

TEMARIO

DIA	HORA	PROFESOR	
11	9 a 11	R. V. Orozco S.	Presentación del tema. <ul style="list-style-type: none">Definiciones.Elementos constitutivos de una presa de jales.Métodos constructivos.Clasificación de las presas de jales en MéxicoCriterios básicos de proyecto, construcción y operación.Descripción de algunos casos ilustrativos.
			Aspectos generales.
	11 a 12	M. Moreno T.	<ul style="list-style-type: none">Ecológicos.
	12 a 13	V. Múhech D.	<ul style="list-style-type: none">Económicos.Reglamentarios.
	13 a 14	C. Reyna L.	<ul style="list-style-type: none">Químicos.Metalúrgicos.
	15 a 16	R. V. Orozco S.	<ul style="list-style-type: none">Topográficos.Geológicos.
	16 a 17	J. L. Velázquez V.	<ul style="list-style-type: none">Climatológicos.Hidroológicos.Hidráulicos.
	17 a 18	J. L. Velázquez V.	Estudio hidráulico. <ul style="list-style-type: none">Tormenta de diseño.Caudal de diseño:<ul style="list-style-type: none">- vaso de almacenamiento,- vertedor de excedencias y alcantarilla decantadora drenante.Dimensionamiento del vertedor y la alcantarilla.Ejemplos.
12			Estudios geotécnicos.
	9 a 10	M. A. Palacios N.	<ul style="list-style-type: none">Exploración geológica del vaso de almacenamiento y de la cimentación para la cortina contenedora: suelos y rocas. Ejemplos.
	10 a 11	J.L. León T.	<ul style="list-style-type: none">Análisis de estabilidad estática y dinámica de taludes y control de filtraciones: cortina, laderas y cimentación. Ejemplos.
	11 a 12	"	<ul style="list-style-type: none">Análisis de estabilidad de la cimentación, capacidad de carga y asentamientos. Ejemplos.
	12 a 13	E. Ovando S.	<ul style="list-style-type: none">Propiedades de los jales: textura, composición granulométrica, gravimetría, resistencia y deformabilidad, consolidación y permeabilidad.
	13 a 14	"	<ul style="list-style-type: none">Licuación de lamas y arenas por sismos o explosiones. Ejemplos.
	15 a 16	R. Torres V.	<ul style="list-style-type: none">Instrumentación: piezometría y movimientos. Ejemplos.

DIA	HORA	PROFESOR
12	16 a 17	J. L Velázquez V.

Anteproyecto ejecutivo.

- **Criterios de diseño estructural: vertedor y alcantarilla.**
- **Planos y especificaciones de construcción: cortina contenedora, alcantarilla decantadora drenante y vertedor de excedencias.**

17 a 18	G. Vázquez A.
----------------	----------------------

Instructivo de operación.

- **Criterios básicos constructivos y normas específicas de la obra.**
- **Piezometría y movimientos.**
- **Informes periódicos.**

PROFESORES

M.I. José Luis León Torres

Ing. Manuel Moreno Turrent

Ing. Vidal Muhech Dip

M.I. Raúl Vicente Orozco Santoyo

Dr. Efraín Ovando Shelley

Geó. Miguel Angel Palacios Nieto

Ing. Cristina Reyna Limas

M.I. Ricardo Torres Velázquez

Ing. Gilberto Vázquez Alcántara

Ing. José Luis Velázquez Vera

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO: Proyecto, Construcción y Operación de Presas de Jales

FECHA: 11 y 12 de mayo de 1995.

CONFERENCISTA	DOMINIO DEL TEMA	USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	COMUNICACION CON EL ASISTENTE	PUNTUALIDAD
Ing. José Luis León Torres				
Ing. Manuel Moreno Turrent				
Ing. Vidal Muhech Dip				
M.I. R. Vicente Orozco Santoyo				
Dr. Efraín Ovando Shelley				
Ing. Miguel Angel Palacios Nieto				
Ing. Cristina Reyna Lima				
M.I. Ricardo Torres Velázquez				
Ing. Gilberto Vázquez Alcántara				
Ing. José Luis Velázquez Vera				

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

ORGANIZACION Y DESARROLÓ DEL CURSO	
GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL CURSO	
ACTUALIZACION DEL CURSO	
APLICACION PRACTICA DEL CURSO	

EVALUACION DEL CURSO

CONCEPTO	CALIF.
CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
CONTINUIDAD EN LOS TEMAS	
CALIDAD DEL MATERIAL DIDACTICO UTILIZADO	

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

1.- ¿LE AGRADO SU ESTANCIA EN LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA?

SI	NO
----	----

SI INDICA QUE "NO" DIGA PORQUE.

2.- MEDIO A TRAVES DEL CUAL SE ENTERO DEL CURSO:

PERIODICO EXCELSIOR		FOLLETO ANUAL		GACETA UNAM		OTRO MEDIO	
PERIODICO EL UNIVERSAL		FOLLETO DEL CURSO		REVISTAS TECNICAS			

3.- ¿QUE CAMBIOS SUGERIRIA AL CURSO PARA MEJORARLO?

4.- ¿RECOMIENDARIA EL CURSO A OTRA(S) PERSONA(S)?

SI		NO	
----	--	----	--

5.- ¿QUE CURSOS LE SERVIRIA QUE PROGRAMARA LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA.

6.- OTRAS SUGERENCIAS:

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION DE PRESAS DE JALES
11 y 12 de mayo de 1995
DIRECTORIO DE PROFESORES

1. Ing. Miguel Moreno Turrent
Subdirector de Ecología, higiene y Seguridad, Servicios Corporativos Frisco, S.A.C.V.
Jaime Balmes 11-C piso 4
Col. Los Morales Polanco
11510 México, D.F.
Tel. 395 43 17 Fax 395 86 85
2. Ing. Vidal Muhech Dip
Director General
Cía. de Ingeniería, S.A. C.V.
Insurgentes 432 piso 8
México, D.F.
Tel. 584 97 97, 343 41 06
584 97 98, Fax 574 39 09
3. Ing. Cristina Reyna Limas
Encargada del Depto. de Prot. Amb.
Servicios Inds. Peñoles, S.A.C.V.
Prof. Antonio Coello Elizondo 310 Nte.
Col. Olivares
64010 Monterrey, Nuevo León
Tel. 91-83-40 63 30 Fax. 408708
4. Ing. Miguel A. Palacios Nieto
Jubilado
Com. Fed. de Electricidad
Barrio de San Francisco 195
Contreras
10500 México, D.F.
Tel. 568 18 24
5. M.I. José Luis León Torres
Director General
Ingenieros Asociados en Geotecnia y Supervisión, S.A. de C.V.
Yacatas 465
Col. Narvarte
México, D.F.
Tel. 5235266, 6765288
Fax 5235266
6. Dr. Efraín Ovando Shelley
Investigador
Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria
Apdo. Postal 70-472
04510 México, D.F.
Tel. 6223500-6223504
Fax 6160784
7. Ing. Gilberto Vázquez Alcántara
Consultor en metalurgia
Loma verde 337
Fracc. Loma Verde
78214 San Luis Potosí, S.L.P.
Tel. 91863 13322 Ext. 1022
Fax. 13303, 13318
8. M.I. Raúl Vicente Orozco Santoyo
Director General
Raúl V. Orozco y Cía., S.A.C.V.
Tel. 6719540, 6719570, Fax. 676 52 06
9. Ing. José Luis Velázquez Vera
Gerente técnico
10. M.I. Ricardo Torres Velázquez
Gerente de Estudios y proyectos
Hacienda Chapa 5
Col. Prado Coapa
14350 México, D.F.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION DE PRESAS DE JALES
11 y 12 de mayo de 1995
DIRECTORIO DE ASISTENTES

1. Isidoro Aviña Parra
Jefe de ingeniería y planeación
Minera Tizapa, S.A.C.V.
Av. Escobedo 20 Pte.
Torreón, Coahuila
2. Carlos Aguilar Zarur
Perito minero
Autónomo
Andrés del río 397
Ventura puente
58020 Morelia, Mich.
Tel. 43 13 56 04
3. Ing. Armando Bernal Martínez
Supervisor Divisional de Cont. Alim.
Servs. Inds. Peñoles, S.A.C.V.
Escobedo 20 Pte.
27000 Torreón, Coahuila
Tel. 91 17 16 97 50
4. Miguel Baez Bañuelos
Ingeniero de Construcción
Química del Rey, SA.C.V.
Laguna del Rey, Coahuila
Tel. 5 21 21
5. Alfonso Caho Vázquez
Académico
U.N.A.M.
Ciudad Universitaria
04510 México, D.F.
Tel. 595 88 19
6. Reynaldo Contreras Patiño
Superintendente Ecología
Atalaya de Argenta, S.A.C.V.
Selenio 168
Cd. Industrial
34220 Durango, Dgo.
Tel. 14 01 17, 14 00 57
7. José Luis Cordero Vázquez
Ingeniero de Ecología
Química del Rey, S.A.C.V.
Prol. Sur Calz. Cuauhtémoc 1318
27000 Torreón Coahuila
Tel. 177 5 21 21
8. Quim. Ricardo Corona Corona
Superintendente Planta de Beneficio
Minas Comermín, S.A.C.V.
Pino Suárez 308 Ote.
Centro
Durango, Dgo.
Tel. 429 1 09 94
9. Hugo Eduardo Chávez Pérez
Residente de Obra
Servs. Industriales Peñoles, SA.CV.
Calz. Tecnológico 1316 Sur
Torreón, Coahuila
Tel. 17 18 05 18
10. José Carlos de la Rosa de la Paz
Superintendente Operación Plantas
Minera del Norte
Hercules, coahuila
11. Alejandro Díaz García
Laboratorista
ENEP Acatlán
Av. Alcanfores s/n
Naucalpan, Edo. de México
Tel. 623 17 66
12. Fernando Félix Cruz
Superintendente de Planta
Minas de San Luis, S.A.C.V.
Pino Suárez 308 Ote.
Centro
34000 Durango, Dgo.
Tel. 12 41 12

13. Zeferino Gutiérrez Núñez
Director
Atalaya Argenta, S.A.C.V.
Selenio 168
Cd. Industrial
34220 Durango, Dgo.
Tel. 14 01 17, 14 00 57
14. Ing. Jorge Alberto Guzmán Paz
Geologo
Exploraciones Peñoles, Quimica del Re
Dom. Conocido
Laguna del Rey
Tel. 91 177 5 21 21
15. Manuel Huitrado Trejo
Jefe de Ingeniería Industrial
Desarrollo Monarca, S.A.C.V.
Dom. Conocido Mina El Bote
98040 Zacatecas, Zac.
Tel. 4 55 60
16. Ing. Víctor Hurtado del Toro
Residente de obra
Gcia.Corp. de Ing. y Construcción
Chihuahua 298 Ote.
Cd. Lerdo, Durango, Dgo.
Tel. 17 35 70
17. Antonio Leija Robles
Consultor
Minera del Norte
Hercules Coahuila
18. Humberto Leonel de Cervantes Padilla
Director General
ETA Consultores, S.A.
Franz Halss 139
Col. Alfonso XIII
01460 México, D.F.
Tel. 598 73 27
19. Jesús Roberto Luna Ramírez
Supervisor
Minas de San Luis, S.A.C.V.
Pino Suárez 308 Ote.
Durango, Dgo.
Tel. 2 41 12
20. Gilberto Jesús Mendiola
Jefatura de Ingeniería y Construcción
Cía. Minera del Cubo, S.A.C.V.
Mineral de Cubo Dom. Conocido
Guanajuato, Gto.
Tel. 2 10 76
21. Javier Mendoza Salazar
Supervisor
Minas de San Luis, S. A. C.V.
Pino Suárez 308 Ote.
Tayoltita, Dgo.
Tel. 12 41 12
22. José Luis Noyola Salazar
Asesor Técnico
Servs. Industriales Peñoles
Prof. Antonio Coello E-310
64010 Monterrey, Nuevo León
Tel. 3 40 63 30
23. Carlos T. Ortíz Rodríguez
Contratista de Obras
Minas de BACLS
Selenio 168
Cd. Industrial
34220 Durango, Dgo.
Tel. 14 24 25
24. J. Efraín Palomares Valenzuela
Superintendente planeación e ingeniería
Atalaya de Argenta, S.A.C.V.
Selenio 168
Cd. Industrial
34220 Durango, Dgo.
Tel. 14 01 17, 14 00 57
25. Oscar M. Pérez Rosales
Superintendente General
Cía. Minera del Cubo, S.A.C.V.
Mineral del Cubo, Dom. Conocido
Guanajuato, Gto.
Tel. 21076
26. Claudia Rojas Serna
Cerro de las Cruces 218
Los Pirules
54040 Tlalnepantla, Edo. de México
27. Ing. Abel Salazar García
Gerente de Beneficio
Selenio 168
Cd. Industrial
34220 Durango, Dgo., Tel. 140117,140057
28. Luis Smith Barajas
Gerente de Geología
Slenio 168
Cd. Industrial
34220 Durango, Dgo. Tel. 140117,140057

3. Biol. Eduardo Vadillo Sánchez
Director Técnico
AN, Consultores, S.A.
Andador 25 ed. 255 int. 12
Alianza Popular Revolucionaria
04800 Coyoacan
Tel. 677 05 25
30. Ing. Leopoldo Eugenio Villalobos Romo
Residente de Proyectos
Servs. Industriales Peñoles, S.A.C.V.
Calz. Tecnológico 1316 Sur
27000 Torreón, Coahuila
Tel. 173570, 180518
31. José Herminio Villicaña Coria
Coordinador de Proyectos Civiles
Peña Colorada
Av. del Trabajo 1000
Peña Colorada, Manzanillo Colima
Tel. 60250
32. Miguel Zacarias González
Superintendente planta concentradora
Desarrollo Monarca, Div. Minería
Dom Conocido Mina el Bote
Zacatecas. Zac.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS**

PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION DE PRESAS DE JALES
11 y 12 de mayo de 1995.

TODO EL MATERIAL DEL CURSO

ING. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO

PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION DE PRESAS DE JALES

**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FI-UNAM**

**SOCIEDAD MEXICANA DE
MECANICA DE SUELOS**

11 y 12 de mayo de 1995

M. EN I. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CURSO:
**PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION
DE PRESAS DE JALES**

CON LA COLABORACION DE LA SOCIEDAD MEXICANA
DE MECANICA DE SUELOS

COORDINADOR: M. en I. Raúl Vicente Orozco Santoyo

DURACION: 16 horas

FECHA: 11 y 12 de mayo de 1995

HORARIO: 9:00 a 18:00 horas

INTRODUCCION

Las presas de jales son las únicas obras de ingeniería que se proyectan, construyen y operan al mismo tiempo, en contraste con las presas para almacenamiento de agua cuya operación se inicia al término de su construcción.

Los criterios básicos para el Proyecto, la Construcción y la Operación de las presas de jales en México se han ido desarrollando paulatinamente hasta lograr que se consideren en las normas oficiales.

El creciente desarrollo de la industria minera mexicana es el principal elemento motor para llegar a unificar los criterios básicos mencionados dentro del ámbito nacional.

OBJETIVO

Dar un conocimiento lógico y racional a los responsables de las presas de jales en todas sus etapas: Proyecto, Construcción y Operación, con el fin de lograr que estas obras sean seguras dentro de los campos de la economía y la ecología, durante todas las etapas de almacenamiento de los jales, incluyendo el colmado y el abandono de estas importantes obras.

DIRIGIDO A

Todas las personas involucradas en el Proyecto, la Construcción y la Operación de presas de jales. También a aquellas que se interesen en el conocimiento de esta disciplina que se está desarrollando intensamente en México.

PROFESORES

M. en I. José Luis León Torres

Ing. Manuel Moreno Turrent

Ing. Vidal Muhech Dip

M. en I. Raúl Vicente Orozco Santoyo

Dr. Efraín Ovando Shelley

Ing. Geó. Miguel Angel Palacios Nieto

Ing. Cristina Reyna Limas

M. en I. Ricardo Torres Velázquez

Ing. Gilberto Vázquez Alcántara

Ing. José Luis Velázquez Vera

TEMARIO

Presentación del tema. Definiciones. Elementos constitutivos de una presa de jales. Métodos constructivos. Clasificación de las presas de jales en México. Criterios básicos de proyecto, construcción y operación. Descripción de algunos casos ilustrativos.

Aspectos generales. Ecológicos. Económicos. Reglamentarios. Químicos. Metalúrgicos. Topográficos. Geológicos. Climatológicos. Hidrológicos. Hidráulicos.

Estudio hidráulico. Tormenta de diseño. Caudal de diseño: vaso de almacenamiento, vertedor de excedencias y alcantarilla decantadora drenante. Dimensionamiento del vertedor y la alcantarilla. Ejemplos.

Estudios geotécnicos. Exploración geológica del vaso de almacenamiento y de la cimentación para la cortina contenedora: suelos y rocas. Ejemplos. Análisis de estabilidad estática y dinámica de taludes y control de filtraciones: cortina, laderas y cimentación. Ejemplos. Análisis de estabilidad de la cimentación, capacidad de carga y asentamientos. Ejemplos. Propiedades de los jales: textura, composición granulométrica, gravimetría, resistencia y deformabilidad, consolidación y permeabilidad. Licuación de lamas y arenas por sismos o explosiones. Ejemplos. Instrumentación: piezometría y movimientos. Ejemplos.

Anteproyecto ejecutivo. Criterios de diseño estructural: vertedor y alcantarilla. Planos y especificaciones de construcción: cortina contenedora, alcantarilla decantadora drenante y vertedor de excedencias.

Instructivo de operación. Criterios básicos constructivos y normas específicas de la obra. Piezometría y movimientos. Informes periódicos.

**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION DE PRESAS DE JALES
11 y 12 de mayo de 1995**

FECHA	HORARIO	TEMA	OBJETIVO	EXPOSITOR
Jueves 11	9:00 a 11:00 h	Presentación del tema	<ul style="list-style-type: none"> • Definiciones • Elementos constitutivos de una presa de jales • Métodos constructivos • Clasificación de las presas de jales en México • Criterios básicos de proyecto, construcción y operación • Descripción de algunos casos ilustrativos 	M. en I. Raúl Vicente Orozco Santoyo
	11:00 a 12:00 h	Aspectos generales	<ul style="list-style-type: none"> • Ecológicos 	Ing. Manuel Moreno Turrent
	12:00 a 13:00 h	Aspectos generales	<ul style="list-style-type: none"> • Económicos • Reglamentarios 	Ing. Vidal Muhech Dip
	13:00 a 14:00 h	Aspectos generales	<ul style="list-style-type: none"> • Químicos • Metalúrgicos 	Ing. Cristina Reyna Limas
	15:00 a 16:00 h	Aspectos generales	<ul style="list-style-type: none"> • Topográficos • Geológicos 	M. en I. Raúl Vicente Orozco Santoyo
	16:00 a 17:00 h	Aspectos generales	<ul style="list-style-type: none"> • Climatológicos • Hidrológicos • Hidráulicos 	Ing. José Luis Velázquez Vera
	17:00 a 18:00 h	Estudio hidráulico	<ul style="list-style-type: none"> • Tormenta de diseño • Caudal de diseño: vaso de almacenamiento, vertedor de excedencias y alcantarilla decantadora drenante • Dimensionamiento del vertedor y la alcantarilla • Ejemplos 	Ing. José Luis Velázquez Vera

FECHA	HORARIO	TEMA	OBJETIVO	EXPOSITOR
Viernes12	9:00 a 10:00 h	Estudios geotécnicos	<ul style="list-style-type: none"> • Exploración geológica del vaso de almacenamiento y de la cimentación para la cortina contenedora: suelos y rocas. Ejemplos 	Ing. Geó. Miguel Angel Palacios Nieto
	10:00 a 11:00 h	Estudios geotécnicos	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis de estabilidad estática y dinámica de taludes y control de filtraciones: cortina, laderas y cimentación. Ejemplos 	M. en I. José Luis León Torres
	11:00 a 12:00 h	Estudios geotécnicos	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis de estabilidad de la cimentación, capacidad de carga y asentamientos. Ejemplos 	M. en I. José Luis León Torres
	12:00 a 13:00 h	Estudios geotécnicos	<ul style="list-style-type: none"> • Propiedades de los jales: textura, composición granulométrica, gravimetría, resistencia y deformabilidad, consolidación y permeabilidad 	Dr. Efraín Ovando Shelley
	13:00 a 14:00 h	Estudios geotécnicos	<ul style="list-style-type: none"> • Licuación de lamas y arenas por sismos o explosiones. Ejemplos 	Dr. Efraín Ovando Shelley
	15:00 a 16:00 h	Estudios geotécnicos	<ul style="list-style-type: none"> • Instrumentación: piezometría y movimientos. Ejemplos 	M. en I. Ricardo Torres Velázquez
	16:00 a 17:00 h	Anteproyecto ejecutivo	<ul style="list-style-type: none"> • Criterios de diseño estructural: vertedor y alcantarilla • Planos y especificaciones de construcción: cortina contenedora, alcantarilla decantadora drenante y vertedor de excedencias 	Ing. José Luis Velázquez Vera
	17:00 a 18:00 h	Instructivo de operación	<ul style="list-style-type: none"> • Criterios básicos constructivos y normas específicas de la obra • Piezometría y movimientos • Informes periódicos 	Ing. Gilberto Vázquez Alcántara

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CURSO:
**PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION
DE PRESAS DE JALES**

Presentación del tema

- Definiciones
- Elementos constitutivos de una presa de jales
- Métodos constructivos
- Clasificación de las presas de jales en México
- Criterios básicos de proyecto, construcción y operación
- Descripción de algunos casos ilustrativos

M. EN I. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO

R. V. Orozco

CRITERIOS DE PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION PARA PRESAS DE JALES EN MEXICO

R. V. Orozco

Presidente, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos
Director General, Raúl Vicente Orozco y Cía., S.A. de C.V.

SINOPSIS. Se describen los criterios básicos más importantes para el proyecto, la construcción y la operación de las presas de jales en México, con el fin de lograr la máxima seguridad de la obra dentro de la economía. Estos criterios se han ido desarrollando paulatinamente hasta lograr que se consideren en las Normas Oficiales Mexicanas, cuya aplicación está teniendo efectos benéficos en la conservación del medio ambiente. En dichas Normas se clasifican las presas de jales en 27 categorías: desde las ubicadas en terreno montañoso con eventos ciclónicos y sísmicos (categoría 1) hasta aquéllas localizadas en terreno plano y en condiciones áridas y asísmicas (categoría 27). En cada categoría se recomiendan diferentes opciones para escoger lo más apropiado en relación al método constructivo, los análisis de estabilidad, la instrumentación y los sistemas de recuperación de agua clarificada.

1. GENERALIDADES

Desde hace dos décadas, la industria minera mexicana está teniendo un gran desarrollo que ha requerido de la construcción de presas cada vez más grandes para el almacenamiento de los residuos sólidos (jales) más el agua de transporte, provenientes de las plantas concentradoras de mineral (Ref. 1).

Se han estudiado las causas de falla en las presas de jales mexicanas y se han establecido procedimientos para mejorar su proyecto, construcción y operación, ya que se requiere que las personas responsables dispongan de un conocimiento sólido sobre los criterios básicos que gobiernan el comportamiento de estas obras, únicas que se construyen y operan simultáneamente (Refs. 2 a 4).

2. CONCEPTOS BASICOS

A continuación se describen algunos conceptos importantes relativos a los jales y las presas, así como a su ubicación y otros aspectos generales (Ref. 1):

2.1 Jales

El material procedente de la mina se muele o tritura hasta un espesor similar al de la arena fina. El mineral con valor comercial se extrae en la forma de un "concentrado" por un proceso químico de "flotación". El producto sin valor comercial que queda al final ("cola") del proceso de molienda, flotación y espesado, se denomina **jal** o **jales** (tailings).

Por conveniencia y economía se utiliza el agua como medio de transporte para llevar los jales y depositarlos en la "estructura" de almacenamiento (presa de jales).

2.2 Presas de jales

Las presas de jales retienen los lodos de jal (sólidos + agua) y durante el proceso de sedimentación, permiten que las partículas dejen de estar en suspensión, se asienten y se depositen gradualmente en el fondo del vaso de almacenamiento. Para remover y reutilizar el agua libre y clarificada que se concentra en el estanque del vaso de almacenamiento, se utilizan sistemas de decantación y drenaje a base de alcantarillas o se extrae directamente mediante sifones o bombas montadas en balsas.

Las presas de jales tienen como función principal el almacenamiento de sólidos y tienen muchas características en común con las presas para almacenamiento o derivación de agua. Sin embargo, sus necesidades de operación son diferentes, como lo son también muchas consideraciones en cuanto a los programas de trabajo, a las técnicas de construcción y a las características del mineral.

Las presas de jales tienen cuatro elementos básicos:

- a) La cortina contenedora.
- b) El vaso de almacenamiento.
- c) La alcantarilla o tubería de decantación y drenaje.
- d) El vertedor de demasías (o excedencias).

Las presas de jales se proyectan para "abandonarse" cuando están colmadas. En algunas ocasiones pueden beneficiarse de nuevo los jales.

Puesto que el objetivo final de las presas de jales es el almacenamiento de residuos sólidos y no la captación de agua, que es sólo incidental a su operación, no se recomienda la aplicación directa de la tecnología para presas de agua, ya que tal aplicación puede resultar onerosa. En México hay 2 grandes "presas de agua" que se pretenden transformar en "presas de jales", con alturas máximas de cortina contenedora superiores a 140 m y longitudes de cortina hasta de 7 km (Unidades Mineras La Caridad y Cananea, Refs. 5 y 6).

2.3 Ubicación de las presas

Para empezar, la ubicación de una mina se establece con base en la localización del yacimiento. La ubicación de la planta concentradora o beneficiadora del mineral, por lo general se selecciona con la finalidad de evitar costos por concepto del transporte de material no utilizable, como son los jales.

Por consiguiente, la ubicación de las presas de jales depende en gran medida de la localización de las minas o de la planta, así como de las condiciones de operación y el riesgo de contaminación a poblados o acuíferos. Este aspecto ecológico es mandatorio en las decisiones del mejor sitio para alojar una presa de jales.

Al proyectar una presa de jales para un sitio dado, es pertinente planear la máxima utilización posible del lugar, de manera que las etapas sucesivas de construcción y operación se adapten fácilmente a las precedentes, sin ocasionar problemas mayores o aumentos en los costos.

El costo por tonelada de jal depositado es un índice importante en la selección de la presa o el sitio más conveniente. Este índice debe controlarse continuamente durante la vida económica asignada a la obra.

Cuando es posible escoger entre diversos sitios favorables para almacenar los jales, la primera consideración deberá consistir en lograr el equilibrio entre las inversiones y los costos de construcción y operación que favorezca, por un lado, todas las actividades de una manera fácil, segura y eficaz y, por el otro, que existan oportunidades para distribuir las inversiones en el tiempo y con un desarrollo por etapas.

Existen modelos de investigación de operaciones que permiten tomar decisiones sobre el sitio más favorable o atractivo para almacenar jales, los cuales toman en cuenta varios aspectos sobre **riesgos** (estabilidad dinámica durante un sismo o explosión en la mina, deslizamientos de taludes por saturación no controlada de suelos con o sin tubificaciones, derramamiento sobre la cortina de los lodos o el agua libre por incapacidad de almacenamiento, etc.), sobre **Ingeniería económica** (transporte y colocación de materiales para la cortina o los jales, instalación de instrumentos para observación: piezómetros, inclinómetros, etc.) o sobre **ecología** en general.

2.4 Otros aspectos

En orden de importancia relativa, se debe considerar también el tipo de terreno de cimentación para la cortina contenedora, así como la extensión superficial en la zona del vaso de almacenamiento, para el tonelaje total diario que se depositará, de preferencia en un sitio "aguas abajo" de la planta concentradora.

El tipo de presas de jales también se determina principalmente por la topografía y la actividad sísmica del sitio, las condiciones hidrológicas y de cimentación, las propiedades de los jales y su estabilidad en la cortina contenedora o dentro del vaso de almacenamiento, el transporte y la distribución de los jales, la clarificación y la calidad del agua requeridas, así como las consideraciones ambientales.

La protección del ambiente contra los escurrimientos, la infiltración y el polvo (cuando son nocivos), así como la imagen de una presa estéticamente aceptable, son factores complementarios de control que deben considerarse en la estimación de costos de operación.

En las zonas cercanas a los centros de población, los sitios para el almacenamiento de jales necesitan a menudo ser rehabilitados para otros usos y no para su utilización natural inicial. Esto no siempre es compatible con la estabilidad de las cortinas contendedoras, la cual debe tener siempre prioridad, principalmente desde el punto de vista ecológico. Desde otro punto de vista, también es importante hacer énfasis en los aspectos topográficos, hidrológicos y sísmicos, dominantes en nuestro país.

El transporte y la distribución de los jales pueden ser determinantes en la selección del tipo de presa. La estimación de los costos del transporte y de la distribución de los jales, conjuntamente con los costos de construcción de la cortina contenedora y del sistema de recuperación de agua, así como los relativos a las medidas para la protección ambiental, influyen también en el tipo de presa de jales a construir.

Habiendo decidido sobre el tipo más conveniente de presa de jales, se deberá determinar el tamaño, la altura, los procedimientos de construcción y operación, la supervisión y el control de calidad, definidos por el proyecto (ingenierías básica y detallada), aunque una presa de jales puede construirse a nivel de anteproyecto.

Además del almacenamiento de los jales, las presas tienen otras funciones secundarias, como la clarificación del agua y, algunas veces, como depósito de agua para las operaciones de la planta concentradora de mineral.

Una cortina contenedora convencional para almacenar agua generalmente se construye de material controlado con especificaciones estándar. En cambio, una cortina contenedora para almacenar sólidos de jal normalmente se construye con los mismos jales (con o sin separación de arenas), materiales sobrantes o de préstamo, procesados o con una combinación de ambos; incidentalmente se almacena agua. Conviene considerar a los jales arenosos como *materiales de construcción*, no como desperdicios. En muchas presas de jales, cuando estructural y económicamente es conveniente, se utiliza material proveniente de residuos mineros, como materiales de descapote, "tepetate" o rezaga de mina.

En virtud de que la vida útil de las presas de jales en forma general aumenta paulatinamente hasta su abandono, las geometrías de las cortinas contenedoras pueden variar, según cambien los procesos de las minas y de las plantas concentradoras.

3. CRITERIOS BASICOS DE PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION

3.1 Generalidades

Con el objeto de unificar criterios para el proyecto, la construcción y la operación de las presas de jales en México, se han desarrollado y publicado 2 documentos básicos que sirven de apoyo para los anteproyectos y/o las rehabilitaciones de estas obras (Refs. 7 y 8). Estos documentos técnicos son de aplicación práctica y en su formulación se han tomado en cuenta las experiencias mexicanas y las de otros países (Refs. 1 a 6 y 9 a 15).

3.2 Clasificación general de las presas de jales

Debido a las condiciones geomorfológicas, meteorológicas, sismológicas y otras que se presentan en la República Mexicana, se considera que las presas de jales se pueden clasificar en forma general de acuerdo a los siguientes aspectos:

a) Topográficos. Desde este punto de vista se ha tomado en cuenta el tipo de terreno, clasificado como sigue:

Montañoso (M)
Símbolo: T_m

Lomerío (L)
Símbolo: T_l

Plano (P)
Símbolo: T_p

b) Hidrológicos. Para fines prácticos se puede establecer que las cuencas hidrológicas conviene clasificarlas en las siguientes zonas:

Ciclónica (C)
Símbolo: Z_c

Lluviosa o húmeda (H)
Símbolo: Z_h

Seca (S)
Símbolo: Z_s

Para mayor ilustración sobre el conocimiento de las cuencas hidrológicas conviene consultar las Refs. 16 y 17.

c) Sismológicos. De acuerdo con la sismicidad de la República Mexicana (Ref. 18 a 20), las regiones pueden clasificarse en:

Sísmica (S)
Símbolo: R_s

Penesísmica (P)
Símbolo: R_p

Asísmica (A)
Símbolo: R_a

R. V. Orozco

La clasificación general de las presas de jales se puede establecer con la combinación de los símbolos arriba indicados. Después de revisar otras metodologías, se ha considerado que la simbología aquí sugerida permitirá simplificar y unificar el comportamiento probable de las presas de jales en México. Por lo pronto, se estima que este enfoque es el más apropiado y funcional.

Tomando en cuenta la clasificación general anteriormente indicada, se ha considerado pertinente clasificar las presas de jales en 3 grupos, 9 subgrupos y 27 categorías. En la Tabla I se representan con símbolos cada una de las categorías; por ejemplo: los símbolos $T_m \cdot Z_c \cdot R_s$ y $T_p \cdot Z_s \cdot R_e$ corresponden a las categorías 1 y 27, respectivamente.

La Tabla I permitirá ir plasmando en forma ordenada y práctica todos los enfoques ingenieriles que se consideren de interés en cualquier etapa de desarrollo de una presa de jales.

4. ORDENES DE PREFERENCIA PARA DECISIONES

4.1 Generalidades

A partir de la Tabla I para la clasificación de las presas de jales, es factible determinar las acciones que deberán tomarse para cada una de las actividades que se presentan más adelante, a partir del orden de preferencia indicado. Por ejemplo: el # 1 corresponde al más recomendable y el # 4 al menos recomendable (Refs. 1,7 y 8).

4.2 Método constructivo

Los procedimientos de construcción que más se aplican son los siguientes (Ref. 15):

- a) **Método "aguas arriba" ("cicloneado")**. Es el más utilizado en México y consiste en ir formando la cortina contenedora hacia el vaso de almacenamiento ("aguas arriba"), mediante una coraza arenosa resistente y permeable, construida fundamentalmente con arena de "ciclón". En la Fig. 1 se ilustra esquemáticamente una sección transversal con este método constructivo, donde se indican algunos elementos constitutivos de la presa de jales.

Cabe hacer notar que en una presa de jales en la categoría 1, no procede el método constructivo "aguas arriba", pero sí los demás procedimientos (igualmente recomendados). En cambio, si la presa fuera de la categoría 27, todos los procedimientos constructivos serían válidos e igualmente recomendables.

- b) Método "aguas abajo" ("cicloneado").** Este procedimiento prácticamente no se utiliza en México y consiste en ir formando la cortina contenedora a partir del vaso de almacenamiento y hacia afuera ("aguas abajo"), mediante arena de "ciclón" compactada (Fig. 2). Este método de construcción puede utilizarse para todas las categorías de la Tabla I.
- c) Método "aguas abajo" (sección graduada).** Cuando en el sitio se dispone de material grueso tipo rezaga o "tepetate" de mina, conviene que la cortina contenedora esté formada por estos elementos estabilizadores (básicamente enrocamiento), con los fragmentos de roca más gruesos hacia el talud externo de la cortina y los más chicos hacia la coraza impermeable y con un filtro de grava-arena como transición, según se ilustra en la Fig. 3. Este procedimiento constructivo se está aplicando cada vez con mayor frecuencia en México y se recomienda para todas las categorías indicadas en la Tabla I.
- d) Método "aguas abajo" (sección homogénea).** Cuando en el sitio se dispone de suelos con matriz arcillosa (GC, SC, GW-GC, SW-SC, según el sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS) en cantidades suficientes para construir una cortina contenedora compactada e impermeable, se recomienda incluir en el proyecto una "chimenea" central permeable de grava-arena (filtro), con su delantal respectivo y dren al pie del talud externo, con el fin de prevenir las tubificaciones, las cuales originan inestabilidad en la obra. En la Fig. 4 se presenta una sección transversal ilustrativa. En México sólo hay algunos anteproyectos con este procedimiento constructivo. Se recomienda este método constructivo para todas las categorías indicadas en la Tabla I.
- e) Método del "eje central".** Este procedimiento no se utiliza en México y básicamente consiste en ir formando la cortina contenedora a partir de un eje central, con arenas de "ciclón" compactadas y/o materiales de préstamo.
- f) Método convencional de "sección graduada".** Este procedimiento corresponde al de una cortina para almacenamiento de agua, que funciona como parte de una presa convencional, cuyos criterios de diseño son totalmente diferentes a los de una presa para almacenamiento de jales (o brevemente: presa de jales). Este procedimiento también se ha utilizado en México, con el inconveniente del costo y la necesidad de sobreelevar con frecuencia las cortinas, para aumentar las capacidades de almacenamiento. En México existen algunos casos importantes de presas así construidas (Refs. 5 y 6).

Para las presas de jales en México, es preferible y más económico utilizar el método constructivo "aguas abajo" con sección graduada tipo enrocamiento (Fig. 3), en lugar del método convencional de "sección graduada".

R. V. Orozco

4.3 Análisis de estabilidad

En la Tabla I se establece claramente cuál es el tipo de análisis más recomendable que debe realizarse para asegurar la estabilidad contra el deslizamiento de taludes en las cortinas contenedoras. Por ejemplo, una presa de jales en la categoría 1 requiere la utilización del método del elemento finito, tanto para el caso estático como el dinámico (sísmico), como se ha utilizado en varios casos (véanse por ejemplo las Refs. 3 a 5 donde se estudia el fenómeno de la licuación durante un temblor). En cambio, una presa de jales en la categoría 27 requiere simplemente de un análisis estático convencional.

4.4 Instrumentación

En la Tabla I se indican los tipos de instrumentos que se recomiendan para las diversas categorías en las presas de jales. Por ejemplo, la categoría 1 requiere necesariamente la instalación de sismógrafos, piezómetros y referencias topográficas superficiales; los inclinómetros están en segunda instancia. En cambio, en la categoría 27 sólo se requieren referencias superficiales; los piezómetros están en segunda instancia.

Desde luego, la necesidad de instrumentación está íntimamente ligada a los requerimientos de proyecto, según la importancia de la obra (altura de la cortina contenedora, método constructivo, riesgos por falla, etc.).

4.5 Sistema de decantación y drenaje

Se le puede designar como tubería decantadora drenante o simplemente *alcantarilla*, la cual puede ser del tipo sección portal, con muros de mampostería o concreto ciclópeo y bóveda de concreto reforzado, o bien, conducto circular o cuadrado de acero o concreto reforzado. La *alcantarilla* tiene perforaciones o "chinos" para la recuperación del agua clarificada que se recicla al proceso de la planta concentradora. La *alcantarilla* correctamente dimensionada puede servir también como vertedor de demasías (o excedencias), para desalojar las aguas de lluvia durante las temporadas de avenidas.

En la Tabla I se presentan las alternativas más recomendables para desalojar el agua libre del vaso de almacenamiento. También se pueden hacer combinaciones de las mismas.

5. DESCRIPCION DE CRITERIOS BASICOS

Debido a la interrelación muy estrecha que existe entre el proyecto, la calidad, la construcción, la supervisión, la operación y la conservación de las presas de jales, se considera más pertinente establecer los criterios básicos en forma continua, como se indica a continuación:

R. V. Orozco

Primero. El proyectista tiene que establecer con toda claridad (en los planos y en las especificaciones) el nivel de calidad que se debe asegurar durante la construcción y la operación de una presa de jales. El nivel de calidad es el conjunto de características cualitativas y cuantitativas que deben satisfacer los materiales, las instalaciones y los componentes de la obra, en los aspectos de resistencia a las cargas por soportar, asentamientos totales y diferenciales, deformaciones, geometría, apariencia, durabilidad, capacidad de carga, etc. (Ref. 21).

Segundo. El nivel de calidad implica el establecimiento del criterio (o criterios) de aceptación, corrección y/o rechazo, mediante el valor medio de la característica a medir (compacidad, humedad, resistencia compresiva, permeabilidad, etc.) y su desviación estándar o coeficiente de variación (como medidas de dispersión de valores). El nivel de calidad deseado lo complementan en la práctica las variaciones permisibles, en más o en menos, con respecto al valor medio requerido de la característica a medir. Por lo tanto, el control de calidad consiste precisamente en verificar que durante el proceso constructivo se asegure el nivel de calidad estipulado, especialmente en la capa de material compactado o el elemento ya terminado (Ref. 21).

Tercero. El control de calidad debe incluir todas las operaciones inherentes al muestreo, el ensaye, la inspección y la selección de materiales, previamente a la ejecución de la obra, para asegurar que el procedimiento constructivo satisfaga las exigencias de la misma. Durante la construcción, el controlador de calidad (responsable del control de calidad) deberá realizar la inspección, el muestreo y los ensayos necesarios en todas sus etapas, para que se logre el nivel de calidad deseado en los diversos conceptos de obra involucrados; además, tiene que suministrar información oportuna al responsable de la construcción para que, con debido conocimiento, actúe en plan correctivo, oportuno y eficaz, a fin de evitar defectos en métodos constructivos (Ref. 21).

Cuarto. Cuando se trata de una cortina con sección homogénea o graduada, es muy recomendable que durante la construcción se lleve un registro gráfico diario de los volúmenes colocados de cada material (arcilla en la coraza impermeable, grava-arena de río en el filtro y fragmentos de roca en el enrocamiento), de modo que se indiquen claramente los límites de control correspondientes a los volúmenes diarios: a) medio programado, b) mínimo admisible y c) máximo probable.

Quinto. Para efectuar correcciones oportunas durante la supervisión del proceso constructivo, relativas a los avances físicos (en % y en m^3) de los volúmenes colocados y/o compactados de cada material, deberá llevarse una carta de control que contenga la gráfica de tendencias correspondiente al promedio de los últimos 5 valores consecutivos. Conviene identificar con claves o colores los conceptos de control de la obra.

Sexto. Todas las cartas de control deberán llevarse en la obra y actualizarse diariamente, para que la supervisión y el control de calidad sean ágiles y oportunos.

Séptimo. Antes y después de construida cada una de las capas o los elementos de material, el apoyo topográfico deberá ser eficiente para evitar contratiempos durante la construcción. Todas las mediciones topográficas y los resúmenes resultantes diarios deberán conciliarse entre los responsables de la construcción y la supervisión.

Octavo. Tanto la supervisión como el control de calidad deberán realizarse en forma mancomunada en cada una de las siguientes etapas:

- a) **Etapas de previsión.** Se refiere a las acciones en que se pueden escoger los materiales antes de su explotación, transporte, mezcla (con o sin agua), colocación, "bandeo" y/o compactación. En esta etapa se presenta la oportunidad de aceptar, desechar o mejorar los materiales previamente a la construcción. Las cartas de control actualizadas diariamente ayudan a asegurar el nivel de calidad que establezca el proyecto, para cada parámetro básico que se estipule (contenidos de grava, arena y finos, contenido de agua en el banco o en el sitio, índice plástico y límites de consistencia: líquido y plástico, tamaños máximos y mínimos de los fragmentos de roca, coeficientes de uniformidad y curvatura de la grava-arena, contenido de partículas deleznable, etc.).
- b) **Etapas de acción.** Se refiere a la verdadera actividad de aceptación, corrección y/o rechazo durante la construcción. Se requiere el apoyo de equipos de laboratorio que proporcionen datos inmediatos después de la compactación (medidores nucleares de humedad y peso volumétrico). En la etapa de previsión ("a") se aceptan los materiales para que en la de acción ("b") no se rechacen los materiales separados; en otras palabras, los materiales colocados deben aceptarse. A partir de tramos de prueba, en esta etapa de acción se decide si se logra el acomodo o la compacidad deseada. En las cartas de control deben marcarse con claridad las zonas de aceptación, corrección y rechazo, para llevar continuamente las gráficas de tendencias de los últimos cinco valores consecutivos de cada parámetro.
- c) **Etapas de historia.** Se refiere al registro histórico de la información requerida por el proyecto, que se exige aunque el proceso constructivo haya finalizado. En la etapa anterior (acción) la aceptación o el rechazo deberá ocurrir precisamente en el momento de la construcción y no después. Debido a esto, los equipos de medición tienen que ser avanzados en tecnología (nucleares).

Las cartas de control relativas a la etapa de historia también son útiles para retroalimentar al proyecto.

Noveno. Es muy conveniente dividir la obra en zonas muy bien identificadas para optimizar los controles. En cada zona se abrirá un expediente con todos los conceptos de obra valorados en "nuevos pesos", dentro del programa de obra asignado. Por medio de la aplicación de programas de computadora, para cualquier concepto de trabajo y en todo momento, podrá disponerse de los controles gráficos de avances: financiero (en % y en N\$) y físico (en % y en m³).

Décimo. En el caso de las obras de concreto hidráulico, cuando se construya el vertedor de excedencias o la tubería decantadora drenante, el proyectista establecerá con toda claridad los niveles de calidad que deberán asegurarse durante la construcción; esto requiere una supervisión calificada y un control de calidad efectivo. En el nivel de calidad se debe incluir la resistencia de proyecto (f'_c) y la resistencia media requerida (f_{cr}), para lo cual es necesario establecer la probabilidad de falla en los ensayos (Ref. 21). El coeficiente de variación total durante la construcción dependerá de la calidad del constructor sumada a la del controlador de calidad.

Décimo primero. En cada etapa constructiva de una presa de jales dada, deberá respetarse el instructivo de operación propio de esa obra, en lo referente a: la distancia del agua libre en el estanque (dentro del vaso de almacenamiento) con relación a la corona de la cortina contenedora; la posición de la superficie libre superior del agua en el vaso y dentro de la cortina (a partir de las observaciones directas y piezométricas); las observaciones de humedades y/o filtraciones en el talud exterior de la cortina; las variaciones en la granulometría de los jales (arenas y lamas); la velocidad de crecimiento de la cortina; el progreso de la alcantarilla de decantación y drenaje; el control de los "chinos" decantadores; los controles topográficos para los movimientos superficiales, etc.

Décimo segundo. Cuando una cortina contenedora tenga deterioros debido a erosiones fuertes ocasionadas por las lluvias, el viento, etc., deberá procederse a la rehabilitación o a la reconstrucción de las partes dañadas, independientemente de la conservación normal estipulada para la presa de jales.

Décimo tercero. Dentro de las actividades normales de operación y conservación, deberá incluirse la protección de taludes de la cortina contenedora de una presa de jales. Esto se puede lograr mediante la vegetación local, el "arroje" con materiales de préstamo, el tratamiento orgánico con semilla lanzada o cualquier otro método, a fin de evitar el transporte eólico de las partículas finas y el arrastre por lluvia de los jales. Esto se hace extensivo también para el caso de la playa expuesta dentro del vaso de almacenamiento.

R. V. Orozco

6. DESCRIPCION DE CRITERIOS COMPLEMENTARIOS

Puesto que durante el proyecto, la construcción y la operación de las presas de jales intervienen simultáneamente los aspectos económicos, geotécnicos, hidráulicos, constructivos, etc., a continuación se presentan los principales criterios que complementan a los básicos descritos anteriormente (Refs. 1 y 7):

Primero. De acuerdo con los métodos constructivos recomendados en la Tabla I, conviene seleccionar el más aplicable al caso en estudio, a partir de la información disponible de índole topográfica, hidrológica, sismológica, geotécnica, ecológica, económica y sobre disponibilidad de materiales de construcción, más balance de sólidos y agua durante la producción, etc.

Segundo. De acuerdo con los métodos recomendados en la Tabla I, es conveniente efectuar los análisis de estabilidad estática y/o dinámica de la cortina contenedora, con el fin de obtener los factores de seguridad esperados durante la construcción y operación, así como para seleccionar el tipo de instrumentación más adecuado al caso en cuestión.

Tercero. El vaso de almacenamiento debe tener la capacidad suficiente para alojar con seguridad (sin derrames por la cortina) los efluentes enviados (sólidos y agua), tanto en la temporada de "secas" como en la de "lluvias", principalmente en las regiones ciclónicas.

Cuarto. Es muy recomendable evitar (derivar o desviar) la entrada de escurrimientos superficiales (dentro de la cuenca de captación) al vaso de almacenamiento de la presa de jales, mediante la construcción de bordos o canales perimetrales que desalojen el agua a otras zonas o cuencas, con el objeto de reducir el riesgo de falla por derrame del agua sobre la cortina.

Quinto. En el vaso de almacenamiento es indispensable mantener el agua del estanque alejada de la cortina contenedora, ya que los jales se reblandecen por saturación, reducen su capacidad de carga y aumentan su deformabilidad, lo cual disminuye el factor de seguridad contra el deslizamiento de taludes.

Sexto. Es muy conveniente que la cortina contenedora se proyecte de tal manera que tenga forma cóncava hacia afuera (exterior o "aguas abajo"), para evitar las zonas de tensión que den lugar a agrietamientos y vías de agua por tubificación (con arrastre de lamas), lo cual conlleva a la rotura y a la falla progresiva de una presa de jales. Si se construyen en forma de arco (y como límite la línea recta), aumentan las probabilidades de presentarse esfuerzos de compresión que dan una mayor seguridad a las cortinas contenedoras.

Séptimo. Por el vertedor de demasías o la alcantarilla de decantación y drenaje (según lo recomendado en la Tabla I) deberá transitarse la avenida de diseño (entre el NAMO y el NAME, según se ilustra en la Fig. 1) en todas las etapas de construcción y operación, con el fin de definir el bordo libre (diferencia de elevaciones entre la corona de la cortina y el NAME) que deberá mantenerse siempre durante la vida de la obra y aún después de colmada y abandonada la presa de jales.

7. RECOMENDACIONES GENERALES

Son las siguientes (Refs. 1 y 7):

Primera. Antes de efectuar el proyecto de una presa de jales, es muy recomendable partir de los modelos conceptuales a nivel de "gran visión" y después descender a más detalle en los anteproyectos, con sus variantes normales, dentro del marco de referencia o guía general de los criterios básicos establecidos en este documento.

Segunda. Debido a lo complejo de los proyectos de las presas de jales, es muy conveniente que participen en el desarrollo de los criterios particulares los técnicos y especialistas involucrados en las diversas disciplinas: geología, geotecnia, hidrología, hidráulica, ecología, construcción, operación, economía, etc.

Tercera. Conviene insistir en que durante la construcción de las cortinas iniciadoras, tuberías decantadoras drenantes, cortinas contenedoras, etc., se nombre en la obra a un sólo responsable de la supervisión y el control de calidad, ya que es indispensable asegurar durante la construcción el cumplimiento de lo proyectado. Los ajustes o "adecuaciones" que vayan resultando deberán autorizarse por ese responsable único.

Cuarta. Es imperioso redactar y poner en práctica el instructivo de operación de la obra, para que cualquier persona siga las instrucciones fielmente y sin duda alguna. La Ref. 15 es un excelente auxiliar para desarrollar esta actividad.

Quinta. Es muy recomendable que el manual de presas de jales (Ref. 8) sirva de complemento a los criterios básicos de proyecto, construcción y operación propios de cada obra en particular, con un espíritu positivo y siempre saludable de ir tomando en cuenta todas las observaciones y sugerencias que hagan los usuarios, para llegar a tener documentos de utilidad práctica en esta disciplina.

Sexta. Es necesario el seguimiento de los casos históricos sobre el comportamiento real de las presas de jales en México, para lo cual se requiere la participación estrecha de la Cámara Minera de México, A.C. y de las empresas mineras con la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.

R. V. Orozco

8. REFERENCIAS

- 1) **Las Presas de Jales en México. Criterios Básicos para su Proyecto. Construcción y Operación.** XVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Zacatecas, Zac. Orozco Santoyo R.V. y Orozco Escoto I.Y., Nov. 1992
- 2) **Informes Técnicos de las Presas de Jales en las Unidades u Obras Mineras Mexicanas:** Taxco, Gro.; Inguarán, Mich.; Santa Bárbara y Santa Eulalia, Chih.; Nueva Rosita, Coah.; Plantas de Cobre y de Zinc Electrolítico, Presa de Jarosita, SLP; San Martín, Zac.; Rosario, Sin., Velardeña, Dgo. (*Industrial Minera México*). Zimapán, Hgo. (*Servicios Industriales Peñoles*). Nonoalco y Molango, Hgo. (*Minera Autlán*). Bacís, Dgo. (*Minas de Bacís*). San José de Avino, Dgo. (*Minera Mexicana de Avino*). El Baztán, Mich., Magistral del Oro y Cerro de Mercado, Dgo. (*Real del Monte*). Santa María de la Paz, SLP (*Negociación Minera Santa María de la Paz y Anexas*). Ing. David Contreras, Coah. (*La Encantada*). Cananea, Son. (*Mexicana de Cananea*). La Caridad y Represo Guadalupe, Son. (*Mexicana de Cobre*). Choix, Badiraguato, La Minita Ixtapalino, El Coco y Nuevo Coco, Sin.; Santa Inés Yatzach, Oax.; San Bernabé, Dgo.; El Parral, Ocampo y Villa Matamoros, Chih. (*Fomento Minero*). Telixtlahuaca, Oax. (*Gráfico de México*). Bismark, Chih. (*Minera Bismark*). Hércules, Coah. (*Minera del Norte*). Peña Colorada, Col. (*Consortio Minero Benito Juárez*). Cobachi, Son. (*Minera Baucarit*). La Ciénega, Dgo. (*Minera Mexicana La Ciénega*). Mina María, Son. (*FRISCO*). "El Monte", Zimapán, Hgo. (*Fresnillo*). "El Concheño", Ocampo, Chih. (*Minera Meteoro*). "San Felipe", Mexicali, B.C. (*Minera Noria de Angeles*). Lampazos, Son. (*Minera Lampazos*). Tizapa, Edo. de México (*Minera Tizapa*). San Francisco del Oro, Chih. (*Minera San Francisco del Oro*). Las Torres, Gto. (*Minera las Torres*). Tayoltita, Dgo. (*Minas de San Luis*). "La Guitarra", Edo. de México. (*Minera Arauco*). Palaú, Coah. (*Minerales de Monclova*), "El Arco", Baja California (Zinc de México), San Martín, Qro. (Minas COMERMIN). Elaborados por RVO y Cía. durante el período de 1970 a 1995.
- 3) **Estudio Sísmico de la Presa de Jales El Fralle, Taxco, Gro.** Exploración, muestreo, pruebas triaxiales estáticas y dinámicas y análisis con el método del elemento finito dinámico. Elaborado por el Instituto de Ingeniería-UNAM para Industrial Minera México/Orozco y Orozco, Ingenieros Civiles Consultores. León Torres J.L., Auvinet Guichard G. y Santoyo Villa E., 1975
- 4) **Comportamiento de los Jales de la Mina La Caridad.** Elaborado por el Instituto de Ingeniería-UNAM, para Mexicana de Cobre/Raúl Vicente Orozco y Cía. Ovando Shelley E., Romo Organista M. P. y Lagunas Torres A. I., Sep. 1992
- 5) **Criterios Básicos de Diseño. Anteproyecto Represo # 7-La Caridad, Son.** Preparado para Mexicana de Cobre por RVO y Cía., Jun. 1991
- 6) **Criterios Básicos de Diseño. Anteproyecto Represo # 3-Cananea, Son.** Preparado para Mexicana de Cananea por RVO y Cía., Ago. 1991

R. V. Orozco

- 7) **Criterios Básicos para el Proyecto, la Construcción y la Operación de Presas de Jales.** Preparado para la Cámara Minera de México por RVO y Cía., Sep. 1991
- 8) **Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-090-ECOL-1994** que establece los requisitos para el Proyecto, Construcción y Operación de Presas de Jales, Sep. 20, 1994
- 9) **Informe sobre el Proyecto de las Nuevas Presas de Jales en Taxco, Gro.** Preparado para Industrial Minera México por Orozco y Orozco, Ingenieros Civiles Consultores, Ago. 1975
- 10) **Hydraulic Hill Structures.** Geotechnical Special Publication No. 21, ASCE. Fort Collins, Colorado, USA, Aug. 15-18, 1988
- 11) **Short Course on Tailings Engineering and Management.** Colorado State University. Fort Collins, Colorado, USA, Nov. 26-30, 1990
- 12) **Seminario Internacional sobre Diseño Sísmico, Abandono y Rehabilitación de Presas de Relaves (Jales).** El Cobre, Chile, Ago. 28, 1991
- 13) **Reunión del Comité Técnico # 7 sobre Presas de Jales.** Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, con la representación de la SMMS a través del Ing. Raúl Vicente Orozco Santoyo. Viña del Mar, Chile, Ago. 29, 1991.
- 14) **Aspectos Geotécnicos de las Presas de Relave (Jales).** IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Vol. III. Viña del Mar, Chile, Ago. 29, 1991
- 15) **Manual de Presas y Depósitos de Jales.** Traducción del Boletín 45, Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD), Río de Janeiro, Brasil, 1982, efectuada por el Dr. Víctor Torres Verdín, con la supervisión del Ing. R. V. Orozco, Sep. 1990. La primera versión autorizada en español fue revisada por el Ing. R. V. Orozco para la Asociación de Ingenieros de Minas, Metalurgistas y Geólogos de México.
- 16) **Tormentas Máximas Observadas y Probables en la República Mexicana en 24 h.** Boletín de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1974
- 17) **Atlas del Agua de la República Mexicana.** Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1976
- 18) **Catálogo de Sismos Ocurridos en la República Mexicana.** Instituto de Ingeniería-UNAM. Figueroa A. J., 1970

R. V. Orozco

19. **Manual de Diseño de Obras Civiles.** Comisión Federal de Electricidad. Tomo I, 1969
20. **Riesgo Sísmico y Espectros de Diseño en la República Mexicana.** Instituto de Ingeniería-UNAM. Esteva Maraboto E. y Ordaz M. Revista Ingeniería Civil 310, Colegio de Ingenieros Civiles de México, Feb. 1995
21. **Reflexiones sobre Control de Calidad.** Orozco Santoyo R.V. Revista Mexicana de Ingeniería y Arquitectura. Vol. LVI # 2, abril-mayo-junio de 1977

Tabla I. CLASIFICACION DE PRESAS DE JALES

Grupo	Sub-grupo	Categoría	TOPOGRAFIA			HIDROLOGIA			SISMICIDAD			SIMBOLO	METODO CONSTRUCTIVO				ANALISIS ESTABILIDAD				INSTRUMENTACION				SISTEMA DE DECANT. Y DREN.			
			TERRENO			ZONA			REGION				A _{1c}	A _{2c}	A _{3c}	A _{4c}	E _c	E _r	E _s	S _r	P	I	R	S	S _p	C _c	B _b	S
			M	L	P	C	H	S	S	P	A																	
I	1	1	x			x			x			$T_m \cdot Z_c \cdot R_s$	-	1	1	1	4	1	4	1	1	2	1	1	1	2	-	-
		2	x			x				x		$T_m \cdot Z_c \cdot R_p$	-	1	1	1	3	1	3	1	1	4	1	2	1	2	4	-
		3	x			x					x	$T_m \cdot Z_c \cdot R_a$	4	1	1	1	2	1	-	-	2	-	1	-	1	2	3	4
	2	4	x				x		x			$T_m \cdot Z_h \cdot R_s$	-	1	1	1	4	1	4	1	1	2	1	1	1	2	4	-
		5	x				x			x		$T_m \cdot Z_h \cdot R_p$	4	1	1	1	3	1	3	1	1	4	1	2	1	2	3	4
		6	x				x				x	$T_m \cdot Z_h \cdot R_a$	3	1	1	1	2	1	-	-	2	-	1	-	1	2	2	3
	3	7	x					x	x			$T_m \cdot Z_s \cdot R_s$	4	1	1	1	3	1	3	1	1	2	1	1	1	2	3	4
		8	x						x		x	$T_m \cdot Z_s \cdot R_p$	3	1	1	1	2	1	2	1	1	4	1	2	1	2	3	4
		9	x						x			$T_m \cdot Z_s \cdot R_a$	2	1	1	1	2	1	-	-	2	-	1	-	3	2	1	2
II	4	10		x		x			x			$T_l \cdot Z_c \cdot R_s$	-	1	1	1	2	1	2	1	1	2	1	1	1	2	-	-
		11		x		x				x		$T_l \cdot Z_c \cdot R_p$	3	1	1	1	2	1	2	1	1	4	1	2	1	2	4	-
		12		x		x					x	$T_l \cdot Z_c \cdot R_a$	2	1	1	1	2	1	-	-	2	-	1	-	1	2	3	4
	5	13		x			x		x			$T_l \cdot Z_h \cdot R_s$	3	1	1	1	2	1	2	1	1	2	1	1	1	2	4	-
		14		x			x			x		$T_l \cdot Z_h \cdot R_p$	2	1	1	1	2	1	2	1	1	4	1	2	1	2	3	4
		15		x			x				x	$T_l \cdot Z_h \cdot R_a$	1	1	1	1	1	2	-	-	2	-	1	-	1	2	2	3
	6	16		x				x	x			$T_l \cdot Z_s \cdot R_s$	2	1	1	1	2	1	2	1	1	2	1	1	1	2	3	4
		17		x					x		x	$T_l \cdot Z_s \cdot R_p$	1	1	1	1	2	1	1	1	1	4	1	2	1	2	3	4
		18		x					x			$T_l \cdot Z_s \cdot R_a$	1	1	1	1	1	2	-	-	2	-	1	-	3	2	1	2
III	7	19			x	x			x			$T_p \cdot Z_c \cdot R_s$	-	1	1	1	2	1	2	1	1	2	1	1	1	2	-	-
		20			x	x				x		$T_p \cdot Z_c \cdot R_p$	3	1	1	1	2	1	2	1	1	4	1	2	1	2	4	-
		21			x	x					x	$T_p \cdot Z_c \cdot R_a$	2	1	1	1	2	1	-	-	2	-	1	-	1	2	3	4
	8	22			x		x		x			$T_p \cdot Z_h \cdot R_s$	3	1	1	1	2	1	2	1	1	2	1	1	1	2	4	-
		23			x		x			x		$T_p \cdot Z_h \cdot R_p$	2	1	1	1	2	1	2	1	1	4	1	2	1	2	3	4
		24			x		x				x	$T_p \cdot Z_h \cdot R_a$	1	1	1	1	1	2	-	-	2	-	1	-	1	2	2	3
	9	25			x			x	x			$T_p \cdot Z_s \cdot R_s$	2	1	1	1	2	1	2	1	1	2	1	1	1	2	3	4
		26			x			x		x		$T_p \cdot Z_s \cdot R_p$	1	1	1	1	1	2	1	2	1	4	1	2	1	2	3	4
		27			x			x			x	$T_p \cdot Z_s \cdot R_a$	1	1	1	1	1	2	-	-	2	-	1	-	3	2	1	2

Nota: El #1 corresponde a la opción más recomendable, según sea el caso.

- Montañoso
- Lomerío
- Plano
- Ciclónica
- Húmeda (luciviosa)
- Seca
- Sísmica
- Penesísmica
- Asísmica
- Aguas Arriba ("Cicloneado")
- Aguas Abajo ("Cicloneado")
- Aguas Abajo (Sección Graduada)
- Aguas Abajo (Sección Homogénea)
- Estático Convencional
- Estático
- Elemento Finito
- Pseudostático
- Sísmico
- Elemento Finito
- Piezómetros
- Inclinómetros
- Referencias
- Sumografos
- Sección Poral
- Conducto Circular o Cuadrado
- Bombeo en Balsa
- Sifones

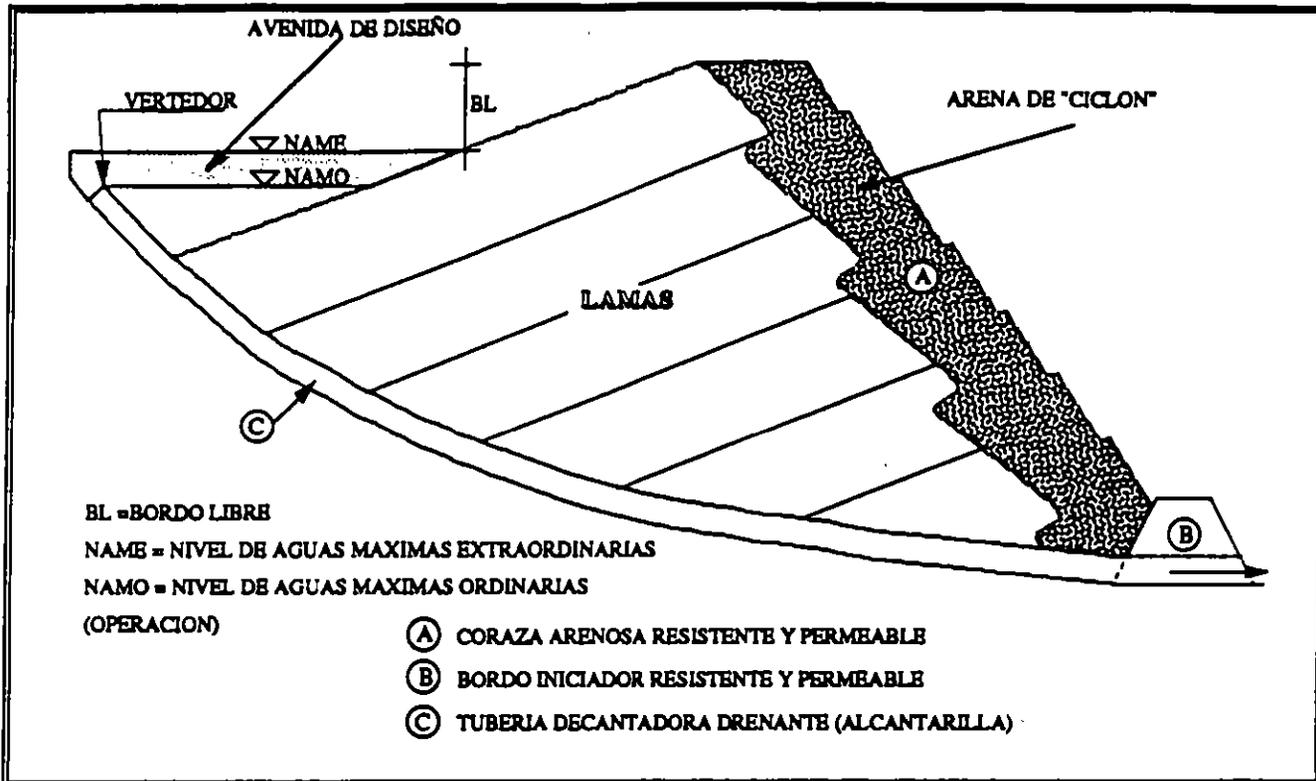


Fig. 1 METODO CONSTRUCTIVO "AGUAS ARRIBA"
 ("CICLONEADO")

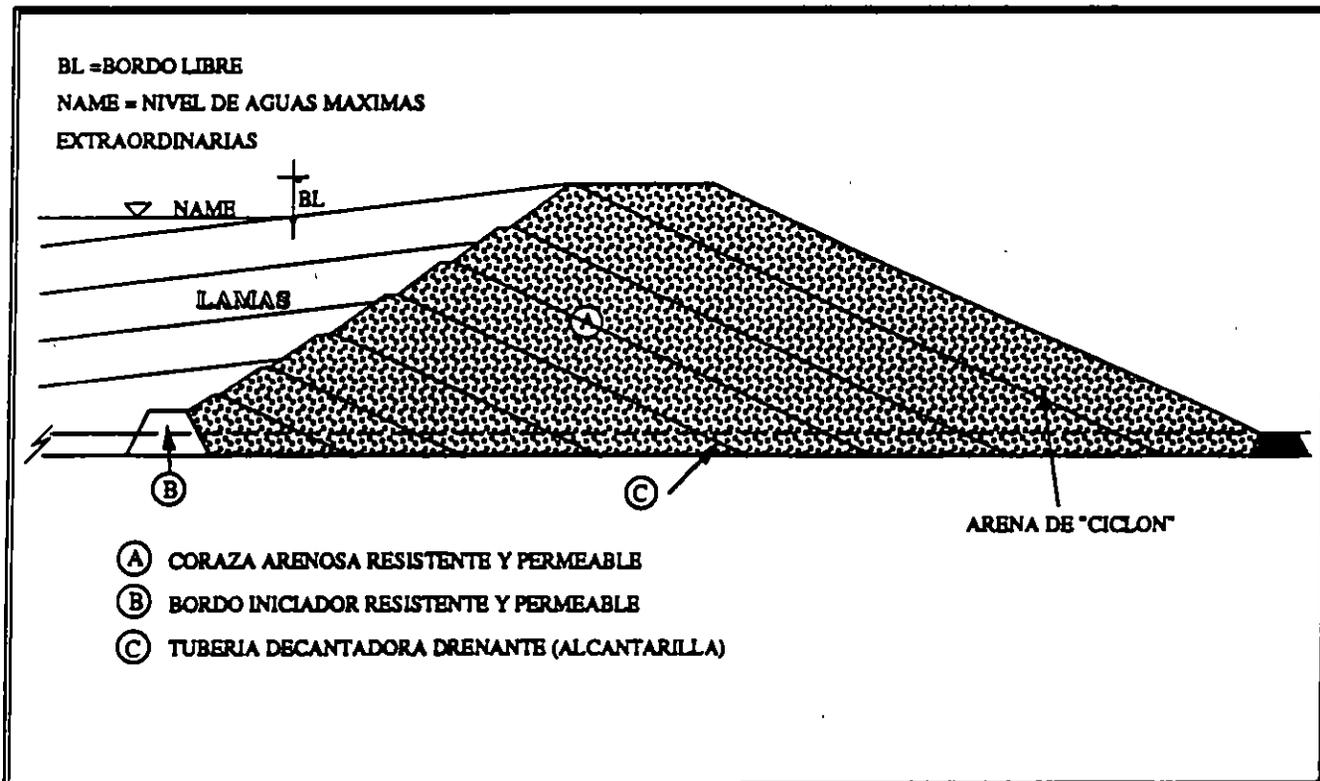


Fig. 2 METODO CONSTRUCTIVO "AGUAS ABAJO"
 ("CICLONEADO")

R. V. Orozco

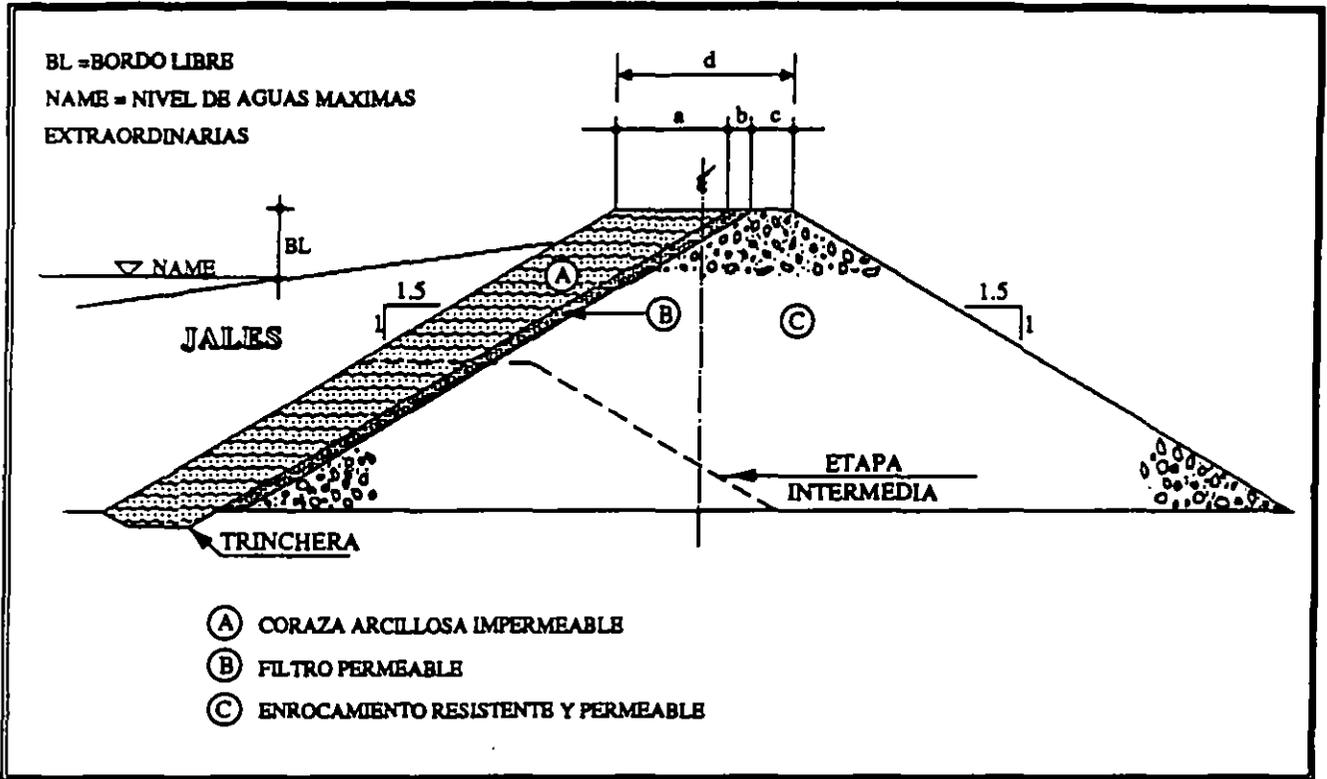


Fig. 3 METODO CONSTRUCTIVO "AGUAS ABAJO"
 (SECCION GRADUADA)

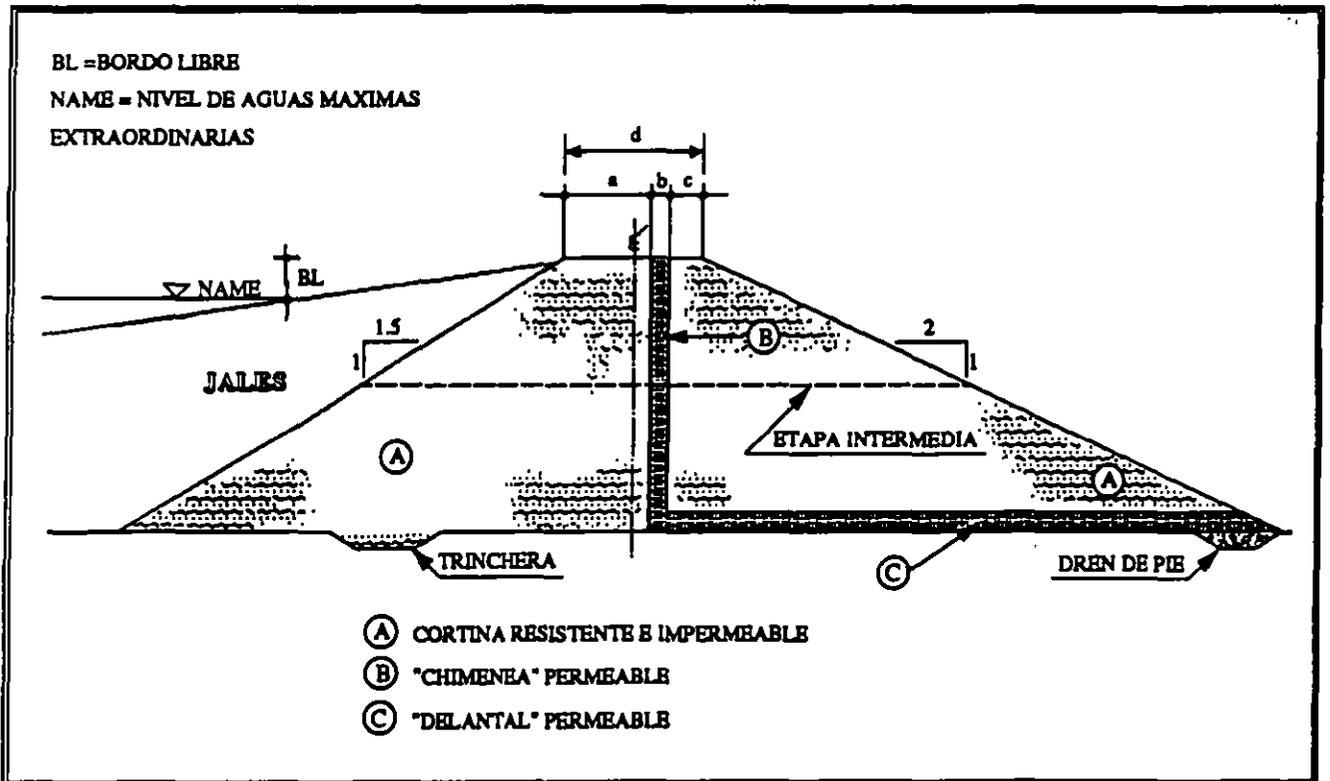
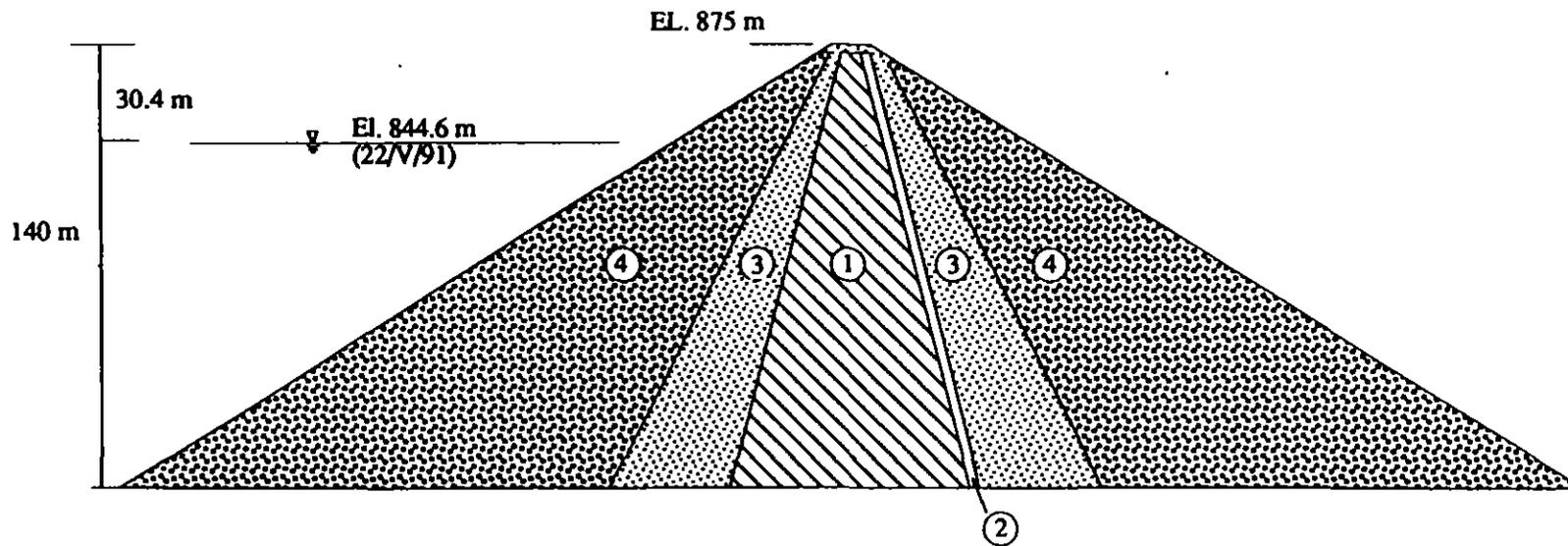


Fig. 4 METODO CONSTRUCTIVO "AGUAS ABAJO"
 (SECCION HOMOGENEA)

Lámina 1 REPRESO # 7 - LA CARIDAD CORTINA ACTUAL

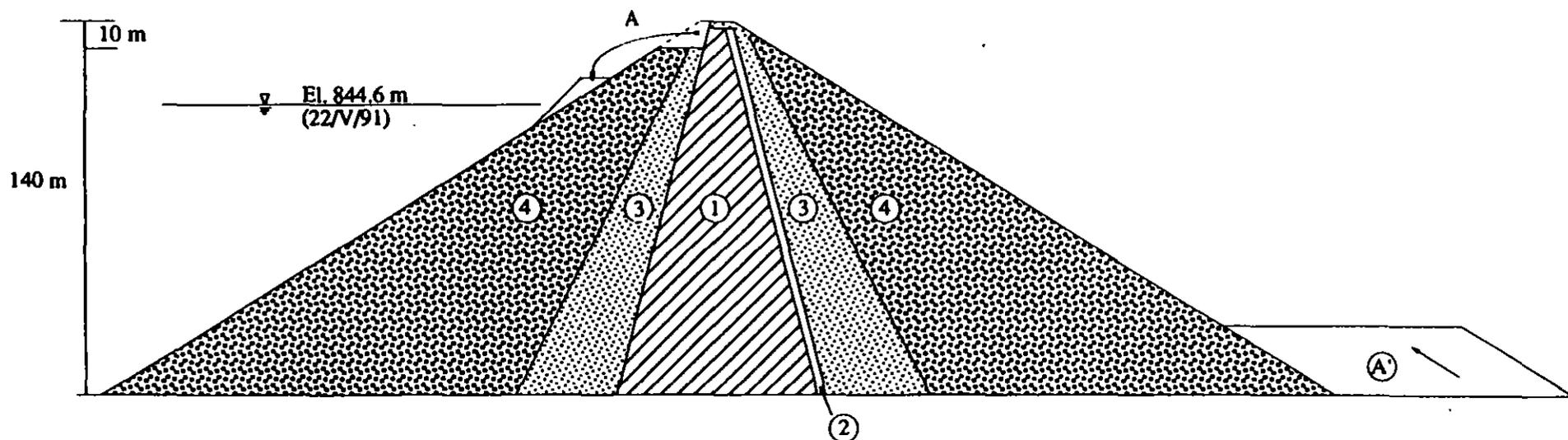


- ① CORAZON IMPERMEABLE (ARCILLA)
- ② FILTRO (GRAVA-ARENA)
- ③ TRANSICION (FRAGMENTOS DE ROCA)
- ④ ENROCAMIENTO (FRAGMENTOS DE ROCA)



Lámina 2 REPRESO # 7 - LA CARIDAD

CORTE "A" (Mats. 3 y 4) Y FORMACION DE TERRAZA "A VOLTEO" Y/O "BANDEADA" PARA CAMINO, CON ESCALONES DE LIGA DONDE SEA POSIBLE. ENROCAMIENTO "BANDEADO" DE BANCO Y CON ESCALONES DE LIGA (A')

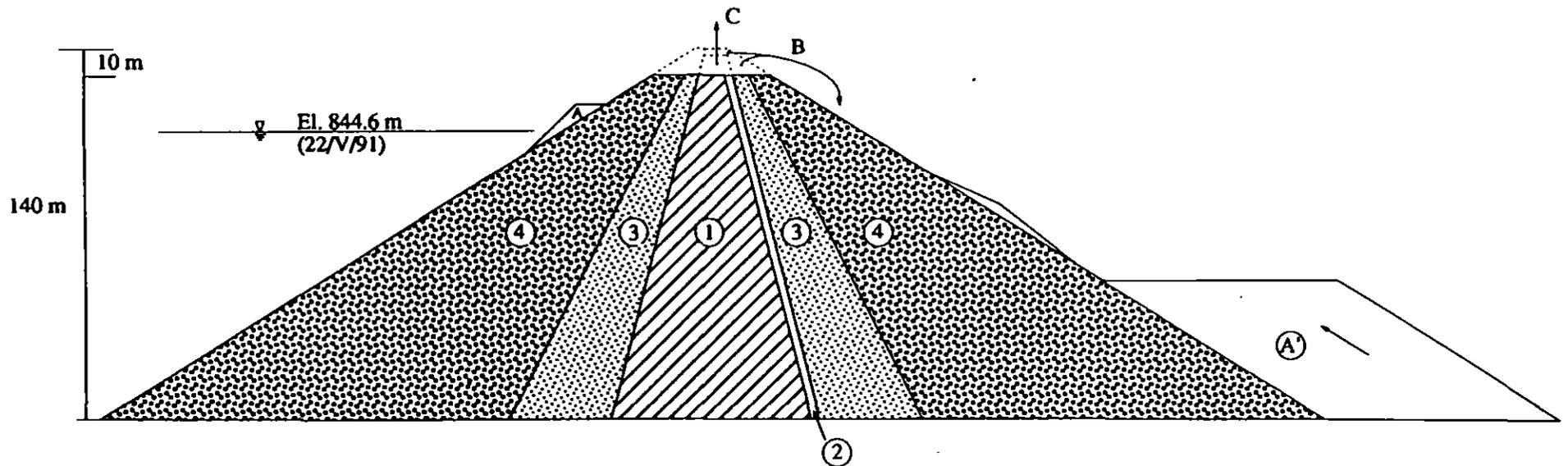


- ① CORAZON IMPERMEABLE (ARCILLA)
- ② FILTRO (GRAVA-ARENA)
- ③ TRANSICION (FRAGMENTOS DE ROCA)
- ④ ENROCAMIENTO (FRAGMENTOS DE ROCA)



Lámina 3 REPRESO # 7 - LA CARIDAD

CORTE "B" (Mats. 3 y 4) Y DESCARGA "A VOLTEO". CORTE "C" (Mat. 1) Y ALMACENAMIENTO PARA POSIBLE UTILIZACION. CONTINUACION DE ENROCAMIENTO "BANDEADO" DE BANCO, CON ESCALONES DE LIGA(A').

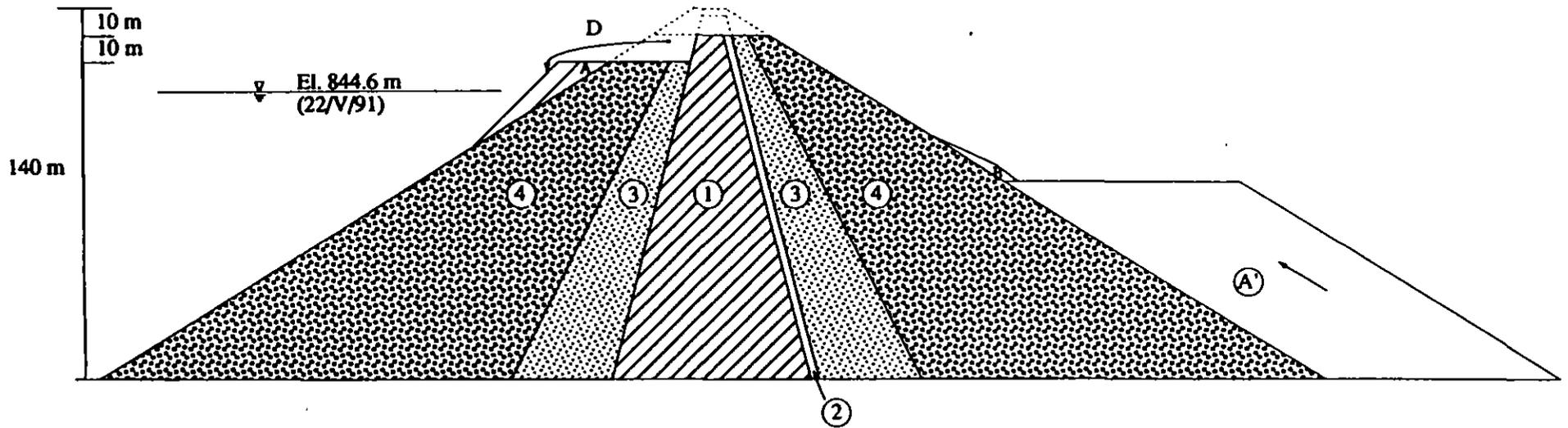


- ① CORAZON IMPERMEABLE (ARCILLA)
- ② FILTRO (GRAVA-ARENA)
- ③ TRANSICION (FRAGMENTOS DE ROCA)
- ④ ENROCAMIENTO (FRAGMENTOS DE ROCA)



Lámina 4 REPRESO # 7 - LA CARIDAD

CORTE "D" (Mats. 3 y 4) Y COMPLEMENTO DE TERRAZA "A VOLTEO" Y/O "BANDEADA" PARA CAMINO, CON ESCALONES DE LIGA DONDE SEA POSIBLE. CONTINUACION DE ENROCAMIENTO "BANDEADO" DE BANCO, CON ESCALONES DE LIGA (A')

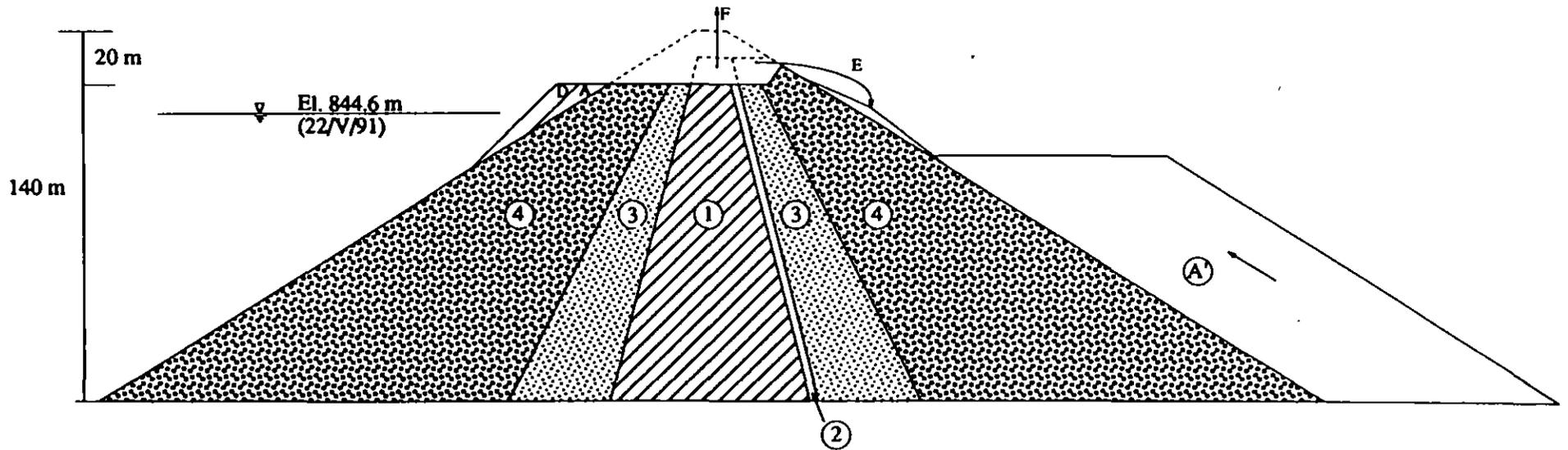


- ① CORAZON IMPERMEABLE (ARCILLA)
- ② FILTRO (GRAVA-ARENA)
- ③ TRANSICION (FRAGMENTOS DE ROCA)
- ④ ENROCAMIENTO (FRAGMENTOS DE ROCA)



Lámina 5 REPRESO # 7 - LA CARIDAD

CORTE "E" (Mats. 3 y 4) Y DESCARGA "A VOLTEO". CORTE "F" (Mats. 1 y 2) Y ALMACENAMIENTO PARA POSIBLE UTILIZACION. CONTINUACION DE ENROCAMIENTO "BANDEADO" DE BANCO, CON ESCALONES DE LIGA (A').

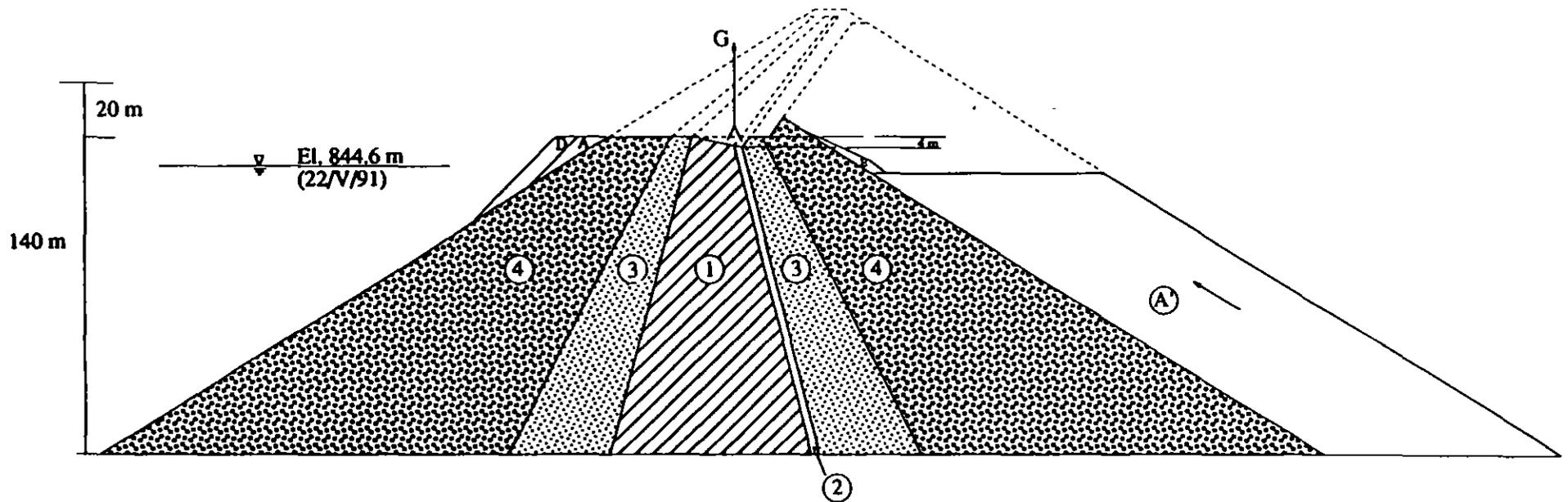


- ① CORAZON IMPERMEABLE (ARCILLA)
- ② FILTRO (GRAVA-ARENA)
- ③ TRANSICION (FRAGMENTOS DE ROCA)
- ④ ENROCAMIENTO (FRAGMENTOS DE ROCA)



Lámina 6 REPRESO # 7 - LA CARIDAD

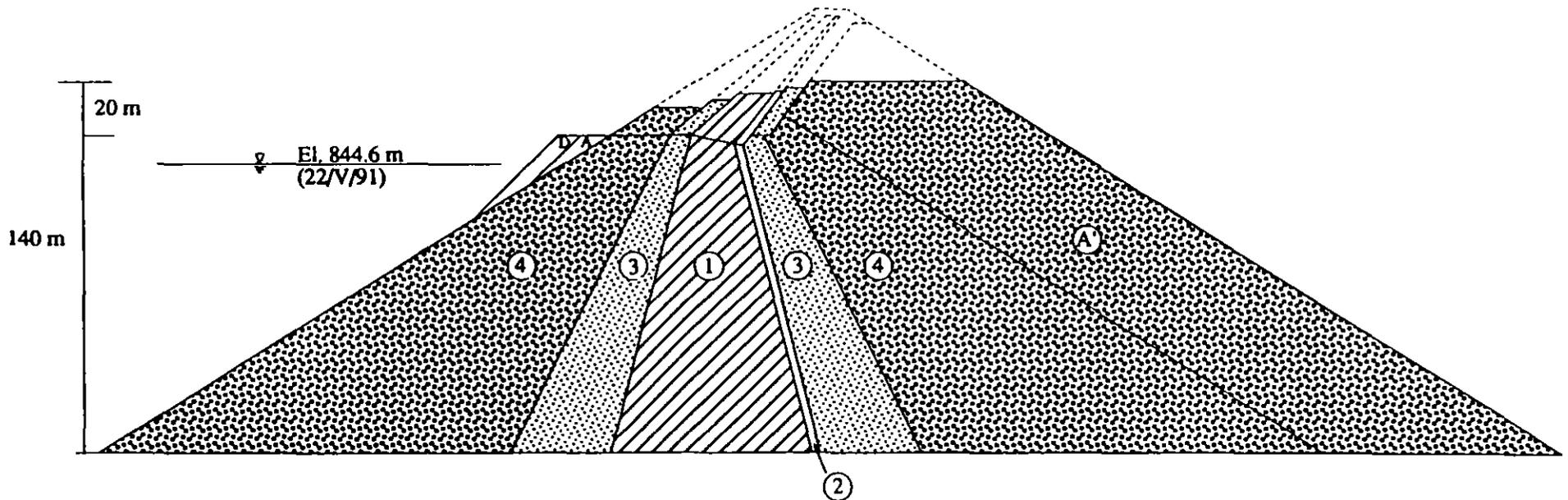
CORTE "G" (Mats. 1, 2 y 3) Y APROVECHAMIENTO O ALMACENAMINETO PARA POSIBLE UTILIZACION. CONTINUACION DEL ENROCAMIENTO "BANDEADO" DE BANCO, CON ESCALONES DE LIGA (A')



- ① CORAZON IMPERMEABLE (ARCILLA)
- ② FILTRO (GRAVA-ARENA)
- ③ TRANSICION (FRAGMENTOS DE ROCA)
- ④ ENROCAMIENTO (FRAGMENTOS DE ROCA)



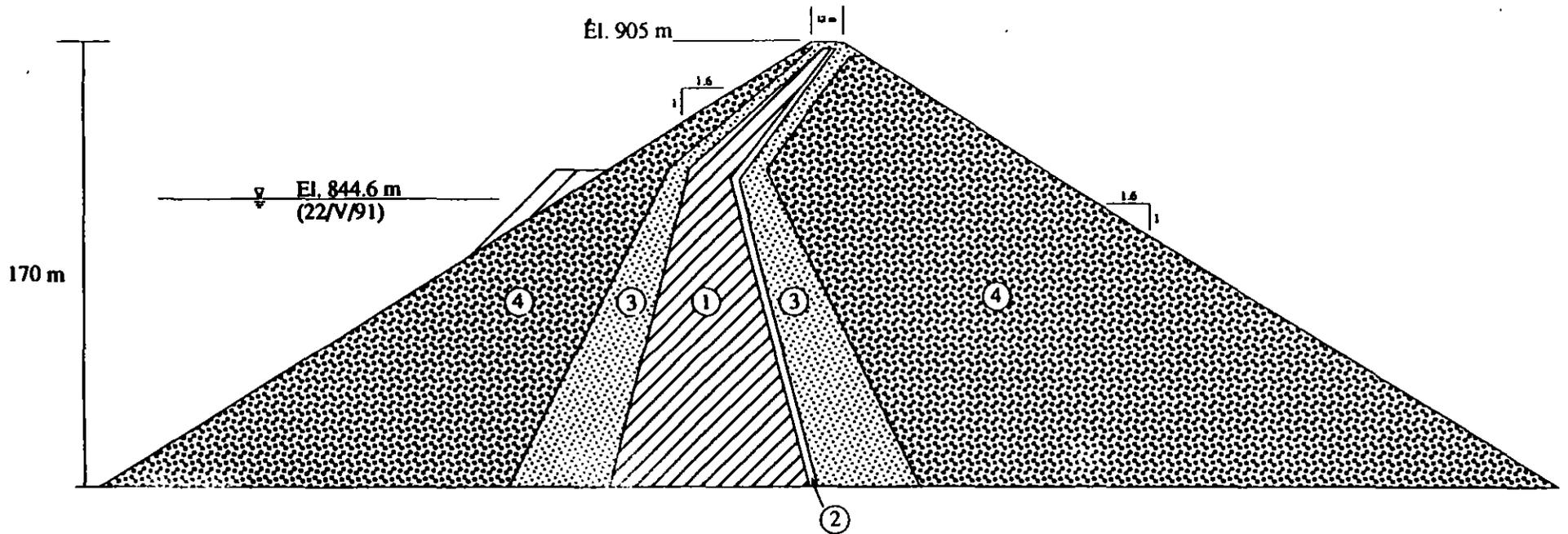
Lámina 7 REPRESO # 7 - LA CARIDAD
CONTINUACION DEL ENROCAMIENTO "BANDEADO" DE BANCO (A') Y COLOCACION DE LOS MATS.
3, 2, 1, 3 Y 4 (EN ESTE ORDEN)



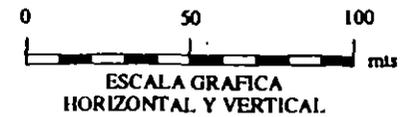
- ① CORAZON IMPERMEABLE (ARCILLA)
- ② FILTRO (GRAVA-ARENA)
- ③ TRANSICION (FRAGMENTOS DE ROCA)
- ④ ENROCAMIENTO (FRAGMENTOS DE ROCA)



Lámina 8 REPRESO # 7 - LA CARIDAD CORTINA SOBRE-ELEVADA



- ① CORAZON IMPERMEABLE (ARCILLA)
- ② FILTRO (GRAVA-ARENA)
- ③ TRANSICION (FRAGMENTOS DE ROCA)
- ④ ENROCAMIENTO (FRAGMENTOS DE ROCA)



REPRESO # 7-LA CARIDAD

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EMPLEANDO ARENA DE JAL

1) Corte de los materiales que cubren el corazón impermeable arcilloso (Mats. 1 y 2, Fig. 1) y formación del camino de acceso hacia "aguas abajo".

2) Construcción parcial de la cuña de apoyo (estabilizadora) con arenas de jal ("cicloneadas"), compactadas en capas que aseguren los pesos volumétricos secos estipulados en la Recomendación Primera.

3) Depósito de lamas (o légamos) sobre el talud de "aguas arriba" procedentes de los ciclones, a partir del camino de acceso.

4) Construcción del dentellón trapezoidal ("llave") en capas, con material arcilloso similar al del corazón impermeable actual, pero con un contenido de agua superior en 3 a 4 % a la humedad óptima de compactación utilizada (véanse los informes que al respecto tiene la Unidad)

5) Continuación de la cuña estabilizadora con arena de ciclón (compactada como se indica en la actividad 2), para apoyar el filtro.

6) Construcción parcial del filtro de arena cicloneada, con 5 % de finos (como máximo), compactada hasta alcanzar un peso volumétrico seco mínimo de 1.47 t/m^3

7) Continuación del corazón impermeable arcilloso en capas, compactado en forma similar al existente.

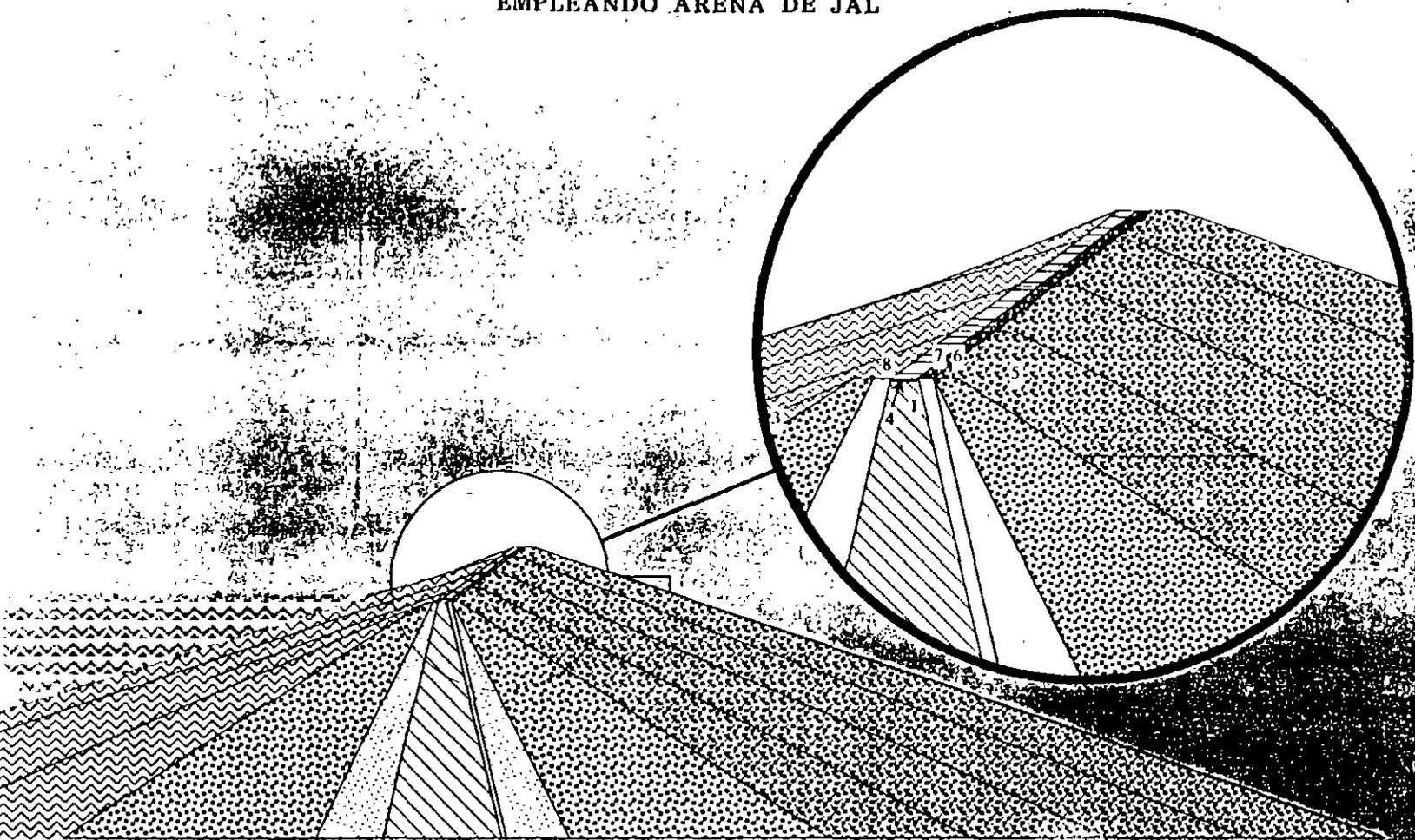
8) Continuación del depósito de lamas sobre el corazón arcilloso compactado.

9) Repetición de las actividades 5 a 8.

10) Coronamiento del camino de operación.

Figura 8 REPRESO #7 - LA CAR DAD
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

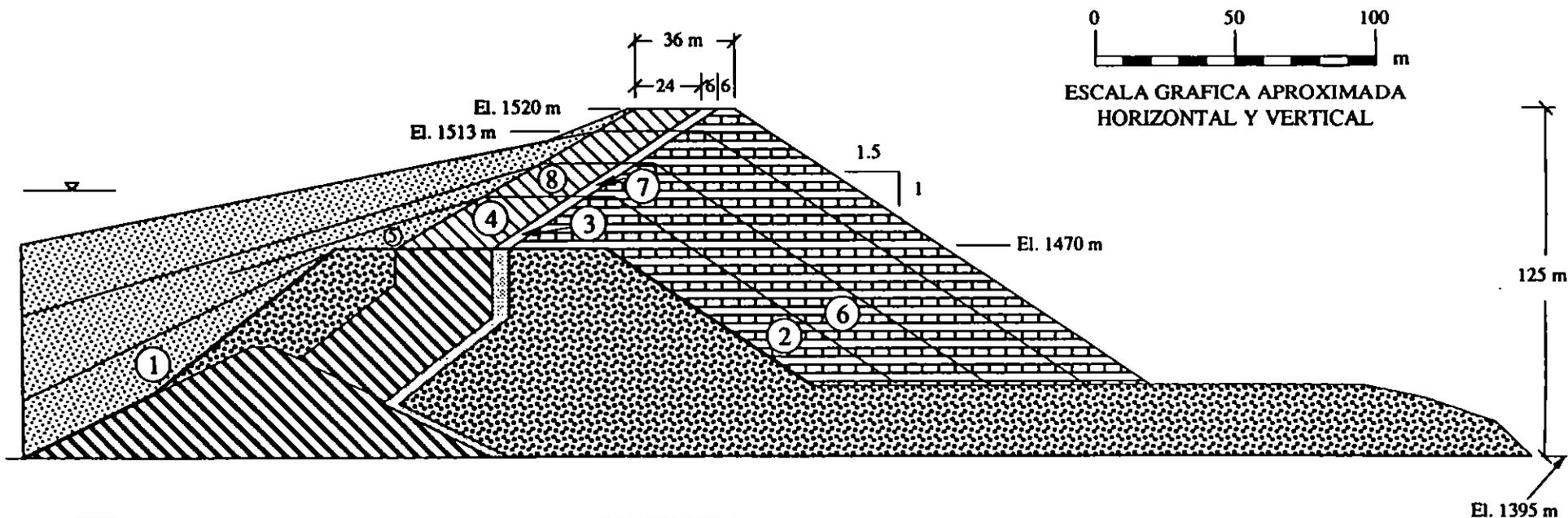
EMPLEANDO ARENA DE JAL





RV OROZCO y Cía.

Fig. 30. REPRESO #3-CANANEA PROCESO CONSTRUCTIVO PARA REFORZAR Y SOBRE- ELEVAR LA CORTINA ACTUAL



0 50 100 m
ESCALA GRAFICA APROXIMADA
HORIZONTAL Y VERTICAL

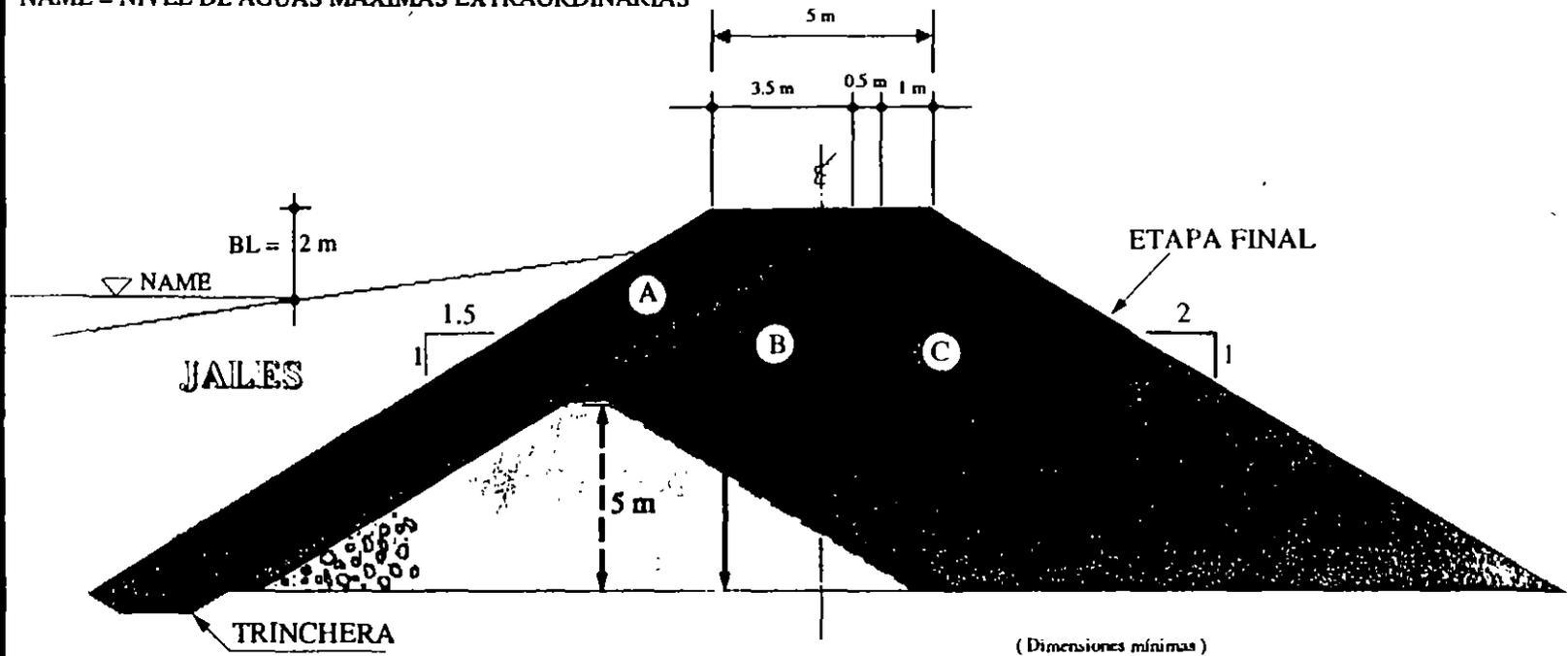
-  a) CORAZON IMPERMEABLE (ARCILLA) YA CONSTRUIDO
-  b) CORAZON IMPERMEABLE BIEN COMPACTADO (ARCILLA) POR CONSTRUIR
-  c) FILTRO PERMEABLE (GRAVA-ARENA) YA CONSTRUIDO
-  d) FILTRO PERMEABLE COMPACTADO (ARENA GRUESA "CICLONEADA" DE JAL) POR CONSTRUIR
-  e) ENROCAMIENTO SIN COMPACTAR (FRAGMENTOS DE ROCA) YA CONSTRUIDO
-  f) ENROCAMIENTO COMPACTADO (FRAGMENTOS DE ROCA) POR CONSTRUIR
-  g) JALES POR DEPOSITAR

NOTA: La protección entre la El. 1513 m y la El. 1520 m puede hacerse también con fragmentos de roca ("rip-rap").

MAYO 92
RVOE

BL = BORDO LIBRE

NAME = NIVEL DE AGUAS MAXIMAS EXTRAORDINARIAS



- (A) CORAZA ARCILLOSA IMPERMEABLE
- (B) FILTRO PERMEABLE
- (C) ENROCAMIENTO PERMEABLE Y RESISTENTE

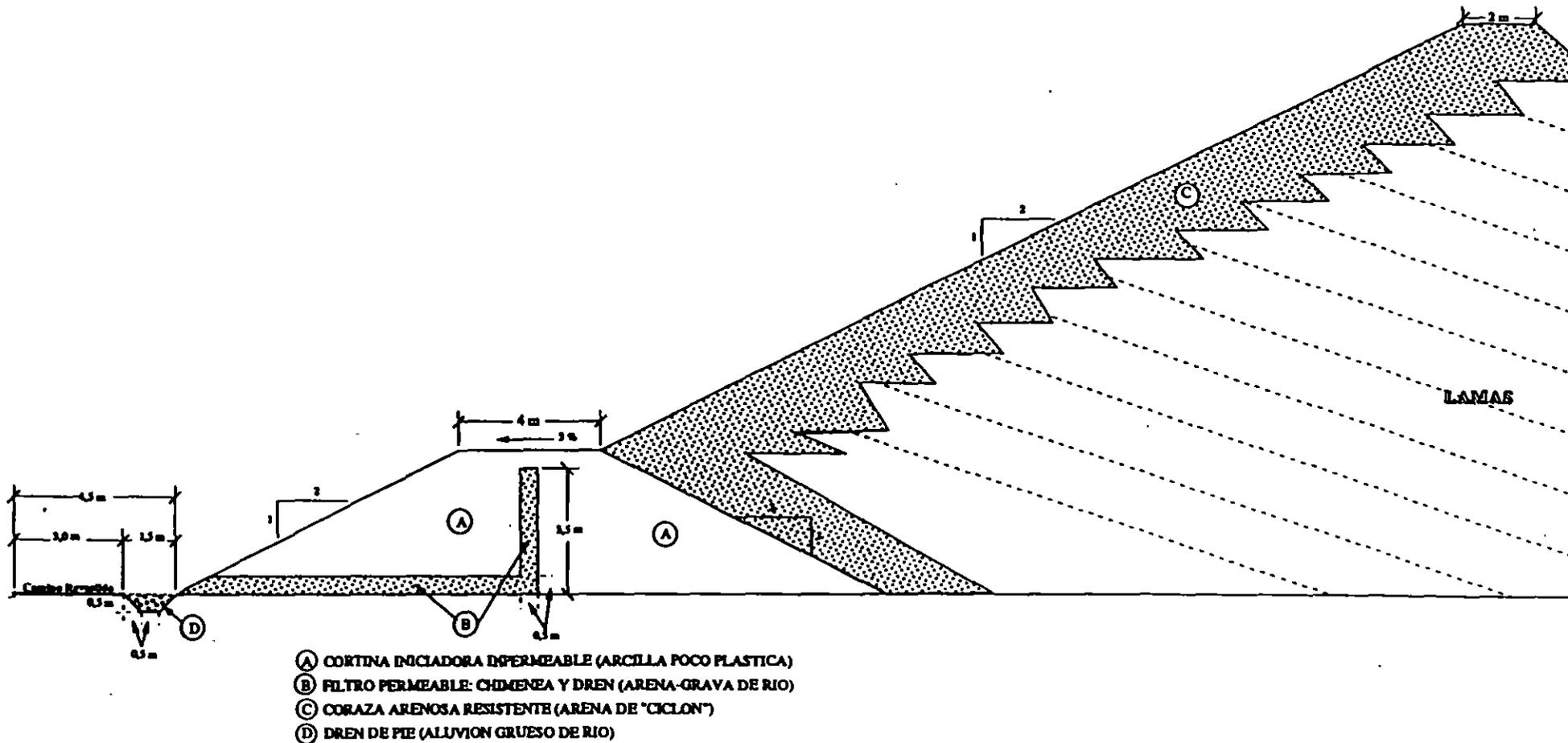
**CORTINA INICIADORA
UNIDAD EL BAZTAN, MICH.**



R V O y Cía.

COMISION DE FOMENTO MINERO

PRESA DE JALES #3-SECCION ESQUEMATICA
UNIDAD METALURGICA Sta. INES YATZECH, OAX.



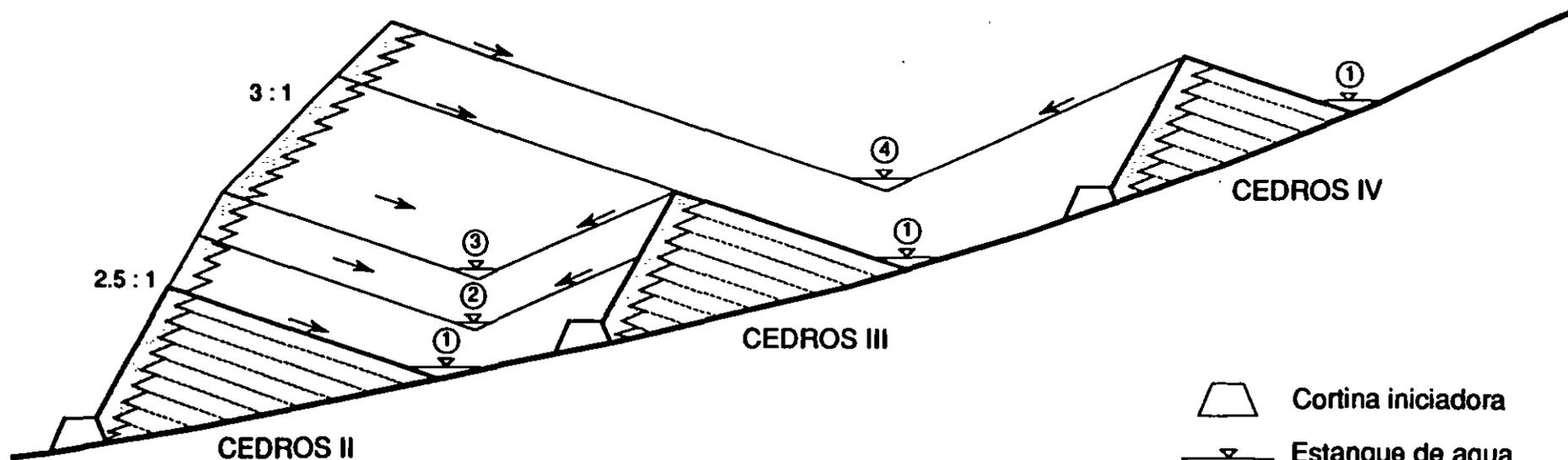
RVOS
22/VIII/91

Lámina 1



RAUL VICENTE OROZCO Y Cía.
Supervisión y Control de Calidad

Cía. MINERA LAS TORRES S.A. de C.V.
PRESAS DE JALES



**ESQUEMA PARA LA SOBRE-ELEVACION DE CEDROS II
ETAPAS DE CONSTRUCCION Y OPERACION**

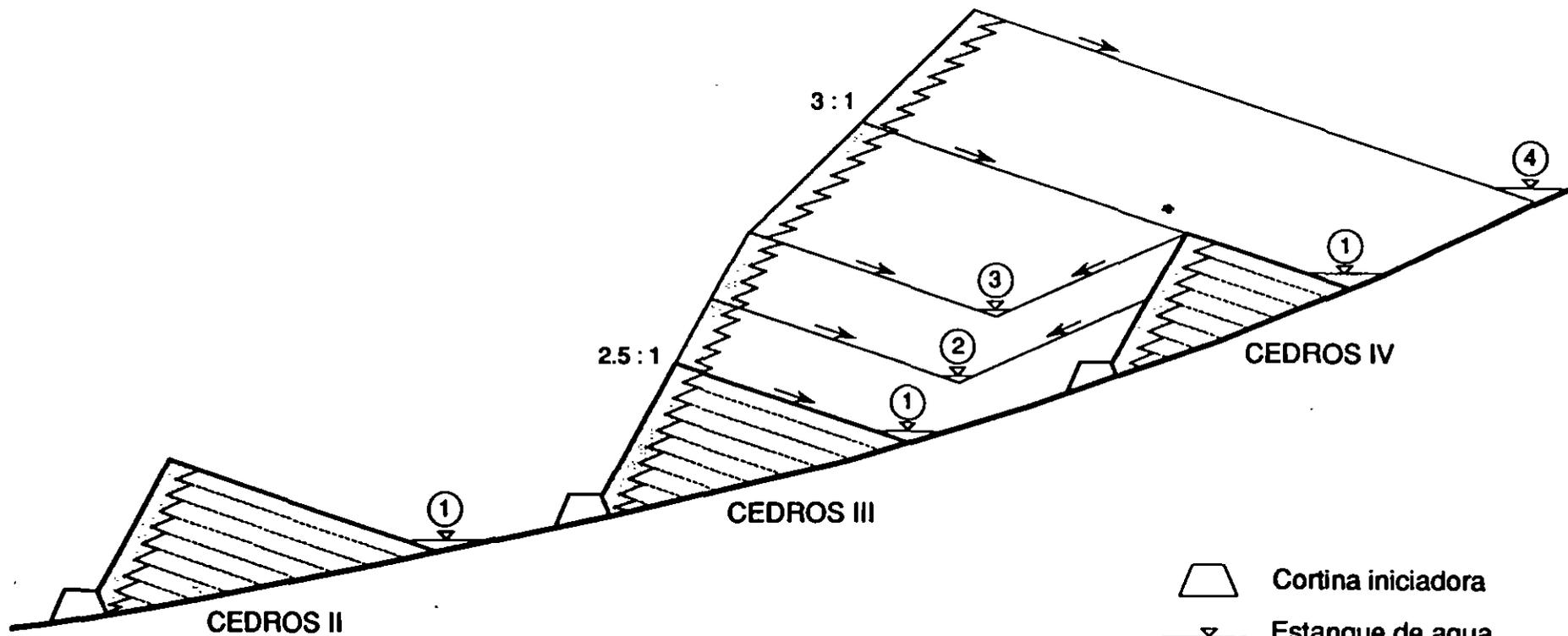
- ① Condición Inicial
- ② y ③ Condiciones intermedias
- ④ Condición Final

-  Cortina iniciadora
-  Estanque de agua clarificada
-  Lamas de jal
-  Coraza arenosa resistente



RAUL VICENTE OROZCO Y Cía.
Supervisión y Control de Calidad

Cía. MINERA LAS TORRES S.A. de C.V.
PRESAS DE JALES



**ESQUEMA PARA LA SOBRE-ELEVACION DE CEDROS III
ETAPAS DE CONSTRUCCION Y OPERACION**

- ① Condición Inicial
- ② y ③ Condiciones intermedias
- ④ Condición Final

-  Cortina iniciadora
-  Estanque de agua clarificada
-  Lamas de jal
-  Coraza arenosa resistente

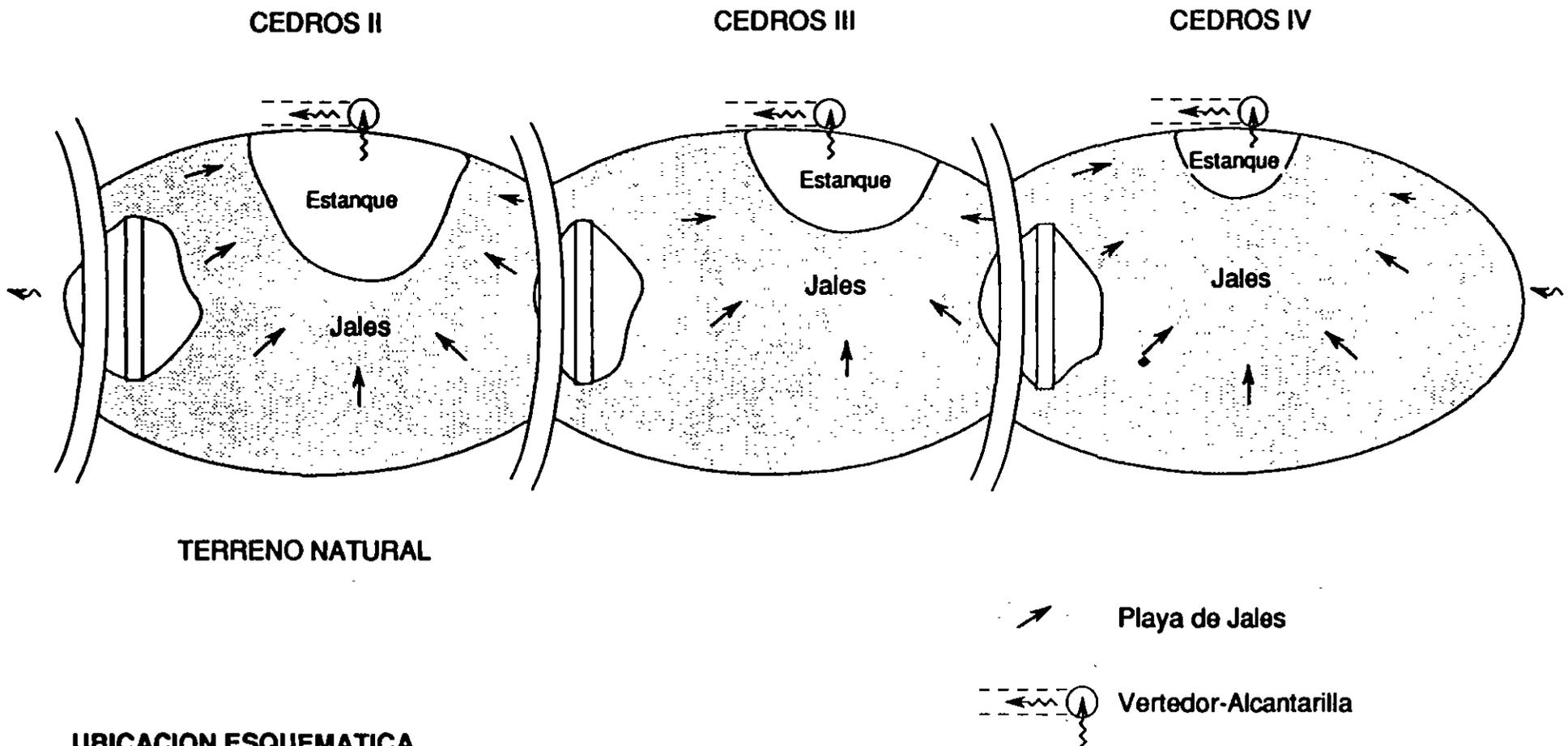
Mar. 8, 1994

Lámina 2



RAUL VICENTE OROZCO Y Cía.
Supervisión y Control de Calidad

Cía. MINERA LAS TORRES S.A. de C.V.
PRESAS DE JALES



UBICACION ESQUEMATICA
DEL ESTANQUE Y VERTEDOR

Nº 8, 1994

Ímina 3



FOTO 1 PANORAMICA DE LAS PRESAS DE JALES
CEDROS II, III Y IV



FOTO 2 PRESA DE JALES CEDROS III

Technical Review

Seismic Design of State IV Raising, Los Leones Dam, Chile

Gilles Bureau, Associate, Dames & Moore, Oakland, California

Alfredo Edwards Velasco, REG Ingenieros, Santiago, Chile

Alberto Spichiger Blumel, Codelco Division Andina, Los Andes, Chile

Association of State Dam Safety Officials, Inc., 450 Old Vine, Lexington, Kentucky, USA 40507, (606) 257-5140.

September 1994, Vol. 9, No. 5.

Introduction

Los Leones Dam is owned and operated by Codelco Chile, Division Andina. It is located in the Andes Mountains of Central Chile and within an area of strong seismic activity. The embankment impounds copper tailings and was designed to be built in four stages as a rolled earth fill with a planned final height of 650 feet above stream bed.

The tailings impoundment fills the glacial valley of the Los Leones River. The dam was built across a relatively narrow gorge, where the river originally meandered through thick banks of randomly deposited stream bed alluvium, glacial till, and landslide materials.

Dam Design

Los Leones Dam

Los Leones Dam has an upstream core built of morainic deposits, an inclined chimney drain on the downstream side of the core, and a downstream drainage blanket. The downstream shell is built as compacted earth fill, borrowed from alluvial fans in neighboring canyons. Near the toe, a secondary drainage system collects seepage from the underlying aquifer and paleostreams in the dam foundation. The dam section is shown on Figure 1. At completion of Stage IV, the reservoir will have a capacity of 120,000 acre-feet and will impound 222 million metric tons of tailings, representing 20 years of mining activities. Los Leones Dam will reach a final volume of 16 million cubic yards.

Appurtenant Facilities

Tailings Conveyance: The tailings flow from the concentrator (located at El. 2,800

m) through a 9.4-mile-long forced conduit discharging at the upstream end of the reservoir.

Diversion: The Los Leones River was diverted upstream of the reservoir through a 2.2-mile-long tunnel, designed to pass the 1,000-year flood. Excess clear pond flow and watershed runoff spill through a non-port inclined intake structure and an outlet tunnel. The outlet works have enough capacity to evacuate peak flows in case of accidental blockage of the diversion tunnel. The Stage IV of the reservoir will include a second spillway, capable of routing the Probable Maximum Flood (PMF) if the original tunnel became unusable after closure of the site.

Saddle Dam: The last stage of construction will include a 60-foot-high saddle dam

The March 3, 1985 Earthquake

The March 3, 1985 earthquake (Ms 7.8) occurred near the coast of central Chile. At least 147 people were killed, nearly 2,000 injured and extensive damage occurred in the cities of San Antonio, Valparaiso, Vina del Mar, Santiago and Rancagua. The Stage II dam, located 144 km away from the epicenter, had reached a height of 354 feet. Strong motion records were obtained at the base and crest of the dam, with a peak horizontal acceleration of 0.13g at the toe (PGA) and 0.21g at the crest (PCA). Overall duration of shaking exceeded 100 seconds. Los Leones Dam responded elastically to this event, as post-earthquake surveys indicated no measurable crest settlements.

Figure 2 shows the significant phase of the 1985 time histories and the large amplifications from the dam response. The base motion provided seismic input to calibrate a

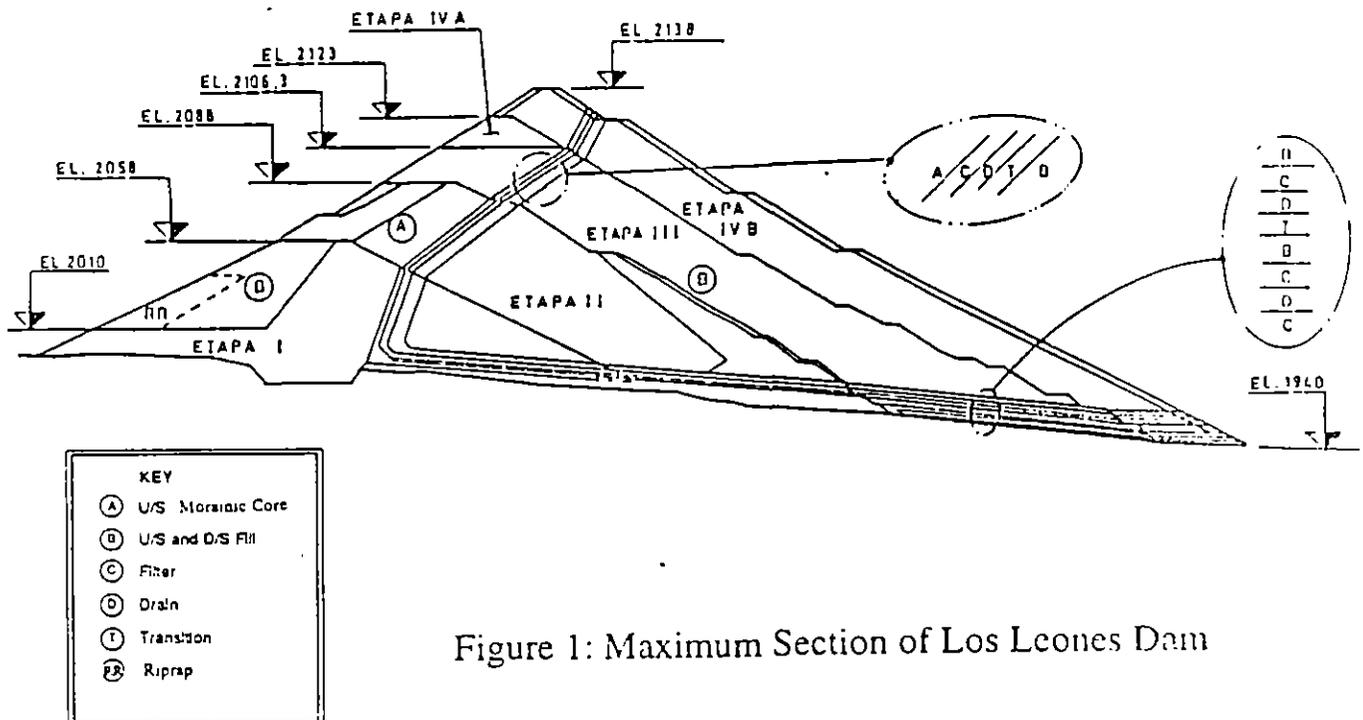


Figure 1: Maximum Section of Los Leones Dam

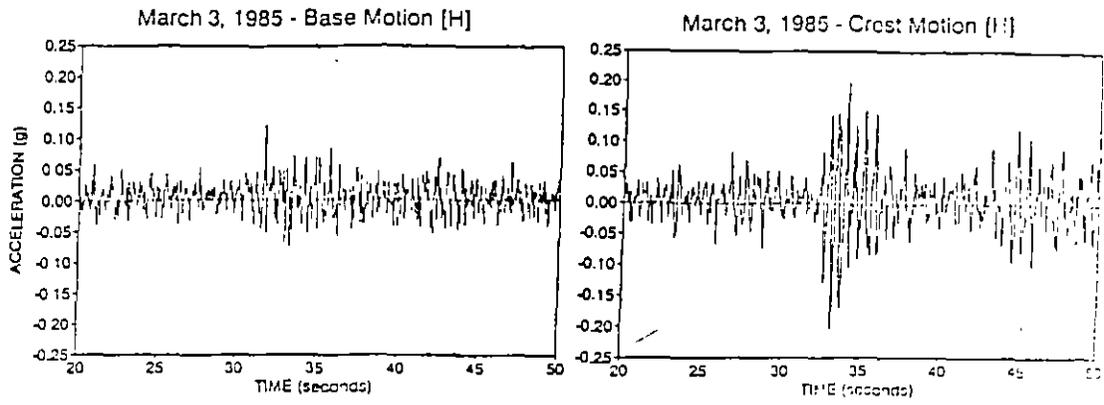


Figure 2: 1985 Recorded Acceleration Time Histories

numerical model of Los Leones Dam, while the crest motion was used to compare calculated and recorded responses.

Analysis Properties

Physical and static strength properties of the dam materials were tested by Petrus Ingenieros LTDA and by the Instituto de Investigaciones y Ensayos de Materiales (IDIEM) of the University of Chile, Santiago. Laboratory tests included moisture, density, gradation, compaction, specific density and triaxial compression (drained and undrained) on isotropic ally consolidated specimens of the core and shell. The influence of confinement on the effective friction angle of the shell materials was expressed through an empirical relationship developed from the laboratory tests results.

The solid tailings are near impervious (0.5×10^{-6} cm/s), compared to the core (0.5×10^{-5} cm/s), and most of the dam will be dry. However, a narrow zone in the upper core will be saturated due to seepage from the clear water pond to the chimney drain. We developed a flow net to define the extent of saturation within the dam.

As only a small fraction of the dam will be saturated, we judged sufficient of using data from the literature to estimate the cy-

clic strength of the embankment materials. The Los Leones fill is remarkably similar in grain-size distribution and density to the gravels of Oroville Dam, CA for which an extensive cyclic test program was conducted in 1979 at the University of California, Berkeley. Hence, we selected the same cyclic strength curves as the Oroville materials. The cyclic strength of the copper tailings was also estimated from published results.

Basis for Analyses

We performed our analyses with the finite difference program FLAC (Cundall, 1992), using an effective-stress, Mohr-Coulomb, elastic-plastic model and a dynamic pore pressure generation scheme developed by Dames & Moore. A two-dimensional grid represented the largest section of the dam. To include the effect of the staged construction on the initial static stresses, we implemented a nine-step incremental procedure. First, the initial state of stress in the foundation was established. Then, we simulated four stages of dam construction, each followed by a phase of tailings placement. This model is shown on Figure 3. The zones representing Stages III and IV and the upper tailings layers were not activated in the calibration study.

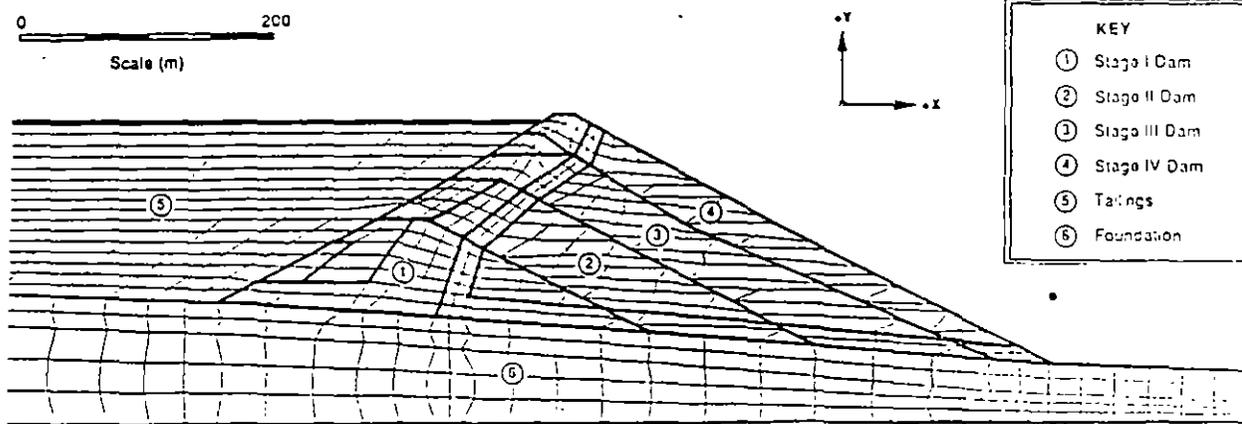


Figure 3: Finite Difference Model of the Raised Dam

As Los Leones Dam was built across a narrow valley, three-dimensional effects are expected. Such effects were approximated using two different approaches. In one of these, we used the maximum section of the dam ("full" model) and an increase in material stiffness to simulate three-dimensional effects and the resulting shift in frequency response.

We also used the "geometric adjustment" method, as previously done by Edwards (1990) in an earlier study of Los Leones Dam. The geometric adjustment is another way to take the valley shape and meandering of the canyon across the dam footprint into account. It consists of entering the seismic input at some intermediate level above the model base, and parametrically varying this level until optimal comparison between measured and calculated responses is achieved. The true stiffness is used. The geometrically adjusted model simply represents an average of the variations of the dam section across the width of the canyon.

Calibration Study

Stages I and II were built as a single job. At the time of the 1985 earthquake, the tailings pond had reached 98 feet below the dam crest. The Stage II dam did not experi-

ence measurable deformations, but peak spectral amplification ratio was almost five at crest level. The calibration studies were conducted in three phases, as follows:

(a) Sensitivity Analysis: In this initial phase, we selected key parameters and assessed their influence on the general model response.

(b) Geometric Adjustment Calibration: Next, using the results of the sensitivity analysis, a detailed parametric "geometric adjustment" study was performed.

(c) Full Model Calibration: Lastly, a second set of detailed parametric analyses was performed using the full model.

Sensitivity Analysis

The sensitivity analysis consisted of finding a combination of analysis parameters that would reasonably reproduce the characteristics of the recorded response. Two principles were considered essential to this sensitivity analysis and subsequent runs:

(1) Model properties shall remain within the range of values measured in the laboratory and be selected consistently with current dam engineering practice

(2) Multiple indicators shall be used to assess whether satisfactory calibration has been achieved.

The indicators used to compare calculated and recorded responses were: peak crest acceleration (PCA), maximum crest spectral acceleration (PSA), Arias intensity (a measure of the energy content of acceleration time histories), effective and bracketed durations, Root-Mean-Square (RMS) acceleration, and overall shape of the crest response spectrum.

An initial series of computer runs was performed using the full model, the strongest five seconds of the base motion, and broad ranges of parametric variations for shear and bulk moduli, Rayleigh damping and friction angle of the near-surface materials. The optimal modulus increase factor calculated, or 2.0, is similar to those used for other dams with low width-to-height ratios (e.g Oroville Dam, CA).

Another series of runs was performed to fine tune the final analysis parameters. The influence of the center frequency (the frequency at which minimum Rayleigh damping is specified) was also evaluated, as well as the effect of the direction of application of the input motion. The sensitivity analysis was finalized using the 30-second long significant phase of the 1965 base motion.

Geometric Adjustment Calibration

No modulus increase factor was used. Seismic input was successively applied to each of the lower layers of the dam model, between 0 and 138 feet above base level. We found that applying the seismic input at 108 feet above the dam base provided the best correlation with the recorded motion. From thereon, various combinations of other parameters (Ray Leigh damping and center frequency) were evaluated, keeping the seismic input at 108 feet above the base. The best results were the following:

Indicator	Computed	Recorded	Difference
Peak acceleration:	0.207g	0.204g	+ 2%
Spectral acceleration:	0.731g	0.945g	- 23%
Arias intensity (30s):	3.130	2.851	+ 9%
Bracketed duration:	26.60	26.89	- 1%
Acceleration RMS:	0.049g	0.048g	+ 2%

The above comparison is satisfactory. Calculated settlement was only 0.2 inch, in agreement with observed performance (no measurable deformations).

Full Model Calibration

The analyses were repeated using the stiffened full model of the dam and entering the input motion at the base. The dam section is actually represented from the lowest elevations in the canyon, along the original meandering of the river. It is, therefore, slightly larger than any planar section of the dam normal to its centerline. Compared to the geometric adjustment, the full model slightly improved the comparison between the key indicators, as shown below:

analysis assuming the dam to be dry. The spectrum comparison, see Figure 4, suggests that only partial saturation due to clear fluid seepage may have been present at the time of the earthquake. However, whether saturation was present or not within the u dam materials did not significantly affect the overall results. The calibration study with the 1985 records validated the numerical model and input parameters to be used for the Stage IV analyses.

Stage IV Analyses

As both models of the Stage II dam provided satisfactory agreement between computed and observed responses, we successively used an "adjusted" and a "full"

Indicator	Computed	Recorded	Difference
Peak acceleration:	0.199g	0.204g	- 2 percent
Spectral acceleration:	0.800g	0.945g	- 15 percent
Arias intensity (30s):	3.201	2.851	+ 12 percent
Bracketed duration:	26.60	26.89	- 1 percent
Acceleration RMS:	0.049g	0.048g	+ 2 percent

In this model, both peak spectral acceleration and Arias intensity were within 15 percent of the recorded values. Calculated crest settlement was about 0.1 inch, which is acceptable compared to observed performance. The comparison between calculated and recorded response spectra see Figure 4, is quite satisfactory considering the known limitations of the numerical analysis and uncertainties in the material properties and strength parameters.

The exact phreatic condition of the Stage II dam was uncertain. We also ran the

model for the Stage IV analyses. The specified Design Earthquake had a 30-second-long duration and a PGA of 0.50g, and represented ground motion from an event of magnitude 7.0 at 10 km distance. More distant subduction earthquakes of larger magnitude along the coast of Chile would result in less severe motion at the Los Leones.

From a seismic stability point of view, the most critical condition will exist when the clear water in the tailings pond will have reached maximum level. The chimney drain and drainage blanket will provide sufficient

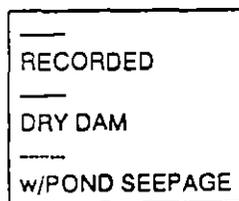
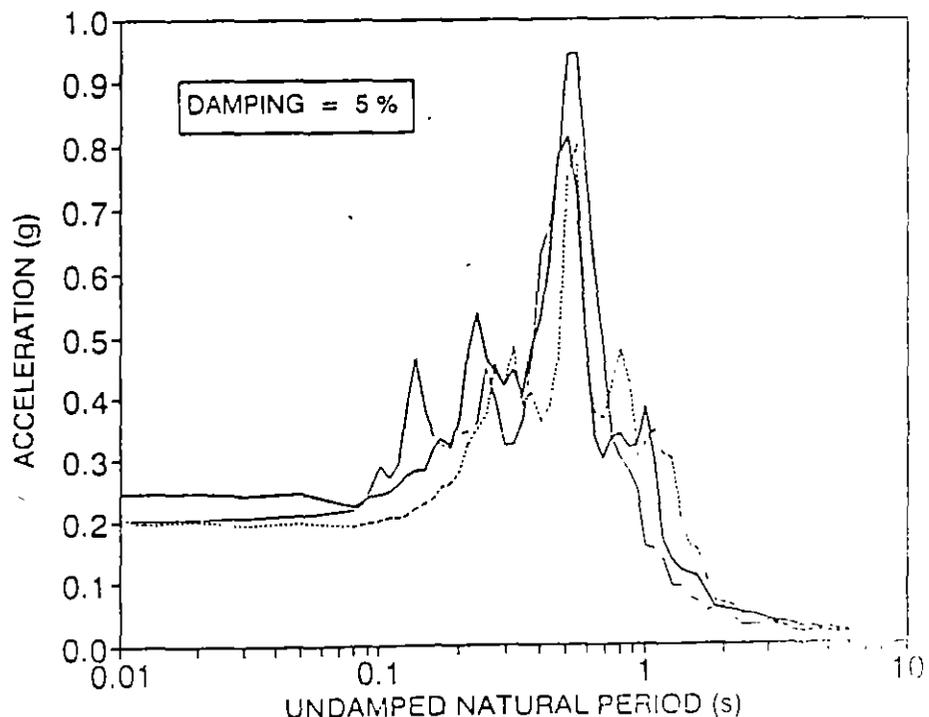


FIGURE 4:
SPECTRAL
COMPARISON
BETWEEN
RECORDED AND
CALCULATED
CREST
MOTIONS



drainage capacity for the dam to remain unsaturated outside of the "hanging" flow net. For the analysis, we used the phreatic surface and distribution of steady-state pore pressures shown on Figure 5.

Earthquake-Induced Deformations

Computed crest settlements are shown on Figure 6. Most deformations occurred within the first 17 seconds of shaking, which include the most severe pulses of the input time history. Earthquake-induced settlements stabilize themselves after about 20 seconds of motion. Maximum settlement is about 5 feet. This is considerably less than the available freeboard (16.4 ft). Indeed, after occurrence of the design earthquake, the entire PMF could be contained in the reservoir without overtopping the dam.

A maximum displacement vector of about 10 feet in amplitude (lateral spreading) was calculated near the top of upstream slope, where the largest non-recoverable movements occur due to induced excess pore pressures which reduce the effective strength of the core materials.

Acceleration and Pore Pressure Response

The acceleration response of Los Leones Dam is shown on Figure 7. Peak crest acceleration is about one g, or twice the PGA. To assess the post-earthquake stability of Los Leones Dam, the dynamic analysis was lengthened by ten seconds of trailing zeroes. As can be seen, the dam would continue to oscillate in free vibrations for a few seconds after the end of the shaking.

On Figure 8, a typical excess pore pressure history is shown along with the shear stresses that are driving it. Excess pore pressures build up regularly during the initial 15 seconds, with the fastest rate between 5 and

7 seconds, which include the largest shear stress pulses. Contours of induced excess pore pressures are shown on Figure 9, at Ames of 5 and 20 seconds, respectively. The maximum pore pressure coefficient r_u in the saturated zone of the dam was less than 1.0 which indicates that "initial liquefaction" has not occurred. Complete liquefaction ($r_u = 1$) was reached, however, in the tailings.

The analyses were repeated with a geometrically adjusted model of the Stage IV dam, entering the ground motion at 103 feet above its base. We calculated a maximum crest settlement of 5.3 feet, or slightly more than with the full model, and maximum slope movements of about 11.5 ft. Otherwise, the response of the geometrically adjusted model was similar to that of the full model. We concluded, therefore, that both approaches are suitable for Los Leones Dam.

The seismic design analyses indicate that modest deformations of Los Leones Dam would be expected under the specified design earthquake. The chimney drain and the pervious blanket, by keeping most of the shell dry, will prevent significant deformations of the dam, despite liquefaction of the tailings. The tailings pressure will restrain any movement toward upstream in the lower part of the dam.

Environmental Aspects of Stage IV Design

The construction of the Stage IV raising will represent the final phase of tailings disposal activities. After this last raising the dam and tailings will be abandoned in the Los Leones Valley. The following features were included to the design to facilitate later closure of the facility:

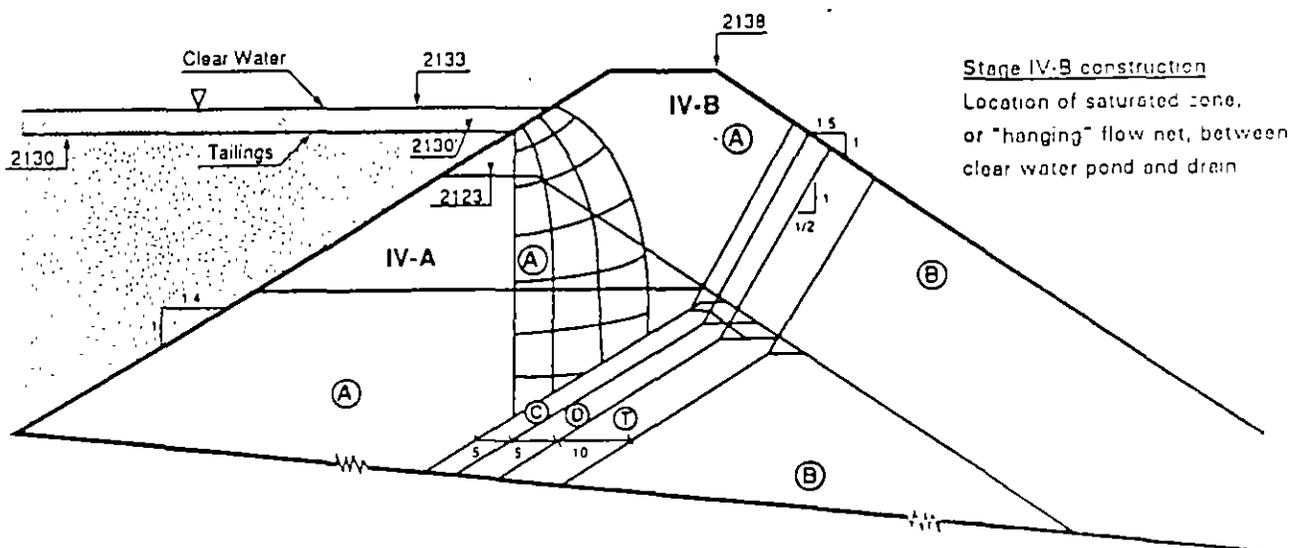


Figure 5: Saturated Zone Near Dam Crest

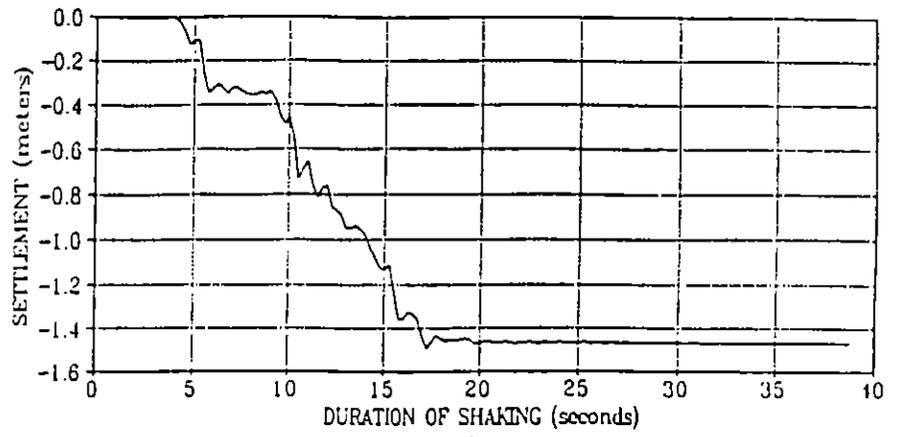


Figure 6: Calculated Settlement at Crest Center

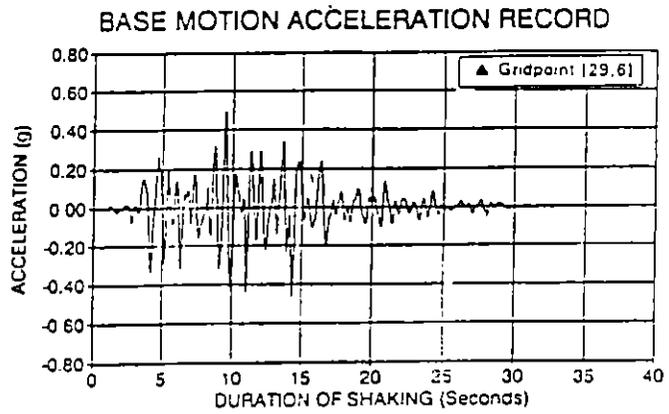
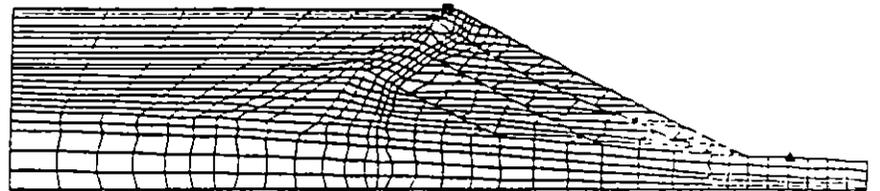
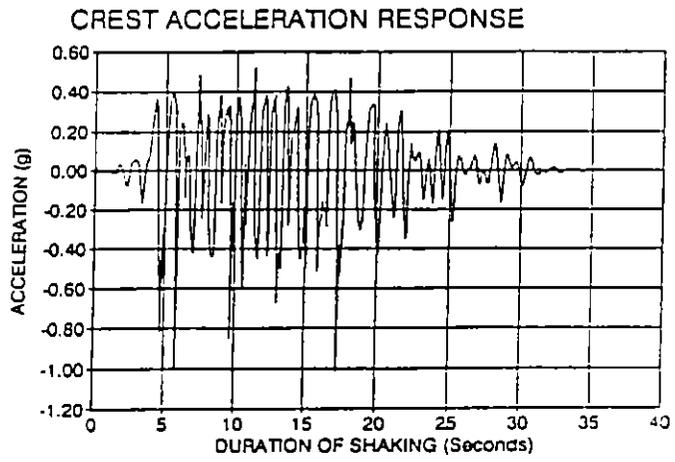


Figure 7: Design Earthquake Acceleration Response

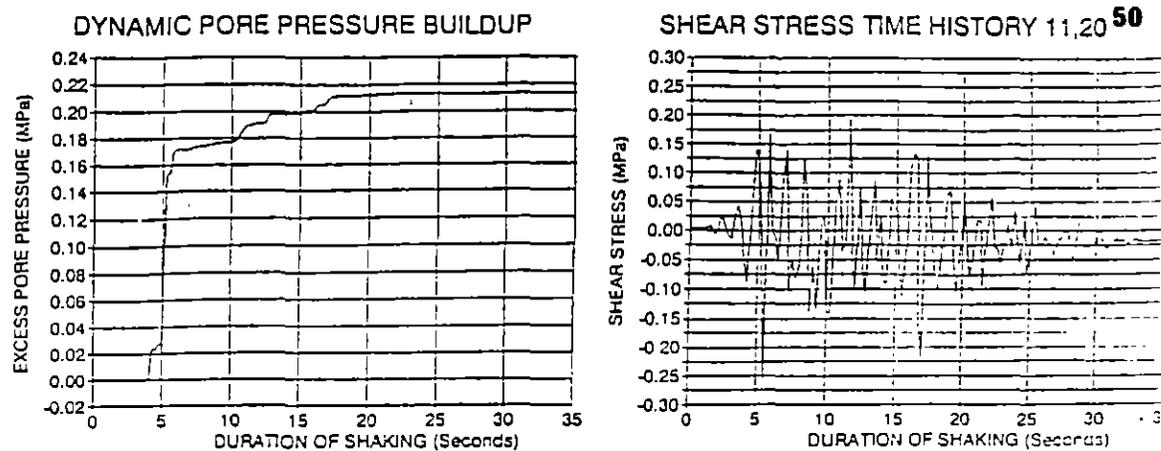


Figure 8: Shear Stress and Pore Pressure Response

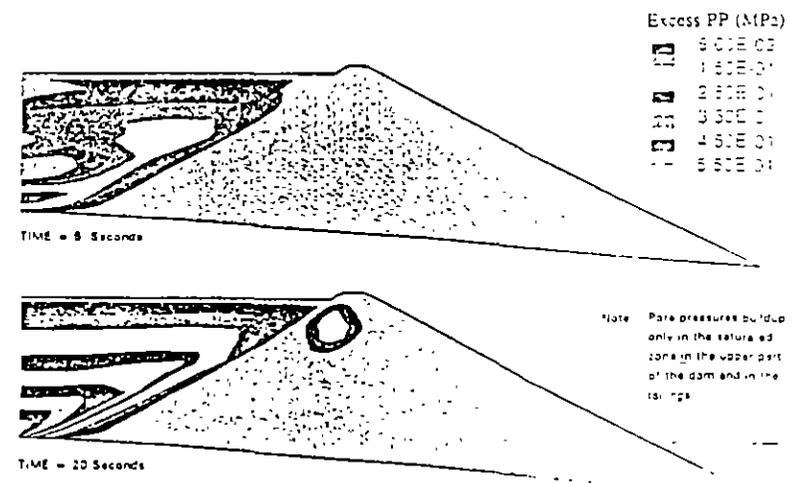


Figure 9: Excess Pore Pressure Contours

External Slope Protection

To prevent erosion of the dam during the rainy months, rock fill protection and lateral drainage ditches will be provided along the downstream face. Additionally, rip rap will protect the upper upstream face against wave run up.

Instrumentation

A remote-control system will transmit data collected from various monitoring instruments.

Environmental Restoration

Ecological damage from the construction of the dam will be mitigated through a comprehensive site restoration plan. Of particular interest and already provided at the site are nesting facilities for several families of the rare Andean condor.

Final Freeboard

The final freeboard of the tailings at full impoundment was designed to accommodate extreme events safely while the dam will be left unattended. Such events include: rock falls or landslides into the reservoir; occurrence of the PMF with a blocked spillway tunnel; and deformations and settle-

ments induced by the Maximum Credible Earthquake. Each of these conditions was investigated to assure a safe closure of the site and abandonment of the dam.

Conclusion

Moderate deformations of the first stage Los Leones Dam would be expected under extreme earthquake loading. The saturated part of the embankment would not liquefy, and maximum settlement should not exceed 5.3 feet, based on our most conservative analysis. The dam will be safe after raising and when the site will be closed. The 1985 records provided a unique opportunity to calibrate the analyses and verify the design concepts implemented.

References

Cundall, P.E. (1992), "FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua" by Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota.

Edwards G., Ricardo (1990), "Seismic Behavior of Los Leones Tailings Dam", In Symp. on Safety and Rehabilitation of Tailings Dams, Sydney, May 23, Proc. Vol. 1, p. 6381.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CURSO:
**PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION
DE PRESAS DE JALES**

Aspectos generales

- Ecológicos

ING. MANUEL MORENO TURRENT

IMPACTOS AMBIENTALES POTENCIALES DE LA INDUSTRIA MINERA

POR: ING. MANUEL MORENO TURRENT

1.0 INTRODUCCION

EXISTEN POCAS ACTIVIDADES PRODUCTIVAS QUE TENGAN UNA INTER-RELACION TAN DIRECTA CON LOS ELEMENTOS BIOTICOS Y ABIOTICOS QUE CARACTERIZAN A UN ECOSISTEMA QUE LA INDUSTRIA MINERA EXTRACTIVA. ES POR ELLO QUE EN ESTA RAMA DE LA ACTIVIDAD ECONOMICA RESULTA DE MUCHO MAYOR IMPORTANCIA EL QUE SE UTILICEN LOS ESTUDIOS RELACIONADOS CON LA INTEGRACION DE UNA MANIFESTACION DE IMPACTO AMBIENTAL COMO UNA HERRAMIENTA DE PLANEACION QUE INFLUYE, A LO LARGO DE SU DESARROLLO Y DE MANERA DETERMINANTE, DESDE LA ETAPA DE DISEÑO CONCEPTUAL DE UN PROYECTO MINERO.

EN TERMINOS GENERALES, LA ACTIVIDAD INDUSTRIAL QUE DESARROLLA EL SECTOR MINERO-METALURGICO BASICO ABARCA CUATRO ETAPAS QUE GENERICAMENTE SE DEFINEN EN BASE AL GRADO DE PUREZA QUE VA ADQUIRIENDO EL COMPONENTE METALICO DE INTERES POR SU VALOR ECONOMICO. ESTAS ETAPAS SE DEFINEN EN EL CUADRO NUM. 1.

DEBIDO A QUE ES POSIBLE UBICAR A LAS ACTIVIDADES 3) Y 4) DENTRO DE LO QUE ES PROPIAMENTE UN PROCESO PRODUCTIVO DE TRANSFORMACION, EL DESARROLLO DE LA PRESENTE PONENCIA SE CENTRARA EN EL ANALISIS DE LAS DOS PRIMERAS ETAPAS.

2.0 PRINCIPALES PROCESOS INVOLUCRADAS EN LA EXTRACCION Y BENEFICIO DE MINERALES EN MEXICO

2.1 EXTRACCION

LA EXPLOTACION DE LOS YACIMIENTOS MINERALES SE REALIZAN MEDIANTE DOS METODOLOGIAS GENERICAS CUYAS CARACTERISTICAS E IMPACTOS GENERADOS DIFIEREN SIGNIFICATIVAMENTE. ESTAS METODOLOGIAS SE CONOCEN COMO: MINADO A CIELO ABIERTO Y MINADO SUBTERRANEO.

LA TECNOLOGIA DE MINADO A CIELO ABIERTO GENERALMENTE SE APLICA PARA LA EXPLOTACION DE YACIMIENTOS CON BAJOS CONTENIDOS DE MINERALES DE INTERES (BAJA LEY) PERO RESERVAS COMPROBADAS DE GRAN TONELAJE. POR ESTAS CARACTERISTICAS, ESTE TIPO DE MINADO IMPLICA EL MOVIMIENTO DE GRANDES CANTIDADES DE MATERIAL ROCOSO Y MINERAL QUE SE DESTINAN, RESPECTIVAMENTE, A LOS SITIOS DE DISPOSICION FINAL CONOCIDOS COMO TERREROS O A LA PLANTA DE BENEFICIO. TÍPICAMENTE, EN ESTE TIPO DE OPERACIONES SE TRABAJA CON RELACIONES DE DESCAPOTE QUE PUEDEN VARIAR DE 1:1 A 6:1 Y QUE INDICAN LA CANTIDAD DE MATERIAL ROCOSO ESTERIL QUE ES NECESARIO EXTRAER POR CADA TONELADA DE MINERAL QUE SE DESTINA A LA PLANTA DE BENEFICIO.

EL MINADO SUBTERRANEO SE APLICA PARA AQUELLOS CUERPOS MINERALIZADOS QUE, EN FORMA DE VETAS O MANTOS, CONSTITUYEN DEPOSITOS DE ALTA LEY QUE JUSTIFIQUEN, ECONOMICAMENTE, EL DESARROLLO DE OBRAS MINERAS COMO SOCAVONES, TIROS O REBAJES PARA REALIZAR SU EXPLOTACION. POR EL ELEVADO COSTO INHERENTE AL DESARROLLO DE ESTE TIPO DE MINADO, SE BUSCA MINIMIZAR LA DILUCION DEL MINERAL CON ROCA ESTERIL POR LO CUAL LOS VOLUMENES GENERADOS DE ESTE MATERIAL RESIDUAL SON MENORES A LOS QUE SE GENERAN POR EL MINADO A CIELO ABIERTO Y, FRECUENTEMENTE, SE UTILIZAN PARA RELLENAR LAS FRENTES DE EXPLOTACION O REBAJES.

2.2 BENEFICIO:

APROXIMADAMENTE EL 90% DE LA PRODUCCION MINERO-METALURGICA NACIONAL SE DERIVA DEL PROCESO CONOCIDO COMO BENEFICIO POR FLOTACION SELECTIVA. AUNQUE EN LA ULTIMA DECADA HAN CRECIDO EN IMPORTANCIA LOS PROCESOS DE BENEFICIO COMO LA LIXIVIACION EN MONTONES, DINAMICA O EN TANQUES PARA LA EXTRACCION DE LOS METALES PRECIOSOS Y EL PROCESO DE EXTRACCION CON SOLVENTES-DEPOSITACION ELECTROLITICA PARA LOS METALES INDUSTRIALES, LA PREDOMINANCIA DEL PROCESO DE BENEFICIO POR FLOTACION EN LA MINERIA MEXICANA HACEN NECESARIO QUE UN ANALISIS GENERAL DEL IMPACTO AMBIENTAL POTENCIAL DERIVADO DE ESTA ACTIVIDAD SE CENTRE EN LA REVISION DE ESTE PROCESO.

LA FLOTACION SELECTIVA SE CARACTERIZA POR NO PROVOCAR UN CAMBIO QUIMICO TOTAL DE LAS ESPECIES METALICAS QUE CONSTITUYEN UN DEPOSITO MINERAL. EN ESTE PROCESO SE EFECTUA UNA REACCION SUPERFICIAL QUE HACE QUE LAS PARTICULAS SOLIDAS FINAMENTE DIVIDIDAS SE TRANSFORMEN EN COMPUESTOS HIDROFILICOS O HIDROFOBICOS DE MANERA TAL QUE SE PUEDEN FLOTAR O DEPRIMIR SELECTIVAMENTE PARA LLEVAR A CABO SU SEPARACION.

3.0 ANALISIS DE IMPACTOS AMBIENTALES POTENCIALES

LA NATURALEZA DE LAS OPERACIONES MINERAS Y EL ENTORNO DONDE SE DESARROLLAN HACEN NECESARIO QUE SE ANALICEN NO SOLO LAS INTERACCIONES DE LAS OBRAS Y ACTIVIDADES DE UN PROYECTO MINERO CON LAS COMPONENTES AMBIENTALES DEL SITIO DURANTE SU VIDA UTIL SINO LAS QUE PUEDEN GENERARSE A LARGO PLAZO Y EN FORMA GRADUAL Y ACUMULATIVA TRAS EL ABANDONO DEL PROYECTO.

LOS ELEMENTOS Y CARACTERISTICAS AMBIENTALES QUE SON SUSCEPTIBLES DE SER IMPACTADOS POR EL DESARROLLO DE LA ACTIVIDAD MINERA SE RELACIONAN, EN ORDEN DE IMPORTANCIA, CON: AGUA, SUELO, AIRE, FLORA Y FAUNA, Y SOCIOECONOMIA. SE CONSIDERA IMPORTANTE QUE, PARA HACER UNA EVALUACION COMPLETA DE ESTOS IMPACTOS POTENCIALES, SE CONSIDEREN, DE MANERA PRIORITARIA, LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:

1. TIPO DE ACCION DEL IMPACTO: QUE INDICA LA FORMA EN QUE SE PRODUCE EL EFECTO DE LA OBRA O ACTIVIDAD PROYECTADA SOBRE LOS ELEMENTOS AMBIENTALES. EL TIPO DE ACCION PUEDE SER DIRECTA (EJEMPLO: IMPACTO SOBRE LA VEGETACION CAUSADA POR EL DESMONTE) O INDIRECTO (EJEMPLO: EROSION PROVOCADA POR EL DESMONTE).

2. TEMPORALIDAD DEL IMPACTO: SI EL IMPACTO OCURRE Y LUEGO CESA SE LE CONSIDERA DE CORTA DURACION; SI, A LARGO PLAZO, PUEDE AFECTAR DE MANERA CONTINUA O INTERMITENTE A ALGUN ELEMENTO DEL ECOSISTEMA SE LE CONSIDERA PERMANENTE.

3. EXTENSION DEL IMPACTO: SI ES PUNTUAL O AFECTA UNA SUPERFICIE LOCALIZADA Y DE POCA EXTENSION COMPARADA CON LA UNIDAD NATURAL DONDE SE UBICA EL PROYECTO, SE DENOMINA LOCALIZADO; SI LA SUPERFICIE AFECTADA ES CONSIDERABLE SE LE CLASIFICA COMO EXTENSIVO.

4. LOCALIZACION DEL IMPACTO: SI EL EFECTO POTENCIAL TIENE LUGAR EN EL ENTORNO INMEDIATO DEL PROYECTO, EL IMPACTO SE CLASIFICA COMO PROXIMO A LA FUENTE; SI PUEDE TENER MANIFESTACIONES A DISTANCIAS QUE TRASCIENDEN LOS LIMITES DEL TERRENO SUPERFICIAL DONDE SE DESARROLLARA LA ACTIVIDAD MINERA SE CLASIFICA COMO ALEJADO DE LA FUENTE.

AL REALIZAR LA EVALUACION DEL IMPACTO AMBIENTAL DE UN PROYECTO MINERO ES SUMAMENTE IMPORTANTE TOMAR EN CONSIDERACION QUE, MAS QUE EN CUALQUIER OTRA ACTIVIDAD INDUSTRIAL, CADA PROYECTO MINERO ES UNICO Y, EN CONSECUENCIA, SU ANALISIS DEBE SER ALTAMENTE ESPECIFICO AUNQUE BASADO EN LINEAMIENTOS GENERALES QUE PERMITAN LOCALIZAR Y TOMAR EN CONSIDERACION LOS IMPACTOS QUE PUEDAN SER SUSCEPTIBLES DE PRESENTARSE. ALGUNOS DE ESTOS LINEAMIENTOS GENERALES SE PROPONEN A CONTINUACION:

3.1 A G U A

ESTE ES UNO DE LOS COMPONENTES ABIOTICOS DEL ECOSISTEMA CUYO ANALISIS ES MAS IMPORTANTE. ESTO SE DEBE A QUE, DE MANERA ADICIONAL A LOS IMPACTOS DIRECTOS QUE POTENCIALMENTE PUEDE RECIBIR, LAS CORRIENTES HIDROLOGICAS TANTO SUPERFICIALES COMO SUBTERRANEAS SON SUSCEPTIBLES DE CONVERTIRSE EN EL PRINCIPAL VEHICULO DE CONTAMINANTES QUE POTENCIALMENTE PUEDE GENERAR LA ACTIVIDAD EXTRACTIVA. ES POR ELLO IMPORTANTE PREVER LA LIBERACION POTENCIAL DE CONTAMINANTES A CORTO PLAZO Y DE MANERA PERMANENTE PARA PODER PLANEAR LAS MEDIDAS DE MITIGACION Y CONTROL QUE SEAN JUSTIFICABLES Y LA PLANEACION DE LOS PLANES DE RESTITUCION QUE SE DEBERAN IMPLEMENTAR AL ABANDONO DEL PROYECTO.

COMO PRIMER PASO, SE RECOMIENDA CONTAR CON UNA CARACTERIZACION COMPLETA DE LAS ESPECIES MINERALES CONTENIDAS EN EL RECURSO POR EXPLOTAR. AUNQUE ESTA CARACTERIZACION SE EFECTUA COMO PRACTICA COMUN PARA OPTIMIZAR EL PROCESO DE BENEFICIO QUE SE LE APLICARA AL MINERAL, TRADICIONALMENTE, LA CARACTERIZACION SE ENFOCA A LA IDENTIFICACION DE ESPECIES CON VALOR COMERCIAL. EN EL NUEVO ENTORNO QUE EXIGE LA COEXISTENCIA DE LA ACTIVIDAD MINERA CON EL CUIDADO DEL MEDIO AMBIENTE, ESTA CARACTERIZACION DEBE EXTENDERSE A IDENTIFICAR ELEMENTOS Y COMPUESTOS QUE, POTENCIALMENTE, PUEDAN PROVOCAR UN EFECTO NEGATIVO SOBRE LOS ECOSISTEMAS. PARA EL CASO ESPECIFICO DE LA MINERIA MEXICANA, ESTA INVESTIGACION DEBE ENFOCARSE, PRIMORDIALMENTE, A IDENTIFICAR

LA PRESENCIA DE ELEMENTOS TRAZA COMO: ARSENICO, CADMIO, MERCURIO Y SELENIO QUE SON SUSCEPTIBLES DE MOVILIZARSE EN EL LARGO PLAZO AL SER SOMETIDOS A LA INTEMPERIZACION Y BAJO CONDICIONES EN LAS QUE SE HA INCREMENTADO CONSIDERABLEMENTE EL AREA DE EXPOSICION POR EFECTO DE LAS OPERACIONES DE TRITURACION Y MOLIENDA. EL FENOMENO DE INTEMPERIZACION AFECTARA LOS DEPOSITOS DE RESIDUOS MINEROS COMO TERREROS Y PRESAS DE JALES LO QUE HACE NECESARIO QUE EN LA ETAPA DE PLANEACION DEL PROYECTO SE RECABEN MUESTRAS REPRESENTATIVAS DE LO QUE SERAN ESTOS RESIDUOS Y QUE PROCEDEN DEL DESARROLLO DE TRABAJOS DE EXPLORACION POR OBRA DIRECTA Y DEL DESARROLLO DE LAS PRUEBAS METALURGICAS. LA GUIA MAS INDICATIVA DEL COMPORTAMIENTO DE DICHS RESIDUOS SOMETIDOS A LA INTEMPERIZACION LO CONSTITUYE EL RESULTADO DE PRUEBAS DE EXTRACCION CON LIQUIDOS LIXIVIANTES QUE SIMULEN LAS CONDICIONES REALES DE INTEMPERIZACION A LAS QUE ESTARA SOMETIDO EL RESIDUO EN EL LARGO PLAZO.

AL DISEÑAR LAS PRUEBAS DE EXTRACCION QUE SE UTILIZARAN PARA TRATAR DE PREDECIR EL COMPORTAMIENTO DE UN RESIDUO MINERO EN EL LARGO PLAZO, ES MUY IMPORTANTE TENER EN CONSIDERACION QUE, EN LA PRUEBA DE EXTRACCION PARA DETERMINAR LOS CONSTITUYENTES QUE HACEN A UN RESIDUO PELIGROSO POR SU TOXICIDAD AL AMBIENTE CONSIGNADA EN LA NOM-CRP-002-ECOL/93, NO SE REPRESENTAN ADECUADAMENTE LAS CONDICIONES DEL LIQUIDO LIXIVIANTE QUE TIENDE A AFECTAR A UN RESIDUO MINERO Y, EN CONSECUENCIA, PUEDE DAR UNA INFORMACION INEXACTA EN CUANTO AL ANALISIS ESPERADO DEL LIXIVIADO RESULTANTE E INCOMPLETA EN CUANTO A LA PROYECCION DEL IMPACTO POTENCIAL A LARGO PLAZO DEL RESIDUO POR LA ACCION INTEMPERIZADORA AL QUE ESTARA SOMETIDO. LA NO REPRESENTATIVIDAD DE LA PRUEBA DE EXTRACCION SENALADA SE DEBE A QUE EL REACTIVO DE EXTRACCION UTILIZADO PARA LA PRUEBA INCLUYE AL ACIDO ACETICO GLACIAL. LA INCLUSION DE ESTE ACIDO COMO COMPONENTE DEL LIQUIDO LIXIVIANTE SE DERIVA DEL DISEÑO ORIGINAL DE LA PRUEBA EN QUE SE PRETENDE EMULAR LAS CONDICIONES DE UN RESIDUO PELIGROSO QUE, POTENCIALMENTE, PUEDA SER DISPUESTO EN UN RELLENO SANITARIO Y QUE, EN CONSECUENCIA, ESTARA SUJETO A CONDICIONES DE COEXISTENCIA DE UN 95% DE RESIDUOS ORGANICOS Y UN 5% DE RESIDUOS PELIGROSOS. ESTA SITUACION ES PRACTICAMENTE IMPOSIBLE QUE OCURRA EN EL CASO DE UN RESIDUO MINERO POR LOS VOLUMENES QUE SE GENERAN. SIN EMBARGO, LA UTILIZACION DEL ACIDO ACETICO DENTRO DEL REACTIVO DE EXTRACCION PUEDE PROVOCAR UNA MOVILIZACION ARTIFICIAL DEL PLOMO INORGANICO EN UN RESIDUO MINERO QUE PODRIA FALSEAR LA EVALUACION DEL IMPACTO ESPERADO DE DICHO RESIDUO. ADICIONALMENTE, LA PRUEBA DE EXTRACCION CONTENIDA EN LA NORMA OFICIAL MEXICANA A LA QUE SE HA HECHO REFERENCIA ANALIZA, UNICAMENTE, LA PRESENCIA DE 9 METALES PESADOS COMO CONSTITUYENTES INORGANICOS PARA DETERMINAR LAS CARACTERISTICAS DEL LIXIVIADO QUE HACEN PELIGROSO A UN RESIDUO POR SU TOXICIDAD AL AMBIENTE.

EXISTEN PRUEBAS ALTERNATIVAS MAS ESPECIFICAS PARA LOS RESIDUOS MINEROS COMO LA PRUEBA DE MOVILIDAD POR AGUA METEORICA PROPUESTA POR LA DIVISION DE PROTECCION AMBIENTAL DEL DEPARTAMENTO DE CONSERVACION Y RECURSOS NATURALES DEL ESTADO DE NEVADA, E.U.A. EN ELLA, SE GENERA UNA MAYOR INFORMACION EN CUANTO AL COMPORTAMIENTO ESPERABLE DE LOS RESIDUOS A LARGO PLAZO YA QUE ANALIZA UNA GAMA MUCHO MAYOR DE METALES PESADOS Y LOS COMPARAN CONTRA LAS CONCENTRACIONES MAXIMAS PERMISIBLES EN LOS ESTANDARES DE AGUA POTABLE. ADICIONALMENTE, SE INCLUYE INFORMACION QUE RESULTA DE SUMA IMPORTANCIA PARA LA PLANEACION DE LAS MEDIDAS DE MITIGACION Y CONTROL Y DE LA RESTITUCION FINAL DE LOS SITIOS DE DISPOSICION DE RESIDUOS.

LA AFECTACION POTENCIAL DE LAS CORRIENTES DE AGUA SUPERFICIAL Y LOS ACUIFEROS POR LOS LIXIVIADOS PROCEDENTES DE LOS RESIDUOS MINEROS PUEDE VERSE EXACERBADO POR LA GENERACION DE ESCURRIMIENTOS ACIDOS. ESTOS SE PRODUCEN POR EFECTO DE LA INTEMPERIZACION DE LA PIRITA QUE, EN PRESENCIA DE AGUA Y DE AIRE, PUEDE LLEGAR A FORMAR SULFATOS SOLUBLES Y ACIDO SULFURICO. LA

FORMACION DE ESTE TIPO DE ESCURRIMIENTO O DRENAJE ACIDO OCASIONARA UNA MOVILIZACION DE LOS METALES PESADOS Y ES SUSCEPTIBLE DE PRESENTARSE TANTO EN TERREROS COMO EN JALES. EN CASO DE PRESENTARSE, LOS ESCURRIMIENTOS ACIDOS NO SOLO MOVILIZARAN LOS METALES PESADOS SINO QUE TENDERAN A AFECTAR LA SOLUBILIDAD Y DISPONIBILIDAD DE LOS ELEMENTOS NUTRIENTES DEL SUELO Y, EN CONSECUENCIA, INFLUIRIAN SIGNIFICATIVAMENTE EN EL DISEÑO DE LA ESTRATEGIA DE RESTITUCION. ES POR ELLO DE SUMA IMPORTANCIA EL SOMETER AL RESIDUO A UNA PRUEBA DE BALANCEO DE SU POTENCIAL DE PRODUCCION DE ACIDO CONTRA SU POTENCIAL DE NEUTRALIZACION DE ACIDO. SE CONSIDERA QUE UN RESIDUO QUE EXHIBA UN COCIENTE POTENCIAL DE GENERACION DE ACIDO/POTENCIAL DE NEUTRALIZACION DE ACIDO SUPERIOR A 3.0 NO REPRESENTARA UN RIESGO DE GENERACION DE DRENAJES ACIDOS. SI ESTA CONDICION NO SE CUMPLE, LA EVALUACION DE ESTE IMPACTO AMBIENTAL POTENCIAL DEBE TOMAR EN CONSIDERACION LOS FACTORES CLIMATICOS EXISTENTES EN EL SITIO YA QUE BAJO CONDICIONES DE BAJA PRECIPITACION PLUVIAL, LA POSIBILIDAD DE GENERACION DE UN DRENAJE ACIDO POR PARTE DE LOS RESIDUOS MINEROS ES ESCASA.

EN LO QUE SE REFIERE A UNA AFECTACION POTENCIAL DE LAS CORRIENTES SUPERFICIALES PERMANENTES DE AGUA, AL SELECCIONARSE LOS SITIOS DE DISPOSICION FINAL DE LOS RESIDUOS SOLIDOS SE REQUIERE TOMAR EN CONSIDERACION EL IMPACTO DIRECTO Y, PERMANENTE POSIBLEMENTE DE LOS SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES QUE SE PUEDEN PRODUCIR POR LA ACCION EROSIVA DE LOS ESCURRIMIENTOS DE AGUA PLUVIAL SOBRE TERREROS Y PRESAS DE JALES. SI EN LA CERCANIA DE LOS SITIOS SELECCIONADOS EXISTE UNA CORRIENTE DE AGUA SUPERFICIAL PERMANENTE QUE PUEDA VERSE AFECTADA, SE DEBEN PLANEAR LAS MEDIDAS NECESARIAS PARA DESVIAR LOS ESCURRIMIENTOS DE AGUAS PLUVIALES Y CAPTAR LOS SOLIDOS SEDIMENTABLES DEL AGUA QUE CRAIGA DIRECTAMENTE SOBRE LOS RESIDUOS ANTES DE QUE ABANDONE LOS TERRENOS DONDE SE UBICA LA UNIDAD MINERA.

3.2 SUELO

EL SUELO ES EL ELEMENTO ABIOTICO QUE ES RECEPTOR DE LOS PRIMEROS IMPACTOS QUE GENERA EL DESARROLLO DE UNA UNIDAD MINERA. LA AFECTACION ES DIRECTA Y SE CARACTERIZA POR LA "DESAPARICION" DE LAS PROPIEDADES EDAFOLOGICAS DEL SUELO, POR REMOCION, DURANTE LAS ETAPAS DE PREPARACION DEL SITIO Y CONSTRUCCION. AUNQUE PARA EL DESARROLLO DE LAS UNIDADES MINERAS MODERNAS ES PRACTICA COMUN EL ALMACENAR LOS HORIZONTES SUPERFICIALES DEL SUELO PARA CONSERVARLO Y ENRIQUECERLO CON EL OBJETIVO DE UTILIZARLO EN LOS TRABAJOS DE RESTITUCION QUE SE IMPLEMENTAN DURANTE LA FASE DE ABANDONO DEL PROYECTO, ES IMPORTANTE TENER EN CONSIDERACION QUE LAS ZONAS CON POTENCIAL MINERO DENTRO DE LA REPUBLICA MEXICANA SE UBICAN EN AREAS DESERTICAS O SEMIDESERTICAS QUE, DE SI, SE CARACTERIZAN POR LA POBREZA DE SU SUELO. ES POR ELLO QUE, EN UNA

GRAN MAYORIA DE LOS CASOS, LA AFECTACION SOBRE LAS CARACTERISTICAS EDAFICAS DEL SUELO DEBE CONSIDERARSE COMO IRREVERSIBLE E IRRECUPERABLE. SIN EMBARGO, ESTA POBREZA NATURAL DE LOS SUELOS DONDE NORMALMENTE SE LOCALIZAN LOS PROYECTOS MINEROS HACEN QUE ESTE PRESENTE SEVERAS LIMITANTES PARA SU APROVECHAMIENTO EN OTROS USOS PRODUCTIVOS CON LO CUAL EL DESARROLLO DE LA ACTIVIDAD MINERA SE CONSTITUYE EN LA UNICA OPCION PARA ELEVAREL NIVEL DE VIDA DE LA REGION.

DURANTE LA ETAPA DE OPERACION DE UNA UNIDAD MINERA SE DA, DE HECHO, UN CAMBIO DE USO DE SUELO. ESTE ES ESPECIALMENTE CIERTO PARA LAS OPERACION DE EXPLOTACION A TAJO ABIERTO EN LAS QUE NO SOLO SE MODIFICAN LAS CARACTERISTICAS EDAFICAS DEL SUELO SINO SE PRODUCEN MODIFICACIONES LOCALIZADAS EN LA TOPOGRAFIA Y MORFOLOGIA DE LA ZONA. ADICIONALMENTE, EL SUELO EXPERIMENTA UNA MODIFICACION DE SU USO EN LOS SITIOS QUE SE UTILIZAN PARA DISPONER DEL MATERIAL ROCOSO ESTERIL QUE SE PRODUCE POR EL DESCAPOTE DE LA MINA. EN ESTOS CASOS, EXISTE ADEMAS LA POSIBILIDAD DE QUE SE PRODUZCA UN IMPACTO INDIRECTO POR LA POSIBLE ACELERACION DE LOS PROCESOS EROSIVOS HIDRICOS QUE PUEDEN PROVOCARSE SI, EN LO POSIBLE, NO SE CONSERVAN LOS SISTEMAS DE DRENAJE NATURALES DEL TERRENO HACIA DONDE TIENDEN A CANALIZARSE LOS ESCURRIMIENTOS QUE SE PRODUCEN CON LAS PRECIPITACIONES PLUVIALES. ESTO ES PARTICULARMENTE CIERTO EN AQUELLAS REGIONES QUE, AUNQUE LA PRECIPITACION ANUAL PROMEDIO PUEDA SER BAJA, SE PUEDAN PRESENTAR EVENTOS DE PRECIPITACION AISLADOS EN QUE SE CONCENTREN LLUVIAS DE MUY ALTA INTENSIDAD DURANTE PERIODOS DE CORTA DURACION EN AREAS LOCALIZADAS.

CON LAS OPERACIONES QUE SE INVOLUCRAN EN LA ETAPA DE BENEFICIO, SE GENERAN LOS RESIDUOS DEL PROCESO DE FLOTACION CONOCIDOS COMO JALES. AL SER DEPOSITADOS EN SITIOS DE CONFINAMIENTO EXPRESAMENTE CONSTRUIDOS PARA TAL EFECTO Y CONOCIDOS COMO PRESAS DE JALES, SE PRODUCE OTRO IMPACTO AMBIENTAL DIRECTO Y DE CARACTER PERMANENTE SOBRE EL SUELO CUYOS EFECTOS PUEDEN SER IRREVERSIBLES Y, EN MUCHOS CASOS, IRRECUPERABLES. PARA COMPENSAR EN CIERTA MEDIDA EL IMPACTO ESPERADO DE LA DISPOSICION FINAL DE LOS RESIDUOS MINEROS COMO TERREROS Y JALES, ES IMPORTANTE QUE, DESDE LA ETAPA DE DISEÑO DEL PROYECTO MINERO SE EMPIECE A PLANIFICAR SU ETAPA DE ABANDONO. ESTO SE DEBE IMPLEMENTAR AUN CUANDO NO SE TENGA UN CONOCIMIENTO COMPLETO DE LAS VARIABLES QUE HABRAN DE INTERVENIR EN ESTE PROCESO Y QUE SOLO SE ALCANZARA AL ENTRAR EN OPERACION EL PROYECTO. SE CONSIDERA QUE UN PLAN DE ABANDONO Y RESTITUCION DEBE TENDER A TRATAR DE LOGRAR QUE LAS CARACTERISTICAS PRODUCTIVAS DEL AREA QUE SE ABANDONA SEAN SIMILARES A LAS QUE SE TENIAN ANTES DE LA ENTRADA EN OPERACION DEL PROYECTO MINERO. SIN EMBARGO, ES IMPORTANTE CONSIDERAR QUE, EN LO QUE A CARACTERISTICAS DEL SUELO SE REFIERE, LA POSIBILIDAD DE LOGRAR UNA RESTAURACION DE ESTE TIPO ES ESCASA DEBIDO A LA POBREZA NATURAL DE LOS SUELOS EN LAS ZONAS DESERTICAS Y SEMIDESERTICAS EN DONDE, COMUNMENTE, SE DESARROLLA EL VOLUMEN MAYOR DE LAS ACTIVIDADES DE LA INDUSTRIA MINERA MEXICANA.

3.3 A I R E

LAS FUENTES MAS IMPORTANTES DE IMPACTOS AMBIENTALES POR EMISIONES A LA ATMOSFERA SUSCEPTIBLES DE SER PRODUCIDOS POR EL DESARROLLO DE LA ACTIVIDAD MINERA SON: EMISIONES DE GASES POR LA OPERACION DE MAQUINARIA PESADA CON MOTORES DE COMBUSTION INTERNA; EMISIONES DE GASES DERIVADOS DEL USO DE EXPLOSIVOS PARA LA FRAGMENTACION DE LA ROCA; EMISIONES DE PARTICULAS SUSPENDIDAS POR LAS OPERACIONES DE TRITURACION, ACARREO Y CLASIFICACION; EMISION DE POLVOS FUGITIVOS POR EL TRANSITO DE VEHICULOS PESADOS EN CAMINOS DE ACARREO Y DE SERVICIO Y EMISION DE POLVOS FUGITIVOS POR LA EROSION EOLICA SOBRE LOS RESIDUOS MINEROS.

EN TERMINOS GENERALES, LA EMISION DE GASES PRODUCTO DE LAS VOLADURAS Y LA EMISION DE SOLIDOS PARTICULADOS QUE SE GENERAN POR LA TRITURACION, ACARREO Y CLASIFICACION TIENDEN A AFECTAR LAS CONDICIONES EXISTENTES EN EL AMBIENTE LABORAL Y, EN CONSECUENCIA, LAS MEDIDAS CORRECTIVAS QUE SE APLICAN ESTAN ORIENTADAS A PROTEGER LA SALUD DE LOS TRABAJADORES. DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA AFECTACION A LOS ECOSISTEMAS, LOS IMPACTOS GENERADOS POR ESTAS CAUSAS SUELEN SER TEMPORALES, LOCALIZADOS Y PROXIMOS A LA FUENTE POR LO QUE LA CUANTIFICACION DE SU EFECTO NO DEBE REPRESENTAR UN PESO CONSIDERABLE DENTRO DE LA EVALUACION TOTAL DE UN PROYECTO MINERO.

DE ESPECIAL IMPORTANCIA PARA SU ANALISIS INTEGRAL, SON LOS IMPACTOS POTENCIALES QUE PUEDEN DERIVARSE DE LA EMISION DE SOLIDOS PARTICULADOS PROVENIENTES DE CAMINOS DE ACARREO Y DE SERVICIO; DE APILAMIENTOS DE FINOS Y DE SITIOS DE DISPOSICION DE RESIDUOS SOLIDOS. DE ESTOS, EL MAS CRITICO Y, EN CONSECUENCIA, EL MAS IMPORTANTE ES EL RESULTANTE DE LA ACCION EROSIVA DEL VIENTO SOBRE LAS PRESAS DE JALES DEBIDO A QUE LOS MATERIALES DEPOSITADOS EN ELLAS TIENEN UNA GRANULOMETRIA MUY FINA (GENERALMENTE 80% -200 MALLAS). ESTA GRANULOMETRIA FINA HACE QUE LOS SOLIDOS PARTICULADOS ARRASTRADOS POR EL VIENTO PUEDAN TENDER, EN OCASIONES, A COMPORTARSE COMO AEROSOLES CON LO CUAL SU IMPACTO POTENCIAL PUEDE MANIFESTARSE EN SITIOS ALEJADOS DE LA FUENTE. EL EFECTO DEL IMPACTO PUEDE INCREMENTARSE EN MAGNITUD SI LLEGA A PRESENTARSE UNA CONCENTRACION DEL CONTENIDO DE LOS METALES PESADOS Y DE REACTIVOS EN LA FRACCION MAS FINA DE LOS POLVOS. ES POR ELLO QUE ES NECESARIO EVALUAR LA MAGNITUD POTENCIAL DE ESTE IMPACTO PARA PODER DISEÑAR LAS MEDIDAS DE PREVENCION Y CONTROL OPTIMAS PARA MITIGARLO O REDUCIRLO.

3.4 FLORA Y FAUNA

LA ACTIVIDAD PRODUCTIVA DEL SECTOR MINERO-METALURGICO TIENDE A DESARROLLARSE EN ZONAS EN QUE, FRECUENTEMENTE, REPRESENTA LA UNICA ACTIVIDAD HUMANA DE MAGNITUD IMPORTANTE. A ESTO SE AÑADE EL HECHO DE QUE EL DESARROLLO DE UNA UNIDAD MINERA TRAE CONSIGO EL ESTABLECIMIENTO DE CAMINOS E INFRAESTRUCTURA QUE DE ALGUNA MANERA CONTRIBUYEN A DAR ACCESO Y POSIBILIDADES DE DESARROLLO A REGIONES REMOTAS DEL PAIS.

ANTE ESTAS CIRCUNSTANCIAS, SE HACE PARTICULARMENTE IMPORTANTE LA EVALUACION CUIDADOSA DEL MEDIO BIOTICO DONDE SE PRETENDA DESARROLLAR UNA UNIDAD MINERA Y, EN ESPECIAL, DE DETECTAR LA PRESENCIA DE PLANTAS O ANIMALES CLASIFICADOS COMO RARAS, AMENAZADAS O EN PELIGRO DE EXTINCION.

LOS IMPACTOS POTENCIALES QUE PUEDE OCASIONAR LA ACTIVIDAD MINERA SON SUSCEPTIBLES DE MANIFESTARSE EN FORMA DIRECTA COMO LA PERDIDA DE HABITAT PARA LAS ESPECIES E INDIRECTA COMO EN EL CASO DE LAS ESPECIES ANIMALES QUE SE AHUYENTAN POR LA PRESENCIA HUMANA.

LA EVALUACION CORRECTA DE LAS CARACTERISTICAS DEL MEDIO BIOTICO PUEDEN HACER POSIBLE LA IMPLEMENTACION DE MEDIDAS DE PROTECCION, MITIGACION Y COMPENSACION QUE PERMITAN LA COEXISTENCIA DE LA ACTIVIDAD EXTRACTIVA CON LA PROTECCION DE LA FLORA Y DE LA FAUNA. ESTAS MEDIDAS PUEDEN CONTRIBUIR A MANTENER Y HASTA MEJORAR LAS CONDICIONES DEL HABITAT A TRAVES DE ACCIONES QUE CONTRARRESTEN Y MODIFIQUEN EL EFECTO DEL IMPACTO POTENCIAL DE UNO NEGATIVO EN EL AREA PROXIMA A LA FUENTE A UNO POSITIVO EN AREAS ALEJADAS DE LA FUENTE.

3.5 SOCIOECONOMIA

EN PRIMERA INSTANCIA, LA POSIBILIDAD DE DESARROLLAR UNA MINA EN ALGUN LUGAR REMOTO DE LA REPUBLICA MEXICANA SE CONSTITUYE EN UNA ALTERNATIVA PARA ELEVAR EL NIVEL DE VIDA DE LOS HABITANTES QUE VIVEN EN LA VECINDAD INMEDIATA AL PROYECTO. ESTA POSIBILIDAD SE MANIFIESTA DESDE LAS ETAPAS DE PREPARACION DEL SITIO Y CONSTRUCCION POR UN INCREMENTO CONSIDERABLE EN LA DEMANDA DE MANO DE OBRA LOCAL. DURANTE LA ETAPA DE OPERACION, ESTE EFECTO POSITIVO SE CONSOLIDA CON LA DEMANDA DE BIENES Y SERVICIOS QUE TRAEN COMO CONSECUENCIA UN EFECTO MULTIPLICADOR DE LOS BENEFICIOS GENERADOS POR LA ACTIVIDAD MINERA SOBRE LAS ECONOMIAS LOCALES. SIN EMBARGO, EN AREAS CLASIFICADAS COMO PIONERAS O DEPRIMIDAS QUE SE CARACTERICEN POR LA EXISTENCIA DE ECONOMIAS INCIPIENTES Y POCO DESARROLLADAS POR LA ALTA CONCENTRACION DE ACTIVIDADES PRIMARIAS, EL IMPACTO POSITIVO DE LA ACTIVIDAD MINERA PUEDE TRANSFORMARSE EN

NEGATIVO SI ESTA SE CONSTITUYE EN LA UNICA OPCION GENERADORA DE MANO DE OBRA Y DE SERVICIOS. ESTA CIRCUNSTANCIA SE HACE PARTICULARMENTE IMPORTANTE EN EL TIEMPO PRESENTE EN QUE LOS ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD ECONOMICA DE LOS PROYECTOS MINEROS HAN TENDIDO A CENTRARSE EN LA CUBICACION DE RESERVAS MINERAS QUE JUSTIFIQUEN SU OPERACION POR LAPROS QUE PUEDEN VARIAR DE 2 A 5 AÑOS. EN CONSECUENCIA, EL ESTUDIO SOCIOECONOMICO DEL AREA DONDE PRETENDE DESARROLLARSE EL PROYECTO DEBE DE UTILIZARSE COMO UN ARMA DE PLANEACION NO SOLO PARA LA EMPRESA MINERA SINO PARA LOS MUNICIPIOS DONDE SE UBICARA CON EL OBJETO DE QUE LA OPCION PRODUCTIVA QUE LE DA A LAS COMUNIDADES EL INICIO DE UNA EXPLOTACION MINERA SIRVA DE BASE PARA PLANTEAR ALTERNATIVAS DE DIVERSIFICACION ECONOMICA QUE SE PUEDAN APOYAR EN LA INFRAESTRUCTURA QUE LLEVA LA MINERA HASTA LAS ZONAS ALEJADAS DEL PAIS. EL OBJETIVO FINAL DEBE SER EL DE MINIMIZAR EL IMPACTO SOCIOECONOMICO NEGATIVO QUE REPRESENTA A MEDIANO PLAZO EL CIERRE DE UNA MINA POR AGOTAMIENTO DE RESERVAS Y MAXIMIZAR EL APROVECHAMIENTO DE LA RIQUEZA CREADA ALREDEDOR DE LA MINERIA EN FORMA DE REMUNERACIONES DIRECTAS, ESTABLECIMIENTO DE INFRAESTRUCTURA, IMPLANTACION DE NIVELES SUPERIORES DE EDUCACION Y CAPACITACION E INTRODUCCION DE MEJORAS EN LOS NIVELES DE LOS SERVICIOS DE SALUD PARA LA POBLACION.

4.0 CONCLUSIONES

EL HECHO DE QUE LA ACTIVIDAD MINERA SE DESARROLLE, NORMALMENTE, EN ZONAS REMOTAS DEL PAIS HACEN QUE SU INTERACCION CON LOS COMPONENTES BIOTICOS Y ABIOTICOS DE UN ECOSISTEMA SEA MAS DIRECTA QUE PARA OTROS SECTORES INDUSTRIALES. DEBIDO A ESTE HECHO, ES NECESARIO HACER UN ANALISIS DETALLADO DE LOS POSIBLES IMPACTOS DE LA ACTIVIDAD MINERA QUE, EN ESPECIAL, TIENDEN A MANIFESTARSE SOBRE EL AGUA, EL SUELO, EL AIRE, LA FLORA Y LA FAUNA Y LA SOCIOECONOMIA DE LA REGION. CADA PROYECTO MINERO ES UNICO Y, EN CONSECUENCIA, SE DEBEN EVALUAR DE MANERA INDIVIDUAL DEBIDO A QUE LA MAGNITUD DE LOS IMPACTOS ESPERADOS DE SU ENTRADA EN OPERACION DEPENDERAN NO SOLO DE LOS ELEMENTOS DEL ECOSISTEMAS SINO DE LAS CARACTERISTICAS DEL YACIMIENTO MINERAL Y DEL PROCESO EN ESPECIFICO QUE SE SELECCIONE PARA SU EXTRACCION Y BENEFICIO. EL ANALISIS INTEGRAL DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES DEBE DE PARTIR DESDE UNA CARACTERIZACION DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN AL RECURSO MINERAL POR EXPLOTAR HASTA UNA DETERMINACION DE LOS RESIDUOS ESPERADOS DE LAS ACTIVIDADES DE EXTRACCION Y BENEFICIO QUE TIENDA A IDENTIFICAR, OPORTUNAMENTE, LOS CONTAMINANTES QUE PUEDAN POTENCIALMENTE AFECTAR TANTO A CORTO COMO A MEDIANO Y LARGO PLAZO A LOS ECOSISTEMAS.

DEBIDO A QUE SE MANIFESTARAN EFECTOS TANTO DIRECTOS COMO INDIRECTOS EN LOS ELEMENTOS BIOTICOS DEL ECOSISTEMA Y EN EL MEDIO SOCIOECONOMICO, ESTOS DEBERAN SER SOMETIDOS A ANALISIS QUE PERMITAN PREDECIR LOS EFECTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS ESPERABLES A LO LARGO DE LA VIDA DEL PROYECTO Y TRAS SU ETAPA DE ABANDONO. EL OBJETIVO FINAL DE UN ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL ELABORADO BAJO ESTAS BASES DEBERA SER EL DE UTILIZARLO COMO UN INSTRUMENTO DE PLANEACION QUE PERMITA MAXIMIZAR LOS BENEFICIOS DE UNA ACTIVIDAD TAN FUNDAMENTAL PARA UNA ECONOMIA COMO LO ES LA MINERIA Y ENLAZARLOS CON UN ESQUEMA DE PROTECCION ECOLOGICA QUE MINIMICE O COMPENSE LA AFECTACION DE LOS ECOSISTEMAS.

CUADRO NUM. 1**ACTIVIDADES INDUSTRIALES DEL SECTOR MINERO-METALURGICO**

ETAPA	CONIENIDO DEL METAL DE INTERES
1. EXTRACCION POR MINADO	DESDE ppm HASTA UNIDADES PORCENTUALES POR TONELADA DE MINERAL.
2. BENEFICIO	DESDE GRAMOS HASTA DOCENAS DE UNIDADES PORCENTUALES POR TONELADA DE CONCENTRADO.
3. PURIFICACION POR HIDROMETALURGIA O PIROMETALURGIA	DESDE 70% HASTA 95% DE PUREZA METALICA EN EL PRODUCTO FINAL.
4. AFINACION	CONTENIDOS METALICOS SUPERIORES AL 99% EN EL PRODUCTO FINAL.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CURSO:
**PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION
DE PRESAS DE JALES**

Aspectos generales

- Económicos
- Reglamentarios

ING. VIDAL MUHECH DIP

PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION DE PRESAS DE JALES

ASPECTOS ECONOMICOS

INTRODUCCION

En el pasado, en los proyectos mineros se les daba muy poca importancia a las presas de jales, porque se consideraba que éstas, únicamente representaban una parte engorrosa e improductiva del proceso de explotación de los yacimientos minerales, y solo se buscaba, que su costo fuera lo más bajo posible, sin darle importancia al impacto que pudiera causarle al medio ambiente.

Sin embargo, en la actualidad, considerando la imperiosa necesidad de preservar y proteger el medio ambiente y, cuidar el entorno ecológico, así como tomando en cuenta, la crisis de energéticos, el encarecimiento de los créditos, los gastos y capital adicionales que hay que prevenir, para la conservación y rehabilitación futuras, de las presas de jales, éstas, han pasado a ocupar un renglón de la mayor importancia (determinante), dentro de los costos de un proyecto minero, tanto así, que puede darse el caso, que al incluir el costo de la presa de jales en el del proyecto minero, éste tenga que abandonarse por incosteable.

Conforme a lo anterior, se ve que es necesario para la explotación de un yacimiento minero, contar, además de con la mina, con un sitio para la presa de jales, y , dedicar la mayor atención posible, sin escatimar recursos económicos y humanos, a la planeación y estudio del proyecto, construcción y operación de la presa de jales, procurando tomar en consideración todos los factores que de alguna manera directa o indirecta, influyan en su costo, ya que su reflejo en el costo total de un proyecto minero, es determinante, como se dejó asentado anteriormente.

CONSIDERACIONES GENERALES

Al paso del tiempo, los yacimientos minerales de altas leyes se han venido agotando, obligando a la Industria Minera volver los ojos a cuerpos minerales de bajas leyes, incluyendo los óxidos minerales y, gracias a los avances tecnológi

cos actuales y, con el auxilio de nuevos y mejores equipos, que han facilitado la extracción y beneficio de grandes tonelajes de minerales, la explotación de yacimientos minerales de bajas leyes que en el pasado no eran costeables, ahora si son costeables.

Sin embargo, para obtener una producción dada explotando minerales de bajas leyes, es necesario mover grandes volúmenes de materiales, más que en el pasado, ocasionado con ello, un aumento considerable de las cantidades de jales que es necesario colocar en las presas, que por ende, serán más grandes, ocupando mayores áreas para permitir la sedimentación de las partículas sólidas, la decantación y clarificación del agua y, la consolidación de los sedimentos, al grado tal, que permitan colocar sobre ellos nuevas capas de sedimentos, hasta alcanzar la altura final prefijada en el proyecto. Además, en el caso de los óxidos mineralizados, dadas las características de éstos, generalmente en los jales — provenientes de ellos hay un alto contenido de partículas limo arcillosas (finas por naturaleza), que requieren un mayor tiempo de retención en las presas, para sedimentarse y consolidarse y, permitir la decantación del agua, que también es más lenta, por lo que el área requerida en éstos casos es mucho mayor, que para las presas de jales provenientes de otros minerales.

Por otra parte, hay que considerar que una presa de jales debe ser del tamaño — adecuado, para almacenar los sólidos, decantar y clarificar el agua contenidos en las colas finales provenientes de la planta de beneficio, dentro de los márgenes de seguridad señalados en los reglamentos y normas de construcción, dadas para la región donde se localice, sin olvidar ninguna de las medidas que deban tomarse para la protección del medio ambiente y garantizar la seguridad de la estructura.

Como el campo de la minería es muy extenso y variado, pues hay minerales metálicos y no metálicos, minas subterráneas y a cielo abierto, etc., que según el caso, producen jales de muy distintas características, requiriéndose por lo mismo, diferentes técnicas para su confinación y, por lo tanto, el estudio de cada

presa es particular y, su costo, influye de manera diferente en cada proyecto minero, pudiendo ser de poca monta, hasta en ciertos casos, tan grande, que viene a ser el renglón más alto de los costos de un desarrollo minero.

CONCEPTOS BASICOS.

Hemos explicado anteriormente la importante influencia, que el costo de una presa de jales tiene en el desarrollo de un proyecto minero, es decir, resaltamos que el aspecto económico en el proyecto, construcción y operación de una presa de jales es de primerísima importancia, dentro de la planeación para la explotación de un yacimiento mineral, por lo que dentro de su diseño debemos considerar los conceptos básicos siguientes: Selección del sitio; area suficiente en la presa para almacenar los sólidos y disponer del volúmen necesario para retener los jales el tiempo que sea conveniente para la decantación del agua y, la sedimentación y consolidación de los sólidos; cantidad de jales por depositar en un período dado de tiempo, con el fin de estimar la rapidez de ascenso (que no debe ser mayor de tres metros por año) y la vida útil de la presa; propiedades físicas de los jales; tipo de presa; método de deposición de los jales; sistema para la recuperación del agua clarificada; sistemas de tuberías o conductos para la conducción de los jales y del agua recuperada; sistemas de bombeo; disponibilidad de materiales de construcción; características del terreno en cuanto a su topografía, geología, resistencia, permeabilidad; hidrología; clima; sismología; comparación de la inversión inicial en la construcción de la presa y los costos de operación, mantenimiento y rehabilitación incluyendo los gastos a futuro; comparación entre varios sitios alternativos para seleccionar el más conveniente, desde los puntos de vista económico y de seguridad, sin pasar por alto los ecológicos. También deberán evaluarse los daños que una falla pueda originar, para fijar el factor de seguridad (FS), a usarse en el diseño de la presa de jales, considerando que el FS en zonas sísmicas, deberá estudiarse a través de análisis dinámicos, para evitar la licuación que un sismo de gran magnitud pueda producir en la presa. Para zonas asísmicas basta con efectuar un análisis estático de la estructura para determinar el FS. La situación

de la presa de jales también debe tomarse en cuenta para fijar el FS, pues en áreas remotas, lejos de poblaciones, el factor de seguridad, será menor que en las que se localicen en áreas pobladas.

No siempre la presa más barata es la más adecuada, pues durante su vida pueden presentarse problemas que la tornan más cara que si se hubiese construido más robusta desde un principio. Por lo que toca a la operación, parece que lo más económico sea, construir una presa de las del tipo para almacenar agua, con — area y capacidad suficiente para retener los jales producidos durante toda la vida de la mina; pues la operación se reduciría a solo enviar los jales al vaso de la presa y hacer visitas periódicas de inspección a las instalaciones, — lo que reduce los gastos de operación considerablemente. Sin embargo, es necesario estudiar varias alternativas, comparando los costos de la inversión con los costos de operación, mantenimiento y rehabilitación futuras, y escoger la más conveniente de acuerdo a las políticas económicas de la empresa.

ACTIVIDADES PRINCIPALES PARA EL PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION DE PRESAS DE JALES.

GENERALIDADES.

Aunque en los párrafos anteriores nos referimos a varios conceptos relacionados con los costos, nos parece conveniente presentar a continuación una lista de las principales actividades y conceptos que hay que tener presentes para — proyectar, construir y operar una presa de jales, a saber:

1.- PROYECTO

Estimación de las cantidades de jales a depositar.

Determinación de las características físicas de los jales.

Selección del sitio o sitios (localización, propiedad, extensión, etc.)

Estudios morfológicos (Topografía, Hidrología, etc.)

Aspectos climatológicos.

Estudios Geotécnicos.

Aspectos ecológicos (ordenamiento ecológico, zonas protegidas, zonas vedadas, etc.

Diseño de la presa y selección de la mejor alternativa.

Preparación y Edición de los planos y especificaciones para la construcción y operación de la presa, incluyendo las obras y trabajos futuros para su conservación y rehabilitación.

Licitación y selección del contratista para la construcción de las obras iniciales, en el caso de que así se requiera.

2.- CONSTRUCCION

Adquisición de terrenos para presas, bancos de préstamo, caminos, tuberías, servicios e instalaciones auxiliares.

Obtención de permisos (uso del suelo, derechos de agua, de construcción, de establecimiento de industria, etc.)

Manifestación de impacto ambiental.

Caminos de acceso y de construcción.

Limpia y despalle de áreas de cimentación, bancos de préstamo, áreas de trabajo, etc.

Construcción del dique iniciador.

Sistema de conducción de jales.

Sistema de recuperación de agua.

Sistema de drenaje.

Sistema de desvío y manejo de aguas pluviales.

Sistema de colocación de los jales en la presa.

Sistema de fuerza y alumbrado eléctricos.

Instalaciones auxiliares para la operación, vigilancia y seguridad.

Cercado de las áreas de la presa.

3.- OPERACION

Maniobras para el movimiento de tuberías, válvulas, ciclones y descargas.

Prolongación de alcantarillas, torres de decantación y drenes

Apertura y clausura de tomas y vertedores de emergencia.

Relocalización de instalaciones eléctricas de fuerza y alumbrado.

Mantenimiento de los edificios e instalaciones auxiliares.

Reforzamiento de los bordos en caso necesario.

Relocalización y apertura de caminos.

Instrumentación de la presa de jales cuando ésto sea necesario.

70

Inspección y vigilancia de las estructuras e instalaciones para la detección de cualquier signo de falla, en su caso, tomar las medidas necesarias para subsanar el defecto y evitar la falla.

Preservar el medio ambiente por medio de la forestación, recubrimiento y saneamiento de las áreas afectadas.

Mantenimiento, rehabilitación y vigilancia posterior a la operación, es decir, después de que la presa a dejado de prestar servicio.

Registro de todos los acontecimientos durante la vida de la presa de jales, tales como: Fallas y probables causas que las originaron; fenómenos naturales, sociales, políticos, etc., que de alguna manera influyeron en el mantenimiento, operación, preservación y funcionamiento de la presa de jales y sus instalaciones auxiliares, asentando la manera en que se superaron o solucionaron.

INFLUENCIA DE LA LOCALIZACION, METODO DE CONSTRUCCION Y DE OPERACION EN LOS COSTOS DE UNA PRESA DE JALES.

LOCALIZACION

Dependiendo de la ubicación de la presa de jales (áreas pobladas o despobladas); del tipo de terreno (llano, montañoso o lomerío); zona climatológica (seca, húmeda, ciclónica, fría, templada o caliente); región sísmica, penesísmica o asísmica; su costo en general será:

MENOR: En áreas despobladas que pobladas.

En cañadas donde solo se requiere un bordo frontal, que
en terreno llano donde se requieren tres o cuatro bordos.

En zonas secas que en zonas ciclónicas.

En una región asísmica que en una sísmica.

METODO DE CONSTRUCCION

Considerando la ubicación de la presa de jales, de las características físicas de los jales de la cantidad de arenas contenidas en los jales, de la cantidad de jales por almacenar, de la disponibilidad de materiales para construcción, de las reglamentaciones vigentes en el lugar, de las características geológicas del sitio, disponibilidad de mano de obra, de materiales, de energéticos, de equipos y recursos económicos, se selecciona el tipo de presa y el método constructivo más adecuado desde el punto de vista de la seguridad, economía y protección del ambiente.

Conforme a lo asentado en el párrafo anterior, se han desarrollado muchos métodos constructivos, siendo los más usuales, los que a continuación se citan, no en orden de importancia o economía.

- a) Aguas arriba
- b) Aguas abajo
- c) Del eje central
- d) Deposición de jales espesados
- e) Por medio de una presa del tipo para retener agua.
- f) Deseccación en lagunas artificiales

Conforme a los trabajo que hay que desarrollar para la construcción de una presa de jales por alguno de los métodos citados, en general se ha encontrado que la que se construye con el método de aguas arriba, es más barata que la que se construye por cualquiera de los otros métodos, dado que se requieren menores cantidades de materiales para la cortina contenedora.

Sin embargo, las presas construidas con el método de los jales espesados, compiten con ventaja con cualquiera construidas por uno de los otros métodos citados cuando las características del sitio y de los jales se prestan para la aplicación de este método, ya que en él se requieren menos obras para el manejo de las aguas pluviales y, no es necesario construir el dique iniciador y las obras para recuperar el agua son mínimas, por lo que los gastos para su construcción y operación también resultan menores.

Por otra parte, dependiendo del método constructivo elegido, el depósito de los jales en la presa durante su operación, puede hacerse por alguno de los procedimientos más adelante citados, o por una combinación de ellos, pero éstos podrán variarse durante el tiempo de construcción, para conseguir mejoras en la estabilidad y seguridad de la presa de jales ó, economías por la reducción de maniobras y mejor uso de los equipos de construcción.

PROCEDIMIENTOS MAS. USUALES PARA DEPOSITAR LOS JALES EN LA PRESA.

- a) POR MEDIO DE CICLONES
- b) A TRAVES DE ESPIGOTS

- 12
- c) DIRECTAMENTE DE LAS TUBERIAS (DESCARGA LIBRE).
 - d) POR MEDIO DE EQUIPOS DE CONSTRUCCION (MECANICAMENTE).

De los métodos citados, el de descarga libre es el más barato y, el que se — coloca mecánicamente es el más caro. De los otros dos, el de spigots es el más barato y, el de ciclones el más caro, debido al costo de los ciclones y al — mayor tiempo requerido para las maniobras de cambio de lugar, por lo demás no hay mucha diferencia, ya que las tuberías y las válvulas requeridas en uno — como en el otro son las mismas.

OPERACION

En las presas de jales no es posible separar la operación de la construcción, pues ambas se efectúan simultáneamente, pues una es parte de la otra. sin em— bargo hay actividades que claramente pertenecen a la operación, como son:

La recuperación del agua de proceso.

El agua por medio de la cual las partículas sólidas de las colas finales son — conducidas de la planta de beneficio a la presa; se pueden recuperar por medio de:

- a) Tomas localizadas sobre el lomo de una alcantarilla.
- b) Tomas en las paredes de las torres decantadoras conectadas a una alcanta— rilla.
- c) Bombas instaladas en balsas.
- d) Sifones

En algunos proyectos donde la lluvia es escasa, se permite que ésta entre al — vaso de la presa, donde se almacena para usarse en el estiaje y su control — (en nivel) se hace utilizando el sistema de recuperación y estableciendo verte— dores de emergencia.

Generalmente el sistema de agua recuperada se diseña atendiendo más a razones— funcionales que a económicas, sin embargo esto no es motivo para no hacer los— estudios comparativos del caso, pues en ocasiones un sistema más barato que — otro funciona tan bien como el más caro.

LA INSTRUMENTACION:

Cuando la presa alcanza una altura de 50 metros o mayor, es necesario vigilar—

los asentamientos, líneas de flujo (niveles de humedad), deformaciones y desalineamientos. instalando los instrumentos necesarios, tales como inclinómetros piezómetros, testigos, etc.. En regiones sísmicas es prudente hacerlo de los 30 metros de altura en adelante.

Tomas de muestras de los sólidos y del agua de los jales y análisis de ellos. Siempre es muy conveniente analizar los sólidos y el agua que forman los jales que van depositandose en la presa, para verificar las cantidades de minerales pesados y sustancias tóxicas que puedan contener, para que en el caso de que alguno(s) de ellos se encuentren en mayores cantidades que las permitidas en las normas oficiales respectivas, puedan tomarse las medidas necesarias para neutralizarlos o reducirlos a los niveles permitidos.

EJEMPLOS:

A manera de ejemplos se presentan dos tablas, en la número 1, se muestra un presupuesto para la construcción del dique iniciador y sistema de recuperación de agua, para una presa de jales de una planta que beneficia 600 megagramos por día (600 000 kg/día), de minerales de plomo y zinc y, en la tabla 2, se muestra la comparación de una parte de los costos de operación, correspondientes a los sistemas de conducción y colocación de los jales, a la presa y, en la presa, respectivamente, utilizando dos técnicas, una de los jales espesados y la otra de cicloneo.

T A B L A I

PRESUPUESTO PARA LA CONSTRUCCION DEL DIQUE INICIADOR Y SISTEMA DE RECUPERACION DEL AGUA PARA UNA PRESA DE JALES DE UNA PLANTA QUE BENEFICIA 25000 KG. POR HCRA.

<u>C O N C E P T O</u>		<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>I M P O R T E S</u>		
				(EN NS)		
				<u>MATERIAL</u>		
				<u>EQUIPO</u>	<u>MANO DE OBRA</u>	<u>T O T A L</u>
<u>NUM.</u>	<u>D E S C R I P C I O N</u>					
NA	CIVIL ESTRUCTURAL					
01.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
01.01	Excavación, Común	M3	12,000		1,224,263	1,224,263
01.02	Excavación en Roca	M3	2,230		131,161	131,161
01.03	Excavación en Túnel	M	200		45,331	45,331
01.04	Excavación de trincheras y dentellones.	M3	320		109,300	109,300
01.05	Camino de acceso	Km	2		26,814	26,814
01.06	Rellenos compactados	M3	11,130		642,032	642,032
01.07	Dren de pie	M3	450		153,766	153,766
01.08	Sobreacarreos	M3-Km.	30,000		6,558	6,558
					109,301	109,301
02.00	CONCRETO			361,693	121,779	483,472
02.01	Concreto F'c=200 kg/cm2.	M3	530	148,161	58,736	206,897
02.02	Moldes	M2	1,350	115,752	31,723	147,475
02.03	Refuerzo	Kg	20,000	72,680	16,685	89,365
02.04	Anclas y mangas	Kg	2,500	18,057	13,243	31,300
02.05	Piezas de acero embebido	Kg	200	1,022	390	1,412
02.06	Juntas de PVC y sello	M	230	6,021	1,002	7,023
03.00	ACERO ESTRUCTURAL			1,521	286	1,807
03.01	Estructura	Kg.	150	764	153	917
03.02	Polines y largueros	Kg.	131	757	133	890
04.00	MUROS, TECHOS Y PLATAF.			9,025	1,087	10,112
04.01	Lámina zintro	M2	36	2,675	205	2,880
04.02	Muro de block de 20 cm.	M2	28	1,443	644	2,087
04.03	Rejilla	M2	6	4,907	238	5,145

T A B L A I

NUM.	C O N C E P T O D E S C R I P C I O N	UNIDAD	CANTIDAD	I M P O R T E S		
				MAT. Y EQ.	MANO DE OBRA (EN N\$)	T O T A L
05.00	PINTURA			3,519	325	3,844
05.01	Vinílica	M2	60	2,906	260	3,166
05.02	Esmalte, incl. Primer	M2	15	613	65	678
07.00	ALBAÑILERIA Y CARPINT.			1,303	120	1,423
07.01	Puertas Metálicas	M2	6	780	72	852
07.02	Ventilas metálicas	M2	4	523	48	571
NB	INSTALACIONES AUXILIARES					
21.00	SISTEMA ELECTRICO DE --- FUERZA Y ALAMBRADO INC. INSTRUMENTACION			82,660	16,658	99,318
21.01	Subestación intemperie	Lote	1	35,056	1,613	36,669
22.02	Tableros y controles	Lote	1	4,470	947	5,417
21.03	Protecciones y tierras	Lote	1	1,506	800	2,306
21.04	Línea de transmisión	Km.	1	40,314	12,569	52,883
21.05	Instalación de fuerza y alumbrado	Lote	1	1,314	729	2,043
22.00	SISTEMAS DE TUBERIAS Y ACC.			486,158	46,999	533,157
22.01	Tuberías y conexiones	Kg	52,000	377,395	34,248	411,643
22.02	Válvulas y miscelaneos	Kg.	10,000	108,763	12,751	121,514
NC	EQUIPOS					
31.00	MONTAJE DE EQUIPOS Y ACC.				4,190	4,190
31.01	Bombas completas	Pza.	2		3,279	3,279
31.02	Polipastos de cadena	Pza.	1		911	911
51.00	ADQUISICION DE EQUIPOS			126,202		126,202
51.01	Bombas completas	Pza.	4	105,168		105,168
51.02	Polipasto de cadena	Pza.	1	21,034		21,034
TOTAL EN NUEVOS PESOS				1,072,081	1,415,707	2,487,788

ABRIL 07, 1995.

COMPARACION DE COSTOS

A manera de ejemplo;

Para ilustrar la influencia económica que un método constructivo y operacional (en la construcción de las presa de jales son simultaneos) tiene sobre otro posible. compararemos, para una misma presa de jales, los costos por bombeo y tuberías, para dos condiciones de conducción; una enviar los jales espesados a la presa y la otra enviarlos sin espesar, en la inteligencia de que cualquiera de éstos dos métodos se puede usar para dicho objeto.

Las evaluaciones se hicieron con base en los datos siguientes:

- 1) Cantidad de colas finales producidas en una planta que beneficia 4400 Mg., de mineral, por día (Sólidos Secos + Agua) = 723,792 Kg/Hr.
- 2) Gravedad específica de los sólidos secos : 3.00
- 3) Porosidad final de los jales depositados 40%
- 4) Los diámetros de las tuberías para conducción de los jales desde la planta de beneficio hasta la presa y de agua recuperada hasta la misma planta de beneficio se determinaron usando las siguientes velocidades.

Tuberías para jales	2 m/s.
Tuberías para agua recuperada	3 m/s.
- 5) Longitud de tuberías para:

Conducción de jales	14 Km.
Conducción de agua recuperada.	15 Km.
- 6) Carga estática

Conducción de jales.	130 m.
Conducción de agua recuperada.	90 m.
- 7) Tipo de ciclones requeridos en la presa para los jales sin espesar = D20B

8) Para la deposición de los jales espesados en la presa no se requieren ciclones.

9) Costo de Kw/hr para bombeo US 0.21

T A B L A . - II

Comparación de los costos de conducción y bombeo de jales para las condiciones anotadas

<u>C O N C E P T O</u>	<u>CONDICION</u>		<u>REDUCCION</u>
	<u>SIN ESPESAR</u>	<u>ESPESADOS</u>	<u>(SIN ESP. - ESP)</u>
3 en peso, de los Ss contenidos en los jales.	32.81	58.00	
Deposición en la presa ℓ /seg.	157.07	69.77	87.30
Agua recuperada en la presa y - regresada a la planta ℓ /seg.	120.42	33.12	87.30
Diámetros nominales y longitudes de tuberías de acero y polietileno de alta densidad, - para la conducción de jales y agua.			
Acero al carbón ced. 40, \emptyset mm.	301.8	203.2	
Acero al carbón ced. 40, \emptyset ℓ (km.)	7.4	7.4	
Polietileno \emptyset mm.	301.8	203.2	
Polietileno \emptyset ℓ (Km.)	6.6	6.6	
Costo de tuberías de:			
Acero al carbón millones de N\$	2.1	1.6	0.5
Polietileno millones de N\$	2.0	0.4	1.6
Ciclones Pza.	4	- - -	4
Ciclones costo miles de N\$	80	- - -	80

<u>C O N C E P T O</u>	<u>CONDICION</u>		<u>REDUCCION</u>
	<u>SIN ESPESAR</u>	<u>ESPESADOS</u>	<u>(SIN ESP. - ESP)</u>
Caballos de fuerza Requeridos para el bombeo.	2300	860	1440
Reparación de tuberías de Acero al carbón N\$ / Año	100000	76000	24000
Reposición de tuberías de Poliétileno N\$ / Año	40000	8000	32000

Como se aprecia en la tabla I, anterior, enviar los jales espesados a la prensa es más económico que enviarlos tal y como salen de la Planta, debido a que se reducen los volúmenes de agua.

Sin embargo se advierte que es necesario hacer para un proyecto, la evaluación del método a usar, pues no todos los jales se pueden conducir espesados.

México, D.F., a 27 de Abril de 1995.

información en la que se describa su régimen de operación y el programa de muestreo para la medición de los parámetros contaminantes.

6.3 El reporte de los valores de los parámetros de las descargas de aguas residuales obtenidos mediante el análisis de las muestras compuestas a que se refiere el punto 6.1 de esta norma oficial mexicana se integrara en los términos que establezca la autoridad competente.

7. METODOS DE PRUEBA

Para determinar los valores de los parámetros señalados en las tablas 1 y 2 de esta norma oficial mexicana, se deberán aplicar los métodos de prueba que se establecen en las normas mexicanas referidas en el punto 3 de esta norma oficial mexicana.

8. VIGILANCIA

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos por conducto de la Comisión Nacional del Agua, es la autoridad competente para vigilar el cumplimiento de la presente norma oficial mexicana, coordinándose con la Secretaría de Marina cuando las descargas sean al mar.

9. SANCIONES

El incumplimiento de la presente norma oficial mexicana será sancionado conforme a lo dispuesto por la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, la Ley de Aguas Nacionales y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

10. BIBLIOGRAFIA

10.1 APHA, AWWA, WPCF, 1992. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (Metodos Normalizados para el Análisis del Agua y Aguas Residuales). 18ava. Edición. E.U.A.

10.2 Code of Federal Regulations 40. Protection of Environmental 1992. (Código de Reglamentos Federales 40. Protección al Ambiente) E.U.A.

10.3 Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales, 1988

Gordon M. Fair, John Ch. Geyer, Limusa, México.

10.4 Industrial Water Pollution Control, 1989.

(Control de la Contaminación Industrial del Agua)

Eckenfelder W.W. Jr. 2a. Edición McGraw-Hill International Editions. E.U.A.

10.5 Manual de Aguas para Usos Industriales, 1988.

Sheppard T. Powell. Ediciones Ciencia y Técnica, S.A. 1a. Edición. Volúmenes I al IV. México.

10.6 Manual del Agua, 1989. Frank N. Kemmer

John McCallion. Ed. McGraw-Hill. Volúmenes I al III. México.

10.7 U.S E.P.A. Development Document for Effluent Limitation Guidelines and New Source Performance Standard for the 1974 (Documento de Desarrollo de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos para Guías de Límites de Efluentes y Estándares de Evaluación de Nuevas Fuentes para 1974).

10.8 Water Treatment Chemicals. An Industrial Guide, 1991. (Tratamiento Químico del Agua. Una Guía industrial) Flick, Ernest W. Noyes Publications. E. U. A.

10.9 Water Treatment Handbook, 1991. (Manual de Tratamiento del Agua) Degremont 6a. Edición Volúmenes I y II E.U.A.

10.10 Wastewater Engineering Treatment, Disposal,

Reuse, 1991. (Ingeniería en el Tratamiento de Aguas Residuales, Disposición y Reuso) Metcalf and Eddy. McGraw-Hill International Editions. 3a. Edición. E.U.A.

11. CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES

Esta norma oficial mexicana no coincide con ninguna norma internacional.

12. VIGENCIA

La presente norma oficial mexicana entrará en vigor el 1 de junio de 1995.

México, D. F., a 31 de agosto de 1994.- El Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, **Gabriel Quadri de la Torre**.- Rúbrica.

PROYECTO de Norma Oficial Mexicana NOM-090-ECOL-1994, Que establece los requisitos para el proyecto, construcción y operación de presas de jales.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.- Secretaría de Desarrollo Social.- Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental.

GABRIEL QUADRI DE LA TORRE, Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, con fundamento en los artículos 45, 46 fracción II y 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, me permito ordenar la publicación en el **Diario Oficial de la Federación** del

proyecto de norma oficial mexicana NOM-090-ECOL-1994, que establece los requisitos para el proyecto, construcción y operación de presas de jales.

El presente proyecto de norma oficial mexicana se publica a efecto de que los interesados dentro de los siguientes 90 días naturales, contados a partir de la fecha de su publicación, presenten sus comentarios ante el Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, sito en Río Elba número 20, 1er. piso, colonia Cuauhtémoc, código postal 06500, México, D.F.

Durante el plazo mencionado, los análisis que sirvieron de base para la elaboración del proyecto de norma, estarán a disposición del público para su consulta en el domicilio del Comité.

México, Distrito Federal, a los treinta y un días del mes de agosto de mil novecientos noventa y cuatro - El Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, Gabriel Quadri de la Torre.- Rúbrica.

PROYECTO DE NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-090-ECOL-1994, QUE ESTABLECE LOS REQUISITOS PARA EL DISEÑO, CONSTRUCCION Y OPERACION DE PRESAS DE JALES.

1. OBJETO

Esta norma oficial mexicana establece los requisitos para el proyecto, construcción y operación de presas de jales.

2. CAMPO DE APLICACION

La presente norma oficial mexicana es de observancia obligatoria para el generador de jales provenientes del beneficio de minerales metálicos y no metálicos, exceptuando a los minerales radiactivos.

3. REFERENCIAS

NOM-CRP-001-ECOL	Que establece las características de los residuos peligrosos, el listado de los mismos y los límites que hacen a un residuo peligroso por su toxicidad al ambiente.
NOM-CRP-002-ECOL	Que establece el procedimiento para llevar a cabo la prueba de extracción para determinar los constituyentes que hacen a un residuo peligroso por su toxicidad al ambiente.

4. DEFINICIONES

4.1 Bordo libre

La altura medida del nivel de agua a la corona de un dique. El borde libre mínimo debe ser medido del nivel máximo de agua proyectado en la corona del dique.

4.2 Cortina contenedora

Estructura resistente que delimita y soporta el empuje de los jales y el agua almacenada.

4.3 Discordancia

Interrupción en el orden lógico de un depósito, representada por una superficie de erosión sepultada, que separa dos estratos o formaciones, la más antigua de las cuales estuvo expuesta a la erosión por un largo intervalo de tiempo antes del depósito de la más joven.

4.4 Discordancia angular

Superficie de separación formada durante el proceso de acomodo, cuando las rocas más antiguas se deforman perdiendo la horizontalidad al momento del siguiente depósito.

4.5 Falla geológica

Ruptura de una roca por presiones o distorsiones laterales, existiendo movimientos entre los bloques.

4.6 Jales

Residuos generados en las operaciones primarias de separación y concentración de minerales.

4.7 Licuación de la base de cimentación

Pérdida total de la resistencia al corte a consecuencia del desplazamiento brusco de la estructura granular suelta, bajo la acción de los esfuerzos dinámicos cortantes impuestos cuando el material está saturado.

4.8 Lixiviado

Líquido proveniente de los residuos, el cual se forma por reacción, arrastre o percolación y que contiene disueltos o en suspensión, componentes que se encuentran en los mismos residuos.

4.9 Nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO)

Nivel de agua en el vaso de almacenamiento de la presa de jales, resultante de la operación de la planta a su capacidad de diseño.

4.10 Nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME)

Nivel máximo que alcanza el agua dentro del vaso de almacenamiento de la presa de jales al desfogar por el vertedor de excedencias la tormenta máxima probable.

4.11 Obras de desvío

Estructuras que sirven para conducir las aguas pluviales hacia otra subcuenca de drenaje, con el objeto de evitar que entren al vaso de almacenamiento de la presa de jales.

4.12 Plegamiento

Deformación y combamiento de los estratos sin llegar a romperse como consecuencia de las fuerzas tectónicas

4.13 Presa de jales

Obra de ingeniería para el almacenamiento o disposición final de los jales, cuyo proyecto, construcción y operación se traslapan.

4.14 Región sísmica

Aquella en que se presentan sismos frecuentes (aproximadamente el 90% del total registrado), según se define en la Carta Sísmica de la República Mexicana (Anexo 1 de esta norma oficial mexicana).

4.15 Región penesísmica

Aquella en que se presentan sismos poco frecuentes (aproximadamente el 10% del total registrado), según se define en la Carta Sísmica de la República Mexicana (Anexo 1 de esta norma oficial mexicana).

4.16 Región asísmica

Aquella en que los sismos son raros o desconocidos, según se define en la Carta Sísmica de la República Mexicana (Anexo 1 de esta norma oficial mexicana).

4.17 Terreno lomerío

Aquel cuyo relieve presenta taludes comprendidos entre 3:1 (horizontal : vertical) y 10:1 (horizontal : vertical), según se ilustra en el Anexo 2 de esta norma oficial mexicana.

4.18 Terreno montañoso

Aquel cuyo relieve presenta taludes mayores de 3:1 (horizontal : vertical), según se ilustra en el Anexo 2 de esta norma oficial mexicana.

4.19 Terreno plano

Aquel cuyo relieve presenta taludes menores de 10:1 (horizontal : vertical), según se ilustra en el Anexo 2 de esta norma oficial mexicana.

4.20 Tormenta máxima probable

Evento de precipitación pluvial que genera caudales por escurrimiento que puedan esperarse de la combinación más severa de condiciones meteorológicas críticas que son posibles en una región, con un periodo de recurrencia de 25 años.

4.21 Tubería decantadora drenante

Obra de ingeniería que tiene como función el captar el agua de los jales y enviarla a la pileta de recuperación para su utilización en el proceso de la planta. También puede funcionar como vertedor de excedencias para desalojar el agua de la tormenta máxima probable.

4.22 Tubificación

Movimiento de partículas de suelo como resultado de fuerzas no equilibradas de infiltración, producida por la infiltración de agua que da por resultado canales de erosión.

4.23 Vaso de almacenamiento

Espacio disponible para almacenar los jales, el agua que se utiliza para el transporte de los mismos y el agua procedente de los eventos de precipitación pluvial.

4.24 Vertedor de excedencias

Obra de ingeniería que tiene como finalidad controlar las descargas de volúmenes de agua extraordinarias que no se puedan contener dentro del vaso de almacenamiento de una presa de jales, por falta de capacidad.

4.25 Región ciclónica

Aquella que pertenece a una cuenca hidrológica afectada directamente por los ciclones, según se ilustra en el Anexo 3 de esta norma oficial mexicana.

4.26 Región húmeda

Aquella con precipitaciones pluviales producidas por lluvias orográficas y/o convectivas, según se ilustra en el Anexo 3 de esta norma oficial mexicana.

4.27 Región seca

Aquella con precipitaciones pluviales escasas o nulas, según se ilustra en el Anexo 3 de esta norma oficial mexicana.

5. ESPECIFICACIONES

5.1 Una vez definido el sitio de ubicación de la presa de jales, de acuerdo a la norma correspondiente y con base en los estudios hidrológico, geohidrológico y geotécnico, se deberá realizar el proyecto y la construcción de la obra, tomando en cuenta lo siguiente:

5.1.1 Cimentación Con relación a las rocas y los suelos que se encuentran bajo la zona donde se desplantará la cortina contenedora, deberá disponerse de la información siguiente:

5.1.1.1 Estructura geológica general (en orden de ocurrencia se identificarán discordancias, incluyendo las angulares, plegamientos y fallas); estructuras geológicas a detalle: propiedades mecánicas de las formaciones rocosas, especialmente las relativas a su permeabilidad y resistencia; condiciones de fracturamiento y orientación, amplitud, separación y profundidad de las fisuras; grado y tipo de alteración por los agentes de intemperismo y erosión, así como las posibilidades de alteración futura.

5.1.1.2 Propiedades mecánicas de los depósitos de suelo, en lo que se refiere a su estratigrafía, haciendo resaltar la homogeneidad o heterogeneidad de los depósitos, permeabilidad, compresibilidad y resistencia al corte.

5.1.2 Bancos de préstamo. La información respecto a las zonas de donde se obtendrían los materiales para construir la cortina contenedora de la presa, será la siguiente:

5.1.2.1 Muestreo y zonificación de los bancos de material, delimitando las áreas de los diferentes tipos de suelo y roca, así como sus volúmenes disponibles.

5.1.2.2 Pruebas de laboratorio consistentes en determinaciones de granulometría, plasticidad, compactación, permeabilidad, compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante.

5.2 Los estudios topográficos del sitio donde se ubicará la presa de jales para la disposición final de los residuos provenientes de las plantas de beneficio de minerales, deben contemplar lo siguiente:

5.2.1 Límites. El área de la presa de jales se delimitará por medio de una poligonal cerrada trazada a partir de un punto definido por las coordenadas correspondientes a las establecidas con base en el denuncia minero

5.2.2 Altitud. Se establecerá un banco de nivel indicando la altitud en metros sobre el nivel medio del mar y corriendo una nivelación desde el banco de nivel más próximo a la mina.

5.2.3 Trazos. Todos los trazos de caminos, tuberías, bordos libres, estructuras, etc., requeridos para la construcción y operación de la presa de jales, deberán estar referidos a las coordenadas mencionadas en el numeral 5.2.1.

5.2.4 Secciones. Desde el punto más bajo sobre el lindero del área de la presa de jales se trazará un eje central que divida dicha área en dos partes aproximadamente iguales y a partir de tal punto se levantarán secciones transversales perpendicularmente al eje central a cada 20 m, extendiéndolas a cada lado hasta los límites del área de la presa de jales.

5.2.5 Configuración. En general, las curvas de nivel se trazarán con equidistancia de 5 m para el área de la presa de jales cuando la escala usada en los planos sea de 1:5,000. Cuando la escala sea de 1:2,000, la equidistancia será de 2 m.

5.3 La cortina iniciadora de la presa de jales deberá ser desplantada sobre una formación geológica estructuralmente competente.

5.4 Para captar al máximo las filtraciones superficiales y subsuperficiales provenientes de la presa de jales éstas deberán controlarse por medio de drenes, delanteles filtrantes o por cualquier otro medio expedito y conducirlos, por medio de canales o tuberías, a una pileta o estanque para su recuperación o ulterior uso en el proceso de la planta de beneficio. Los métodos de cálculo deberán basarse en las fórmulas contenidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

5.5 Cuando el jal se considere tóxico de acuerdo a lo establecido en la Norma Oficial Mexicana NOM-CRP-001-ECOL/93, porque exista un acuífero abierto subyacente al sitio seleccionado para ubicar la presa de jales, la Secretaría deberá autorizar la realización de las medidas y obras que garanticen una infiltración inicial de lixiviados no mayor a 0.010 m/m/día, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$R = k / e$$

donde,

R = Infiltración unitaria, expresada en m/m/día
 k = Coeficiente de permeabilidad, expresado en m/día
 e = Espesor del sustrato, expresado en m

Si la capacidad media de intercambio catiónico del suelo subyacente a los jales es menor de 15 meq/100 g de suelo, la Secretaría podrá exigir una infiltración unitaria inicial no mayor de 0.005 m/m/día.

5.6 En el proyecto de una Presa de Jales deberán considerarse los siguientes factores.

5.6.1 Diseño de la cortina contenedora. La sección propuesta deberá cumplir con los análisis de estabilidad indicados en el Anexo 4 de esta norma oficial mexicana.

5.6.2 Estimación del volumen de almacenamiento, utilizando el método de las áreas medias, y de la vida útil de la presa

5.6.3 Diseño del sistema para el manejo de los escurrimientos superficiales, cumpliendo con los métodos establecidos en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

5.6.4 Diseño de los sistemas de recuperación de agua:

5.6.4.1 Diseño de la pileta de recuperación o el estanque de captación de las aguas clarificadas y de las filtraciones de la presa de jales, para su reutilización en el proceso de beneficio.

5.6.4.2 Diseño del sistema para la conducción de las aguas recuperadas, desde la pileta o el estanque hasta los lugares de utilización.

5.7 La cortina contenedora de la presa de jales deberá estar formada por suelos, definidos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y/o fragmentos de roca. El procedimiento constructivo será el indicado en el Anexo 4 de esta norma oficial mexicana. La aplicabilidad de cada método constructivo se basará en los siguientes criterios:

TABLA 1

Opción	Interpretación
1	El más aplicable
2	Alternativo, si se justifica con un análisis de estabilidad
3	De posible aplicación para presas ubicadas en zonas de transición
4	Sólo justificable con estudios adicionales a los recomendados
-	Inaceptable

5.8 El proceso de construcción de una presa de jales comprenderá las siguientes etapas:

5.8.1 Excavación de limpieza para eliminar toda la materia vegetal, suelos y/o fragmentos de roca sueltos en el área de cimentación de la cortina contenedora y con ello obtener un buen contacto entre la base de ésta y la superficie del terreno natural, lo que en el caso de las presas ubicadas en regiones sísmicas, ayuda también a evitar la licuación de la base de cimentación.

5.8.2 Mejoramiento de la resistencia de la superficie del suelo natural en el área de desplante de la cortina contenedora mediante escarificación y/o compactación, para que sea capaz de soportar las cargas.

5.8.3 Tratamiento de la superficie del manto de roca natural en el área de cimentación de la cortina contenedora, para evitar tubificaciones a través del contacto con el suelo compactado.

5.8.4 Conformación del cuerpo de la cortina de la presa, verificando que la distribución y colocación de los materiales en el mismo se efectúen de acuerdo con las condiciones especificadas en el proyecto. Para la colocación de los materiales deberá alcanzarse la compactación y la humedad que se estipulen en cada proyecto en particular.

5.8.5 Construcción de los elementos y las obras complementarias de la presa, considerando las pendientes superficiales para asegurar un buen drenado de la precipitación pluvial.

5.9 El envío de jales podrá realizarse por bombeo o por gravedad en conductos cerrados o abiertos.

5.10 Con excepción de los casos en que la presa haya sido diseñada para almacenar agua, en todos los métodos constructivos señalados en el Anexo 4 de esta norma oficial mexicana, la distribución de los jales sobre la cortina contenedora deberá iniciarse por la parte interior del talud de la cortina, para permitir que los sólidos más gruesos se depositen en la parte más cercana a ésta, mientras que los más finos, hasta los coloides, se depositen lo más alejado posible de la misma. Con este procedimiento se garantizará la formación del estanque de agua alejado de la cortina, para evitar la saturación en el talud exterior de la misma, favorecer el sellado del vaso de la presa con los finos de los jales y reducir el riesgo por infiltración.

5.11 Los primeros jales depositados deberán retenerse por el tiempo necesario para que el agua contenida en ellos se clarifique y pueda ser extraída para su posterior reutilización mediante alguno de los métodos establecidos en el Anexo 4 de esta norma oficial mexicana.

5.12 Cuando la cantidad de las arenas (fracciones retenidas sobre la malla No. 200) contenidas en los jales, permitan usarlas para construir la cortina contenedora, estas se separarán por medio de ciclones o sedimentación (por descarga libre o a través de espigas).

5.13 De acuerdo con el método seleccionado para su construcción y en apego a lo establecido en el punto 5.6.1 de esta norma oficial mexicana, la cortina contenedora se formará paulatinamente y como resultado del depósito de jales en la presa.

5.14 El vaso de almacenamiento de la presa deberá tener área suficiente para permitir la clarificación del agua contenida en los jales, facilitando así la extracción de la misma ya clarificada, a través de las tomas de la tubería decantadora drenante o de las torres decantadoras. Con una capacidad suficiente en el vaso de almacenamiento (dejando un bordo libre de cuando menos 3 m sobre el nivel de aguas máximas extraordinarias) controlada por un vertedor de excedencias, se proporcionará mayor seguridad a la operación de la presa, sobre todo en época de lluvias, cuando pueda presentarse una tormenta máxima probable en la zona ciclónica del país (Anexo 3).

5.15 El agua clarificada que se recupere será conducida hasta las piletas o los tanques de asentamiento, donde se retendrán los sólidos que hayan sido arrastrados y se enviará el agua recuperada al cárcamo de bombeo que la retornará nuevamente al proceso.

5.16 La entrada de escurrimientos superficiales dentro de la cuenca de captación y hacia el vaso de almacenamiento de la presa de jales, habrá de controlarse mediante la construcción de obras de desvío (bordos o canales perimetrales) que desalojen el agua hacia otras áreas, con objeto de reducir el riesgo de falla por derrame del agua sobre la cortina contenedora.

5.17 Cuando la altura de la cortina contenedora de la presa sea mayor a 50 m e implique un alto riesgo a poblaciones, acuíferos o ecosistemas de importancia ecológica relevante, deberán instalarse los instrumentos de monitoreo establecidos en la tabla del Anexo 4 de esta norma oficial mexicana, que permitan maximizar el control sobre la presa y minimizar los riesgos.

5.18 Durante la etapa de operación se deberá llevar una bitácora de la presa de jales, donde se registren al menos los siguientes parámetros: lugar de descarga del jal, toneladas depositados en la presa, porcentaje de sólidos en los jales, volumen de agua recuperada y recirculada al proceso, además de reportar el estado de la cortina contenedora, los medios de conducción y el equipo de bombeo. Se deberá enviar un reporte a la Secretaría de Desarrollo Social, cuando menos cada 6 meses.

5.19 En la operación y al término de la vida útil de la presa se deberá tener un programa de mantenimiento preventivo que incluya las obras y actividades necesarias que garanticen el buen funcionamiento y la seguridad de la presa de jales.

5.20 Dentro de las actividades normales de operación y conservación, deberá incluirse la protección de taludes de la cortina contenedora de una presa de jales, mediante la vegetación local, utilizando materiales de préstamo, el tratamiento orgánico con semilla lanzada o cualquier otro método, a fin de evitar el transporte eólico de las partículas finas y el arrastre por lluvia de los jales.

5.21 Cuando ocurra un evento imprevisto que ocasione deterioros en la presa de jales, deberá procederse a la reconstrucción de las partes dañadas, independientemente de la conservación y el mantenimiento normales estipulados para la presa de jales.

5.22 En caso de presentarse algún accidente o hecho significativo en la operación de la presa, deberá elaborarse un reporte especial que detallará lo sucedido y las acciones emprendidas para su atención incluyendo los costos generados y en su caso, la documentación oficial cuando intervengan autoridades, ya sea federales, estatales o municipales.

6. VIGILANCIA

La Secretaría de Desarrollo Social por conducto de la Procuraduría Federal de Protección al Ambiente, es la autoridad competente para vigilar el cumplimiento de la presente norma oficial mexicana.

7. SANCIONES

El incumplimiento de esta norma oficial mexicana será sancionado conforme a lo establecido en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, su Reglamento en Materia de Residuos Peligrosos y demás disposiciones jurídicas aplicables.

8. BIBLIOGRAFIA

8.1 Comisión Federal de Electricidad. 1969. Manual de Diseño de Obras Civiles (Tomo II, sección "E" Hidráulica).

8.2 Instituto de Ingeniería. 1970. Jesús Figueroa A. Catálogo de sismos ocurridos en la República Mexicana.

8.3 Raúl J. Marsal y Daniel Reséndiz Núñez. 1975. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Página 58 Presas de tierra y enrocamiento. Editorial Limusa.

8.4 Cámara Minera de México. Raúl Vicente Orozco y Cia., S.A. de C.V. 1991. Criterios Básicos para el Proyecto, la Construcción y la Operación de Presas de Jales.

8.5 Secretaría de Recursos Hidráulicos. 1974. Boletín de Tormentas Máximas Observadas y Probables en la República Mexicana en 24 horas.

8.6 Asociación de Ingenieros de Minas, Metalurgistas y Geólogos de México, A.C. 1993. Manual de Presas y Depositos de Jales. Traducción del inglés al español del Boletín 45 del Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD).

8.7 Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. 1976. Atlas del Agua de la República Mexicana

9. CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES

Esta norma oficial mexicana no coincide con ninguna norma internacional.

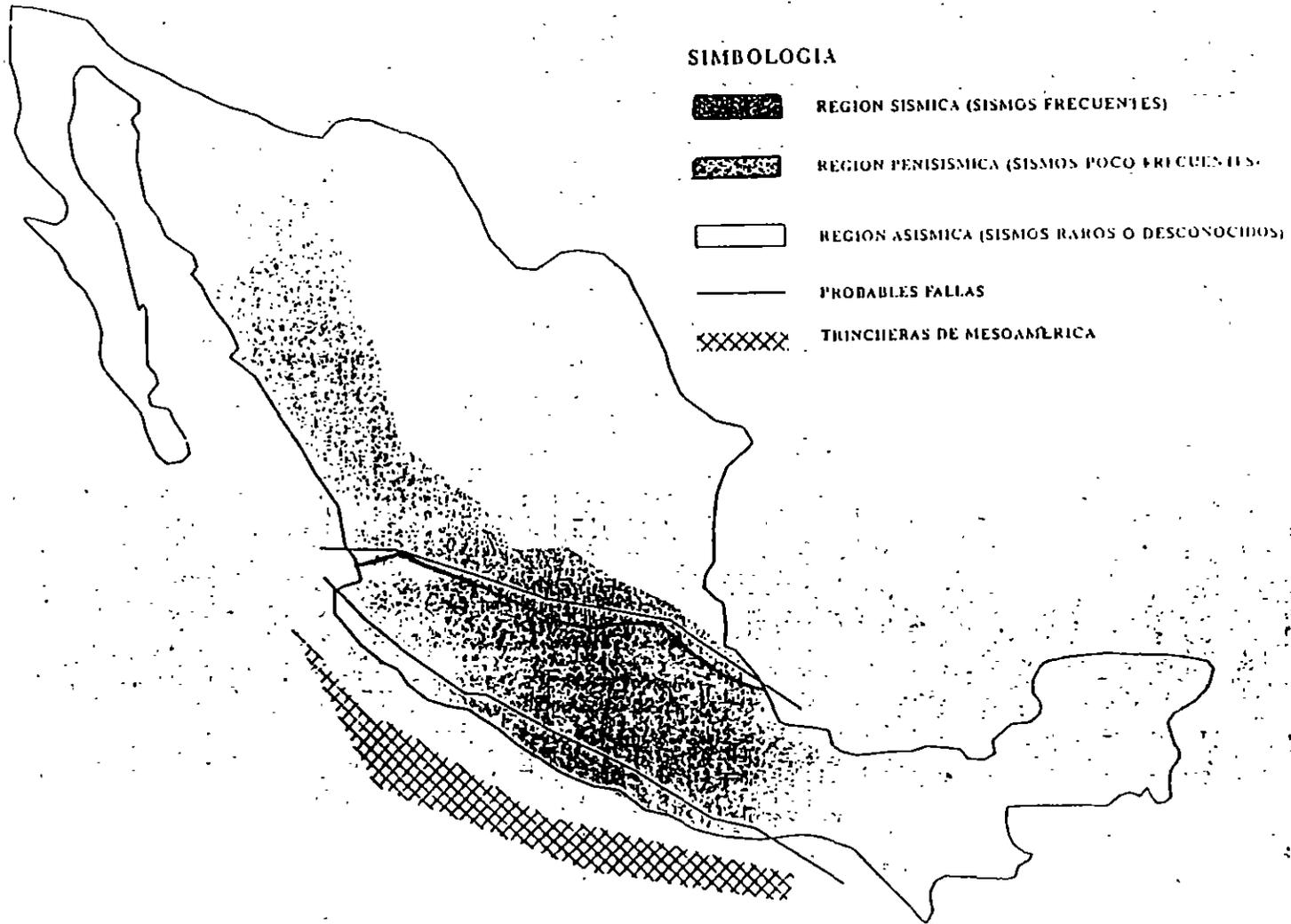
10. VIGENCIA

La presente norma oficial mexicana entrará en vigor al día siguiente a su publicación en el Diario Oficial de la Federación

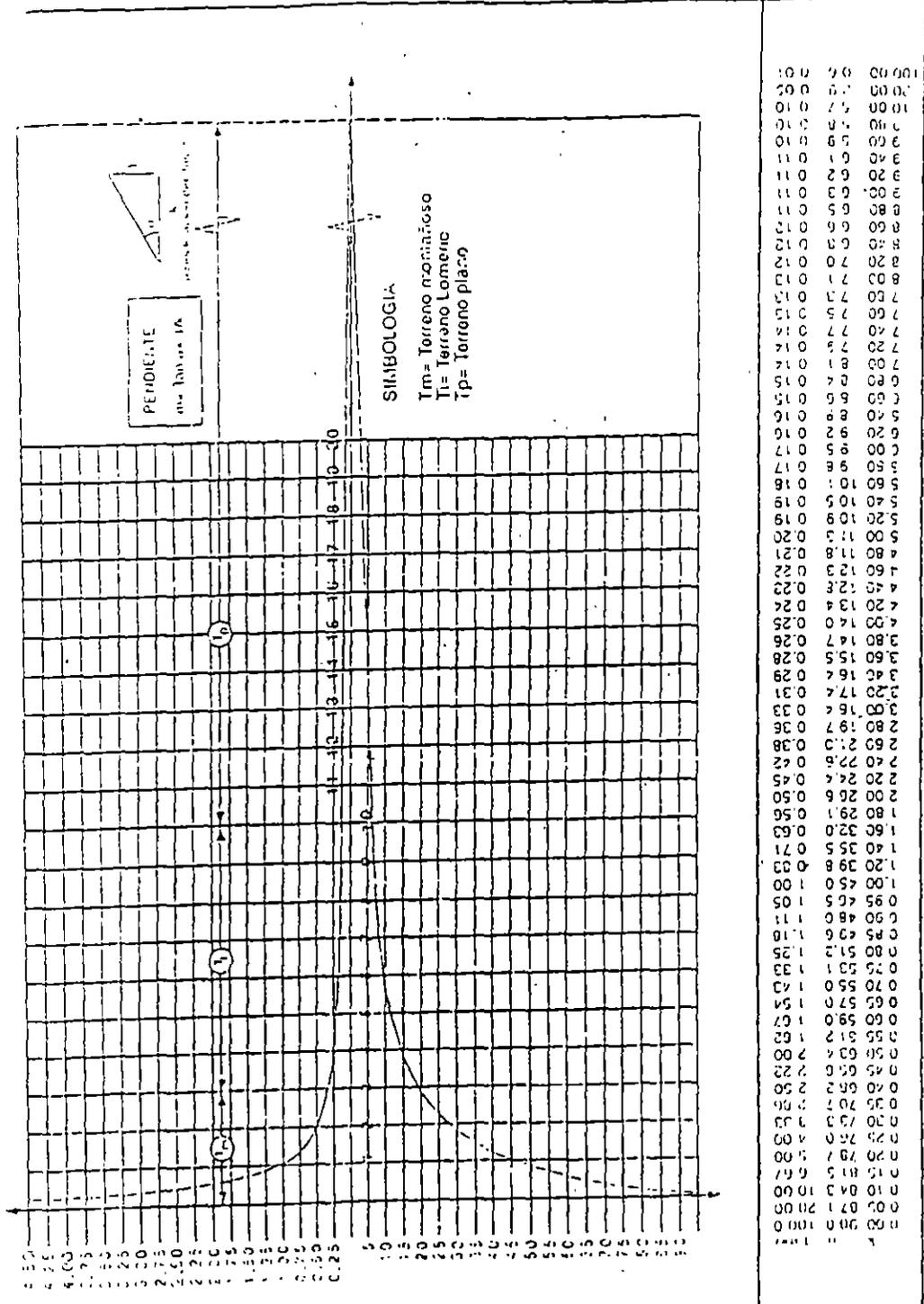
México, D. F., a 31 de agosto de 1994 - El Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, Gabriel Quadri de la Torre.- Rúbrica.

ANEXO No 1

CARTA SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA 1969

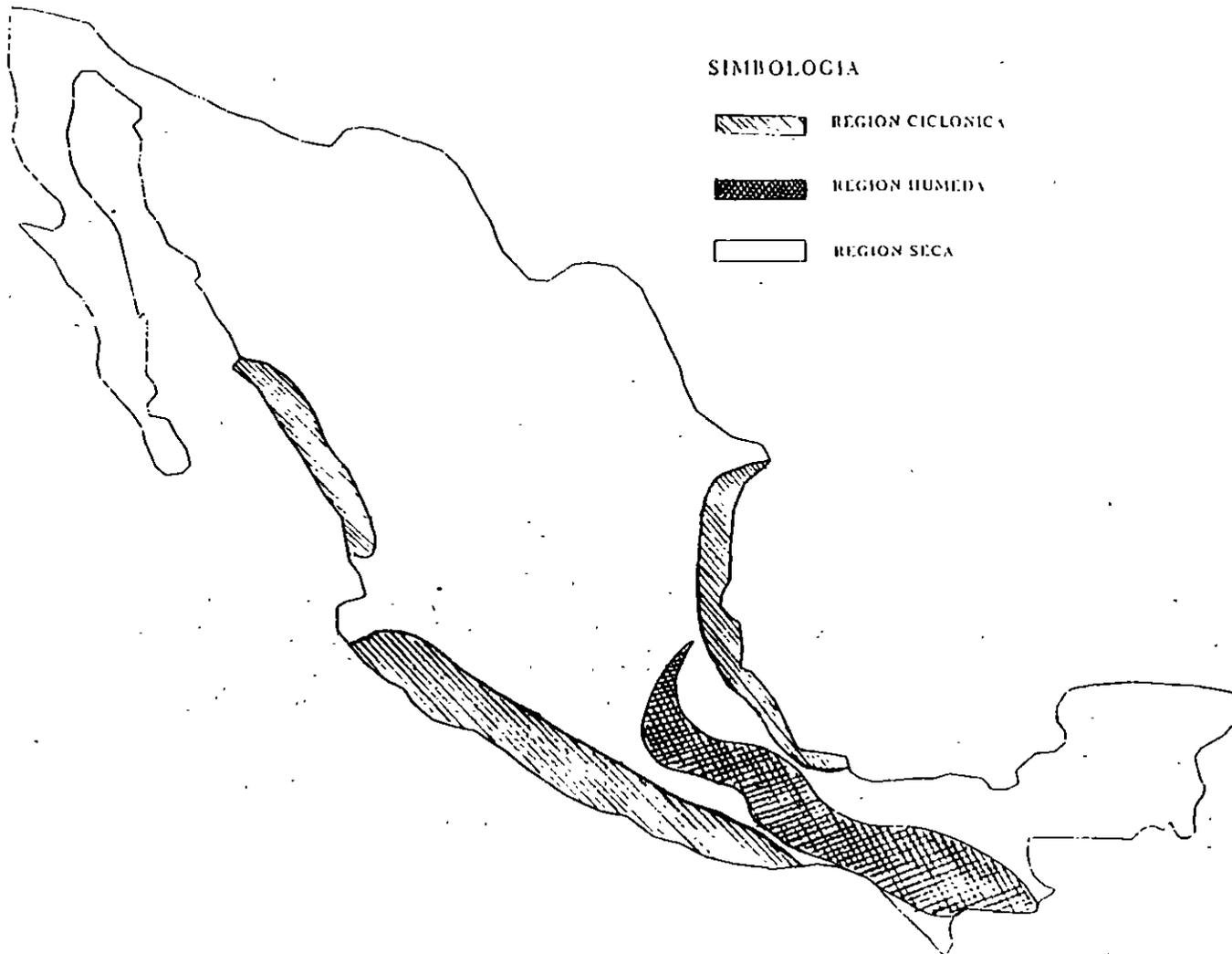


ANEXO No.2 TOPOGRAFIA



ANEXO No 3

RESUMEN DE TRAYECTORIA CICLONICA 1960-1980



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CURSO:
**PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION
DE PRESAS DE JALES**

Aspectos generales

- Químicos
- Metalúrgicos

ING. CRISTINA REYNA LIMAS

ING. LUIS NOYOLA SALAZAR

ASPECTOS GENERALES: QUÍMICOS Y METALÚRGICOS

Uno de los retos que tienen las compañías mineras es almacenar sus jales de una manera segura y económica, sin poner en riesgo la calidad del ambiente, la salud de las personas o las instalaciones. De los problemas que se deben resolver en la construcción de una presa de jales destacan: La ubicación del lugar de construcción, la seguridad de la estructura del bordo, la necesidad de descarga de efluentes libres de contaminantes, problemas tóxicos debido a la recirculación las aguas y la neutralización y purificación del efluente si este es descargado al medio ambiente.

A continuación se presentan algunos ejemplos de metodologías y aspectos químicos generales que deben tomarse en cuenta para la evaluación del potencial de los jales para liberar ácidos y disolver metales, se repasa también, el proceso general de la cianuración como alternativa para la recuperación de oro e ilustrar los efluentes con cianuros.

La identificación de las especies químicas en el mineral es muy importante para predecir los efectos posibles sobre el medio, la mayoría de los componentes de los jales y los complejos que se forman pueden ser determinados por varios métodos como: Difracción de rayos X, espectros infrarrojos y cromatografía de iones; algunos otros métodos para la identificación de especies pueden determinar éstos hasta en partes por billón.

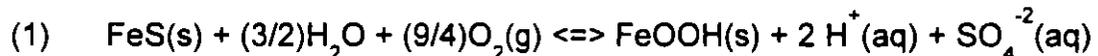
Algunos residuos de minería son estables químicamente, por lo tanto, ambientalmente inocuos con respecto a la liberación de ácidos y disolución de metales, pero en otros casos es necesario desarrollar un plan efectivo para el manejo de los jales lo que requiere de estimar la cantidad y calidad de los efluentes. Aunque existen datos de jales de similar composición, generados por procesos similares de concentración, y expuestos a condiciones ambientales semejantes, éstos están raramente disponibles y es necesario realizar pruebas predictivas en cada caso.

BASES TEÓRICAS EN LA DISOLUCIÓN DE RESIDUOS

El diseño de un programa de evaluación de la presa de jales requiere entender aspectos y características relevantes de disolución de residuos, por ejemplo:

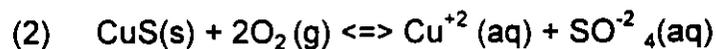
El sulfuro de hierro, algunos sulfuros metálicos, así como los minerales de carbonato de calcio y carbonato de magnesio juegan un rol importante en la liberación de ácido y la disolución de metales en las presas de jales. La generación de aguas acidificadas favorece la generación de lixiviados en los jales, estos contienen elevadas concentraciones de algunos metales.

La disolución del mineral de sulfuro ferroso ocasiona la producción de ácido, como lo indica la reacción 1. Los dos moles de ácido producido es el resultado neto de la oxidación del hierro ferroso y la subsecuente precipitación del férrico, como la lepidocrocita.

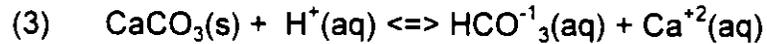


La velocidad de la oxidación del sulfuro ferroso es directamente proporcional a la superficie activa disponible del mineral de sulfuro y la composición de este último puede también provocar la producción de ácido. La velocidad de oxidación, y por lo tanto, la velocidad de producción de ácido varía entre los sulfuros de hierro minerales. La interacción galvánica entre los minerales puede afectar la la velocidad de oxidación de los sulfuros minerales. Finalmente las trazas de los metales liberados por un sulfuro mineral pueden acelerar la disolución de otro por la catálisis de la oxidación de los sulfuros.

La oxidación de algunos sulfuros metálicos libera trazas de metales pero no contribuye a la formación de ácido (reacción 2). Las concentraciones de metales tienden a incrementarse exponencialmente al ir decreciendo el pH de la solución, por lo que, un desagüe ácido frecuentemente contiene elevadas concentraciones de metales. Sin embargo, el desagüe alrededor del punto neutro puede presentar altas concentraciones de metales como el níquel y molibdeno.



El balance entre la producción de ácido por la oxidación del sulfuro ferroso y el buffer de la matriz del mineral, determinarán la acidez de la descarga. El carbonato de calcio es efectivo para neutralizar la producción de ácido por oxidación del sulfuro ferroso y puede ser usado para mitigar la formación de ácido (reacción 3).



El carbonato de magnesio puede también neutralizar la acidez pero se ha encontrado que su poder de disolución es más lento que el del carbonato de calcio. Carbonatos de fierro y manganeso podrían producir una neutralización aunque no es total.

La matriz del mineral también tiene influencia en la calidad de los efluentes, por ejemplo, la disolución de ciertos silicatos puede proveer una cierta cantidad de efecto buffer.

PRUEBAS DE EVALUACIÓN

Un método para determinar la calidad de los efluentes sería simular a escala las condiciones a las que serían sometidos los jales durante décadas; sin embargo, ésto no es práctico por lo que sólo se aplican pruebas para cuantificar algunas variables como sulfuros ferrosos, carbonatos de magnesio y calcio que son los de mayor influencia en la producción de ácido y disolución de metales. Algunas otras pruebas para obtener información relevante y predecir la formación de un efluente ácido incluyen:

- * Análisis químicos, mineralógicos y físicos.
- * Pruebas estáticas diseñadas para cuantificar el contenido de ácido producido y el consumido por los minerales.
- * Pruebas de extracción de los metales.
- * Pruebas de cinética que examinen la velocidad de disolución.
- * Pruebas de disolución en campo.

Son numerosos los métodos para las caracterizaciones químicas, físicas y mineralógicas. Muchos de estos métodos son usados para caracterizar la roca durante la exploración y con esta base determinar el proceso de concentración a utilizar. Métodos de

caracterización similares pueden ser utilizados para la evaluación de la producción de ácido y lixiviado de metales. Sin embargo la precisión y la confiabilidad de estos análisis o técnicas tradicionales es limitada por lo que se están investigando nuevas técnicas.

Pruebas estáticas fueron desarrolladas para describir el Potencial de Producción de Ácido (PPA) y el Potencial de Neutralización (PN), estas pruebas estiman la capacidad neta del material para producir ácido.

Sobek (1978) encontró que los jales producirán efluentes ácidos si y sólo si el PN neto (PN-PPA) es menor que $-5\text{kg de CaCO}_3/\text{t}$, y los resultados presentados por Lawrence (1989) fueron acordes con este valor. Day (1989) sugirió que un valor de PN neto de $+10\text{ Kg de CaCO}_3/\text{t}$ se usara como valor límite para la producción de ácido. Morini (1989), mientras tanto observó valores hasta de $-15, +10, \text{ y } +20\text{ Kg de CaCO}_3/\text{t}$ en una serie de muestras con un procedimiento modificado. Ferguson (1989), indicó que es difícil determinar el carácter de generador de ácidos de muestras con un PN neto entre -20 a $+20\text{ Kg de CaCO}_3/\text{t}$.

Algunas regulaciones de California, E. U., proponen una razón PN:PPA de tres como el valor límite de producción de ácido para la descarga inicial. A pesar de que este valor parece conservador, no se encuentra referencia para su establecimiento. En particular este valor provee un límite conservador si el PPA es alto. Por ejemplo si usamos un límite de NP neto de $5\text{ Kg de CaCO}_3/\text{t}$ parece seguro al tener un PPA de $1\text{ Kg de CaCO}_3/\text{t}$. Sin embargo si el PPA es de 150 , la diferencia de 5 entre PPA y PN provee un factor de seguridad menos confortable.

Las pruebas cinéticas proveen la velocidad de producción y consumo de ácido, pero consumen más tiempo y dinero que las pruebas estáticas. Algunas pruebas incluyen pruebas de columna, reactor batch, Hood & Oertel, Doepker y las de ciclos húmedo-seco a temperatura ambiente.

Varias pruebas de extracción han sido usadas o propuestas para evaluar el potencial de liberación de metales y otros parámetros de residuos de minas. Una de estas pruebas es la NOM-CRP-002-ECOL/93 la cual estipula la metodología de extracción para determinar la toxicidad de los residuos a través del análisis de un lixiviado producido con ácido acético principalmente. Otras pruebas son las propuestas por la ASTM y la Prueba de Extracción de Residuos de California (WET).

Cada una de estas pruebas provee información relevante, pero ninguna puede producir toda la información para evaluar todos los materiales.

PROYECCIÓN DEL DESAGÜE

El objetivo del proceso de evaluación de los jales es la clasificación de los mismos basado en la calidad del desagüe proyectado. Con respecto a la producción de ácidos y metales lixiviados se pueden clasificar de una manera simple, resultando cinco categorías:

1. Jales con potencial mitigado.
2. Desagüe neutro sin trazas de metales significativas.
3. Desagüe neutro con elevada concentración de metales.
4. Descargas ácidas sin niveles elevados de metales (aparece difícilmente).
5. Descargas ácidas con elevadas concentraciones de metales.

Un manejo apropiado de los jales puede ser desarrollado para cada categoría. Los problemas pueden complicarse al tener una elevada concentración de químicos del proceso como el cianuro, tema que será tratado más adelante.

Los datos iniciales de la composición y masa de los jales son generados durante la exploración y desarrollo de la planeación de la mina, se recomienda que esta información sea recopilada tan pronto como el desarrollo de la mina es factible.

La masa de jales producida se necesita para determinar el área que va a cubrir, el volumen del desagüe que va a producir y consecuentemente da una indicación inicial de su influencia potencial en los recursos naturales.

La caracterización debe identificar y cuantificar el potencial de contaminación presente, el contenido químico proveerá un indicador del potencial relativo de generación de ácidos y disolución de metales. Es de interés particular el contenido de azufre, carbonatos y trazas de metales, ya que los factores mineralógicos pueden influenciar la calidad del drenaje y deben ser cuantificados para precisar las proyecciones de disolución.

Los datos mineralógicos proveen la más precisa caracterización de las variables que afectan la disolución de los componentes de los jales, la más importante de estas variables es el área superficial disponible de los sulfuros y carbonatos de calcio/magnesio minerales; consecuentemente, para un sulfuro de fierro mineral dado, su área superficial disponible es una influencia dominante en la velocidad producción de ácido. En un mineral complejo como son los jales, esta área superficial es una función del contenido de sulfuro ferroso, del

grado de liberación de sulfuro de fierro mineral, del tamaño del grano y forma de estos minerales. Las mismas variables influyen en la disolución de algunos otros sulfuros metálicos. La velocidad del efecto buffer podría ser una función de la abundancia y modo de ocurrencia de los carbonatos de calcio y magnesio.

Otros métodos simplificados han sido desarrollados para estimar el balance de la disolución de los sulfuros y carbonatos minerales. Estas pruebas simplificadas pueden ser aplicadas a gran número de muestras para una caracterización mineralógica más refinada, pero sus resultados deben ser interpretados desde el punto de vista mineralógico.

La aproximación más común de la liberación de ácido es la cuantificación ácido-base. Este conteo se basa en el potencial neto de producción de ácido (PPA) y el potencial de neutralización de ácido (PN) de una muestra de residuos o jales. Este no considera la velocidad relativa de disolución de la producción de ácido y el ácido consumido por los minerales. La precisión con la cual el PPA y el PN son determinados, depende de los métodos analíticos. Es necesario la medición de sólo los componentes que permiten la producción de ácido (o la neutralización).

Entonces el PPA debe de ser calculado basado en los sulfuros asociados con sulfuros minerales de fierro (reacción 1), algunos sulfuros orgánicamente vinculados y algunos sulfatos asociados con jarosita. En general los sulfatos de minerales no generarán ácido.

Si no se requiere un alto grado de confiabilidad, la producción máxima de ácido puede ser calculada analizando el contenido de sulfuro total en la muestra, y asumiendo que cada mol de sulfuro generará dos moles de ácido. El uso del azufre total asume que todo el sulfuro está asociado con los componentes productores de ácido por ejemplo, pirita o pirrotita. Si los componentes de sulfuro que no producen ácido (incluyendo sulfatos de minerales tales como CuSO_4 , y muchas otras formas de sulfuro orgánico) están presentes en cantidades significativas, el método del sulfuro total nos dará una sobreestimación del PPA. La existencia de información geológica obtenida de los barrenos de exploración, muestra de rocas y jales pueden proveer de información que nos indique las especificaciones de los sulfuros.

La precisión del análisis PN puede ser una medida del contenido de carbonato de calcio y magnesio.

Técnicas típicas involucran adición de ácido a la muestra. El alcance de la reacción puede ser determinada por medio la titulación de una base que determina la cantidad de ácido consumido, o midiendo la cantidad de dióxido de carbono producido. Un problema potencial de la técnica usando ácido clorhídrico es que los carbonatos de fierro y manganeso (siderita y rodocrosita), no proveen una neutralización neta y pueden contribuir en la medida del PN, consecuentemente esta técnica puede sobreestimar la neutralización provista por los jales que contienen una cantidad apreciable de carbonato de fierro.

PRUEBAS CINÉTICAS DE DISOLUCIÓN

El objetivo de estas pruebas es determinar los valores de composición críticos de los jales para la formación de ácido y disolución de metales.

Para determinar la relación entre la composición de los jales y la calidad del efluente, se deben realizar experimentos de cinética de disolución en los jales cuya composición se conozca, los sólidos seleccionados deben reflejar la variación en composiciones de los diferentes tipos de roca que lo componen. La química y la mineralogía de las muestras seleccionadas se debe determinar a detalle, con especial atención aquellas con mineralogía de sulfuro y carbonato, así como también de los metales contenidos en pequeñas cantidades. Si la composición de los jales es muy variable se requerirá de una gran cantidad de pruebas.

Las técnicas de las pruebas de cinética deben considerar el tipo de proceso y el método de depósito en la presa de jales, además las condiciones ambientales del lugar. Por ejemplo, si los jales que van a ser depositados estarán sujetos a la oxidación por condiciones cíclicas de humedad y sequedad, las pruebas se deben realizar bajo condiciones que produzcan ciertos rangos de oxidación del sulfuro mineral, y por lo tanto, estimar la velocidad de la producción de ácido más baja que la real.

CARACTERIZACIÓN EN BASE A REACTIVOS UTILIZADOS

Los análisis de calidad de agua proveen numerosos datos en los que se basarán la evaluación del impacto potencial de los efluentes de agua (el sobrenadante de los jales y el sistema de colección y recuperación de agua) sobre las aguas subterráneas. Todas las corrientes del proceso y pozos de monitoreo deberán ser analizados para completar el estudio de los parámetros generales, los principales iones y elementos.

El monitoreo de las características de la pulpa de los jales se debe basar en los reactivos usados en el proceso, por ejemplo en un circuito de flotación clásico la caracterización de las aguas incluirá la detección de los siguientes constituyentes:

Reactivo	Constituyentes para detección
Xantato isopropílico de sodio	Alcohol isopropílico
Xantato amílico de potasio	Alcohol amílico
	Disulfuro de carbono
Aceite de pino	Aceite de pino
Aerofloat	Ácido cresílico

EFLUENTES DE UN PROCESO DE CIANURACIÓN

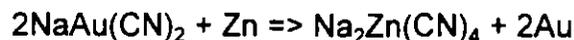
Antes de tratar el tema de los efluentes de una planta con el proceso de cianuración es necesario revisar algunas características generales del origen de estos efluentes.

Un proceso común para recuperar oro es la cianuración, el cual es lixiviado de la mena en una solución débil de cianuro, generalmente cianuro de sodio.

La reacción química representativa de la disolución del oro es:



Para recuperar el oro de la solución son separados primeramente los sólidos de la solución lixiviante, usualmente por filtración, después es aireada y el oro es precipitado con la adición de zinc en polvo, la ecuación es:



El oro precipitado se funde para la producción de oro bullion.

Una gran proporción de solución estéril (libre de oro) es recirculada a la cianuración, sin embargo es necesario purgar una porción de esta solución para evitar la concentración de metales perjudiciales, por ejemplo, el cobre, fierro, níquel, zinc, arsénico y antimonio los cuales se disuelven simultáneamente con el oro, y podrían subsecuentemente interferir con la futura disolución y precipitación del oro.

Una reciente innovación en el proceso de la recuperación de oro es el carbón en pulpa (CIP) proceso en el cual el oro es recuperado directamente de la pulpa lixiviada. En el proceso CIP el oro es recuperado por la adsorción en carbón activado directamente de la pulpa cianurada en tanques agitados posteriores a la cianuración. El oro es recuperado del carbón activado por desorción en caliente de una solución cáustica de cianuro, y por electrodeposición de la solución. El proceso CIP introduce dos consideraciones importantes en lo que se refiere a destrucción de cianuro; primero, el compuesto de cianuro presente en el efluente; y segundo la cantidad de cianuro descargada por la planta (es mayor que en el proceso Merrill Crowe -precipitación por zinc-, ya que no hay reciclaje).

Es importante conocer las formas y estabildades de los compuestos de cianuro que están presentes en los efluentes. El cianuro no es un solvente específico para oro y por lo tanto, la variedad de las especies de cianuro presentes en los efluentes dependen de la composición mineralógica de la mena.

Estas especies han sido clasificadas en cinco categorías como, lo indica en la tabla siguiente:

ESTABILIDAD RELATIVA DE LOS COMPLEJOS DE CIANURO

<i>TÉRMINOS</i>	<i>FORMAS DEL CIANURO</i>
1. Cianuro libre	CN, HCN
2. Compuestos simples	
A) Rápida mente solubles	NaCN, KCN, Ca(CN) ₂ , Hg(CN) ₂
B) Relativamente insolubles	Zn(CN) ₂ , Cd(CN) ₂ , CuCN, Ni(CN) ₂ , AgCN
3. Complejos débiles	Zn(Zn) ⁻² ₄ , Cd
4. Complejos moderadamente fuertes	Cu(CN) ⁻¹ ₂ , Cu(CN) ⁻² ₃ , Ni(CN) ⁻² ₄ , Ag(CN) ⁻¹ ₂
5. Complejos fuertes	Fe(CN) ⁻⁴ ₆ , Co(CN) ⁻⁴ ₆

En esta tabla los complejos cianuro-metal se presentan en orden de incremento de estabilidad de arriba a abajo. La estabilidad de sus componentes es importante en la selección del método para remoción de cianuro, ya que la estabilidad puede afectar la cinética del proceso de tratamiento y la aplicabilidad de ciertos métodos.

Además de muchos complejos de cianuro las soluciones de las plantas pueden contener cantidades apreciables de tiosanatos y tiosales. Estos componentes son de particular importancia ya que su presencia requiere del uso de reactivos adicionales en la mayoría de los procesos de destrucción de cianuro por oxidación.

En los últimos años la industria minera ha tenido considerables progresos en lo que se refiere a métodos químicos para la destrucción de cianuro entre los que destacan la clorinación alcalina y el Inco SO₂-aire. Otros procesos son la degradación natural, la evaporación, procesos biológicos, oxidación con peróxido de hidrógeno, adsorción en sulfato ferroso y acidificación.

RESUMEN

Uno de los efectos principales de los jales en el ambiente, es la contaminación del suelo y acuíferos por las infiltraciones de agua ácida con disolución de metales, generada por las diferentes características y composiciones de los jales. En este contexto se hace importante la clasificación y caracterización de los jales en función de los efluentes de las minas.

La formación de efluentes ácidos se debe principalmente a la presencia y oxidación de sulfuros minerales, estos efluentes ácidos provocan la disolución de algunos metales. La presencia de carbonatos de calcio y magnesio minerales favorece el efecto buffer en la soluciones de salida de los jales.

Una herramienta para determinar el potencial de generación de ácidos es la cuantificación del PN y el PPA.

Para determinar la calidad de los efluentes de los procesos de cianuración se debe de tomar en cuenta la composición de la mena para determinar la estabilidad de los complejos de cianuro que se forman, ya que de esto dependerán el método y la cinética del tratamiento aplicable para su destrucción.

BIBLIOGRAFÍA

- * Lapakko, Kim. Regulatory mine waste characterization: a parallel to economic resource evaluation.
- * Scott, James. An overview of cyanide treatment methods for gold mill effluents.
- * Skolasinski, David. Design objectives and performance of the tailings management system for the Jamestown Mine, California.
- * Vincent, J.D. The tailing structure and its characteristics from the metallurgist's viewpoint.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CURSO:
**PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION
DE PRESAS DE JALES**

Aspectos generales

- Topográficos
- Geológicos

M. EN I. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO

MANUAL DE PRESAS Y DEPOSITOS DE JALES

1982

CIGB

ICOLD

BOLETIN 45

1993

AIMMGM

VERSION AUTORIZADA EN ESPAÑOL

Traducción del Boletín 45, Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD), Río de Janeiro, Brasil, 1982, efectuada por el Dr. Víctor Torres Verdín con la supervisión del Ing. Raúl Vicente Orozco Santoyo, Sep. 1990. Este trabajo fue encargado por el Instituto Americano de Ingenieros Mineros, Metalúrgicos y Petroleros (AIME)-Sección México.

La primera versión autorizada en español fue revisada por el Ing. Raúl Vicente Orozco Santoyo para la Asociación de Ingenieros de Minas, Metalurgistas y Geólogos de México, A.C. (AIMMGM), 1993.

INDICE

INTRODUCCION

1. UBICACION DE LAS PRESAS
2. EXPLORACION DE LA UBICACION SELECCIONADA
3. PROYECTO
4. CONSTRUCCION Y OPERACION
5. CIERRE Y ABANDONO

GLOSARIO

SIMBOLOS

Informe preparado por los Sres. G.H.H. Legge, G. L'Héritau, A.D.M. Penman y W. A. Wahler para el Comité ICOLD de Presas de Jales de Minas e Industriales y aprobado por la 50ava Reunión Ejecutiva, Río de Janeiro, abril de 1982

TABLA DE MATERIAS

	Pág.
INTRODUCCION	1
1 UBICACION DE LAS PRESAS	4
1.1 Consideraciones Generales	4
1.2 Depósitos	6
1.3 Presas	6
2 EXPLORACION DE LA UBICACION SELECCIONADA	8
2.1 Selección de los Sitios	8
2.2 Propiedades y Características de los Desperdicios de Minas e Industriales	10
2.2.1 Propiedades	10
2.2.2 Características Mecánicas	11
2.3 Propiedades y Características de los Terrenos de Cimentación y de los Bancos de Préstamo	13
2.4 Exploración Geotécnica	14
3 PROYECTO	19
3.1 Introducción	19
3.1.1 Generalidades	19
3.1.2 Aptitudes del Proyectista	20
3.1.3 Características de las Presas de Jales	20
3.1.4 Almacenamiento de Desechos Mineros	21
3.1.5 Datos Requeridos para el Proyecto Básico	22
3.2 Hidrología e Hidráulica	23
3.2.1 Generalidades	23
3.2.2 Datos Básicos	23
3.2.2.1 Tamaño	24
3.2.2.2 Potencial de Peligro	24
3.2.2.3 Datos de Proyecto	25
3.2.3 Almacenamiento	27
3.2.4 Descarga	27

	Pág.
3.3 Proyecto Conceptual	28
3.3.1 Generalidades	28
3.3.2 Tonelajes	28
3.3.3 Selección del Sitio	29
3.3.4 Selección del Tipo de Dique	30
3.3.4.1 Método de Aguas Arriba	30
3.3.4.2 Método del Eje Central	31
3.3.4.3 Método de Aguas Abajo	32
3.3.4.4 Presas de Tipo Convencional con Material de Préstamo	33
3.3.5 Sistemas de Transporte de Lodos	33
3.3.5.1 Flujo por Gravedad	33
3.3.5.2 Bombeo	33
3.3.6 Sistemas de Control de Agua	34
3.3.6.1 Infiltración Vertical - Generalidades	34
3.3.6.2 Derivación del Agua	34
3.3.6.3 Revestimientos en Presas	35
3.3.6.4 Piezómetros	35
3.3.6.5 Recuperación del Agua	35
3.3.7 Planes de Abandono	37
3.3.8 Planes de Construcción	37
3.3.9 Planes de Operación	38
3.3.10 Revisión del Proyecto, de la Construcción y de la Operación	39
3.4 Cimentaciones	39
3.4.1 Generalidades	39
3.4.2 Asentamientos	40
3.4.2.1 Cimentaciones Rocosas	40
3.4.2.2. Cimentaciones Compresibles	41
3.4.2.3 Resistencia	41
3.4.3 Infiltraciones	42
3.4.4 Sismicidad	43
3.4.5 Preparación de la Cimentación y de los Apoyos	44

- 4 CONSTRUCCION Y OPERACION 48
 - 4.1 Introducción 48
 - 4.2 Descripción de las Técnicas de Almacenamiento de Jales 48
 - 4.2.1 Generalidades 48
 - 4.2.1.1 Almacenamiento con el Método de Aguas Arriba 48
 - 4.2.1.2 Almacenamiento con el Método de Aguas Abajo 48
 - 4.2.1.3 Almacenamiento según el Método del Eje Central 48
 - 4.2.2 Construcción del Dique Mediante el Almacenamiento con Hidrociclones 48
 - 4.2.2.1 Objetivos del "Cicloneado" 48
 - 4.2.2.2 Técnicas de Almacenamiento con Hidrociclones 49
 - 4.2.2.3 "Cicloneado" con el Método de Aguas Arriba 50
 - 4.2.2.4 "Cicloneado" con el Método de Aguas Abajo 50
 - 4.2.2.5 "Cicloneado" con Secuencias Sucesivas Aguas Arriba y Aguas Abajo 51
 - 4.2.2.6 "Cicloneado" con el Método del Eje Central 51
 - 4.2.2.7 Métodos de Estación Central de Hidrociclones 51
 - 4.2.3 Técnicas de Construcción de Diques por Descarga de Espigas 51
 - 4.2.3.1 Línea Alimentadora Principal Instalada al Nivel del Terreno 52
 - 4.2.3.2 Línea Alimentadora Principal Elevada Periódicamente 52
 - 4.2.3.3 Recomendaciones de Operación 53
 - 4.2.4 Sistema de Cercado ("Paddock") 53
 - 4.2.5 Almacenamiento Mecánico de los Jales 54
 - 4.2.5.1 Contenido de Agua 54
 - 4.2.5.2 Sistemas de Vaciado Mecánico 55
 - 4.2.5.3 Construcción Mecánica de Diques 56
 - 4.2.6 Diques de Presas de Jales Construidos con Tierra o Enrocamiento 56
 - 4.2.6.1 Diques Impermeables 56
 - 4.2.6.2 Diques Permeables 57
 - 4.2.6.3 Construcción hasta la Altura Final 57
 - 4.2.6.4 Construcción de Diques por Etapas 57
 - 4.2.6.5 Almacenamiento de los Jales detrás de Diques de Tierra o Enrocamiento 57

	Pág.	
4.2.6.6	Contrafuertes de Roca	58
4.2.6.7	Bordos Iniciadores	58
4.2.7	Descarga Central de Lodos Espesos de Jales	58
4.2.8	Técnicas Diversas	58
4.2.8.1	Vaciado en el Mar o un Lago	58
4.2.8.2	Almacenamiento Subterráneo	58
4.3	Diques de Pie y Bordos Iniciadores	59
4.3.1	Definiciones	59
4.3.2	Dique de Pie - Requisitos de Construcción	59
4.3.3	Bordos Iniciadores - Requisitos de Construcción	59
4.3.4	Limpieza del Terreno	60
4.3.5	Materiales de Construcción	60
4.3.6	Altura y Anchura	60
4.4	Filtros de Drenaje	60
4.4.1	Ubicación y Alineamiento	60
4.4.2	Selección de los Materiales	61
4.4.3	Colocación de los Materiales	61
4.4.4	Recubrimiento de los Drenes con Jales	61
4.4.5	Mantenimiento de los Drenes	61
4.5	Sistemas de Efluentes	62
4.5.1	Definiciones	62
4.5.2	Requisitos de Construcción	63
4.5.3	Requisitos de Operación	63
4.5.4	Manejo del Estanque y de la Playa	64
4.5.5	Mantenimiento	64
4.6	Supervisión de las Presas de Jales durante su Construcción	64
4.6.1	Medidas Correctivas antes del Almacenamiento	64
4.6.2	Supervisión de la Estabilidad y la Infiltración	64
4.6.2.1	Inspecciones	65
4.6.2.2	Superficies de Infiltración	65
4.6.2.3	Infiltración a través de los Revestimientos	65
4.6.2.4	Perfiles de Resistencia y Densidad Relativa	66
4.6.2.5	Seguimiento por medio de Levantamientos Topográficos	66

	Pág.
4.6.3 Registros	66
4.6.3.1 Generalidades	66
4.6.3.2 Tonelajes Entregados	67
4.6.3.3 Registros Volumétricos y de Nivel	67
4.6.3.4 Registros de Efluentes	67
4.6.3.5 Construcción de Diques	67
4.6.4 Mantenimiento General	67
4.6.4.1 Zanjas para Efluentes	68
4.6.4.2 Cercados para Escurrimientos	68
4.6.4.3 Sistemas de Control de Efluentes	68
4.6.4.4 Caminos de Acceso	68
4.6.4.5 Tuberías	68
4.6.4.6 Válvulas	68
4.7 Medidas Correctivas	68
4.7.1 Problemas Generales	68
4.7.2 Evaluación de la Seguridad de las Presas de Jales Existentes	70
4.7.2.1 Inspección	70
4.7.2.2 Mediciones	70
4.7.2.3 Análisis	70
4.7.3 Medidas Correctivas o de Precaución	71
 5. CIERRE Y ABANDONO	 74
5.1 Generalidades	74
5.2 Reglamentación	74
5.2.1 Reglamentos en la Gran Bretaña	74
5.2.2 Reglamentación en otros Países	76
 GLOSARIO	 78
 SIMBOLOS	 80

INTRODUCCION

Las presas de jales se construyen de: 1) residuos industriales, 2) desperdicios mineros ó 3) rellenos de tierra o enrocamiento, para la retención de lodos de jales o aguas lodosas. Los depósitos de jales son estructuras para el almacenamiento de jales, construidas por medio de un relleno seco o hidráulico, las cuales no retienen cantidades significativas de agua. Desde hace mucho tiempo, ambos tipos de estructura han sido proyectados mediante métodos empíricos, con resultados poco satisfactorios.

La falla del Depósito de Desperdicios de Carbón Aberfan en Gales, Inglaterra (en los años sesenta) y de la Presa de Desperdicios de Carbón en Buffalo Creek, Virginia Occidental, Estados Unidos de Norteamérica (en 1972), centró la atención mundial en el riesgo potencial creado por algunas de estas estructuras. Cada una de estas fallas causó la muerte de más de cien personas, que no eran mineros. Catástrofes de menor envergadura, en que murieron solamente algunos mineros u ocasionaron sólo daños ambientales, habían sido relativamente comunes, pero se les había considerado siempre como riesgos profesionales o de trabajo.

Al reconocerse los riesgos potenciales relacionados con estas estructuras, surgió la necesidad de realizar proyectos y construcciones mejores para incrementar su seguridad. El hecho de que todas las estructuras para el almacenamiento de agua sean consideradas como "presas", independientemente del material o método de construcción, despertó el interés del ICOLD, quien formó en la Cd. de México en 1976, durante su 44a. Reunión Ejecutiva, el Comité ICOLD de Presas de Jales Industriales y Mineros, el cual compiló este Manual. Los depósitos de jales, aun cuando no incumben directamente al ICOLD, se incluyen en este Manual debido a que gran parte de la tecnología involucrada en su proyecto y construcción es similar a la que se usa en el proyecto de presas (para almacenamiento de agua) o una adaptación de la misma.

Además, muchos depósitos se convierten en presas en algún momento durante su construcción y todas las presas se convierten en depósitos cuando sus embalses se llenan de azolves.

Los jales son el desecho que queda después de que se han extraído los minerales con valor comercial. Por lo general, el mineral se tritura con un espesor equivalente al de la arena fina y el material con valor comercial se extrae en la forma de un "concentrado" por flotación o procesos químicos. El mineral sin valor comercial que queda a la "cola" o el final del proceso es llamado "colas" o "jales". Generalmente los jales vienen en la forma de lodos al final del proceso y, por conveniencia y economía, se transportan en esa forma a la estructura en la que se depositan. La función de la presa de jales es retener los lodos durante el proceso de sedimentación, cuando los jales dejan de estar en suspensión y se depositan en el fondo de la presa. Se usa un sistema de decantación para remover el agua clarificada de los lodos de la presa, ya sea para desecharla o para reutilizarla.

En el caso del carbón, que se explota en vetas delgadas, es necesario remover las partes no combustibles del material sacado a la superficie por medio de un proceso separador de fase densa (para eliminar los desperdicios gruesos) y un proceso de lavado (para eliminar los desperdicios finos). El material grueso de desperdicio se usa por lo general para la construcción de presas o depósitos; los lodos finos se almacenan para su sedimentación y la clarificación del agua. Ambos procesos requieren de grandes cantidades de agua que no podrá ser reutilizada o vertida en las corrientes de agua sin antes eliminar de ella los sólidos en suspensión; por tanto, se requieren estanques de sedimentación y presas de retención.

Las presas de jales, o presas para la retención de lodos de jal, tienen muchas características en común con las presas para almacenamiento o derivación de

agua. Sin embargo, sus necesidades de operación son diferentes, como lo son también muchas consideraciones en cuanto al calendario de trabajo, a las técnicas de construcción y a las características del mineral, relativas a los jales de plantas de concentración de minerales y de lavado de carbón. Por ejemplo, las presas de jales se proyectan para ser abandonadas y no explotadas; su construcción por lo general es simultánea a su operación; en donde es posible no cruzan ríos, ni embalsan agua si no es para sedimentación y recuperación. Su objetivo final es el almacenamiento de desechos sólidos y no la captación de agua, que es sólo incidental a su operación. Por lo tanto, no se recomienda la aplicación directa de la tecnología para presas de agua, además de que tal aplicación puede resultar onerosa. Este manual, por lo tanto, ha sido preparado para familiarizar al gremio de ingenieros de presas, así como de la industria minera, con la aplicación de las tecnologías de la ingeniería civil y geológica en relación con la climatología, la hidrología, las estructuras hidráulicas, la sismología, la mecánica de suelos, así como con la construcción de terraplenes en su aplicación a los depósitos de jales.

Este manual no entra en los detalles de la tecnología de esos especialistas, tan múltiples como complejos, sino que cubre la aplicación de estas tecnologías al almacenamiento de jales. Este no es un manual de proyecto ni está dirigido a los especialistas de gran experiencia, sino que se trata solamente de un documento de referencia.

Consecuentemente, este Manual es sólo un comienzo modesto que puede en el futuro actualizarse y corregirse, según se requiera. La intención es que constituya una guía de referencia que gradualmente será mejorada con la aparición de informes y publicaciones que formarán una bibliografía práctica y activa; en otras palabras, constituirá un registro del estado del conocimiento en la materia, para referencia y como fuente de información.

Los jales no son solamente un tipo diferente de terracería usada en la construcción de presas exóticas. Constituyen uno de los materiales más abundantes para la construcción de presas. Casi todos los países los tienen en cantidades modestas y algunos en grandes cantidades. De hecho, los desperdicios mineros son los materiales más comúnmente manejados y su volumen o tonelaje excede al de cualquiera otra industria.

Consideremos solamente la extracción de carbón y metales no ferrosos. En 1977, la producción mundial de carbón se estimó en 3,805,000,000 t, mientras que, en 1974, la producción mundial de metales no ferrosos se estimó en 16,425,000 t. A la fecha, el tonelaje anual se ha incrementado en un 50%. La aparición de máquinas para minado continuo, introducidas al mercado por la Industria Minera del Carbón desde los años 40, aunada a la explotación de mantos delgados de carbón mezclados con lutita, pizarra arcillosa o arenisca, ha contribuido a incrementar la cantidad de desperdicios de carbón sacados a la superficie y ha hecho necesario el uso de plantas lavadoras de carbón en las minas, con el objeto de minimizar los costos de transporte y almacenamiento de ceniza. El descenso en la calidad del mineral que se extrae hoy en día, por ejemplo en la industria del cobre, de 3 ó 4 % a 0.3 ó 0.4 %, también ha incrementado la producción de desechos. Es posible que los jales mineros y los desechos de plantas e industrias excedan hoy en día (1982) los 5,000,000,000 de toneladas anuales, por lo que el almacenamiento de esos desperdicios representa una operación muy importante.

Las presas de jales y las estructuras para depósito de desperdicios son grandes y por lo tanto se consideran obras significativas de ingeniería. En una compilación hecha en 1975 por la Oficina de Restauración de Tierras (Bureau of Reclamation) de la Secretaría del Interior de los Estados Unidos de Norteamérica, se enlistaron ocho presas de jales entre las presas más grandes del mundo⁽¹⁾. El Registro Mundial de Presas de Jales de Minas y Desechos Industriales (1982)⁽²⁾ que

incluye datos de 28 países, registra a ocho presas de jales de más de 150 m de altura, 22 de más de 100 m y 115 con más de 50 m. Además, seis embalses tienen una superficie de más de 100 km² y un volumen de almacenamiento de más de 50 hm³.

Este manual comprende cuatro secciones principales:

- selección e investigación del sitio;
- proyecto;
- construcción y operación;
- abandono (término de la operación)

Se hace referencia a los aspectos de seguridad dentro del texto del Manual, ya que se consideró preferible tratar esta materia en los cuatro capítulos arriba mencionados.

Agradecimientos:

A nombre de ICOLD, deseo agradecer a los miembros del Comité por su contribución, y especialmente a los autores, Sres. G.H.H. Legge, G. L'Hériteau, A.D.M. Penman y W.A. Wahler y sus colegas, por su valiosa cooperación en la preparación de este documento. Esperamos que el tipo de información que éste contiene contribuirá a mejorar las normas en la industria, aprovechando lo que nos ofrece la tecnología moderna.

Asimismo, deseo agradecer muy especialmente a un colega dedicado y perseverante de nuestra organización, Sr. Philippe Mendes, por su gran ayuda en la coordinación de este Manual y su tremendo esfuerzo por la traducción del mismo al idioma francés, así como a los Sres. Pierre Bacave y G. L'Hériteau, por su revisión de dicha traducción.

C. A. Dagenais
Presidente del Comité *
Presidente del ICOLD **

* El Comité se disolvió en 1982

** Desde mayo de 1982

BIBLIOGRAFIA

- (1) The World's Highest Dams, Largest Earth and Rock Dams, Greatest Man-made Lakes, Largest Hydroelectric Plants, Major Dams. Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior, 1975.
- (2) World Register of Tailings Dams and Industrial Waste Embankments (1982) ICOLD, Central Office, Paris.

1. UBICACION DE LAS PRESAS

1.1 Consideraciones Generales

Las presas generalmente estudiadas por ICOLD son para retener el agua y se construyen perpendicularmente o a lo largo de un río. Los terraplenes de jales pueden construirse en cualquier parte, para crear:

- un depósito, si los jales se colocan y almacenan en seco;

- una represa, si los jales se colocan y almacenan con agua.

Como en el caso de las presas de agua, la ubicación de las descargas del embalse debe satisfacer las condiciones generalmente impuestas por:

- a) la economía;
- b) la estabilidad del sistema;
- c) la seguridad pública y el ambiente;
- d) el buen funcionamiento de la operación durante su vida estimada y después de su cierre.

El tamaño de la cuenca de captación, aguas arriba de un depósito o una presa de jales, es otro factor importante que requiere consideración al definir la ubicación; mientras más pequeña sea la cuenca de captación, menor será el flujo a desviar alrededor del depósito (o represa) o a manejar a través de la represa y sus dispositivos de salida de flujo.

La ubicación de una mina se establece con base en la localización del yacimiento; la de la planta beneficiadora por lo general se selecciona con la finalidad de evitar costos por concepto del transporte de material no utilizable, como desechos industriales o de minas. La ubicación de las presas o embalses de jales depende de la localización de las minas o de la planta, así como de las condiciones de operación y de los riesgos de contaminación.

Como en el caso de las presas para la captación de agua, la estabilidad es función de:

- las características del terreno y las condiciones locales (topografía, geología, hidrología, clima, sismicidad, condiciones geotécnicas generales, etc.)

La estabilidad de los depósitos o represas de jales mineros y desechos industriales es igualmente función de:

- las modificaciones a estas características por la acción del hombre (trabajos de minería, por ejemplo);

- la naturaleza y las propiedades específicas del material almacenado y de sus subproductos;

- la evolución de esas propiedades, por consolidación o alteración en el caso de las propiedades mecánicas y físicas, o por reacción química;

- las condiciones del almacenamiento (en seco o húmedo), duración y velocidad del almacenamiento.

La seguridad pública y el respeto al ambiente son similares al caso de una presa de agua. Sin embargo, en el caso de las presas de jales existen disposiciones adicionales para hacer frente a los mayores riesgos de contaminación:

- del agua, debidos a la presencia de sales solubles en el mineral o introducidas en éste durante el proceso, o a la formación de sustancias nocivas en el curso de la alteración o del envejecimiento del material almacenado. Se debe evitar verter aguas contaminadas provenientes de la operación, o agua pluvial que se infiltra a través del material almacenado en las corrientes de agua o en el manto freático;

- del aire, por polvo o gases provenientes del mineral, de su procesamiento o de las transformaciones químicas que se presentan durante el envejecimiento del material almacenado.

Estos riesgos de contaminación deben evitarse siempre, en la explotación normal y cuando se presente cualquier problema durante y después de la misma (v. gr. aparición de infiltraciones). En el Capítulo 5 se indican las precauciones a tomar después del abandono de las presas.

Además, ciertos materiales almacenados presentan riesgos de combustión espontánea (v. gr. carbón, piritas), que pueden provocar incendios o, con mayor frecuencia, la producción de gases nocivos.

Aun cuando todos los arreglos necesarios son previstos y, por lo tanto, es posible llevarlos a cabo, las autoridades competentes pueden (particularmente en el caso de cercanía de zonas pobladas o turísticas) prohibir la construcción de estanques, depósitos o embalses, o requerir otras medidas de protección (como plantíos, por ejemplo), lo que aumenta el costo de la operación.

Un depósito o una represa de desechos industriales o mineros debe tener las dimensiones adecuadas para permitir la explotación de la mina o planta por todo el tiempo previsto.

Un proyecto se efectúa dentro de ciertas condiciones tecnológicas o económicas que pueden ser modificadas durante la operación de la obra. Por lo tanto, es importante asegurarse desde el principio que, tal como lo dicta la aplicación racional de la ingeniería civil, al seleccionar la ubicación no se pasen por alto posibles cambios en los parámetros principales que afecten a la operación.

Los conceptos indicados anteriormente no se consideran, de ninguna manera, como limitativos. Su objetivo es demostrar que las técnicas generalmente usadas por los ingenieros proyectistas de presas deben ser complementadas por las del personal a cargo de la operación de minas y plantas.

La (s) mejor (es) ubicación (es) de un depósito o presa de desechos industriales o mineros sólo puede (n) ser seleccionada (s) si se tiene una estrecha colaboración entre todas las partes interesadas: ingenieros de operación, ingenieros mineros, químicos, geólogos, ingenieros geotécnicos, ingenieros de presas y otros especialistas.

La selección entre un depósito o un embalse (o una combinación de los dos), depende de la naturaleza y de las condiciones de la operación planeada. Normalmente, la selección se asigna al ingeniero civil que interviene (o debería intervenir), para aprovechar técnica y económicamente las condiciones naturales tales como topografía, geología, hidrología, clima, suelos, etc., en las diversas ubicaciones posibles. El ingeniero debe también obtener costos por unidad de volumen de transporte y vaciado del material a almacenar, así como costos de rehabilitación (como mejoras y refuerzos).

Aun con un buen proyecto inicial, la rehabilitación puede requerirse debido a cambios en el flujo o en el tipo de material de desperdicio, durante el largo período de construcción del depósito. Frecuentemente se necesita el mantenimiento correctivo o la rehabilitación en los taludes exteriores (estas actividades incluyen: selección de material, compactación, drenaje para evitar la presión de poro, etc.) Esto se requiere con menos frecuencia, en el fondo, en los taludes interiores o en los depósitos, al agregar dispositivos para drenaje e impermeabilizantes. En lo posible, se busca:

- en el caso de depósitos, reducir la superficie de los taludes exteriores y aumentar la de los taludes naturales;

- en el caso de los embalses o represas, aumentar la relación: volumen del material almacenado/volumen de las estructuras de retención; esta relación, bastante baja en terreno plano, puede incrementarse significativamente en terrenos accidentados.

Por lo tanto, existen varios tipos de depósitos, según se muestra en las Figs. 1-1 y 1-2 (1). *

* Del artículo R14, Q44 del 12° Congreso ICOLD

1.2 Depósitos

En esta sección se describen cinco métodos para almacenar desechos industriales y de minas.

1.2.1 Tipo A1, de relleno en valle. Este método se usa en un valle natural (o artificial, en el caso de una antigua operación de mina a cielo abierto) que se llena con desechos mineros o industriales. La presa tiene un talud exterior sólo en un lado; pueden realizarse de abajo para arriba o vaciando desde arriba progresivamente a lo largo de las laderas más inclinadas del valle. Las condiciones hidráulicas pueden requerir el drenaje del fondo del valle y la desviación de las aguas pluviales que se captan alrededor del relleno. El tipo de material depositado y la permeabilidad de las laderas superiores y del fondo pueden exigir medidas de impermeabilización. Este tipo de depósito es a menudo el más económico y se adopta siempre que sea posible.

1.2.2 Tipo A2, de relleno transversal al valle. Este depósito de residuos minerales o industriales tiene un talud exterior en ambos lados del valle, aguas arriba y aguas abajo. Por lo general, hay que evitar hacer una represa de aguas de escurrimiento, aguas arriba del depósito en el valle, y prever el drenaje bajo el depósito.

1.2.3 Tipo A3, en ladera de valle. El depósito de jales tiene un talud exterior en 3 lados; si no desciende hasta el fondo del valle debe verificarse lo siguiente:

- la disminución de la estabilidad de las laderas naturales del valle causada por el relleno, ya que el almacenamiento no es un elemento estabilizador de las mismas, como en el caso de los tipos A1 y A2;
- la posibilidad de infiltración por detrás del dique a las laderas naturales, con el riesgo de provocar el in-

cremento de la presión de poro y la contaminación del manto freático.

1.2.4 Tipo A4, en la cima. El depósito es similar al tipo A3, con una altura variable del mismo. Los comentarios y observaciones hechos para el tipo A3 también son válidos en este caso.

1.2.5 Tipo A5, apilamiento (en terreno plano). El depósito tiene un talud externo en toda su periferia. A menudo es el tipo de depósito menos económico, pero el único posible en terreno plano. Se le usa cuando la topografía así lo requiere.

1.3 Presas

1.3.1 Tipo B6, de estructura (presa) transversal al valle. El dique de retención tiene la misma posición que el depósito de jales A2. Pero a diferencia del A2, el talud exterior de este dique sólo se encuentra en un lado de la represa. Debe soportar la carga de los jales parcialmente líquidos depositados aguas arriba. Deben verificarse la estabilidad y los riesgos de erosión de las laderas del valle que sirven de apoyo al dique. Para evitar contaminación por las aguas embalsadas, también debe verificarse la impermeabilidad de toda la superficie aguas arriba del valle. Como en el caso del A1, deben proveerse instalaciones para la derivación de las aguas pluviales.

1.3.2 Tipo B7, en ladera de valle. El dique de retención tiene la misma posición que la del tipo A3; se encuentra conformado por tres lados del depósito y soporta la carga de los jales depositados. Deben verificarse la estabilidad, los riesgos de erosión y la impermeabilidad del valle.

1.3.3 Tipo B8, dique circundante. La presa rodea al depósito por todos lados. Este caso es aplicable a terreno plano. Deben verificarse la estabilidad de los cimientos del talud, así como la impermeabilidad del terreno natural.

1.3.4 Tipo B9, de incisión. El depósito está parcialmente enterrado. El dique sólo afecta a parte de su periferia. Este tipo es aplicable por lo general en terreno plano. Es una combinación de los tipos B7 y B8 y constituiría el caso límite del tipo B8 cuando la altura del dique y la profundidad del relleno fueran variables. Los comentarios hechos sobre los tipos B7 y B8 son válidos.

1.3.5 Tipo B10, sistema complejo: estructura transversal al valle, en ladera. Es una combinación de los tipos B6 y B7, por lo que son válidos los comentarios hechos para los mismos.

1.3.6 Tipo B11, relleno transversal al valle, con dos diques de retención, como se muestra en la Fig. 1-2. El primer dique está en el lado de aguas abajo y el segundo en el de aguas arriba. Los jales se almacenan entre los dos diques, que pueden construirse con material de préstamo, tierra o roca, o utilizando los mismos jales si son bastante gruesos. El río se desvía por medio de túneles del tamaño apropiado para la ave-

nida de proyecto. En virtud de que la distancia entre los dos diques puede ser definida arbitrariamente, este tipo de depósito permite almacenar grandes volúmenes de jales. Tiene la ventaja de que el volumen de los jales es pequeño con respecto al volumen de almacenamiento de la presa; es decir, se requiere menos material grueso para construir una obra estable (2).

BIBLIOGRAFIA

1. "Mine Refuse Impoundments in the United States", Wahler, W.A. and Schlick, D.P., Proceedings 12th International Congress on Large Dams, Question 44, Report R14, México, D.F., México, 1976.
2. "Experience from the Construction of Dams for Tailing Dumps in the People's Republic of Bulgaria", Ilievs, S. Nikolov and G. Avramo, Proceedings 12th International Congress on Large Dams, Question 44, Report 17, México, D.F., México, 1976.
3. Canmet, Canadá - Center for Mineral and Energy Technology, "Pit Slope Manual - Chap. 9 - Waste Embankments".

2. EXPLORACION DE LA UBICACION SELECCIONADA

2.1 Selección de los Sitios

La exploración de los sitios o de las ubicaciones posibles debe proporcionar a los proyectistas el conocimiento de todos los elementos necesarios para la selección del mejor tipo de depósito (ver capítulo 1) que responda a los criterios impuestos por la economía, la estabilidad del dique, la seguridad pública y una explotación óptima. La magnitud de los trabajos de exploración está regida por:

- las dimensiones del depósito y de los diques;
- la complejidad del lugar;
- las consecuencias de una posible falla;
- los riesgos de contaminación atmosférica o de aguas

En caso de que la altura del depósito o de la represa exceda 10 m, la exploración deberá incluir (además de pruebas y una evaluación de las características de la cimentación, zonas de préstamo y de los residuos industriales y mineros) el mismo tipo de información que se obtiene para una presa hidráulica y que cubre:

- topografía, incluyendo la localización de ríos, arroyos, viviendas, instalaciones y obras subterráneas;
- geología (naturaleza, propiedades y disposición de las diferentes capas o estratos y formaciones, afloramientos de rocas, características geológicas, karst, sismicidad);
- hidrología (caudal de arroyos, inundaciones, localización y fluctuaciones en el manto freático);

- climatología (distribución y valores extremos de la precipitación pluvial; patrones de temperatura, evaporación, heladas, duración y penetración de las mismas; nevadas);

- utilización de aguas superficiales y subterráneas.

El conocimiento de la geología regional es necesaria para la ubicación adecuada de los sondeos de perforación y para determinar la extensión de las capas de arcilla y grava que pudiera haber. Los informes de perforación, a su vez, ayudan a confirmar la geología del lugar. Los diversos tipos de rocas, las fallas y la mineralización, necesarios para la delimitación de los yacimientos, también ayudan en la selección de un sitio apropiado para los depósitos de jales.

Jamás debe suponerse que no existe mineral que pueda ser explotado rentablemente debajo de un depósito de jales. Esto deberá verificarse por medio de perforaciones. Luego, si la capa superficial es poco profunda deberá perforarse y muestrearse hasta la capa rocosa o hasta una base firme para la cimentación de la presa.

Deben tomarse muestras inalteradas y realizar ensayos para evaluar propiedades geotécnicas tales como granulometría, resistencia al esfuerzo cortante, cohesión, densidad, contenido de agua y clasificación del suelo. Los desperdicios del desmonte, de ser usados para la construcción de presas, deben ser ensayados para determinar sus propiedades geotécnicas. Deberán excavar pozos a cielo abierto dentro del área del depósito y se deberán realizar muestreos para determinar si el material puede ser utilizado para la construcción de diques. Es importante conocer la clase y el volumen de los diversos materiales disponibles.

La presa de jales debe proyectarse para resistir el máximo sismo probable en el lugar. La magnitud, la distancia del lugar y la profundidad del máximo sismo

registrado deben considerarse y, a partir de estos datos, podrán predecirse su aceleración máxima en lecho rocoso, velocidad máxima y desplazamiento.

El ingeniero proyectista debe conocer el clima de la zona, haciendo uso de la información en las oficinas gubernamentales de meteorología más cercanas, a menos que se encuentren alejadas de la ubicación de la(s) mina(s), en cuyo caso deberá instalarse una estación meteorológica en el lugar para registrar la precipitación pluvial por meses, la evaporación, los caudales, la velocidad y la dirección del viento, así como la temperatura. Las bajas temperaturas del invierno pueden afectar el procedimiento de almacenamiento de los jales.

Se debe llevar una cuidadosa bitácora de las perforaciones, indicando los mantos freáticos regionales y aislados y tomando muestras del agua a diferentes niveles en y bajo el dique. Deberán conservarse las perforaciones debajo del dique para hacer pruebas periódicas de la calidad del agua antes de la operación de la mina, así como durante toda su vida.

La información que deberá ser obtenida en un programa de exploración, aun cuando es comparable a la que se obtiene para presas de agua, presenta algunas diferencias debido a las características de las operaciones mineras o industriales planeadas, ya que puede tener influencia sobre la operación misma.

La topografía es importante para determinar:

- el tipo más económico de depósito que pueda realizarse;
- el método de vaciado (de arriba o desde abajo; ver capítulo 4);
- las alturas previstas del dique, en función del espacio para el almacenamiento y del volumen de jales, así como de la velocidad permitida para el aumento de la altura del almacenamiento.

La localización de arroyos y ríos, así como las condiciones hidrológicas, adquieren una gran importancia debido a los riesgos de contaminación del agua por los productos de la operación en estudio. La permeabilidad del suelo reviste una gran importancia por la misma razón.

Los sismos pueden originar la licuación del material depositado, modificando el equilibrio del dique, aun cuando ni éste ni sus cimientos lleguen a licuarse.

El proyecto debe ser tal que la captación del agua de lluvia no modifique de manera significativa el nivel del agua en los vasos de sedimentación, debiendo fijarse estos niveles para seguridad y con el objeto de obtener el grado de clarificación deseado en la operación. De igual manera, las heladas no deben ocasionar una suspensión inesperada de la operación, impidiendo la evacuación de escurrimientos o provocando un aumento inaceptable en la presión de poro.

Las fuentes de información y los métodos usados para obtener los datos necesarios son los mismos que los empleados para el estudio de presas hidráulicas. La diferencia reside esencialmente en el estudio de las propiedades y las características de los jales mineros o residuos industriales y sus efectos en el comportamiento del almacenamiento.

En cuanto a la topografía, se hace uso de mapas y fotografías aéreas. Si no las hay disponibles, pueden hacerse nuevos levantamientos fotográficos o fotogramétricos, en caso necesario. Por lo general se hacen estudios preliminares en mapas a escala 1:5000, con curvas de nivel a cada 2.5 m. Los estudios detallados se hacen a mayor escala con curvas de nivel más próximas. Los mapas deberán incluir: curvas de nivel, afloramientos de rocas, áreas boscosas, drenaje superficial o subterráneo, caminos de acceso y todos aquellos elementos que puedan afectar o ser afectados por el depósito, alterar la seguridad del mismo, o afectar los puntos de levantamiento, pozos y perforaciones.

Para la geología se hace uso de mapas y documentos existentes y se realiza una investigación adicional por medio de pozos a cielo abierto, zanjas, galerías, perforaciones con muestreo y pruebas geofísicas y de agua. Todas las anomalías naturales como fenómenos artesianos, karst o arcillas expansivas, o las artificiales como las obras mineras, se buscan y se identifican. El equipo usado, la técnica y las muestras obtenidas (remoldeadas o inalteradas) pertenecen a la ingeniería civil.

Para la hidrología y la climatología se acude a los servicios reconocidos de alguna empresa y a los métodos habituales en el estudio de presas de agua.

2.2 Propiedades y Características de los Desperdicios de Minas e Industriales

2.2.1 Propiedades

Aun cuando los suelos y las aguas que se encuentran en la ingeniería de presas de agua son por lo general químicamente neutros, éste no es a menudo el caso para los residuos mineros e industriales. Su composición varía de acuerdo con la naturaleza y las condiciones de la explotación y tiende a modificarse con el tiempo. Los desperdicios pueden contener sales solubles y tóxicas.

En las minas de carbón, los desperdicios tienen un alto contenido de esquistos y lutita limosa o arenosa; los esquistos y la lutita limosa pueden alterarse a la larga. Los residuos contienen componentes gruesos y finos que pueden almacenarse juntos o por separado. Los elementos gruesos se usan para construir presas de retención que almacenan elementos más finos por vía húmeda. En algunos casos, los lodos se filtran y el "pastel" o pasta se mezcla con los elementos más gruesos. El material filtrado está húmedo cuando sale de la planta y puede endurecerse durante su transporte.

Un depósito reciente de desperdicios de carbón es normalmente neutro (ligeramente alcalino), pero la intemperización puede aumentar su acidez.

Un alto grado de acidez y un alto contenido de sales de manganeso, fierro o particularmente aluminio, puede volver tóxico al efluente y dañar la vegetación.

En las minas de asbesto, los desechos gruesos y los finos pueden ser depositados por separado; por lo general se transportan a un depósito común en estado seco. Estos desechos contienen elementos arcillosos que, al ser expuestos a la atmósfera y al agua (ya sea atmosférica o de rociado antipolvo), pueden afectar la estabilidad del depósito.

En las minas de cobre, plomo, zinc y fierro, los jales pueden contener mucho azufre, particularmente en la forma de sulfuro de fierro. Los sulfuros son más pesados que los elementos silíceos y se sedimentan a mayor velocidad. Al oxidarse pueden formar costras duras que impiden o limitan el drenaje.

Un alto contenido de sulfuros puede acarrear una ignición y una combustión espontánea; agregando estos peligros a los debidos a la contaminación del agua. Es posible apagar la combustión cubriendo o mezclando lodos de desecho, pero éstos pueden perjudicar la estabilidad del depósito.

En las minas de oro, el mineral es tratado con cianuro de sodio, que es altamente tóxico. Afortunadamente, el cianuro se oxida muy rápidamente al ser expuesto al aire para formar compuestos inocuos. Cuando el oro está asociado a piritas, algunas de las cuales permanecen en los jales, pueden desarrollarse condiciones ácidas debidas a la oxidación.

En las minas de uranio se usa ácido para lavar el mineral; el efluente tiene un pH muy bajo y un alto contenido de metal. Los efluentes deben recolectarse.

controlarse y tratarse, de ser necesario; también deben reducirse al mínimo las infiltraciones. Los jales de uranio y sus efluentes emiten radiación y radón. Estas emanaciones deberán igualmente controlarse, en caso necesario.

En las minas o canteras de pórfido, los jales son ricos en cuarzo y silicato. No tienen cohesión pero sí un ángulo de fricción interna muy alto. Pueden usarse para construir diques, teniendo en cuenta sin embargo, su gran susceptibilidad a la erosión por el viento y el agua, lo que requiere que se siembre vegetación en los taludes o se les recubra con una capa de material grueso no erosionable.

En las plantas de potasio, los desechos varían en tamaño, desde granos de 5 mm hasta la sal en solución y tienen un contenido de cloruro de potasio (ClK) admisible, con un contenido variable de arcillas insolubles (carbonatos y silicatos). Se les bombea de vuelta a depósitos de decantación en estado de salmuera saturada. Los componentes gruesos se asientan y drenan rápidamente formando depósitos estables.

Las partículas finas se depositan lentamente, generando aire y produciendo a menudo espuma en la superficie del depósito. Se debe prever una superficie suficiente de decantación del depósito, así como cribas "tranquilizantes" a la entrada del depósito, para detener la espuma. Se han encontrado dificultades cuando sólo hay un depósito de decantación (fugas de salmuera o dilución de la salmuera por el agua de lluvia). Es preferible prever depósitos naturales para los desechos de potasio, o construir diques con material de préstamo, o disponer de depósitos separados para la decantación final de la porción arcillosa de los desechos. La infiltración en el suelo de la salmuera deberá ser limitada al máximo debiendo cerciorarse de que los suelos en el fondo del depósito tengan una permeabilidad muy baja o, alternativamente, colocar una membrana impermeable.

Los conceptos indicados no son limitativos. Los métodos de exploración requieren del uso de técnicas diferentes a las de la ingeniería civil, especialmente los campos de la química y la mineralogía.

2.2.2 Características Mecánicas

Jales

Como en el caso de los suelos, los jales tienen características de identificación, resistencia y deformación, medidas por lo general con pruebas de mecánica de suelos. Los desechos y los suelos son un medio de tres fases (granos sólidos, líquido y gas en los poros). Sin embargo, con más frecuencia que en la mecánica de suelos, en los desechos se encuentran condiciones particulares, tales como:

- granos de naturaleza poco usual, v. gr. hojuelas o material con comportamiento tixotrópico, como la bentonita;
- líquido en los poros diferente al agua de pH neutral;
- gas en los poros diferente al aire, que trae consigo condiciones particularmente cambiantes (sales solubles que, a la larga, cementan los materiales depositados).

Las características de los jales se determinan de acuerdo con técnicas bien conocidas de la ingeniería civil. Las siguientes propiedades son de particular importancia:

a) Para identificación:

- La curva granulométrica y el coeficiente de uniformidad

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Los jales pueden presentar una gran variación de granulometría, yendo de granos gruesos a partículas coloidales;

- Los límites de Atterberg: el límite líquido LL, el límite plástico LP y el índice plástico $IP = LL - LP$. La nomenclatura deberá apegarse al léxico publicado en "Geotechnique, Vol. 2, No. 1, pp. 84-86", o cualquiera otra nomenclatura publicada más recientemente. Para los desperdicios de carbón, el LL se sitúa generalmente entre 20 y 60% y el IP entre 0 y 30%;

- El contenido de agua w (%);
- El peso volumétrico de los granos γ_s ,
del material húmedo γ_h ,
del material seco γ_d ,
del material saturado γ_{sat} ,
del líquido en los poros γ_w .

Para los desperdicios, γ_s se encuentra por lo general entre 25 y 35 kN/m³, según su composición mineralógica. La relación de vacíos e o la porosidad η puede establecerse de los coeficientes γ_s y γ_d ; las características de los desperdicios pueden compararse con la densidad máxima de la prueba Proctor estándar.

- la velocidad de variación de γ_h en función de la profundidad;
- la densidad relativa dada por:

$$D_r = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \cdot 100 = \frac{\gamma_{máx}}{\gamma_d} \cdot \frac{\gamma_d - \gamma_{mín}}{\gamma_{máx} - \gamma_{mín}} \cdot 100$$

- el coeficiente de permeabilidad k (m/s). Las condiciones del depósito de desperdicios a menudo conducen a una permeabilidad horizontal de 10 a 100 veces mayor que la permeabilidad vertical;

- el tiempo de drenado o secado de las arenas de jales;

- el promedio ponderado de la relación peso/volumen para su uso en el proyecto durante el llenado de jales y su abandono ulterior.

b) Para resistencia:

Los parámetros del esfuerzo cortante Φ' y c' se obtienen de las pruebas de corte directo o de compresión triaxial llevadas a cabo en muestras inalteradas. El esfuerzo cortante no drenado c_u puede obtenerse de pruebas de compresión triaxial o de pruebas *in situ*, tales como la prueba con aparato de veleta. Φ' representa el ángulo de resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos y c' la ordenada de cohesión en el origen, en términos de esfuerzos efectivos.

En el caso de los minerales de desecho, por lo general se usa $c' = 0$ y Φ' entre 22° y 34° para la explotación de carbón, y entre 30° y 36° para otras explotaciones.

c) Para la consolidación:

Las mediciones más comunes se efectúan mediante el consolidómetro, que da:

- la curva $e = f(p)$, que da la variación de la relación de vacíos e , como una función de la presión aplicada p ;

- la presión máxima de preconsolidación p_c ;

- el índice de compresión C_c ;

- el coeficiente de consolidación C_v ;

- el grado de consolidación U .

Para estudios más avanzados (por ejemplo, la licuación causada por un sismo), la variación de los módulos de deformación puede determinarse en términos de la deformación o esfuerzos aplicados, siguiendo la misma técnica que se utiliza para los suelos.

Jales Depositados

Las características mecánicas de los jales almacenados depende de la manera en que son depositados (referirse al Capítulo 4, Secciones 4.2.2. y 4.2.3.).

Cuando los jales se depositan por medio de espigas (ver Glosario para su descripción) sobre una playa no sumergida, las partículas más gruesas se depositan primero, seguidas por un depósito acorde con el tamaño de las partículas o de los granos, con sedimentación de los lodos en la represa. La separación de los materiales depende del coeficiente de uniformidad, así como de la densidad y la cantidad de pulpa (lodos). Es necesario predecir el patrón de separación de los jales depositados en cuanto a grosor y tamaño de los granos, densidad, resistencia al corte y permeabilidad. Es sobre esta base que se determina el método de construcción de una presa de jales (referirse al Capítulo 4). Se han desarrollado métodos analíticos (40 y 41) y empíricos (42) para predecir estas características y patrones de separación. También pueden obtenerse resultados positivos por analogía con obras existentes.

La separación natural de los jales aumenta la estabilidad de la represa, ya que el material más grueso (con un mayor potencial para resistencia) se deposita en sus zonas exteriores, lo que asegura la estabilidad.

La separación tiene asimismo un efecto favorable sobre la infiltración (39). El material depositado en las zonas exteriores es más permeable, mientras que en las zonas internas es más impermeable. La relación del coeficiente de permeabilidad en la playa cercana a la cortina con la de su extremo lejano, cercano al estan-

que, puede variar de 100 a 1000. Esto produce un manto freático más bajo que en el caso de una presa de jales homogénea.

Es por tanto importante que el depósito por medio de espigas esté bien hecho, para que se pueda lograr una separación más fuertemente demarcada. En el depósito por medio de espigas bajo el agua, la separación es mucho menos marcada y puede a veces no tomarse en cuenta.

En el caso de jales depositados por medio de hidrociclones, la resistencia al esfuerzo cortante es mayor, alcanzando valores de 30 a 40° en el ángulo de fricción interna. La resistencia al esfuerzo cortante depende, como la densidad, del proceso de depositación y de la compactación, la cual sólo es posible con máquinas de transporte o equipo especial para efectuarla.

2.3 Propiedades y Características de los Terrenos de Cimentación y de los Bancos de Préstamo

Como se ha indicado, las propiedades de los terrenos para cimentación y de préstamo, así como los medios para obtenerlas, son idénticos a los ya considerados y usados para el estudio de una presa de agua.

Las características mecánicas a determinar (identificación, resistencia y deformación) son las mismas antes presentadas en relación con los desechos.

Además, deben investigarse las modificaciones que pueden ocasionar los desechos a las características mineralógicas, físicas y químicas del suelo. Deberán considerarse siempre los posibles efectos dañinos del agua infiltrada, aun cuando la infiltración sea en pequeñas cantidades.

Como en el caso de una presa de agua, pueden seleccionarse las zonas de préstamo de material, con idea de asegurar funciones diferentes o combinadas de

estabilidad (alta resistencia al esfuerzo de corte) e impermeabilidad (permeabilidad prácticamente nula) o de drenaje (alta permeabilidad).

2.4 Exploración Geotécnica

De lo anteriormente expuesto se deduce que la exploración geotécnica requerida deberá incluir:

- un reconocimiento geológico y geotécnico del lugar;

- pruebas *in situ* ;
- pruebas de laboratorio;
- datos de lugares similares.

Las inspecciones del lugar realizadas por un geólogo y un ingeniero geotécnico permiten definir y establecer los programas de reconocimiento que, en su opinión, son necesarios por medio de pozos, zanjas, galerías, sondeos mecánicos y geofísicos (según se indica en el párrafo 2.1)

Las pruebas *in situ* se llevan a cabo, cuando menos parcialmente, durante el programa de perforación. Estas comprenden:

- la instalación de piezómetros para la medición de presión de poro en diferentes épocas del año, antes y después de la época de lluvias;

- en algunos materiales, pruebas de agua a diversos niveles durante la ejecución del sondeo, para determinar la permeabilidad de suelos y rocas, por inyección o preferentemente por extracción de agua, con piezómetros de control localizados a diversas distancias del pozo de bombeo;

- pruebas *in situ* en los sondeos (prueba de penetración estándar, penetrómetros o medidores de presión, aparato de veleta, etc.) para obtener los parámetros de resistencia y deformación del terreno natural;

- medición de la densidad *in situ* (con arena o con densímetro de membrana, o con un densímetro nuclear).

El programa de exploración debe incluir sondeos profundos para verificar la presencia de yacimientos minerales que pudiera haber debajo del sitio propuesto y cuya extracción pudiera afectar la estabilidad futura.

Todas estas pruebas son idénticas a las que se realizan para una presa de agua. De ser posible, se agrega el estudio de depósitos de jales existentes, incluyendo:

- perforaciones con recuperación de muestras intactas, cuyas características de resistencia e impermeabilidad serán comparadas en función de la edad de los depósitos (como en el caso de los terrenos de cimentación);

- pruebas en los sondeos (permeabilidad, penetración estándar, etc.);

- instrumentación (piezómetros, medición de presión de poro y de deformación, fotografías a intervalos regulares, etc.) para seguir el comportamiento del depósito durante toda su operación;

- análisis químico de efluentes

Estas pruebas *in situ* en los depósitos de jales se complementan de manera útil con toda la información suministrada por las personas que trabajaron en el lugar, así como con la información sobre los métodos de construcción y equipo usados, observaciones previas, etc.

Deberán hacerse pruebas de laboratorio para medir las características de los materiales, como se expone en el párrafo 2.2, de acuerdo con la ASTM u otras normas con reconocimiento nacional. Son idénticas a las que se hacen para las presas de agua y bien conocidas de los proyectistas de dichas presas convencionales.

Además de las pruebas en terrenos de cimentación y bancos de préstamo de material, los estudios de laboratorio deberán incluir a los jales mismos para determinar sus modificaciones químicas y mineralógicas, junto con las variaciones en sus características, por medio de mediciones en muestras obtenidas en los depósitos existentes, de ser posible. Estas muestras deberán ser lo más antiguas posibles, con una composición del mismo tipo de material que se utilizará en la estructura que se proyecta.

También pueden llevarse a cabo pruebas de laboratorio sobre muestras previamente sometidas a envejecimiento acelerado. Tales pruebas (ciclos de saturación/secado, congelamiento/deshielo, ataques por ácido o cualquier otro producto o substancia que produce reacción en los jales) no dan, en la mayoría de los casos, la resistencia final esperada que debe considerarse para cálculos de estabilidad. Sin embargo, indican los riesgos de alteración y suministran la información requerida para buscar medios de corregir y retrasar la alteración.

Las pruebas de envejecimiento acelerado no tienen por objeto substituir la determinación de las características y del comportamiento de depósitos antiguos de residuos industriales. Estos depósitos constituyen, empero, un complemento útil a las pruebas de envejecimiento acelerado.

La exploración geotécnica deberá ser seguida, clasificada y presentada por un observador experimentado, capaz de modificar los programas de investigación para adaptarlos a las condiciones encontradas en el lugar.

Aun cuando hay analogía entre ciertos aspectos de las presas de agua y las presas de jales, las exigencias específicas de proyecto para estas últimas requieren conocimientos especializados de ingenieros experimentados en este campo.

BIBLIOGRAFIA

1. F. Baguelin, J.F. Jézéquel y D.H. Shield "The Pressuremeter and Foundation Engineering", Trans. Publications - 1978.
2. J. Biarez, Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents", Thèse - Université de Grenoble - 1962.
3. A.W. Bishop y DJ Henkel, "The Measurement of soil properties in the triaxial test", London 1957.
4. H. Cambesfort, "Introduction à la Géotechnique" - Eyrolles 1971 "Géotechnique de l'Ingénieur" - Eyrolles 1972.
5. Canmet, Canadá - Centre for Mineral and Energy Technology" Pit Slope Manual - Chap. 9 Waste Embankments.
6. A. Caquot, "Equilibre des massifs à frottement interne", Gauthier-Villars - 1934.
7. A. Caquot y J. Kérisel, "Traité de Mécanique des Sols", Gauthiers-Villars - 4^e Edition - 1966.
8. M. Cassan, "Les essais in situ en mécanique des sols" - Tome 1 et 2, Eyrolles - 1978.
9. G. Castany, "Traité pratique des eaux souterraines", Dunod - Paris 1967.
10. Chow, Ven Te, "Handbook of applied hydrology", Mac Graw-Hill 1964
11. A. Collin, "Recherche expérimentale sur les glissements spontanés des terrains argileux, accompagnée de considérations sur quelques principes de mécanique terrestre", Carilian-Goeury - Paris 1846
12. J. Costet y G. Sanglerat, "Cours pratique de mécanique des sols 1) Plasticité et calcul des tassements - 2) Calcul des ouvrages, Dunod - 1975.
13. Cours de mécanique des sols à l'E.N.P.C. (M.M. J. Legrand, Schlosser, Pilot, et al . . .)
14. J.P. Giroud, "Tassement et stabilité des fondation superficielles", Presses Universitaires de Grenoble (1975).
15. J.P. Giroud, "Table pour le calcul des fondations", Volumes 1 et 2 - Dunod 1972.
16. G. Filliat, "La pratique des sols et fondations", Editions du Moniteur - Paris 1981

17. P. Habib, "Précis de Géotechnique", Dunod -1973.
18. T.W. Lambe, "Soil Testing for Engineers", John Wiley - N.Y. 1951.
19. T.W. Lambe y R.V. Whitman, "Soils Mechanics", John Wiley and Sons - N.Y. 1969
20. G.A. Leonards, "Les Fondations", Dunod - 1968.
21. Professeur Ch. Levêque - Université de Bordeaux I, "Géologie appliquée au Génie Civil - au Génie Nucléaire at à l'environnement" (en cours d'impression)
22. CH. Mallet y J. Pacquant, "Les barrages en terre", Eyrolles - Paris 1951.
23. A. Mayer, "Précis de mécanique des sols", 3ème édition - A. Colin 1959. "Les terrains perméables", Dunod - 1947.
24. G. Millot, "Relation entre la constitution et la genèse des roches argilieuses", Géologie appliquée et prospection minière - 1949.
25. R. Peltier, "Manuel de laboratoire routier", Dunod 1954.
26. Post y Londe, "Les barrages en terre compactée", Gauthiers-Villars 1953.
27. G. Sanglerat, "Le pénétromètre et la reconnaissance des sols", Dunod - 1965.
28. G. Schneebeli, "Hydraulique souterraine", Eyrolles - 1966.
29. H. Schoeller, "Les eaux souterraines", Masson et Cie - Paris - 1962.
30. Sherard, Woodward, Gilzienski y Clevenger, "Earth and rock fill dams", John Wiley and Sons - N.Y. 1963.
31. D.W. Taylor, "Fundamentals of Soil Mechanics", John Wiley and Sons - N.Y. 1956.
32. G.P. Tschebotarioff, "Soils Mechanics Foundations and Earth Structures", Mac Graw Hill - N.Y. 1952. "Foundation, Retaining and Earth Structures", 2^e Edition - 1973.
33. K. Terzaghi, "Mécanique théorique des sols", Dunod - 1951.
34. K. Terzaghi y R. Peck, "Mécanique des sols appliquée", Dunod - 1957.
35. J. Verdeyen, V. Voisin, J. Nuyens, "La mécanique des sols", Dunod - 1968.
36. F.C. Walker, J.W. Hilf, W.W. Daehn, W.G. Holtz, A.A. Wagner y H.I. Gibbs, "Earth Manual", Bureau of Reclamation - Denver - Colorado.
37. Ph. D. Wayne, C. Teng, "Calcul des fondations et des murs de soutènements", Eyrolles - 1966.
38. Hans F. Winterkorn y Hsai-Yang Fang, "Foundations Engineering Handbook", V.N.R. - N.Y. 1975.
39. Abadjiev C.B. (1976), Seepage Through Mill Tailing Dams, Douzième Congrès des Grands Barrages, México, 1976. Vol. 1, pp 381-394.
40. Melentiev V.A., N.P. Kilpashnikov and B.A. Volnin, "Hydraulically filled hydraulic structures", Ed. "Energy", Moscow, 1973.
41. Provisional instructions for the construction technology of spigotted mill tailings dams (RSN 275 - 75) Ed. Gosstroj, Kiev, 1975 (in Russian).
42. Instructions for the evaluation of the mechanical characteristics of the materials in tailings dams, Ed. MEHANOBR, Leningrad, 1979 (in Russian).
43. ASCE, Proceedings of the Conference on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials - June 1976 - 1977
44. Y. Atlan, M. Desurmont, JM Vagneron, Stériles et déchets miniers des digues à stériles, BRGM - Rapport n° 78 SGN 570 GEG.
45. F. Baguelin y JF Jézéquel, Expansion de sondes cylindriques dans les sols cohérents, Bulletin de liaison du L.C.P.C. n° 51.
46. Barres M. et al. (1978), Étude du comportement hydrodynamique et de l'évolution chimique des déchets miniers fins en décharge, Journées d'Études sur l'Environnement, BRGM, 1978.
47. J. Biarez, M. Cassa, M. Meunier, A. Tontoni, Contribution à l'étude des pénétromètres statiques et dynamiques, Symp. Européen sur les essais de pénétration - Stockholm, 1974.
48. L. Bjerrum, Fundamental consideration on the strength of soils, Geotechnique - Vol. II - 1951.
49. Brandela M., Stockage, stabilisation et valorisation des résidus de l'industrie minérale, Industrie Minérale.
50. J. Brinch Hansen, Vane tests in a norwegian quick-clay, Geotechnique - Vol. 2 - 1950.

51. Casagrande L. (1974), Design and Construction of Tailings Dams Stability in open Pit Mining, Brawner C.O. et Milligan V. Editeurs - pp. 181-204.
52. Chafet A.B. (1975), Guidelines for Designing, Constructing and Operating Tailings Dams and Ponds, EM/J, diciembre 1975, Págs. 89-90.
53. Department of Energy, Mines and Resources (1972), Tentative Design Guide for Mine Waste Embankments in Canada, Technical Bulletin TB 145, Mines Branch Mining Research Center, Ottawa, 1972.
54. Dobry R. y Alvarez L. (1967), Seismic Failures of Chilean Tailings Dams, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering, Division, ASCE, vol. 93, n° SM6, pp. 237-260
55. Down C.G. y Stocks J. (1976), The Environmental Problems of Tailings Disposal at Metal Mines, Department of the Environment Research, Report n° 17, Royaume Uni.
56. Florida Statutes, Rules of the Department of Pollution Control, Capítulo 17-9 (1972) "Minimum Requirements for Earthen Dams and Phosphate Mining and Processing Operations" - Tallahassee, Floride.
57. Galpin A.L. (1971), The control of water in tailings ponds, Second International Conference on Stability in Open Pit Mining, Vancouver, Nov. 1971, pp. 173-196.
58. Goodman R.E. y Seed H.B., Earthquake Induced Displacements in sand Embankments, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, n° SM2, 125-146.
59. Hamel V.J. y Gunderson (1973), Shear Strength of Homestake Slimes Tailings, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 99, n° SMS, mayo de 1973, pp. 427-432.
60. Hird C.C. y Humphreys J.D. (1977), An experimental scheme for the Disposal of Micaceous Residues from the China Clay Industry, Quarterly - Journal of Engineering Geology, vol. 10, pp. 177-194.
61. Holubec I. (1976), Geotechnical Aspects of Coal Waste Embankments, Canadian Geotechnical Journal, vol. 13, pp. 27-39.
62. Jézéquel J.F., Les pénétromètres statiques, influence du mode d'emploi sur la résistance en pointe, Bulletin de Liaison des LCPC - n° 36 - Janvier 1969.
63. Jézéquel J.F., Pinel M., Ravillay G. Pénétromètre électrique à mesure continue, Bulletin de Liaison des LCPC - n° 36 - Janvier 1969.
64. Kleiner D.E. (1976), Design and Construction of an Embankment Dam to Impound Gypsum Wastes, Douzième Congrès des Grands Barrages, México, Vol. 1, pp. 235-250.
65. Klohn E.J. (1972), Tailings Dams in British Columbia, Geotechnical Practice for Stability in Open Pit Mining Brawner C.O. et V. Milligan Editeurs, pp. 151-172.
66. Klohn E.G. et Maetman C.H. (1972), Construction of Sound Tailings Dams by spigotting, Tailing Disposal Today, L. Aplin et G.O. Argall Editeurs, pp. 237.
67. P. Laréal, G. Sanglerat, J. Gielly, Comparaison des essais de pénétration effectués avec différents pénétromètres statiques et dynamiques. Correlations between *in situ* penetrometer tests and the compressibility characteristics of soils - Londres 1969, Symp. Europ. sur les Essais de pénétration - Stockholm 1974.
68. L.C.P.C., Essai statique de fondations profondes, Dunod 1970. Essai pressiométrique normal, Dunod 1971. Le tassomètre pour la mesure des tassements, Dunod 1971. Essais de plaque et mécanique des chaussées, Bulletin de Liaison des LCPC - Février 1965.
69. León J.L. (1976), Seismic Analysis of a Tailings dam, Douzième Congrès des grands barrages, México, 1976, vol. 1, pp. 211-234.
70. Londe P., Guerber P., Laplace G. et Poutot G. (1976), Barrage de Berrien pour le stockage des stériles, Douzième Congrès des Grands Barrages, México, 1976, Vol. 1, pp. 19.
71. L. Menard, An apparatus for measuring the strength of soils in place, Thèse - Université de l'Illinois - 1956. Mesure *in situ* des propriétés physiques des sols - Annales des Ponts et Chaussées - mayo de 1957. Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, Sol-Soils - Vol. 11 n° (1963).
72. G.G. Meyerhoff, Penetration test and bearing capacity of cohesionless soils, Proc. ASCE - Vol. 82 - SM1 et SM3 - 1966.
73. Morgenstern N.R. and V.E. Price, The analysis of the stability of general slope surface, Geotechnique - Jun 1965.
74. Newmark N.M. (1965), Effects of Earthquake on Dams and Embankments, Geotechnique - Vol. 15, n° 2, pp. 139-160.
75. Pettibone H. y Dankealy C. (1971). Engineering Properties of Mines Tailings. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97 n° SM9, septiembre 1971, pp. 1207-1226.
76. R.R. Proctor, The design and Construction of rolled dams. Engineerings New Record - Agosto 1933.

77. Raffinot P., Gistau H., Casalis J.A. y Audoli H. (1972), Construction des aires d'épandage des rejets des laveries de flottation, *Revue de l'Industrie Minérale/Mineralurgie*, n° 3, pp. 116-134.
78. Robinsky E.I. (1975), Thickened Discharge - A new approach to tailings disposal, *CIM Bulletin*, Décembre 1975, pp. 47-53.
79. G. Sanglerat, Pénétrromètre statique et dynamique - Le pénétromètre statique et la prévision des tassements. Séminaire CAST - INSA Lyon 1971.
80. G. Sanglerat et Lareal, State of the Art in France, Symp. Europ. sur les essais de pénétration - Estocolmo 1974.
81. Seed H.B., A method for earthquake resistant design of earth dams, *Journal Soils Mechanics and Foundations Division - ASCE*, Enero 1966.
82. Seed H.B., Lee K.L. e Idriss I.M., Analysis of Sheffield Dam Failure, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, Vol. 95, nº SM5, pp. 119-1218.
83. Seed H.B., Lee K.L., Idriss I.M. et Makdisi F. (1973), Analysis of the slides in the San Fernando Dams during the earthquake of Feb. 9, 1971, *Rapport n° EERC 73-2*, Universidad de California, Berkeley.
84. Shields D.H. (1975), Innovation in tailing disposal, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 12, pp. 320-325.
85. Soderberg R.L. et Busch R.A. (1977), Design Guide for metal and nonmetal tailings disposal, U.S. Bureau of Mines, IC 87 55.
86. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation (1974), Design of small dams, Segunda Edición.
87. Wahler W. et Schlick D.P. (1976), Mine refuse impoundments in the United States, Douzième Congrès des Grands Barrages, México, Vol. 1, pp. 279-320.
88. Standard Soils Testing Methods, publicado por: -ASTM (American Society for Testing and Materials) - C.S.A. (Canadian Standards Association)
89. Laboratory Soils Testing (1952) publicado por the U.S. Army Corps of Engineers.
90. Tailings Disposal Today, *Memorias de First* (Tucson, Arizona, 1972) and the *Second* (Denver, Colorado, 1978) *International Tailing Symposium*.
91. Comptes rendus du 12ème Congrès International des Grands Barrages - Mexico 1976 - Vol. 1 - Question 44.

3. PROYECTO

Este capítulo sobre el proyecto de presas de jales le ofrece al lector una breve reseña de lo que debe considerar un proyectista antes de la construcción de la estructura para retención de los jales. Se han dedicado numerosos libros y artículos a los aspectos específicos del proyecto de presas de jales. Por lo tanto, la intención es hacer hincapié en los aspectos importantes refiriendo al lector a literatura más detallada por medio de las referencias.

3.1 Introducción

3.1.1 Generalidades

Las presas, depósitos o embalses de jales constituyen uno de los principales factores de costos en el beneficio de recursos minerales de baja ley. La localización de las plantas se escoge con base en un análisis de costos en el cual, el almacenamiento de los jales puede y de hecho ha determinado la localización de la planta de beneficio. Las consideraciones ambientales y otros factores tales como disponibilidad de terrenos, centros de población y agua, todos contribuyen a determinar la localización de las presas de jales.

Grandes dificultades y altos costos a menudo resultan de la práctica de proyectar presas de jales de un tamaño, en función de los resultados de investigaciones en un momento dado. Por lo general, unos cuantos años más tarde, se descubren nuevos yacimientos de minerales por lo que se vuelve apremiante ampliar la presa original. Si en las fases iniciales del proyecto no se prevé la posible segunda etapa, su realización resulta imposible o mucho más costosa, además de que el equipo de las presas de jales (torres de decantación, colectores, vertedores, diques y canales de desviación, caminos, instrumentación, etc.) debe ser duplicado. Por ello, al proyectar una presa de jales para un sitio dado es pertinente planear la máxima utilización posible del lugar, de suerte que las etapas sucesivas se

adaptan fácilmente a las precedentes, sin ocasionar problemas mayores o aumentos excesivos en los costos previstos.

El tipo de presa de jales generalmente se determina por la actividad sísmica, la clarificación del agua, las propiedades de los jales y su estabilidad, las condiciones de cimentación, las condiciones hidrológicas, la distribución de los jales y consideraciones ambientales. Estas, en relación con la estimación de costos, deberán incluir factores tales como control de polvos, infiltraciones de agua, control de la contaminación y compatibilidad con la topografía.

El transporte y la distribución de los jales pueden ser determinantes en la selección del tipo de presa, o éste puede determinar el tipo de distribución de los jales. El costo del transporte y de la distribución de los jales puede evaluarse para los diversos métodos de transporte y almacenamiento.

En las regiones frías se consideran inversiones adicionales para prevenir condiciones de congelamiento y deshielo.

Es muy común, después de una evaluación inicial de costos, que resulte más económica una combinación de proyectos de represas. Por lo general, tal combinación demuestra que el demorar los plazos para las inversiones reducirá los costos. La estimación de los costos del transporte y de la distribución de los jales, conjuntamente con los costos de la presa y de las medidas ambientales, generalmente indican el tipo de presa de jales a construir.

Habiendo decidido sobre el tipo de presa de jales, el ingeniero deberá determinar el tamaño, la altura, el procedimiento de operación y la ingeniería de detalle. La presa en su totalidad por lo general incluirá varias etapas, tanto por flexibilidad como por necesidad de operación. La presa de jales tiene otras funciones ade-

más del almacenamiento de los jales. También se usa para la clarificación del agua y a veces como depósito de agua para las operaciones de la planta.

3.1.2 Aptitudes del Proyectista

Pocos son los países que expiden certificados de proyectistas de presas de jales. Sin embargo, los planos para presas de jales deberán ser realizados por ingenieros profesionales; el ingeniero deberá tener conocimientos de mecánica de suelos, hidrología, proyecto de cimentaciones y minería. Aun cuando el proyecto de presas de jales puede ser similar al proyecto de cualquiera otra estructura, hay consideraciones de peso que debe conocer el proyectista, que diferencian a la presa de jales con la de agua.

3.1.3 Características de las Presas de Jales (1)

La presa convencional se construye de material especificado y controlado para almacenar agua. Por otra parte, una presa de jales se construye de material de desperdicio, de préstamo o procesado, o una combinación de cualesquiera de éstos, para almacenar sólidos y agua. La mayor parte de las presas, cuando es posible estructural y económicamente, usan material proveniente de desechos mineros o industriales, haciendo que queden íntimamente ligados el dique y el material almacenado. Se trata entonces de material superficial o de jales industriales. En virtud de que la vida útil de las presas de jales aumenta constantemente, hasta su abandono, los horizontes físicos del dique pueden variar según cambian los procesos tanto de las minas como de la planta. Los jales de las plantas de beneficio, o sea el producto de desperdicio al remover el metal del mineral, es un material triturado y cribado que adopta las características de las arcillas, la arena o el limo, dependiendo de su origen. El contenido de los jales varía desde un 5% de sólidos por peso, tratándose de seco, hasta un 50% de sólidos. Esta gran cantidad de agua se acumula preferentemente detrás de la presa,

para evitar la presencia de agua libre en la misma y para recircularla a la planta o evaporarla. Debido a la baja densidad *in situ* de los jales, la licuación es posible y debe recibir gran atención en una zona sísmica. Los jales también pueden contener materiales corrosivos provenientes de los procesos industriales tales como la lixiviación o deslave de sulfuros, que afecta el drenaje y los sistemas de captación.

Hay asimismo consideraciones específicas que el proyectista debe conocer y que afectan el proyecto de presas de jales, según el producto explotado. Estas consideraciones específicas pueden ser aplicables en diversos países. A continuación se indican las propiedades de algunos de los minerales más importantes:

1. Carbón (2):

a) Combustión espontánea

b) Piritas y lixiviación ácida

2. Metales no ferrosos (1) (cobre, molibdeno, plomo, zinc, etc.):

a) Envergadura de las operaciones de almacenamiento de jales, que a menudo alcanzan 26 km²

b) Hasta 80% de la fracción que pasa la malla # 200 (0.075 mm).

3. Taconita¹:

a) Envergadura de las operaciones de jales, que alcanzan hasta 15 km²

b) Posibilidad de fibras en los jales, por lo que la contaminación de aire y agua representan un problema serio

4. Uranio³:

a) Peligro de radón y radiación

b) Nula descarga de jales, escurrimientos o aguas sobrenadantes. En algunos países se permite la descarga y la infiltración (3, 96, 97)

Otras substancias como los fosfatos² y el petróleo de esquistos poseen características que deben considerarse en el proyecto de presas de jales.

5. Oro:

a) Hasta 90% de la fracción que pasa la malla # 200 (0.075 mm).

b) Baja dispersión de granulometría

c) Muy a menudo ácido

6. Otros - ver párrafo 2.2.1

3.1.4 Almacenamiento de Desechos

Mineros 4, 5, 6:

Un accidente importante respecto al almacenamiento de desechos que tuvo lugar en Buffalo Creek⁶, Estados Unidos de Norteamérica, es evocado con frecuencia por los mineros. Una tempestad en el Estado de Virginia del Oeste en 1972 precedió la falla repentina de una presa de desperdicios de carbón, causando grandes daños y muchas muertes. Hasta entonces el almacenamiento de desechos mineros era considerado "un arte oscuro". Debido al accidente en cuestión, así como al desastre en Aberfan, Gales, en 1966, se han establecido en muchos países del orbe leyes y reglamentos para el almacenamiento de esos desechos y dependencias responsables de su aplicación. En los Estados Unidos se organizó la "Mine Safety and

Health Administration of the Department of Labor". En Gran Bretaña se impuso el control a través de la ley "Mines and Quarries (Tips) Act", en 1969. (Se mayores detalles en el Capítulo 5). La investigación de los esfuerzos científicos han aumentado con los progresos en las técnicas para el almacenamiento de jales.

Existen diferentes tipos de depósitos de desechos mineros, cada uno con sus propias características que el proyectista deberá tener en cuenta, tales como: presas de jales, apilamientos de tierra y roca de desperdicio, residuos de filtración, depósitos provenientes de plantas de preparación y depósitos de carbón limpio. Los desechos mineros pueden contener poco o ningún mineral y constituyen sólo la capa superficial, o las capas separadoras en el caso de depósitos de tipo sedimentario. Cuando hay mineral en bajas concentraciones, se puede lixiviar el depósito, lo que puede alterar sus características estructurales.

Las presas de jales utilizan roca de desperdicio de las minas, material de préstamo o arenas de jales para construir los bordos. Los lodos industriales se depositan de diferentes modos, tales como los métodos de aguas arriba, aguas abajo y eje central, explicados en este Manual en la sección sobre construcción. Si se prevé el relleno de la mina, el material arenoso se desviarán del depósito de lodos a la mina para dar mayor estabilidad a las gradas (galerías) subterráneas y reducir los hundimientos del terreno. Pero con esto se puede reducir la estabilidad del relleno de jales (por la falta de arena).

Los diques de retención se construyen alrededor de los jales, cuando tienen un alto contenido de agua como los fosfatos. Estos lodos podrían tener una densidad de pulpa de 4 % (4 g de sólidos/100 g de sólidos más agua), lo que convierte a la presa de jales en una presa de agua.

Deben considerarse usos secundarios de los jales, ya que la utilización sistemática de ese material puede llevar con el tiempo a la demolición de la presa. Algunos usos que a la fecha han resultado económicos son: agregados para la construcción de caminos, cerámica, cal para la agricultura, nutrientes para suelos y fabricación de ladrillos.

3.1.5 *Datos Requeridos para el Proyecto Básico*

El proyectista debe preocuparse de los aspectos que no están directamente relacionados con la estructura de la presa pero que, sin embargo, pueden afectar su decisión. Los tonelajes diarios de material explotado, la mineralogía del material y las características de la operación minera, tales como el diagrama de flujo de la planta y el análisis de granulometría, todos tienen un efecto directo sobre la presa.

La selección del sitio, ya tratado en el Capítulo 2, es una actividad importante del proyectista. La topografía debe permitir una elevación controlada anual de jales detrás del dique. El efecto ambiental del dique y del depósito debe ser considerado, así como los límites físico y económico del daño a vidas y propiedades, en caso de falla de la presa.

Debe hacerse un estudio completo del suelo de cimentación para asegurar la estabilidad de la presa. Un problema más frecuente cada día es el minado debajo de un embalse activo o inactivo de jales. La resistencia de las formaciones geológicas entre el depósito y la zona de trabajos mineros es de primordial importancia porque se deben evitar hundimientos durante la operación de la mina.

Es necesario hacer varios análisis: de precipitación pluvial anual, de caudal de corrientes de agua durante las tormentas, de escurrimientos estacionales y de gráficas de temperaturas. Los sistemas de derivación, los

estanques de sedimentación y el control de la erosión ya no son opcionales sino que forman parte de leyes y reglamentos. Se requiere un estudio cuidadoso del flujo de agua a través de la zona de almacenamiento, antes de construir la presa, durante la vida de las operaciones mineras y después de su eventual abandono.

Los reglamentos deben constituir una preocupación primordial del proyectista. En los Estados Unidos de Norteamérica, por ejemplo, hay leyes federales, estatales y locales que deben ser cumplidas.

Dependiendo de quién sea el propietario del terreno y del Estado en que se encuentre localizada la mina, algunas de las agencias responsables de las operaciones mineras y reglamentos en dicho país son:

- ° Nuclear Regulatory Commission
- ° Bureau of Indian Affairs
- ° Mine Safety and Health Administration
- ° U. S. Geological Survey
- ° Historic Preservation
- ° Office of Surface Mining
- ° National Park Service
- ° Environmental Protection Service
- ° Bureau of Land Management
- ° Fish and Wildlife
- ° Forest Service

Deben obtenerse permisos, estudios y solicitudes antes de comenzar los trabajos y el proyectista debe cerciorarse de que su presa se ajuste a todas las restricciones de seguridad, sanitarias, ambientales y económicas.

Otros países pueden tener sus propios reglamentos específicos que deben ser estudiados y cumplidos.

3.2 Hidrología e Hidráulica

3.2.1 Generalidades

Además del almacenamiento de aguas y desperdicios del proceso, la presa de jales debe ser proyectada para que pueda ser construida y utilizada de manera general cada día de su vida útil. El proyectista debe considerar los efectos del clima normal sobre la construcción y los métodos de operación propuestos, así como calcular una estructura capaz de controlar las avenidas de proyecto. La naturaleza altamente erosionable de los materiales usados en la construcción de las presas de jales traerá como consecuencia muy probable que todo derrame dará por resultado una ruptura, con la subsecuente liberación del agua pluvial, del agua de proceso y una cantidad substancial de jales. Puesto que siempre existirá alguna cuenca de captación, que varía desde el área del almacenamiento mismo hasta la cuenca de captación pluvial, el proyectista debe determinar la cantidad de escurrimiento a controlar y proponer un medio de control. En general, la ecuación fundamental hidrológica e hidráulica que debe satisfacerse durante la operación del embalse es:

$$\text{ALIMENTACION} = \text{ALMACENAMIENTO} + \text{DESCARGA}$$

La evaluación del proyectista de los elementos de estos términos debe ser adecuada para las operaciones cotidianas normales y las condiciones extremas. Los elementos del término "alimentación" se deben a precipitación directa sobre el área del estanque y a escurri-

mientos de otras zonas de drenaje cercanas, provenientes de la descarga de otros embalses en la zona de drenaje, flujo de arroyos, infiltraciones de agua freática, de la recuperación de infiltraciones, de aguas residuales de las minas y del proceso industrial y lodos. La zona de la represa deberá proporcionar un almacenamiento prácticamente inmediato; sin embargo, las propiedades de la superficie y del subsuelo de la zona de captación suministrarán alguna capacidad de almacenamiento temporal. La existencia de decantadores y vertedores, la reutilización del agua embalsada por la planta, la evaporación y la infiltración no recuperada constituyen parte de la descarga. Las condiciones climáticas locales, las restricciones reglamentarias sobre la descarga del agua almacenada y la necesidad del propietario de reutilizar el agua de proceso son los principales factores determinantes de la importancia en los términos de la ecuación. Las restricciones reglamentarias sobre la descarga permisible de los diversos contaminantes, el tratamiento de éstos y las exigencias del proceso industrial no forman parte de esta sección. Williams⁷ presenta una discusión amplia sobre el tema de proceso.

3.2.2 Datos Básicos

Los métodos hidrológicos usados para predecir los flujos máximos a la represa los presenta Chow⁸, Soil Conservation Service⁹, Bureau of Reclamation^{10, 11}, Mine Safety and Health Administration² y el Informe de British Flood Studies, por nombrar solamente unos cuantos métodos desarrollados en el mundo. Estas publicaciones en conjunto presentan una gama que va desde estudios profundos muy detallados, hasta métodos estandarizados. Los funcionarios meteorológicos locales deben ser consultados para la obtención de información meteorológica regional y datos sobre una zona específica.

Además de lograr el equilibrio de la alimentación al embalse con las necesidades de la planta, el proyectista debe planear el paso de la avenida de proyecto a través de la zona de la presa. Muchos países tienen exigencias reglamentarias basadas en diferentes leyes y el proyectista debe estar familiarizado con los reglamentos que rigen el sitio específico y el tipo de operación.

Otros reglamentos, además de las leyes específicas del sitio, pueden afectar el proyecto. El tamaño y el potencial de peligro del lugar pueden exigir que el proyecto garantice el manejo de avenidas de gran magnitud con toda seguridad. A título de ejemplo, las siguientes tablas recomendadas por U. S. Army Corps of Engineers¹² y la Mine Safety and Health Administration² se sugieren como normas mínimas.

3.2.2.1 *Tamaño*

La clasificación del tamaño basada sobre la altura de una presa y la capacidad de almacenamiento debe estar acorde con la Tabla 3-1. La altura de la presa se establece con respecto al potencial máximo de almacenamiento, medido desde el lecho natural del arroyo o corriente de agua en la elevación más baja del límite exterior del dique, hasta la máxima elevación del almacenamiento de agua. Para determinar el tamaño del proyecto, la elevación máxima de almacenamiento puede ser considerada igual a la elevación de la cresta vertebral de la presa. Las clasificaciones de tamaño pueden determinarse ya sea por el almacenamiento o la altura, según la que dé la categoría de tamaño mayor.¹²

Tabla 3-1 Clasificación por Tamaño
(U. S. Army Corps of Engineers)

Categoría	Almacenamiento, acres-pies (m ³)	Altura, pies (m)
Pequeña	Entre 50 y 1,000 (61,674 m ³ y 1,233,482 m ³)	Entre 25 y 40 (7.62 m y 12.19 m)
Mediana	Entre 1,000 y 50,000 (1,233,482 m ³ y 61,674,902 m ³)	Entre 40 y 100 (12.19 m y 30.48 m)
Grande	50,000 ó más (61,674,902 m ³)	100 ó más (30.48 m)

3.2.2.2 *Potencial de Peligro*

La clasificación de los peligros potenciales debe hacerse de acuerdo con la Tabla 3-2. Los peligros se refieren a la pérdida potencial de vidas humanas o daños a la propiedad en la zona aguas abajo de la presa, en caso de una ruptura o una falla de operación de la presa o las instalaciones conexas. Las presas que cumplan con los criterios de la categoría de bajo potencial de peligro por lo general se localizan en zonas rurales o agrícolas en donde una falla puede dañar construcciones de granjas, terrenos agrícolas o caminos rurales y vecinales.

Las estructuras que caen dentro de la categoría de peligro potencial significativo serán aquellas que se en-

cuentren localizadas en zonas predominantemente rurales o agrícolas en donde una falla puede dañar casas aisladas, carreteras o vías férreas secundarias, o causar la interrupción del uso de servicios públicos relativamente importantes.

Las presas en la categoría de alto potencial de riesgo serán las que estén localizadas en lugares en donde una ruptura puede ocasionar serios daños a casas, instalaciones o infraestructuras agrícolas extensas, industriales y comerciales, servicios públicos importantes, autopistas o vías férreas.¹²

Tabla 3-2 Clasificación por Peligro Potencial (U. S. Army Corps of Engineers)

Categoría	Pérdidas de Vidas (Grado de Desarrollo)	Pérdidas Económicas (Grado de Desarrollo)
Baja	No se prevé ninguna (ninguna estructura permanente habitada por personas)	Mínimas (sin desarrollo, pocas estructuras o agricultura)
Significativa	Pocas (no hay desarrollos urbanos y sólo un número pequeño de estructuras no habitables)	Apreciable (agricultura, industrias o estructuras)
Alta	Numerosas	Excesivas (grandes comunidades, industrias o agricultura)

3.2.2.3 Datos de Proyecto

Al evaluar la seguridad de la presa, deberán considerarse también las hipótesis de proyecto de los cálculos hidráulicos e hidrológicos originales, hechas a partir de los registros disponibles, con el objeto de determinar su validez. Todas las restricciones de control del agua tales como entradas taponadas, limitaciones en la operación de vertedores y compuertas de salida, disipadores de energía inadecuados o condiciones restrictivas de canales, disminución significativa de la capacidad de almacenamiento por el depósito de sedimentos y otros factores, deben ser tomados en cuenta al evaluar

la validez de las curvas de descarga, de la capacidad de almacenamiento, de los hidrogramas, derivaciones y plan de regulación. La capacidad de descarga y de almacenamiento debe ser capaz de manejar con seguridad la avenida de proyecto para el tamaño y la clasificación de peligro potencial de la presa, según se indica en la Tabla 3-3.

Los cálculos hidráulicos e hidrológicos para el proyecto, obtenidos de los registros de la operación, serán aceptables si al obtener los datos se usaron técnicas convencionales similares a los procedimientos descritos en el párrafo 3.3. Cuando la avenida de proyecto usada excede la avenida recomendada en la Tabla 3-3, será aceptable la avenida de proyecto para la evaluación de la seguridad de la presa.¹²

Tabla 3-3
Normas para la Evaluación Hidrológica
Avenidas de Proyecto Recomendadas para Vertedores (APV)

Peligro	Tamaño	Avenida de Proyecto para el Vertedor (APV)*
Bajo	Pequeño	Período de recurrencia de 50 a 100 años
	Mediano	100 años a la 1/2 (AMP)
	Grande	de 1/2 (AMP) a AMP
Significativo	Pequeño	100 años a 1/2 (AMP)
	Mediano	1/2 (AMP) a AMP
	Grande	AMP
Alto	Pequeño	1/2 (AMP) a AMP
	Mediano	AMP
	Grande	AMP

*Las avenidas de proyecto recomendadas en esta columna representan la magnitud de la avenida de proyecto del vertedor (APV), que debe representar la avenida máxima probable (AMP) que debe considerarse en la evaluación de un proyecto dado, esté o no previsto un vertedor; es decir, un proyecto dado debe tener estructuras capaces de permitir el paso con seguridad de la APV apropiada. Cuando se indique un intervalo de valores de la APV, deberá seleccionarse la magnitud más cercana al peligro implicado.

100 años: Intervalo de excedencia (recurrencia) o período de retorno de 100 años. Se espera que la magnitud de la avenida será excedida en promedio una vez cada 100 años.

vez cada 100 años. Puede también expresarse como una frecuencia de excedencia con una probabilidad de 1% de ser excedida en cualquier año.

AMP: Avenida Máxima Probable. La avenida que puede estimarse, basándose en la combinación más severa de condiciones meteorológicas e hidrológicas razonablemente posibles en la región. La AMP se deriva de las precipitaciones máximas probables (PMP); esta información está disponible por lo general en los servicios meteorológicos nacionales. Pueden aplicarse reducciones en la PMP, debido a que las isoyetas de las precipitaciones probablemente no tomen en cuenta la forma exacta de la cuenca de captación pluvial y/o a que la tormenta es poco probable que se concentre exactamente en dicha cuenca. En algunos casos, la topografía local afectará los valores generalizados de la PMP; por lo tanto, es aconsejable acercarse a agencias de gobierno o constructoras locales para conocer la práctica corriente en zonas específicas.

Tabla 3-4

Criterios mínimos para la Avenida de Proyecto Recomendados para el Depósito de Desechos a Largo Plazo

A. Clasificación de acuerdo con el Tamaño

Categoría	Volumen Máximo de Agua Almacenada durante la Tormenta, acres-pies (m ³)	Profundidad Máxima del Agua durante la Tormenta de Diseño, pies (m)
Pequeña	50 (61,674 m ³)	20 (6.10 m)
Mediana	50 y 1,000 (61,674 m ³ y 1,233,428 m ³)	20 y 40 (6.10 m y 12.19 m)
Grande	1,000 (1,233,428 m ³)	40 (12.19 m)

B. Clasificación por Potencial de Peligro

Categoría	Descripción
a) Potencial Bajo	Instalaciones en zonas rurales o agrícolas, en donde una falla ocasionaría solamente poco daño, como a construcciones de granjas, a bosques, a tierras agrícolas o a caminos secundarios.
b) Potencial Moderado	Instalaciones en zonas predominantemente rurales, en donde una falla podría dañar casas aisladas, carreteras principales o vías férreas menores, interrumpiendo los servicios públicos o instalaciones de importancia relativa.
c) Potencial Alto	Instalaciones en donde una falla podría fácilmente ocasionar pérdida de vidas, daños serios a casas, construcciones industriales o comerciales, servicios públicos importantes, carreteras y vías férreas.

C. Avenidas de Proyecto Recomendadas para Condiciones a Largo Plazo

Tamaño de la Presa	Potencial de Peligro	Tormenta de Proyecto Mínima, con Base en la Precipitación Pluvial
Pequeño	a) Bajo	PPP*
	b) Moderado	1/2 (PMP)
	c) Alto	PMP
Mediano	a) Bajo	PPP
	b) Moderado	1/2 (PMP)
	c) Alto	PMP
Grande	a) Bajo	1/2 (PMP)
	b) Moderado	PMP
	c) Alto	PMP

*PPP-Precipitación probable de proyecto

PMP: Precipitación máxima probable

CRITERIO ADICIONAL: La tormenta indicada es apropiada sólo si la combinación de los vertedores y decantadores para la operación pueden evacuar el 90 % del volumen máximo del agua de tormenta almacenada en 10 días.

Debe hacerse notar que los volúmenes máximos en las presas incluyen jales, lodos y sedimentos, además del agua bajo las condiciones de la avenida de proyecto. Se requiere una mayor aclaración de las normas MSHA (Mine Safety and Health Administration), debido a la gran variedad en la configuración de las presas de jales. Las tormentas comunes con duración de seis horas y las tempestades con truenos con duración de una hora, que se usan para establecer los flujos máximos, son inadecuadas para establecer volúmenes totales que tengan que manejarse debido a tormentas anteriores, derretimiento de la nieve o tormentas de mayor duración. En general:

(a) En donde no existan obras de decantación y el operador pueda descargar sin restricción, se supone que el estanque está lleno y se requiere un vertedor capaz de descargar el flujo máximo establecido en la tabla.

(b) Cuando los sistemas de decantación tienen capacidad adecuada para estabilizar la elevación de la presa a un nivel más bajo que la cresta y para permitir el paso del flujo calculado que existirá después de una tormenta general de seis horas, el volumen disponible entre la entrada del decantador y la elevación de la cresta (menos el bordo libre) podrá utilizarse para almacenar la tormenta, siempre y cuando el 90% del volumen pueda ser evacuado en 10 días. Puede utilizarse un vertedor más pequeño o auxiliar, para pasar parte del flujo máximo.

(c) Cuando existan otras restricciones reglamentarias sobre la descarga y se haya establecido un volumen de tormenta para satisfacer esas restricciones, se requerirá un sistema de vertedor y/o decantador para permitir el paso de la tormenta indicada, de suerte que se satisfagan las condiciones (a) o (b) que anteceden, usando la elevación máxima permisible del embalse de control como elevación de origen para la derivación de la tormenta indicada en la Tabla 3-4.

3.2.3 Almacenamiento

La cantidad de almacenamiento disponible depende de la configuración del lugar, de la elevación del estanque o los niveles de jales, y cualesquiera otras especificaciones para bordo libre mínimo entre la elevación máxima del estanque esperada durante la tormenta de proyecto y la elevación mínima de la cresta.

Se requiere un bordo libre mínimo para protección contra las olas o la posibilidad de condiciones de tormenta diferentes de las esperadas, el posible asentamiento de la presa, o cualquier mal funcionamiento de las obras de evacuación. El "Bureau of Reclamation"⁵ presenta una discusión, así como información sobre el uso de longitudes de las represas y velocidades del viento para establecer valores mínimos de bordo libre.

3.2.4 Descarga

Durante las operaciones normales, la descarga debida a la infiltración, a la evaporación, a la recuperación del agua de proceso o al uso de sistemas de decantación para descarga libre, representa una proporción importante del equilibrio de agua en el estanque. La infiltración, la evaporación y la recuperación de agua son insignificantes durante las operaciones de derivación del agua de una tormenta. Se requieren sistemas hidráulicos capaces de controlar la alimentación de la avenida de proyecto para encauzar la descarga a través de la presa. MSHA², el Bureau of Reclamation¹, Chow⁸⁻¹³, y Brater and King¹⁴, presentan métodos de derivación en las represas y proyectos de vertedores, decantadores y otras obras de descarga. El proyectista debe considerar la necesidad de instalar collares anti-flotación, bloques de empuje, collares anti-infiltración, juntas articuladas y protección a las juntas contra la presión interna del agua cuando se use tubería como parte del sistema de evacuación. Las entradas a los sistemas de tubería deberán estar equipadas con rejilla

contra basura para protección contra obturaciones accidentales. Los vertedores deben proyectarse para evitar la erosión bajo las velocidades esperadas.

3.3 Proyecto Conceptual

3.3.1 Generalidades

A veces es posible cambiar las cosas en este mundo, pero una de las que no se pueden es la localización de un yacimiento mineral. Sin embargo, puede haber un margen de selección en cuanto al método de minado a cielo abierto o en dónde localizar el tiro, lo que a su vez determinará la localización del concentrador; sin embargo, su ubicación probablemente la dictará el yacimiento de mineral más que la zona de almacenamiento de los jales. El almacenamiento de los jales tiene hoy en día una importancia mayor en el plan general de explotación, de la que tenía en el pasado, debido a los mayores tonelajes, las restricciones ecológicas, las leyes y los reglamentos.

Si es posible escoger entre diversos sitios favorables para almacenar los jales, la primera consideración deberá ser lograr el equilibrio entre las inversiones y los costos de operación que favorezca una operación fácil, segura y eficaz, por un lado, y por otro, que existan oportunidades para distribuir las inversiones en el tiempo, con un desarrollo por etapas. En orden de importancia siguen: a) el tipo de suelo para la cimentación; b) la extensión del terreno en relación con el tonelaje total diario que se extraerá y c) un sitio aguas abajo del concentrador, de ser posible. Si el sitio para el almacenamiento de jales no puede verse desde las carreteras principales, o puede esconderse detrás de árboles, deberá preferirse a sitios visibles.

La protección del ambiente contra los escurrimientos, la infiltración y el polvo, así como una represa estéticamente aceptable, son consideraciones con las que se puede cumplir en el proyecto, en casi cualquier sitio. En las zonas cercanas a centros de población, los sitios para el almacenamiento de jales a menudo necesi-

tan ser rehabilitados para otros usos y no para su retorno a su estado natural inicial. Esto no siempre es compatible con la estabilidad de los diques, la cual debe tener prioridad.

En virtud de que cada mina tiene sus propias particularidades, el ingeniero proyectista debe ser lo suficientemente innovador como para aprovechar el terreno, el material que va a ser almacenado, el volumen, los desperdicios de remoción (mina a cielo abierto), el suelo superficial y cualesquiera otros factores, para obtener la operación mejor y más eficiente. Deberá asimismo considerar un equilibrio entre inversión y costos de operación, con el fin de obtener la mejor operación a los menores costos.

3.3.2 Tonelajes

La selección de un sitio para el almacenamiento de jales en una nueva explotación es más crítica que las selecciones posteriores, en virtud de que la superficie inicial deberá bastar para todos los jales sin ocasionar retrasos de minado ni de beneficio o concentración. Por lo tanto, una mina de gran producción requiere de dos zonas que puedan ser utilizadas alternativamente, a menos que las condiciones o métodos locales dicten otra cosa. Los depósitos posteriores deberán prepararse con mucha anticipación a la aceptación de todo el tonelaje, pero siempre deberá reservarse una zona para casos de urgencia.

Deberán conocerse el tonelaje diario, el anual, los aumentos esperados de tonelaje, su granulometría y el tonelaje máximo anual a depositar. Si debe utilizarse una porción de arenas gruesas para relleno subterráneo, esto afectará el proyecto, ya que habrá una cantidad menor de arena para la construcción de la presa y también deberá almacenarse una cantidad total menor de estas arenas. Si se usa una cantidad importante para el relleno subterráneo o el producto molido es extremadamente fino, esto puede dificultar la construcción de las bermas o imposibilitarla. La necesidad de utilizar arena para relleno subterráneo o un material fino,

puede ser indicativo de que se requieren los hidrociclones.

En muchos circuitos de molienda se usan pequeñas cantidades de cianuro, pero éstas generalmente se oxidan en el depósito de jales bastante rápidamente de suerte que no constituyen un problema, aun cuando se descargue el agua de los jales. La mayor parte del agua de jales se encuentra en un circuito cerrado con la planta, eliminando así este problema a excepción de las infiltraciones. Estas condiciones deben tomarse en cuenta en el proyecto.

De ser posible, un sitio debe contener los jales durante toda la vida de la mina o deberá ser del tamaño máximo factible, teniendo en cuenta la seguridad y la economía de la inversión y de los costos de explotación.

3.3.3 Selección del Sitio

Tan pronto como la exploración indique la existencia de una mina en potencia, deberán considerarse las ubicaciones para el concentrador y el depósito de jales. Para cuando se conozca el tamaño del yacimiento mineral, deberá determinarse el método de explotación. Deberá saberse si la mina será a cielo abierto o subterránea, el tonelaje diario, el análisis aproximado de granulometría y cualesquiera otros factores clave. La ubicación del concentrador deberá ser definitiva antes de tomar una decisión final en relación con el almacenamiento de jales. Las investigaciones preliminares deberán cubrir todos los sitios posibles, cercanos o alejados de la planta y preferentemente a menor elevación. Las dimensiones del sitio, en relación con el tonelaje diario, varían de acuerdo con el terreno y según se encuentre en un valle ancho o angosto, en lugar montañoso o en una llanura abierta y relativamente plana, pero se requerirán aproximadamente 14 ha por cada 1,000 t de capacidad diaria. En un valle montañoso, donde la elevación anual será rápida para los primeros 5 a 10 años, se requiere una planeación cuidadosa para asegurarse que la presa pueda elevarse lo suficiente-

mente rápido para aceptar todos los jales. En tales zonas hay dos posibilidades: la primera es tener dos sitios separados, cada uno de los cuales tomará toda la producción por un tiempo, digamos 6 meses o lo suficiente para levantar las bermas, mover la tubería y poder recibir nuevamente los jales. Este es el caso del método aguas arriba con "espigas" sobre la periferia. La segunda posibilidad es el almacenamiento continuo de jales, sin que sea necesario suspender la construcción de bermas. En este caso, la tubería principal y los hidrociclones son apoyados en dos tubos gemelos verticales. Se utilizan gatos hidráulicos para elevar toda la línea, cada día en caso necesario, mientras se descargan arenas de jales en el método de eje central de construcción de presas. La ubicación y el método de almacenamiento no deben hacer que el concentrador suspenda sus operaciones por falta de espacio para los jales.

Al seleccionar un sitio deben evaluarse las consecuencias de una falla. Deberán levantarse planos de inundaciones, mostrando hasta dónde fluirían los lodos de jales en caso de una falla, a qué altura de laderas del valle llegarían y cuántas personas viven en su trayectoria.

El agua de infiltración de la presa de jales deberá ser regresada a la planta por cualesquiera métodos disponibles. En donde haya capa rocosa o una zona impermeable cercana a la superficie, una zanja interceptora puede captar la infiltración; si los aluviones son profundos, la infiltración podrá ser captada por pozos profundos de intercepción. Esto podrá verificarse por medio de pozos testigos. En caso necesario, deberán funcionar plantas para el tratamiento de aguas, a fin de limpiar el agua excedente antes de que se permita su salida.

Por ejemplo, la US Nuclear Regulatory Commission exige actualmente una descarga nula de todas las presas de jales nucleares; esto implica la necesidad de un revestimiento impermeable plástico o de arcilla.

Solucionando aparentemente el problema inmediato de la infiltración al agua freática, se crean otros problemas; el primero es el drenaje y la estabilidad y, el segundo, el control a largo plazo de las infiltraciones. En algunos países se permiten las descargas y la infiltración de las presas de jales de uranio (3, 96, 97).

El aspecto económico del almacenamiento de jales debe ser una de las principales consideraciones en la selección de un sitio. Los otros son la seguridad y la facilidad de explotación.

Durante las estaciones de temperaturas extremas, el trabajo se torna ineficiente, por lo que deberá reducirse al mínimo la mano de obra en el sitio. Es muy valioso tener una ubicación en donde la explotación es fácil y segura con un mínimo de trabajo físico, en que la mayor parte del trabajo se limita a verificar los niveles del agua y ajustar la descarga a la presa. Esto reduce considerablemente los costos de operación, aunque quizá a cambio de cierto aumento en los costos de inversión.

La selección de ubicaciones se encuentra cubierta en el Capítulo 1.

3.3.4 Selección del Tipo de Dique

Los criterios y la metodología de proyecto que conducen a la selección de la sección transversal y al tipo de dique más apropiados, han sido objeto de informes desarrollados en muchos países (ver Bibliografía). A continuación se describen los principales métodos de construcción. En el capítulo 4 se presenta la selección de un dique desde el punto de vista de la construcción y de la explotación.

3.3.4.1 Método de Aguas Arriba (Fig. 3-1)

La presa de jales más común es del tipo aguas arriba, con "espigas". Se usa cuando la arena es apropiada para la construcción de diques, si el riesgo de

sismos es relativamente bajo y si los diques no van a ser demasiado altos. Una excepción es el caso en el que se usa un producto molido extremadamente fino (por lo general inaceptable para la construcción de diques), junto con una separación por hidrociclones antes del almacenamiento. En estas circunstancias es crítica la anchura del valle para adoptar el método de aguas arriba y un valle angosto con empotramientos de fuerte pendiente sería la única posibilidad.

Las presas de jales de este tipo son las más económicas. Las estructuras básicas, el bordo iniciador y las obras de decantación son los que se construyen más rápidamente y por tanto entran más pronto en servicio. Es por eso que siempre tienen preferencia, de darse las condiciones necesarias para su adopción. Con el fin de obtener componentes estables de apoyo de un material con características suficientes de resistencia al esfuerzo cortante, es necesario tener una instalación apropiada descentralizada de "espigas" a partir del bordo iniciador y mantener playas largas no sumergidas. Así tendrá lugar una separación natural del flujo del material depositado (jales) a lo largo de la playa, con almacenamiento de las arenas gruesas en las zonas exteriores, en donde se forman las partes de apoyo (coraza o cascarrón). El material más fino, arcilloso y limoso se deposita hacia el estanque de decantación.

Si el material original contiene una cantidad suficiente de arenas y la playa es larga, se forma fácilmente un apoyo estable del tamaño requerido. Una desventaja de este tipo de presas de jales es que las secciones del componente de apoyo (coraza), construidas en etapas posteriores, reposarán sobre material granular más fino, depositado en las etapas precedentes. Este material es de características de resistencia menores y se consolida más lentamente. Por lo tanto, la estabilidad de este tipo de dique es inversamente proporcional a la altura. Esto conlleva a la necesidad de limitar la altura en este tipo de presas en jales.

Cuando la cimentación es inclinada, será aun más difícil asegurar la estabilidad. En este caso las playas son más cortas durante las etapas iniciales y el material fino se deposita cerca del bordo iniciador. Al principio puede haber inclusive una instalación sumergida de "espigas", lo que produce una estratificación insignificante del material, por lo que en la proximidad del bordo iniciador queda material fino de consolidación lenta. Esto reduce aun más la altura hasta la cual la presa es estable. Las condiciones que privan en el sitio son los criterios más determinantes para decidir sobre la conveniencia de este tipo de presa de jales.¹⁵ Para el tipo de estructuras B-6, de la Fig. 1-1, transversales al valle y una boquilla estrecha en el bordo iniciador, con un frente pequeño de "espigas" y un embalse largo que se ensancha progresivamente, la relación de la superficie de almacenamiento a la longitud del frente de "espigas" es grande. En este caso, puede construirse la presa de jales creada por "espigas" según el método de aguas arriba, aun cuando los jales originales sean muy finos ($90\% < 0.075 \text{ mm}$).

Por el contrario, en el caso de valles anchos con un frente de espigas largo y un embalse corto, o con diques por todos sus lados (estadio) tipo B-8, de la Fig. 1-1, no puede construirse ninguna presa de jales según el método aguas arriba, aun en presencia de una cantidad considerable de jales gruesos ($60\% > 0.075 \text{ mm}$) en virtud de que las arenas no son suficientes para la formación de las partes de apoyo (corazas) estables a todo lo largo del frente de espigas. Se dan algunas relaciones entre la longitud del almacenamiento de jales y la altura posible de la presa de jales en ¹⁵. Presas de jales más altas de este tipo, sobre una cimentación inclinada, son posibles según el esquema que se muestra en la Fig. 3-2 ¹⁶. Si el bordo iniciador es permeable, se le puede prolongar con una capa ligeramente inclinada hacia el estanque. La longitud de esta capa de drenaje deberá asegurar una parte de apoyo lo suficientemente grande. Esto da por resultado que el

estanque y las zonas de material fino se encuentren más alejadas del bordo iniciador. Al mismo tiempo, esto baja el nivel freático y drena los jales depositados aumentando la estabilidad estática y dinámica de la presa de jales. Si el bordo iniciador se construye de material más impermeable que los jales, esta capa drenante tendrá mayor longitud. Cuando la pendiente de la cimentación es grande en el estanque y a lo largo de la capa drenante, se pueden hacer trabajos de terracería (Fig. 3-2) y el material extraído puede ser utilizado como material de préstamo para el bordo iniciador. La altura de las presas de jales de este tipo también pueden aumentarse, una vez que se ha alcanzado la altura crítica, sobrecargando el talud aguas abajo con tierra o roca de relleno de bancos de préstamo.

Una vez que la presa de jales ha sido construida hasta cierta altura y ha aumentado la longitud del depósito de material, el equilibrio de las fracciones de arena requeridas para la estabilidad (respecto a los finos) se torna positivo y la arena "cicloneada" puede ser usada para la sobrecarga. Generalmente se adopta esta solución cuando en una etapa posterior se tiene que aumentar la altura inicial de la presa de jales o si las características de resistencia de los jales disminuyen, como resultado de cambios en el proceso de beneficio, o en el mineral mismo.

3.3.4.2 *Método del Eje Central* (Fig. 3-3)

El método del eje central es intermedio de los métodos de aguas arriba y aguas abajo, debido a que desde el punto de vista de sismos resulta mejor que el de aguas arriba y requiere mucho menos flujo inferior con hidrociclones que el método de aguas abajo. Puede usarse producto molido más fino que el método de aguas arriba, pero a veces puede requerirse roca de desperdicio adicional que sirva como contrafuerte en la cara aguas abajo, para dar mayor estabilidad. Puede proyectarse para una explotación fácil sin interrupción

en la descarga de jales, siempre que el área sea bastante grande y que los hidrociclones produzcan una arena de permeabilidad suficiente para que el nivel freático se mantenga muy por debajo de la superficie. Este método podría volverse popular, especialmente en el caso de minas a cielo abierto en el que se dispone de grandes cantidades de desperdicio para contrafuertes. Claro que se tiene el costo adicional de los ciclones y de bombeo cuando no es posible la descarga por gravedad, pero debería requerir menos mano de obra que los otros métodos. Es una gran ventaja que no haya interrupciones en la descarga, pero esto no debe invocarse como justificación para un área demasiado pequeña, de suerte que la elevación anual sea demasiado grande. La descarga inferior de los ciclones está saturada a la salida y debe de tener tiempo suficiente para drenar, con el fin de mantener el manto freático bastante bajo para asegurar la estabilidad. La permeabilidad de la descarga inferior de los ciclones debe ser tal que el agua tenga tiempo de drenar según se desplace el punto de descarga sobre la cara de la presa.

3.3.4.3 *Método de Aguas Abajo* (Fig. 3-4)

Este método sólo se usa en regiones extremadamente sísmicas, en las cuales es el único método que permitiría garantizar un dique seguro. Es algo limitado en altura debido a la enorme cantidad de arena que se requiere por cada incremento de altura. Es más costoso debido al equipo mecánico requerido para la construcción de la pendiente pequeña aguas abajo. La operación es más difícil debido a que el acceso a la tubería principal se ve bloqueado por el flujo inferior producido por los hidrociclones cuando el camino de acceso está aguas abajo, y bloqueado por el flujo fino de los hidrociclones, aguas arriba. No constituye uno de los mejores métodos.

Este tipo de dique ofrece la mayor estabilidad. En el período inicial tiene la desventaja de que el equilibrio entre las fracciones grandes de la parte de apoyo (cora-

za) y las fracciones pequeñas retenidas por la parte de apoyo es negativo; es decir, las fracciones más grandes que deben dar forma a la parte de apoyo son insuficientes. Esto requiere un bordo iniciador más alto para suministrar volumen para las fracciones finas.

Las presas de jales tipo B6 (transversales al valle), construidas por el método de aguas abajo, a partir de cierta altura tienen un balance favorable con respecto a las fracciones gruesas, ya que el volumen de almacenamiento aumenta muy aprisa con relación a la altura. Esto permite tomar dos decisiones para evitar, en caso necesario, que se adelante la porción del flujo inferior (arenas) de los hidrociclones¹⁷ a la del flujo superior (lamas), las cuales son:

- Incrementar en los hidrociclones el tamaño promedio de las partículas de la porción de gruesos, pasando las partículas menores a la porción de finos, lo que dará por resultado materiales "cicloneados" más gruesos (arenas) y una fracción fina (flujo superior) también de mayor tamaño promedio, la cual se separa mejor y mantiene playas más largas. El estanque se aleja de las zonas exteriores, la infiltración es menor y se abate el nivel freático.

- La interrupción en la operación de los hidrociclones de vez en cuando y la formación de espigas con la cantidad total de jales. Así se forman capas de fracciones gruesas en la parte formada por el material fino del flujo superior de los hidrociclones. Estas capas aceleran el proceso de consolidación y abaten el nivel freático.

Ambas soluciones producen un efecto favorable: las playas se extienden, la consolidación se acelera, el nivel freático desciende y aumenta la resistencia al esfuerzo cortante de la zona intersticial, cercana a la parte "cicloneada". Como resultado, las estabilidades estática y dinámica aumentan.

Si la longitud de la playa es grande en la etapa final, la fracción de arena es suficiente para permitir que el material más grueso se deposite en la parte de

apoyo (coraza), formando "espigas" sin ciclones, con economías importantes. El mejor momento para pasar del "cicloneado" a las espigas puede determinarse con un ensayo del material depositado durante el período del uso de espigas sin ciclones.

3.3.4.4 *Presas de Tipo Convencional con Material de Préstamo*

Este tipo se utiliza cuando:

a) Los jales son finos;

b) La velocidad de incremento del nivel de jales es excesiva respecto del tiempo de llenado de cada etapa sucesiva, en cualquiera de los métodos de construcción antes mencionados del 3.3.4.1 al 3.3.4.3; ó

c) Por otras razones prácticas.

Los tipos de material de préstamo pueden ser zonificados (Fig. 3-5), homogéneos u homogéneos modificados (v. gr. con un filtro de drenaje).

Una presa preconstruida es más segura y conviene más, pero por lo general es más costosa que una construida y operada simultáneamente.

3.3.5 *Sistemas de Transporte de Lodos*

3.3.5.1 *Flujo por Gravedad*

Lo ideal es tener un flujo por gravedad desde los espesadores de la planta hasta la presa de jales, durante toda la vida de la presa, con el objeto de evitar costos y problemas de bombeo. La pendiente para la conducción será diferente para una molienda gruesa con 48 a 50 % de sólidos. Esto debe determinarse para cada mina. Una cifra aproximada podría ser 0.5 m por cada 100 m. Por lo general se usan cajas rompedoras de presión para evitar las pendientes mayores a 0.5 por ciento y estas cajas son "rodeadas" para mantener la presión adecuada hacia las espigas o ciclones, a medida que sube el nivel del estanque. Para evitar el desgaste excesivo, es importante que la velocidad no sea

demasiado alta y para evitar el taponamiento de la línea, la velocidad no debe ser demasiado baja. El flujo debe tener una velocidad comprendida entre 1.2 m/s para jales no ferrosos y alcanzar de 3.6 a 4.2 m/s para la taconita.

3.3.5.2 *Bombeo*

Al bombear lodos de jales, la velocidad debe ser la misma que para el flujo por gravedad. Con base en el tonelaje, el material y la presión total se selecciona la bomba apropiada.

Las bombas centrífugas con revestimiento de hule son comunes para instalaciones de concentradores de presión débil, en donde hay agua de sello disponible y fácilmente controlada, pero que puede utilizarse para el bombeo a una presa de jales o a galerías y pozos subterráneos. La dificultad que se presenta con este tipo de bomba durante su operación en inviernos fríos consiste en asegurarse que el agua de sello siempre esté disponible y a una presión mayor que la presión de descarga de la bomba. En caso de que se requieran varias estaciones de bombeo en la línea de bombeo, se deberá interponer una válvula de descarga antes de cada estación, con un vaso de captación que pueda contener el volumen total de la línea en caso de una falla de corriente eléctrica.

Las bombas centrífugas de acero, resistentes a la abrasión (RA) o revestidas de plástico antiabrasivo son mucho más sencillas de utilizar y son probablemente las más populares para el bombeo de lodos de jales. Algunos nuevos plásticos y muchas nuevas aleaciones de aceros son resistentes a la abrasión.

Las bombas de desplazamiento positivo (DP) son probablemente las mejores para las presiones altas como en las líneas de lodos de carbón, con longitud de muchos kilómetros. Los lodos de carbón son mucho menos abrasivos que los jales de minas, pero las bom-

bas DP también se usan en líneas para jales de minas, especialmente cuando se requiere una bomba de alta presión y es difícil instalar una estación intermedia de bombeo. Cada instalación debe estar concebida para las condiciones existentes. Para la selección del equipo, los fabricantes de bombas pueden ser de gran ayuda dada su experiencia y equipo.

3.3.6 *Sistemas de Control de Agua*

3.3.6.1 *Infiltración Vertical -*

Generalidades 16

La infiltración del agua de las presas de jales a través del fondo de las presas y a las aguas freáticas se está convirtiendo en una preocupación cada vez mayor en cuanto a la calidad del agua. Los jales metálicos y no metálicos pueden llevar iones metálicos en solución que pueden ser dañinos si el pH es bajo o cuando los sulfuros se oxidan y continuamente disuelven metales que migran al agua del subsuelo. La mayoría de los circuitos de concentradores tienen un pH alto y si se encuentra presente la piritita, pueden tomarse ácidos rápidamente, pero si el suelo es básico los metales se precipitan y dejan de ser nocivos. Una presa de jales sin revestimiento se torna casi impermeable con el tiempo y tendrá una permeabilidad (k) de 10^{-6} ó 10^{-7} cm/s, debido a la consolidación y al drenaje de los lodos en el fondo. Es claro que hasta que el estanque no esté completamente cubierto y tenga lugar la consolidación, la infiltración a través del fondo puede ser bastante alta cuando la permeabilidad del terreno natural es alta. Una manera de reducir tal permeabilidad es compactar el fondo en un pie o más, a una densidad de 90-95 % según la prueba Proctor estándar o aun la modificada (18, 19, 20, 21). Esto sería especialmente eficaz si el terreno natural contuviera una pequeña cantidad de arcilla. Esto sería mucho menos costoso que un revestimiento de arcilla de bancos de préstamo.

En los valles montañosos en donde el nivel freático es somero, la presa transversal al valle recibe tanto aguas superficiales como de infiltración. En ese caso se usarán drenes de capa, de tubería o canalizaciones para llevar el agua de infiltración a la zona aguas abajo de la presa, de donde puede regresarse a la planta, ser expulsada aguas abajo, o tratada y ser expulsada. Estos drenes son necesarios para mantener bajo el nivel freático, de suerte que el agua de las infiltraciones no llegue a la zona aguas abajo del bordo iniciador. Debe calcularse el agua total de infiltración, proyectando los drenes con un factor de seguridad de 10. Esto generalmente se hace con redes de flujo. (22)

Los filtros de roca y grava para los drenes deben ser compatibles con el agua de los jales. Si el agua se puede tomar ácida, no deberá usarse piedra caliza. Los filtros deberán hacerse con partículas de roca sana para que no se rompan bajo el peso de la presa de jales a su altura final. Los filtros que circundan los drenes de roca gruesa deberán ser calculados según los criterios aceptables de filtros (23, 24). Es importante que el material de los jales no penetre en este filtro y que escape a través del dren de roca gruesa, o que no lo obstruya a la larga.

3.3.6.2 *Derivación del Agua*

El curso de agua en un valle en el cual se va a construir una presa de jales puede manejarse de tres modos diferentes. Primero, puede desviarse alrededor de la presa en un canal de derivación que debe calcularse para recibir la avenida de proyecto y debe construirse de suerte que resista fallas en caso de inundación. Segundo, el sistema de decantación y las bombas flotantes deben calcularse para eliminar el agua, pero el bordo libre debe ser lo suficientemente grande para almacenar una porción del agua de tormenta en caso de que fallen las bombas. Tercero, el agua de tormenta puede ser desviada debajo de la presa en un conducto

de concreto reforzado, calculado de acuerdo con el flujo. Finalmente, posiblemente pueda haber un vertedor que no requerirá mantenimiento una vez abandonada la presa. Ninguna de estas opciones es permanente, pero son las más aceptables actualmente.

Una opción, probablemente la mejor a la larga, es construir un vertedor después de que se ha abandonado la presa para canalizar toda el agua de la corriente directamente en la superficie del embalse y por encima del vertedor. Si la corriente es perenne se formará un lago, cuyo tamaño dependerá de la altura del vertedor por encima de la superficie del embalse. Una corriente anual dejaría un lago durante los escurrimientos de primavera hasta su desaparición, por efectos de la evaporación y de la infiltración. La parte superior de una presa de jales llena podría ser rellenada de suerte que no se formara ningún lago, pero tendrían que hacerse arreglos especiales para evitar cualquier pérdida de jales por el vertedor durante las inundaciones. No todas las presas de este tipo están situadas de manera que sea posible, o aun necesario, un vertedor en roca.

3.3.6.3 *Revestimientos en Presas*

Los revestimientos de arcillas especialmente preparadas o artificiales son muy comunes en las presas para jales de uranio. De no tener lugar un intercambio de iones de sodio, el revestimiento de arcilla permanecerá impermeable. Antes de usar un revestimiento de arcilla en un medio ácido, es necesario verificar la estabilidad de la arcilla. Si la arcilla y el agua de los jales son compatibles, la permeabilidad deberá permanecer constante o disminuir con el tiempo.

Los revestimientos artificiales son impermeables, pero se deterioran con el tiempo. Son costosos y aun cuando detienen la infiltración, crean otro problema. Los jales finos que no se drenan se consolidan lentamente, ocupando así más espacio que si se drenaran por el fondo. Las presas con revestimiento plástico o

de arcilla deberían tener una capa permeable de drenaje, o tubería de drenaje del revestimiento, para eliminar el agua de drenaje hacia el lado aguas abajo a un vaso de captación para su recirculado. Esto aumenta la densidad del material en el estanque y cuando éste es abandonado, la mayor parte del agua se drenaría de la zona de arenas y lodos, facilitando su recuperación. Más aun, de no haber drenes y romperse el revestimiento, toda el agua atrapada escaparía por el drenaje.

3.6.4 *Piezómetros*

Las presas de jales deberán tener piezómetros para verificar constantemente la línea de infiltración en el dique. Estos instrumentos deben instalarse dentro del embalse si se sospecha que hay agua artesiana. Los drenes mencionados anteriormente también deben usarse en donde haya o se sospeche que hay artesianismo. Los manantiales, al ser confinados por jales, pueden originar subpresiones debajo del depósito. Esto es especialmente serio debajo del bordo iniciador y debe ser evitado. El piezómetro de pozo es bueno en la arena, en donde el movimiento del agua es bastante rápido como para registrar subidas y descensos de agua en la columna reguladora en unas horas, pero los piezómetros neumáticos deben usarse en las arcillas densas. También son aceptables los piezómetros de alambre vibrador y diafragma medidor de deformación.

Los piezómetros deben protegerse en regiones donde el agua de los poros es altamente ácida.

3.3.6.5 *Recuperación del Agua*

Decantación

En el pasado, la decantación ha sido el método más común de control del agua en las presas. Los decantadores pueden variar de un simple tubo de acero con pared delgada de 200 mm de diámetro en una operación pequeña, hasta tubos gemelos de acero de 1,000 mm de diámetro recubiertos de concreto reforzado, para manejar

presiones hasta de 7 Mpa. Cada uno deberá reposar sobre una cimentación firme, resistir las presiones previstas, tener anillos anti-infiltración a su paso por el bordo iniciador y tener entradas de agua para controlar el nivel del agua en el estanque. Todo ello deberá durar el tiempo de vida de la mina o aun más si se usa para el control de inundaciones después de abandonarse la presa.

Ventajas:

- 1. Hay un control positivo del agua
- 2. No se utiliza energía, así que funcionan aun en caso de falla de suministro de energía

Desventajas:

- 1. El sistema es más costoso que el de las bombas flotantes
- 2. Para el acceso a las torres de decantación se pueden requerir pasarelas largas y costosas
- 3. Puede ser difícil o imposible efectuar reparaciones en líneas de decantación dañadas
- 4. Los costos de bombeo aumentan a medida que se incrementa la altura del depósito
- 5. Peligro de un daño importante a la torre y al conducto que pasa bajo la presa

Bombas Flotantes

Las bombas flotantes se están popularizando en donde el terreno las permite. El terreno con fuertes pendientes en presas grandes es el ideal, ya que la bomba se encuentra en agua bastante profunda, lejos de los lodos. Estos son un problema cuando la pendiente máxima del terreno es de 1 a 2 %.

Ventajas:

- 1. Construcción muchos menos costosa y costos más bajos de bombeo debido a la carga hidrostática reducida a medida que se incrementa la altura del depósito
- 2. Buen control del agua
- 3. Buen acceso a las bombas
- 4. En regiones sísmicas, menor riesgo de fallas que las torres de decantación o las tuberías

Desventajas:

- 1. No hay manera de deshacerse del agua en caso de una falla de suministro de energía durante una avenida
- 2. Se requiere un bordo libre más alto para protección contra inundaciones
- 3. Congelamiento durante temperaturas extremas de invierno (la zona que circunda la bomba puede mantenerse libre de hielo con la inyección de aire a baja presión alrededor de la bomba)
- 4. Únicamente puede usarse en aguas profundas

Sifones

Los sifones sólo deben usarse en las presas de jales cuando se trate de presas convencionales. Las presas construidas con jales o material de préstamo, simplemente vaciados, sin proyecto previo y sin compactación, no deben ser sometidas jamás a cargas hidráulicas. Cada capa nueva sucesiva se construye sobre la peor capa de lodos y la estabilidad se convierte en un serio problema. Los sifones requieren una baja inversión y los costos de operación son pequeños, pero no pueden aprovechar la elevación de la presa como lo pueden hacer las bombas flotantes. Pueden

usarse hélices sumergidas para arrastrar agua más caliente a la superficie, con el fin de evitar la formación de hielo a la entrada del sifón.

3.3.7 Planes de abandono

Los planes para el abandono de una presa (ver capítulo 5) deben hacerse al mismo tiempo que la planeación de la construcción y algunas de las obras para el abandono deben hacerse durante la fase inicial de construcción. La tierra vegetal puede ser almacenada para la siembra de vegetación y puede colocarse en la ladera aguas abajo del bordo iniciador y sembrarse aun antes de que comience la producción. Debe cuidarse de no cubrir la superficie con suelo menos permeable que el del bordo iniciador cuando se trate de una presa permeable construida para dejar pasar el agua libremente a través de la misma. Tampoco debe colocarse tierra vegetal sobre drenes de grava ya que se impide el drenaje. Los taludes del dique y las bermas deben proyectarse de suerte que pueda plantarse vegetación.

Durante la construcción, las bermas deben inclinarse hacia adentro para evitar que el agua acumulada erosione el dique en la berma inferior siguiente. En algunos lugares la precipitación se capta en cada escalón y se canaliza hacia el siguiente escalón inferior. La erosión del viento y agua, así como el control del agua constituyen los problemas más importantes después del abandono. En zonas con 40 a 100 cm de precipitación anual, con tierra vegetal y jales no ácidos, pueden crecer fácilmente pasto y árboles. Aún sin tierra vegetal, la siembra con turba ("mulch") y fertilizante puede crecer adecuadamente después de algunos años. Los jales altamente ácidos con una capa gruesa (30 cm) de tierra vegetal puede producir vegetación, pero ésta se limitaría a plantas con raíces poco profundas. Los desperdicios del desmonte en minas a cielo abierto, aun en zonas desérticas, pueden favorecer el crecimiento de pasto y plantas locales, pero requiere de agua y fertilizante complementarios por algunos años. La roca de

desperdicio del descapote de minas (7 cm) puede usarse como cubierta en el caso de jales altamente ácidos, para suprimir el polvo tanto en la superficie como en las bermas de las laderas, cuando no haya tierra vegetal. Se requiere un vertedor después de abandonar la presa, aun cuando haya una gran zona de drenaje aguas arriba, con escurrimientos intermitentes.

Los flujos de los drenes de una presa de jales abandonada requieren supervisión por algunos años, y el agua debe ser tratada antes de su descarga. La duración de esta supervisión dependerá del contenido de sulfuros y de la precipitación anual. En unos años el agua drenada podría ser lo bastante pura como para ser descargada sin tratamiento y la zona podría ser abandonada sin mayores gastos. Cada presa de jales tendría su propio plan postoperativo, dependiendo del contenido metálico de los jales, del terreno, de la elevación, del tamaño y de la altura del depósito, así como del clima.

3.3.8 Planes de Construcción

Si la exploración del lugar y el proyecto están bien hechos, los planes de construcción podrán ser específicos, con detalles de volúmenes de desmonte del suelo vegetal y su almacenamiento, la profundidad de la excavación para la cimentación del bordo iniciador y el volumen de éste. Deberán especificarse el origen, el tamaño y el volumen de la roca gruesa para los drenes, así como las dimensiones detalladas y configuración de cada dren y el espesor de los filtros arriba y debajo de los drenes de roca gruesa. Si se prevé el uso de tubería en los drenes, el proyectista deberá calcular el tamaño de las perforaciones, el diámetro de la tubería, su configuración y su posición. Toda la tubería de acero deberá estar recubierta de asfalto para protección contra la oxidación (corrosión). Si debe construirse una línea de decantación en el terreno natural, se requerirían trabajos de excavación y compactación. Pudiera ser necesario efectuar mediciones de la densidad *in situ* a

largo del trazo de la tubería para determinar los puntos en donde sería necesaria una compactación adicional (18, 19). Se programará la utilización de material de préstamo para zonas específicas en el bordo iniciador, según la granulometría y la permeabilidad a la densidad especificada. Se requerirían ensayos de contenido de agua y densidad *in situ* durante la construcción. Se requerirá compactación manual alrededor de los anillos anti-infiltración en las líneas de decantación y de drenaje.

Con buenos planes y especificaciones de construcción, el proyecto integral de una presa de jales puede ser sometido fácilmente a un concurso o construirse con recursos propios y los costos pueden ser estimados rápidamente.

3.3.9 Planes de Operación

El ingeniero proyectista y el encargado de la explotación de la mina definen el método global de operación, ya sea aguas arriba, aguas abajo, de eje central o presa de tipo convencional con material de préstamo. La facilidad de operación, la seguridad, la poca mano de obra requerida y los costos bajos de operación deben equilibrarse con las inversiones. En ocasiones las condiciones son tales que, con una inversión un poco más alta, se reducen significativamente los costos de operación. Pocos sitios ofrecen esas condiciones y generalmente las inversiones iniciales y los costos de operación son casi iguales.

Para reducir los costos en el caso del método de aguas arriba usando "espigas", deberá haber la suficiente carga hidrostática para que se pueda aumentar la altura de los jales almacenados en cuando menos 30 pies entre dos desplazamientos sucesivos de la tubería principal. Los cambios de localización de las espigas deberán hacerse según se requiera, lo menos posible, para controlar la ubicación del estanque alrededor de la obra de decantación con la simple vuelta a

una válvula. Sin embargo, puede llegar a ser necesario un desplazamiento frecuente de las espigas para reducir el polvo. Si el agua de la represa eleva el nivel freático muy rápidamente, los pozos abiertos o los piezómetros permitirán verificar la elevación, para que pueda suspenderse la formación de las espigas antes de que el nivel freático alcance una altura crítica. Sería conveniente tener una sección transversal de la presa que indique el nivel freático máximo permisible, que es la altura crítica para un factor de seguridad de 1.5. Este nivel deberá ser comparado permanentemente con mediciones en el campo (25, 26, 27).

Se podrán localizar puntos permanentes en los bancos abandonados, para medir las deformaciones horizontales y verticales de la presa. Asimismo, pueden usarse indicadores de pendiente para medir esas deformaciones.

Todas las líneas de decantación o de drenaje deberán ser de fácil acceso para su inspección. En cada turno el operador deberá inspeccionar el talud de aguas abajo para localizar infiltraciones, desprendimientos o cualquier evidencia de inestabilidad, así como asentamientos locales en la presa, que suelen indicar socavaciones. Regulando el flujo en el decantador, se podrá supervisar el agua de decantación para que no entren lodos en el conducto. La presencia de arena en la descarga del decantador indicaría una ruptura en la línea que sería difícil o imposible reparar. Cuando se presenten vientos fuertes, se puede requerir sobre elevar el nivel del agua en la presa para que haya un vertido limpio, ya que la acción de las olas en aguas poco profundas levantará los lodos del fondo del estanque, manteniéndolos en constante agitación.

La elevación de las bermas con arena en el método de aguas arriba requiere de mucho tiempo muerto en la operación. Por esta razón, se necesitan dos estanques separados para una nueva mina, o una zona suficientemente grande para que la mitad de ésta pueda estar inactiva durante seis meses al año.

Según el tamaño de las partículas, el clima, etc., pueden requerirse varios meses antes de que un tractor con cuchillas (bulldozer) pueda acercarse a la playa para empujar arena para el dique, o que una draga pueda llegar a la playa con el mismo objeto. Debe preverse bastante tiempo para esta parte de la operación, que a menudo es una de las incógnitas del proyecto.

Se ha ideado un nuevo sistema para el método del eje central, el cual contrarresta estas demoras. Se instalan la tubería principal y los hidrociclones entre dos tubos verticales, para que toda la tubería pueda levantarse con cilindros hidráulicos mientras está en operación.

3.3.10 *Revisión del Proyecto, de la Construcción y de la Operación*

Los planes para una presa de jales deben ser revisados por un ingeniero geotécnico competente, especializado en el proyecto de presas de jales. Los resultados de las pruebas sobre las propiedades físicas de los suelos de cimentación, suelos de la presa y de los jales usados como material de construcción deben ser estudiados a fondo.

El ingeniero geotécnico que hará la revisión, por lo general no requerirá pruebas, a menos que exista alguna duda evidente sobre algún material que parezca inapropiado. Sin embargo, deberá verificar los cálculos del factor de seguridad, usando la geometría de la presa y la resistencia del material (28, 29, 30). El volumen de agua previsto en el dren, debido a la permeabilidad horizontal y vertical de la arena es especialmente crítico, y no es difícil calcularlo usando redes de flujo (22, 31, 32). En vista de que el dren es un componente crítico del conjunto, es común utilizar un factor de seguridad de 10.

La revisión de la construcción debería cubrir todo, desde la ubicación del apilamiento de tierra vegetal

hasta la instalación de la tubería. Reviste especial importancia la colocación de drenes, filtros y el suelo del material del bordo iniciador mismo, para que la arena y la grava de cada banco de préstamo vaya al lugar adecuado en la presa. También es crítico el grado de compactación especificado para el bordo iniciador (18, 19).

La explotación de un depósito de jales es más o menos estándar para cada uno de los métodos de almacenamiento, con variaciones locales debidas al tonelaje, al tamaño de las partículas y a las preferencias locales. El ingeniero que revisa el método de explotación puede ser muy útil, si conoce un método mejor de almacenamiento, una innovación o algo que pueda mejorar el plan general. Por tanto, es imperativo que el ingeniero proyectista conozca los avances más recientes en los métodos de explotación y que su plan sea revisado antes de comenzar el proyecto mismo. Las decisiones que se tomen al comienzo del proyecto determinarán todo el plan de allí en adelante. Es por esto que es tan importante esta fase. Claro está que antes de comenzar a construir, deberá hacerse una revisión final de todos los planes.

3.4 *Cimentaciones*

3.4.1 *Generalidades*

Un proyecto exitoso de una presa de jales depende significativamente de una evaluación detallada de la cimentación. El almacenamiento de desperdicios industriales y mineros, usando agua del proceso, exige que la evaluación de la cimentación cumpla con los criterios estructurales y ambientales. Las preocupaciones estructurales normales pueden complicarse al tener que ubicar la presa y el depósito sobre obras mineras o yacimientos minerales que aun no se han explotado. La evaluación de la permeabilidad y de las infiltraciones pueden agregar importancia a la determinación sobre posibles contaminantes y a mantener cualesquiera efluentes dentro de los límites de las especificaciones

establecidas por las oficinas reguladoras. Williams⁷ presenta una discusión sobre la naturaleza en general, los problemas de almacenamientos, la tecnología y las limitaciones sobre los efluentes de muchos renglones de la industria minera. El volumen de desechos disponibles puede permitir soluciones poco costosas a algunos problemas de cimentación; sin embargo, las restricciones impuestas por la superficie del terreno disponible, la necesidad de pequeñas distancias de transporte y las características de los desperdicios y efluentes, puede llevar a tratamientos de cimentación que podrían evitarse en el caso de presas convencionales.

La cimentación debe tener una resistencia adecuada para recibir las cargas del depósito y de cualquier estructura hidráulica incluida en la presa. También debe ser lo suficientemente impermeable como para controlar las infiltraciones y satisfacer las normas estructurales y de anticontaminación.

3.4.2 *Asentamientos*

3.4.2.1 *Cimentaciones Rocosas*

En ausencia de cavidades subterráneas o de minas, el asentamiento de una cimentación rocosa sólida no constituye por lo general un problema en el proyecto de un dique de almacenamiento. Para algunas presas cimentadas sobre roca, han sido reportados por Sherard³³ asentamientos en la cimentación de más de 305 mm, por lo que esta consideración de proyecto no puede ser ignorada. Como lo apunta Jansen³⁴ en su discusión sobre presas de tierra, los asentamientos diferenciales en superficies irregulares de roca no son poco comunes.

Las presas de jales por lo general no son objeto del mismo control de construcción como lo es una presa convencional. Gran número de presas de jales se construyen con materiales no cohesivos y, por tanto,

no están sujetas a fisuras. Debe darse particular atención, sin embargo, a los contactos con rocas, tanto en el caso de bordos iniciadores como de presas de jales, para evitar fisuras en zonas de suelos cohesivos, causadas por asentamientos diferenciales entre un fondo de valle compresible y empotramientos rocosos o aflojamientos de rocas. Sherard³³ presenta los aspectos de la mecánica del agrietamiento.

La existencia de trabajos mineros abandonados, activos o propuestos debajo de una presa o depósito no es rara. El tamaño y el espaciamiento de las aberturas subterráneas, junto con la profundidad y la calidad de la capa intermedia, afectarán el proyecto de la presa y de la mina. Una falla en la cimentación puede traducirse en:

- una infiltración excesiva, con los consiguientes costos de bombeo,
- una inundación rápida, con riesgos para el personal bajo tierra,
- pérdida de la mina o
- pérdida del depósito

Engineers International Inc.³⁵, Skelly and Loy³⁶ y K. Wardell and Partners³⁷, bajo contrato con el Gobierno, han suministrado estudios completos junto con una extensa bibliografía y métodos analíticos para determinar los efectos superficiales de los trabajos en minas subterráneas.

La presencia de cavidades de disolución o materiales para cimentación que pueden ser atacados por el agua, tales como los esquistos, sensibles al agua, la piedra calcárea y el yeso, debe ser determinada con la suficiente anticipación para considerarla en el proyecto. Además, el efluente de la planta puede llevar sustancias químicas que pueden atacar la cimentación y, en donde exista esta posibilidad, un geoquímico puede

identificar problemas que pueden ser evitados cambiando de sitio o tratando el agua de proceso antes de vaciarla al estanque.

3.4.2.2 *Cimentaciones Compresibles*

La teoría de la consolidación y los métodos analíticos para predecir los asentamientos se presentan en muchos textos sobre mecánica de suelos (21, 38, 39). El asentamiento de la cimentación puede conducir al agrietamiento del dique, a presiones de poro excesivas en la cimentación y a la distorsión vertical y horizontal de los conductos empotrados, usados muy a menudo en los sistemas de decantación de las presas de jales. Rutledge and Gould⁴⁰ informan sobre un estudio de los movimientos horizontales y verticales de conductos de tubería de concreto y suministran un método para dar flexibilidad a las juntas de los conductos. Blinde⁴¹ hace referencia a la dificultad de analizar las fuerzas que actúan sobre los conductos que atraviesan las presas de jales. Taylor y D'Appolonia⁴², así como Walker⁴³ proporcionan información sobre problemas de asentamiento que se presentan con cimentaciones compresibles.

El concepto de bordo iniciador se usa a menudo para aprovechar la topografía natural, construyendo una serie de bordos iniciadores entre las lomas del terreno natural y/o afloramientos de roca. El depósito subsecuente de jales utiliza la cresta del bordo iniciador y el terreno natural como cimentación para la porción estructural de la presa de jales que sirve para almacenar los lodos y para el control de avenidas o crecientes de agua, en tiempo de lluvias. El proyecto debe considerar los asentamientos diferenciales entre el bordo iniciador y el terreno natural y los efectos del agua de jales sobre esta combinación de material de cimentación. Grandes extensiones de regiones áridas o semi-áridas están cubiertas de suelos de baja densidad y alta resistencia al estado seco. Estos son sobre todo suelos

transportados por el viento (loess) pero pueden tener otros orígenes geológicos. Al agregar agua de la presa de jales, éstos suelos sufrirán una pérdida importante de volumen, lo que puede dar por resultado un colapso total de la cimentación (33, 43, 45). El U.S. Bureau of Reclamation informa sobre el prehumedecimiento exitoso y suministra especificaciones de muestras⁴⁴; sin embargo, Sherard³³ hace notar el riesgo de licuación si se prehumedece la cimentación, pero sin que se presente el colapso.

3.4.2.3 *Resistencia*

Cimentaciones Rocosas

Para determinar la resistencia de proyecto deben evaluarse el tipo, las condiciones y la homogeneidad de una cimentación rocosa. Aun cuando la resistencia de la roca no es normalmente un problema en una presa de enrocamiento, la altura de una presa de jales no conoce límites y las alturas finales previstas pueden incrementarse a menudo en el futuro, debido a cambios en el valor del mineral. La mayor parte de las rocas tienen una resistencia adecuada. Sherard³³ y Jansen³⁴ tratan la evaluación de peligros debidos a la presencia de esquistos y tufas (tobas), juntas, foliación y fallas. Debe determinarse la presencia de planos de debilidad dentro de la roca, con el objeto de evitar la posibilidad de un deslizamiento de la cimentación. Las presas de jales a menudo se construyen en laderas en las que el efecto combinado de lodos, agua y el dique pueden producir derrumbes. Fang Brown³⁹ y el U. S. Army Corps of Engineers¹³ ofrecen métodos para analizar deslizamientos de traslación y rotación.

Cimentaciones en Suelos

La selección de la resistencia de los suelos, que se debe usar en el análisis, puede constituir un problema difícil y debe tomar en cuenta las condiciones que pre-

valecerán durante la construcción y la explotación del lugar. La naturaleza del almacenamiento de desperdicios es tal que se pueden depositar una gran cantidad de desperdicios en un tiempo relativamente corto y este almacenamiento rápido es función de las necesidades mineras e industriales. Los materiales para cimentación deben disponer de un tiempo adecuado para consolidarse, con el fin de lograr las resistencias de proyecto. Debe notarse que en el método de aguas arriba de construcción de presas se requiere que la parte estructural de la presa se construya sobre lodos previamente colocados, que actúan como cimentación para el siguiente dique. Fang³⁹, el U.S. Army Corps of Engineers⁴⁶, Sherard³³ y Lambe²³ presentan discusiones sobre la interpretación de datos de las pruebas de resistencia y la aplicación del análisis de esfuerzos totales y efectivos. Taylor y D'Appolonia⁴², así como Walker⁴³, dan datos de pruebas y de mediciones de campo sobre el comportamiento de dos cimentaciones en terreno muy suave. La licuación inducida por un sismo es objeto de discusión en una sección posterior sobre sismos; sin embargo, el proyectista debe considerar la posibilidad de licuación debida a deformaciones internas o licuación producida por deformaciones cuando las arenas saturadas y sueltas afectan la estructura.

3.4.3 *Infiltraciones*

En virtud de que la cantidad y calidad de las infiltraciones pueden tener una influencia significativa en el método utilizado para almacenar desechos, al inicio del proyecto deben considerarse los efectos estructurales y contaminantes. Cedergren²² y Casagrande^{47, 48} presentan la teoría y el uso de redes de flujo para determinar las cantidades, la localización, las fuerzas y las presiones debidas a las infiltraciones. Kealy y Williams⁴⁹, así como Kealy y Bush⁵⁰ presentan una aplicación del análisis de elementos finitos a los problemas de infiltraciones. Debe establecerse la resis-

cia de la cimentación al ataque tanto del agua como por lixiviación. La infiltración a través de las juntas y fisuras en la roca puede disolver la roca, atacar el cementante o aumentar el tamaño de las aberturas por erosión, dando por resultado asentamientos locales, la migración de partículas finas a través de las aberturas más grandes, fallas de la tubería, o subpresiones peligrosas. La existencia de lentes o de vetas de materiales de granulometría discontinua puede producir los mismos efectos. Como se indicó con anterioridad, debe considerarse al inicio del proyecto la presencia de suelos "colapsables".

El control de la infiltración en la cimentación puede requerir uno de los tres métodos básicos: la eliminación, la reducción o la aceptación de las infiltraciones con dispositivos para su control. El control de las infiltraciones por lo general requiere uno o una combinación de los siguientes métodos: zanjas o paredes interceptoras, inyección de lechada, capas drenantes aguas arriba, drenes y pozos de alivio. Sherard³³, Jansen³⁴, USBR⁴⁴, Cedergren²² y Thomas⁵¹, así como Koerner y Welsh⁵² presentan consideraciones de proyecto y métodos para el control de la infiltración.

La infiltración a través de las presas de jales construidas por medio de "espigas" difiere de la infiltración a través de las presas convencionales, construidas con suelo compactado. La diferencia se debe a los siguientes factores, inherentes a una presa de jales y que afectan el nivel freático:

- El nivel baja debido a la ausencia de homogeneidad en la dirección horizontal; por la anisotropía substancial durante las fases iniciales del flujo de infiltraciones y por una pendiente casi horizontal en la playa aguas arriba, particularmente si es larga.

- El nivel freático sube por la ausencia de homogeneidad en la dirección vertical; por una anisotropía substancial durante las fases ulteriores del flujo de infiltraciones y por la infiltración desde la playa.

Como resultado de la acción algo compensadora de todos estos factores, el nivel freático es más bajo, en un 20 a 50 %, que en las presas convencionales de tierra.

Otra particularidad de las presas de jales es que los jales gruesos no tienen cohesión y son muy susceptibles a la erosión del agua y al flujo de infiltraciones. Por ello debe darse una gran atención a la protección de los jales por medio de filtros en cualquier punto en donde podrían presentarse erosiones o tubificaciones.

3.4.4 Sismicidad

Los efectos de las vibraciones ocasionadas por sismos u otros factores, tales como los explosivos, reciben cada vez una mayor atención. El uso de métodos de análisis pseudo-estáticos es por lo general aceptable en zonas de actividad sísmica relativamente baja. El empleo de métodos dinámicos más recientes ha sido restringido, debido a los costos, a zonas de fuerte actividad sísmica. Tanto el tipo de producto como el método de almacenamiento de muchos tipos de jales o desechos generan una mayor preocupación sobre el estudio de los efectos de los sismos. El U.S. Corps of Engineers presenta un mapa de zonas sísmicas y una discusión del uso de los coeficientes sísmicos. También se han publicado mapas sísmicos que indican frecuencias de ocurrencia^(54,55). Además, en Gran Bretaña y otros países se han publicado mapas sísmicos de todo el mundo. Se puede obtener de NOAA⁵⁶ un resumen de los sismos registrados, así como descripciones dentro de un radio especificado a partir de un punto identificado por coordenadas. La selección de coeficientes sísmicos, las limitaciones de los métodos pseudo-estáticos y el análisis de respuesta dinámica son presentados por Seed^{39, 40}. Debe determinarse el potencial de licuación de los suelos de cimentación, particularmente en el caso del método de aguas arriba, en el que cada dique sucesivo se eleva usando materia-

les de cimentación previamente almacenados, húmedos y finos. Seed e Idris⁵⁷ y Castro⁵⁸ suministran correlaciones entre los resultados de pruebas de penetración estándar y el potencial de licuación. Informes seleccionados, de diversos autores⁵⁹, presentan discusiones sobre métodos actuales de evaluación y pruebas. Ellison y Cho⁶⁰ examinan el potencial de licuación de lodos de desperdicio de las minas de carbón. El trabajo "Earthquake Engineering and Soil Dynamics"⁶¹ contiene una discusión extensa de los problemas de sismos.

La estabilidad de las presas de jales puede ser aumentada y el riesgo de licuación disminuido, con las siguientes medidas:

- Bajando el nivel freático. Esto se logra por todos los medios posibles tales como drenaje, bordos iniciadores permeables, revestimientos de drenes, capas drenantes.
- Compactando los jales; si los jales están bien compactados a una densidad relativa mayor a 0.6, el peligro de licuación es muy pequeño; con una densidad relativa mayor a 0.65, prácticamente no hay peligro de licuación.
- Sobrecargando el material de drenaje (por ejemplo, material de desmonte de minas a cielo abierto).
- Capas intermedias de materiales más gruesos (capas drenantes), que separan el material más fino y húmedo en capas; de esta manera, el material arriba de los drenes sirve como material de carga para el que está abajo del dren y mejora la estabilidad para evitar la licuación.
- Acelerando la consolidación de los jales; la consolidación vuelve al material más compacto y reduce el contenido de agua, dos factores que lo hacen más susceptible a la licuación; la consolidación puede ser...

mentarse con las mismas medidas: toda clase de drenes, capas drenantes, carga y compresión.

Muy a menudo se puede asegurar la estabilidad dinámica de las presas de jales sin la necesidad de mayor compactación, haciendo uso de todos los materiales disponibles y distribuyéndolos adecuadamente dentro de la sección transversal de la presa de jales (los permeables drenando a los menos permeables, con "ciclo- neado" alterno y espigas) y manteniendo playas largas.

3.4.5 Preparación de la Cimentación y de los Apoyos

La preparación mínima de la cimentación consiste en la limpieza y el desmonte en aquellas partes de la presa en donde no puedan permitirse ni los huecos creados por material en descomposición ni movimientos. Dada la enorme cantidad de desechos, el uso de pendientes más pequeñas y presas más anchas, podría evitarse la eliminación de materiales menos deseables para la cimentación. Sería conveniente que esta fase inicial de construcción estuviera bajo el control de personas familiarizadas con las hipótesis de proyecto. La mayor parte de los proyectos no permiten una segunda oportunidad y el costo de los trabajos de reparación será mayor y menos satisfactorio que el correspondiente al proyecto original. Los numerosos tipos posibles de preparación de cimentaciones y apoyos, así como las consideraciones de proyecto son cubiertos por muchos autores. USBR⁴⁴, Thomas⁵¹, Sherard³³, Cedergren²², D'Appolonia², Jansen³⁴ y Halliburton⁶² presentan detalles de los diversos problemas y soluciones.

B I B L I O G R A F I A

1. Current Geotechnical Practice in Mine Waste Disposal. Artículos recolectados por the Committee on Embankment Dams and Slopes of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1979.

2. Engineering and Design Manual, Coal Refuse Disposal Facility. E. D'Appolonia Consulting Engineers. Superintendent of Documents Washington, D.C.; Mining Enforcement and Safety Administration (MESA).
3. Uranium Mill Tailings Management, Memorias de un Simposio, Colorado State University, 1978.
4. Tailings Disposal Today, Memorias del First International Tailing Symposium, Tucson, Arizona, 1972, Edited by C.L. Alpin and G.O. Argall, Jr., Miller Freeman Publications Inc., San Francisco, California.
5. Tailings Disposal Today, Memorias del Second International Tailing Symposium, Denver, Colorado, 1978. Edited by G.O. Argall, Jr., Miller Freeman Publications Inc., San Francisco, California.
6. Buffalo Creek (W. Va.) Disaster, 1972, Audiencia ante el Subcommittee on Labour of the Committee on Labour and Public Welfare United States Senate, Ninety-Second Congress, Second Session on Buffalo Creek Disaster, Part 1 & 2, 1972.
7. Williams, R.E., Waste Production and Disposal, 964, Miller Freeman Publications.
8. Chow, Ven Te., Handbook of Applied Hydrology, 1964, McGraw Hill.
9. SCS National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology, 1972. En venta con el Superintendent of Documents, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. 20402.
10. Design of Gravity Dams, Appendix G. Inflow Design Flood Studies, 1976, U.S. Department of the Interior-Bureau of Reclamation.
11. Design of Small Dams, 1974. Department of the Interior U.S. Bureau of Reclamation.
12. Recommended Guidelines for the Safety Inspection of Dams, U.S. Army Corps of Engineers.
13. Chow, Ven Te., Open Channel Hydraulics, 1959, McGraw Hill.
14. Brater, F.E. and H.E. King, Handbook of Hydraulics, 6a. Edición, 1976, McGraw Hill.
15. Abadjiev Ch.B. and A. Karadimov, About the Application Conditions of the Spigotted Tailings Dam and the Upstream Method, Rudodobiv, 1, 1980, Sofia.
16. Abadjiev Ch.B. and A. Karadimov, Construction and Height of the Starter Dams of the Spigotted Tailings Dams Built by the Upstream Method, Rudodobiv, 3, 1980, Sofia.

17. Abadjiev Ch.B., A. Karadimov, and P.B. Korenev. Some Research and Considerations for the Design of Tailings Dams Built by Cyclones and the Downstream Method, Rudodobiv, 11, 1980, Sofia.
18. ASTM Standard Methods for Moisture-Density Relations of Soils Using 5.5 lb (2.5 kg) Rammer and 12-in. (304.8 mm) Drop. D698-70 in 1976 Annual Book of ASTM Standards: Part 19, Natural Building Stones; Soil and Rock. Philadelphia, Pa., 1976, Págs. 145-149.
19. ASTM Standard Methods for Moisture-Density Relations of Soils Using 10lb (4.5 kg) Rammer and 18-in. (457 mm) Drop. D1557-70 in 1976 Annual Book of ASTM Standards: Part 19, Natural Building Stones; Soil and Rock. Philadelphia, Pa., 1976, Págs. 211-216.
20. Hall, H.W. Soil Compaction Investigation Report No. 10 U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1968, 13 Págs.
21. Lambe, T.W. and R.V. Whitman, Soil Mechanics. John Wiley & Sons Inc., Nueva York, 1969, 165 Págs.
22. Cedergreen, H.R., Seepage, Drainage and Flow Nets. John Wiley & Sons Inc., Nueva York, 1967, 467 Págs.
23. Soderberg, Roy L. and Richard A. Busch, Design Guide Metal and Nonmetal Tailings Disposal, BuMines RI 8755, 1977, 136 Págs.
24. Coates, D.F. Tentative Design Guide for Mine Waste Embankments in Canada, Can. Dept. Energy, Mines and Resources, Mines Branch Mining Research Center, Tech. Bull. TB 145, Marzo de 1972, 1989 Págs.
25. Bishop, A.W. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes. Geotechnique, v. 5, No. 1, 1965, Págs. 1-17.
26. Morgenstern, N.R., and V.E. Price, The Analysis of the Stability of General Slip Surface. Geotechnique, V. 15, Junio de 1965, Págs. 79-93.
27. Whitman, R.V. and W.A. Bailey. Use of Computers for Slope Stability Analysis, J. Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE. v. 93, No. SM4, Julio de 1967, Págs. 475-498.
28. ASTM Standard Methods for Unconsolidated, Undrained Strength of Cohesive Soils in Triaxial Compression, D2850-70 in 1976 Annual Book of ASTM Standards: Part 19, Natural Building Stones; Soil and Rock. Philadelphia, Pa., 1976, Págs. 348-353.
29. Hvorslev, M.J. Subsurface Exploration and Sampling of Soil for Civil Engineering Purposes. U.S. Army, Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1949, Pág. 2.
30. U.S. Army Corps of Engineers. Laboratory Soils Testing. Em 1110-2-1906 in 1952 Soil Mechanics Design, 1952, 62 Págs.
31. Dealy, C.D. and R.A. Busch. Determining Seepage Characteristics of Mill Tailings by the Finite Element Method. Publicado como U.S. Bureau of Mines Report of Investigation No. 7477.
32. Kealy, C.D., R.A. Busch and M.M. McDonald. Seepage-Environmental Analysis of the Slime Zone of a Tailings Pond BuMines RI 7939, 1974, 89 Págs.
33. Sherard, J.L., R.J. Woodward, S.F. Gilzienski, and W.A. Clevenger. Earth and Earth-Rock Dams. John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1963, 671 Págs.
34. Jansen, R.B., Dams and Public Safety. Superintendent of Documents. U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. 20402; and the Water and Power Resources Service, Engineering and Research Center, Denver Federal Center, Post Office Box 25007, Denver, Colorado 80225, Attention: 922, Stock No. 24-003-00138-4.
35. U.S. Department of Interior, Bureau of Mines. Criteria for Determining When a Body of Surface Water Constitutes a Hazard to Mining. Preparado por Engineers International, Inc., disponible a través del National Technical Information Service (NTIS).
36. U.S. Bureau of Mines, Guidelines for Mining Near Water Bodies. Preparado por Skelly and Lo, disponible a través de NTIS.
37. U.S. Bureau of Mines, Contract No. 252021. Guidelines for Mining Under Surface Water. Preparado por K. Wardell and Partners, disponible a través de NTIS.
38. Terzaghi, K. and R. Peck. Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1967, 729 Págs.
39. Foundation Engineering Handbook. Editado por H.F. Winterkorn and H. Farg; Van Nostrand's Reinhold Company.
40. Rutledge, P.C. and J.P. Gould. Embankment Dam Engineering; Casagrande Volume; chapter titled "Movements of Articulated Conduits Under Earth Dams on Compressible Foundations".
41. Blinde, A., Earth and Water Pressure on Rectangular Conduit Embedded in Settling Pond Dam, pp. 296-316, Tailings Disposal Today, Miller Freeman Publications, 1973.
42. Taylor, M.J. and E. D'Appolonia. Integrated Solutions of Tailings Disposal. Memorias de Conference on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials; ASCE Ann Arbor, Michigan/Junio 13-15, 1977.

43. Walder, F.C., Willard Dam - Behaviour of a Compressible Foundation. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*; Proceedings of ASCE, Vol. 93, No. SM4; Julio 1967.
44. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation. *Design of Small Dams. A Water Resources Technical Publication*. 1a. Edición 1960 (3ra. impresión, 1965), 595 Págs.
45. U.S. Bureau of Reclamation, Earth Manual; 2a. Edición. A la venta con el Superintendent of Documents, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. 20402.
46. U.S. Department of the Army; Corps of Engineers. *Engineering and Design Stability of Earth and Rockfill Dams*. EM 1110-2-1902
47. Casagrande, A.W. Research on the Atterberg Limits of Soils. *Public Roads*, v 13, Octubre 1932, Págs. 121-136.
48. Casagrande, L. and B.N. MacIver. Design and Construction of Tailings Dams. *Memorias de 1st International Conference on Stability of Open Pit Mining*, Vancouver, British Columbia, Nov. 23-25, 1970. Society of Mining Engineers, American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, Nueva York, 1971, Págs. 181-204.
49. Kealy, C.D. and R.E. Williams. Flow Through a Tailings Pond Embankment. *Water Resources*, Vol. 7, No. 1, Págs. 143-154.
50. Kealy, C.D. and R.A. Busch. Determining Seepage Characteristics of Mill Tailings by the Finite Element Method. Published as U.S. Bureau of Mines Report of Investigation No. 7477.
51. Thomas, H.H. *Engineering of Large Dams*. John Wiley & Sons.
52. Koerner, R.M. and J.P. Welsh. *Construction and Geotechnical Engineering Using Synthetic Fabrics*. John Wiley & Sons; 1980.
53. U.S. Army Corps of Engineers, Office of the Chief of Engineers. *Recommended Guidelines for Safety Inspection of Dams*. Washington, D.C. 20314.
54. *Effective Peak Acceleration Map*; publicado por California Applied Technology Council, impreso en *Civil Engineering Magazine*; Diciembre 1976.
55. Algermission, S.T. and D.M. Perkins. *Earthquake Hazard Map of the United States*; U.S. Geological Survey; Denver, Colorado.
56. National Oceanic and Atmospheric Administration, Environmental Data and Information Service, Att: D622; 325 Broadway; Boulder, Colorado 80303.
57. Seed, H.B. and I.M. Idriss. Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential.
58. *ASCE Journal of the Geotechnical Division*. Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands; Castro, G., June 1975.
59. *Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering*. ASCE Annual Convention and Exposition. Philadelphia, Pa., Septiembre 1976, Preprint 2752.
60. Ellison, R.D. and Yo Y. Cho. Liquefaction Considerations for Fine Coal Refuse. D'Appolonia Consulting Engineers. Artículo presentado en 7th Ohio River Walley Soil Seminar; Lexington, Ky. 8 de octubre de 1976.
61. *Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Vol. 1, 2 and 3. *Memorias de la ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, 1978*. Publicado por American Society of Civil Engineers.
62. Halliburton. *Grouting in Soil, Design and Operating Manual*; Vol. 2. Junio de 1976. Disponible en National Technical Information Service No. PB-259044.
63. Abadjiev Ch.B., Seepage through mill tailings dams, Tema 44, Informe 18 XII International Congress on Large Dams, México 1976.
64. American Society for Testing and Materials. *Standard Methods for Particle-Size Analysis of Soils*. D4220-63 (1972) in 1976 Annual Book of ASTM Standards: part 19, Natural Building Stones; Soil and Rock. Philadelphia, Pa., 1976, Págs. 69-79.
65. ASTM Standard Methods of Test for Liquid Limit of Soils. D423-66 (1972) in 1976 Annual Book of ASTM Standards: Part 19, Natural Building Stones; Soil and Rock. Philadelphia, Pa., 1976, Págs. 80-83.
66. ASTM Standard Methods of Test for plastic Limit and Plasticity Index of Soils. 424-59 (1971) in 1976 Annual Book of ASTM Standards: Part 19, Natural Building Stones, Soil and Rock. Philadelphia, Pa., 1976, Págs. 84-85.
67. ASTM Standard Methods of Specific Gravity of Soils. B854-58 in 1976 Annual Book of ASTM Standards: Part 19, Natural Building Stones, Soil and Rock. Philadelphia, Pa., 1976, Págs. 154-156.
68. ASTM Standard Methods for Density of Soil in Place by the Sand Cone Method. D1556-64 (1974) in 1976 Annual Book of ASTM Standards: Part 19, Natural Building Stones, Soil and Rock. Philadelphia, Pa., 1976, Págs. 207-210.
69. ASTM Standard Methods of Density of Soil in Place by the Rubber Balloon Method. D2167-66 in 1976 Annual Book of ASTM Standards: Part 19, Natural Building Stones, Soil and Rock. Philadelphia, Pa., 1976, Págs. 267-270.

70. ASTM Standard Methods for One Dimensional Consolidation Properties of Soils. D2435-70 in 1976 Annual Book of ASTM Standards: Part 19, Natural Building Stones, Soil and Rock. Philadelphia, Pa., 1976, Págs. 305-308.
71. ASTM Standard Methods of Density of Soil and Soil-Aggregate in place by Nuclear Methods (Shallow Depth). D2922-71 in 1976 Annual Book of ASTM Standards: Part 19, Natural Building Stones, Soil and Rock. Philadelphia, Pa., 1976, Págs. 357-364.
72. Dobry, R. and Alvarez L. Seismic Failure of Chilean Tailings Dams. *J. Soil Mechanics and Foundation Div.*, ASCE, v. 93, No. SM6, Noviembre 1967, Págs. 237-260.
73. Goodman, R.E. and H.B. Seed. Earthquake Induces Displacement in Sand Embankments. *J. Soil Mechanics and Foundation Div.*, ASCE, v. 92, No. SM2, Marzo de 1965, Págs. 125-146.
74. Ham, R.W., L.L. Weiss and W.T. Wilson. Isolation as an Empirical Function of Daily Sunshine Duration. *Monthly Weather Rev.*, v. 82, No. 6, Junio de 1954, Págs. 141-146.
75. Hoeck, E. Der Einfluss der strahlung und der temperature auf den Schmelzprozess der Schneedecke (Influence of Radiation and Temperature an the Melting Process of the Snow Cover). *Beitrage zurgeologie der Schweiz, Geotechnische serie Hydrologic*, v. 8, 1952; U.S. Army Snow, Ice and Permafrost Research Establishment, SIPRE Translation 49, Enero de 1958.
76. Hough, B.K. Basic Soils Engineering. Ronald Press Co., New York, 1957, Págs. 97-134.
77. Iliev S.S. Nikolov and G. Avramov, Experience from the construction of dams for tailing dumps in the People's Republic of Bulgaria. Question 44, Report 17, XII International Congress on Large Dams, México, 1976.
78. Kelay, C.D. and R.L. Soderberg. Design of Dams for Mill Tailings. BuMines IC 8410, 1969, 44 Págs.
79. Kealy, C.D. Safe Design for Metal Tailings Dams. *Min. Cong. J.*, v. 59, No. 1, Enero de 1973, Págs. 51-55.
80. Li, C.Y. Construction Pore Pressures in an Earth Dam. *J. Soil Mechanics and Foundation Div.*, ASCE, v. 85, No. SM5, Octubre de 1959, Págs. 43-59.
81. MacIver, B.N. How the Soils Engineer Can Help the Mill Man in Construction of Proper Tailings Dams. *Eng. and Min. J.*, v. 162, No. 5, Mayo de 1961, Págs. 85-90.
82. Malentiev V.A., N.P. Kolpashnikov and B.A. Volnin, Hydraulically filled hydraulic structures, Ed. "Energy", Moscú, 1973, (in Russian).
83. Parcher, J. and R. Means. Soil Mechanics and Foundations. Charles E. Merrill Publishing Co., Columbus, Ohio, 1968, 543 Págs.
84. Rainfall Frequency - Duration Atlases, Various Publica. dates for different areas and storms. U.S. Department of Commerce, Weather Bureau.
85. U.S. Army Corps of Engineers - Runoff from Snowmelt. EM 1110-2-1406 in 1960 Engineering and Design, 1960, 61 Págs.
86. Seed. H.B. A Method of Earthquake Resistant Design of Earth Dams. *J. Soil Mechanics and Foundation Div.*, ASCE, v. 9, No. SM1, Enero de 1966, Págs. 13-41.
87. Seed. H. and K.L. Lee. Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading. *J. Soil Mechanics and Foundation Div.*, ASCE, v. 92, No. SM6, Noviembre de 1966, Págs. 105-134.
88. Smith, E.S. Tailings Disposal and Liquefaction. *Trans. AIME*, v. 244, 1969, Págs. 179-187.
89. Taylor, R.L. and C.B. Brown, Darcy's Flow Solutions with a free Surface. *ASCF, Hydraulics Div.*, v. 93, No. 42, Marzo de 1967, Págs. 25-33.
90. Terzaghi, K. Theoretical Soil Mechanics. John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1963, Págs. 1-182.
91. Terzaghi, K. and R.B. Peck. Soil Mechanics in Engineering Practice, 2a. Edición; John Wiley & Sons.
92. U.S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation. Design of Small Dams, 2nd Ed. Superintendent of Documents, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. 20402.
93. U.S. Army Corps of Engineers. Design of Finite Relief Well Systems. EM 1110-2-1905, 1963, 47 Págs.
94. Wahler, W.A. and Associates, Evaluation of Mill Tailings Disposal Practices and Potential Dam Stability Problems in Southwestern United States, U.S. Department of the Interior, Burea of Mines, Washington, D.C.
95. Taylor, M.J. and Antommara, P.E. "Immobilization of Radionuclides at Uranium Tailings Disposal Sites" - Uranium Mill Tailings Management - Colorado State University - Vol. II (1971).
96. Guarnaschelli, C and Shields, D.M. - Comments on Physical-Chemical Approach to Uranium Mill Tailings Disposal" - Uranium Mill Tailings Management - Colorado State University - Vol. II (1978).

4. CONSTRUCCION Y OPERACION

4.1 Introducción

Estas notas no tienen por intención establecer técnicas detalladas de la instalación, del manejo y de la operación del equipo y del almacenamiento de jales para los muy variados métodos de construcción de presas de jales, según las condiciones locales y el país. Sólo se discutirán aspectos generales de la construcción de presas de jales. A continuación se describirán los requisitos de construcción para varias obras previas al almacenamiento, seguidos de una discusión sobre los objetivos y puntos débiles del almacenamiento, así como de las técnicas de supervisión y mantenimiento de los depósitos. Finalmente, se presentan algunas notas sobre medidas correctivas.

4.2 Descripción de las Técnicas de Almacenamiento de Jales

4.2.1 Generalidades

El objetivo básico en la construcción de cualquier presa de jales es la disposición de jales de desperdicio de la manera más eficaz, segura y económica para las condiciones dadas.

Una presa de jales por lo general involucra el almacenamiento de material de jales de manera ordenada y planeada, con el fin de constituir un depósito estable a largo plazo. Como en general es una operación continua las 24 horas del día, es necesario planear las actividades con anticipación y tener un plan específico de operación compatible con los requisitos del proyecto de la presa. La filosofía del proyecto debe comprenderse totalmente y la planeación del almacenamiento debe ser tal que anticipe las necesidades futuras de proyecto y asegure que éstas son realizables en la fase de almacenamiento.

4.2.1.1 Almacenamiento con el Método de Aguas Arriba

En este método, la corona del dique se mueve progresivamente hacia aguas arriba según se eleva el depósito. Si la proporción de arenas gruesas en los jales es pequeña, dará por resultado una pared exterior de material de alta resistencia, de espesor insuficiente.

4.2.1.2 Almacenamiento con el Método de Aguas Abajo

En este método, la corona del dique se mueve progresivamente hacia aguas abajo según se eleva el almacenamiento, suministrando así un depósito de "cuña completa" de material altamente resistente; esto se consigue al comenzar el almacenamiento en un bordo iniciador situado al interior del perímetro en la base del talud de la presa. Este almacenamiento se realiza desde el bordo iniciador hacia arriba y afuera del perímetro de la base. El eje del depósito se desplaza hacia el bordo iniciador exterior de la presa, según se eleva el almacenamiento.

4.2.1.3 Almacenamiento según el Método del Eje Central

De acuerdo con este método, el eje del depósito permanece en posición fija respecto al bordo iniciador, a medida que sube el nivel del depósito.

4.2.2 Construcción del Dique mediante el Almacenamiento con Hidrociclones

4.2.2.1 Objetivos del "Cicloneado"

El hidrociclón divide los lodos de jales en dos componentes, a saber:

- el flujo inferior del hidrociclón, que contiene las partículas más gruesas y poca agua;

- el flujo superior que contiene las partículas finas y la mayor parte del agua.

La Fig. 4-1 presenta una definición de la relación agua/sólidos para un hidrociclón.

El flujo inferior del hidrociclón por lo general es un producto con buenas propiedades de resistencia al esfuerzo cortante, proporciona un buen drenaje y forma un cono al descargar del hidrociclón, siempre y cuando se proyecte y supervise bien el funcionamiento del mismo.

El flujo superior del hidrociclón es un lodo con poca permeabilidad y buenas características de flujo.

El objetivo de la utilización de hidrociclones en la construcción de una presa de jales es colocar el producto del flujo inferior ("gruesos"), de suerte que se forme una cortina, para almacenar el producto del flujo superior ("finos") en todas las etapas de la vida en la zona de depósito.

4.2.2.2 Técnicas de Almacenamiento con Hidrociclones

La construcción de la pared exterior de una presa de jales, de acuerdo con el método de almacenamiento con hidrociclones, implica una progresión lógica de la colocación de los elementos gruesos del hidrociclón en la periferia exterior de la presa de jales, para formar el almacenamiento. El flujo superior de material fino se descarga en la zona del estanque.

Durante la fase de proyecto se habrá desarrollado un procedimiento para almacenamiento que asegure que el crecimiento de la cortina irá siempre adelante del crecimiento del relleno de finos de la playa detrás de la cortina. Esto supone que existirá suficiente material del flujo inferior para construir la cortina y que las propiedades geotécnicas de este material serán estructural-

mente adecuadas. Los jales se almacenan con cierta secuencia usando las técnicas de colocación de aguas abajo, aguas arriba, del eje central o aguas abajo/ag: arriba. Es necesario cerciorarse de que estas secuencias se respeten, a menos que los registros muestren que es necesario desviarse del plan de proyecto para satisfacer condiciones locales. Es esencial llevar registros regulares del funcionamiento de los hidrociclones durante la fase de almacenamiento de la presa de jales, siendo los puntos sobresalientes a anotar, los siguientes:

a) División del material según sus componentes;

b) Calidad del producto del flujo inferior, respecto a la separación por tamaños y particularmente al tamaño D_{10} que afecta la permeabilidad de este material. Es esencial que el material del flujo inferior sea permeable y que la cantidad del material D_{10} tenga una relación directa con la permeabilidad del material. Debe formar un filtro adecuado para el lodo;

c) Densidad del lodo del flujo inferior. A mer que se mantenga una densidad constante, el material del flujo inferior no formará un dique con las pendientes deseadas. Si es demasiado húmedo, resultará un apilamiento húmedo y desordenado y si está demasiado seco, se formará un apilamiento inestable y de fuerte pendiente del material;

d) La densidad *in situ* del producto de los ciclones deberá ser obtenida a partir de muestras y medida para cerciorarse de que las hipótesis de proyecto sobre tonelaje/volumen eran o son correctas;

e) Asimismo, deben hacerse pruebas de permeabilidad *in situ* para cerciorarse de que el material tenga las propiedades adecuadas.

El funcionamiento de los hidrociclones, evaluado con estas pruebas, es una parte esencial del éxito esta técnica de construcción de diques. Las variaciones

en el funcionamiento de los hidrociclones por lo general se deben a presiones inadecuadas de alimentación o a desgaste en las partes del vórtice inferior del ciclón.

Deben seguirse procedimientos cuidadosos de mantenimiento con el fin de que estas piezas del hidrociclón sean repuestas con regularidad, o que reciban el mantenimiento requerido.

Cada hora debe hacerse una inspección visual del producto del flujo inferior de los hidrociclones, con el fin de cerciorarse de que los hidrociclones no estén funcionando mal. En corto tiempo es posible reconocer cualesquiera variaciones en el producto del flujo inferior de los hidrociclones. Un producto demasiado húmedo ocasionará la erosión del material previamente almacenado y un producto demasiado seco dará por resultado un almacenamiento inaceptable o con una pendiente demasiado fuerte. Por lo general, el flujo inferior de los hidrociclones deberá llevarse a cabo con una descarga atomizada (y no con una descarga a sección llena), ya que se logra una mayor eficiencia de los hidrociclones y una mejor separación de las fracciones, con este tipo de operación. La técnica de almacenamiento con hidrociclones requiere por lo general el levantamiento y la recolocación (reubicación) de la tubería alimentadora de vez en cuando, según aumenta la altura del dique. Esto debe hacerse por lo general en secciones, mientras que otras zonas de la presa siguen funcionando y recibiendo jales. Los movimientos de la tubería pueden hacerse alternativamente mientras el material está siendo descargado en el vaso de almacenamiento de la presa por otros procedimientos. De hacerse tal desplazamiento, debe cuidarse de no llenar indebidamente la presa de almacenamiento creada por el dique de elementos gruesos.

Debe hacerse hincapié en que la velocidad de elevación del relleno de la playa, con respecto a la velocidad de elevación del dique de "gruesos", debe vigilarse para cerciorarse de que la cortina de gruesos siempre esté bastante arriba del nivel de la playa. De encontrar-

se que la elevación de la playa va demasiado aprisa con respecto al crecimiento del dique, deben revisarse las hipótesis de proyecto. Esto podría ser causado, por ejemplo, cuando los hidrociclones están descargando una proporción menor de elementos gruesos, o si la densidad *in situ* de la playa es inferior a la supuesta en la fase de proyecto.

En general, la técnica de almacenamiento con hidrociclones depende significativamente de un funcionamiento invariable de los hidrociclones y del desplazamiento lógico y programado de éstos para obtener el almacenamiento deseado de los jales, teniendo en cuenta siempre que el objetivo principal es mantener la pared de material grueso a un nivel superior al de la playa y, al mismo tiempo, mantener una estructura estable.

4.2.2.3 "Cicloneado" con el Método de Aguas Arriba

En esta técnica, la tubería de alimentación de lodos se coloca inicialmente en la base (o al pie) del bordo iniciador de la presa y el producto del flujo inferior de los hidrociclones ("gruesos") se vacía en el perímetro interior de dicho bordo (es decir, aguas arriba de la tubería de alimentación) y parcialmente sobre los finos de la playa, la que se forma al mismo tiempo. La Fig. 4-2 ilustra este método.

4.2.2.4 "Cicloneado" con el Método de Aguas Abajo

En este método, la tubería alimentadora de lodos se coloca sobre el dique divisorio interno y el material del flujo inferior de los hidrociclones ("gruesos") se coloca en la zona entre dicho dique y el dique al pie de la presa (es decir, aguas abajo de la tubería de alimentación). El bordo iniciador funciona inicialmente como un almacenamiento de material fino, permitiendo que los jales gruesos se almacenen hasta que puedan for-

mar una cortina adecuada para confinar la playa de finos y el estanque.

En la Fig. 4-3 se ilustra este método.

4.2.2.5 *“Cicloneado” con Secuencias Sucesivas Aguas Arriba y Aguas Abajo*

Con esta técnica se forma un cascarón (coraza) exterior de jales gruesos de alta resistencia en una serie sucesiva de secuencias aguas arriba y aguas abajo, programada de suerte que se utilice una cantidad limitada de material grueso descargada del flujo inferior de los hidrociclones; es decir, en el caso en el que haya insuficiente material para una secuencia de construcción aguas abajo, pero suficiente para crear una cuña parcial de material grueso en vez de emplear la técnica de aguas arriba, nada satisfactoria. Este método se ilustra en el Fig. 4-4.

4.2.2.6 *“Cicloneado” con el Método del Eje Central*

En esta técnica, la tubería alimentadora de lodos y los hidrociclones se colocan en el eje central del bordo final, quedando relativamente en la misma posición durante todo el período de construcción, pero siendo elevados paulatinamente sobre dicho eje. Esto por lo general sólo puede ser logrado usando marcos para apoyar la tubería de alimentación de jales y la de los hidrociclones, que permitan su desplazamiento de manera vertical hacia arriba y sin enterrarlos en el material almacenado.

En la Fig. 4-5 se ilustra este método.

4.2.2.7 *Métodos de Estación Central de Hidrociclones*

Esta técnica requiere la separación de la alimentación de lodos de jales en elementos gruesos y elementos finos, en una estación central de hidrociclones cercana a la presa de jales, contrariamente a las técnicas

precedentes que llevan a cabo el proceso de separación sobre el almacenamiento de jales según vaya creciendo. El material grueso se coloca entonces hidráulica y mecánicamente.

4.2.3 *Técnicas de Construcción de Diques por Descarga de Espigas*

Las espigas son salidas múltiples a lo largo de una línea alimentadora y se usan cuando es posible y deseable producir una separación graduada de los elementos gruesos y los finos del producto de jales. Las espigas dividen la descarga de jales en descargas de menor volumen, permitiendo así una disminución rápida en la velocidad del flujo. Esta disminución en la velocidad permite que las fracciones más gruesas se depositen rápidamente. Los tamaños de las partículas disminuyen con la distancia medida a partir de la espiga, llegando las fracciones finas a la zona del estanque. Se abren bastantes espigas en un momento dado para recibir toda la descarga de alimentación.

En comparación con las técnicas de “cicloneado” que permiten una separación inmediata y más eficiente de la parte gruesa de los jales, en donde se justifica desde el punto de vista de operación, el método de las espigas se usa en donde es aceptable su proceso natural y más económico de graduación.

El sistema de construcción de diques por medio de espigas se limita principalmente a los métodos de construcción aguas arriba, aun cuando los métodos de construcción aguas abajo y del eje central pueden emplearse con resultados favorables. Después de cada ciclo de vaciado con espigas debe construirse un nuevo bordo de contención. Este bordo suministra tanto el resaca para el siguiente almacenamiento con espigas, como el bordo libre para almacenar el agua del estanque.

La construcción de diques (bordos) es un proceso manual o mecánico que requiere que se remuevan tramos de la línea de espigas, para permitir que con-

núe ininterrumpidamente el almacenamiento en otras partes. Para construir estos diques por medios mecánicos se usan tractores con cuchillas (bulldozers), cargadores frontales, retroexcavadoras y escrepas, así como palas.

Además del bordo libre que proporciona la construcción del dique, la playa que se forma con la técnica de las espigas incluye su propio bordo libre. Las fracciones de elementos gruesos se depositan con una pendiente más pronunciada que las fracciones de finos. La Fig. 4-6 ilustra el método de almacenamiento por descarga de espigas.

El volumen de almacenamiento así creado puede ayudar materialmente al manejo del estanque, manteniendo el agua a buena distancia del extremo de la presa de jales.

Debe hacerse notar que aun cuando las presas formadas por medio de espigas a menudo requieren menos inversión y costos de operación que las presas formadas por medio de hidrociclones, la separación de partículas que se logra no es tan controlable. Es inevitable la formación de cierto grado de capas horizontales, lo que reduce la permeabilidad vertical, estimulando las infiltraciones horizontales en los jales.

4.2.3.1 Línea Alimentadora Principal Instalada al Nivel del Terreno

Es obviamente ventajoso poder dejar la línea principal alimentadora en su posición original a nivel del terreno. Esto facilita el mantenimiento y las inspecciones. Este sistema se basa sobre extensiones a la tubería de salida de las espigas o sus ramales.

a) Líneas de espigas extensibles

A medida que aumenta la altura de la presa se prolongan las líneas de espigas, mientras que la línea principal se deja atrás. Estas líneas de espigas, de menor

diámetro que la línea principal, son fácilmente prolongables (ver Fig. 4-7). Sin embargo y particularmente si estas tuberías de espigas tienen que seguir el perfil de la presa, como se muestra en la Fig. 4-8, pueden desarrollarse pérdidas por fricción, ocasionando problemas de bombeo o el estallamiento de tuberías.

b) Ramales extensibles

Los ramales se llevan de la línea alimentadora principal hasta la cima de la presa. En este caso la línea deriva a una línea secundaria del lado interior y paralela a la corona de la presa, que tiene salidas de espigas a intervalos apropiados. Aun cuando se requieren dos juegos de tubería, el segundo a menudo es de una menor categoría de presión, con un diámetro menor (ver Fig. 4-9).

4.2.3.2 Línea Alimentadora Principal Elevada Periódicamente

Cuando las líneas de espigas que se muestran en las Figs. 4-7 y 4-8 se vuelven demasiado largas, la línea alimentadora principal debe levantarse a una elevación conveniente. Para efectuar esto, se requieren bermas adecuadas en el perfil de la presa, como se muestra en la Fig. 4-10.

Hay todavía otra tecnología para el método de espigas, cuando se construyen bermas en la ladera de aguas abajo (diques secundarios) a intervalos de 2 a 3 m y la línea alimentadora principal de cada dique secundario es desplazada. En ese caso, las desviaciones cortas de la tubería de espigas sólo apuntan hacia abajo. La ventaja de esta solución es que la pulpa no descarga en la ladera aguas abajo cuando se limpian las desviaciones de la línea de espigas y en caso de fallas en la línea alimentadora, las desviaciones y las válvulas. Esta tecnología es apropiada para las grandes obras o en sus últimas fases cuando el nivel del agua anual sube de 1 a 3 m.

4.2.3.3 *Recomendaciones de Operación*

Pueden existir muchos problemas en el sistema de almacenamiento de jales por medio de espigas, particularmente en lo relativo a la construcción del bordo o dique de contención. Debe cuidarse el no construir este dique de jales demasiado alto sin tener en cuenta los requisitos normales para diques de contención, tales como la compactación y la inclinación del talud exterior. Abundan los casos de erosión severa que provoca la tubería por la construcción inadecuada de los diques. Además, debe cuidarse que los lodos colocados en esos diques sean bastante impermeables. Los terrones de jal deben ser desmenuzados y compactados. Puede requerirse un mantenimiento continuo de los taludes según avance el almacenamiento, como por ejemplo el humedecimiento de la pared para cerrar fisuras por contracción y rellenar "surcos" producidos por la erosión.

La técnica de las espigas se logra aplicar eficientemente si se maniobran las válvulas de salida de las espigas de tal suerte que el flujo de la pulpa sea siempre perpendicular al frente de las espigas. Sólo de esta manera puede ser uniforme y gradual la separación de las fracciones, sin discontinuidades que causarían infiltraciones importantes que ponen en peligro la estabilidad de los diques.

4.2.4 *Sistemas de Cercado ("Paddock")*

En este sistema los jales se almacenan en un cercado construido por medio de diques, rodeando una zona o un estanque. Se almacenan allí jales con un espesor de 100 a 150 mm, y una vez sedimentados, el agua de decantación se lleva a la presa. Después de un período de secado, se elevan los diques circundantes manualmente o por medios mecánicos. Este método se basa en el secado por evaporación y sólo es conveniente en condiciones climatológicas áridas o semiáridas.

Se construye una red de cercados a lo largo del perímetro de la presa o de un bordo de retención. Cada cercado se usa sucesivamente para el almacenamiento, quedando el resto del material en el cuerpo de la presa. El ciclo de almacenamiento depende de la velocidad de la elevación de la presa y se mantiene el mayor tiempo posible con el fin de permitir que se seque la capa precedente de almacenamiento, por drenaje y evaporación, antes de que se tienda la siguiente capa.

Este sistema constructivo de cercado puede usarse con los métodos de construcción de aguas abajo, de aguas arriba o del eje central, como se indica en las Figs. 4-11, 4-12 y 4-13. Es particularmente apropiado para productos de un mismo tamaño. Cuando se usa con materiales de tamaños graduados, la segregación por gravedad de los diferentes tamaños da por resultado la formación de una serie de capas horizontales finas e impermeables, que tienen el efecto de aumentar la relación entre las permeabilidades horizontal y vertical. El resultado puede ser un depósito con altas propiedades anisotrópicas, una superficie de alta infiltración y problemas subsecuentes en cuanto a la estabilidad de los taludes.

Aun cuando el sistema descrito de cercado se usa muy comúnmente para los jales o lodos de minas de oro, se ha adaptado a otros jales a escala mucho mayor. Se construyen diques de contención hasta de 2 m de altura alrededor del cercado, por medios mecánicos. Luego se rellena el cercado a chorro abierto, almacenándose hasta un metro de jales a la vez. Durante la construcción de la presa se continúa excavando y empujando material de la zona de almacenamiento, colocándolo en el talud exterior de la presa con cargadores frontales, tractores con cuchillas (bulldozers) o escrepas, con el fin de formar el dique de retención para almacenamientos futuros. Esta operación, por consecuencia, se lleva a cabo desde el interior de la presa y puede dar por resultado un muro deficientemente compactado. Por lo general no es necesario emplear equi,

dé compactación especializado en presas de jales, ya que el tránsito durante la construcción produce una compactación adecuada. Con este objeto, el dique exterior debe ser lo suficientemente ancho para permitir el paso del equipo de construcción, es decir, la anchura de la corona del muro debe ser cuando menos 1.5 veces la anchura de rueda a rueda del equipo usado. Se debe dar el número suficiente de pasadas para cerciorarse de que el material esté disgregado y compactado, según se muestra en las Figs. 4-14 y 4-15. Algunos jales contienen agentes cementantes que transforman los jales en una masa compacta, la cual tiene que ser disgregada para su colocación en el dique. Si los fragmentos más grandes no se disgregan durante el proceso de excavación, colocación y compactación, los huecos entre ellos forman escurrimientos que generan tubificación a través del muro.

4.2.5 Almacenamiento Mecánico de los Jales

Aun cuando el transporte y el vaciado de los jales por medios hidráulicos sea usualmente el sistema más eficiente para el almacenamiento de jales, hay ocasiones en que es ventajoso usar transporte y vaciado mecánicos o una combinación de transporte hidráulico y vaciado mecánico. Esta sección excluye el uso de equipo mecánico para la construcción de diques en presas con los métodos de espigas o cercado, los que ya han sido presentados en las secciones 4.2.3 y 4.2.4.

El uso más importante del almacenamiento mecánico es cuando se desea construir una presa seca, es decir, en la que no habrán grandes cantidades de efluente de jales que requieran sistemas de decantación.

Tales presas o depósitos pueden hacerse dentro de una zona de retención que controlará el escurrimiento superficial del depósito y la pequeña cantidad de infiltración que pueda presentarse. De esta manera podrá

formarse un almacenamiento relativamente alto dentro de diques de contención bajos, según se muestra en la Fig. 4-16.

Además, un depósito cónico da una relación muy buena entre área superficial y volumen de material almacenado. Las presas secas pueden requerirse cuando la parte líquida de los jales sea particularmente nociva, siendo aconsejable removerla antes de que los jales sean almacenados o cuando las características de sedimentación y consolidación de los jales sean desfavorables y den por resultado un gran volumen de material muy sensitivo, en el caso de que se use el método de almacenamiento hidráulico normal. Otra razón para el empleo de equipo mecánico para el almacenamiento serían las condiciones climatológicas que harían peligroso o impracticable el almacenamiento hidráulico.

El almacenamiento mecánico de jales se usa a menudo en el caso de instalaciones más pequeñas, cuya producción no amerita una presa grande apropiada para el almacenamiento hidráulico, o en donde éste no produciría suficiente material de la calidad requerida para la construcción de diques. Asimismo, ofrece ventajas cuando la planta produce jales diferentes que requieren ser almacenados en zonas separadas, ya que el almacenamiento mecánico proporciona gran control en cuanto a la zona exacta en donde debe almacenarse cierto tipo de jales. También puede usarse el almacenamiento mecánico como un complemento a un sistema de almacenamiento hidráulico, particularmente en las primeras etapas de la construcción, antes de que el sistema hidráulico pueda entrar en operación total y cuando se trata de características topográficas que presenten dificultades para la ejecución del programa principal de construcción.

4.2.5.1 Contenido de Agua

El manejo y la colocación mecánicos requieren que el material esté en un estado plástico o semisólido.

Si el producto de jales se encuentra en este estado al ser descargado del proceso de extracción (por ejemplo, como un pastel de filtro), puede ser llevado mecánicamente en camión o banda transportadora al lugar de almacenamiento. Cuando el producto procesado contiene mucha agua o ha sido transportado hidráulicamente al lugar de almacenamiento, el contenido de agua será demasiado alto para un manejo mecánico directo y se requerirá algún tratamiento para reducir el contenido de agua. Esto puede hacerse por medio de filtros, secadores mecánicos o hidrociclones. Cuando el material almacenado tiene que soportar el peso de camiones o equipo mecánico usado para colocarlo y extenderlo, el contenido de agua del material almacenado debe ser lo suficientemente bajo para permitir la circulación del equipo de construcción, sin que éste se hunda o "atasque" en el material. Cuando las condiciones climatológicas son adecuadas, puede usarse un proceso de dos etapas, permitiendo que se seque el material almacenado por drenaje natural y evaporación antes de moverlo y colocarlo en su destino final.

Cabe hacer notar que un depósito realizado por medios mecánicos se hace con el contenido de agua que tiene al ser vaciado al equipo de almacenamiento y el montículo crece continuamente sin períodos específicos para secado, como en el caso del material almacenado hidráulicamente. El secado que se produce en el material almacenado se debe a las condiciones climatológicas prevalecientes y al ritmo de vaciado. Este es normalmente bastante rápido para obtener una eficiencia máxima del equipo y no es raro encontrar que el montículo esté prácticamente saturado, dando por resultado que tiene un nivel freático elevado. Esto debe considerarse al estudiar el drenaje y la estabilidad del depósito y de la zona circundante.

La posición del nivel freático en las presas puede obtenerse de lecturas en piezómetros y debe ser vigilado permanentemente.

4.2.5.2 *Sistemas de Vaciado Mecánico*

El vaciado mecánico se aplica a la colocación en masa de jales cuando no hay requisitos específicos de compactación o resistencia, excepto de aquéllos que son inherentes al sistema utilizado.

Se dispone actualmente de varios sistemas mecánicos y se deberá seleccionar el sistema o la combinación de sistemas más apropiados, para satisfacer las necesidades específicas de cada explotación de jales.

Se pueden usar camiones normales que puedan circular por carretera desde la planta o desde una estación de secado hasta el lugar del almacenamiento. El mayor mérito de este sistema es la flexibilidad que da para colocar cada carga de jales exactamente donde se requiere. El depósito puede construirse por vaciado en un extremo, pero esto no es recomendable ya que produce una superficie exterior no consolidada y una superficie superior débil que tiene que soportar el tránsito de construcción para el siguiente vaciado. Se formará un depósito mucho más estable si los jales se almacenan en capas y se compactan con el tránsito del equipo de construcción. Pueden usarse tractores con cuchillas (bulldozers) o niveladoras para ayudar a extender las capas. El sistema mecánico menos flexible es la banda transportadora fija que vacía el material en un punto para formar un cono. Puede darse mayor flexibilidad a una banda transportadora, con una o más extensiones móviles, para que puedan formarse conos en varios lugares. Un sistema tal debe tener en cuenta el esfuerzo que se requiere para mover la extensión y la frecuencia a la cual deberá desplazarse.

Debe tenerse cuidado en la ubicación de los diferentes conos, de suerte que no impidan el drenaje del escurrimiento superficial ni formen vasos de captación dentro del depósito. Puede usarse equipo extendedor, esparcidor o apilador junto con la descarga de la banda transportadora, para distribuir los jales sobre una zona más grande. Esto dará por resultado la formación de

un montículo con taludes que no excederán al ángulo natural de reposo del material. Debe tomarse nota de que, contrariamente a los métodos previamente presentados, los montículos de almacenamiento no serán en capas sino en "parches".

El transporte elevado permite que el material sea almacenado en cualquier punto de su recorrido; por lo tanto, una serie de conos puede almacenarse para formar una cadena y, si el sistema elevado puede desplazarse lateralmente, puede cubrirse toda la zona de almacenamiento. Este sistema puede usarse con mucho éxito en donde los jales pueden separarse en productos gruesos y finos; el producto grueso se vacía por transporte elevado sobre la periferia para formar los diques de retención, mientras que los finos se almacenan hidráulicamente en la zona central.

En el proceso de dos etapas, el material vaciado puede extenderse con un tractor provisto de cuchillas, escepas, niveladora o cargador frontal y puede, inclusive, redistribuirse dentro de la zona de almacenamiento con un camión. Esas operaciones no solamente facilitan el control de la forma del depósito, sino que el tránsito vehicular de la construcción compacta los jales.

Cuando se almacena material seco y con terrones, debe cuidarse de que éste sea disgregado y bien compactado; de otra manera, el agua de la superficie fluirá a través de los huecos causando erosión interna que puede producir tubificación y depresiones locales.

4.2.5.3 *Construcción Mecánica de Diques*

Los requisitos para la construcción mecánica de presas son los mismos que para presas construidas por medio de espigas o cercado, según se describe en las secciones 4.2.3 y 4.2.4

4.2.6 *Diques de Presas de Jales Construidos con Tierra o Enrocamiento*

Cuando las propiedades de los jales no son adecuadas para la construcción de diques, y/o la naturaleza del terreno y/o el clima no permiten el uso de jales para la construcción de estos diques, se usa tierra (suelo) o enrocamiento con material de préstamo para construir la presa. Los factores económicos también juegan un papel importante y, en algunos casos, se obtiene un beneficio global almacenando cualquier roca de desperdicio o material de desmonte para formar el dique de contención de la presa. Las presas en valle son las más apropiadas para este tipo de construcción, particularmente en las primeras etapas del almacenamiento en que se requiere una rápida elevación del dique, a fin de aumentar el volumen del depósito lo suficientemente rápido para almacenar el volumen de jales en producción. Estas estructuras pueden subdividirse en diques impermeables y permeables; pueden construirse a toda su altura y forma final en una operación relativamente rápida (prácticamente antes de que comience el almacenamiento) o elevarse continuamente o por etapas de construcción, manteniendo en todo tiempo el bordo libre necesario, por encima de los jales y del agua en la presa.

4.2.6.1 *Diques Impermeables*

Cuando los jales contienen materiales que pueden producir efluentes nocivos, los reglamentos locales contra la contaminación pueden requerir que esas zonas de contención sean impermeables para evitar cualquier infiltración del efluente a través de los diques o al manto freático. Por lo tanto, los diques de contención deben ser impermeables. En esos casos, se construyen haciendo uso de los procedimientos normales para presas de agua con tierra o roca y con un revestimiento impermeable de arcilla o material sintético en la cara interior o aguas arriba, el cual se conecta a un revestimiento impermeable de piso. Esto se muestra en la Fig. 4-17.

4.2.6.2 *Diques Permeables*

Cuando se utiliza un relleno de tierra y sobre todo un relleno de roca, sólo para proporcionar estabilidad al talud exterior, se permite la infiltración a través del dique. Una vez más se indica que los diques se construyen usando técnicas aceptadas para la construcción de presas convencionales, pero en vez de un revestimiento impermeable, la cara aguas arriba debe cubrirse con una capa filtrante adecuada para evitar la migración de los jales por erosión hacia y a través del dique de tierra o roca. En este caso debe vigilarse que se recolecte el agua de infiltración y se controle su descarga. Se requiere cuidado especial en el almacenamiento de jales sobre la cara aguas arriba, para evitar daños a las capas filtrantes, siendo conveniente colocar una capa protectora de tierra o roca sobre los filtros para protegerlos contra la erosión por el vaciado de jales o la acción de olas. Esto se ilustra en la Fig. 4-18.

4.2.6.3 *Construcción hasta la Altura Final*

Las presas de tierra y enrocamiento por lo general son de sección transversal trapezoidal, con una anchura de base hasta de seis veces la altura final. Así, sobre terreno plano, se requerirán aproximadamente seis veces más de material para construir un metro de altura en la base, de lo que se requerirá para elevar el dique un metro cerca de la corona. En un valle, la longitud inicial del dique será pequeña, pero a medida que sube, la longitud del dique aumentará en las secciones más anchas del valle. La topografía del lugar, por lo tanto, determinará la cantidad de material que se requerirá para cualquier etapa de la construcción. Si hay suficiente material disponible para permitir la construcción del dique hasta su altura final, toda su construcción podrá hacerse en una sola operación. La zona de cimentación deberá despalmarse y se construirá el dique en capas horizontales de tierra o de roca, compactándolas. Cuando las características de la roca vaciada son suficientes para formar un dique eficaz, podrá colocar-

se a volteo siempre y cuando los taludes se ajusten a los valores correctos de proyecto.

4.2.6.4 *Construcción de Diques por Etapas*

En muchas minas, la producción de roca de desperdicio aumenta a medida que se explota la mina y no sólo no hay suficiente roca disponible inicialmente para construir todo el dique, sino que a menudo no hay suficiente material para construir todo el ancho de la base del dique. En tal virtud, la primera etapa del dique debe construirse haciendo uso de la roca de desperdicio obtenida en esa etapa, para almacenar los jales producidos durante ese mismo período. De no poderse construir una sección transversal con el material de que se disponga, se deberá hacer con material de préstamo. Cada etapa sucesiva se construye usando el material disponible para lograr una sección transversal que almacene los jales, extendiendo el dique por el método de construcción aguas abajo hasta que se llegue a la sección transversal final a la altura máxima. En este caso igualmente se prefiere la construcción por capas compactadas, pero puede colocarse la roca a volteo como se expresó en el párrafo anterior. Esto se muestra en la Fig. 4-19. La construcción por etapas puede ser adoptada por consideraciones económicas.

Cuando la zona reservada a los jales es también la zona para la roca de desperdicio y la producción de ésta es mayor a la requerida para la construcción del dique, el material en exceso puede colocarse en el lado interior del dique, siempre y cuando la membrana impermeable o la capa filtrante sea continua y no sufra daños, tal como se muestra en la Fig. 4-20.

4.2.6.5 *Almacenamiento de los Jales detrás de Diques de Tierra o Enrocamiento*

El relleno de una presa detrás de un dique de tierra o enrocamiento requiere de una operación cuidadosa. Si el dique ha sido proyectado

para resistir los empujes hidrostáticos, un esfuerzo excesivo se puede presentar si se almacena contra el dique una altura importante de lodos de jales no consolidados. Es por lo tanto esencial que parte del primer relleno se coloque sobre y contra el dique. Esto puede hacerse mediante la aplicación cuidadosa de los métodos de "cicloneado" o espigas, de suerte que una capa de los jales más gruesos se coloque junto al dique. La primera razón es para proporcionar protección adicional para la capa impermeable o el filtro en el dique y, la segunda, es que el almacenamiento de material estable contra el dique aumenta su espesor efectivo mientras que el almacenamiento posterior de jales en una profundidad importante de agua puede sobrecargar el dique. Esto se muestra en la Fig. 4-21.

El filtro puede protegerse rápida y eficientemente con geotextiles sintéticos de filtro, tejidos o no tejidos.

4.2.6.6 Contrafuertes de Roca

El contrafuerte de roca es esencialmente una medida correctiva, pero en algunas minas se almacena la roca de desperdicio colocándola alrededor de la presa de jales, en forma de contrafuertes rocosos.

4.2.6.7 Bordos Iniciadores

El uso de tierra y roca para la construcción de bordos iniciadores se trata en la sección 4.3

4.2.7 Descarga Central de Lodos Espesos de Jales

Este método consiste en la construcción de un dique exterior de pie para la presa, de forma aproximadamente circular, para la descarga de los lodos en esta zona por medio de una tubería ubicada al centro de la presa. La tubería descarga verticalmente hacia arriba y se prolonga verticalmente a medida que el nivel de los lodos almacenados sube en la forma de un montículo.

Es necesario descargar los lodos a una densidad extremadamente alta, alcanzando 70% en peso (la densidad de lodos se define como la masa de sólidos dividida por la masa de los lodos, multiplicada por 100). De este modo se forma un montículo cónico de jales, escurriendo el agua en exceso por las laderas, para ser recolectada en el perímetro del dique de pie. Por consiguiente, la cima de la presa siempre está en su centro.

4.2.8 Técnicas Diversas

4.2.8.1 Vaciado en el Mar o un Lago

La descarga de los lodos de jales bajo el agua fue en el pasado un método aceptado para deshacerse de los mismos. Sin embargo, la tendencia mundial hacia el control ambiental hace menos atractiva esta práctica.

4.2.8.2 Almacenamiento Subterráneo

Los desperdicios de minas por muchos años han sido almacenados bajo tierra, en donde se usan para rellenar zonas ya explotadas. Los objetivos del relleno subterráneo pueden ser uno o una combinación de lo siguiente:

1. Economizar volumen y área de almacenamiento en la superficie
2. Proporcionar una plataforma de trabajo para la explotación de yacimientos minerales grandes o extensos
3. Suministrar un apoyo lateral para pilares subterráneos, aumentando así su capacidad de carga
4. Servir de apoyo a salientes en minas profundas y como medio de absorción de la energía liberada por los trabajos de excavación.

Según el contexto minero, los jales pueden ser bombeados al lugar o introducidos por gravedad a la zona de almacenamiento, o el relleno puede constituir una operación de ingeniería cuidadosamente controlada. En este caso, posiblemente con la adición de cantu-

dades dosificadas de cemento Portland, el relleno se coloca con un contenido de agua debidamente controlado, para formar un conjunto bien proyectado de nervaduras de apoyo. El relleno subterráneo también ha sido usado para permitir la extracción completa de un yacimiento mineral. El minado se lleva a cabo en dos etapas. En primer lugar se efectúa una serie de aberturas paralelas, las que se rellenan en seguida con jales, después de lo cual se retiran los pilares intermedios, apoyándose las salientes en el relleno previamente colocado.

4.3 Diques de Pie y Bordos Iniciadores

4.3.1 Definiciones

a) Dique de pie

El dique al pie de una presa es por lo general un dique de tierra o enrocamiento que se coloca de manera que suministre una extremidad ordenada y limpia al depósito. En ciertos casos, el dique de pie tendrá suficiente altura y volumen de almacenamiento para evitar un ritmo inicial excesivo de subida en los casos en que se utilizan las técnicas de cercado o de espigas.

b) Bordos Iniciadores

Un bordo iniciador es un bordo o dique de tierra formado en alguna posición intermedia dentro de la zona de la presa. Este bordo es a menudo necesario para establecer un apilamiento inicial de jales gruesos con las técnicas de "cicloneado". Deberá tener suficiente altura y volumen de almacenamiento como para permitir el vaciado de jales finos en las fases iniciales de la construcción. En el método de aguas arriba de construcción, el bordo iniciador es también el dique de pie.

4.3.2 Diques de Pie. Requisitos de Construcción

Un dique de pie, según se define en el inciso 4.3 precedente, por lo general no tiene una función estructural, aun cuando hay casos en que esta es necesaria.

En ambos casos el dique de pie debe construirse con especificaciones estrictas, pues siempre estará expuesto a agentes externos como el viento, la lluvia, etc., como a posibles infiltraciones de los jales almacenados.

El dique de pie puede ser de construcción impermeable, ya que es convencional colocar salidas de los filtros de drenaje bajo el dique para el control de filtraciones (presiones, caudales, etc.).

En ciertos casos se prevé también una capa filtrante contra la cara aguas arriba del dique, pero con sus propias salidas bajo el dique. En caso de utilizarse relleno de roca para la construcción del dique de pie, será necesario colocar una capa filtrante invertida contra el relleno de roca, para evitar la migración del material de jales almacenado a través de la roca (Fig. 4-18). La cara permanentemente expuesta del dique de pie debe estar protegida contra el deterioro por medio de una cubierta de roca, pasto u otro medio adecuado.

4.3.3 Bordos Iniciadores - Requisitos de Construcción

Un bordo iniciador es de carácter temporal, pero debe ser construido con normas adecuadas de resistencia y estabilidad para asegurar que desempeñe su función temporal de almacenar jales sin infiltración excesiva. Dentro de ciertos límites, pueden ser aceptables especificaciones menos estrictas de construcción que las que se requieren para una presa de agua, pero es necesario asegurarse de que constituirá un componente estructuralmente adecuado de la presa de jales ya terminada.

Mientras que juega su papel de bordo iniciador, éste debe funcionar como barrera contra la migración de jales a través del mismo; también debe ser una barrera eficaz contra una infiltración indebida y ser capaz de resistir toda la presión de los jales sobresaturados

de aguas arriba. El grado de refinamiento de la construcción y el esfuerzo de compactación que se requieren para la construcción del bordo iniciador son menores que los requeridos para un dique de pie, puesto que es una estructura temporal. Su altura se fija de tal manera que se evite una falla por desborde durante las avenidas.

4.3.4 Limpieza del Terreno

Para asegurarse de que ninguna vegetación o huecos resultantes por putrefacción orgánica ocurran en una presa, es necesario desmontar toda vegetación, incluyendo, si es posible, raíces y troncos, de las zonas de contacto debajo de los diques de pie, diques principales de retención de los jales y de los bordos iniciadores. En caso necesario, en las zonas de mucha vegetación puede rociarse un herbicida después de la limpieza (son más efectivos los esterilizantes). Esto es particularmente importante debajo de los drenes de los filtros y de los revestimientos.

4.3.5 Materiales de Construcción

La mayoría de los materiales de relleno de tierra o roca pueden ser apropiados para su uso en la construcción de bordos iniciadores o diques de pie. Obviamente hay limitaciones a esta aseveración. Por ejemplo, si se usa un relleno de roca gruesa para construir el dique, éste sería extremadamente poroso y podría permitir la migración de jales y de agua a través del muro. De usarse este material, sería necesario colocar una capa de material relativamente impermeable, o un filtro adecuadamente proyectado en la cara aguas arriba, para evitar infiltraciones y la migración de los jales (Ver 4.2.6.2). Similarmente, las arcillas podrían ser inadecuadas en caso de requerirse un esfuerzo extremo para colocarlas y compactarlas. La mayor parte de los materiales comprendidos entre estos dos extremos podrían ser apropiados. Se requiere la compactación de los materiales colocados para proporcionar una cierta impermeabilidad y estabilidad estructural cuando se carga el dique durante el corto período de su vida es-

tructural. Sin embargo, se podría aplicar un grado reducido de compactación en comparación con la compactación aplicada a una presa importante utilizada para el abastecimiento de agua a una población; por ejemplo, en el caso de un dique de pura roca se requiere muy poca compactación de la misma.

Cuando se busca minimizar el asentamiento después de la construcción, el relleno de roca colocado debe ser regado con agua. Según la naturaleza de los otros materiales que se tengan que utilizar, se requerirían diferentes grados y tipos de compactación para obtener la densidad requerida.

4.3.6 Altura y Anchura

La altura de un dique de pie o de un bordo iniciador es generalmente determinada por las características de proyecto del dique, las que incluirán consideraciones tales como la posibilidad de retener los escurrimientos de tormentas, o el volumen de almacenamiento para limitar la velocidad de ascenso inicial de los jales. Este tema en particular se ha tratado ya en la sección de proyecto de este manual.

La anchura de la corona depende de la requerida para la circulación segura de la maquinaria que se esté utilizando en el movimiento de tierras, así como de los requisitos de acceso a la explotación. Esta anchura y las pendientes laterales de proyecto determinarán la anchura final de la base de los diques. La inclinación de los taludes dependerá de los requisitos de proyecto, en función del material usado. En este caso también hay que hacer referencia a la sección sobre proyecto.

4.4 Filtros de Drenaje

4.4.1 Ubicación y Alineamiento

Los filtros de drenaje serán ubicados en los planos de construcción con base en la información obtenida de fotografías aéreas o de la inspección del sitio. A veces sucede que cuando empieza la construcción estas ubicaciones deben cambiarse para satisfacer condiciones

locales que la inspección previa no había revelado. Por ejemplo, si hay una depresión en el terreno que impida el flujo por gravedad del agua hacia la zanja, o si hay afloramientos de roca que impidan la excavación de una zanja para el filtro de drenaje, el dren deberá ser realineado. Es siempre esencial indicar esas desviaciones en los planos de construcción.

4.4.2 Selección de los Materiales

El éxito de un filtro de drenaje depende grandemente de su uso correcto y de la selección de materiales para la construcción del dren.

La granulometría de los materiales es extremadamente importante y debe verificarse para asegurar que los materiales utilizados se encuentran dentro de las curvas granulométricas de proyecto.

Debe cuidarse el no utilizar materiales que se degraden por el flujo del agua a través del dren o cuya composición cambie debido al ataque químico de cualesquiera efluentes que pueda contener el agua. Los materiales usados también deben tener una resistencia adecuada a la compresión para soportar la fragmentación bajo la carga de los jales, al ser éstos vertidos sobre dichos materiales.

4.4.3 Colocación de los Materiales

La colocación de los materiales para los filtros de drenaje debe ser debidamente controlada, con el objeto de asegurar el buen funcionamiento del dren. Se debe cuidar el evitar la contaminación del sistema drenante durante la colocación, ya que esto podría traer como consecuencia el taponamiento del dren. Con el fin de cerciorarse de que no ocurrirá una erosión excesiva y que no se producirá una mayor consolidación del dren después de su carga, es buena práctica compactar los materiales del filtro.

La colocación puede hacerse a mano, con equipo para movimiento de tierras o colocadores especiales, cuidando cuidarse de que se evite la segregación.

4.4.4 Recubrimiento de los Drenes con Jales

El recubrimiento inicial del dren con material jales es el procedimiento más importante para el funcionamiento exitoso a largo plazo del filtro de drenaje en una presa de jales. Si este recubrimiento se coloca de manera descuidada o no controlada, causando erosión del dren, o permitiendo que entre en contacto material fino con el dren, será muy probable el taponamiento del dren.

Se recomienda programar que los drenes se recubran con jales al comienzo de los trabajos. Esto evitará erosión debido a los agentes atmosféricos y asegurará el tendido del material apropiado directamente sobre los drenes.

Cuando los drenes sobresalen del terreno, deberán construirse bermas para evitar daños debido a escurrimientos por lluvias.

4.4.5 Mantenimiento de los Drenes

Los filtros de drenaje requieren un mantenimiento constante y cuidadoso en el período entre su construcción inicial y su recubrimiento con material de jales. De ser posible deberán evitarse períodos largos de exposición, construyendo los filtros de drenaje en etapas, justo antes de que se requiera utilizarlos.

Diversos agentes pueden causar los siguientes daños:

- 1) Erosión debida a escurrimientos superficiales o al viento;
- 2) Erosión por la canalización del agua de lluvias en una zanja subterránea de drenaje o a lo largo del contacto del dren y del terreno, en el caso de un dren filtrante superficial;
- 3) Erosión por el derrame de escurrimientos lluvia en el caso de un dren superficial;

4) Acumulación de limo fino sobre la superficie del dren, causada por el viento, escurrimientos pluviales o agua estancada;

5) Daño por el paso de vehículos o animales;

6) Crecimiento de vegetación.

En todos los casos de daño, el mantenimiento y la reparación deben terminarse antes de que el dren sea recubierto con jales. En su caso, deberán hacerse obras temporales para proteger los filtros, tales como vertederos a través de los drenes para protección contra las lluvias y los escurrimientos, o canales de derivación y muros de protección ("bund walls"). Como se ha dicho anteriormente (4.2.6.5) los filtros pueden protegerse con el uso de geotextiles sintéticos para filtros, no tejidos.

Los depósitos de limo fino sobre la superficie del filtro de drenaje que impidan el ingreso del agua al dren deben ser removidos, restableciendo nuevamente a capa filtrante. Los daños por erosión deben repararse usando material para filtros debidamente graduado.

Toda vegetación deberá retirarse, incluyendo raíces. En caso necesario deberá aplicarse un herbicida (un esterilizante es mejor).

4.5 Sistemas de Efluentes

4.5.1 Definiciones

a) Vertedores

Un vertedor es una instalación que se hace en el dique (no se recomienda) o en el terreno natural (firme) construido en la ladera de la presa, a niveles apropiados, para que pueda efectuarse la descarga por gravedad del agua excedente en la presa, según se vaya elevando ésta.

b) Torres de Decantación

Una torre de decantación consta de una estructura vertical (torre) colocada en posición tal que siempre esté en contacto con el agua del estanque. Está conectada a un tubo de salida horizontal que corre debajo de la presa para permitir la descarga a una estación de bombeo de recuperación o a una corriente natural aguas abajo de la presa. La torre de decantación se extiende verticalmente con la subida del nivel del estanque, a medida que se llena la presa. La tubería horizontal de salida puede sufrir daños por asentamientos diferenciales o deformaciones de tensión. Es necesario verificar si en el proyecto existe alguna disposición especial al respecto.

Debe tenerse cuidado de que los tubos horizontales de decantación estén apoyados en material adecuado y que los asentamientos diferenciales no originarán fallas. La base de la torre de decantación deberá estar cimentada sobre material que pueda resistir la enorme fuerza hacia abajo sobre la torre, desarrollada por los jales en vías de consolidación que tiran hacia abajo. Es también sumamente importante asegurarse de que la tubería tenga suficiente resistencia a la tensión para soportar cualesquiera fuerzas horizontales que le sean impuestas debido a la naturaleza y la configuración de los jales en vías de consolidación, a medida que se llena la presa, así como a los efectos sísmicos.

c) Torre de Decantación en las Laderas

Esta es similar en concepto a la torre de decantación ordinaria, sólo que en vez de ser vertical, se construye en posición inclinada sobre el terreno natural y se prolonga hacia arriba según sube el nivel de la presa.

d) Estación de Bomba Flotante

Como su nombre lo indica, se trata de una estación de bombeo sobre balsas localizada sobre el estanque de una presa de jales y su objeto es remover el agua excedente de la presa por bombeo. La tubería de

descarga se coloca ya sea sobre una estructura de apoyo extensible verticalmente, a medida que sube el nivel de la presa, o sobre una serie de flotadores distribuidos a través del estanque y la playa. La estación de bomba flotante puede estar anclada o amarrada. La tubería múltiple de descarga tendrá secciones flexibles que le permitan ajustarse a las variaciones de nivel del agua en la presa.

e) Sifones

Un sifón es un sistema para eliminar el agua excedente del estanque de la presa de jales, según el principio del sifón. El extremo de entrada del tubo está localizado en el estanque sobre flotadores y el tubo sube a través de la playa en la presa y por encima del dique de jales, para descargar en el vaso colector o corriente de aguas abajo del dique de la presa. Dicho tubo está provisto en su punto más alto de una bomba de vacío y tiene una válvula de control en su tramo de descarga de la línea.

4.5.2 *Requisitos de Construcción*

Las disposiciones para la extracción del agua excedente son sumamente importantes en cualquier presa de jales. Fallas en su funcionamiento podrían dar origen a una elevación en los niveles de almacenamiento en la presa que, a su vez, podrían originar un paro total de la operación. Por lo tanto, es necesario construir estas instalaciones de acuerdo con las normas más estrictas y exactamente en función de los requisitos de proyecto.

Los vertedores son susceptibles de daños por erosión en caso de flujos de inundación y la construcción debe satisfacer las normas más estrictas, particularmente cuando el vertedor está situado sobre o cerca del material de jales altamente erosionable.

Al extender las torres de decantación con anillos de concreto, cimbras de vaciado o de cualquier otra

manera, debe tenerse cuidado de cumplir con las especificaciones de proyecto para esa torre en particular, con el fin de asegurar que no ocurrirán fallas debidas a una construcción deficiente; por ejemplo, el sellado inadecuado entre elementos prefabricados sucesivos. Se hace hincapié nuevamente en que una vez que se ha enterrado una instalación de decantación bajo el material de jales, no será fácil tener acceso al mismo para fines de reparación, por lo que se impone la necesidad de cumplir con las normas estrictas de construcción.

Lo mismo se aplica a las obras de decantación en las laderas (canales, tuberías, etc.), donde las entradas son selladas por tablones de cuña según sube el nivel del agua. En este caso también debe tenerse mucho cuidado de que los tablones hayan sido fabricados adecuadamente, de acuerdo estrictamente con las especificaciones y de que estén correctamente instalados.

4.5.3 *Requisitos de Operación*

Una salida del tipo vertedor debe recibir un mantenimiento cuidadoso durante la fase de operación. Por lo general, este tipo de obra tiene que ser reubicada a medida que sube el nivel del agua. Cada nuevo vertedor tiene que ser construido con las mismas normas que el primero y los vertedores fuera de uso deben ser obturados de acuerdo con los procedimientos recomendados. Estos procedimientos deben programarse de suerte que no queden puntos débiles en el dique de la presa.

El vertido por gravedad es por lo general una operación muy sencilla; sin embargo, requiere de cuidadosa atención durante la fase de operación para asegurar su buen funcionamiento continuo. Se debe cuidar de cumplir con las especificaciones de proyecto en todo sentido, durante la fase de operación.

Es necesario subrayar nuevamente que la instalación de decantadores en cualquier presa de jales es

elemento esencial y su falla podría dar origen al cierre de la presa y a la planta que alimenta a la presa de jales. Los procedimientos de operación para las obras de decantación deben cumplir con las normas más estrictas.

Las instalaciones de decantación por bombeo deben ser proyectadas, construidas y mantenidas de acuerdo con las normas más estrictas para asegurar que funcionen con un mínimo de tiempo muerto, así como para que siempre haya disponible un medio continuo y confiable para la remoción del agua de la presa.

4.5.4. Manejo del Estanque y de la Playa

A menos que se lleven a cabo medidas específicas en la etapa de proyecto, una presa de jales no debe ser usada para el almacenamiento de agua. El nivel del estanque debe mantenerse a un mínimo, de acuerdo con los siguientes objetivos:

- a) La entrada a la instalación de decantación debe quedar siempre sumergida;
- b) El agua que fluye al decantador no deberá contener sólidos en suspensión;
- c) Deberá mantenerse un bordo libre entre el nivel del estanque y el punto más alto de la playa, de acuerdo con el proyecto;
- d) Deberá cumplirse lo especificado en cuanto a pérdidas por evaporación, cuando esto es esencial para el equilibrio del agua en la planta;
- e) Deberá mantenerse el control de la infiltración aguas abajo y del nivel freático interno. Entre más alto esté el nivel del estanque, mayor será la carga hidrostática que origina infiltraciones al pie de la presa y la reducción del factor de seguridad de estabilidad.

4.5.5 Mantenimiento

Debe subrayarse la necesidad de un alto nivel de mantenimiento en todos los componentes del sistema de efluentes.

4.6 Supervisión de las Presas de Jales durante su Construcción

4.6.1 Medidas Correctivas antes del Almacenamiento

Por lo general, la exploración de un sitio para una potencial presa de jales se hace al inicio de la etapa de proyecto de la presa. Con base en la información obtenida durante el curso de esa exploración, se hacen ciertas hipótesis y el proyecto procede de acuerdo con las mismas. Durante la etapa de construcción, a menudo sucede que la secuencia de construcción revela o pone de manifiesto cierta información adicional que puede afectar las hipótesis de proyecto. En estos casos, el grupo de construcción debe tomar decisiones para corregir los detalles de proyecto. Estas decisiones deberán estar basadas siempre en el conocimiento y la comprensión de la función del concepto en cuestión. Las secciones 4.3.5 y 4.4.1 tratan este punto con mayor detalle.

4.6.2 Supervisión de la Estabilidad y la Infiltración

La estabilidad de una presa de jales construida enteramente con éstos depende de ciertas hipótesis a que se llegó durante su proyecto. Las hipótesis más importantes se relacionan con el nivel y la posición del nivel freático y de la superficie de infiltración dentro de la presa, el funcionamiento del sistema de drenaje subyacente, el revestimiento (si lo hay) y el perfil de resistencia al esfuerzo cortante según la profundidad.

4.6.2.1 Inspecciones

Las inspecciones periódicas de la condición de los taludes de las presas de jales constituyen una parte esencial de cualquier programa de supervisión. Durante estas inspecciones visuales debe prestarse especial atención a lo siguiente:

a) La presencia de fisuras paralelas o transversales a la corona de los taludes o la presencia de grietas en los propios taludes;

b) La presencia de grietas en el suelo al pie del talud y cualquier desplazamiento visible (sea horizontal o vertical) de las zanjas de drenaje en el pie de los taludes;

c) Cualquier depresión visible de la corona del talud o expansión al pie del talud;

d) La presencia visible de infiltración al pie de un talud. Esto lo indicaría la humedad en la superficie, concentraciones locales de vegetación o erosión excesiva en la superficie del talud.

La aparición de cualquiera de estas señales de advertencia puede indicar inequívocamente que el talud es inestable y que se requieren medidas correctivas.

4.6.2.2 Superficies de Infiltración

La altura y la posición de las superficies de infiltración debe ser observada por medio de piezómetros, como los que se muestran en la Fig. 4-22. Es generalmente conveniente instalar piezómetros de ese tipo cuando la presa ha alcanzado cierta altura. La tubería puede entonces alargarse agregando secciones de tubo en la superficie para aumentar su altura. Los tubos por lo general se instalan a lo largo de una sección normal al talud de la presa en puntos críticos, desde el punto de vista de la estabilidad. Debe instalarse un número suficiente de esos piezómetros para permitir que se de-

termine con exactitud la superficie de infiltración, como se muestra en la Fig. 4-23 y para conocer ciertos puntos críticos de esa superficie tales como la altura de la superficie de infiltración adyacente a los subdren, etc. Los piezómetros deben ser instalados en posiciones de acceso rápido en cualquier momento. Las ubicaciones adecuadas se fijan sobre diques divisorios o puntos elevados similares.

Hay varios tipos de piezómetros además del de tubo vertical; por ejemplo, los hidráulicos de dos tubos o los neumáticos. Los de diafragma medidor de deformaciones y alambre vibrador pueden ser más apropiados para ciertas aplicaciones específicas; requieren conexiones horizontales y evitan las dificultades de mantener los tubos en posición vertical durante la construcción.

4.6.2.3 Infiltración a través de los Revestimientos

El funcionamiento del subdrenaje de una presa o de los drenes colectores instalados debajo de un revestimiento puede ser supervisado mediante la medición de la velocidad de descarga que debe ser acorde, aproximadamente, con la cantidad de descarga calculada. También pueden usarse pozos de control para vigilar la eficacia de un revestimiento alrededor del perímetro de una presa, según se ilustra en la Fig. 4-24; estos pozos penetran el manto freático. Los efluentes de los drenes colectores y las muestras tomadas de los pozos de control deben ser verificados para cerciorarse de que la calidad del agua subterránea no esté siendo indebidamente afectada por la presencia del depósito de residuos. Si por alguna razón el seguimiento muestra que el revestimiento no es eficaz, puede ser necesario construir una interceptación vertical o un dren de alivio "en muro" alrededor de la presa de jales. El establecimiento de estas medidas requerirá una completa reevaluación de la estabilidad de la presa, particularmente en el caso de un corte de interceptación, ya que los niveles del agua en los estratos de cimentación se verán afectados.

A veces es necesario asegurarse de que no haya infiltración alguna de la presa de jales al sistema de aguas subterráneas. En esos casos es esencial evitar la infiltración, mediante el almacenamiento de los jales sobre un revestimiento impermeable preparado con arcillas compactadas o con una membrana impermeable sintética, como el hule de butilo o algún otro sellador eficaz.

4.6.2.4 Perfiles de Resistencia y Densidad Relativa

En el contexto de este Manual, la palabra "perfil" significa los valores de resistencia o densidad relativa en un intervalo físico de valores, definido por los proyectistas como un espectro crítico para asegurar la estabilidad de la estructura.

El perfil de resistencia del material que constituye un dique se supervisa mejor con pruebas *in situ* de resistencia al esfuerzo cortante, cuando ya se han acumulado en el depósito de tres a cinco metros de material. Al mismo tiempo pueden hacerse pruebas para establecer los perfiles de densidad relativa. Los resultados de estas pruebas *in situ* pueden compararse con las condiciones supuestas para el proyecto y los taludes de la presa de jales podrán ajustarse debidamente, en caso necesario.

Hay varios métodos para las pruebas *in situ* de resistencia al esfuerzo cortante. El aparato de veleta, el penetrómetro de cono piezométrico, el medidor de presión y la prueba de penetración estándar, todos han sido usados con éxito para establecer perfiles de resistencia. El penetrómetro de cono y la prueba de penetración estándar pueden ser usados para establecer densidades relativas. Cualesquiera pruebas que se escojan deben ser llevadas a cabo bajo la supervisión cuidadosa del ingeniero geotécnico, quien finalmente interpretará los resultados y verificará la estabilidad de la presa.

4.6.2.5 Seguimiento por Medio de Levantamientos Topográficos

También pueden utilizarse métodos topográficos para supervisar las presas de jales. El método topográfico más sencillo se apoya en una línea de balizas a lo largo de la base del talud. Estas balizas se alinean y nivelan durante su instalación, después de la cual se lleva a cabo una observación periódica de alineamiento y nivel. Las deformaciones verticales u horizontales de cualquiera de las balizas indicará el desarrollo de una inestabilidad por cortante en el talud. Una línea similar de balizas puede instalarse en las bermas a alturas intermedias en el talud de un depósito de jales.

También puede instalarse instrumentación más compleja, como el inclinómetro por ejemplo, para verificar las deformaciones de los taludes.

4.6.3 Registros

4.6.3.1 Generalidades

Es esencial que se lleven registros exactos durante la construcción de una presa de jales. Servirán como apoyo al seguimiento ("monitoreo") de la presa y suministrarán información vital sobre el comportamiento de la misma. En caso de una falla, ya sea en la presa misma, en el revestimiento, en los dispositivos de control de la contaminación, etc., la exactitud de los registros será probada al máximo y permitirá muy probablemente una evaluación correcta de los factores que contribuyeron a dicha falla.

Siempre deberá tenerse a la mano un juego completo de los planos de ejecución, así como los planos antes del almacenamiento y los del proyecto de colocación de los jales.

4.6.3.2 *Tonelajes Entregados*

Una medición exacta y un registro de los tonelajes medidos permitirán hacer un buen pronóstico sobre la vida de la presa y el crecimiento del dique. Tales registros son también esenciales para el cálculo de los pagos, en caso de que la presa esté siendo construida por un contratista. En muchos casos, el responsable de la operación debe llevar un registro por horas sobre los puntos de entrega de los jales.

4.6.3.3 *Registros Volumétricos y de Nivel*

Los cálculos volumétricos y de nivel basados en datos topográficos deben asentarse y verificarse contra las predicciones de proyecto. En algunos países las autoridades competentes exigen que se haga y se les presenten los resultados de una inspección anual de la presa de jales, junto con las predicciones futuras sobre las alturas a alcanzar.

4.6.3.4 *Registros de Efluentes*

Los registros sobre efluentes pueden igualmente constituir una disposición reglamentaria o ser utilizados como fuente de información complementaria empírica.

a) Drenes

Los registros sobre los flujos de descarga son una buena indicación de la eficiencia del sistema de drenaje al pie de la presa. También suministran información vital sobre los problemas que se estén o puedan estarse presentando, siempre y cuando el seguimiento sea eficaz.

b) Agua de recuperación a la Presa

Cuando sea posible, deberán registrarse las mediciones del agua recirculada a la presa o desechada. Los

registros constituyen una importante herramienta de manejo y de proyecto (criterios de operación).

c) Contaminación

Siempre que sea posible, deberá medirse la contaminación del aire y del agua superficial o subterránea, llevándose registros de la misma. A menudo existen legislaciones sobre las normas mínimas de medición.

d) Nivel freático

De todos los registros a llevar, los piezométricos son los más importantes. Indican el nivel freático, que influye directamente sobre la estabilidad de las presas de jales. Deben hacerse lecturas a intervalos regulares, presentándolas gráficamente en las secciones a escala de la presa. Cualquier aumento cercano o que sobrepase los límites de proyecto debe ser investigado. Ver la sección 4.6.1.2

e) Otros registros

Las técnicas específicas de construcción de diques pueden requerir otros registros (v. gr. la separación del material y el funcionamiento de los hidrociclones).

4.6.3.5 *Construcción de Diques*

Ciertos métodos de construcción de diques pueden requerir de técnicas complicadas de medición. Los ritmos de construcción se controlarán en función de estos registros (v. gr. piezómetros).

4.6.4 *Mantenimiento General*

El mantenimiento de cualquier obra es un concepto muy necesario, pero costoso. Las presas de jales deben proyectarse para un mínimo de mantenimiento. No sólo están situadas por lo general en puntos remotos de la planta, sino que están sujetas a condicio-

ambientales y figuran abajo en la escala de prioridades de la gerencia de la planta.

4.6.4.1 Zanjias para Efluentes

Las zanjias para efluentes siempre deben mantenerse libres de vegetación y juncos que impidan el flujo. Asimismo, deberán eliminarse periódicamente los sedimentos provenientes de la erosión.

Cuando estas zanjias llevan revestimiento, el mantenimiento por lo general es más costoso, para evitar infiltraciones y daños excesivos.

4.6.4.2 Cercados para Esgurrimientos

En regiones con alta precipitación pluvial se construyen cercados para esgurrimientos alrededor del pie del dique, para captar tanto los jales erosionados para su almacenamiento, como el agua de los esgurrimientos. Según se llenan los cercados, los diques de contención requerirán ser elevados y también las obras de decantación para el agua.

4.6.4.3 Sistemas de Control de Efluentes

Gran cantidad de los efluentes de una presa de jales puede llevar un porcentaje de sólidos deletéreos en suspensión, a los sistemas de bombeo o a las corrientes. Cualquier sistema de control de efluentes construido para la sedimentación de esos finos debe ser objeto de limpieza periódica.

4.6.4.4 Caminos de Acceso

Los problemas inherentes a las presas de jales invariablemente ocurren en las peores condiciones meteorológicas. Por consiguiente, es muy importante mantener los caminos de acceso en buen estado; de hecho, inicialmente deben ser bien construidos.

4.6.4.5 Tuberías

Es esencial hacer inspecciones periódicas de las tuberías de jales para evitar toda contaminación debida a rupturas y permitir la reposición oportuna de las mismas.

Para reducir costos de mantenimiento puede resultar ventajoso hacer mayores inversiones iniciales: cambiar a tubos de acero revestidos de hule o poliuretano, o a tubos de plástico.

4.6.4.6 Válvulas

El almacenamiento de los jales se controla por medio de válvulas, las que tienden a ser el centro de actividades de la operación. Una vez que se han encontrado las válvulas más adecuadas, las inspecciones periódicas y el mantenimiento son esenciales para su control.

4.7 Medidas Correctivas

4.7.1 Problemas Generales

Ciertos problemas mayores pueden surgir en una presa de jales que requieran de medidas correctivas específicas, distintas de un mantenimiento de rutina. Los más serios pueden agruparse como sigue:

a) Derrame

El derrame ocurre cuando el nivel del estanque sube más arriba del nivel del dique y el agua fluye por encima de la corona del mismo. Esto no debería ocurrir jamás si se han conservado los procedimientos apropiados de operación para mantener un bordo libre adecuado, aun en el caso de una precipitación pluvial anormal y si se tiene un sistema de decantación o un conducto forzado para eliminar eficazmente el agua excedente. Sin embargo, de ocurrir esto, el material por

lo general se erosionará y formará un arroyuelo cuyo tamaño dependerá del volumen del derrame y la erosionabilidad del material.

b) Erosión de la Superficie

La cara exterior de una presa de jales presenta un área considerable de captación para las precipitaciones pluviales, y los escurrimientos resultantes tienden a formar arroyuelos en las caras expuestas de los diques. El derrame de jales por encima del dique puede asimismo formar arroyuelos. Cuando el material de jales en la pared exterior es relativamente resistente a la erosión, los arroyuelos serán menores y aceptables. Sin embargo, los arroyuelos mayores afectarán la estabilidad de la presa y exigirán que se tomen medidas correctivas.

c) Erosión por Infiltración

Cuando el drenaje al pie del dique es insuficiente, el agua de infiltración sale al pie del dique, creando una zona húmeda y débil, a menudo acompañada de erosión, lo que conduce a la socavación de los diques exteriores. Esta condición seria, originada por dejar que la superficie freática alcance un alto nivel inaceptable en la parte aguas abajo de la presa, debe ser remediada inmediatamente para evitar fallas progresivas. Las medidas correctivas se describen en la Sección 4.7.3 (d).

d) Tubificación

Una forma particular de erosión por infiltraciones es la tubificación; el flujo de la infiltración se concentra en una vía preferencial que produce la erosión interna y la formación de tubos o túneles que pueden originar la destrucción del dique si no se controla. El agua no sale necesariamente al pie del dique, sino que puede aparecer en cualquier punto del talud de la presa. Las medidas correctivas se describen en la Sección 4.7.3 (d).

e) Inestabilidad de los Taludes

Una combinación de resistencia inadecuada en los jales y/o el suelo de cimentación puede conducir a una falla de deslizamiento o ruptura de la cara exterior del dique. Las indicaciones visuales de problemas serios son agrietamientos por tensión en las superficies superiores del dique, cerca de las aristas exteriores y expansión al pie del dique. En estos casos la probabilidad de una falla es muy grande. Antes deben obtenerse indicios de estos problemas a partir del estudio de los registros de instrumentación y de los análisis de estabilidad, utilizando las resistencias reales medidas en la presa.

f) Inestabilidad o Permeabilidad de las Torres de Decantación o de los Decantadores en las Laderas

La inestabilidad de las torres de decantación se debe a debilidades en su cimentación y en las conexiones a los colectores. También puede deberse a la mala obturación de las aberturas de los vertedores. Los jales pueden fluir a los colectores por las fisuras y aberturas mal cerradas. Pueden formarse grandes cráteres, poniendo en peligro la seguridad de toda la presa. Estos defectos no pueden repararse, ya que los componentes afectados están situados bajo los jales saturados de agua. Para evitar tales fallas las torres deben ser resistentes y confiables, erigidas sobre cimentaciones sanas e independientes del colector. Las aberturas del vertedor (en tubería) deben estar bien cerradas y cuidadosamente selladas. Las aberturas del vertedor (tubería decantadora) en la ladera también deben cerrarse con mucho cuidado.

g) Inestabilidad y Defectos de Filtración de los Colectores

Si los colectores no son proyectados y fabricados adecuadamente pueden ocurrir fallas. La pulpa de jales comienza a infiltrarse por las grietas, las cuales se

sanchan gradualmente y una gran cantidad de jales es arrastrada, formando grandes cráteres en el depósito. Si se forma un cráter, el arrastre de jales a través del colector puede interrumpirse vaciando grandes cantidades de grava y paja en el cráter. Si se ve el colector roto a través del cráter, deben vaciarse allí sacos de cemento mezclado con arena, seguidos de grava, arena y jales, para que el hoyo se llene debidamente y se restaure la impermeabilidad.

Los colectores y las torres de decantación a menudo se calculan para una altura inicial de almacenamiento. Posteriormente puede decidirse que dicha altura debe ser mayor. En este caso, los colectores y las torres se sobrecargan. Por eso ambos deben ser proyectados para la etapa final.

Las fallas de los colectores pueden también atribuirse a la lixiviación del concreto, debida a los agentes químicos en la pulpa y a los reactivos dejados en los jales durante el beneficio de los minerales en la planta. Si la pulpa contiene agentes químicos que atacan al concreto, los colectores y las torres deben ser resistentes a los agentes químicos o protegerse de alguna manera. Lo mismo se aplica al acero, cuando se usan en la construcción tubos de pared delgada.

4.7.2. Evaluación de la Seguridad de las Presas de Jales Existentes

A menudo es necesario evaluar la seguridad de una presa de jales. Esto puede deberse a que originalmente la presa no fue proyectada y construida adecuadamente, o a que se ha presentado un problema en relación con los procedimientos de operación. Un cambio en el uso del depósito o en las características de los jales también requerirá una nueva evaluación, lo mismo que un cambio en el método de manejo o de construcción de la presa. Efectivamente, tales evaluaciones deberían ser hechas a intervalos periódicos, digamos una vez al año, para asegurarse de que ningún

problema incipiente ha sido pasado por alto en la operación cotidiana de la presa.

4.7.2.1. Inspección

En el caso de una reevaluación, el primer paso sería llevar a cabo una cuidadosa inspección de la presa, de acuerdo con los lineamientos establecidos en la Sección 4.6.1. Si se juzga conveniente, podrá hacerse referencia a las gráficas de estabilidad para obtener una estimación preliminar de la estabilidad de los taludes, en función de su altura, ángulo, ritmo de ascenso, así como de las características de consolidación y resistencia de los jales. Si este estudio preliminar de estabilidad no resulta tranquilizante, deben tomarse otras medidas para investigar la estabilidad.

4.7.2.2. Mediciones

Las primeras medidas esenciales son localizar la superficie de infiltración en la presa y evaluar la resistencia al corte de los jales. La medición de los perfiles de resistencia al corte *in situ* en la presa puede ser combinada con la instalación de piezómetros. Primero se miden los perfiles de resistencia en puntos estratégicos usando un aparato de veleta, un penetrómetro de cono piezométrico o un medidor de presión, después de lo cual podrán instalarse piezómetros de tubo vertical en las perforaciones para la medición de la resistencia al corte. Los perfiles de resistencia deberán cubrir toda la altura del depósito de jales y lo más profundo posible en el estrato de cimentación. También deberán medirse los perfiles de resistencia e instalar piezómetros al pie del talud.

4.7.2.3. Análisis

Una vez que se tengan los resultados de estas mediciones, se podrá hacer un análisis completo de la estabilidad de la presa en sus actuales condiciones y se podrán investigar y considerar los efectos de cambios

en el uso futuro de la presa, tales como el aumentar su altura, etc. Para llevar a cabo dichos aumentos o cambios y superar ciertos problemas de seguridad, puede ser necesario tomar medidas correctivas o de precaución.

4.7.3. *Medidas Correctivas o de Precaución*

Una vez identificado un problema, debe determinarse su causa. Cuando sea posible, los procedimientos de operación deberán modificarse para eliminar la causa del problema. En la mayoría de los casos, sin embargo, se requerirán medidas adicionales correctivas o de precaución, algunas de las cuales se describen a continuación:

a) Erosión en arroyuelos

La protección contra la erosión superficial mediante la siembra de vegetación en los taludes u otras medidas de precaución es materia aparte que no se trata aquí. En donde se hayan formado arroyuelos que amenazan con tornarse un problema serio, los mismos pueden rellenarse de terrones con pasto cuyas raíces fibrosas retendrán el suelo, evitando mayor erosión.

b) Deterioro en el Dique

Una abertura en el dique exterior, causada por un arroyuelo de tamaño importante o por una falla del talud, requiere acción inmediata así como a largo plazo. La acción inmediata, cuando esa parte de la presa debe continuar en operación, es mover hacia atrás la cara exterior del dique, a una distancia que ofrezca seguridad detrás del punto de ruptura. Esto tiene dos desventajas: 1) el dique exterior en este sector débil reposa sobre material no consolidado y 2) se habrá perdido una gran parte de la zona de almacenamiento.

El objetivo a largo plazo es recuperar y reinstalar la zona afectada. La sección dañada deberá removerse hasta alcanzar una buena cimentación al pie del dique y deberá construirse un dique con drenaje en su pie en la zona de la ruptura, para permitir que se rellene tan rápidamente como lo permita la seguridad, a fin de reinstalar la zona y alcanzar la cima del dique. Esto se ilustra en la Fig. 4-25.

c) Problemas de Infiltración

La respuesta obvia a los problemas de infiltración del dique consiste en mejorar el drenaje al pie de éste, lo que puede hacerse de diversas maneras:

1) Hincado de tubos de drenaje perforados en el dique existente, como se muestra en la Fig. 4-26 (drenes horizontales).

2) Construcción de un apoyo de jales con drenaje inferior en la zona afectada. De hecho, esto significa agregar al dique un nuevo pie con drenaje inferior. Normalmente tal apoyo tendrá de 15 a 20 m de anchura para suministrar un subdrenaje adecuado, y su pendiente exterior será igual a la del dique existente o menor, como se ilustra en la Fig. 4-27.

Según la altura del dique existente y el nivel en el estanque, habrá una altura mínima de contrafuerte o apoyo; de otra suerte, la infiltración reaparecerá por encima del contrafuerte.

3) Colocar un contrafuerte permeable de roca contra la zona afectada. El objeto es permitir al agua de infiltración salir del talud de jales sin erosionar el material de jales. Las capas filtrantes se colocan contra la cara de jales para evitar la erosión de los jales y la roca filtrante se vacía de suerte que forme un contrafuerte para mantener el filtro en su lugar. El contrafuerte deberá tener una anchura de 4 m, aproximadamente, para permitir el paso de los camiones que vacían la roca.

deberá tener una pendiente exterior igual o menor a la del talud existente de jales. Deberá estar construido a una cota un poco mayor que la de la zona de salida de la infiltración, según se indica en la Fig. 4-28. Un problema que se presenta con los contrafuertes de roca es su taponamiento con finos arrastrados por los escurrimientos de los jales situados arriba.

d) Tubificación

Las rupturas por tubificación a menudo se desarrollan rápidamente una vez que se ha formado el primer "tubo" delgado, por lo que cualquier señal de tubificación deberá ser atendida inmediatamente. El primer paso será consecuentemente bajar el nivel del estanque, especialmente en las zonas en que se sospeche la presencia de la tubificación, tan pronto como sea posible. Cuando es posible localizar la entrada a una posible tubificación en el interior de la presa, la zona podrá ser compactada y sellada. Sin embargo, rara vez será posible esto ya que la entrada por lo general estará bajo el agua y como la tubificación ocurre afuera y erosiona su camino hacia adentro, sólo se observará en el interior cuando ya esté muy desarrollada. Los jales con drenaje al pie del dique y los contrafuertes de roca con capa filtrante evitarán las fallas por tubificación en el pie de un dique de jales. Si se observan manchas húmedas o un hilo fino de agua, los cuales indican una condición de tubificación a un nivel más alto, la zona afectada deberá ser cubierta inmediatamente con un filtro y lastrada con roca de desperdicio para evitar la erosión del material y el ensanchamiento de las tubificaciones, pero dejando que el agua salga. Esto puede ser muy difícil en un talud exterior muy inclinado y probablemente requerirá la construcción de un contrafuerte de roca hasta ese nivel.

e) Inestabilidad de Taludes

La inestabilidad de los taludes depende de la altura de la presa, del ángulo (o pendiente) del talud exterior, de

las características de resistencia del material y de la posición del nivel freático. Poco puede hacerse en relación con las características de resistencia en un dique ya existente y por lo tanto las medidas correctivas se concentran en la relación entre la altura y la pendiente, teniendo en cuenta que la inestabilidad es causada por una pendiente exterior demasiado pronunciada para la altura de la presa.

Cuando un dique es considerado como seguro para su altura y talud actuales, pero el hecho de elevarlo aun más con la misma pendiente lo hace inseguro, el remedio es reducir la inclinación total del talud por medio de una berma. Esto se ilustra en la Fig. 4-29.

Cuando un dique existente se considera como inseguro, la pendiente del mismo debe reducirse, lo que se puede hacer más fácilmente agregando un contrafuerte de jales o roca, como se ilustra en el Fig. 4-30. La altura exacta a la cual debe llegar el contrafuerte para obtener el mayor beneficio dependerá de la geometría del dique y de la superficie de falla. Es obvio que si el contrafuerte se eleva a la misma altura del dique, se obtendrá poco o ningún beneficio, por la reducción de la pendiente. En general puede decirse que un contrafuerte de 0.3 y 0.5 veces la altura de los jales dará el máximo beneficio.

NOTA: El ángulo de reposo del relleno de roca es invariablemente considerado mayor al ángulo del talud exterior de los diques de jales. Si la roca es vaciada desde arriba por descarga lateral o de extremo, sin ajustar el talud exterior al del dique de jales, puede formarse un contrafuerte invertido en forma de cuña, que reducirá la estabilidad del dique en vez de aumentarla, según se ilustra en la Fig. 4-31.

BIBLIOGRAFIA

1. American Society of Civil Engineers, proceedings of the conference on geotechnical practice for the disposal of solid waste materials. 13-15 de Junio de 1979.

2. André, K.V., et al., control of pollution from tailings dams containing a high proportion of coarse material. From: Commission Internationale des grands barrages. 12th Congress, México 1976.
3. Caldwell, Jack, bafokeng findings: guidelines requested for slimes dam construction, maintenance. From: S.A. Mining and Engineering Journal, Octubre de 1978.
4. Canadá, Department of Energy, Mines and Resources, tentative design guide for mine waste embankments. From: Technical Bulletin TB 145, 1972.
5. Chamber of mines of South Africa, code of practice for construction of slimes dams and the condition in which they should be left at the time of mine closure.
6. Council for scientific and industrial research - Donaldson, G.W., the design and construction of special type hydraulic fill dams.
7. Donaldson, G.W., the design and construction of special type hydraulic fill dams. From: The Transactions of the S.A. Institution of Civil Engineers. Vol. 5, Nos. 9 and 12, 1955.
8. Donaldson, G.W., slimes dams for gold mine tailings and other residues in South Africa. From: Commission Internationale des grandes barrages, 12 th Congress, México 1976.
9. Donaldson, G.W., a summary of slimes dams practice in the United States of America and Canada.
10. Klohn, Earle J., design and construction of tailings dams. From: The Canadian Mining and Metallurgical, Abril de 1972.
11. Mrost, M., slimes disposal at South African gold mines. From: Journal of the S.A. Institute of Mining & Metallurgy, Febrero de 1974.
12. Piesold, D.D.A. - some aspects in the design of the new dam constructed for Mufulira Copper Mines Ltd. From: Northern Rhodesian Society of Engineers' Journal, Mayo de 1963.
13. Tailings Disposal Today, Vols. 1 & 2 (Proceedings of International Conferences) 1972 y 1978.

5. CIERRE Y ABANDONO

5.1 Generalidades

El cierre y el abandono de una presa de jales puede ocurrir debido a numerosas circunstancias. Estas incluyen el alcance de una altura económica o reglamentaria, la falla parcial de la presa y el cierre de la mina o las obras a las que servía. El drenaje continuo y la consolidación pueden mejorar la estabilidad de los jales almacenados, pero deben tomarse medidas para evitar riesgos futuros para la humanidad. Los riesgos contra los cuales hay que protegerse incluyen:

a) Daños por tormentas, huracanes e inundaciones, que pueden afectar adversamente la estabilidad y causar erosión en los taludes, con el derrame consecuente de jales sobre tierras adyacentes;

b) Contaminación del agua por materiales en solución o por los jales mismos arrastrados por el agua de drenaje;

c) Hundimiento de las minas o choques sísmicos que pueden originar inestabilidad;

d) Contaminación del aire debida a la erosión eólica.

Las presas de jales a menudo se construyen como almacenamientos convencionales en un valle; pueden construirse varias en un valle, que presentan el peligro de una cascada, como lo ejemplificó el desastre de Buffalo Creek en 1972. Después de abandonar las presas, deben tomarse medidas para conducir aguas abajo la máxima avenida que pueda ocurrir en el valle.

Lo serio de la contaminación del agua puede depender del tipo de jales almacenados. Si contienen venenos, es necesario aislar el drenaje; de lo contrario, puede ser necesario solamente tomar las medidas ade-

cuadas para que los escurrimientos por precipitación pluvial no causen erosión.

Las deformaciones producidas por esfuerzos constantes o los choques de carga inducidos por hundimientos o sismos pueden producir presiones de poro muy altas en los jales, pudiendo originar rupturas del tipo que se presentó en Chile en 1965. Un riesgo tal debe ser evaluado, junto con las consecuencias de rupturas y del posible derrame de lodos a grandes distancias.

Si es posible inducir el crecimiento de vegetación sobre la superficie de presas y depósitos abandonados, puede eliminarse la erosión por el viento. Si la vegetación no crece, la erosión por el viento puede reducirse cubriendo el material fino desechado con una capa de material grueso.

Los aspectos de vegetación y otros tipos de protección para el caso de abandono de presas y depósitos de jales, así como la rehabilitación de tierras, fueron objeto de algunas ponencias en el Primero y Segundo Congresos Internacionales sobre Jales, celebrados en Tucson, Arizona en 1972 y en Denver, Colorado en 1978.

5.2. Reglamentación

Algunos países han expedido leyes y reglamentos sobre la selección de sitios, el proyecto, la construcción y el abandono de presas de jales. Los reglamentos en relación con el cierre de depósitos de desperdicios varían de país a país. El siguiente ejemplo es típico de dicha reglamentación:

5.2.1. Reglamentos en la Gran Bretaña:

En la Gran Bretaña los depósitos de desechos mineros e industriales están controlados por:

a) The Mines and Quarries Act, 1954 (Decreto sobre Minas y Canteras);

b) The Mines and Quarries (Tips) Act, 1969 (Reglamento sobre Minas y Canteras);

c) The Mines and Quarries (Tips) Regulations, 1971 (Reglamento sobre Minas y Canteras);

d) The Mines/Quarries (Notification of Dangerous Occurrences) Orders, 1959 (Minas y Canteras, Notificación de Sucesos Peligrosos);

e) The Town and Country Planning Acts, 1962 to 1968 (Decretos sobre Planeación de Ciudades y del Campo);

f) The Rivers (Prevention of Pollution) Acts, 1951 to 1961. Los Ríos (Prevención de la Contaminación) Decretos 1951 a 1961;

g) The Clean Air Acts, 1956 to 1968 (Decretos sobre Ambiente Limpio).

En estos reglamentos, la palabra "tip" significa una acumulación o depósito de desechos de una mina o cantera (ya sea en estado sólido o en solución o suspensión), a diferencia de una acumulación o depósito bajo tierra, y en donde cualquier barrera o estructura retiene o confina ese depósito; independientemente de que esa barrera, muro o estructura se encuentren formados por desechos, se considerará que forma parte del depósito para los fines de la reglamentación.

Los reglamentos son aplicables a cualquier almacenamiento de jales situado a más de 4 m arriba de tierras vecinas o que tenga un volumen mayor a 10,000 m³.

Se hace una distinción entre un depósito (tip) que se ha llenado o que por cualquiera otra razón no esté ya en uso, pero que está asociado a una mina en explotación y a un depósito (tip) que forme parte de una mina cerrada. El primero se llama un depósito cerrado ("closed tip") y es responsabilidad del dueño de la mina. El segundo es un depósito en desuso ("disused tip") y

pertenece a la jurisdicción de la autoridad local (v. gr. el consejo del condado o distrito).

Depósito Cerrado:

Cuando se cierra un depósito ("tip"), el propietario de la mina o cantera debe notificarlo al inspector de minas del distrito en un plazo de dos meses. Deberá hacer que una persona competente inspeccione el depósito cerrado de jales a intervalos que no excedan de seis meses. Dicha persona deberá levantar y firmar un informe completo y exacto sobre la inspección. Estos informes deben conservarse en la oficina de la mina o cantera cuando menos por tres años y, además, este experto deberá informar sobre cualquier defecto revelado por la inspección, en una bitácora por separado. La persona responsable del depósito deberá anotar los pasos dados para remediar cada defecto. En el caso de un depósito de jales cerrado, estas bitácoras deberán conservarse cuando menos por cinco años.

El propietario de la mina deberá recabar del ex to cuando menos cada cinco años, o tan pronto como sea factible después de cualquier hecho peligroso, informes sobre la seguridad de cualquier estanque cerrado. Tales informes deben expresar una opinión sobre la seguridad del depósito, detalles de cualquier hundimiento o movimiento de superficie, informar sobre levantamientos topográficos, perforaciones y pruebas y la naturaleza de cualquier inspección, supervisión o medidas necesarias para mantener la seguridad del depósito. Estos informes deben conservarse junto con cualesquiera otros registros y dibujos o planos en la oficina de la mina, para uso de los inspectores u otras personas autorizadas.

Depósito en Desuso:

Para asegurar la estabilidad de un depósito en desuso y evitar que se convierta en un peligro para el público, la autoridad local ha sido investida de poder para:

a) Requerir al propietario del depósito los documentos relativos a dicho depósito y al terreno sobre el cual se encuentra;

b) Obtener acceso al depósito y terreno vecino para fines de inspección y exploración;

c) Requerir al propietario que lleve a cabo los trabajos de reparación necesarios;

d) Llevar a cabo, por la autoridad local misma, las obras de reparación;

e) Recuperar el costo de las obras de reparación de:

- el (o los) dueño (s) del depósito durante los doce últimos años;
- de cualquier otra persona que haya hecho uso del depósito durante ese período;
- cualquiera otra persona que hubiere causado o contribuido a la inestabilidad del depósito durante los últimos 12 años;

f) Obtener un crédito del gobierno para pagar parte o toda la obra de la reparación.

Para fines del Decreto, un depósito en desuso se considerará inestable solamente en caso de que haya fundamentos razonables para creer que existe una alta probabilidad de que se presente un movimiento en los desechos que forman el depósito, que cause un aumento significativo en el área de tierra cubierta por el depósito.

La Gran Bretaña tiene muy pocos depósitos de jales en desuso. Muchos de ellos se encuentran situados a niveles inferiores al terreno natural, en viejas canteras o fábricas de cerámica y son de materiales químicamente inertes. El único peligro que presentan es para las obras que pudieran llevarse a cabo a través de ellos, como la instalación de tuberías o cables.

En Inglaterra, el Consejo Nacional sobre el Carbón (National Coal Board) ha emitido Códigos y Reglas sobre depósitos (1971), relativos a depósitos activos y cerrados. Dicha Organización por lo general inspecciona sus propios depósitos en desuso del mismo modo que sus depósitos cerrados. El Consejo Central de Generación de Electricidad (Central Electricity Generating Board) considera sus estanques de cenizas volantes como depósitos bajo el Decreto (Act) de 1930 de Disposiciones sobre Seguridad de Presas y los hace proyectar e inspeccionar por un grupo de ingenieros, los que llevan a cabo inspecciones detalladas cuando menos cada diez años.

El nuevo Decreto sobre Estanques que aun no se aplica, requiere una vigilancia constante de los estanques y puede llegar a requerir inspecciones más frecuentes de los estanques de cenizas volantes.

5.2.2. Reglamentación en Otros Países

Depósitos abandonados en otros países

El Centro Canadiense para Tecnología Mineral y de Energía (Canadian Centre for Minerals And Energy Technology) ha publicado un manual llamado "Pit Slope Manual" (1977) (Manual sobre Taludes de Minas a Cielo Abierto). El Capítulo 9 de este manual trata de las presas de desperdicios, incluyendo depósitos de jales. Recomienda que los depósitos deben dejarse antes de ser abandonados, en condiciones de requerir sólo mantenimiento esporádico para evitar su deterioro al punto en que pueda desarrollarse inestabilidad. Esto requerirá atención para:

- a) Aplicar esquemas confiables de drenaje, capaces de funcionar adecuadamente por muchos años con poco mantenimiento;
- b) Proteger los taludes de los depósitos contra erosión superficial e intemperismo.

En Africa del Sur, los reglamentos expedidos en 1976 refuerzan los reglamentos existentes sobre la

contaminación del agua y requieren que los gerentes de minas midan los flujos y analicen los efluentes cuatro veces por año. Según el Decreto sobre Agua de 1956, el gerente de una mina está obligado a tomar medidas adecuadas para evitar que los escurrimientos pluviales erosionen las presas de lodos y de jales. Las aguas pluviales deben ser controladas para que fluyan lejos de las presas de lodos, tiraderos de jales, minerales y roca de desperdicio u otras fuentes de contaminación. Las presas separadoras y de evaporación deberán ser proyectadas, cuando sea necesario, para retener los escurrimientos de presas de jales que puedan contener material erosionado. La capacidad de almacenamiento de estas presas será suficiente para asegurar un bordo libre de cuando menos 0.5 m por encima del nivel máximo de agua esperado, con base en la precipitación mensual promedio, menos la evaporación media bruta, más la precipitación máxima prevista para un período de 24 horas, una vez en cien años.

El gerente de la mina deberá cerciorarse de que, en la medida de lo posible, las presas de jales o lodos y las presas separadoras o de evaporación, estén proyectadas y ubicadas de suerte que minimicen la posibilidad de daños por hundimientos, asentamientos, así como choques y agrietamientos debidos a operaciones mineras. Los estanques de jales en desuso y depósitos de desperdicios serán cercados adecuadamente y no se usarán para ningún fin, sin previa aprobación. Cualquier persona que retire material será responsable de su reposición para evitar la contaminación de agua de una manera eficaz.

B I B L I O G R A F I A

1. Bach, Dan A., The use of drip irrigation for vegetating mine waste areas. From: Tailing Disposal Today: Proceedings of the First International Tailing Symposium, Tucson, Arizona. 31 de octubre, 1, 2 y 3 de noviembre de 1972. Capítulo 23: Págs. 563-570.
2. Bewngson, Stuart A., Irrigation technique for tailing re-vegetation in the arid Southwest. De: Tailing Disposal Today, Vol. 2: Memorias del Second International Tailing Symposium, Denver, Colorado, May de 1978. Section 4 - Reclama' Vegetation and Abandonment Capítulo 24; Págs. 487-504.
3. Chenik, D. The promotion of a vegetative cover on mine slimes dams and sands dumps. De: Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, 1960.
4. Clausen, H.T., Ecological aspects of slimes dam construction. De: The South African Institute of Mining and Metallurgy. General Meeting and Colloquium on "The Construction of Slimes Dams", 1973.
5. Day, A.D. and K.L. Ludeke, Disturbed pond reclamation in an arid environment. De: Tailing Disposal Today, Vol. 2: Memorias del Second International Tailing Symposium, Denver, Colorado, Mayo de 1978. Section 4, Reclamation, Vegetation and Abandonment Capítulo 21 Págs. 437-460.
6. Hill, J.R.C., The mine dump problem in Rhodesia. De: Rhodesia Agricultural Journal, Vol. 69 (4).
7. Hill, J.R.C. and W.F. Nothard, The Rhodesian approach to vegetating slimes dams. From: The South African Institute of Mining and Metallurgy, General Meeting and Colloquium on "The Construction of Slimes Dams", 1973.
8. Hodder, Richard L., Innovations in planting technique diverse shrub cover on mine tailings. De: Tailing Disposal Today, Vol. 2: Memorias del Second International Tailing Symposium, Denver, Colorado, Mayo de 1978, Capítulo 22: Págs. 461-470.
9. Kennedy, Richard H., Long-term stabilization of uranium mill tailings at inactive sites. De: Tailing Disposal Today, Vol. 2: Memorias del Second International Tailing Symposium, Denver, Colorado, Mayo de 1978: Capítulo 23 : Págs. 471-486.
10. Ludeke, Denneth L., Vegetative stabilization of copper mine tailing disposal terms of Pima Mining Company. De: Tailing Disposal Today. Memorias del First International Tailing Symposium, Tucson, Arizona, 31 de octubre, 1, 2 y 3 de noviembre de 1972. Capítulo 17 : Págs. 377-410.
11. Report on vegetation cover of mine tailing dams and dumps. Anónimo.

G L O S A R I O

Almacenamiento: dique formado por desechos industriales o de minas, colocado y almacenado con agua en un estanque creado por la fricción de los jales o material de préstamo.

Angulo de resistencia al esfuerzo cortante: el ángulo máximo oblicuo entre el esfuerzo normal y el resultante, que actúan sobre una superficie en un suelo o roca.

Bordo Libre: la altura medida del nivel de agua a la corona de un dique. El bordo libre mínimo debe ser medido del nivel máximo de agua proyectado a la corona del dique.

“Cicloneado”: procedimiento usado para la construcción de presas y diques en el cual se usan ciclones (o hidrociclones) para separar las arenas de los lodos. Se coloca una serie de ciclones a lo largo de la corona del dique, o se monta un grupo de ciclones en paralelo como una unidad móvil que viaja a lo largo del eje longitudinal de la presa.

Coefficiente de Permeabilidad (k): el gasto de descarga de agua bajo condiciones de flujo laminar a través de una sección transversal unitaria de un medio poroso bajo un gradiente hidráulico y una temperatura estándar de 20°C.

Cohesión (c): la porción de la resistencia al esfuerzo cortante (s) indicada por el término c en la ecuación de Coulomb: $s = c + p \tan \phi$, donde ϕ es el ángulo de resistencia al esfuerzo cortante. Tiene la naturaleza de una fuerza de liga intergranular.

Consolidación: la porción de la disminución en volumen de una masa de suelo resultante de la expulsión del fluido intersticial bajo la aplicación de una carga.

Deformación: la variación de las dimensiones lineales de un cuerpo o el movimiento absoluto de un punto en un cuerpo.

Depósito (“Dump”): un dique formado por residuos industriales o jales mineros, almacenado en seco.

Dique: presa consistente de uno o una serie de diques para confinar agua o lodos.

Dique de Jales (o desperdicios): los jales o desechos industriales que se colocan en superficie, pero excluyendo los que se colocan bajo tierra como relleno.

Drenes de Dedo: sistema de drenaje que consiste de franjas paralelas angostas de materiales drenantes permeables, que se ponen en vez de una capa continua de drenaje.

Espigas: procedimiento generalmente usado en el método de aguas arriba de construcción de presas o diques de jales, en el cual se usan espigas descargándose los lodos de jales por esas espigas a lo largo de la corona de la presa o dique. Los lodos serpentean en una serie de arroyuelos que dan por resultado una estratificación horizontal discontinua.

Factor de Seguridad: la relación entre la resistencia al esfuerzo cortante disponible y la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie crítica de falla.

Falla Cortante: falla resultante de los esfuerzos cortantes

Filtros: material con una granulometría bien distribuida, más permeable que el suelo adyacente, más fino, y que actúa como un dren dejando que el agua fluya de la superficie de contacto entre la zona protegida y el filtro. Este material debe tener una granulometría tal que sus huecos sean suficientemente pequeños para evitar la migración de partículas de suelo de la zona protegida.

Grado de Saturación (S_r): la relación del volumen de agua en los vacíos del suelo, al volumen total de los vacíos.

Índice de Compresión (C_c): índice del grado de compresibilidad del suelo, que representa la pendiente de la curva de relación de vacíos contra el logaritmo de la presión efectiva.

Índice Plástico: la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

Jales: el producto de desperdicio de una operación de molienda en la cual ya se han recuperado los materiales valiosos.

Levantamiento fotogramétrico: el levantamiento de mapas a partir de exposiciones de la superficie o de estructuras geológicas por medio de técnicas fotogramétricas.

Licuación: la repentina y gran disminución de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo sin cohesión, causada por el colapso de la estructura del suelo, producido por choque o pequeñas deformaciones de cortante, asociado con un incremento repentino pero temporal de la presión de poro.

Límites de Atterberg:

- a) Límite líquido - w_l
 - b) Límite plástico - w_p
 - c) Índice plástico - I_p
- $$I_p = w_l - w_p$$

Límite Líquido (w_l): el contenido de agua al cual el suelo tiene poca resistencia al esfuerzo cortante; se toma como la frontera entre el comportamiento líquido y el plástico; este contenido de agua se llama límite líquido.

Límite Plástico (w_p): el contenido de agua mínimo, de acuerdo con la prueba estándar del límite plástico, al cual un suelo permanece en estado plástico.

Nivel de Aguas Subterráneas (nivel freático): el nivel abajo del cual los poros (intersticios) y fisuras de la roca y del subsuelo, hasta una profundidad indefinida, están llenos de agua.

Porosidad: la relación generalmente expresada como porcentaje de 1) volumen de vacíos de una masa de suelo dada a 2) el volumen total de dicha masa de suelo.

Pozos de alivio: pozos perforados para el control de la presión intersticial bajo diques o taludes.

Presión de Poro (u): esfuerzo transmitido por el agua intersticial.

Pulpa: Mineral pulverizado en suspensión en el agua.

Relación de Vacíos (e): la relación del volumen de vacíos al volumen de sólidos de una masa de suelo.

Tixotropía: cuando algunos materiales se amasan sin alterar el contenido de agua, la cohesión disminuye considerablemente (después la resistencia se recupera con el tiempo y el suelo se endurece). Este efecto se conoce como tixotropía.

Tubería de Drenaje: sistema de drenaje formado por tubos en la sección transversal de la presa

Tubificación: movimiento de partículas de suelo como resultado de fuerzas no equilibradas de infiltración, producido por la infiltración de agua, que da por resultado canales de erosión.

SIMBOLOS

- w -contenido de agua
- γ_s -peso volumétrico de las partículas sólidas
- γ_n -peso volumétrico del suelo (húmedo)
- γ_{sat} -peso volumétrico del suelo saturado
- γ_w -peso volumétrico del líquido intersticial
- η -porosidad
- γ_d -peso volumétrico del suelo seco
- D_r -densidad relativa (anteriormente); ahora
 I_d =índice de densidad
- e -relación de vacíos
- C_u -coeficiente de uniformidad

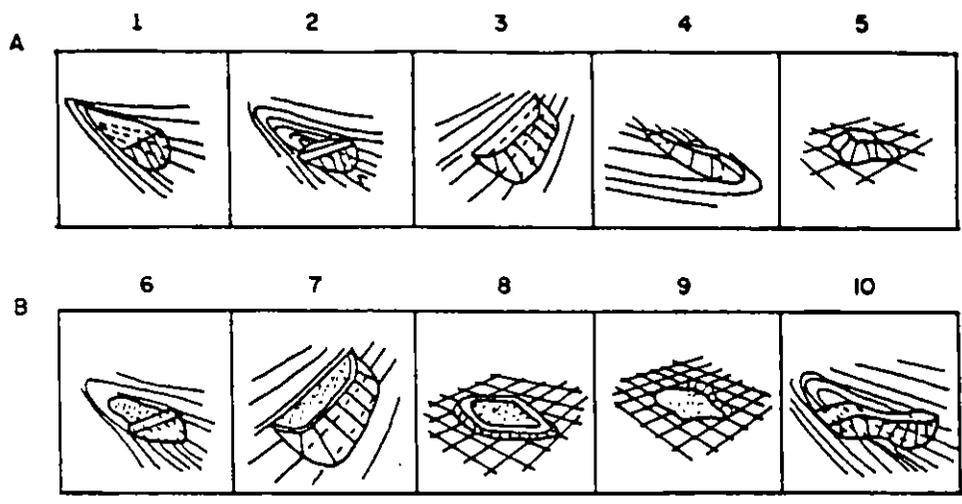


Fig. 1-1

Tipos de estructuras para el almacenamiento de jales

A Tipo de depósito

B Tipo de confinamiento

- (1) Relleno en valle
- (2) Relleno transversal al valle
- (3) En ladera de valle
- (4) En la cima
- (5) Apilamiento
- (6) Estructura transversal al valle
- (7) En ladera de valle
- (8) Dique circundante
- (9) De incisión
- (10) Sistema complejo: Estructura transversal al valle, en ladera

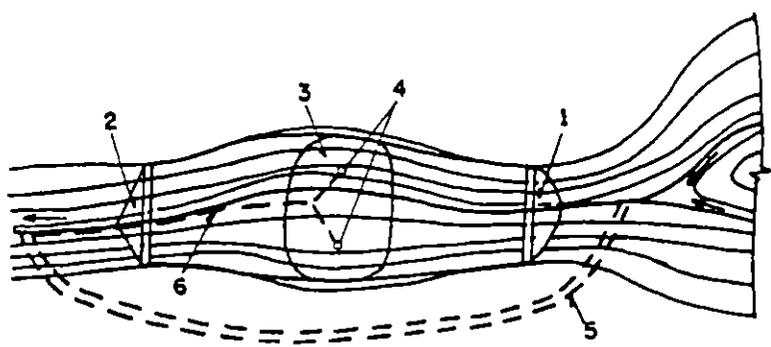


Fig. 1-2

B11: Relleno transversal al valle, con dos diques de retención

- (1) Dique aguas arriba
- (2) Dique aguas abajo
- (3) Estanque de decantación
- (4) Torres de decantación
- (5) Túnel de derivación
- (6) Colector

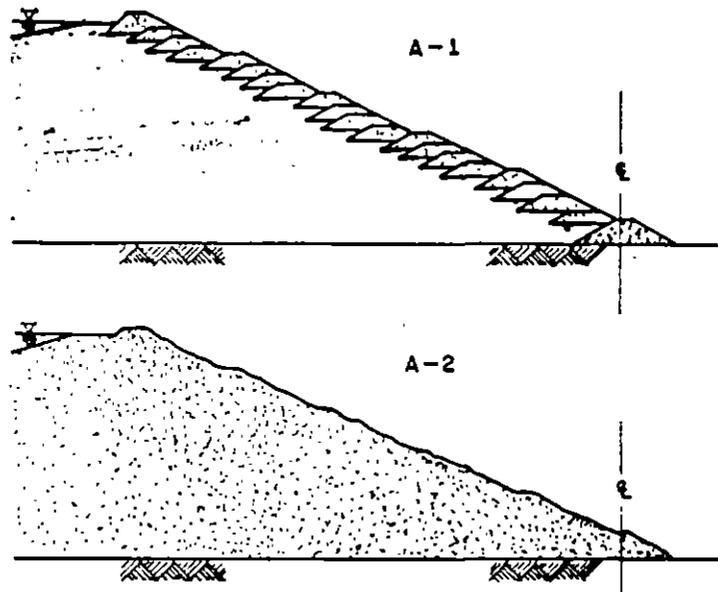


Fig. 3-1

Métodos de construcción de diques para desechos de minas o plantas industriales

- (A) Método de construcción de aguas arriba
- (1) Presas construidas mecánicamente
- (2) Presas construidas hidráulicamente

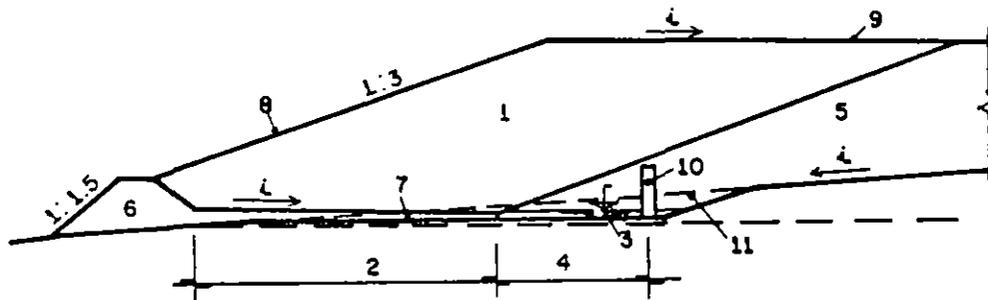


Fig. 3-2

Métodos de construcción de diques de jales mineros o industriales sobrecarga

- 1.- Parte de apoyo (Cascarón)
- 2.- Longitud de parte de Apoyo.
- 3.- Estanque de decantación.
- 4.- Longitud del estanque de Decantación.
- 5.- Lodos
- 6.- Bordo Inicial.
- 7.- Capa drenante.
- 8.- Talud Aguas abajo
- 9.- Playa
- 10.- Torre de Decantación
- 11.- Terreno natural.

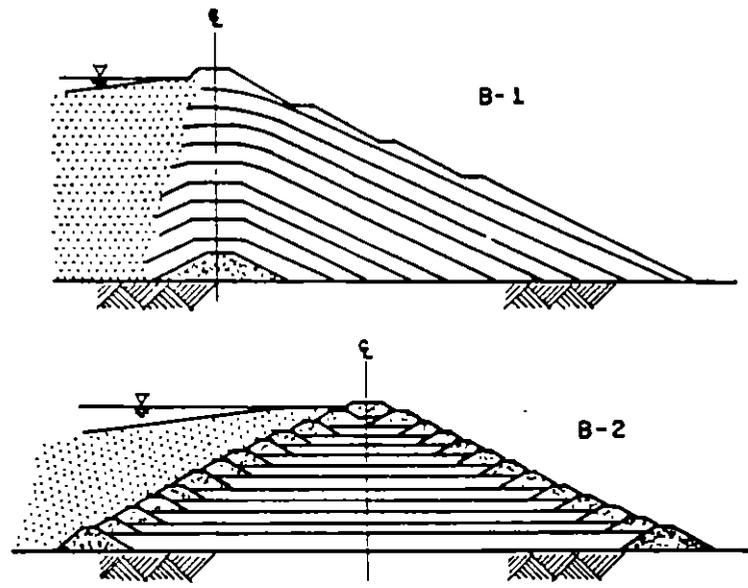


Fig. 3-3

Métodos de construcción de diques de jales mineros industriales.

- (B) Método de Construcción del Eje Central.
- (1) Dique apoyado.
- (2) Dique simétrico

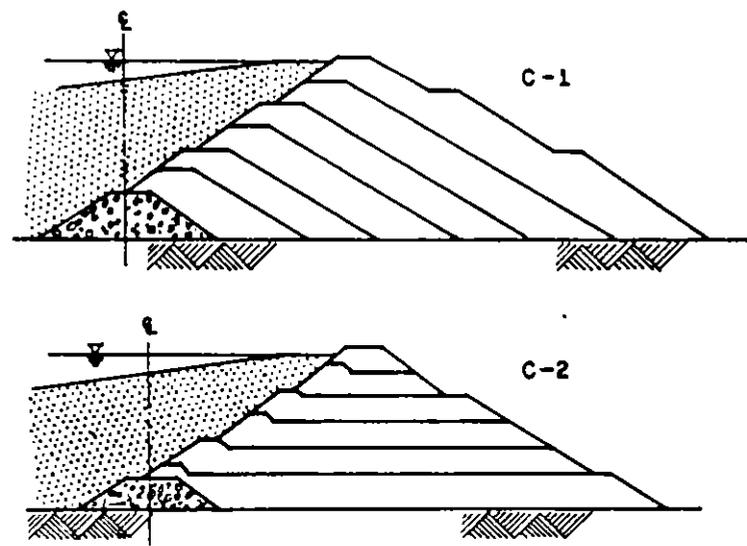


Fig. 3-4

Métodos de construcción de diques de jales mineros o industriales

- (C) Métodos de construcción de aguas abajo
- (1) Método inclinado
- (2) Método horizontal

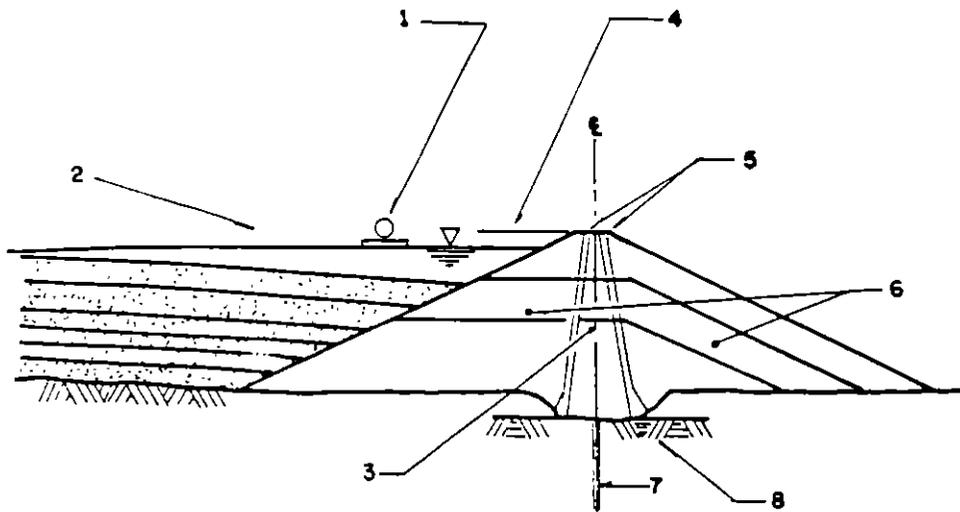


Fig 3-5

Tipo de dique convencional - Cimentación en roca subyacente (Material de préstamo)

1. - Bomba flotante para recuperar el agua de decantación.
2. - Descarga de jales.
3. - Núcleo impermeable
4. - Bordo libre
5. - Filtros
6. - Enrocamiento
7. - Cortina de impermeabilización
8. - Manto rocoso

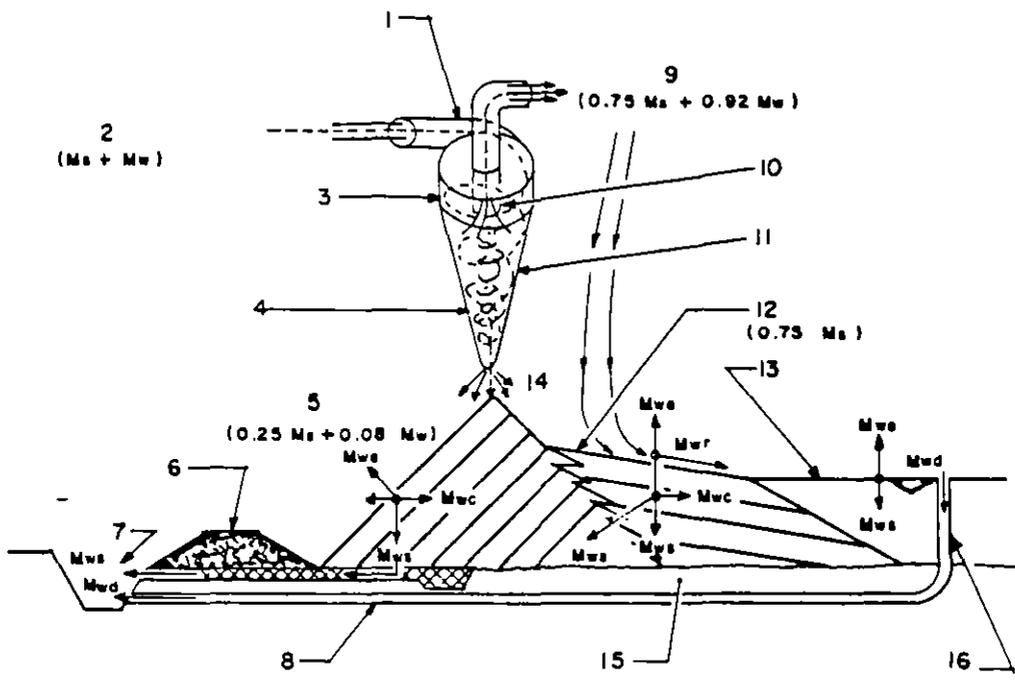


Fig 4 - 1

Relación típica del agua en la operación de una presa de jales con Hidrociclones (Sólo agua de Proceso)

- Ms - Masa de sólidos
- Mw - Masa de agua
- Mwe - Pérdida por evaporación
- Mws - pérdida por infiltración
- Mwc - Agua capilar
- Mwr - Agua de escurrimientos
- Mwd - Agua de decantación

- 1 - Tubería alimentadora
- 2 - Alimentación de lodos
- 3 - Cabezal de insumo
- 4 - Cono
- 5 - Desflujo inferior
- 6 - Enrocamiento al pie del dique
- 7 - Zanja al pie del dique
- 8 - Tubería de decantación
- 9 - Flujo superior
- 10 - Localizador del vórtice
- 11 - Hidrociclón
- 12 - Playa de finos
- 13 - Estanque de decantación
- 14 - Cima
- 15 - Dren filtrante
- 16 - Salida de decantación

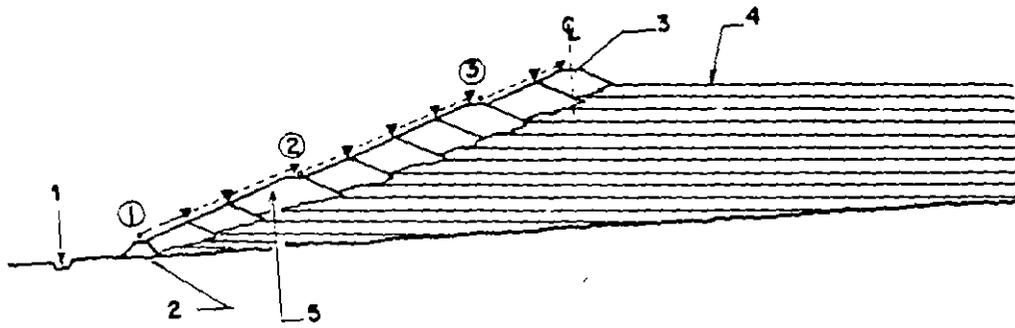


Fig. 4-2

"Cicloneado" con el método de aguas arriba

- 1.- Dren al pie del dique
- 2.- Dique al pie de la presa
- 3.- Corona de la presa
- 4.- Playa de finos (Flujo superior de los hidrociclones.)
- 5.- Dique de material grueso (Flujo inferior de los hidrociclones.)

① ② ③

Posiciones sucesivas del conducto de alimentación

-----> Posiciones sucesivas del hidrociclón

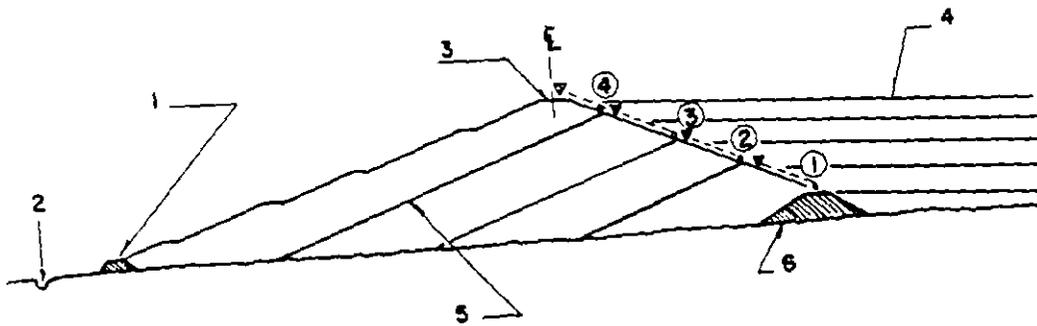


Fig. 4-3

"Cicloneado" con el método de aguas abajo

- 1.- Dique al pie de la presa
- 2.- Zanja al pie del dique.
- 3.- Corona de la presa
- 4.- Playa
- 5.- Dique de material grueso (Flujo inferior de los hidrociclones)
- 6.- Dique separador

① ② ③ ④

Posiciones sucesivas del conducto alimentador de todos

-----> Posiciones sucesivas del hidrociclón

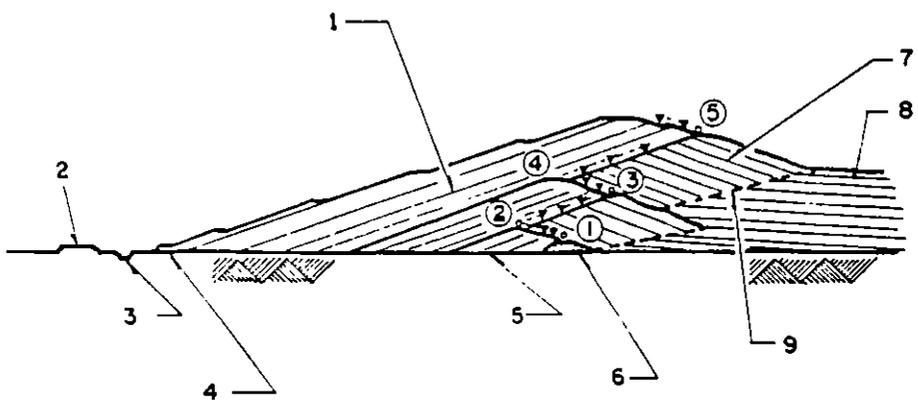


Fig. 4-4

"Cicloneado" con almacenamientos sucesivos aguas arriba y aguas abajo

- 1.- Jales gruesos "cicloneados" con el método de aguas abajo.
- 2.- Camino de acceso
- 3.- Dren al pie del dique.
- 4.- Dique de tierra al pie de la presa.
- 5.- Nivel de terreno natural
- 6.- Bordo iniciador de tierra
- 7.- Jales gruesos del hidrociclón almacenados con el método de aguas arriba
- 8.- Jales finos
- 9.- Superficie aproximada de contacto entre jales finos y gruesos.

- ① ② ③ - Posiciones sucesivas del conducto alimentador
- > - Posiciones sucesivas del hidrociclón

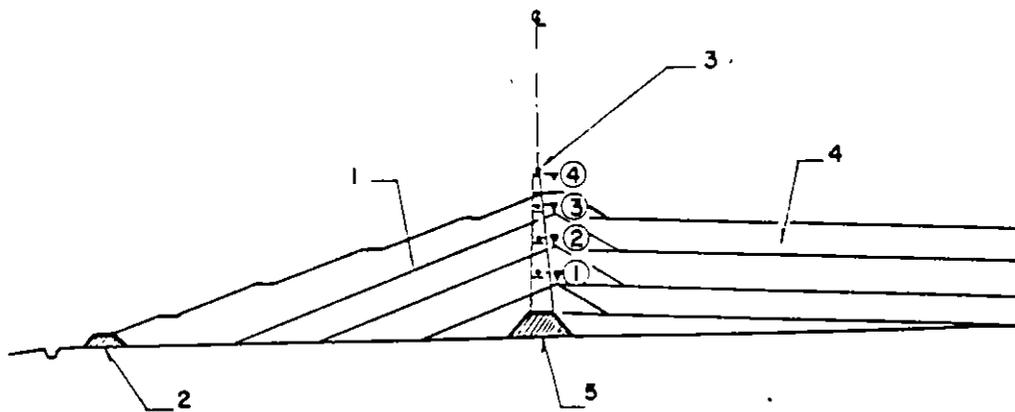


Fig. 4-5

"Cicloneado" con el método del eje central

- 1.- Depósito de material grueso
- 2.- Dique al pie de la presa
- 3.- Marco para apoyar la tubería de alimentación
- 4.- Playa de finos
- 5.- Dique separador

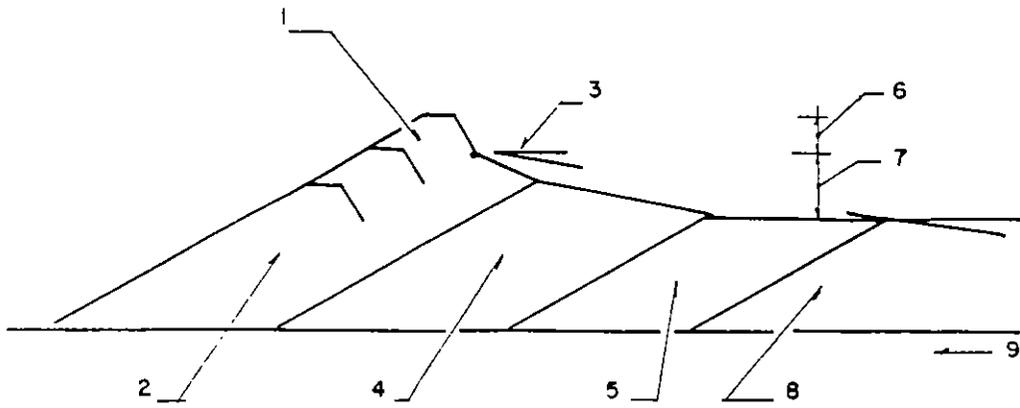


Fig. 4-6

Método de construcción por medio de espigas

- 1- Dique construido
- 2.- Material más grueso
- 3.- Pendiente de la playa
- 4.- Material grueso
- 5.- Material fino
- 6.- Bordo libre del muro
- 7.- Bordo libre de la playa
- 8.- Material más fino
- 9.- Fracciones.

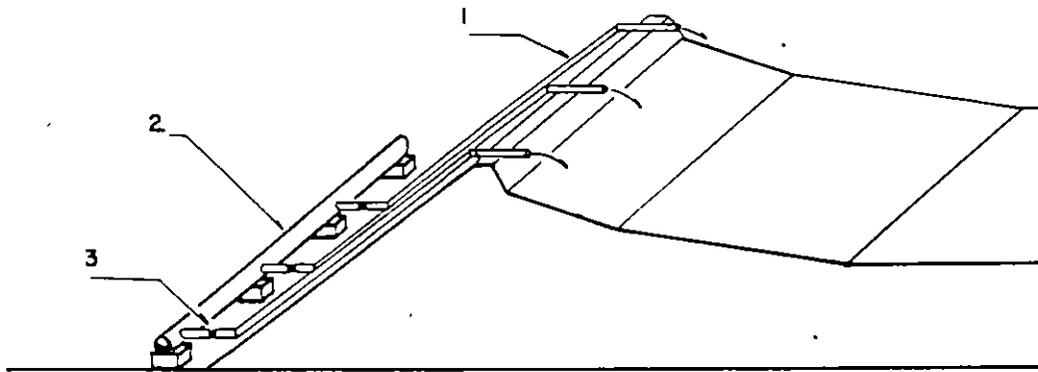


Fig. 4-7

Sistema de espigas con líneas extensibles

- 1.- Líneas extensibles de espigas
- 2.- Línea de distribución
- 3.- Válvula

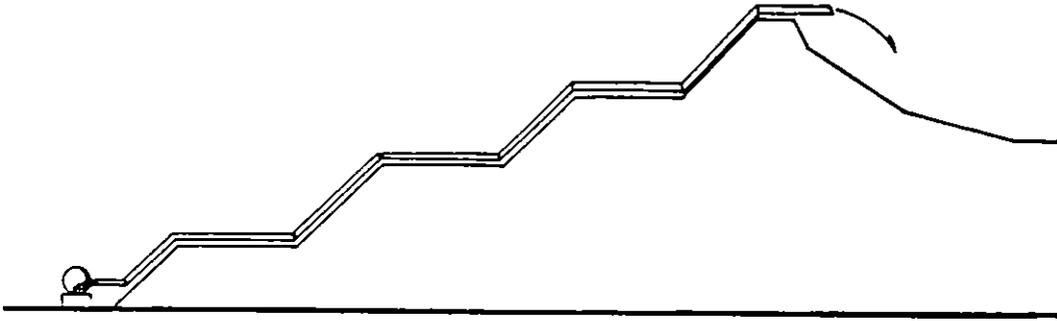


Fig. 4-8

Sistema de espigas con extensiones siguiendo el perfil de la presa

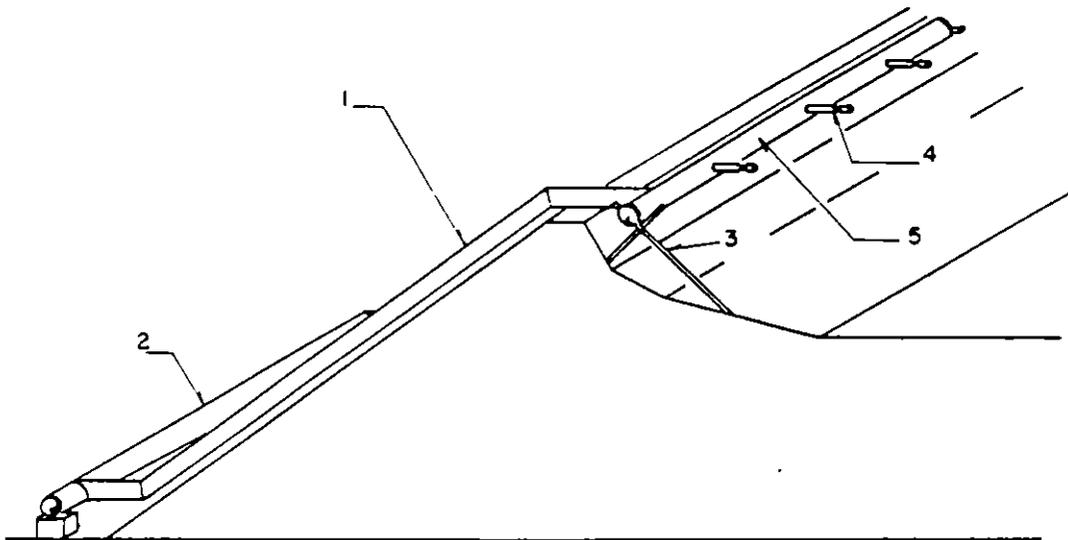


Fig. 4-9

Sistema de espigas con ramal extensible

- 1.- Ramales extensibles (espaciados a grandes intervalos).
- 2.- Línea de distribución
- 3.- Apoyo
- 4.- Espigas con válvulas de control.
- 5.- Línea de espigas

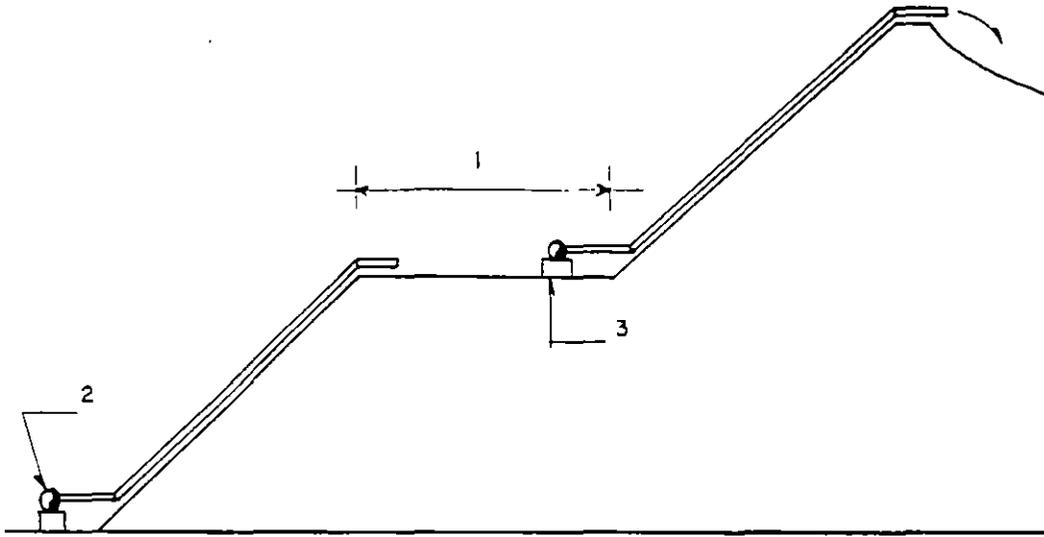


Fig. 4 - 10

Sistema de espigas: Levantamiento de la línea alimentadora principal.

- 1.- Berma
- 2.- Posición original de la línea alimentadora
- 3.- Nueva posición de la línea alimentadora

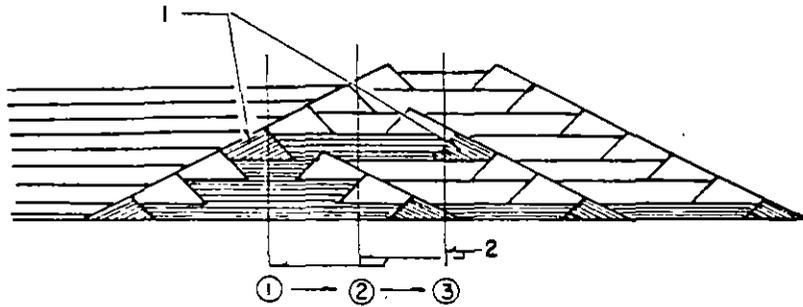


Fig. 4 - 11

Sistema de cercado (Paddock).
Construcción aguas abajo

- 1 - Cercados típicos
- 2.- Posiciones sucesivas del eje central

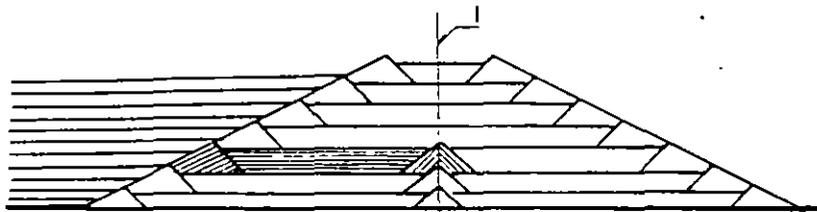


Fig. 4 - 12

Sistema de cercado (Paddock)
Construcción con eje central.

- 1.- Eje fijo

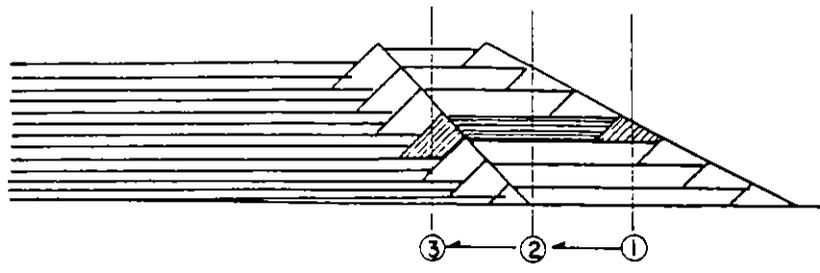


Fig. 4-13

Sistema de cercado: construcción aguas arriba

①②③ - Posiciones sucesivas del eje central

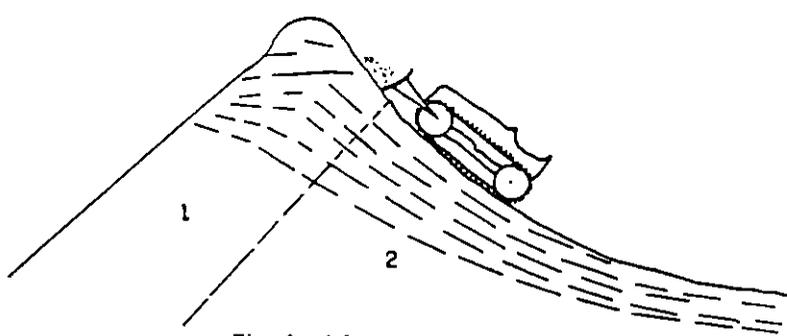


Fig. 4 - 14

Sistema de cercado: Compactación inadecuada del muro exterior.

- 1.- Material no compactado
- 2.- Compactación con bulldozer

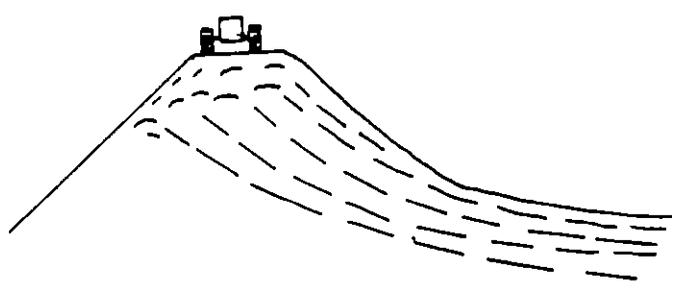


Fig. 4 - 15

Sistema de cercado: Compactación total del muro exterior por medio de maquinaria

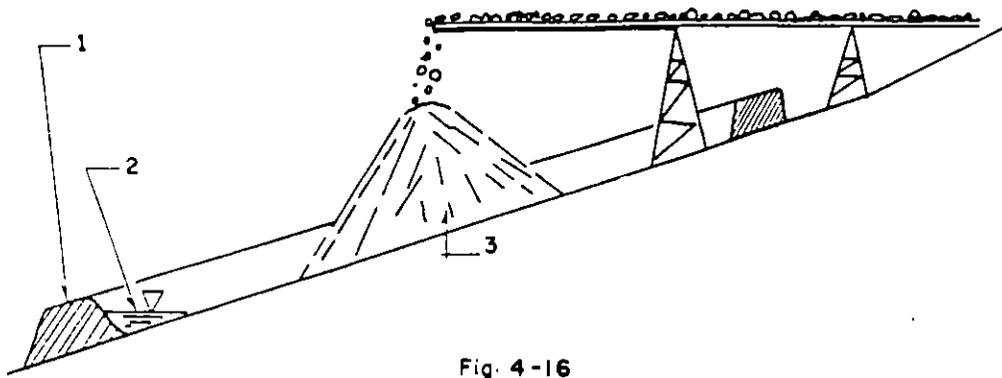


Fig. 4-16

Almacenamiento mecánico: Cono de jales confinado

- 1.- Dique de contención
- 2.- Escurrimientos recolectados para bombeo o decantación
- 3.- Cono de jales.

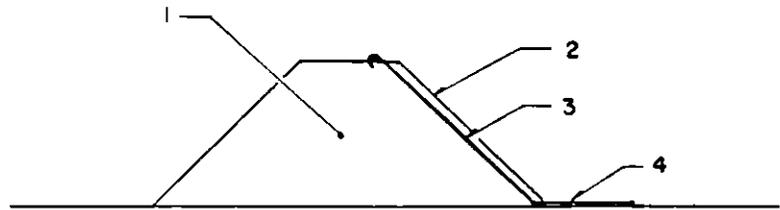


Fig. 4-17

Diques de tierra o enrocamiento: Dique impermeable

- 1.- Tierra o roca compactada
- 2.- Capa protectora
- 3.- Revestimiento impermeable
- 4.- Revestimiento de piso

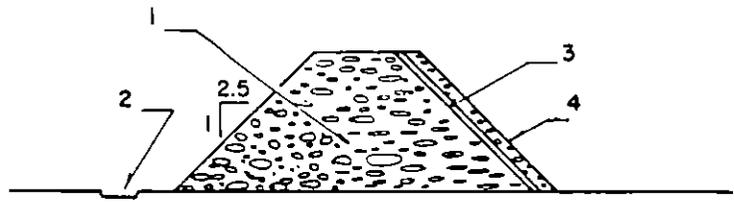


Fig. 4-18

Diques de tierra o enrocamiento: Dique permeable

- 1.- Enrocamiento
- 2.- Zanja recolectora de infiltraciones
- 3.- Filtro
- 4.- Capa protectora

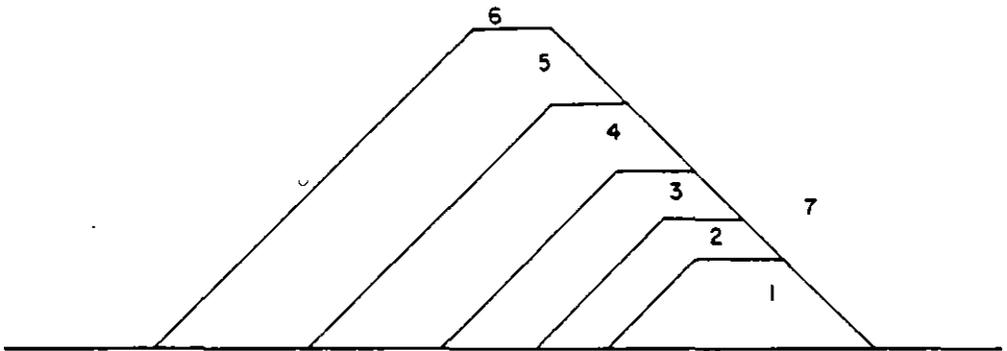


Fig. 4-19

Diques de tierra o enrocamiento : construcción por etapas

- 1.-Etapa inicial
- 2.-Segunda etapa
- 3.-Tercera etapa
- 4 -Cuarta etapa
- 5.-Quinta etapa
- 6.-Elevación final
- 7.-Zona de almacenamiento

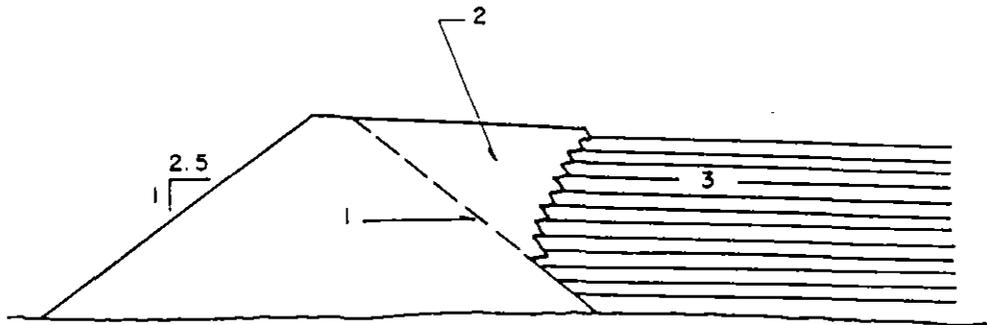


Fig. 4-20

Diques de tierra o enrocamiento. colocación en el dique de la roca de desperdicio excedente

- 1.-Perfil de proyecto
- 2.-Depósito de roca de desperdicio excedente
- 3.-Jales

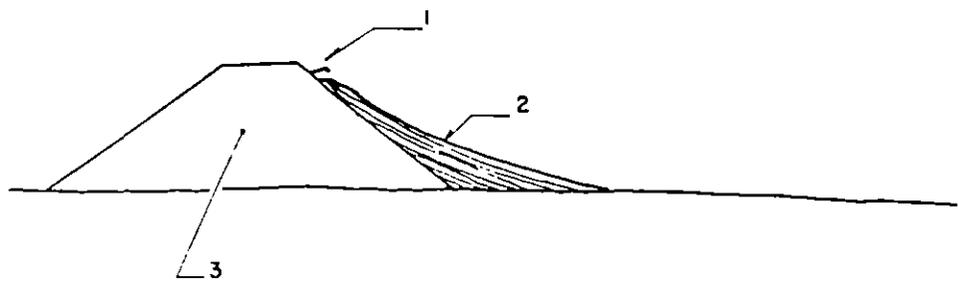


Fig. 4 - 21

Diques de tierra o enrocamiento: Almacenamiento de jales contra el dique

- 1.- Punto de descarga de los jales
- 2.- Apilamiento de jales cuidadosamente almacenados
- 3.- Dique de tierra o enrocamiento

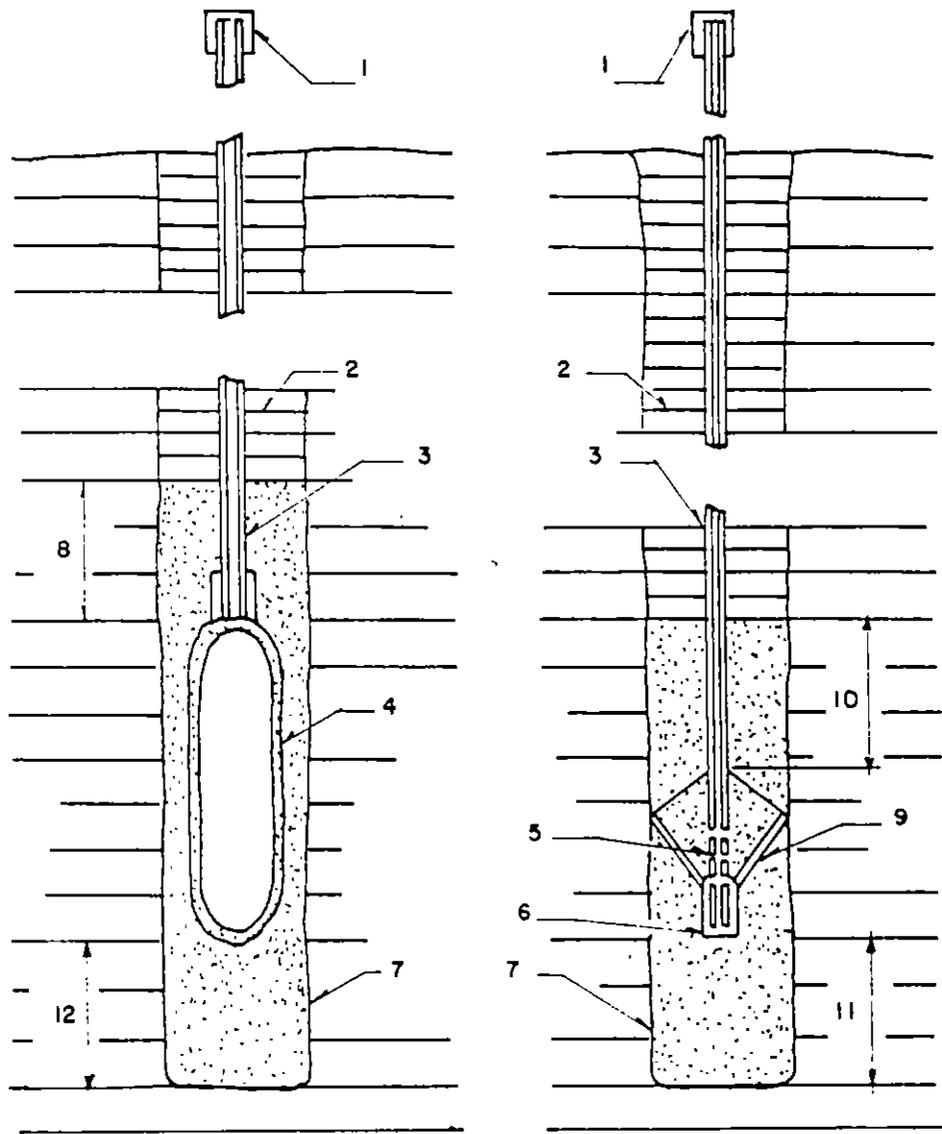


Fig. 4 - 22

Piezómetros para presas de jales

- 1.- Tapas con rosca para sellar tubos
- 2.- Agujeros rellenados con residuos apisonados
- 3.- Tubo de PVC rígido para agua
- 4.- Filtro estándar de cerámica
- 5.- Agujeros pequeños perforados a través del tubo.
- 6.- Tapa con rosca
- 7.- Agujeros con diam. aprox. de 150 mm
- 8.- 200 mm de arena
- 9.- Ver nota 1
- 10.- 200 mm de arena
- 11.- 200 mm de arena
- 12.- 200 mm de arena

Nota: 1: Embudo doméstico de plástico con el vástago cortado y colocado sobre el tubo. El embudo se llena con arena antes de bajarlo al hoyo.

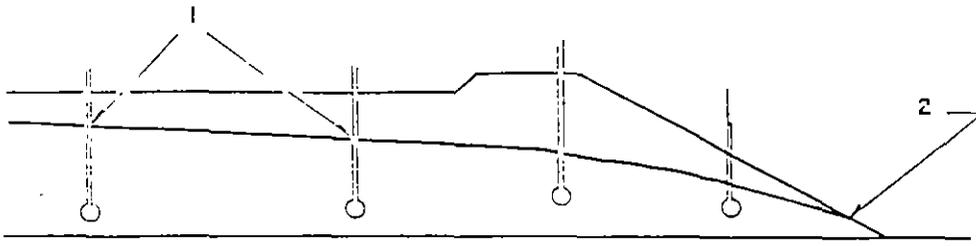


Fig. 4-23

Superficie de infiltración típica establecida con piezómetros de tubo.

- 1.- Nivel de agua registrado en los piezómetros
- 2.- Salida de la infiltración

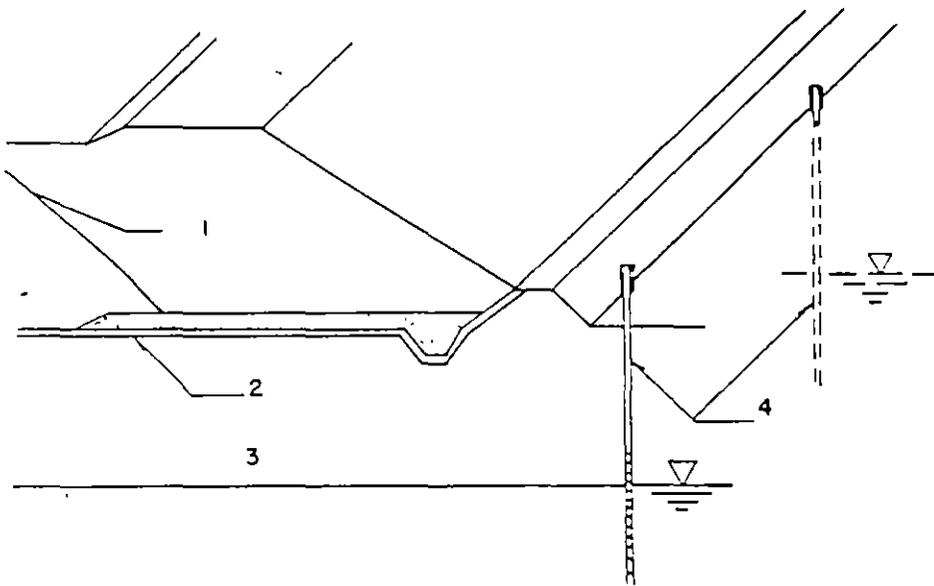


Fig. 4-24

Pozos de control instalados sobre la periferia de una presa de jales con revestimiento.

- 1 - Superficie de infiltración
- 2.- Revestimiento
- 3.- Nivel freático regional
- 4.- Pozos de control

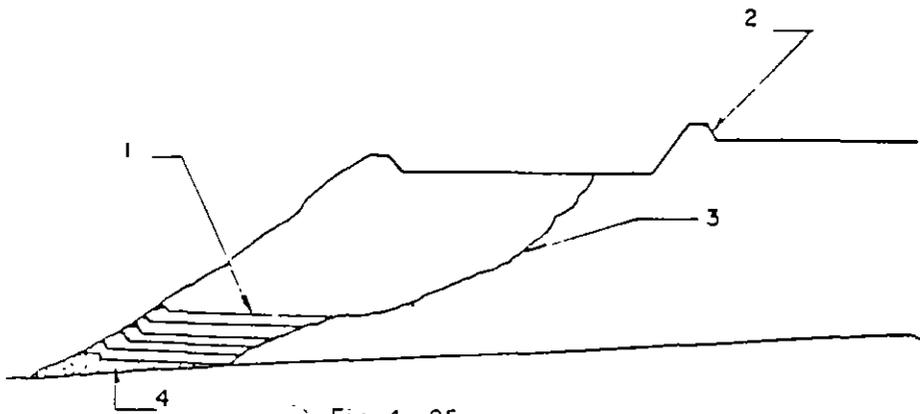


Fig. 4-25

Medidas correctivas: rehabilitación de una zona derrumbada

- 1.- Reconstrucción de un dique sobre una capa drenante
- 2.- Berma
- 3.- Perfil de derrumbe
- 4.- Capa drenante

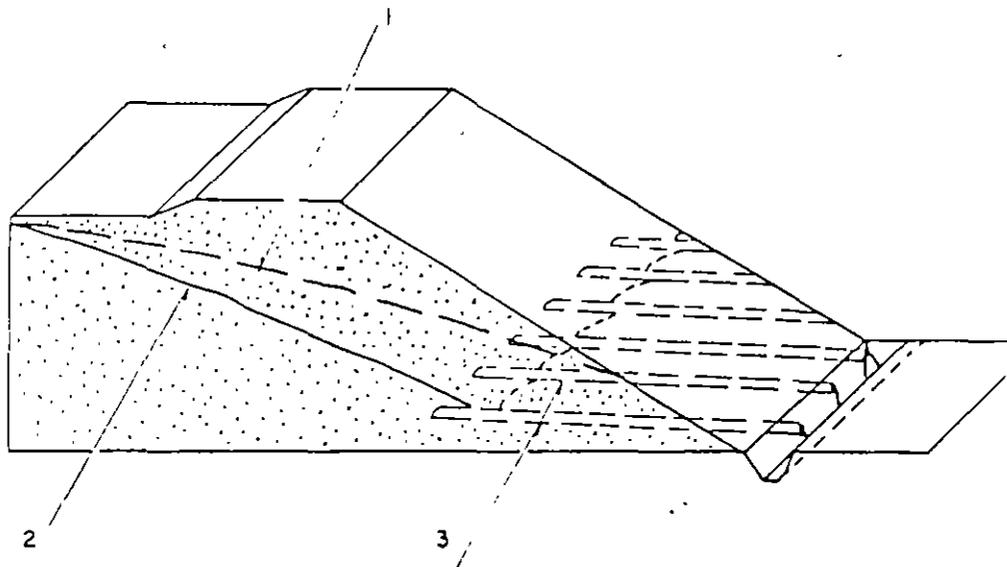


Fig. 4-26

Medidas correctivas: Tubería de drenaje perforada

- 1.- Superficie original de infiltración
- 2.- Superficie de infiltración después de instalar la tubería de drenaje
- 3.- Tubos perforados instalados con una pendiente ligera hacia arriba en orificios perforados previamente con chorro de agua.

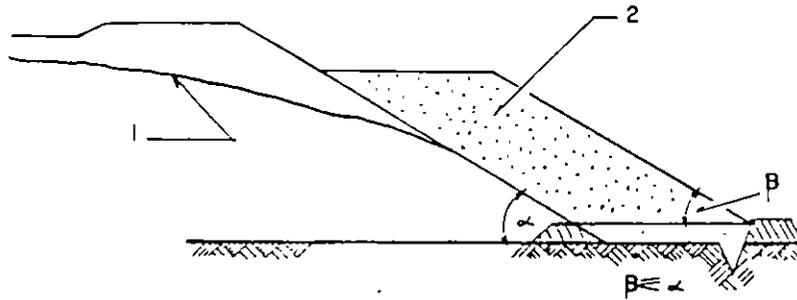


Fig. 4-27

Medidas correctivas: Adición de un contrafuerte de jales con subdrenaje

- 1.- Superficie de Infiltración no muy afectada, pero con infiltración confinada en un talud cuya pendiente ha sido reducida
- 2.- Contrafuerte con subdrenaje

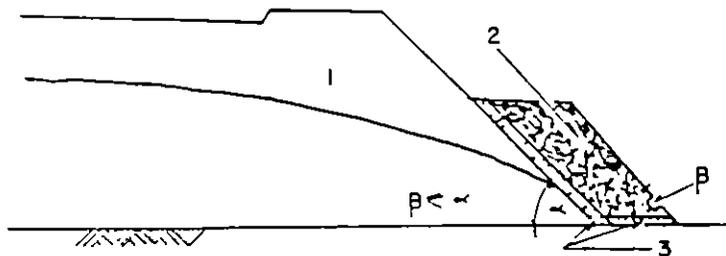


Fig. 4-28

Medidas correctivas: Adición de un contrafuerte de roca con capa filtrante.

- 1.- Posición no afectada de la superficie de infiltración
- 2.- Contrafuerte de roca
- 3.- Capas filtrantes

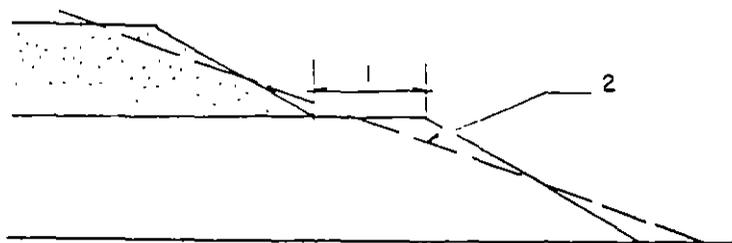


Fig. 4 - 29

Medidas correctivas: Reducción de pendiente por medio de una berma.

- 1.- Berma.
- 2.- Pendiente promedio

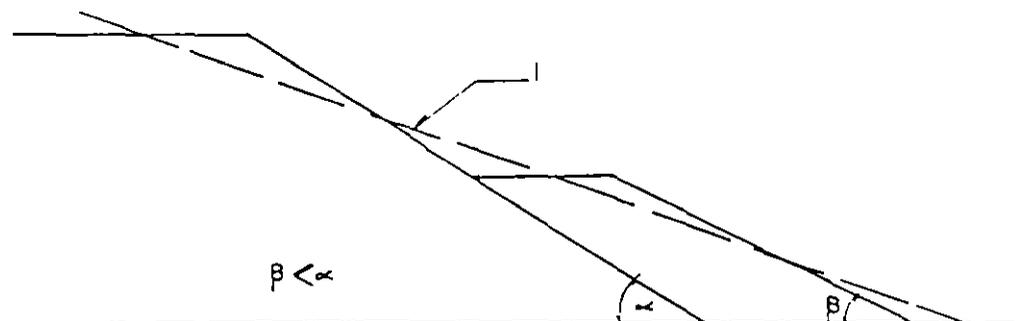


Fig. 4 - 30

Medidas correctivas: Reducción de pendiente agregando una sobrecarga al pie del talud.

- 1.- Pendiente promedio

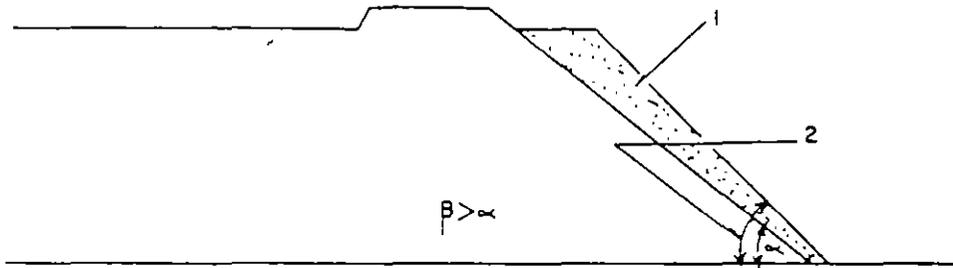


Fig. 4-31

Medidas correctivas: Construcción incorrecta de un contrafuerte
de enrocamiento.

1 - Relleno de roca colocado a volteo

2 - Angulo de reposo del relleno de roca, β

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CURSO:
**PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION
DE PRESAS DE JALES**

Aspectos generales

- Climatológicos
- Hidrológicos
- Hidráulicos

ING. JOSE LUIS VELAZQUEZ VERA

II.- ASPECTOS GENERALES DE HIDROLOGIA

2.1 Ciclo hidrológico

A) Descripción somera del fenómeno desde el punto de vista físico. Delimitación de las componentes por estudiar.

El ciclo hidrológico es un término descriptivo aplicado a la circulación general del agua (fig. 2.1). Este ciclo puede empezar con la evaporación del agua de los océanos. El vapor resultante es transportado por las masas de aire en movimiento. En determinadas condiciones, el vapor se condensa formando nubes que, a su vez, pueden ocasionar precipitaciones. De la precipitación sobre el terreno, una parte es retenida por la superficie, otra escurre sobre ella y la restante penetra en el suelo.

El agua retenida es devuelta a la atmósfera por evaporación y por la transpiración de las plantas. La parte que escurre sobre la superficie es drenada por arroyos y ríos hasta el océano, aunque parte se pierde por evaporación. El agua que se infiltra satisface la humedad del suelo y abastece los depósitos subterráneos, de donde puede fluir hacia las corrientes de los ríos, o bien descargar en los océanos; la que queda detenida en la capa vegetal del suelo es regresada a la atmósfera por transpiración.

Esta descripción simplificada del ciclo hidrológico es de tipo cualitativo y en ella no se ha incluido el tiempo. Por ejemplo, después de ocurrida una tormenta, el efecto inmediato en un río se deja sentir por el escurrimiento superficial, además de existir recarga del agua subterránea. Puede decirse también que no hay evaporación durante la tormenta, y que toda el agua de lluvia se intercepta, infiltra y escurre superficialmente.

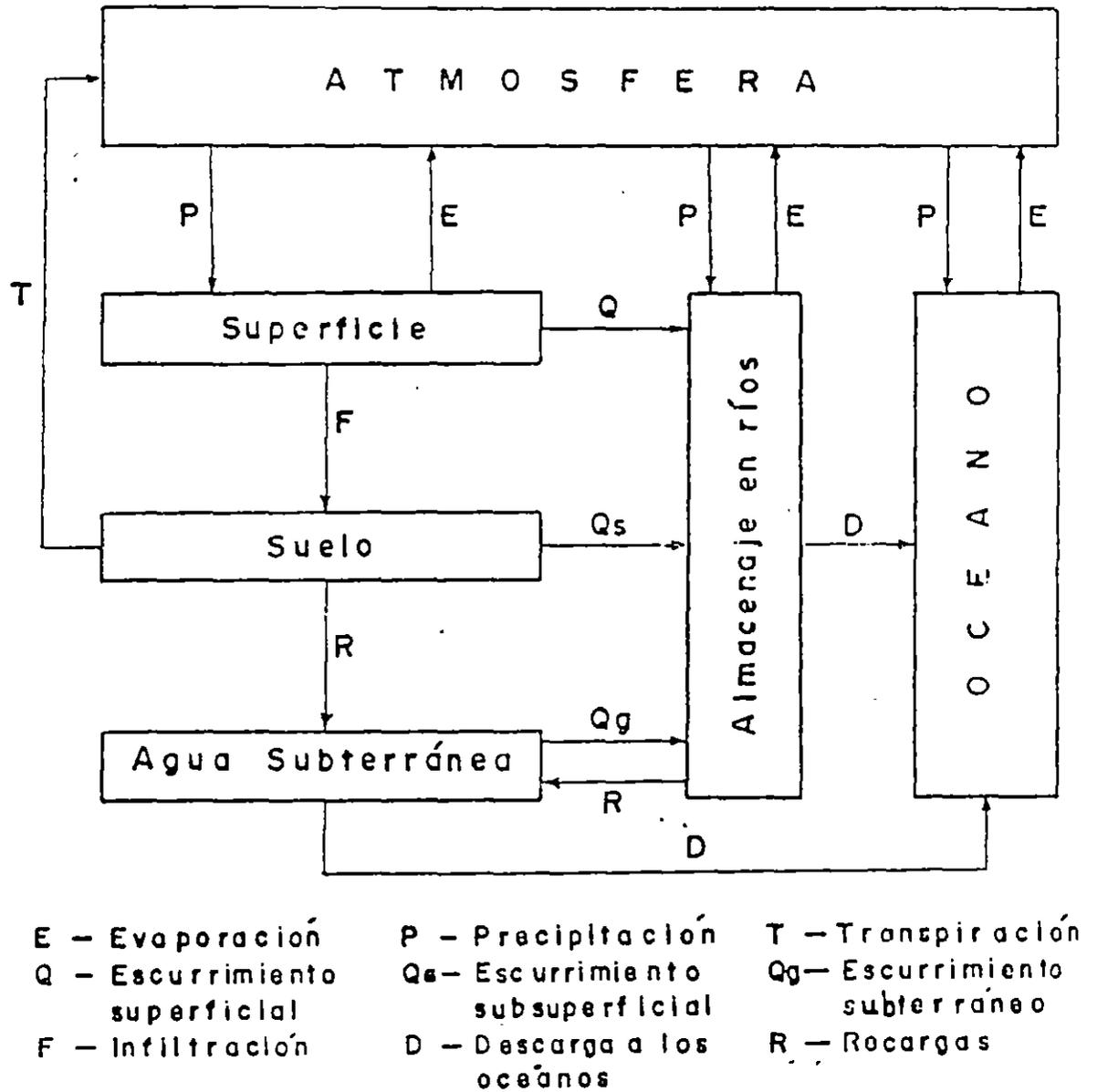


Fig. 2.1 Ciclo Hidrológico. Representación cualitativa.

El ciclo hidrológico es de importancia básica para delimitar el campo de la Hidrología, la cual comprende la fase entre la precipitación sobre el terreno y su retorno a la atmósfera o al océano (fig. 2.2); corresponde el análisis de la atmósfera a la Meteorología y el estudio del océano a la Oceanografía.

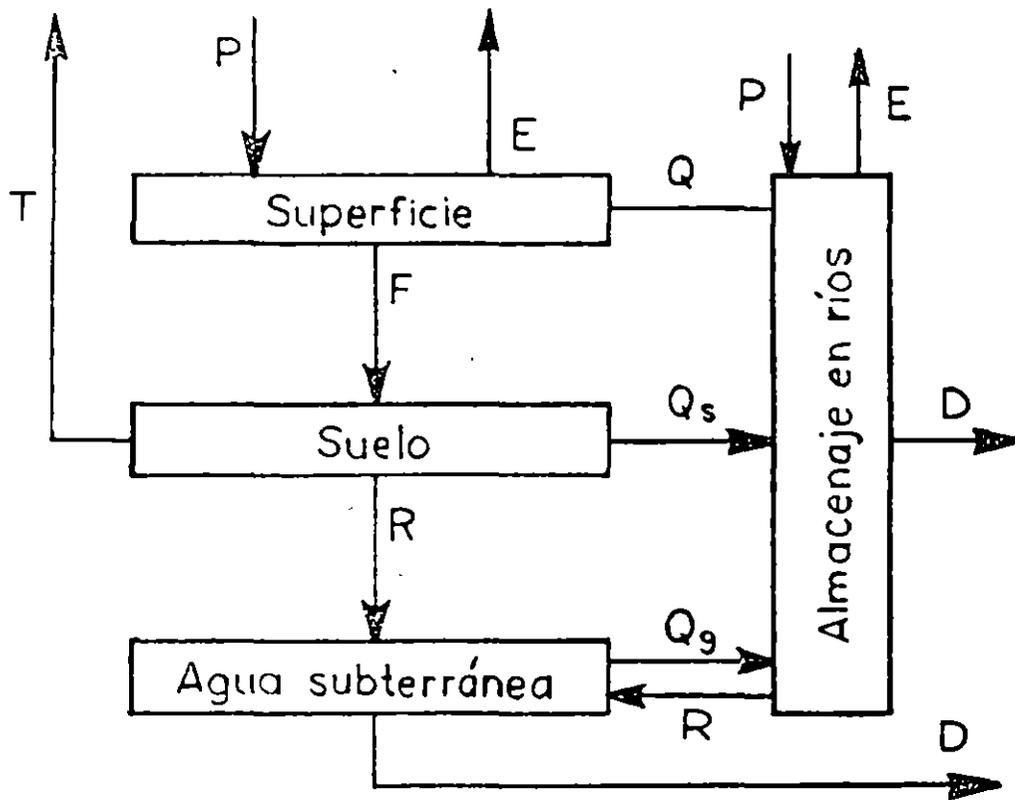


Fig. 2.2 Fases que estudia la hidrología.

B) El ciclo hidrológico como sistema.

Otra manera de visualizar el ciclo hidrológico es considerándolo un sistema, y así está enfocado en algunos de los métodos hidrológicos que se verán en el capítulo IV, por lo cual se incluye aquí una breve ilustración de este enfoque.

Una definición útil de sistema es la que propone Dooge:

Cualquier estructura, dispositivo, esquema o procedimiento, real o abstracto, que interrelacione en el tiempo una entrada, causa o estímulo de materia, energía o información, y una salida, efecto o respuesta de información, energía o materia.

Esta definición de sistema puede esquematizarse de la siguiente forma:

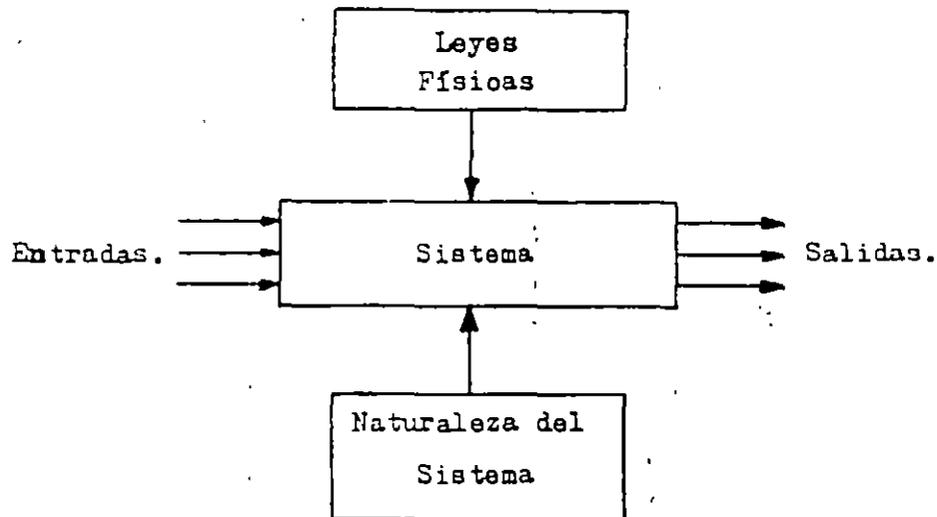


Fig. 2.3 Ilustración de la definición de Sistema.

De acuerdo con esta definición, podemos asimilar el ciclo hidrológico a un sistema, en el cual las entradas son las lluvias (P), que son afectadas por la cuenca, de acuerdo con la naturaleza de la misma y con las leyes de la física, para producir salidas en la forma de escurrimiento ó pérdidas.

La caracterización del ciclo hidrológico como sistema es una abstracción que nos permite encaminar nuestros estudios hacia las relaciones funcionales que lo rigen, simplificar dichas relaciones de acuerdo con las técnicas matemáticas disponibles y tener una idea cuantitativa de los errores que cometemos en la simplificación. Permite también decir si la cuenca es "grande" ó "chica" de acuerdo con la velocidad de respuesta al estímulo lluvia.

En términos muy generales, se puede decir que la hidrología en su desarrollo se inició con la interpretación de los fenómenos físicos involucrados en el ciclo hidrológico; posteriormente se tendió hacia enfoques que lo consideraban como un sistema y que permitieron una utilización muy amplia de las herramientas matemáticas existentes. Finalmente en la actualidad y gracias al desarrollo de las computadoras la tendencia es de tratar de simular con mucho detalle las componentes del ciclo hidrológico desde el punto de vista físico.

2.2 Precipitación.

A) Descripción del fenómeno.

Precipitación es el agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico, proveniente de la atmósfera. Para que se origine la precipitación debe

previamente producirse la condensación del vapor atmosférico y esto generalmente sucede por enfriamiento de una parte de la atmósfera.

B) Tipos de Precipitación.

De acuerdo con los fenómenos meteorológicos que les dan nacimiento o que las acompañan, se pueden dividir las precipitaciones en tres clases:

B.1. Precipitación por convección;

B.2. Precipitación orográfica;

B.3. Precipitación ciclónica o de frente.

B.1.- Precipitación por convección.

Cuando en tiempo tranquilo el aire, saturado o no, en la vecindad del suelo es calentado por la radiación solar (directamente pero, sobre todo, indirectamente por intermedio del suelo), se dilatan y elevan en el centro numerosas "células de convección" que se forman poco a poco. En el curso de su ascenso, se enfrían según el gradiente "adiabático seco" (1°C por 100 m), o saturado (del orden de 0.5°C por 100 m) según el caso considerado y alcanza su punto de condensación a una altura llamada nivel de condensación. Hay entonces, a partir de ese nivel, formación de nubes llamadas "cúmulos", y si la corriente de convección vertical inicial es intensa y puede continuar suficiente tiempo, se concibe que el sistema nuboso así formado puede alcanzar una zona donde reina una temperatura bastante baja o un grado de turbulencia bastante fuerte y puede desatar la lluvia. Esas precipitaciones, llamadas por "convección", resultan, pues, de un tiempo cálido; pueden estar acompañadas de relámpagos, de truenos y vientos locales; consisten enteramente en lluvia y ocasionalmente granizo.

Estas precipitaciones son características de las regiones ecuatoriales donde, a consecuencia de la debilidad habitual de los vientos, los movimientos del aire son esencialmente verticales; en esas regiones las nubes se forman en el curso de la mañana bajo la acción de la insolación intensa, y dan por la tarde o al anochecer violentos aguaceros acompañados de relámpagos y truenos; más tarde, en la noche, las nubes se disuelven en la atmósfera y, al salir el sol, el cielo está generalmente claro; ese proceso produce la mayor parte de los 2 500 mm de lluvia que caen anualmente, en promedio, en la vecindad del ecuador.

Precipitaciones de convección tienen lugar igualmente en la zona templada en los períodos calientes, casi únicamente bajo la forma de tempestades de verano locales y violentas.

B.2. Precipitación orográfica.

Cuando los vientos cargados de humedad -soplando ordinariamente del océano a tierra- encuentran una barrera montañosa o pasan de la zona de influencia de un mar relativamente caliente a la de vastas extensiones de suelo más frío, las masas

de aire húmedo tienen tendencia a elevarse y el estado de calma relativa que de ello resulta, produce un enfriamiento que puede alimentar la formación de una cobertura nubosa y desatar precipitaciones.

Esas precipitaciones, llamadas "orográficas", se presentan bajo la forma de lluvia o de nieve en las vertientes de la barrera montañosa que están del lado de donde sopla el viento; son muy irregulares en importancia y localización y en ocasiones dependen de las grandes perturbaciones ciclónicas.

Así como la intercepción de un flujo luminoso por un cuerpo opaco da una sombra, la obstrucción producida en el trayecto de las masas de aire húmedo por un macizo montañoso, engendra sobre la vertiente que está del lado opuesto a donde sopla el viento una zona de pluviosidad relativamente débil. El aire que desciende sobre esa vertiente se calienta por compresión, su humedad relativa disminuye (efecto de "foehn") y puede aun resultar de ello un régimen de vientos secos y calientes que dan nacimiento a zonas semiáridas.

B.3. Precipitación ciclónica.

La precipitación ciclónica está asociada al paso de ciclones y está ligada con los planos de contacto (superficies frontales) entre masas de aire de diferentes temperaturas y contenidos de humedad. Esta precipitación puede ser no frontal y puede ocurrir donde exista una depresión barométrica. El levantamiento del aire se origina por convergencia horizontal del mismo hacia una zona de baja presión.

La precipitación frontal es originada por el levantamiento del aire caliente sobre el frío. Este levantamiento puede ocurrir cuando el aire caliente se mueve sobre el frío, o cuando el aire frío se mueve bajo el caliente; si ocurre lo primero se dice que se tiene un frente caliente y si ocurre lo segundo, un frente frío. La precipitación producida por un frente caliente se distribuye sobre una zona bastante grande y es ligera y continua. La precipitación originada por un frente frío es intensa y de corta duración; generalmente se distribuye cerca de la superficie frontal. En la fig.(2.4) se muestra una idealización de un ciclón extratropical en sección vertical; en el corte BB' se indican del lado izquierdo la forma como el aire frío desplaza al caliente, originándose un frente frío, y en el lado derecho se muestra cómo el aire caliente, al avanzar sobre el frío, es levantado, formándose un frente caliente.

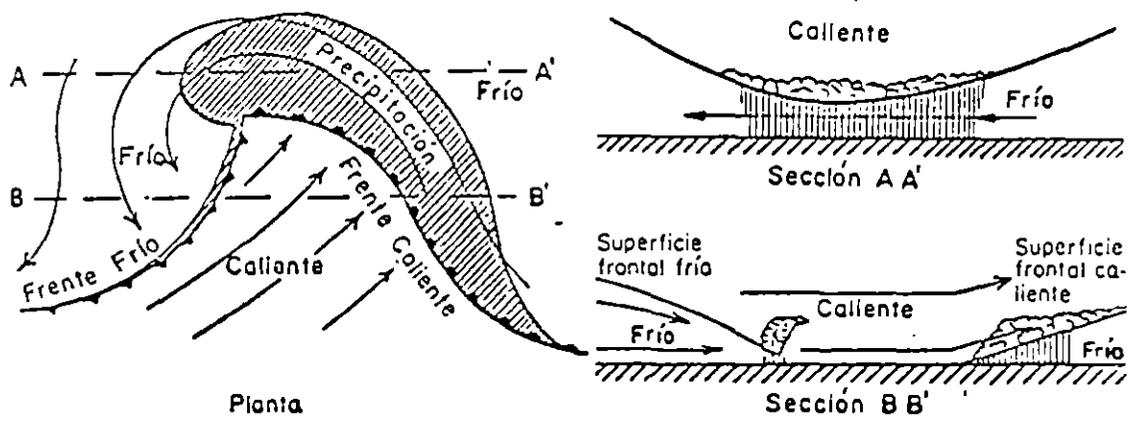


Fig. 2.4 Idealización de un ciclón extratropical.

C) Formas de medición. Aparatos.

La precipitación se mide en términos de la altura de lámina de agua y se expresa comúnmente en milímetros. Los aparatos de medición se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recoge el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registrando su altura. Los aparatos de medición se clasifican de acuerdo con el registro de las precipitaciones en pluviómetros y pluviógrafos.

En la República Mexicana se dispone de aproximadamente 2,600 pluviómetros y 350 pluviógrafos. Estos aparatos están operados, principalmente, por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, la Comisión Federal de Electricidad, Servicio Meteorológico Nacional y la Comisión Internacional de Límites y Aguas.

En la ponencia "Obras complementarias.- Diseño hidráulico, construcción y conservación" se describen detalladamente estos aparatos y su funcionamiento.

Utilizando el pluviógrafo se conoce la intensidad de precipitación i , que se define como la altura de precipitación entre el tiempo en que se produjo.

Los registros de pluviógrafos se pueden transformar y obtener el hietograma de las diversas tormentas medidas. El hietograma es una gráfica de barras que indica el incremento de la altura de lluvia o de su intensidad con respecto a un intervalo de tiempo, el cual se escoge siguiendo ciertas convenciones que en seguida se indican.

Ejemplo 2.1. Obtener el hietograma de una tormenta cuyo registro aparece en la fig. 2.5. En la tabla 2.1, columnas 1 y 2, se tiene el mismo registro tabulado cada dos horas.

Para mostrar la variación del hietograma respecto a diferentes intervalos de tiempo, en la tabla 2.1 se hace el análisis para intervalos de 2, 4, 6 y 12 h, calculando para cada intervalo la altura de lluvia registrada en ese lapso. Como se observa, para calcular el hietograma para un intervalo de 12 h o sea la duración total de la tormenta, se tiene la misma información que si sólo se dispusiera de un pluviómetro. Conforme disminuye el intervalo de tiempo, el hietograma se aproxima más a la variación real de la lluvia (figs. 2.5b, c y d), o sea, que debe procurarse escoger intervalos pequeños, pero no exageradamente para que no resulten demasiados intervalos que hagan excesiva la labor de cálculo.

Hora	Altura de lluvia, h (mm)	Variación h_p para $\Delta t=2h$	Variación h_p para $\Delta t=4h$	Variación h_p para $\Delta t=6h$	Variación h_p para $\Delta t=12h$
0	0				
		5			
2	5		8		
		3		18	
4	8				
		10			
6	18		21		39
		11			
8	29				
		7		21	
10	36		10		
		3			
12	39				

Tabla 2.1 Cálculo del hietograma de una tormenta.

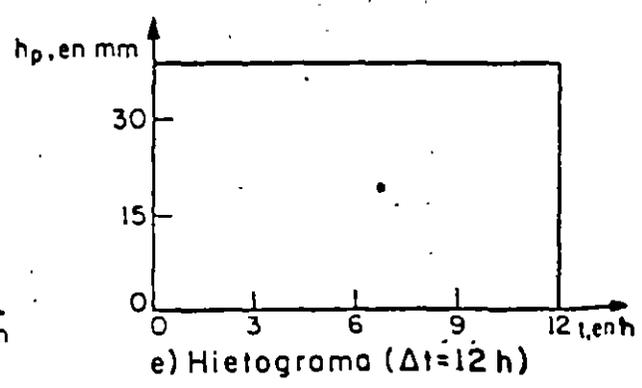
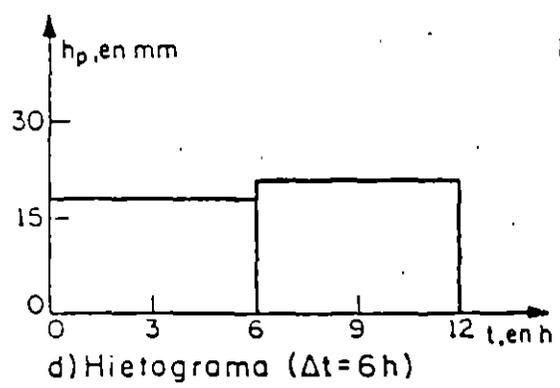
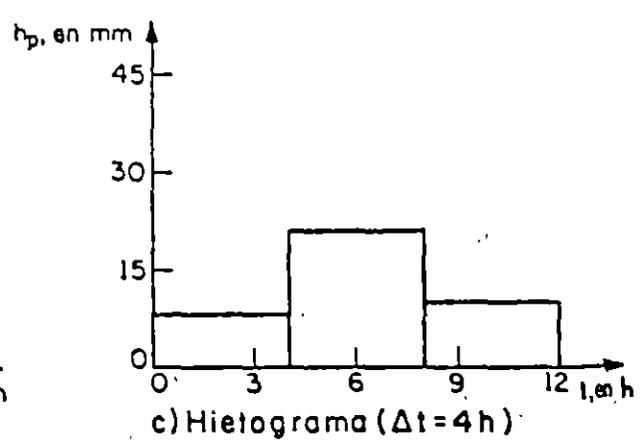
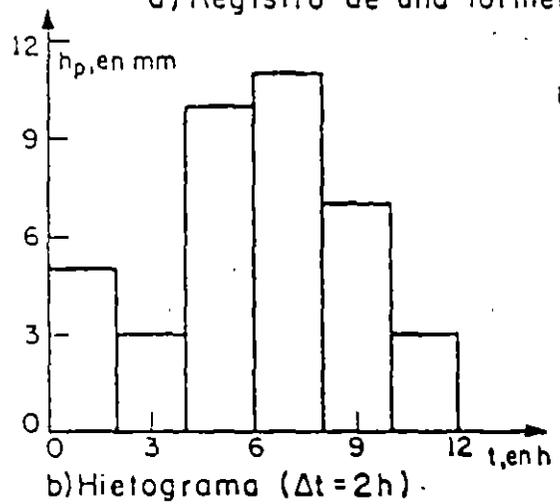
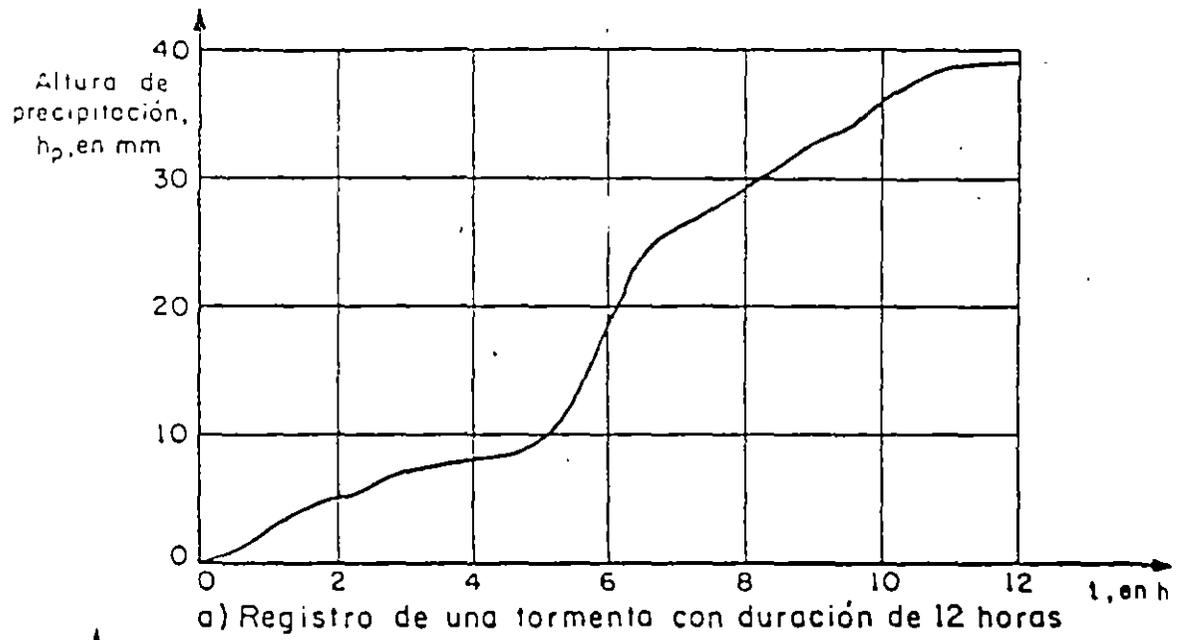


Fig. 2.5 Determinación del hietograma de una tormenta.

2.3 Escurrimiento.

A) Fuentes del escurrimiento.

El escurrimiento es la parte de la precipitación, así como de cualquier otro flujo contribuyente, drenada por las corrientes superficiales de las cuencas hasta su salida. El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes, y, con base en ellas, se considera el escurrimiento como superficial, subsuperficial o subterráneo.

El superficial es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta salir de la cuenca. Se puede decir que su efecto sobre el escurrimiento total es directo y solo existirá durante una tormenta e inmediatamente después de que ésta cese. La parte de la precipitación que contribuye al escurrimiento superficial se denomina precipitación en exceso.

El escurrimiento subsuperficial se debe a la precipitación infiltrada en la superficie del suelo, pero que se mueve sobre el horizonte superior del mismo. Esto puede ocurrir cuando exista un estrato impermeable paralelo a la superficie del suelo; su efecto puede ser inmediato o retardado, dependiendo de las características del suelo. En general, si es inmediato se le da el mismo tratamiento que al escurrimiento superficial; en caso contrario, se le considera como escurrimiento subterráneo. Este último es el que proviene del agua subterránea, la cual es recargada por la parte de la precipitación que se infiltra a través del suelo, una vez que éste se ha saturado. La contribución del escurrimiento subterráneo al total varía muy lentamente con respecto al superficial.

Para analizar el escurrimiento total, puede considerársele compuesto por los escurrimientos directo y base. Este último proviene del agua subterránea, y el directo es el originado por el escurrimiento superficial. En la fig. 2.6 se muestra el ciclo del escurrimiento, indicando las diferentes fases entre la precipitación y el escurrimiento totales.

La consideración anterior tiene como finalidad distinguir la participación de cada escurrimiento. A la salida de una cuenca, en el caso de tener una corriente perenne, mientras no ocurra tormenta alguna, por dicha corriente sólo se tendrá escurrimiento base debido al agua subterránea; al originarse una tormenta, si la cuenca es pequeña, casi inmediatamente se tendrá también escurrimiento directo. Ahora bien, el efecto de la tormenta se manifiesta directamente sobre el escurrimiento total y puede suceder que se requiera bastante tiempo para que el agua que se infiltra, y que pasa a formar parte del agua subterránea, sea drenada.

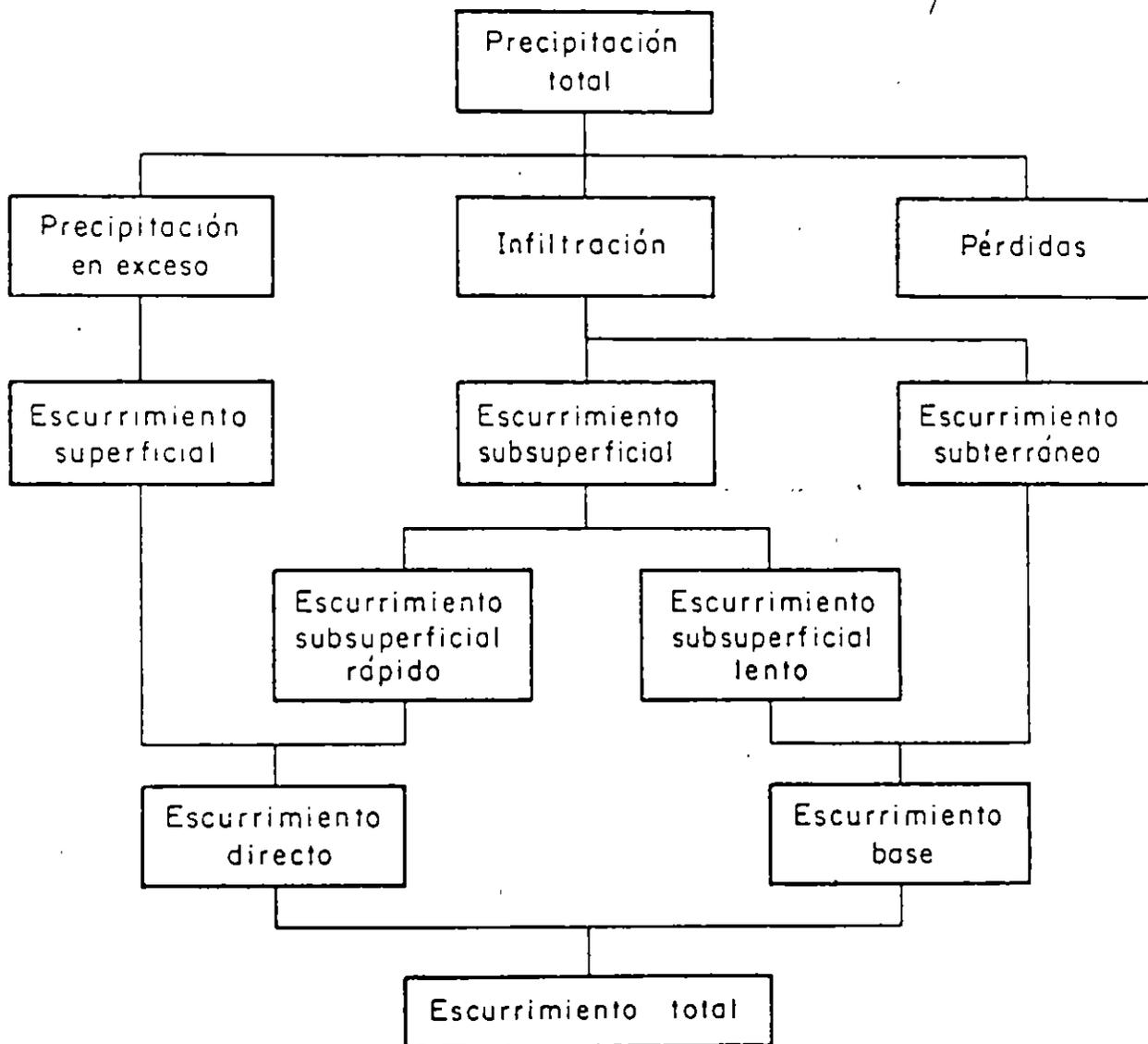


Fig.2.6 Relación entre la precipitación y el escurrimiento totales.

B) Descripción del proceso del escurrimiento.

El proceso presentado anteriormente depende de las condiciones existentes y de la cantidad de agua producida por la tormenta. De esta forma, cuando llueve sobre una determinada zona, parte del agua es interceptada por la vegetación existente en la zona, como son arbustos, pastos ó árboles y otra parte se infiltra en el suelo o llena las diferentes depresiones de la superficie. La primera de estas cantidades se denomina lluvia interceptada y, aunque no es muy importante, puede disponer de la mayor parte de una lluvia ligera. La segunda cantidad se llama infiltración; se denomina capacidad de infiltración al máximo volumen de agua que absorbe un suelo en determinadas condiciones. La última cantidad se designa almacenaje por depresión; posteriormente este almacenaje se evapora, es empleado por la vegetación, o se infiltra en el suelo, pero no origina escurrimiento superficial.

Después de que las depresiones del suelo han sido llenadas, si la intensidad de lluvia excede a la capacidad de infiltración del suelo, la diferencia es la llamada lluvia en exceso. Esta lluvia en exceso primero se acumula sobre el terreno como detención superficial, y a continuación fluye hacia los cauces. A este movimiento se le denomina flujo por tierra, y el agua que en esta forma llega a los cauces es el escurrimiento superficial.

En general, debajo de la superficie del suelo hay un manto de agua, a cuyo límite superior se le denomina nivel freático; a la que se encuentra por debajo de este nivel se le llama agua subterránea, y a la que se encuentra sobre él, humedad del suelo. A la cantidad de agua que cualquier suelo puede retener indefinidamente contra la acción de la gravedad se le llama capacidad de campo. La diferencia entre la capacidad de campo de un suelo y la humedad que contenga en un cierto instante, se conoce como deficiencia de humedad del suelo. De acuerdo con esto, cuando ocurre una tormenta, el agua que se infiltra primero satisface la deficiencia de humedad del suelo y posteriormente recarga al agua subterránea. Por lo tanto, puede ocurrir que muchas veces no exista recarga aunque haya infiltración.

El nivel freático del agua subterránea normalmente tiene una pendiente muy suave hacia su salida, que puede ser una corriente, un lago o el mar. El movimiento del agua subterránea usualmente es muy lento y depende principalmente del gradiente del nivel freático y de la textura del suelo.

C) Medición.

Aforar una corriente en una sección consiste en determinar el gasto que pasa por ella. Existen diversas formas de aforar una corriente, dependiendo de las características del río por medir, así como del equipo disponible.

En la ponencia titulada "Hidrometría" se describen ampliamente los diferentes procedimientos y equipos que se usan actualmente, tanto dentro como fuera de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, para propósitos de aforo, por lo cual no se repetirá este tema dentro de esta ponencia.

2.4 Análisis de tormentas.

A) Análisis de los registros de lluvia en un punto.

Debido a la gran escasez de pluviógrafos, generalmente se desconocen las características de las lluvias en una zona determinada, aunque se disponga de pluviómetros. En realidad, el problema que se tiene es que como las lecturas del pluviómetro se hacen cada 24 h, no se puede conocer, al anotar una altura de lluvia registrada en ese período, si corresponde a una sola tormenta o a una sucesión de ellas y cual es la duración real de cada una de las mismas.

En el caso de disponer de un pluviógrafo dentro de la zona por analizar, los registros de los pluviómetros se pueden ajustar e inferir la curva masa de la tormenta correspondiente a cada pluviómetro con base en una relación lineal con el registro de pluviógrafo. (Se llama curva-masa de lluvia a la representación gráfica de la variación de la altura de lluvia respecto al tiempo). La precisión de esta relación depende de la exactitud de la correlación entre cada estación pluviométrica con la estación pluviográfica. Además, es necesario considerar la distancia entre las estaciones y si éstas se encuentran en una zona meteorológicamente homogénea.

Una zona es meteorológicamente homogénea, si la posibilidad de ocurrencia de una tormenta de cualquier intensidad es la misma en todos los puntos de la zona.

Lo anterior implica que si la zona es meteorológicamente homogénea, la curva-masa de la lluvia registrada por un pluviógrafo es representativa de la distribución de la tormenta en dicha zona.

B) Precipitación media sobre una zona.

En muchos problemas hidrológicos se requiere conocer la altura de precipitación media en una zona, ya sea durante una tormenta, una época del año o un período determinado de tiempo. Para hacerlo se tienen tres criterios.

a).- Promedio aritmético. Para calcular la altura de precipitación media en una zona empleando el promedio aritmético, se suma la altura de lluvia registrada en un cierto tiempo en cada una de las estaciones localizadas dentro de la zona y se divide entre el número total de estaciones. La precisión de este criterio depende de la cantidad de estaciones disponibles, de la forma como están localizadas y de la distribución de la lluvia estudiada. Es el criterio más impreciso, pero es el único que

no requiere del conocimiento de la localización de las estaciones en la zona en estudio.

Ejemplo 2.2 Determinar la altura de precipitación media en la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro., usando el promedio aritmético, para una tormenta que duró 24 h.

La cuenca, así como las alturas de lluvia registradas durante 24 h en las estaciones, se muestran en la fig. 2.7.

En este caso

$$h_{pm} = \frac{54+53+43+64+102+144}{6} = 76.7 \text{ mm}$$

b).- Método de Thiessen. En este criterio, es necesario conocer la localización de las estaciones en la zona bajo estudio, ya que para su aplicación se requiere delimitar la zona de influencia de cada estación dentro del conjunto. Para determinarla, primero se trazan triángulos que ligan las estaciones más próximas entre sí (fig. 2.7). A continuación se trazan mediatrices a los lados de los triángulos, las cuales forman, junto con los límites de la zona, una serie de polígonos; cada uno de ellos contiene una estación.

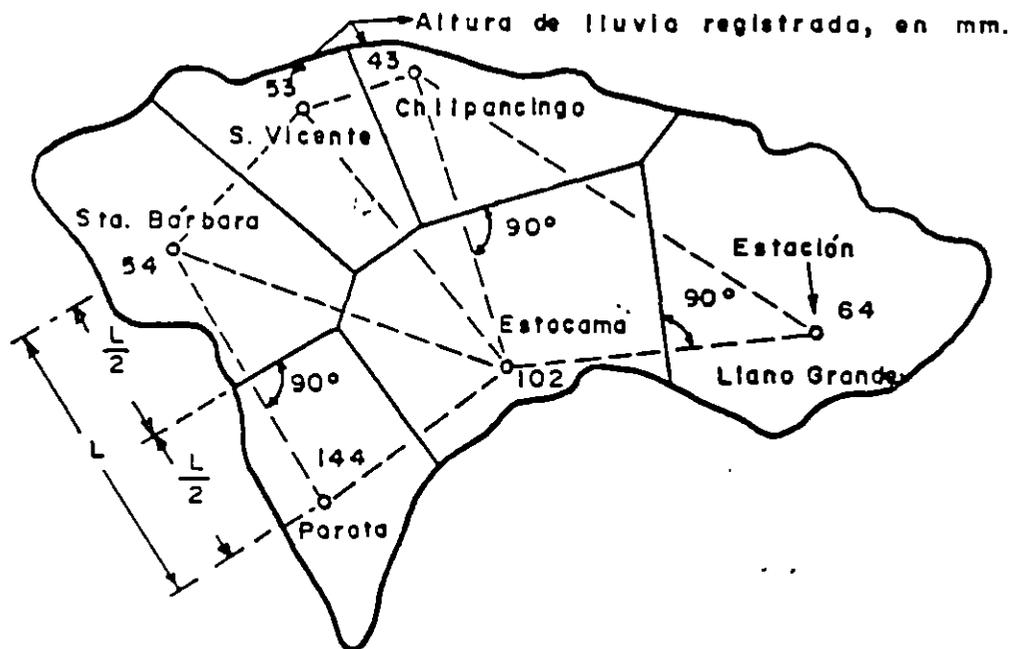


Fig. 2.7 Cuencas de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro. Polígonos de Thiessen.

Cada polígono es el área tributaria de cada estación. Entonces, la altura de precipitación media es

$$hp_m = \frac{\sum_{i=1}^n hp_i A_i}{A} \dots \dots \dots (2.1)$$

donde

- A = área de la zona, en km²
- A_i = área tributaria de la estación i, en km²
- hp_i = altura de precipitación registrada en la estación i, en mm
- hp_m = altura de precipitación media en la zona en estudio, en mm
- n = número de estaciones localizadas dentro de la zona.

Ejemplo 2.3 Obtener la altura de precipitación media en la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro., aplicando el método de Thiessen, para una tormenta que duró 24 h.

En la fig. 2.7 se muestra el trazo de los polígonos de Thiessen para la cuenca en estudio, así como la altura de precipitación registrada en las diversas estaciones durante la tormenta. Para aplicar el método se elaboró la tabla 2.2.

A partir de los valores de la tabla 2.2, y utilizando la ec. 2.1, se obtiene

$$hp_m = \frac{555270}{7345} = 75.6 \text{ mm}$$

Tabla 2.2 ordenamiento del cálculo para usar el método de Thiessen.

Estación	Altura precipitación (mm) (hp _i)	Area polígono Thiessen (km ²) (A _i)	hp _i A _i (mm km ²)
Santa Bárbara	54	1244	67176
San Vicente	53	837	44361
Chilpancingo	43	995	42785
Llano Grande	64	1888	120832
Estocama	102	1494	152388
Farota	144	837	127728
Suma		7345	555,270

c).- Método de isoyetas. Para emplear este criterio se necesita un plano de isoyetas de la precipitación registrada en las diversas estaciones de la zona en estudio. Las isoyetas son curvas que unen puntos de igual precipitación (fig. 2.8). Este método es el más exacto pero requiere de un cierto criterio para trazar el plano de isoyetas. Se puede decir que si la precipitación es de tipo orográfico, las isoyetas tenderán a seguir una configuración parecida a las curvas de nivel. Por supuesto, entre mayor sea el número de estaciones dentro de la zona en estudio, mayor será la aproximación con la cual se trace el plano de isoyetas.

Para calcular la altura de precipitación media en una determinada zona, se usa la ec. 2.1, pero en este caso A_i corresponde al área entre isoyetas, h_{pi} es la altura de precipitación media entre dos isoyetas y n el número de tramos entre isoyetas.

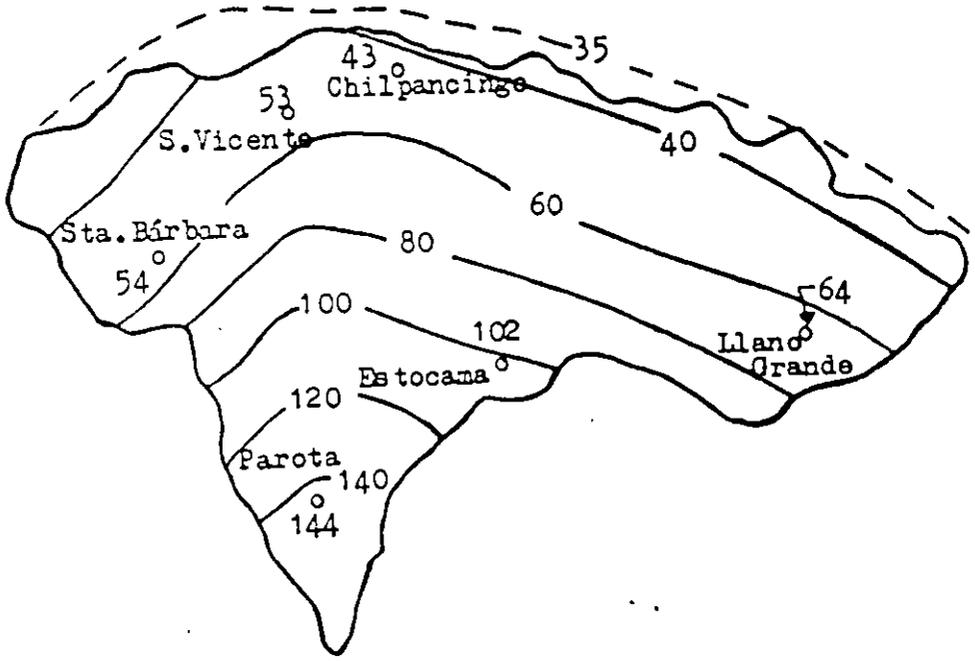


Fig. 2.8 Cuencas de los ríos Papagayo y Omítlán, Gro.
Plano de isoyetas, en mm.

Ejemplo 2.4 Obtener la altura de precipitación media en la cuenca de los ríos Papagayo y Omítlán, Gro., usando el método de las isoyetas para una tormenta que duró 24 h.

En la fig. 2.8 se tiene el plano de isoyetas de la cuenca, así como la altura de precipitación registrada en las diversas estaciones para esa tormenta. Para aplicar este método se construye la siguiente tabla:

Tabla 2.3 Ordenamiento del cálculo para usar el método de las isoyetas

Isoyetas	Altura de precipitación (mm) h_{p_i}	Area entre isoyetas (km ²) A_i	$h_{p_i} A_i$ (mm km ²)
160 - 140	50	335	50250
140 - 120	130	397	51610
120 - 100	110	602	66220
100 - 80	90	1142	102780
80 - 60	70	1667	116690
60 - 40	50	2403	120150
40 - 35	37.5	799	29963
Suma		7345	537,663

Sustituyendo los valores obtenidos en la tabla 2.3 en la ec. 2.1, se obtiene

$$h_{p_m} = \frac{537663}{7345} = 73.2 \text{ mm}$$

C) Curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno

Las características de precipitación en una cuenca pequeña están dadas por las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno, que relacionan la intensidad de la precipitación con el intervalo de tiempo que dura, y con el período promedio que transcurre entre dos precipitaciones de intensidad igual o mayor que la considerada.

Para definir las curvas es necesario contar con el registro de un pluviógrafo instalado de preferencia dentro de la cuenca en estudio, y que tenga un período suficientemente grande de registro, de acuerdo con la vida útil de la obra y el

período de retorno de diseño que se considere. Generalmente se acepta que se pueden obtener resultados confiables usando métodos probabilísticos para períodos de retorno de hasta el doble del intervalo de tiempo cubierto por los registros, aunque en la práctica se amplía mucho más la aplicación de estos métodos. Del análisis de los registros mencionados se obtienen las intensidades máximas anuales correspondientes a cada duración, las cuales se ordenan de mayor a menor y se calculan sus correspondientes períodos de retorno empíricos mediante la fórmula de Weibull:

$$T = \frac{n + 1}{m} \dots \dots \dots (2.2)$$

en la cual:

- T = Período de retorno, en años
- n = Número de años de registro
- m = Número de orden de la precipitación.

Existen diferentes métodos estadísticos aplicables al análisis de frecuencias de lluvias, pero el más ampliamente usado en la actualidad es el de Gumbel, al cual nos referiremos a continuación.

Para realizar el análisis de frecuencia, para cada una de las duraciones, se supone que los valores máximos anuales representan a una población con una distribución de probabilidad de Gumbel F (i) dada por la siguiente expresión:

$$\text{Probabilidad de que } \{I \leq i\} = F(i) = e^{-e^{-(i+a)/c}} \dots \dots \dots (2.3)$$

en la cual:

- I = variable aleatoria que representa la intensidad de la lluvia.
- i = valores de la intensidad de lluvia.
- e = base de los logaritmos naturales
- a y c = parámetros.

Por otra parte, si un evento hidrológico I igual o mayor que i ocurre en T años, la probabilidad P { I ≥ i } es igual a 1 en T casos, o sea:

$$P \{ I \geq i \} = \frac{1}{T} \dots \dots \dots (2.4)$$

La probabilidad de que I sea menor o igual que i es el complemento de la anterior, o sea:

$$1 - P \{ I \leq i \} = \frac{1}{T} \dots \dots \dots (2.5)$$

De donde

$$P \{ I \leq i \} = 1 - \frac{1}{T} \dots \dots \dots (2.6)$$

Substituyendo esta expresión en la (2.3) se obtiene:

$$1 - \frac{1}{T} = e^{-e^{-(i+a)/c}} \dots \dots \dots (2.7)$$

Para ajustar la función (2.7) a los datos de la muestra, se iguala la media (\bar{X}) de la función de Gumbel a la media (\bar{i}) de los valores registrados y la desviación estándar (σ) de la función a la correspondiente (s) de los datos.

Las fórmulas utilizadas son las siguientes, en las cuales N es el número de observaciones.

$$\bar{i} = \frac{\sum_{j=1}^N i_j}{N} \dots \dots \dots (2.8)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N (i_j - \bar{i})^2}{N - 1}} \dots \dots \dots (2.9)$$

$$c = \frac{\sqrt{5}}{\pi} s = 0.780 s \dots \dots \dots (2.10)$$

$$a = 0.577 c - \bar{i} \dots \dots \dots (2.11)$$

Para cada serie de valores de "i" asociados a una misma duración se obtiene una pareja de valores correspondientes a los parámetros "a" y "c", los cuales definen la función que mejor se ajusta a cada serie de datos. Estos valores se substituyen en la ecuación (2.7), así como el valor del período de retorno de proyecto, con lo cual se pueden determinar los valores de la intensidad de precipitación asociada a cada duración y al período de retorno considerado.

Al final se tendrá un conjunto de parejas de valores que relacionan la intensidad con la duración correspondientes a dicho período de retorno, las cuales en general, muestran una distribución sensiblemente hiperbólica que se puede representar matemáticamente por una expresión de la siguiente forma:

$$i = \frac{A}{d + B} \dots \dots \dots (2.12)$$

En la cual

- i = intensidad de precipitación (mm/hr)
- d = duración de la tormenta (min.)
- A y B = parámetros.

Para determinar los valores de los parámetros A y B de la fórmula (2.12) se utiliza el siguiente par de ecuaciones derivadas del método de ajuste por mínimos cuadrados:

$$A = \frac{N \sum_{j=1}^N d_j^2 - \left(\sum_{j=1}^N d_j \right)^2}{N \sum_{j=1}^N \frac{d_j}{t_j} - \sum_{j=1}^N d_j \sum_{j=1}^N \frac{1}{t_j}} \dots \dots \dots (2.13)$$

$$B = \frac{A \sum_{j=1}^N \frac{1}{t_j} - \sum_{j=1}^N d_j}{N} \dots \dots \dots (2.14)$$

Ejemplo 2.5

Obtener las curvas Intensidad-Duración-Período de retorno correspondientes a la estación pluviográfica de León, Gto., para periodos de retorno de 5 y 10 años.

En la tabla 2.4 se anotan los valores de las precipitaciones máximas anuales registradas en la estación.

Tabla 2.4.- Registro histórico de las precipitaciones máximas anuales (mm).

AÑO	D U R A C I O N (Mín.)					
	5	10	20	30	60	120
1945	4.5	7.2	12.1	14.5	19.1	26.7
1946	4.0	7.0	12.0	16.5	27.6	31.5
1947	10.0	20.0	30.5	33.0	36.0	38.9
1948	14.0	21.0	27.0	32.0	35.3	40.4
1950	3.5	6.0	9.9	13.7	23.1	24.0
1951	5.0	7.0	8.0	9.0	12.0	15.0
1952	7.0	11.5	20.0	22.8	30.5	32.7
1954	15.0	24.0	33.0	40.0	43.2	45.7
1955	5.5	10.0	17.0	21.5	32.5	35.1
1956	5.5	10.5	20.0	24.5	27.0	29.5
1957	10.0	14.0	21.0	23.3	29.0	33.4
1958	5.5	7.5	11.1	14.7	21.5	27.6
1959	15.0	22.3	31.8	37.1	37.7	38.9
1960	10.0	18.0	30.0	32.0	35.0	38.6
1969	10.0	20.0	21.0	22.0	23.5	25.0
1970	10.0	17.0	27.0	28.5	33.0	37.2
1971	10.0	20.0	24.0	27.0	31.5	35.6
1972	5.5	11.0	21.0	25.0	32.2	34.1
1973	10.0	17.0	19.0	20.3	24.0	31.5

Dividiendo los valores de la precipitación entre su duración correspondiente se obtienen los de las intensidades máximas, los cuales aparecen en orden decreciente en la tabla 2.5.

Tabla 2.5 Intensidades máximas anuales, i , (mm/hr).

RANGO (m)	DURACION, d , (min.)						Período — de retorno años(T)
	5	10	20	30	60	120	
1	180.0	144.0	99.0	80.0	43.2	22.9	20.0
2	180.0	133.8	95.4	74.2	37.7	20.2	10.0
3	168.0	126.0	91.5	66.0	36.0	19.5	6.7
4	120.0	120.0	90.0	64.0	35.3	19.5	5.0
5	120.0	120.0	81.0	64.0	35.0	19.3	4.0
6	120.0	120.0	81.0	57.0	33.0	18.6	3.3
7	120.0	108.0	72.0	54.0	32.5	17.8	2.9
8	120.0	102.0	63.0	50.0	32.3	17.6	2.5
9	120.0	102.0	63.0	49.0	31.5	17.1	2.2
10	120.0	84.0	63.0	46.6	30.5	16.7	2.0
11	84.0	69.0	60.0	45.8	29.0	16.4	1.8
12	66.0	66.0	60.0	44.0	27.6	15.6	1.7
13	66.0	63.0	57.0	43.0	27.0	15.6	1.5
14	66.0	60.0	51.0	40.6	24.0	14.8	1.4
15	66.0	45.0	36.3	33.0	23.5	13.8	1.3
16	60.0	43.2	36.0	29.4	23.1	13.4	1.2
17	54.0	42.0	33.3	29.0	21.5	12.5	1.2
18	48.0	42.0	29.7	27.4	19.1	12.0	1.1
19	42.0	36.0	24.0	18.0	12.0	7.5	1.1
Σi	1,920.0	1,626.0	1,186.2	915.0	553.8	310.8	

Aplicando las fórmulas (2.8) a (2.11) a estos datos, se obtienen los valores de " \bar{i} ", " s ", " c " y " a " para cada duración, los cuales se indican en la tabla 2.6.

Tabla 2.6 - Ordenamiento del cálculo para obtener las intensidades correspondientes a 5 y 10 años de período de retorno.

PARA- METRO	D U R A C I O N (Mín.)					
	5	10	20	30	60	120
\bar{i}	101.05	85.58	62.43	48.16	29.15	16.36
s	44.01	36.13	23.29	16.71	7.41	3.55
c	34.33	28.18	18.17	13.03	5.78	2.77
a	-81.24	-69.32	-51.95	-40.64	-25.81	-14.76
i_5	132.7	111.6	79.2	60.2	34.5	18.9
i_{10}	158.5	132.7	92.8	70.0	38.8	21.0

Por ejemplo, para la duración de 5 minutos se tiene:

$$\bar{i} = \frac{1,920}{19} = 101.05$$

Para el cálculo de la desviación estándar conviene ordenar los cálculos como se muestra en la tabla 2.7. Para esto se utiliza los valores de " i " de la tabla 2.5 y el valor de " \bar{i} " de la 2.6, correspondientes a la duración indicada de 5 minutos.

$$s = \sqrt{\frac{34,866.9}{19-1}} = 44.01$$

En la misma forma se determina la desviación estándar para las demás duraciones.

Prosiguiendo con la duración de 5 minutos, se calcularán los parámetros " c " y " a " de las ecuaciones (2.10) y (2.11):

$$c = 0.78 \times 44.01 = 34.33$$

$$a = 0.577 \times 34.33 - 101.05 = -81.24$$

Tabla 2.7- Cálculo de "s" para la duración de 5 minutos.

i	$i-\bar{i}$	$(i-\bar{i})^2$
180.0	78.95	6,233.10
180.0	78.95	6,233.10
168.0	66.95	4,482.30
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
84.0	-17.05	290.70
66.0	-35.05	1,228.50
66.0	-35.05	1,228.50
66.0	-35.05	1,228.50
66.0	-35.05	1,228.50
60.0	-41.05	1,685.10
54.0	-47.05	2,213.70
48.0	-53.05	2,814.30
42.0	-59.05	3,486.90
Σ		34,866.90

A continuación se calculan, mediante la ecuación (2.7), las intensidades correspondientes a los períodos de retorno que se desean estudiar, lo cual se ejemplificará también con la duración de 5 minutos:

Para el período de retorno de 5 años se tiene:

$$1 - \frac{1}{5} = e^{-e^{-\frac{i+a}{c}}}$$

tomando logaritmos de ambos miembros:

$$\begin{aligned} \ln 0.8 &= \ln e^{-e^{-\frac{i+a}{c}}} \\ -0.223144 &= -e^{-\frac{i+a}{c}} \end{aligned}$$

Multiplicando por (-1) ambos miembros y tomando nuevamente logaritmos:

$$\begin{aligned} -1.499940 &= -\frac{i+a}{c} \\ \therefore i &= 1.49994 c - a \end{aligned}$$

Substituyendo los valores de "c" y de "a" determinados previamente y añadiendo el subíndice "5" a la "i" para indicar el período de retorno, se obtiene el valor de la intensidad que corresponde a la duración de 5 minutos y período de retorno de 5 años.

$$\begin{aligned} i_5 &= 1.49994 \times 34.33 + 81.24 \\ i_5 &= 132.7 \text{ mm/hr.} \end{aligned}$$

Procediendo de igual manera para el período de retorno de 10 años se obtiene:

$$i_{10} = 158.5 \text{ mm/hr.}$$

Los anteriores valores de i_5 e i_{10} se muestran en la parte final de la tabla 2.6, en la columna correspondiente a la duración de 5 minutos.

De igual modo se calculan los valores de i_5 e i_{10} para las demás duraciones, los cuales aparecen también en la parte inferior de la mencionada tabla. Con estos valores se dibujan las curvas intensidad-duración-período de retorno, como se muestra en la figura 2.9. La ecuación que representa matemáticamente a cada una de estas curvas se obtiene haciendo uso de las ecuaciones (2.13) y (2.14).

Para poder aplicar estas fórmulas conviene elaborar previamente una tabla como la que se inserta a continuación (tabla 2.8), correspondiente al período de retorno de 5 años. De la misma manera se procede para el período de retorno de 10 años aunque, por brevedad, se omiten aquí los cálculos.

Tabla. 2.8 - Elementos para aplicar las ecuaciones (2.13) y (2.14). Período de retorno de 5 años.

d	i	1/i	d/i	d ²
5	132.7	0.0075	0.038	25
10	111.6	0.0090	0.090	100
20	79.2	0.0126	0.253	400
30	60.2	0.0166	0.498	900
60	34.5	0.0290	1.739	3,600
120	18.9	0.0529	6.349	14,400
Σ 245		0.1276	8.967	19,425

De las ecuaciones (2.13) y (2.14) se obtiene:

$$A = \frac{6 \times 19,425 - (245)^2}{6 \times 8.967 - 245 \times 0.1276} = 2,507.76$$

$$B = \frac{2,507.76 \times 0.1276 - 245}{6} = 12.50$$

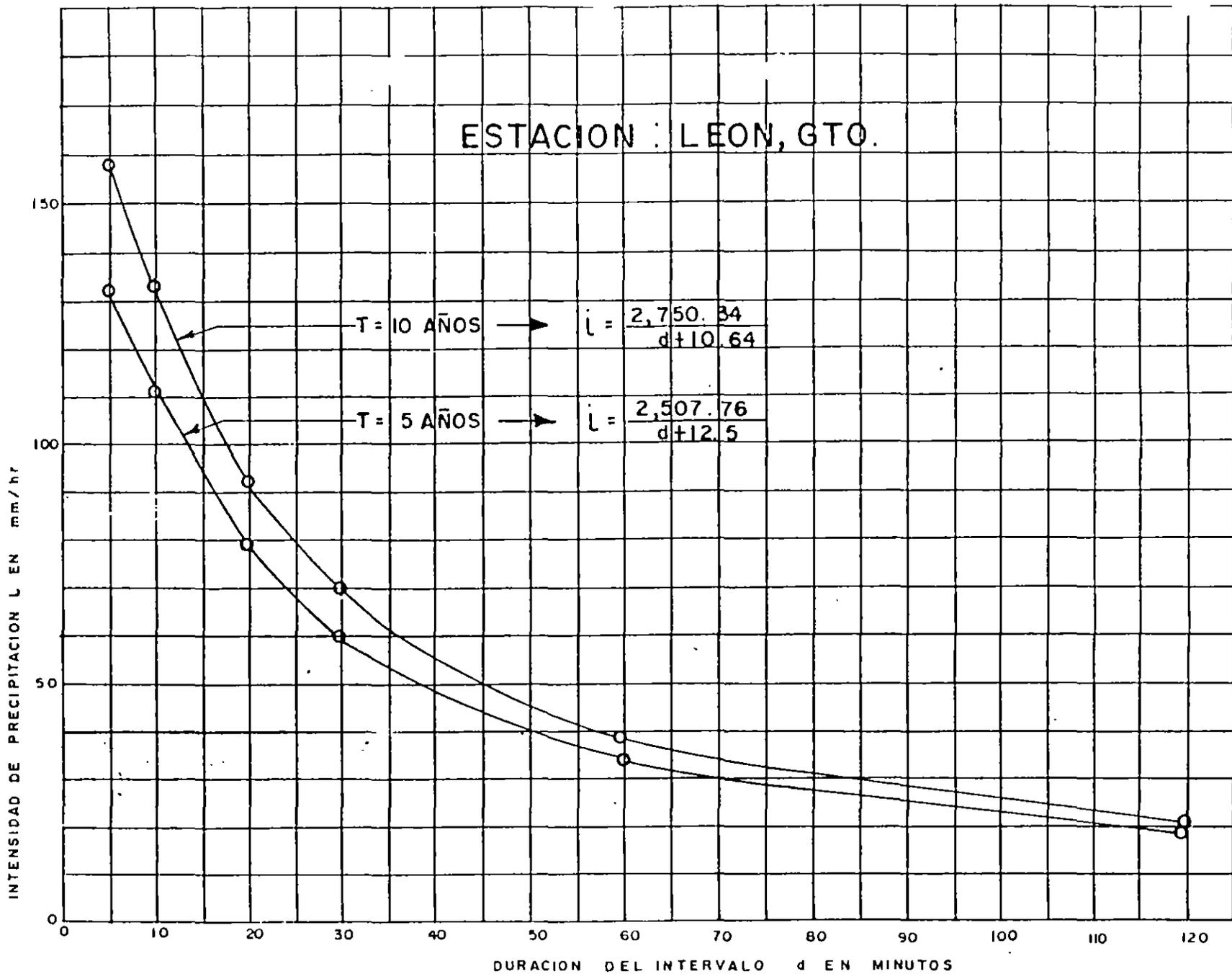
y substituyendo los valores A y B en la ecuación (2.12) se llega a:

$$i_5 = \frac{2,507.76}{d + 12.5}$$

Para el período de retorno de 10 años la ecuación que resulta es la siguiente:

$$i_{10} = \frac{2,750.34}{d + 10.64}$$

Fig. 2.9 - Curvas Intensidad-Duración-Período de retorno de la estación León, Gto.



D) Relación entre la precipitación máxima puntual y su valor medio en un área circundante.

Al ocurrir una tormenta se presenta un punto en el que la precipitación es máxima y, alrededor de él, dicha precipitación va disminuyendo. La rapidez con la que la disminución se produce es una característica del tipo de la tormenta y de la zona en la que ocurre; por ejemplo, para las lluvias de origen ciclónico la disminución es más lenta que en las de tipo convectivo. Por otra parte, para tomar en cuenta la duración de la tormenta, podemos suponer un área fija; resulta fácil comprender que mientras más corta sea la duración y por consiguiente, más intensa la precipitación, será menos probable que ésta cubra toda el área con la misma intensidad máxima observada en un punto dentro de ella.

Estos conceptos se suelen representar gráficamente mediante las curvas de "Altura de Precipitación-Área-Duración". A continuación se presenta un ejemplo de estas curvas (Fig. 2.10) obtenidas por el U.S. Weather Bureau para los Estados Unidos de América y publicadas en el Rainfall Frequency Atlas for the United States, Tech. Paper 40 (mayo 1961).

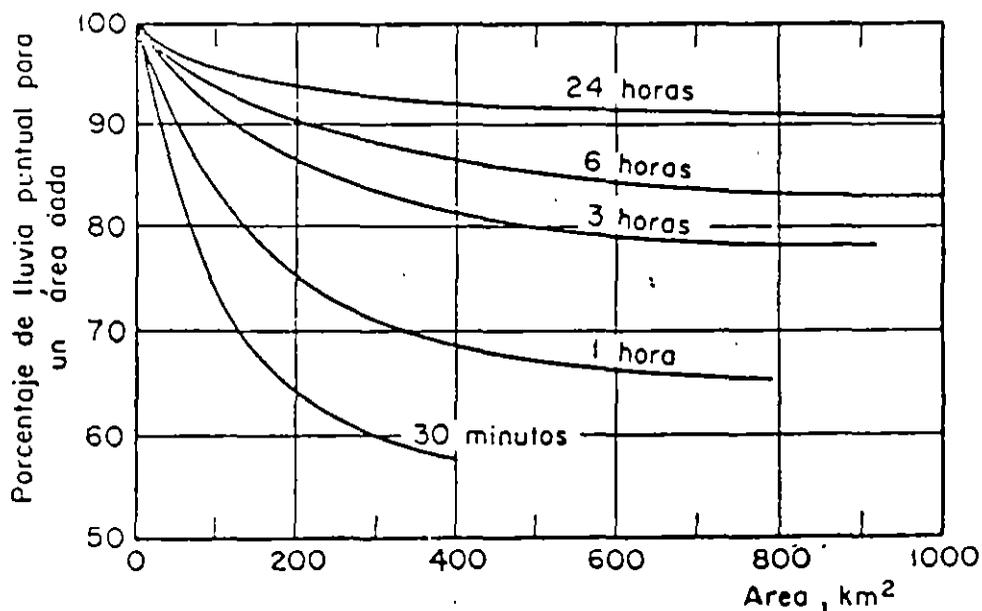


Fig. 2.10 - Relación altura de precipitación-área-duración

E) Precipitación máxima probable (PMP).

Se designa con este término a la máxima altura de lluvia que puede presentarse en una región determinada. Debido a las posibilidades de error en el cálculo de este máximo, ya sea por deficiencias en las mediciones o en los modelos físicos, fué incluida la palabra probable.

El cálculo de la PMP es útil en el diseño de las obras de excedencias de grandes presas casi exclusivamente, las cuales deben de construirse con un grado de seguridad muy alto, ya que la falla de una obra de esta naturaleza generalmente pone en peligro muchas vidas humanas y propiedades, además de que el costo de la obra misma es muy grande.

Por lo que respecta a las obras de drenaje que construye la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, en ningún caso se justifica diseñarlas con los gastos que resultan de considerar la PMP, pues esto encarecería demasiado e innecesariamente las obras, ya que las fallas de éstas nunca son catastróficas y únicamente provocan pérdidas económicas que, en muchos casos, pueden ser menores que el incremento en el costo de la obra originado por tratar de evitarlas. Por tal motivo, en esta ponencia no se incluyen los métodos de previsión de escurrimientos basados en la PMP.

F) Distribución geográfica de la precipitación.

En la República Mexicana las tormentas más desfavorables que han ocurrido son de origen ciclónico, a excepción del noroeste, donde generalmente ocurren en invierno debido al choque de masas de aire frío continental con masas de aire húmedo.

Además, debido a la variación tan fuerte que existe en la orografía no se puede hablar de una distribución uniforme de la lluvia. En general, se puede decir que las máximas precipitaciones se tienen en la parte sur del país, así como en las vertientes del Golfo y del Pacífico, estando limitadas éstas por las cordilleras montañosas.

Se han hecho estudios sobre la precipitación en la República Mexicana y se han elaborado diversas cartas.

En la fig. 2.11 se muestra un plano de isoyetas medias anuales levantado por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Como puede observarse, las precipitaciones medias anuales mayores de 1000 mm se encuentran al sur del paralelo 22°N y comprende las zonas montañosas de las porciones central y sur del país. Las cuatro zonas con precipitaciones mayores de 3000 mm son: una sobre el paralelo 20°N en la zona de Teziutlán y Zacapoaxtla, otra en la cabecera de la

cuenca del río Atoyac, en el Estado de Oaxaca, y las dos restantes en el estado de Chiapas.

La parte norte de la altiplanicie es una zona de escasa precipitación; dentro de ésta, la zona más árida, con menos de 300 mm de lluvia anual, se extiende en la parte norte central y abarca desde el río Bravo hasta las inmediaciones del paralelo 24°N. Las partes más secas del país son la porción noroeste de la llanura costera del Pacífico y la península de Baja California.



Isoyeta	Precipitación, en mm
0.1	100
0.2	200
0.3	300
0.5	500
1.0	1000
1.5	1500
2.0	2000
2.5	2500
3.0	3000
4.0	4000
5.0	5000

Fig. 2.11- Precipitación media anual en la República Mexicana. (Datos tomados del plano obtenido por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos).

2.5 Análisis de escurrimientos.

A) Características de los hidrogramas.

El hidrograma de una corriente es la representación gráfica de sus variaciones de flujo; arregladas en orden cronológico. En general, para expresar el flujo se usa el gasto, que indica el volumen escurrido en la unidad de tiempo. En la figura 2.12 se muestra un hidrograma simple típico; las ordenadas son gastos en m^3/s y las abscisas tiempo en horas.

El hidrograma puede considerarse como una expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que gobiernan las relaciones entre la precipitación y el escurrimiento en una cuenca particular, definiendo las complejidades de dichas características por una sola curva empírica.

Un hidrograma simple típico producido por una tormenta concentrada es una curva con una sola cresta o pico, pero el caso más general es el del hidrograma compuesto por varios picos, lo que indica variaciones bruscas en la intensidad de precipitación, una sucesión de lluvias u otras causas. El primero de los mencionados (fig. 2.12) consta de las siguientes partes o segmentos: el A B correspondiente al flujo precedente, el B D llamado curva de concentración y el D G denominado curva de vaciado. El segmento C E se conoce como segmento de pico o cresta. La parte inferior de la curva de vaciado se denomina curva de agotamiento y representa el decrecimiento del gasto después de un tiempo suficientemente largo para que todo escurrimiento de superficie haya cesado; luego, la corriente es sólo alimentada por las capas subterráneas.

En las curvas mencionadas se muestran los siguientes puntos característicos: el B o punto de levantamiento que marca el inicio del escurrimiento directo producido por la tormenta, los puntos C y E que son dos puntos de inflexión que limitan el segmento de pico, el punto D llamado punto de pico que representa el gasto máximo del hidrograma, y el punto F que señala el fin del escurrimiento directo a partir del cual continúa exclusivamente el escurrimiento base.

El tiempo que transcurre entre los puntos B y D se llama tiempo de pico, y el lapso entre los puntos B y F, tiempo base del hidrograma de la tormenta. El tiempo de retraso es aquel que transcurre desde el centro de masa del hietograma de la lluvia al punto de pico del hidrograma.

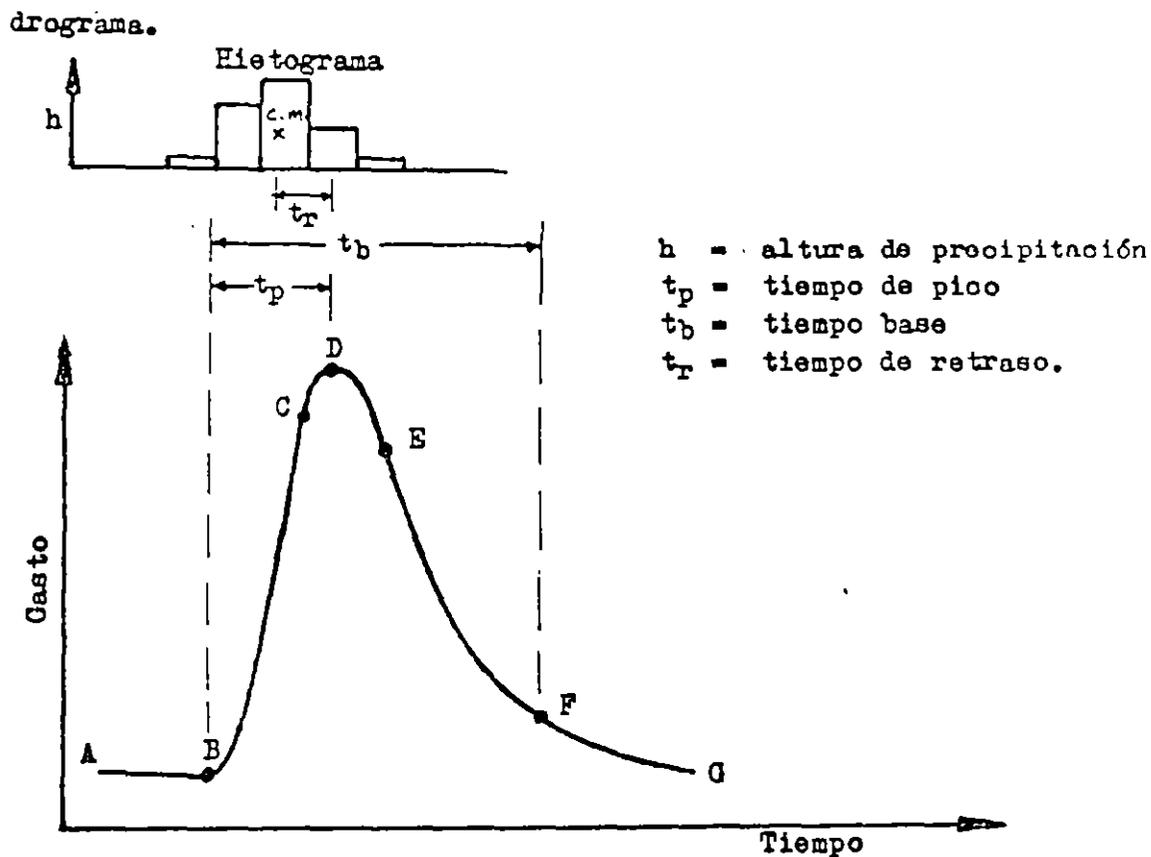


Fig. 2.12- Hidrograma típico de una tormenta aislada

2.5.B) Análisis de hidrogramas.

El análisis de un hidrograma consiste en separar de él los escurrimientos con base en las diversas fuentes que los originan. Para fines prácticos se consideran los escurrimientos base y directo como los componentes principales de un hidrograma.

2.5.B.1) Análisis de hidrogramas de tormentas aisladas.

En la fig. 2.13 se muestra en forma idealizada la frontera entre los escurrimientos base y directo. En la realidad esta frontera es difícil de precisar, ya que cuando ocurre una tormenta el escurrimiento directo puede ocasionar una sobreelevación del nivel del agua en el cauce que sea superior al nivel freático. En ese instante se tendrá que parte de dicho escurrimiento drena del cauce hacia el manto freático, originando simultáneamente una anulación momentánea del escurrimiento base; esto se puede intuir pero no cuantificar.

Si se observa la fig. 2.13, la determinación del punto B, inicio del escurrimiento directo, no presenta dificultad, ya que en ese momento se tiene un cambio brusco en el hidrograma; el problema consiste en obtener el punto F, que es la transición entre la curva de vaciado de los escurrimientos directo y base. Existen diversos criterios para determinar la frontera entre los dos escurrimientos, aunque se diferencian en la forma de obtener dicho punto F.

En la fig. 2.13 se muestran las diferentes fronteras que se pueden obtener de los distintos criterios al analizar el hidrograma de una tormenta que se presentó en la cuenca de los ríos Omitlán y Papagayo, Gro.

El criterio más sencillo para separar escurrimientos consiste en aceptar como frontera una línea recta horizontal a partir del punto B; tiene la desventaja de incurrir en graves errores al estimar el tiempo base del hidrograma del escurrimiento directo (fig. 2.13, línea a).

El criterio más usual es trazar una línea recta entre los puntos B y F (fig. 2.13, línea b), pero presenta el inconveniente de tener que fijar el punto F; para determinarlo, se requiere conocer la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo.

Dicha curva se obtiene analizando una serie de hidrogramas y seleccionando los intervalos en que no aparezca escurrimiento directo. De esta forma se tienen una serie de tramos con escurrimiento base exclusivamente. Desplazándolos horizontalmente se logra una variación completa de la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo. De igual manera se obtiene la curva de vaciado del escurrimiento directo.

Conocida la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo, se superpone ésta sobre el hidrograma de la tormenta por analizar; cuando coincida con la parte de la extrema derecha de éste, en el punto donde la curva se separe del hidrograma se conocerá el punto donde cesa el escurrimiento directo (Fig. 2.13).

Barnet* ofrece otro procedimiento de análisis para la curva de vaciado de los escurrimientos directo y base. La curva de vaciado se puede expresar mediante la ecuación:

$$Q_t = Q_0 K_r \dots \dots \dots (2.15)$$

donde

K_r = Constante de vaciado

Q_0 = Gasto inicial sobre la curva de vaciado, en m^3/seg

Q_t = Gasto un tiempo t después del gasto Q_0 , en m^3/seg

*B.S. Barnet, "Discussion of Analysis of Runoff Characteristics by O.H. Meyer", ASCE Transactions, Vol 105 (1940), p. 106

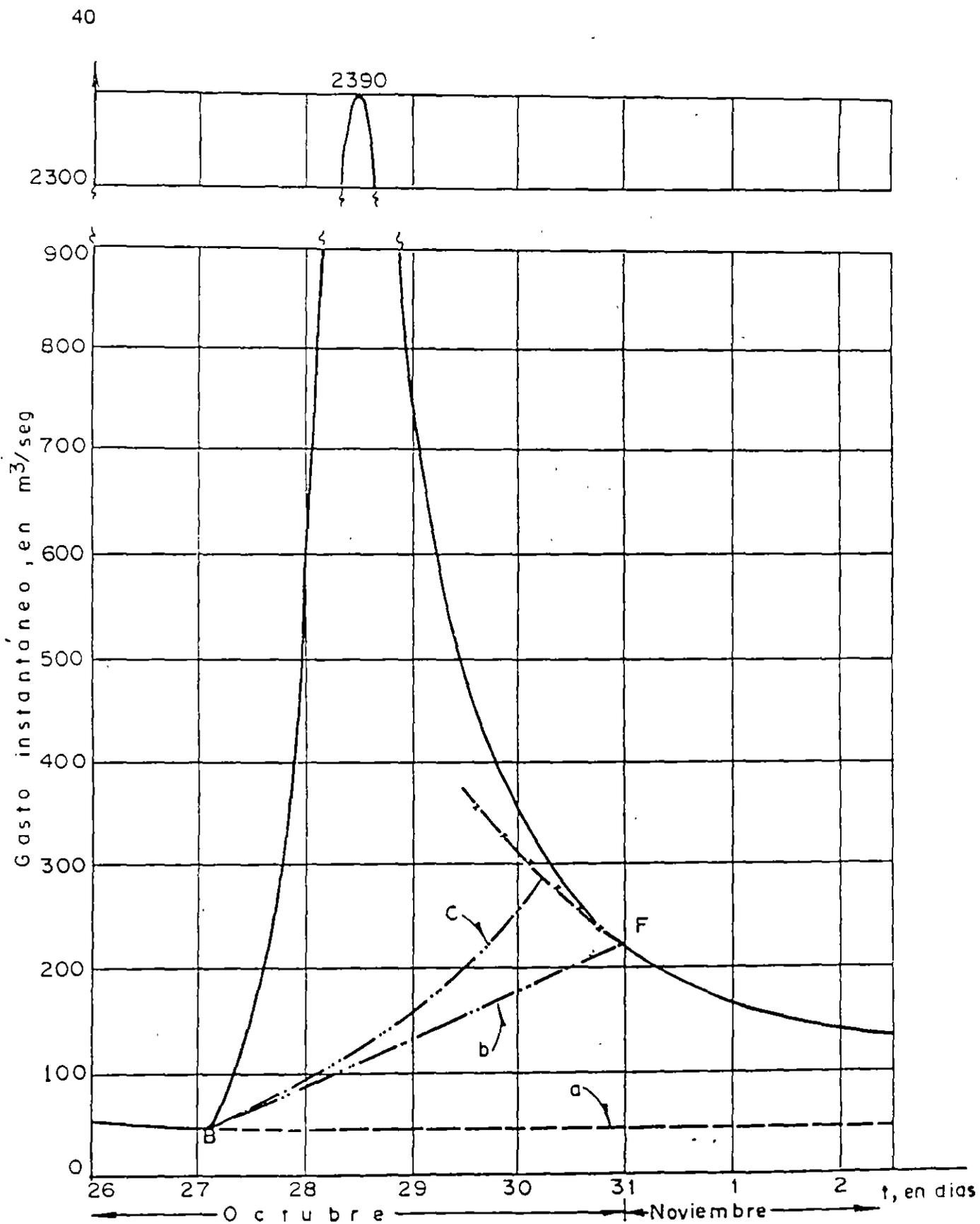


Fig. 2.13- Análisis de un hidrograma de una tormenta aislada.

La ecuación anterior se expresa también como

$$Q_{t+1} = K_r Q_t \quad \dots \dots \dots (2.16)$$

Al trazar la gráfica Q_{t+1} contra Q_t , la ec. 2.16 será una recta de pendiente K_r . En las figs. 2.14 a y b se muestran las rectas obtenidas para las curvas de vaciado de los escurrimientos directo y base de la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro., deducidas del hidrograma de la fig 2.13.

Lo anterior permite conocer las curvas de vaciado a partir del hidrograma de una tormenta. Conocida la curva de vaciado del escurrimiento base se podrá determinar, como ya se dijo anteriormente, el punto de frontera sobre el hidrograma donde se separan los escurrimientos.

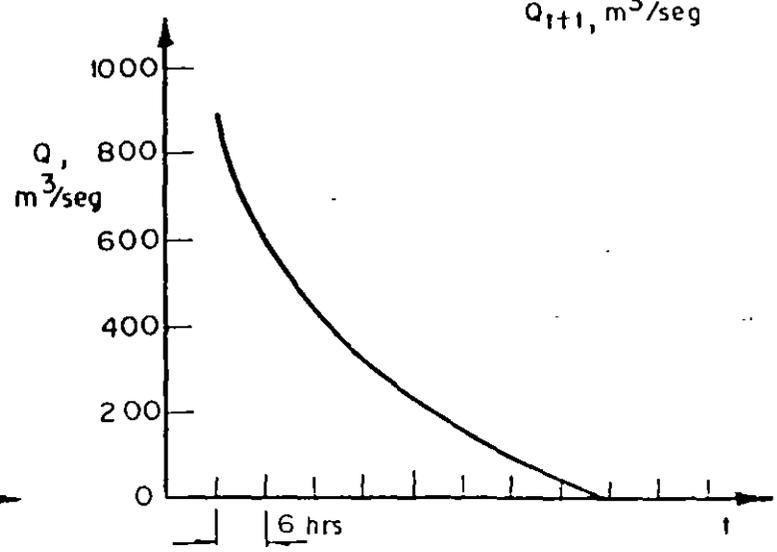
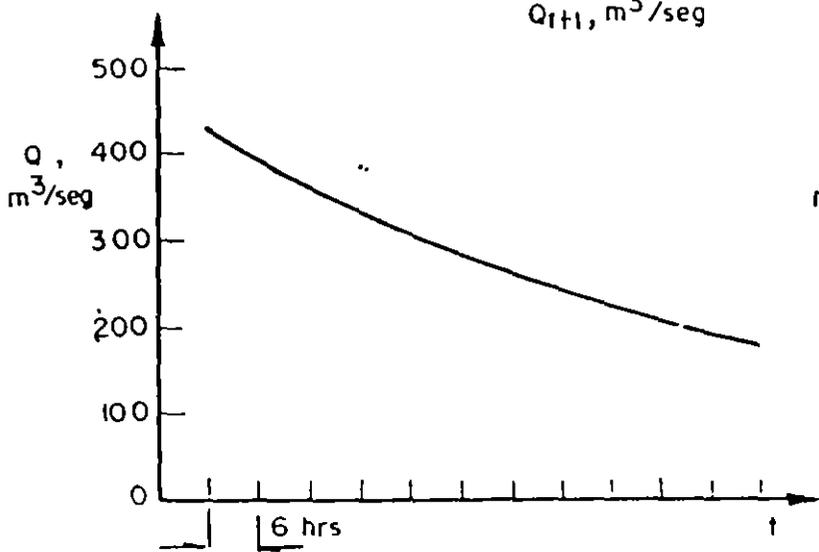
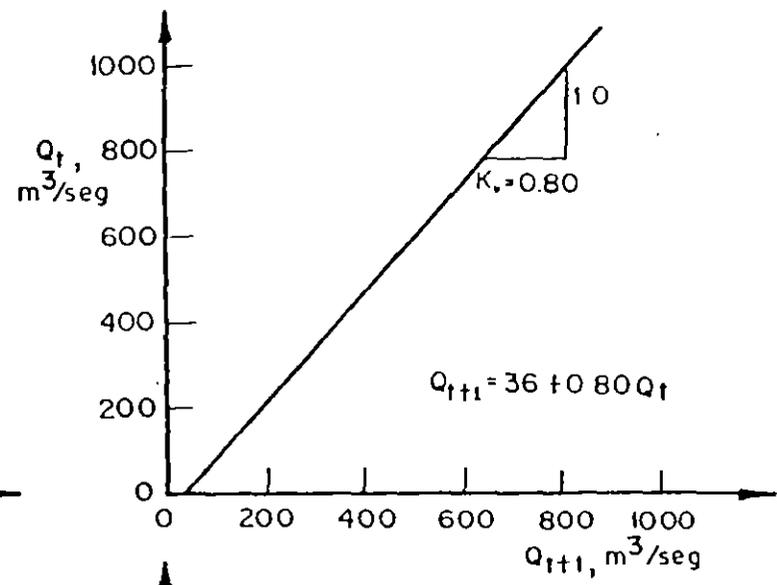
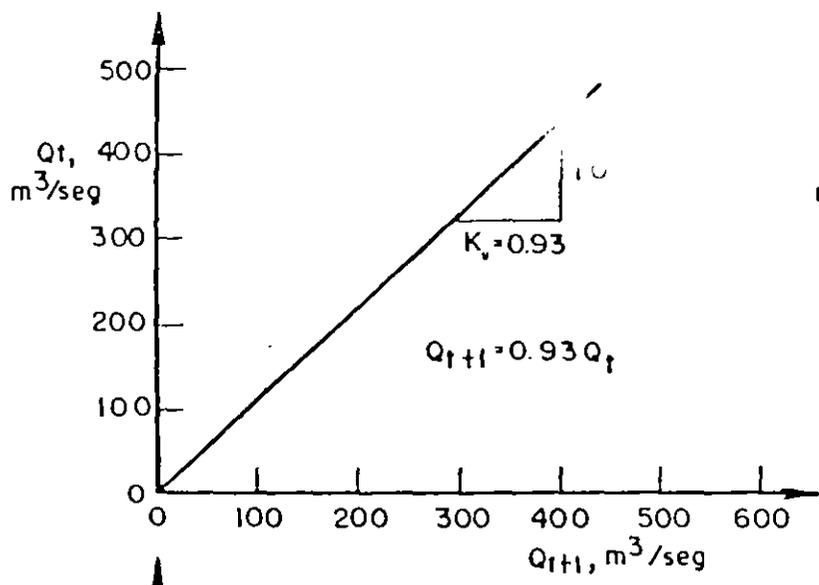
Otro procedimiento para separar los escurrimientos de un hidrograma consiste en prolongar la curva de vaciado del agua subterránea hacia atrás del punto de intersección con la curva de vaciado del escurrimiento directo, y ligando un punto arbitrario de la primera con el punto del inicio del escurrimiento directo. Ese punto arbitrario de la curva de vaciado del escurrimiento base se localiza bajo la curva de vaciado del hidrograma (fig. 2.13, línea c).

Para aplicar este criterio se requiere de un conocimiento previo del fenómeno en la zona donde se produce el escurrimiento, por lo cual no se emplea muy frecuentemente; es más usual el criterio de la línea recta entre los puntos B y F (fig. 2.13, línea b). Como se puede observar, en el cálculo del volumen de escurrimiento directo existe una diferencia mínima entre ambos criterios.

2.5.B.2) Análisis de hidrogramas múltiples.

En algunos casos se puede presentar el problema de separar el escurrimiento base del directo cuando se presentan dos o más hidrogramas consecutivos. El análisis en estos casos es, por supuesto, más complicado y se utilizan técnicas de separación más sofisticadas. Considerando que en la práctica se busca trabajar con hidrogramas simples, evitando en lo posible los casos anteriores, no se presentarán dichas técnicas en esta ponencia.

Fig. 2.14- Cálculo de la ecuación que define la curva de vaciado del escurrimiento de la cuenca de los ríos Omilán y Papagayo, Gro.



a) Escurrimiento base

b) Escurrimiento directo

2.6.- Relaciones entre la lluvia y el escurrimiento.

2.6.A) Descripción cualitativa de las relaciones entre la lluvia y el escurrimiento.

En términos generales se puede decir que los métodos hidrológicos para predicción de escurrimientos basados en mediciones directas de éstos, es decir, en registros de aforos, son preferibles a aquellos basados en relaciones entre la lluvia y el escurrimiento, ya que en éstos intervienen casi siempre parámetros cuya valuación es imprecisa y, en algunas ocasiones, subjetiva. Sin embargo, existen muchos casos en los que la información relativa a gastos máximos aforados es deficiente o nula, por lo cual no se pueden usar los métodos primeramente mencionados y es necesario empezar estableciendo las precipitaciones de diseño para después, mediante una función de liga, inferir con base en éstas los gastos de diseño. De acuerdo con la función de liga entre las tormentas y las avenidas producidas por éstas se han desarrollado diversos métodos basados en relaciones entre la lluvia y el escurrimiento, algunos de los cuales se presentan en el capítulo IV de esta ponencia.

La mayoría de las relaciones utilizadas incluyen como parámetros solamente algunos de los factores que afectan el escurrimiento, los cuales son numerosos y, con frecuencia interdependientes. Estos factores se pueden clasificar en dos grupos: factores climáticos y factores fisiográficos. Los primeros incluyen principalmente los efectos de la precipitación, la evaporación y la transpiración, todos los cuales presentan variaciones estacionales. Los factores fisiográficos se pueden a su vez clasificar en dos: los característicos de la cuenca y los característicos del cauce. Dentro de los primeros se pueden incluir factores tales como tamaño, forma y pendiente de la cuenca, permeabilidad y uso del suelo, presencia de lagos, etc. Los característicos del cauce están relacionados principalmente con las propiedades hidráulicas del mismo, las cuales gobiernan el movimiento de las corrientes y determinan su capacidad de almacenamiento. A continuación se presenta una lista de los principales factores que afectan el escurrimiento.

a) Factores climáticos.

Precipitación: forma (lluvia, nieve, granizo, etc.), intensidad, duración, distribución en el tiempo, distribución en la superficie, frecuencia de ocurrencia, dirección del movimiento de la tormenta, precipitación antecedente, humedad del suelo.

Intercepción: especies vegetales, composición, edad y densidad de los bosques; estación del año; magnitud de la tormenta.

Evaporación: Temperatura, viento, presión atmosférica, naturaleza y forma de la superficie sujeta a evaporación.

Transpiración: Temperatura, radiación solar, viento, humedad del aire, humedad del suelo, clase de vegetación.

b) Factores fisiográficos.

b.1) Características de la cuenca.

b.1.1) Factores geométricos: Tamaño, forma, pendiente, orientación, elevación, densidad de drenaje.

b.1.2) Factores físicos: Uso del suelo, infiltración superficial, tipo de suelo, permeabilidad y capacidad de almacenamiento de las capas del subsuelo, presencia de lagos, drenaje artificial.

b.2) Características del cauce.

Tamaño y forma de la sección hidráulica, pendiente, rugosidad, longitud, efecto de remanso.

III.- RELACION DE LA INFORMACION DISPONIBLE EN LA REPUBLICA MEXICANA

3.1.- Introducción.

En la República Mexicana, a la fecha no se tiene una evaluación de recursos completa, por eso la Secretaría de la Presidencia creó el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) para lograr el conocimiento de los recursos del país, expresándolo en cartas. Anteriormente otros organismos gubernamentales, ya habían realizado las cartas que a continuación se describen.

A) Cartas Topográficas.

Las hay a escala 1:500,000 cubriendo todo el país; a 1:250,000 del paralelo 24° hasta la frontera norte del país; a 1:100,000 de la zona del paralelo 22° hacia el Sur; a 1:25,000 del Valle de México, que han sido editadas por la Secretaría de la Defensa Nacional.

Hay además cartas de ciertas regiones del país que han levantado algunos organismos gubernamentales, para su uso interno, como la propia Secretaría de Comunicaciones y Transportes, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, Petróleos Mexicanos, etc.

B) Cartas de Climas.

Dentro de este tipo de cartas, las que tienen aplicación en los métodos hidrológicos que se verán más adelante son las cartas de isoyetas.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos tiene editadas 20 cartas, a escala 1:1'000,000, de las 37 regiones hidrológicas en que ha dividido a la República Mexicana, donde aparecen la hidrografía con sus ríos, presas, lagunas y pantanos; las isoyetas medias anuales con registros en el período de 1931 a 1970; la localización de las estaciones climatológicas, así como las capitales y ciudades importantes de los estados; los límites estatales e internacionales, las carreteras y los ferrocarriles. Además tiene representada por medio de gráficas la distribución media mensual de la lluvia, de estaciones representativas de cada región.

Las isoyetas están representadas por líneas rojas y hay zonas coloreadas que tienen como contorno isoyetas diferentes, así la amarilla comprende las isoyetas de valor igual o menor que 250 mm/año; la de café claro las comprendidas entre 250 y 500 mm/año; las de color ocre entre 500 y 1000 mm/año; las verdes del metro a los dos metros anuales; las verde claro de los dos a los tres metros por año y por último las azules que corresponden a las isoyetas de 3 o más metros de altura de

precipitación anual, siendo las isoyetas máximas en la república de 5.5 m/año, correspondientes a la Finca Covadonga a 30 km al N de Tapachula, Chis. y a Tenango, Oax., a 20 km al SW de la Presa Miguel Alemán, que tiene registrados 5,720 mm/año.

Las zonas con la isoyeta de 50 mm por año se localiza al SE de Mexicali, en la región comprendida entre esta ciudad y el Río Colorado y en Baja California Sur, en el desierto del Vizcaíno, teniendo como valor registrado el de 32 mm por año, registrado en San José del Pacífico.

C) Cartas Geológicas.

El Instituto de Geología de la Universidad Nacional Autónoma de México acaba de reeditar la carta geológica a escala 1:2,000,000 que cubre toda la república y tiene también de algunos estados a escala 1:500,000 y 1:250,000, así como a 1:100,000 de ciertas regiones del país.

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes, la de Agricultura y Recursos Hidráulicos y Petróleos Mexicanos, tienen cartas de diversas zonas del país a escala 1:50,000.

El Consejo de Recursos Minerales tiene editadas cartas de varios estados a escala 1:500,000 y de zonas diversas a escalas 1:50,000 y 1:25,000.

D) Cartas de Uso del Suelo.

El Plan Nacional Hidráulico de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (S.A.R.H) cubre toda la república a escala 1:1,000,000. Hay también las cartas de uso de suelo del Instituto de Geografía de la Universidad Nacional Autónoma de México y la llamada Carta de Vegetación de la S.A.R.H., ambas a escala de 1:2,000,000.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos tiene también cartas a escala 1:100,000; hay estudios de ciertas regiones del país de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y Secretaría de Comunicaciones y Transportes a escalas grandes, del orden de 1:5,000 y 1:10,000.

E) Cartas Edafológicas.

Existe la Carta de suelos de México, a escala 1:2,000,000 de la Dirección de Agrología de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, que también ha hecho estudios agrologicos de los distritos de riego a diferentes escalas.

Hay una carta de suelos del proyecto Puebla-Tlaxcala elaborada cuidadosamente por la Fundación Alemana para la Investigación Científica, en México.

F) Cartas de Uso Potencial.

Existe la Carta de Uso Potencial a escala 1:1,000,000 de aproximadamente la mitad del país hecha por el Plan Nacional Hidráulico de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, que también ha hecho, por medio de la Dirección de Agrología, cartas a diferentes escalas para la mayoría de los distritos de riego.

3.2.- Información del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática.

A continuación se describen las cartas del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), por ser un conjunto bien fundamentado y tener una secuencia ordenada, es decir, la carta topográfica se apoya en fotografías aéreas y técnicas fotogramétricas, la carta de uso de suelo se apoya a su vez en la carta topográfica y técnicas fotointerpretativas. Después se elaboran las cartas geológica, edafológica y de uso potencial, que se apoyan en todas y cada una de las anteriores.

Otras ventajas de estas cartas, es que cubrirán, en un futuro próximo, la totalidad del Territorio Nacional y que el precio y la disponibilidad son accesibles a toda clase de público.

1) La carta topográfica.

Es la carta básica para todas las demás; se hace a escala 1:50,000 con curvas de nivel a 10 ó a 20 m de equidistancia, según las características del terreno y a cada 50 m las curvas maestras.

Se forma a partir de las fotografías aéreas a escala 1:50,000 por medio de métodos fotogramétricos, o sea haciendo mediciones en modelos estereoscópicos, montados en instrumentos de precisión, para conocer posiciones y elevaciones, es decir las coordenadas, de puntos consignados en cada modelo. Se dispone de coordenadas tridimensionales terrestres conocidas y con la triangulación aérea se propaga el apoyo terrestre.

La triangulación aérea analítica se efectúa con estereocomparador STK-1 con registradores electrónicos de coordenadas y con el auxilio de modernos sistemas de cómputo, a efecto de obtener la propagación del apoyo terrestre a puntos fotogramétricos de control suplementario.

Las poligonales de primero y segundo orden se ligan a los vértices trigonométricos de la red geodésica nacional. Las primeras para proporcionár apoyo geodésico en las zonas carentes de él y las segundas para el apoyo terrestre necesario. Así también se propagan líneas a lo largo de las carreteras pavimentadas partir de los bancos de precisión existentes, formando circuitos de nivelación de menor precisión a través de caminos de orden secundario.

RELACION ENTRE
PRECIPITACION Y
ESCURRIMIENTO

CAPITULO 1. RELACION ENTRE PRECIPITACION Y ESCURRIMIENTO

1.1 INTRODUCCION

La información acerca de escurrimientos en una sección de interés sobre una corriente es necesaria para diseñar obras de aprovechamiento o de protección. En muchas ocasiones, el diseñador se encuentra con poca o ninguna información de mediciones directas que le permitan conocer la historia de los escurrimientos en el sitio de interés, por lo que tiene que recurrir a estimarlos a partir de los datos de precipitación. Además, cuando la cuenca ha estado o estará sujeta a cambios de importancia (por ejemplo, por la construcción de obras de almacenamiento, urbanización y desforestación en partes de la cuenca, etc), estos cambios modifican el régimen del escurrimiento, por lo que su registro histórico no representa correctamente el comportamiento futuro de la corriente.

En esos casos, y evidentemente en los problemas de predicción de avenidas a corto plazo (ver cap A.1.11), es necesario contar con un modelo que permita estimar los escurrimientos a partir de las características de la lluvia,

A. I

tomando en cuenta las condiciones de la cuenca.

La relación entre la precipitación y el escurrimiento es compleja; depende por una parte de las características de la cuenca y por otra de la distribución de la lluvia en la cuenca y en el tiempo.

Debido a lo complejo del fenómeno y a que la cantidad y calidad de la información disponible varía de un problema a otro, se ha desarrollado una gran cantidad de métodos para relacionar la lluvia con el escurrimiento. Dichos métodos van desde simples fórmulas empíricas, hasta modelos extremadamente detallados basados en principios de la Física.

Este capítulo se ha dividido en tres partes básicas. En la primera se presentan criterios para cuantificar las características de la cuenca que más influyen en el proceso lluvia-escurrimiento, en la segunda parte se intenta clasificar los distintos métodos de cálculo y en la tercera se describen los métodos de uso frecuente. } 056

4.2 PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE UNA CUENCA

La cuenca de drenaje asociada a una sección dada de una corriente, es el área que puede aportar escurrimiento hacia la sección. Está limitada por el parteaguas, que es una línea imaginaria tal que la lluvia que cae dentro de él puede escurrir superficialmente hasta la sección considerada (ver fig I.1).

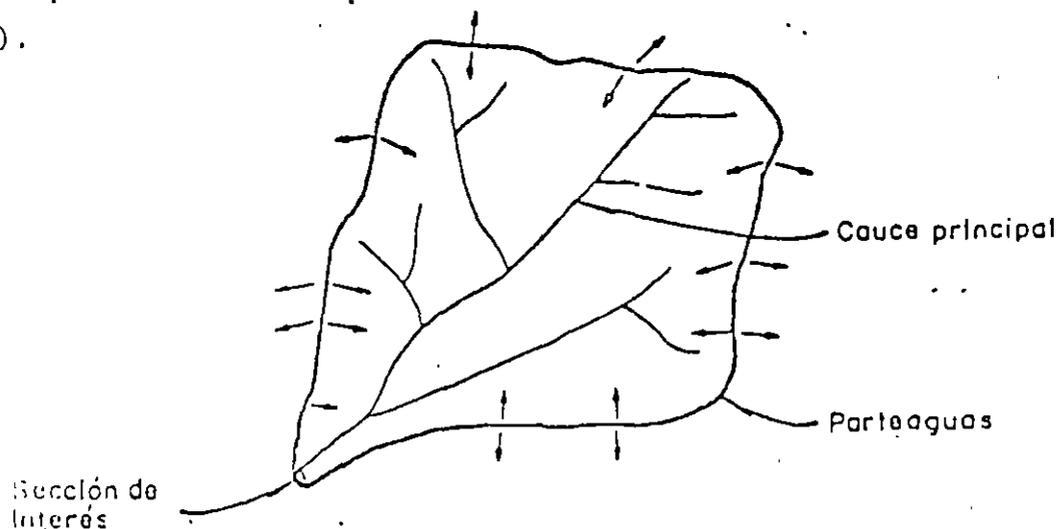


FIG. I.1 Partes de una cuenca

A.1

Desde el punto de vista de las relaciones lluvia-escorrimento, las características de la cuenca interesan principalmente en dos aspectos:

- . El volumen de escurrimento producido por una tormenta dada
- . la forma del hidrograma, la cual depende de la velocidad de respuesta de la cuenca al presentarse una tormenta

Aun cuando en los libros clásicos de Hidrología (como los mencionados en la bibliografía del cap A.1.1) se describe gran cantidad de características de la cuenca, se ha preferido incluir aquí solamente las de mayor importancia en relación con los dos aspectos anteriores. Estas características son:

- a) Area de la cuenca (A). Es el área de la proyección horizontal de la superficie encerrada por el parteaguas. Para una misma lámina de lluvia efectiva (ver cap 4.3), el volumen de escurrimento directo es proporcional al área de la cuenca.
- b) Longitud del cauce (L). Se acostumbra medir como la longitud del cauce principal en sentido horizontal.
- c) Pendiente del cauce (S). A diferencia de los conceptos anteriores, la pendiente del cauce no tiene un valor único, sino que varía de tramo en tramo, por lo que se le representa con un valor medio que sirve de índice. De las fórmulas propuestas por distintos autores, se recomienda aquí la de Taylor y Schwarz, debido a que la pendiente calculada con este criterio tiene una relación más directa con el tiempo de traslado del agua por el cauce. La ecuación correspondiente es

$$S = \left[\frac{L}{L_1/\sqrt{S_1} + L_2/\sqrt{S_2} + \dots + L_m/\sqrt{S_m}} \right]^2 \tag{I.1}$$

donde

- m número de tramos de pendiente uniforme sobre el cauce principal
- L_i longitud del tramo i
- S_i pendiente del tramo i

Las características de la cuenca determinan la forma del hidrograma cuyo

principales parámetros se muestran en la fig I.2.

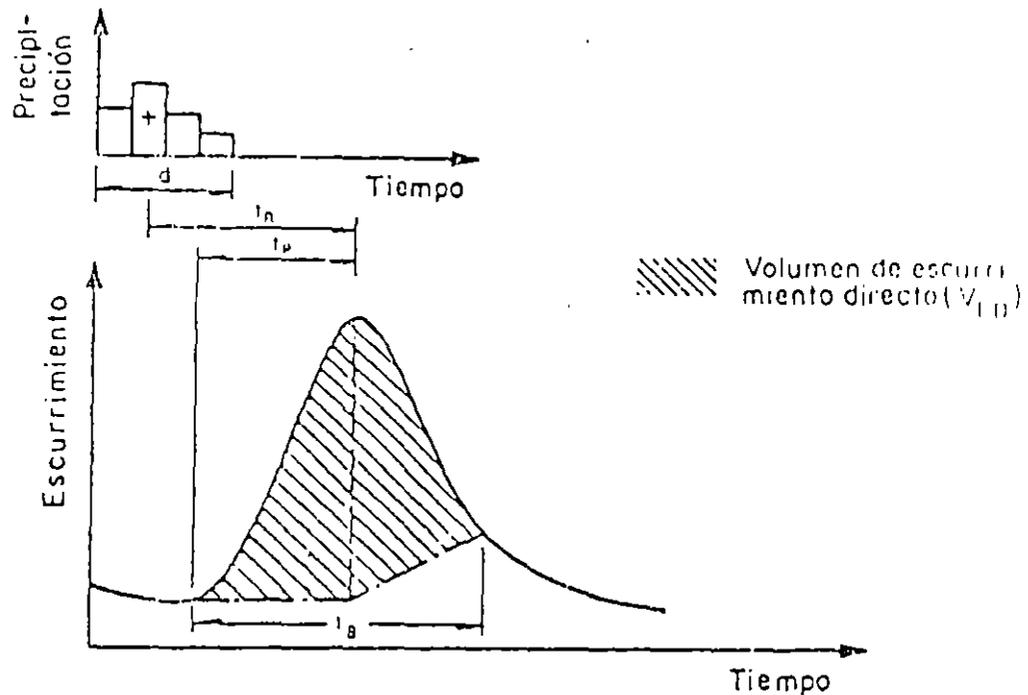


FIG. I.2 Parámetros que caracterizan un hidrograma

Los principales parámetros que definen la forma del hidrograma son:

- El volumen de escurrimiento directo, V_{ED} (área sombreada, fig. I.2)
- El tiempo de concentración, t_c , que se define como el tiempo que tarda el agua en trasladarse desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida de la misma. Teóricamente define el tiempo que se requiere para que si se presenta una tormenta con intensidad constante, el gasto a la salida de la cuenca alcance un valor de equilibrio.
- Tiempo de pico, t_p . Es el tiempo que transcurre entre el momento en que se inicia el escurrimiento directo y el momento en que alcanza su valor máximo.
- Tiempo de retraso, t_R . Es el que transcurre entre el centroide del hidrograma de precipitación efectiva (cap. 4.3) y el gasto máximo del hidrograma.

4.3 PERDIDAS

4.3.1 INTRODUCCION

De la lluvia que cae en una cuenca al producirse una tormenta, una parte en corre superficialmente para alimentar los cauces, por los que transita hasta llegar a la salida de la cuenca; otra parte es interceptada por la vegetación, retenida en depresiones del terreno en los que se forman charcos, o se infiltra para satisfacer primero la capacidad del terreno para humedecerse y alimentar después a los acuíferos.

A la segunda parte, formada por la intercepción, la retención en depresiones y la infiltración, se le denomina "pérdida".

En la práctica, los componentes de las pérdidas, es decir, la intercepción, la retención y la infiltración, son difíciles de separar, por lo que en general, se acostumbra calcularlas conjuntamente y considerarlas como infiltración, ya que esta componente es la más importante.

Aún cuando las pérdidas son sólo una parte del proceso lluvia-escurrimiento,

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**CURSO:
PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION
DE PRESAS DE JALES**

Estudio hidráulico

- Tormenta de diseño
- Caudal de diseño: vaso de almacenamiento, vertedor de excedencias y alcantarilla decantadora drenante
- Dimensionamiento del vertedor y la alcantarilla
- Ejemplos

ING. JOSE LUIS VELAZQUEZ VERA

1. OBRAS DE EXCEDENCIAS

1.1 Consideraciones generales

1.1.1 Objeto

La finalidad de la obra de excedencia es controlar la descarga de los volúmenes de agua que no pueden almacenarse dentro de la capacidad útil de un vaso almacenador. En las presas derivadoras la obra de excedencias controla las aguas que no son derivadas al sistema de aprovechamiento.

Para este objeto la obra de excedencias debe tener capacidad hidráulica suficiente y su descarga estar localizada de tal suerte que no erosione ni el talud aguas abajo de la cortina, ni el desfogue de la casa de máquinas ni cualquier otra estructura adyacente.

Las superficies de la obra de excedencias deben ser resistentes a la erosión para soportar las altas velocidades creadas por la caída del agua desde el nivel del vaso hasta el río.

1.1.2 Avenida de diseño

Se considera la avenida máxima probable en una cuenca aquella que representa los gastos que puedan esperarse de la combinación más severa de condiciones meteorológicas críticas que son razonablemente posibles en la región.

El riesgo aceptable en la elección de la avenida de diseño requiere una consideración cuidadosa de las características de la avenida, de la potencialidad de escurrimiento de la cuenca, de la zona por proteger y de limitaciones económicas.

Las condiciones del daño potencial no deben confinarse a las condiciones existentes durante la construcción; se debe considerar el desarrollo futuro aguas abajo de la presa.

Cuando se incrementa la magnitud de la avenida de diseño, su probabilidad de ocurrencia y la del daño decrecen, al tiempo que el costo de la estructura aumenta. Al considerar estos elementos con base en costos anuales y sumando los dos puede obtenerse una curva de costos anuales totales. De esta curva puede obtenerse la estructura más económica así como el riesgo considerado.

La selección de la magnitud de la avenida de entrada a un vaso para la cual debe diseñarse la obra de excedencias implica la consideración tanto de los daños en obras materiales como en pérdidas de vidas humanas que pueden ocurrir como resultado de la operación o falla de estas estructuras.

Como una guía para la selección se pueden considerar dos casos.

a) Si la falla de la presa implica el incremento del peligro de la pérdida de vidas humanas respecto a las condiciones naturales, la obra de excedencias debe tener una capacidad suficiente para desalojar la avenida máxima probable cuando esta transita a través del vaso.

b) Si la falla de la presa no incrementa el peligro de la pérdida de vidas humanas, pero puede causar fuertes daños materiales, la obra de excedencias se diseñará para una avenida cuya frecuencia proporcione un riesgo razonable en los daños causados por una falla.

1.1.3 Selección de la capacidad de descarga de la obra de excedencias

a) Capacidad óptima. Para determinar la mejor combinación capacidad de retenidas-capacidad de la obra de excedencias, deben de considerarse, cuando sean aplicables, los siguientes factores:

Las características del hidrograma de diseño.

La capacidad del cauce aguas abajo del sitio.

Los daños resultantes si ocurriera la avenida sin construir la presa.

Los daños resultantes si ocurriera la avenida con la presa construida.

Los daños resultantes si la presa o la obra de excedencias fallaran.

Los efectos de varias combinaciones altura de presa y capacidad de la obra de excedencias en el incremento o decremento de afectaciones aguas arriba y daños aguas abajo de la presa.

Los costos relativos de incremento en la capacidad de la obra de excedencias y en la altura de la cortina.

Desde el punto de vista de los estudios de tránsito de avenidas, la avenida de diseño y la curva de capacidades del vaso son factores constantes, mientras que la curva de descarga de la obra de excedencias es variable.

Esta curva depende del tamaño y tipo del vertedor, así como de la forma de operación cuando se trata de una estructura con compuertas o válvulas de control.

Una vez seleccionado el tipo de control y ciertas dimensiones de la obra de excedencias, el gasto máximo de descarga y el nivel máximo del vaso pueden determinarse por un tránsito de avenidas. De acuerdo con este gasto máximo y las condiciones topográficas específicas del sitio, puede hacerse un bosquejo completo del proyecto, así como una estimación del costo del vertedor y de la cortina.

La estimación de varias combinaciones de la capacidad de la obra de excedencias y altura de cortina proporcionan la base para seleccionar el vertedor más económico y la combinación óptima altura de cortina-capacidad de la obra de excedencias. Para un ejemplo de este tipo de estudios, véase la Ref. 9.2.

Para diferentes métodos de tránsito de avenidas, ver 1.5 de la Sección A y la Ref. 9.5.

b) Capacidad mínima. El objeto de transitar dos avenidas cuando la capacidad de la obra de excedencias es pequeña comparada con el gasto máximo de la avenida de diseño, es asegurar que la capacidad sea adecuada para evacuar parte del volumen almacenado durante el paso de la primera avenida de tal modo que la cortina no derrame si se presenta otra avenida recurrente; también para asegurar que la capacidad de retenidas atenúe una avenida de gran volumen cuyo pico, aunque menor que el de la avenida de diseño, exceda la capacidad del vertedor.

Para determinar la capacidad de descarga de las obras de excedencias, debe transitarse a través del vaso la avenida de diseño suponiendo que, cuando ocurre esta avenida, se encuentra lleva la presa hasta la capacidad útil.

a) Capacidad óptima. Con el propósito de desalojar una avenida a través de la obra de excedencias, es necesario almacenar temporalmente parte de su volumen dentro del vaso y en este caso la capacidad de descarga de la obra de excedencias puede ser menor que el gasto máximo de la avenida de entrada al vaso.

A la capacidad parcial del vaso destinado a retener temporalmente parte del volumen total de una avenida se le llama capacidad de retenidas.

La combinación óptima de la capacidad de retenidas-capacidad de descarga de la obra de excedencias requiere estudios de tránsito de avenidas a través del vaso y estudios económicos sobre costos para diferentes combinaciones de obra de excedencias-altura de cortina.

b) Capacidad mínima. La capacidad seleccionada del vertedor debe permitir la evacuación de un volumen tal que al transitar una avenida en sucesión a la de diseño e igual a la máxima observada, el nivel máximo alcanzado en el vaso no exceda al obtenido durante el tránsito de la avenida de diseño.

En general la avenida sucesiva puede suponerse que empieza cuatro días después del tiempo de ocurrencia del máximo gasto de salida obtenido al transitar la avenida de diseño.

En regiones cuya precipitación anual sea mayor de 100 cm, el intervalo de tiempo para el principio de la avenida sucesiva debe reducirse a dos días.

En regiones cuya precipitación anual sea menor de 50 cm, este intervalo debe incrementarse a siete días.

SELECCION DEL
PERIODO DE
RETORNO

A.5 CONCEPTO Y SELECCION DEL PERIODO DE RETORNO.

A.5.1 CONCEPTO DE PERIODO DE RETORNO.

El objetivo primario del análisis estadístico de datos hidrológicos es la determinación del llamado: PERIODO DE RETORNO de un cierto evento hidrológico de magnitud dada x (2,8-22). El período de retorno (Tr) se define como el lapso promedio entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada.

Una 'excedencia' es un evento con una magnitud igual o mayor que un cierto valor. Algunas veces el tiempo real entre excedencias es llamado: INTERVALO DE RECURRENCIA, con tal definición, el intervalo de recurrencia promedio para un cierto evento será igual al período de retorno del evento; sin embargo, en la práctica los dos conceptos son sinónimos (4,3).

Entonces al hablar de una tormenta o una creciente de período de retorno igual a 25 años, se entiende que dicho evento será igualado o excedido en promedio una vez cada 25 años, en el transcurso de un gran número de años, por ejemplo, 1,000 años. El concepto de período de retorno también es aplicable a sequías (gastos mínimos), en este caso equivale al tiempo promedio entre eventos de una cierta magnitud o menor (4,3).

Como en hidrología se utilizan muestras integradas por los eventos hidrológicos anuales, se podrá plantear la siguiente ecuación basándose en el concepto de probabilidad, definido por la ecuación A.1:

$$P(X \geq x) = 1/Tr \tag{A.19}$$

la ecuación anterior indica que si un evento hidrológico X igual o mayor que x , ocurre una vez en Tr años, su probabilidad de excedencia es $1/Tr$, es decir que, si una excedencia ocurre en promedio una vez cada 25 años, la probabilidad de que tal evento ocurra en cualquier año es $1/25$, o sea, el 4%. Entonces, las probabilidades de excedencia $P(X \geq x)$ y de no excedencia $P(X \leq x)$ y al período de retorno Tr estarán relacionadas por las ecuaciones:

$$Tr = \frac{1}{P(X \geq x)} = \frac{1}{1 - P(X \leq x)} \tag{A.20}$$

A.5.2 CONCEPTO DE RIESGO DE FALLA.

Con frecuencia resulta interesante estimar la probabilidad de que un evento, con un determinado período de retorno, sea igualado o excedido en un cierto intervalo. Por ejemplo, en el diseño de un embalse cuya vida útil sea de 50 años, podrá ser necesario estimar la probabilidad de que durante tal intervalo una avenida o creciente de 100 años de período de retorno pueda ocurrir.

Para responder a tal pregunta, se deduce a continuación la ecuación del llamado: RIESGO DE FALLA (R). Sea p la probabilidad de excedencia del evento igual a $1/Tr$, esto es, la probabilidad de ocurrencia en cualquier año. La probabilidad de no ocurrencia del evento en cualquier año será $(1-p)$. Considerando que los eventos anuales (avenidas, tormentas, etc.) son estadísticamente independientes, la probabilidad de que el evento no suceda en dos años consecutivos es $(1-p)^2$. Extendiendo este razonamiento a la vida útil (N) del proyecto o estructura, se tendrá $(1-p)^N$. Finalmente, la probabilidad de que el evento sí ocurra durante la vida útil será:

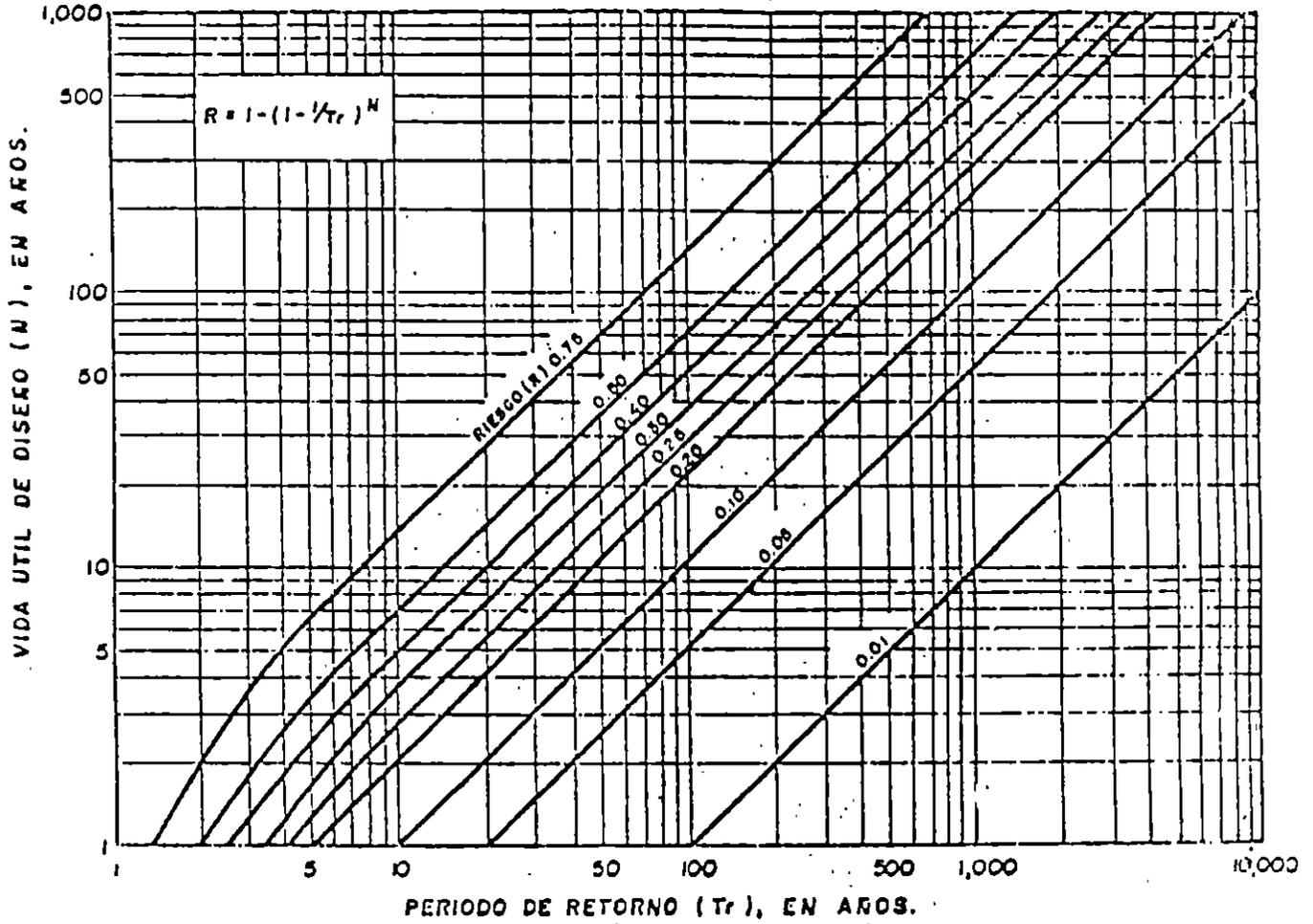
$$R = 1 - (1-p)^N = 1 - (1 - 1/Tr)^N \tag{A.21}$$

$$Tr = \frac{1}{1 - (1 - R)^{1/N}} \tag{A.22}$$

La probabilidad R se conoce como RIESGO (o Riesgo de Falla) de que uno o más eventos de período de retorno Tr ocurran durante la vida útil. La relación definida por la ecuación A.21 se muestra en la Fig. A.6 (8,19) de la página subsecuente.

T A B L A A. 6

REPRESENTACION DE LA RELACION ENTRE EL PERIODO DE RETORNO DE LA AVENIDA DE DISEÑO, LA VIDA UTIL DE LA OBRA Y EL RIESGO DE QUE TAL AVENIDA SEA IGUALADA O EXCEDIDA.



En el siguiente ejemplo se ilustra el uso de las ecuaciones A.21 y A.22, al cual está basado en el ejemplo 13-15 de la referencia 16, página 451.

EJEMPLO A.4:

Si una avenida de período de retorno igual a 100 años es seleccionada para diseñar un puente, cuya vida útil será de 25 años, se pide determinar el riesgo de falla del diseño. Cual será el período de retorno si el Ingeniero hidrólogo quiere tener un 90% de confiabilidad en el diseño?

SOLUCION: Sustituyendo en la ecuación A.21 los datos se obtiene el riesgo de falla.

$$R = 1 - (1 - 1/100)^{25} = 0.222 \quad \therefore R = 22.2\%$$

La confiabilidad de este diseño es la probabilidad de que tal avenida no ocurra durante la vida útil o sea: $1 - 0.222 = 0.778$ (78% aproximadamente).

Para una confiabilidad del 90%, el riesgo de falla será $R = 1 - 0.90 = 0.10$, entonces a partir de la ecuación A.22 se obtiene:

$$Tr = \frac{1}{1 - (1 - 0.10)^{1/25}} = \frac{1}{1 - 0.9958} = 238 \text{ años.}$$

A.5.3 SELECCION DEL PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO.

El procedimiento típico para diseñar estructuras que dan paso a las avenidas o -- que resisten los efectos de éstas, consiste en adoptar un período de retorno, de pendiendo del tipo de obra o de la zona que ésta protege. El riesgo de falla de dicha estructura es entonces revisado para los valores específicos de su vida útil, cuya selección depende de factores sociales y económicos (16,451).

A continuación se presentan 5 tablas que indican los períodos de retorno promedio utilizados en el diseño hidrológico de diversas obras de Ingeniería civil. - La Tabla A.3 (14,582) es general e incluye diversas obras, la Tabla A.4 (16,452) es exclusiva de las obras de drenaje en carreteras, en cambio la Tabla A.5 (8,15) presenta un enfoque en función del tipo de área por proteger, por último, las Tablas A.6 (15,16) y la A.7 (12,6) son auxiliares en el diseño del vertedor de un embalse.

TABLA A. 3

(W. Viessman, J. W. Knapp, G. L. Lewis y T. E. Harbaugh, 1977).

TIPO DE ESTRUCTURA :	PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS.
DRENAJE DE CARRETERAS EN LAS QUE CIRCULAN:	
0 a 400 Vehículos por día	10
400 a 1,700 Vehículos por día.	10 a 20
1,700 a 5,000 Vehículos por día.	25
más de 5,000 Vehículos por día.	50
Drénajes de Aeropuertos.	5
Drénajes Pluviales.	2 a 10
Diques.	2 a 50
Zanjas de drenaje.	5 a 50

TABLA A. 4

(Y. YEVJEVICH Y J. D. SALAS, 1980).

TIPO DE ESTRUCTURA :	PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS.
Grandes puentes.	100
Pequeños puentes.	50
Alcantarillas.	25

TABLA A. 5

(E. Mosonyi y W. Buck, 1977).

TIPO DE AREA QUE SERA PROTEGIDA :	PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS.
Zonas urbanas, importantes redes de transporte y grandes plantas industriales.	100
Regiones Agrícola-industrial.	50
Zonas Agrícolas.	7 a 20
Áreas forestales y planicies de inundación.	5 a 10

TABLA A. 6

(E. C. Schnackenberg, 1949).

TIPO DE EMBALSE :	MÍNIMO PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS
GRANDES EMBALSES CUYA FALLA CAUSARÍA PERDIDAS DE VIDAS HUMANAS.	
1.- Cortinas de Hierro.	1,000
2.- Cortina de concreto o mampostería.	500
EMBALSES QUE AL FALLAR NO CAUSARÍAN PERDIDAS DE VIDAS HUMANAS.	
1.- Embalses costosos.	500
2.- Embalses moderadamente costosos.	100
3.- Embalses pequeños	20

TABLA A.7

CRITERIOS DE DISEÑO PARA LA AVENIDA DE PROYECTO EN EMBALSES, SEGUN
F. F. SNYDER, 1964

CATEGORIA	POTENCIAL DE DAÑOS POR ALMACENAMIENTO.		POTENCIAL DE DAÑOS POR FALLA.		AVENIDA DEL DISEÑO DEL VERTEDOR.
	Almacena- miento. Km ³	Altura. m.	Pérdidas de vidas humanas.	Daños.	
MAYOR ; su falta no pueda ser tol- rada.	> 61.7	> 18.3	Considerable.	Excesivos.	Avenida máxima probable (AMP).
INTERMEDIA.	1.23 a 61.7	12.2 a 30.5	Posible, pero pocas	Dentro de la capacidad. financiera. del dueño.	Avenida de proyecto del orden del 40 al 60 % de la AMP.
PEQUENA.	< 1.23	< 15.2	Ninguna.	Igual al costo de la presa.	Avenidas de Período de Retorno. 50 a 100 años.

1) Se ordenan los valores de intensidades máximas de mayor a menor y se les asigna un orden, m, ver Tabla E.1

2) El período de retorno para cada intensidad se obtiene con la ec.:

$$T_r = \frac{n+1}{m} = \frac{23 + 1}{m} = \frac{24}{m}$$

Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla E.1

tabla E.1

TABLA Datos de intensidades máximas registradas en la estación climatológica Acayucán, Ver.

m	T_r	5	10	15	20	30	40	60	80	100	120
1	24	216	153	141.6	132.6	101	87.8	71.3	54.8	51.2	50
2	12	206.4	150	116	112.5	88	73.2	63.0	54.4	49.7	41.5
3	8	192	134.4	114	102	85	72.4	61.0	50.6	42.4	35.7
4	6	180	132	108	99	74	68.5	50.5	48.8	40.6	34.5
5	4.8	151.2	123.6	108	87	72.6	67.2	58.4	47.6	38.6	33.8
6	4.0	141.6	120	106.4	84.9	72	65.3	57.8	43.7	36.3	30.3
7	3.428571	138.0	120	96.8	83.1	71	63.8	53.3	40.7	32.8	28.2
8	3	136.8	120	90	82.5	70	62.3	47.3	38.3	32.6	27.2
9	2.666667	135.6	114.6	90	82.5	66.8	52.4	43.5	35.5	28.8	27
10	2.4	132	108	88.8	79.8	63	47.3	41.5	35.2	28.4	25.5
11	2.181818	129.6	104.4	88.4	75.	62.8	47.2	40.9	32.5	28.1	25
12	2	123.6	102.6	84.4	74.4	62.4	46.7	39.2	31.2	27.0	23.7
13	1.846154	120	102	82	72.6	62.0	46.6	39	30.9	25.4	21.3
14	1.714286	120	102	80.4	71.7	54.8	44.0	36.5	30.7	24.2	20.5
15	1.6	120	94.8	80	66	51.8	39.0	30.4	25.5	22.7	19.8
16	1.5	120	90.0	78	64.8	50.2	37.6	29.8	24.2	22.7	18.9
17	1.411765	120	83.4	72	64.5	49	37.5	28.6	22.8	20.2	18
18	1.333333	120	81	69.6	60	48.2	36.7	28.6	22.7	20.0	17.3
19	1.263158	120	72	67.2	58.5	48	34.5	27.8	22.4	18.5	15.9
20	1.2	115.2	70.8	65.6	57	42	34.3	26.2	21.6	18.3	15.6
21	1.142857	114	70.2	63.2	54.3	41	33.8	24.3	21.4	17.6	15.2
22	1.090909	86.4	63	56	49.5	39.2	29.4	22.5	16.9	13.5	11.3
23	1.043478	72	60	43.6	32.7	34	27.9	19.6	14.7	11.8	9.8

EJEMPLO DE LA
DETERMINACION
DEL CAUDAL DE
DISEÑO

6. DATOS HIDROLOGICOS DEL SITIO

El sitio donde se construirá la presa de jales, se encuentra ubicado en la región hidrológica # 10, situada al noroeste del país (véase la Lámina 3).

6.1 Lluvias mensuales y anuales

En la Tabla 3 se presentan los datos de lluvia mensual y anual de 1956 a 1990, registrados en la estación de Acatitán, Sin. En la parte inferior se indican el promedio y el valor máximo para cada uno de los meses.

En la Tabla 4 se presentan los datos de lluvia mensual y anual de 1969 a 1980 registrados en la estación La Huerta, Dgo. En la parte inferior se indican el promedio y el valor máximo para cada uno de los meses.

En las Tabla 5 a 10 se presentan los datos de lluvia mensual y anual de 1981 a 1990 de las estaciones "Los Altares", San Miguel de los Lobos, Ojito de Camellones, San Diego de Tenzáenz, Topia (con valores hasta 1985) y El Cantil, en el Edo. de Durango.

6.2 Lluvias máximas en 24 horas

En la Tabla 11 se presentan los datos de lluvia máxima en 24 horas, registrados durante el período de 1956 a 1990 (35 años) en la estación de Acatitán, Sin. En la parte inferior se indican el promedio y el valor máximo para cada uno de los meses.

Del análisis de los datos registrados durante 35 años se observa que la lluvia máxima en 24 horas se presentó durante el mes de septiembre de 1974 con un valor de 217.4 mm.

En la Tabla 12 se presentan los datos de lluvia máxima en 24 horas, registrados durante el período de 1969 a 1984 (16 años) en la Estación de La Huerta, Sin. En la parte inferior se indican el promedio y el valor máximo para cada uno de los meses

Del análisis de los datos registrados durante 16 años se observa que la lluvia máxima en 24 horas se presentó durante el mes de enero de 1979, con un valor de 146 mm.

Del Boletín de tormentas máximas observadas y probables en México en 24 horas (hasta 1974), editado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, se observa en la Lámina 3 que para una frecuencia media (período de retorno) de 50 años, la tormenta máxima probable en 24 horas en el sitio del proyecto La Ciénega es de 225 mm. La precipitación máxima probable se calculó aplicando el Método de Hershfield mediante la fórmula:

$$X_T = X_N + K S_N \quad (1)$$

en donde:

X_T = lluvia probable para una frecuencia o período de retorno de N años

X_N = valor medio de todos los valores de la serie de datos

S_N = desviación normal de la serie de N valores máximos anuales

K = es la variación normal

La lluvia máxima en 24 horas, obtenida por el Método de Hershfield, para un período de retorno de 50 años con un valor de 225 mm, se comparó con los datos registrados durante un período de 35 años en la estación Acatitán, Sin., los cuales presentan un valor máximo de 217.4 mm. De la comparación anterior se decidió utilizar como precipitación máxima probable en 24 horas el valor de 225 mm, para obtener el volumen de agua aportado al vaso de la presa de jales, para un período de retorno de 50 años.

6.3 Volumen de escurrimiento superficial aportado al vaso de la presa de jales.

En una cuenca chica de las regiones semi-áridas de México, como es el caso del Proyecto La Ciénega, la tormenta de diseño por adoptar será la del tipo "tormenta violenta de gran intensidad y corta en duración".

Las pérdidas en infiltración y evapotranspiración, que se deducirán de la precipitación pluvial, se estimaron en 30 por ciento. En consecuencia, la lluvia neta de diseño o escurrimiento superficial en 24 horas será:

$$0.7 \times 225 \text{ mm} = 157.5 \text{ mm}$$

El área de la cuenca total que aportaría al vaso de la presa de jales es:

$$A = 91.24 \text{ Ha}$$

De acuerdo con el área, la cuenca de la presa de jales estaría clasificada dentro de las cuencas muy pequeñas.

El volumen de diseño neto de escurrimiento máximo en 24 horas será:

$$91.24 \times 10^4 \times 0.1575 = 143,703 \text{ m}^3$$

Con este enfoque, el caudal que desalojaría la alcantarilla, sería el siguiente:

$$\frac{143,703}{24 \times 3600} = 1.663 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las tormentas de intensidad máxima y corta duración, aquí consideradas, son eventos raros cuyo período de retorno se estimó de 50 años. Es altamente improbable que en un año de calendario ocurran varios de estos eventos tan extremos.

6.4 Avenida de diseño por el método de la envolvente de caudales máximos

Se efectuó la revisión del gasto máximo con la ecuación de la envolvente de caudales máximos, propuesta por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, la cual se presenta a continuación:

$$q = 470 (A+250)^{-0.85} \quad (2)$$

en donde:

$$q = \text{caudal unitario máximo, m}^3/\text{s/km}^2;$$

$$A = \text{área de la cuenca, km}^2$$

Al substituir el área de la cuenca (0.912 km²), se obtiene un valor de q de 4.290 m³/s/km².

El gasto máximo de la avenida de proyecto se calculó al utilizar un factor de seguridad de 2 y multiplicar "q" por el área de la cuenca, es decir:

$$Q = 2qA \quad (3)$$

en donde:

$$Q = \text{gasto de la avenida máxima de proyecto, m}^3/\text{s}$$

Substituyendo valores, se obtiene un valor de Q de 7.825 m³/s.

EJEMPLO DEL
DISEÑO DE UNA
ALCANTARILLA

7. DISEÑO DE LA ALCANTARILLA

Para el desalojo de las aguas pluviales que se captan en la cuenca de la presa de jales se construirá, por el fondo del cauce principal, una alcantarilla con sección portal que estará construida con muros de concreto ciclópeo o mampostería, fabricados con material pedregoso existente en el sitio y con la parte superior de concreto reforzado, según se indica en el Plano PJ-5.

7.1 Dimensionamiento

Para la sección de la alcantarilla, se tomó como base el gasto máximo obtenido en "6.4" que es de 7.825 m³/s, mayor que el obtenido en "6.3" con un valor de 1.663 m³/s.

Debido a que es de gran importancia que se le pueda dar mantenimiento y limpieza a la alcantarilla, se propone una sección de 1.50 m x 2.20 m (véanse la Lámina 4 y el Plano PJ-5), ya que con estas dimensiones puede entrar fácil y cómodamente el personal de operación.

7.2 Capacidad de la alcantarilla

En la Tabla 13 se presenta un resumen de las pendientes del terreno natural por el fondo del cauce principal. De estos datos se tomó la pendiente mínima de 0.069, para revisar la capacidad de la alcantarilla propuesta.

Para el cálculo de la capacidad de la alcantarilla se utilizó la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} \quad (4)$$

$$r = \frac{A}{P_m} \quad (5)$$

donde:

v = velocidad media de la corriente, en m/s

r = radio hidráulico, en m

s = pendiente de la alcantarilla

n = coeficiente de rugosidad de Manning

A = área hidráulica, en m²

P_m = perímetro mojado

También se utilizó la ecuación de continuidad:

$$Q = AV \quad (6)$$

donde:

Q = gasto o caudal, en m³/s

A = área de la sección transversal de la alcantarilla, en m²

V = velocidad, en m/s

Los resultados se presentan en la Tabla 14. Se concluye que con la sección propuesta y la mínima pendiente del terreno se pueden manejar holgadamente los caudales pluviales que aporte la cuenca de la presa de jales, ya que para conducto lleno la alcantarilla propuesta puede desalojar 30.68 m³/s, comparado con el gasto de diseño de 7.825 m³/s.

7.3 Plan de construcción

La construcción de la alcantarilla se efectuará en varias etapas, según vaya aumentando la altura de los jales almacenados para diferir la inversión inicial. La elevación del piso de la alcantarilla deberá estar 3 m abajo del nivel de la corona, para que en caso de que se presente alguna tormenta inesperada, se pueda formar un vaso de almacenamiento que regularice la avenida y evite que el agua "brinque" sobre la cortina (véase el Plano PJ-6). En todas las etapas, la alcantarilla funcionará como un vertedor de excedencias capaz de desalojar la lluvia de tormenta que capte toda la cuenca.

El estaque de agua limpia deberá estar alejado de la cortina para evitar la saturación con agua en la zona externa. Para esto se requiere depositar los jales a partir de la corona (sólidos más gruesos) y permitir que gradualmente los demás sólidos, hasta los coloides, se depositen lo más alejado posible. El agua limpia quedará en el estanque que se irá formando paulatinamente, para su recuperación a través de los "chinos" construidos ex profeso (véase el Plano PJ-6).

7.4 Captación del agua de operación

Para la captación del agua de transporte de los jales se utilizarán los "chinos" indicados en el Plano PJ-5, con un desnivel vertical, de aproximadamente 10 cm entre uno y otro. Se podrá utilizar otro diseño de "chinos" similar al presentado, siguiendo la idea de que se puedan tapar o cerrar cuando el nivel del agua empiece a transportar partículas sólidas hacia el interior de la alcantarilla. Al presentarse lo anterior, se utilizará el siguiente "chino" para la captación del agua de recuperación.

7.5 Captación de aguas limpias

Los manantiales existentes en la zona del vaso podrán captarse en una tubería independiente, que puede estar "ahogada" en los mismos muros de la alcantarilla, o bien, en forma expuesta. Se trata de recuperar todas las aguas, tanto de los manantiales como las del vaso de almacenamiento, para conducir las a piletas independientes de recuperación.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CURSO:
**PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION
DE PRESAS DE JALES**

Estudios Geotécnicos

- Exploración geológica del vaso de almacenamiento y de la cimentación para la cortina contenedora: suelos y rocas. Ejemplos

ING. GEO. MIGUEL ANGEL PALACIOS NIETO

ESTUDIOS GEOTECNICOS

EXPLORACION GEOLOGICA DEL VASO DE ALMACENAMIENTO Y DE LA CIMENTACION PARA LA CORTINA CONTENEDORA: SUELOS Y ROCAS

1.- GENERALIDADES

- 1.1 Diferencia entre una presa almacenadora de agua y una presa contenedora de jales
- 1.2 Presupuesto destinado a los estudios geológicos y de exploración
- 1.3 Factores que intervienen en la experiencia y capacidad profesional del Ingeniero Geólogo

2. - SECUENCIA DE ACTIVIDADES EN EXPLORACION

- 2.1 Etapas a desarrollar en los estudios geológicos
- 2.2 Relación entre ingenieros
- 2.3 Problemas que pueden presentarse durante las excavaciones
- 2.4 Terminación de la obra

3.- CORRELACION DE LOS RESULTADOS DE LAS EXPLORACIONES

- 3.1 Comentarios

4. BIBLIOGRAFIA

ANEXOS

- Fig. 1 Participación de la geología en la principales áreas de trabajo
- Fig. 2 Secuencia de actividades para estudios geológicos de exploración de sitios para presas
- Fig. 3 Interrelación de actividades de ingeniería y geología
- Fig. 4 Correlación de sondeos con litología, % de recuperación y % de RQD y de pruebas de propiedades índice y mecánicas

ESTUDIOS GEOTECNICOS

EXPLORACION GEOLOGICA DEL VASO DE ALMACENAMIENTO Y DE LA CIMENTACION PARA LA CORTINA CONTENEDORA: SUELOS Y ROCAS

1.- GENERALIDADES

1.1 Diferencia entre una presa almacenadora de agua y una presa contenedora de jales

Los estudios geológicos de exploración en obras de ingeniería para presas almacenadoras de agua y contenedoras de jales son similares.

En el primer caso, habrá que garantizar: la resistencia, estabilidad e impermeabilidad de la roca, tanto de los apoyos de la cortina como en la base de desplante de la misma. Además, se procurará garantizar la impermeabilidad de la presa y la estanqueidad del vaso.

En el segundo caso, deberá garantizarse la resistencia y estabilidad de la roca en los apoyos y base de desplante de la cortina, con la aclaración, de que la construcción de la cortina va elevándose al mismo tiempo que se van depositando los materiales de molienda.

Para la cimentación de los apoyos de la cortina para presas de jales, la roca deberá reunir las condiciones físicas necesarias y suficientes, para soportar las fuerzas de empuje de los materiales de trituración y molienda que sean depositados. Estos materiales contienen cierto grado de humedad al depositarse, su finura y el contenido de agua les imparte una mayor densidad y viscosidad. También deberán ser tomadas en cuenta las reacciones de los compuestos químicos que contienen los materiales de molienda, que con el tiempo, puedan afectar y acelerar la alteración de la roca en la presa y sitio de la cortina.

La impermeabilidad de la roca en el sitio de la boquilla es de menor importancia que en el caso de una presa almacenadora de agua, ya que en caso de existir grietas o fisuras en la roca, éstas pueden ir rellenándose paulatinamente debido a la finura y viscosidad de los materiales de molienda depositados con el tiempo.

Las precipitaciones pluviales en el vaso de la presa pueden originar procesos de lixiviación en los depósitos de molienda, concentrando las sustancias químicas con el agua, que pueden dar lugar a la contaminación de las aguas freáticas, norias, pozos de

agua y tierras de cultivo que se encuentren ubicadas en las partes bajas y planas, cercanas a las presas contenedoras de jales; por tanto, hay que tomar en cuenta la no contaminación del entorno del medio ambiente del lugar.

1.2 Presupuesto destinado a los estudios geológicos y de exploración

Los recursos destinados para este tipo de trabajos son prioritarios, ya que ellos servirán para garantizar tanto la estabilidad, como la vida útil de las presas de jales, así como de la inversión requerida en su construcción y mantenimiento.

En México y hasta los años 50's, el presupuesto para este tipo de estudios en presas hidroeléctricas, era de menos de 1 % del costo de la obra, lo cual impedía efectuar estudios geológicos amplios y detallados. Esto daba lugar a llevar a cabo los estudios del sitio con un mínimo de exploraciones. Con el incremento y desarrollo de presas de mayor embalse, cortinas de mayor altura, y con las experiencias de los problemas en presas construidas como: filtraciones, socavaciones y asentamiento del terreno de las estructuras construidas, se vió la necesidad de ampliar y detallar los estudios geológicos intensificando los trabajos de exploración, por lo que el presupuesto para dichos estudio fue incrementándose hasta llegar a un 10 % del costo de las obras proyectadas.

Otra causa que habrá que explicar, es que en ese tiempo, la falta de Geólogos con conocimientos de Geología Aplicada a la Ingeniería fue otro factor importante, ya que se tenía que recurrir a Geólogos del extranjero. Todo esto, ocasionaba retrasos en la construcción y puesta en operación de las obras hidráulicas y de las presas con problemas ya construidas, lo cual incrementaba gradualmente el costo final y de mantenimiento de las obras realizada y por realizar.

Con la aparición de la Mecánica de Rocas y la experiencia adquirida por los Geólogos, el costo de los estudios geológicos y de exploración se incrementó hasta llegar a un 20 % del costo de las obras. Lo anterior se manifestó debido a la construcción de las grandes presas y embalses requeridas para cubrir las demandas de agua y energía eléctrica que necesitaba el país.

1.3 Factores que Intervienen en la experiencia y capacidad profesional del Ingeniero Geólogo

Anteriormente en México, los estudios sobre Geología Aplicada a la Ingeniería eran casi nulos. Los ingenieros Mineros y posteriormente los Ingenieros Petroleros, a consecuencia de la Expropiación Petrolera, fueron los primeros geólogos en intervenir y aplicar sus conocimientos a las diferentes obras de ingeniería como se muestra en la Fig. 1. Con el tiempo los pocos Geólogos que habían, empezaron a intervenir en los diferentes

trabajos de Ingeniería Civil, en especial en construcción de presas. La actividad del Ing. Geólogo fue incrementándose con la Aplicación de la Geología a la Ingeniería como: obras hidráulicas, carreteras, aeropuertos, puertos, excavaciones subterráneas, etc.

La diversificación de las actividades donde las Ciencias Geológicas intervienen en la solución de problemas técnicos y científicos, han dado como resultado la creación de campos diversos, donde dichas ciencias son aplicadas.

Las empresas y compañías constructoras deberán seleccionar a Ings. Geólogos que tengan los conocimientos y que estén familiarizados con las distintas ramas que requieran las obras civiles y así aplicar dichos conocimientos para resolver los distintos problemas geológicos que puedan presentarse durante la etapa de construcción.

2. - SECUENCIA DE ACTIVIDADES EN EXPLORACION

2.1 Etapas a desarrollar en los estudios geológicos

La secuencia cronológica en las actividades de exploración geológica para una obra civil, comprenden varias etapas, como se muestra en la Fig. 2. En esta figura se señalan las actividades de gabinete en relación con los trabajos de exploración de campo y del subsuelo. Estas etapas siguen un orden o secuencia como se indican:

- a) Etapa inicial de exploración geológica regional.
- b) Estudio de foto interpretación geológica del área.
- c) Evaluación de los resultados logrados e inicio de levantamientos de mapas geológicos en las áreas de interés que contemple el anteproyecto.
- d) De la información obtenida de los estudios realizados, se procederá a detallar geológicamente, los sitios para la boquilla, vertedor, obra de desvío, vaso de almacenamiento y finalmente las obras auxiliares.
- e) Con toda la información obtenida, se procederá a la elaboración de secciones geológicas, tanto regionales, como locales, que sean representativas a los ojos de los ingenieros. Esta información se complementará con la información que proporcionen los estudios geofísicos, sondeos exploratorios, pozos a cielo abierto y socavones según la importancia del proyecto y de las dificultades geológicas que presente el terreno en la superficie.

f) Los ingenieros Proyectistas, Geólogos y Geofísicos, estudiarán y analizarán toda la información geológica de campo con los resultados obtenidos de las exploraciones directas e indirectas realizadas, que permitan confirmar las condiciones litológicas, estratigráficas y estructurales del sitio, verificando la información requerida nuevamente y se verá, si es necesario llevar a cabo algunas modificaciones al anteproyecto, en cuanto a ubicación o modificación del mismo, o bien, un cambio total del sitio seleccionado cuando no cumpla con las condiciones de estabilidad, resistencia y condiciones geológicas aceptables del terreno seleccionado.

g) De todo lo anterior y una vez confirmadas las dudas que haya presentado el sitio seleccionado, se procederá a la elaboración del proyecto definitivo a realizar, pasando a la etapa de construcción.

Durante esta etapa de construcción el Ing. Geólogo deberá continuar con su trabajo de observación minuciosa a los trabajos y métodos de excavación que se lleven a cabo, así como también al grado de alteración, clase y espesor de dichos materiales que cubran a la roca sana. Es importante observar el tipo y grado de fracturamiento que presente la roca sana del desplante al uso de explosivos y métodos de excavación; también se deberá describir minuciosamente la estructura geológica del sitio y su relación con la excavación realizada, para el desplante de las principales estructuras que comprenda el proyecto.

Se estudiará el estado físico que presente la roca excavada con el fin de visualizar si requiere tratamiento de impermeabilización, consolidación, amacice por medio de anclajes o problemas de drenaje que sean necesarios llevar a cabo para su estabilidad.

2.2 Relación entre Ingenieros

Es importante hacer notar, que durante las distintas etapas a desarrollar en este tipo de trabajos, todos los ingenieros que participan en las obras, mantengan una comunicación y colaboración amigable, constante y estrecha entre sí, ya que es muy común y se ha observado, que durante los trabajos de inicio y terminación de la obra, puede presentarse apatía, o falta de información oportuna y de colaboración, por no existir un buen entendimiento tanto personal, como técnico entre ellos. Esto da lugar a puntos de vista distintos entre los ingenieros, surgiendo problemas personales que se complican, convirtiéndose en graves problemas técnicos (ver Fig. 3).

Estos problemas pueden ir en aumento, provocando y complicando la solución o soluciones rápidas y fáciles, originando grandes retrasos en tomar una solución, así como pérdidas económicas de la obra en construcción.

Es recomendable que tanto las relaciones humanas como técnicas se mantengan ininterrumpidamente para poder trabajar en equipo.

2.3 Problemas que pueden presentarse durante las excavaciones

Durante los trabajos de excavaciones pueden presentarse problemas que, las observaciones geológicas no puedan precisar; como estimar la profundidad y espesor de la roca alterada, aparición de fallas o fracturas, cambios bruscos de la estructura geológica, filtraciones, etc., en las zonas de excavación. Lo anterior, se debe, a que los accidentes geológicos del terreno a profundidad, pueden variar y cambiar de un sitio a otro en pocos metros de distancia, y no es posible predecirlos o detectarlos durante los estudios y exploraciones realizadas; y menos cuando éstas últimas son escasas. Por tanto es necesario efectuar algunos sondeos adicionales o bien estudios geofísicos detallados del sitio o sitios que presenten problemas geológicos, en aquellos lugares en que se tengan dudas.

Los estudios y sondeos adicionales, deberán efectuarse a la mayor brevedad posible, para no interferir o retrasar los trabajos de excavación en el sitio o sitios problemáticos, debido a que siempre existen sorpresas impredecibles en las excavaciones.

2.4 Terminación de la obra

Una vez concluida o terminada la obra, es conveniente recopilar toda la información de carácter geológico, resumiendo dicha información en una memoria técnica; en especial los problemas técnicos presentados durante las distintas etapas de estudios geológicos y de construcción, así como las soluciones adoptadas en cada problema presentado. Esto servirá de consulta para problemas que puedan presentarse al futuro y que ayudarán a resolverlos.

Las observaciones geológicas de la obra, deberán continuarse con el fin de observar y verificar el comportamiento y respuesta de la roca a la descarga de los materiales excavados y las recargas producidas por las nuevas construcciones, así como de los depósitos de molienda y el agua.

El área ocupada por el vaso y en especial en la cola del vaso de la presa contenedora, se observará el comportamiento de la roca a las reacciones químicas generadas por el agua de lluvia, con los materiales de molienda ya que éstos pueden dar lugar a soluciones químicas que puedan ocasionar la aceleración por alterabilidad de la roca del fondo y laderas del vaso de almacenamiento.

Los efectos producidos por los depósitos y sustancias químicas que con el tiempo se presenten, deberán resolverse oportunamente durante y después de la vida útil de las presas de jales, para no afectar el entorno del medio ambiente del lugar o región.

3.- CORRELACION DE LOS RESULTADOS DE LAS EXPLORACIONES

3.1 Comentarios

Se ha observado que durante los trabajos de exploraciones geológicas, no se toma en cuenta la información parcial de los trabajos: tanto de los levantamientos geológicos, como los de exploración por medio de sondeos. Es importante analizar y correlacionar lógicamente por etapas, la información obtenida con los sondeos y los planos geológicos, durante los trabajos iniciales, hasta la construcción de la presa.

Toda la información geológica obtenida deberá ser analizada y actualizada según se vayan efectuando los estudios de exploración y de geofísica, así como también, la revisión de las memorias y diarios de perforación y del personal de campo.

Los núcleos de roca obtenidos deberán graficarse conjuntamente con la descripción litológica, recuperación, índice de calidad, pérdidas de agua de circulación, zonas ademadas o cementadas, pérdidas parciales o totales de agua de circulación y profundidad del nivel freático en caso de existir. Asimismo, en caso de tener pozos a cielo abierto, socavones y trincheras, deberá mostrarse toda la información existente sobre un plano base, con la geología detallada de los sitios estudiados. Lo anterior servirá para la elaboración de las secciones geológicas representativas en cada uno de los sitios estudiados y que serán complementados con los estudios geofísicos (Fig. 4). En caso de existir discrepancias, éstas deberán verificarse en campo, revisando los núcleos de las cajas de muestreo y de las demás obras exploratorias.

Toda la información se correlacionará en forma simple y detallada, que muestre claramente la disposición estructural y estado físico de la roca que servirá de apoyo a las estructuras civiles del proyecto.

Estos trabajos deberán ser explicados y aclarados oportunamente a las dudas que surjan y que no se encuentren claras al conocimiento y entendimiento de los Ingenieros Civiles, para ser tomados en consideración por ellos.

Hay que tomar muy en cuenta que, de los desechos que actualmente se generan en el país, el 87 % son de origen industrial y un 13 % son municipales. Las ramas que generan mayores volúmenes de desechos industriales son las industrias mineras y fundidoras de metal con un 40 %; éstas se incrementan debido al nuevo auge y trabajos de la industria minera.

Para concluir finalmente citaré las palabras del Dr. Ch. P. Berkey: "Las presas tienen que mantenerse en pie, no todas lo hacen, existiendo todos los grados de incertidumbre respecto a ellas. Los vasos de almacenamiento deben retener el agua, no todos lo hacen, ya que puede haber pérdidas de agua por varias causas. Las obras tienen que construirse

en condiciones de seguridad desde el punto de vista de la construcción. No siempre ocurre así, existiendo muchas razones para que la obra pueda fallar, o para que su costo resulte excesivo, razones que en su mayor parte son geológicas”.

Con el transcurso del tiempo dichas palabras han llegado a ser una verdad insospechada, pues en la actualidad se tiene una serie de hechos que han venido a confirmar los conceptos formulados por el Dr. Ch. P. Berkey.

4. BIBLIOGRAFIA

1. Application of Geology to Engineering Practice, Berkey Volume, The Geological Society of America, 1950
2. Construcciones en roca, Colegio de Ings. Civiles de México, 1965
3. Diamond Drill Handbook, J.D. Comming, Published by J. K. Smit & Sons of Canada Ltd, 1956
4. Dam Geology R. C. S. Walters, London Butterworths, 1962
5. Engineering Geology, Quartely of The Colorado School of Mines, Vol. 50, No. 3 Jul. 1955
5. Forages et Sondages, Camberfort H., Leur Emploi Danles Travaux Pubbles, Eyrolles, Paris 1955
7. Foundation Engineering, Ralph B., Peck, Walter E. Hasson, Tomas H. Thornburn, N. Y., John Wiley & Sons, London Chapman & Hall Limited, Feb. 1957
8. Geologie de Barrages et des Amenagements Hydrauliques, Masson et Cie Editeurs, Paris 1955
9. Geologia Applicata alla Ingegneria, Ardito Desio, Ulrica Hoepli Editori, Milano, 1959
10. Krynine P. D. & Judss, Geology for Engineering and Geotecnique, McGraw-Hill Book Company Inc. 1957
11. Recomendations on site investigations techniques, International Society for Rock Mechanics, 1975

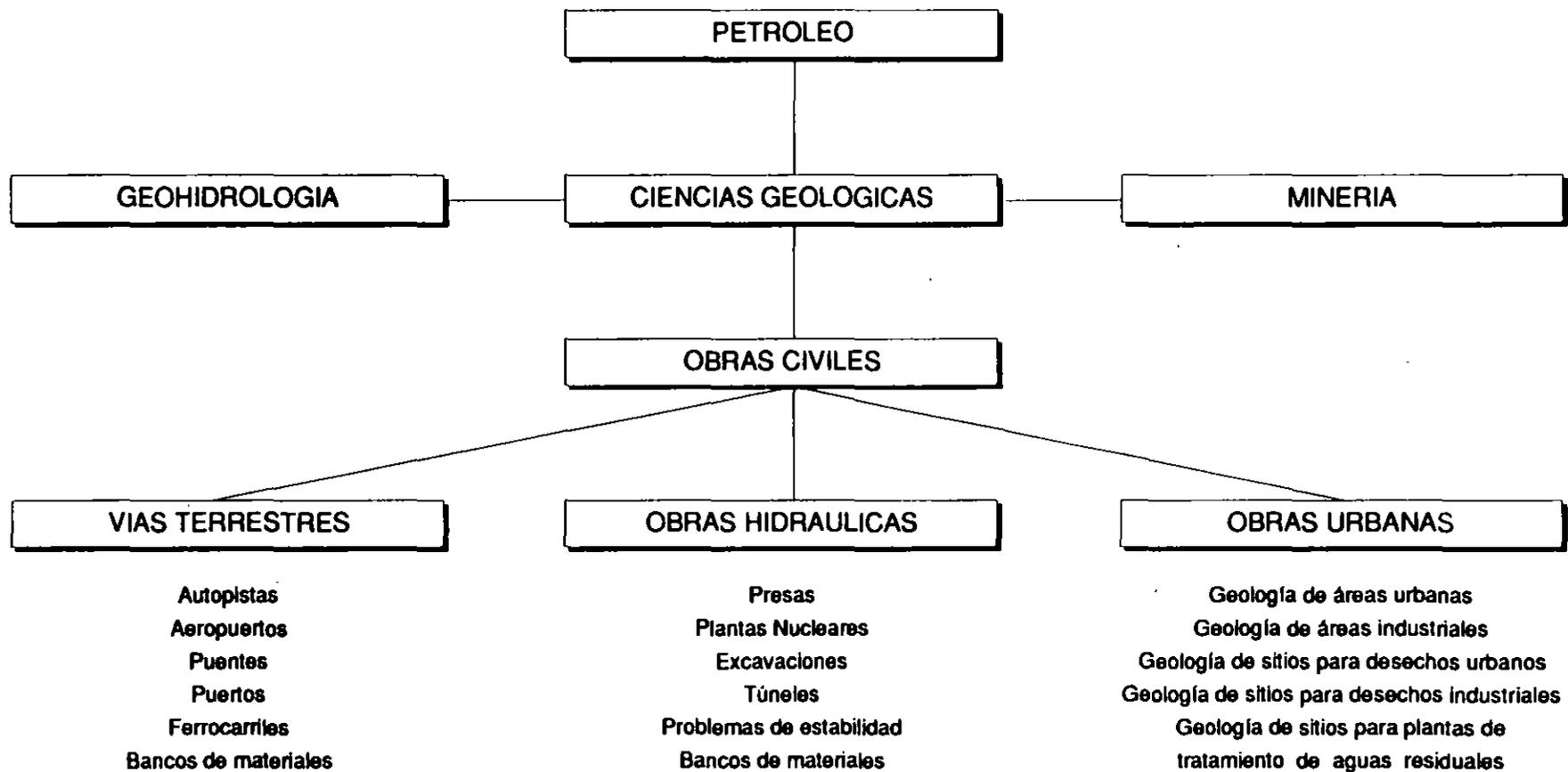


FIG. 1 PARTICIPACION DE LA GEOLOGIA EN LAS PRINCIPALES AREAS DE TRABAJO

SECUENCIA DE ACTIVIDADES

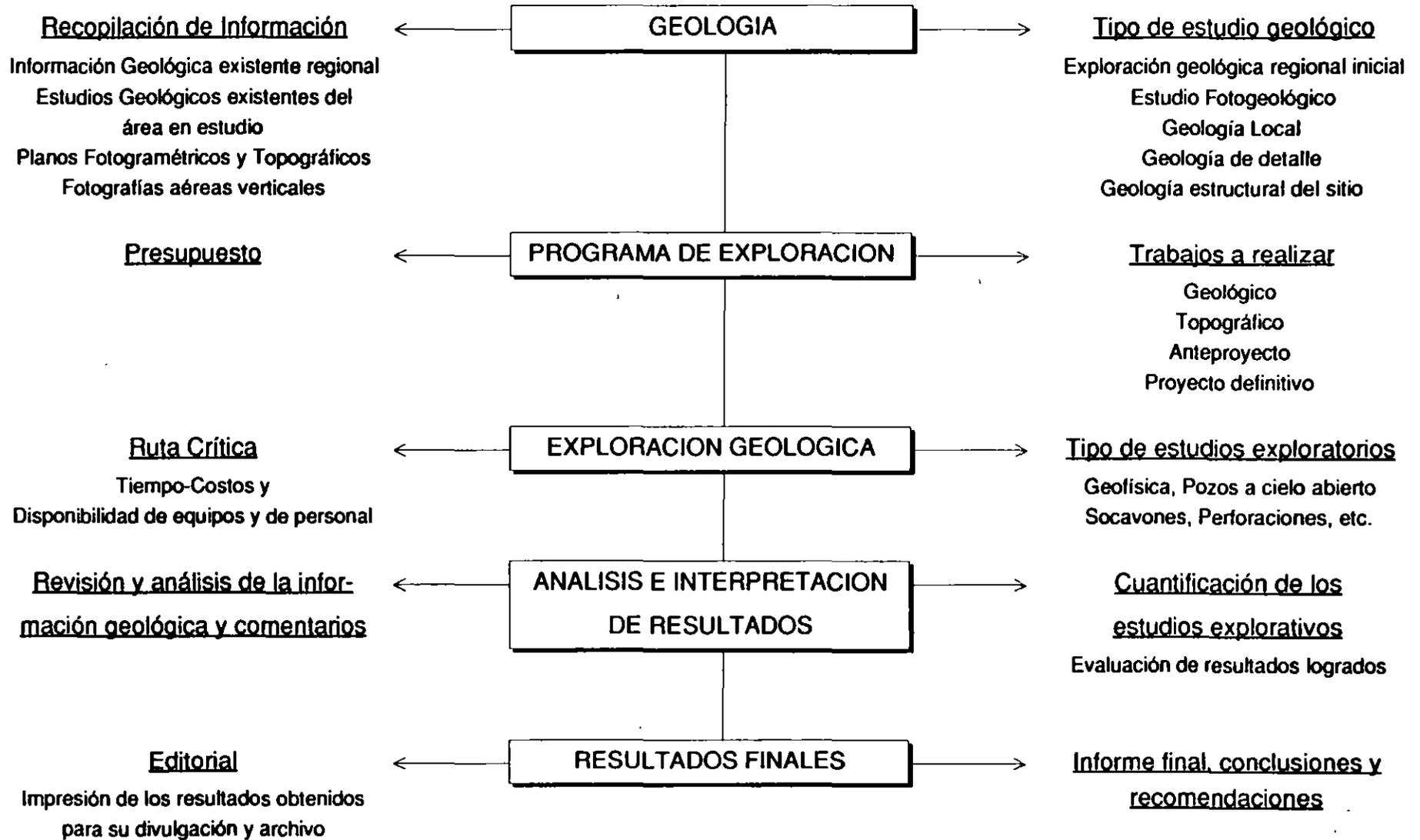


FIG. 2 SECUENCIA DE ACTIVIDADES PARA ESTUDIOS GEOLOGICOS DE EXPLORACION DE SITIOS PARA PRESAS

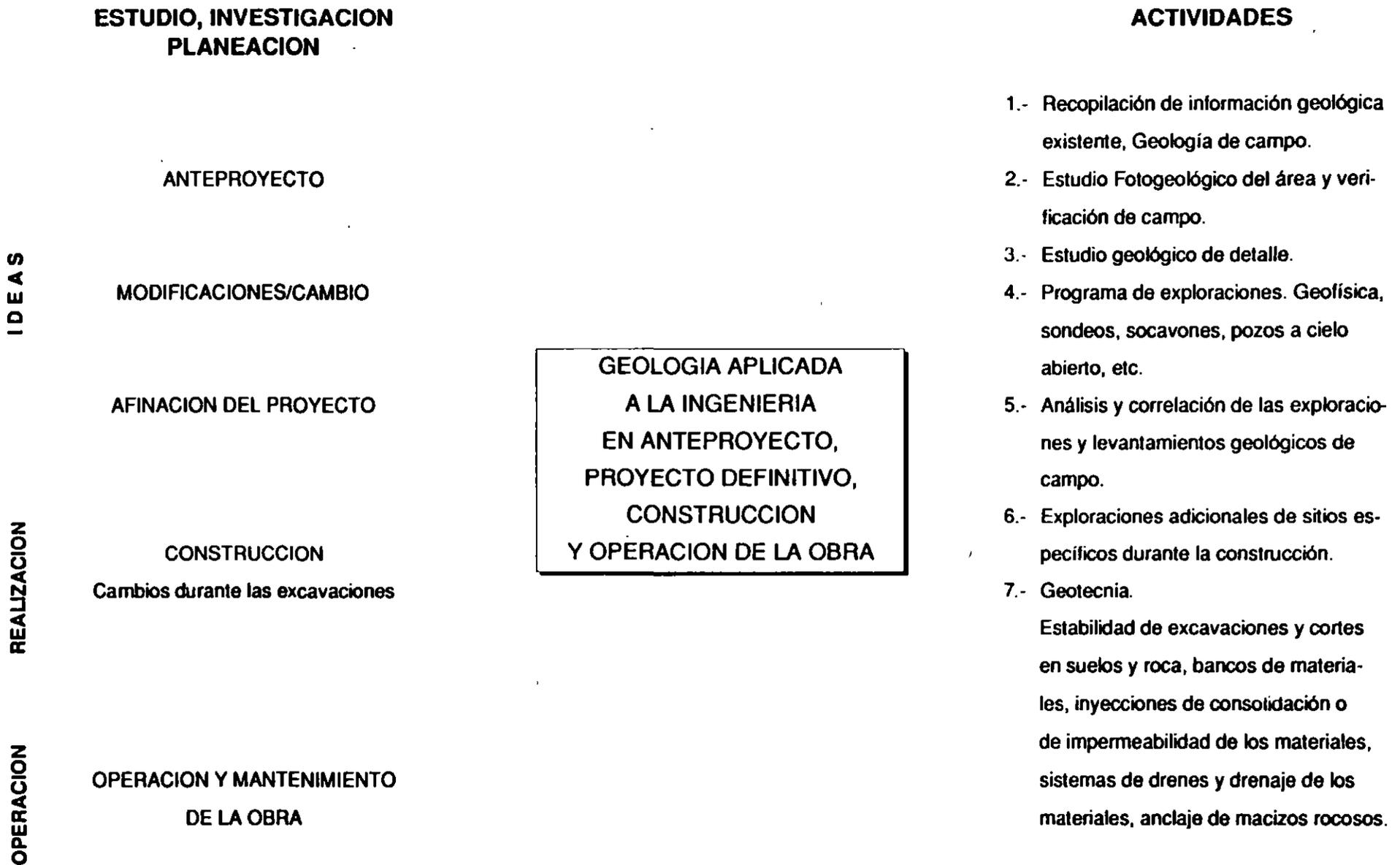
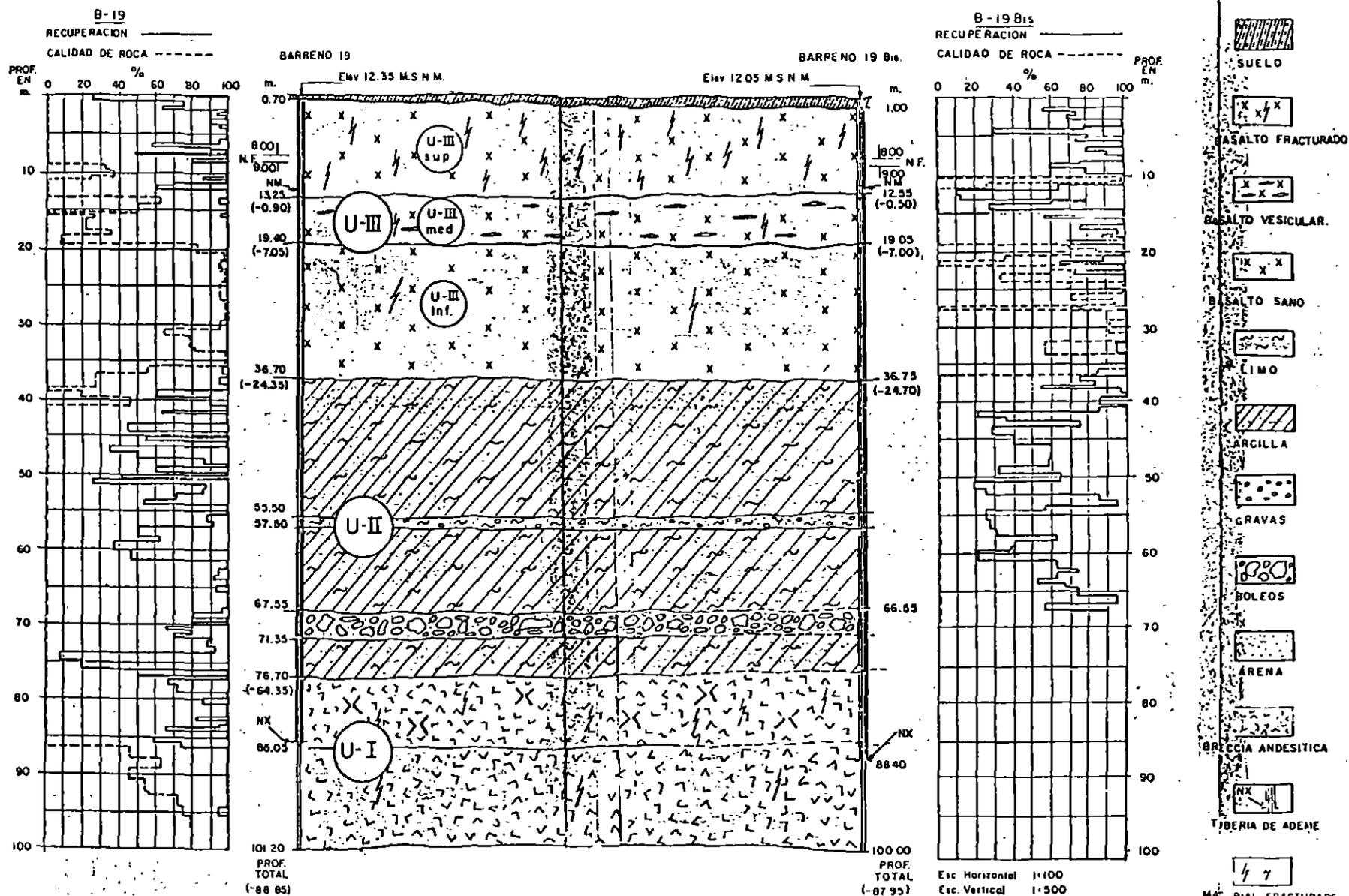


FIG. 3 INTERRELACION DE ACTIVIDADES DE INGENIERIA Y GEOLOGIA



ESTRATIGRAFIA EN LA ZONA DEL REACTOR Y TURBOGENERADORES

FIG. 4 CORRELACION DE SONDEOS CON LITOLOGIA, % DE RECUPERACION Y % DE RQD

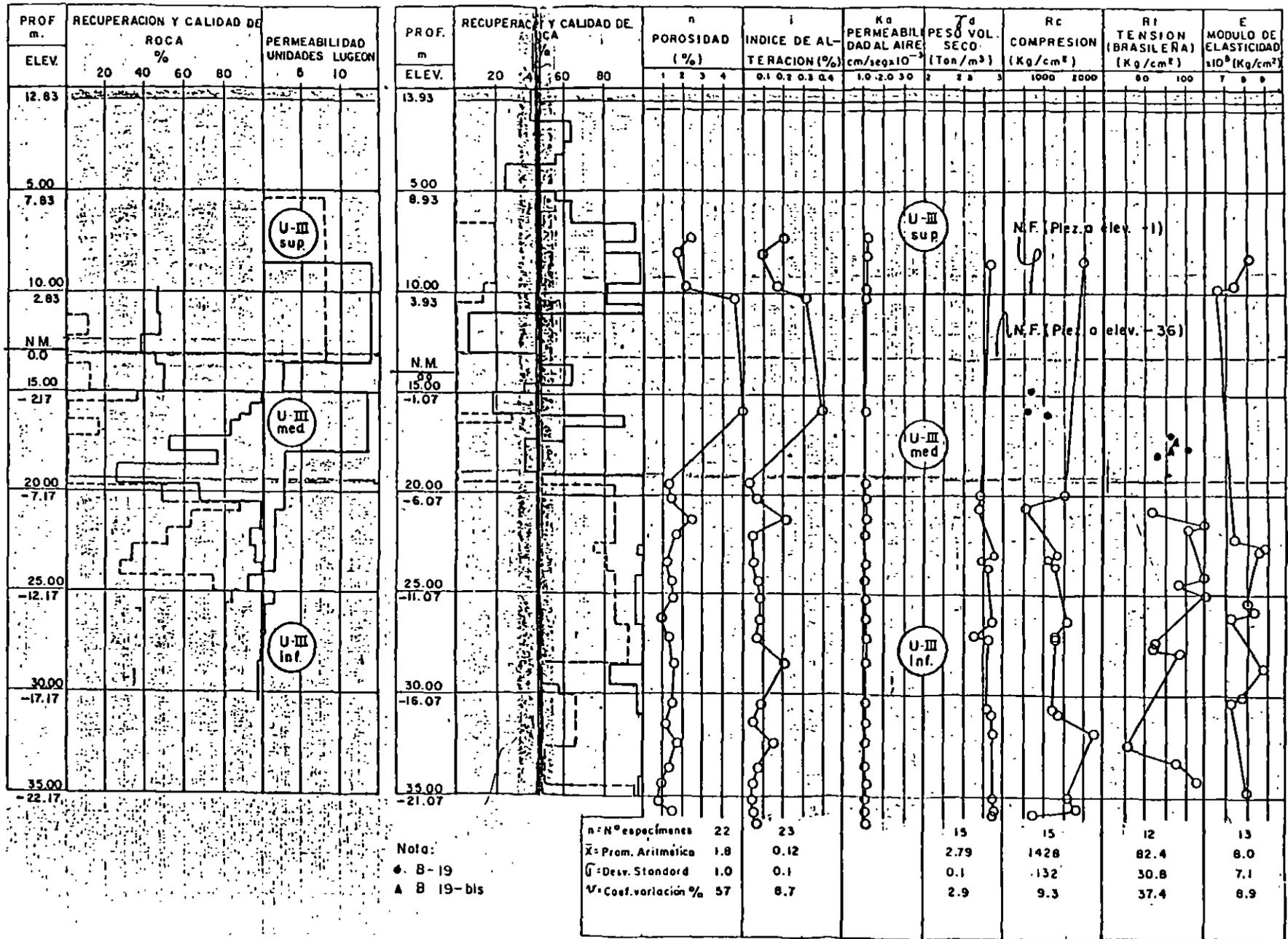


FIG. 4 CORRELACION DE SONDEOS CON % DE RECUPERACION DE ROY Y PRUEBAS DE PROPIEDADES INDICE Y MECANICAS

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CURSO:
**PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION
DE PRESAS DE JALES**

Estudios Geotécnicos

- Análisis de estabilidad estática y dinámica de taludes y control de filtraciones: cortina, laderas y cimentación. Ejemplos

M. EN I. JOSE LUIS LEON TORRES

SEISMIC ANALYSIS OF A TAILINGS DAM (*)

Jose L. LEON T.

*Research Professor
Instituto de Ingenieria, U.N.A.M.*

MEXICO

I. INTRODUCTION

Industrial Minera México, S.A. is developing a large scale mining project in Taxco Guerrero, for the extraction of lead and zinc. The project includes the construction of several interconnected galleries to obtain, collect and transport the ores from the mine to the treatment plant. Figure 1 shows the localization of Taxco City.

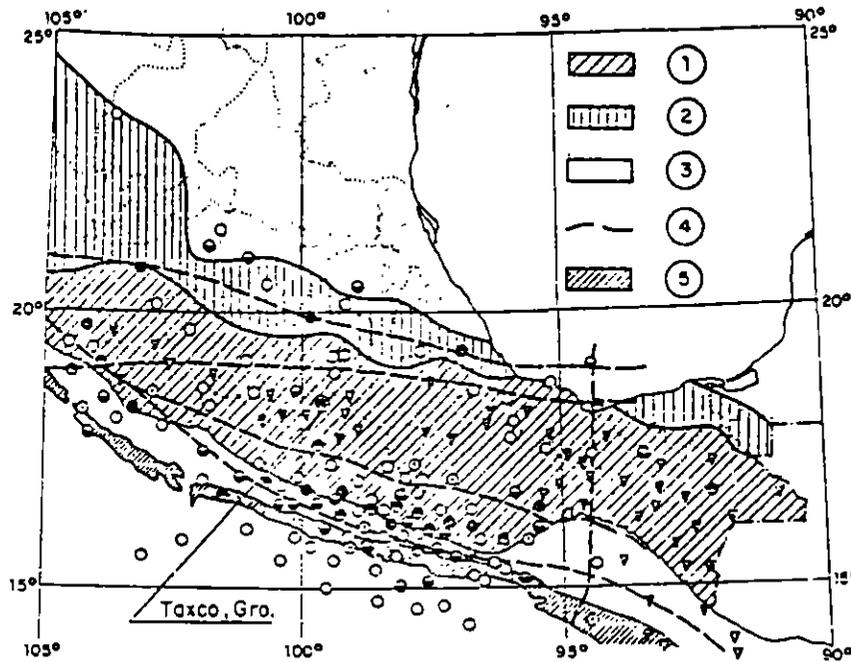
After processing the ores, the waste material must be disposed of. For this, the mining company will build several tailings dams. The total weight for disposal is approximately 14.4×10^6 t. to be processed over a period of 32.5 years.

The city of Taxco is located within the seismic zone of Mexico (Figueroa, 1959). The probability of occurrence of earthquakes of great magnitude is high. For this reason, a study of the seismic stability of the tailings dams to be constructed was undertaken.

At present the site of one dam only has been selected. It is denominated Dam F. With a height of 63 m and 3 : 1 exterior slopes, its expected life would be from 7 to 8 years. However, the maximum height and exterior slopes will be determined in the light of this study.

The specifications for the initial embankment have been established. It will consist of mine tailings with a maximum size of 25 cm, compacted

(*) *Calculs sismiques d'un barrage de stériles miniers.*



⑥		⑦	⑧
> 60 km	< 60 km		
▽	●	7.8 - 8.5	XI y XII
▽	◐	7.0 - 7.7	IX y X
▽	◑	6.0 - 7.0	VIII
▽	○	5.3 - 6.0	VII
▽	○	5.0	V y VI

Fig. 1

Localization of Taxco, Gro. Earthquakes near the site (After Figueroa, 1970).

- | | |
|---|--|
| (1) Seismic zone (frequent earthquakes). | (5) Mesoamerican trench. |
| (2) Penesismic zone. | (6) Focus depth. |
| (3) Aseismic zone (few or unknown earthquakes). | (7) Magnitude (Richter scale). |
| (4) Probable faults. | (8) Intensity (modified Mercalli scale). |

Localisation de Taxco, Gro. Tremblements de terre proches du site (d'après Figueroa, 1970).

- | | |
|---|--|
| (1) Zone sismique (tremblements de terre fréquents). | (4) Failles probables. |
| (2) Zone pénésismique. | (5) Fosse mésoaméricain. |
| (3) Zone asismique (tremblements de terre peu fréquents ou inconnus). | (6) Profondeur du foyer. |
| | (7) Magnitude (échelle de Richter). |
| | (8) Intensité (échelle Mercalli modifiée). |

in layers of 30 to 40 cm by 20 t tractor making a number of passes yet to be determined in a test embankment. Its height is 16 m with 2 : 1 outer slopes and a crest width of 4 m. The vegetal layer at the embankment site will be removed.

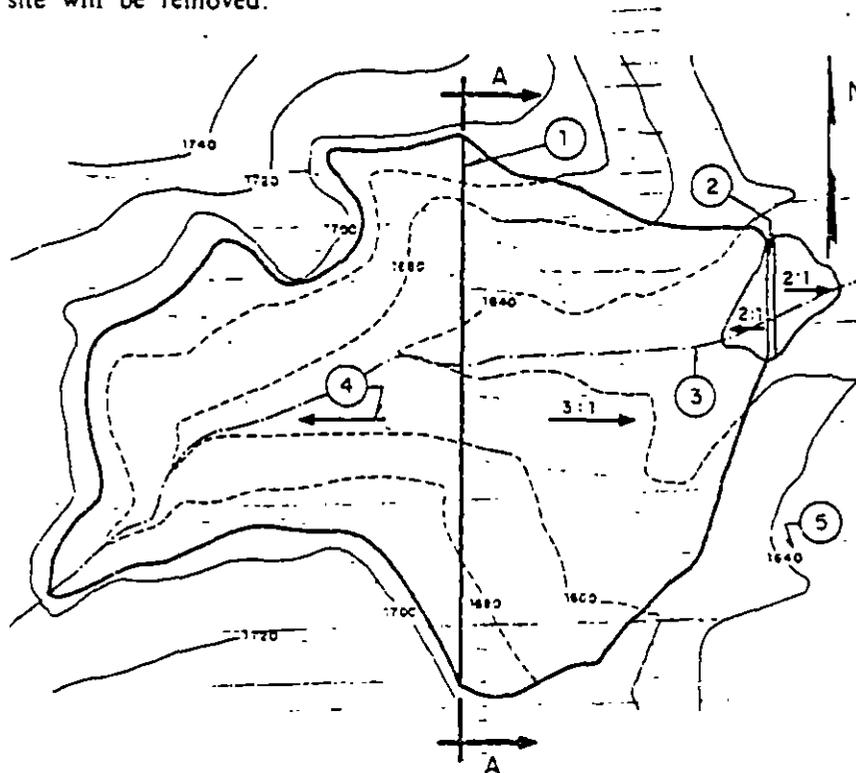


Fig. 2

Topography - F dam.

- | | |
|-------------------------|--|
| (1) Crest. | (4) Arrow indicates slope. |
| (2) Initial embankment. | (5) Elevation, metres above sea level. |
| (3) Cuivert. | |

Topographie. Barrage F.

- | | |
|---------------------------|--|
| (1) Crête. | (4) La flèche indique le talus. |
| (2) Terre-plein original. | (5) Élévation, mètres au-dessus du niveau de la mer. |
| (3) Conduit. | |

To formulate the design requirements such to ensure the safety of the dam under seismic conditions, Industrial Minera México, S.A. requested the collaboration of the Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.

In this paper, the preliminary results and the interpretation of experimental and analytical studies in progress, are presented.

Q. 44 - R. 11

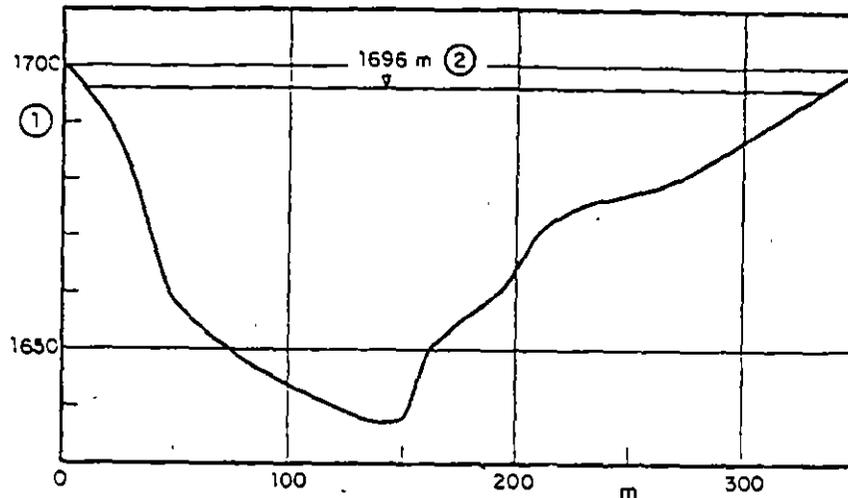


Fig. 3

Longitudinal section A-A of dam F at proposed axis.

(1) Elevation, metres above sea level. (2) Crest elevation.

Section longitudinale A-A du barrage F, le long de l'axe.

(1) Élévation, mètres au-dessus du niveau de la mer. (2) Élévation de la crête.

2. PURPOSE OF THE INVESTIGATION

The study undertaken by the Instituto de Ingenieria, U.N.A.M. is directed towards an evaluation of the liquefaction potential of the dam and to determine both maximum height and outer slopes. To accomplish this goal, the following phenomena will be studied :

a) The increase in pore pressure and the generation of large shear strains in materials of the dam, caused by shear stresses imposed by an earthquake. Such stresses could lead to a partial or total failure of the dam due to a decrease in shear strength. The analysis will compare the shear stresses due to an earthquake with the cyclic shear stresses necessary to raise the pore pressure to a value similar to the effective normal stress. Due account will be taken of the initial static shear stresses.

The main limitations of this procedure are : 1) The nonlinearity of the material. 2) stress redistribution due to changes in the shear modulus in some parts of the dam caused by an increase in pore pressure and 3) the difficulty of simulating in the laboratory strain conditions in the field.

b) Crest settlement due to the cyclic shear strains will be estimated by performing cyclic triaxial tests to observe the consolidation of the sample upon dissipation of the generated pore pressure.

The limitations of this procedure are : 1) Experimental conditions do not exactly reproduce the phenomena and 2) dissipation of pore pressure in the body of the dam may influence the state of stress, leading to unreliable computation.

c) Flow of the material due to loss of strength, induced either by an earthquake or a increase in the height of the dam. Casagrande (1971) describes several failures of this type.

Pseudo-static tests will be performed to obtain the critical void ratio of the material (e_c line, Castro, 1969).

It is very important to selected a " design " earthquake representative of the probable intensities in the zone. A seismic risk study was undertaken to determine maximum acceleration and velocity for different return periods.

3. GEOLOGY

Interstratified shales and limestones of the Mezcala Formation (upper Cretaceous), are found at the damsite.

The shales vary in thickness from few millimeters to four of five centimeters. No clay layers were detected between different shale strata. Generally calcium carbonate is encountered, which provides some cementation. Weathering is not very deep, reaching down to 20 to 40 cm.

The limestones lie in relatively thin layers. Their color ranges from gray to black. Their strength is much greater than that of the shales.

In the left abutment, there exists an instrutive body, which was exploited some time ago.

4. SEISMICITY

Unfortunately, there is no thorough study of fault activity near the site. It is believed that most of the earthquakes which have shaken the area originated at a depth of more than 60 km.

The site is located in a seismic zone characterized by frequent earthquakes (Figueroa, 1959). There exist several inferred faults relatively near the site, shown in Figure 1. The Mesoamerican trench is located about 250 km south of the site. It is interesting to note in Figure 1, that an inferred fault lies about 55 km from the dam, and that there is an earthquake ($7.8 < M < 8.5$) associated with this fault.

An study of the seismic risk (Esteva and Trigos, 1975) was undertaken to predict the maximum intensities at the site. The obtained values

Q. 44 - R. 11

were $A_{max} = 190 \text{ cm/s}^2$, $v_{max} = 26 \text{ cm/s}$ for a return period of 150 years. If a value of Ad/v^2 of 5 is assumed, the maximum displacement is then $D_{max} = 17.8 \text{ cm}$.

To obtain response spectra for the maximum intensities, the amplification factors suggested by Newmark (1973) were used. Results are presented in Figure 4.

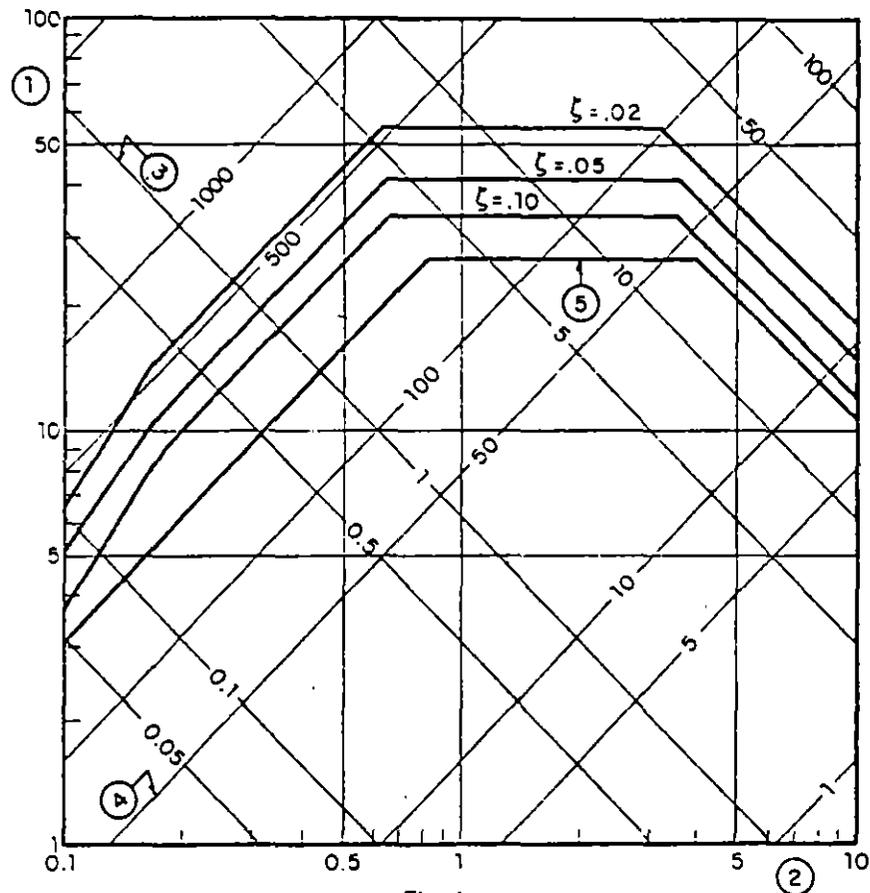


Fig. 4

Response spectra for the dam site ($T = 150$ years).

- | | |
|-----------------------|---|
| (1) Velocity, cm/s. | (4) Acceleration, cm/s^2 . |
| (2) Period, s. | (5) Maximum intensities of the probable earthquake. |
| (3) Displacement, cm. | |

Spectre de réponse pour le site du barrage ($T = 150$ ans).

- | | |
|------------------------------|--|
| (1) Vitesse, cm/s . | (4) Accélération, cm/s^2 . |
| (2) Période, s. | (5) Intensités maximales du tremblement de terre probable. |
| (3) Déplacement, cm. | |

Earthquakes were sought with a similar response spectra. For comparison, a damping value of $\zeta = 0.10$ was used. Three earthquakes were selected to perform the dynamic finite element analysis of the dam (Table 1). In Figure 5, the response spectra of each earthquake are presented. Thus far only one of the earthquakes, the Eureka earthquake, has been used and the results of the analysis are presented below.

5. MATERIALS

To obtain representative samples, Dam No. 4 constructed by the same method as planned for Dam F, was visited. Several remoulded samples and two "undisturbed" Shelby tube samples were extracted, the later from a depth of 2 to 3 m, about 80 m from the crest towards the reservoir.

In the remoulded samples, two different soil could be distinguished, one of coarse and the other of fine particles. In Tables 2 and 3 some index properties of these materials are presented.

The coarse fraction is separated from the bulk material by means of several cyclones, and is deposited towards the outer face of the dam. The fines are placed similarly to an hydraulic fill, and flows towards the reservoir down a gentle slope.

The samples of coarse material M 1 to M 4 were taken from the outer slope at different heights. Samples M 5, M 5' and M 6 were located in the reservoir side about 14 and 31 m from the crest, respectively. They were obtained from the floor of a small test pit. Some stratification was observed, mainly in samples M 5, M 5' and M 6. Although the relative density in this case is of little value, it gives some idea of material compaction. Table 2 shows the results of such determinations *in situ*.

Samples ML-1 to ML-3 were obtained at about 80 m from the crest towards the reservoir. They were taken by hand at the surface in places where only fines could be seen. Generally, the fines were found in lenses of small thickness.

Two or three borings in Dam No. 4 will be drilled to provide a better idea of the distribution and degree of consolidation of materials.

6. TEST PROGRAM AND RESULTS

Both types of materials (coarse and fine) were included in the testing program, which consisted of three types of test : torsion resonant colum, cyclic triaxial and pseudo-static triaxial (drained and undrained). Specimens of the coarse material with several initial relative densities will be tested.

At this time, the testing program is incomplete. The results thus far obtained are presented in the following paragraphs.

TABLE I

Earthquakes for a dynamic finite element method analysis.
 (From the California Institute of Technology, 1972-1973.)
Séismes considérés pour l'analyse par la méthode des éléments finis.
 (Source : California Institute of Technology, 1972-1973.)

Earthquake <i>Séismes</i>	Date <i>Date</i>	Registered at <i>Enregistré à</i>	Component <i>Direction</i>	A_{max} cm/s ²	v_{max} cm/s	Magnitude <i>Magnitude</i>	Maximum intensity <i>Intensité maximum</i>
Western Washington	April 13, 1949	Olimpia Washington Highway Test Laboratory	S 04 E	161.6	21.4	7.1	VIII
Eureka	December 21, 1954	Eureka Federal Building	N 11 W	171.6		—	
San Fernando	February 9, 1971	Castaic Old Ridge Route, Cal.	N 69 W	265.4	27.2	6.6	XI

TABLE 2
Index properties of the coarse material.
Propriétés des matériaux les plus grossiers.

Sample Échantillon	w_n	γ_{dn}	γ_{dmax}	d_{max}	s_n	e_n	e_{min}	e_{max}	C_r	C_u	C_c	% F	d_{50}	d_{max}
M-1	4.22	1,776	1,988	1,575	3.10	0.745	0.56	0.97	54.9	2.5	0.96	13	0.16	0.5
M-2	4.5	1,760 1,988 (?)	1,882	1,479	3.39	0.92 0.705 (?)	0.80	1.29	75.8 119 (?)	4.1	0.79	8	0.27	1
M-3	5.45	1,699	1,860	1,425	3.10	0.825	0.66	1.16	47.0	4.1	0.83	12	0.22	0.8
M-4	5.65	1,646	1,834	1,415	3.17	0.926	0.73	1.24	61.6	3.7	0.93	12	0.21	0.6
M-5	3.15	1,917	2,123	1,690	3.40	0.774	0.60	1.01	57.6	3.9	0.83	4	0.31	≈ 4
M-5'	3.53		2,083	1,661	3.28		0.57	0.97		4.4	1.11	6	0.33	≈
M-6	3.84		1,935	1,535	3.16		0.63	1.06		4.2	0.94	7	0.29	1

w_n : Natural water content. <i>Teneur en eau naturelle.</i>	e_{max} : Maximum void ratio. <i>Indice des vides maximum.</i>
γ_{dn} : Natural dry volumetric weight (kg/m ³). <i>Poids volumique sec naturel (kg/m³).</i>	C_r : Relative density, percent. <i>Densité relative, en pourcentage.</i>
γ_{dmax} : Maximum dry volumetric weight (kg/m ³). <i>Poids volumique sec maximum (kg/m³).</i>	C_u : Uniformity coefficient. <i>Coefficient d'uniformité.</i>
γ_{dmin} : Minimum dry volumetric weight (kg/m ³). <i>Poids volumique sec minimum (kg/m³).</i>	C_c : Coefficient of curvature. <i>Coefficient de courbure.</i>
s_n : Specific gravity. <i>Densité des solides.</i>	% F : Percent of fines. <i>Pourcentage de fines.</i>
e_n : Natural void ratio. <i>Indice des vides naturel.</i>	d_{max} : Maximum particle size (mm). <i>Dimension maximum des particules (mm).</i>
e_{min} : Minimum void ratio. <i>Indice des vides minimum.</i>	d_{50} : Size greater than 50 % of all the material, en weight. <i>Ouverture du tamis au travers duquel passe 50 % du poids des grains.</i>

Q. 44 - R. 11

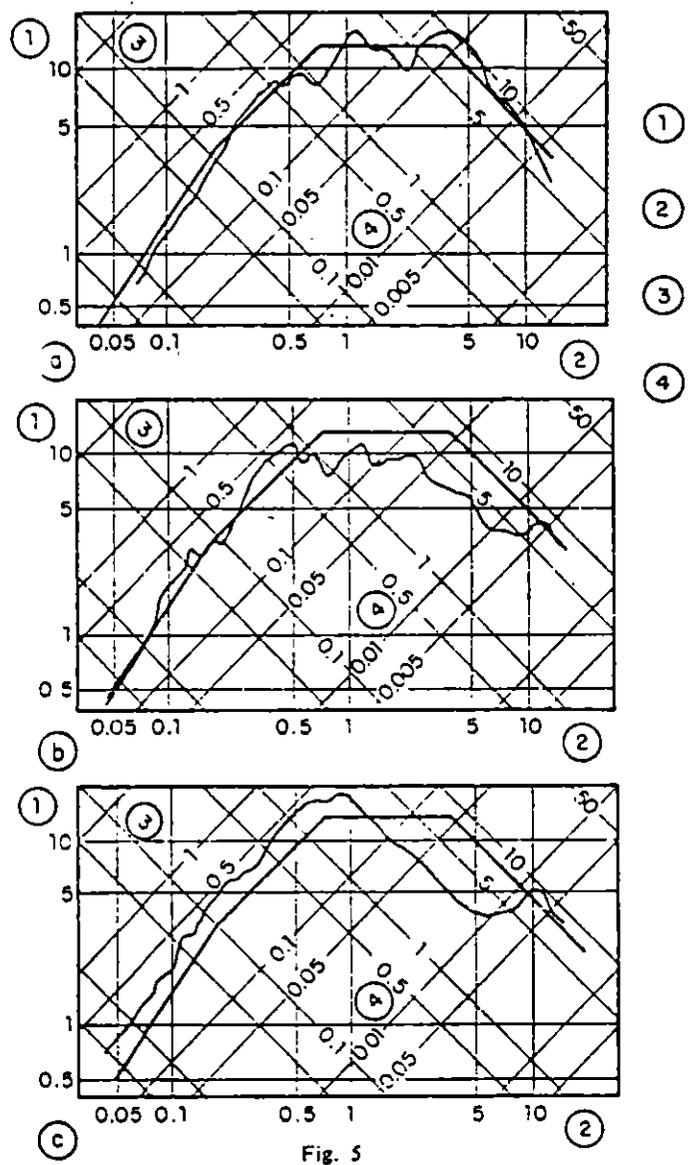


Fig. 5

Response spectra of several earthquakes.

- (a) Eureka earthquake, Eureka Federal Building, comp. N 11 W, $\zeta = 0.10$. Old Ridge, Cal., comp. N 69 W, $\zeta = 0.10$.
 - (b) Western Washington earthquake, Highway. Test laboratory, comp. S 04 E, $\zeta = 0.10$.
 - (c) San Fernando earthquake, Castaic
- (1) Velocity, cm/s.
 - (2) Period, s.
 - (3) Displacement, cm.
 - (4) Acceleration, cm/s².

TABLE 3
Index properties of the fines.
Limites d'Atterberg des fines.

Sample <i>Echantillon</i>	S_e	w_n	LL	LP	IP	Classification S.U.C.S.
ML-1	2.90 2.93	46	36	27	9	ML
ML-2	2.92 2.93	57	35	27	8	ML
ML-3	2.85 2.87	75	45	34	11	ML

LL : Liquid limit, percent.
Limite de liquidité, en pourcentage.
LP : Plastic limit, percent.
Limite de plasticité, en pourcentage.
IP : Plasticity index, percent.
Indice de plasticité, en pourcentage.

6.1. PSEUDO-STATIC TRIAXIAL TESTS.

Only undrained tests on sample M 2 of the coarse material have been performed; results of these tests are presented in Figures 6 and 7. Series A, B and C correspond to specimens prepared in a very loose, medium and compact state, respectively. All tests were strain controlled, with a displacement velocity of 9.4 mm/h. Pore pressure was measured with a Statham transducer located at the base of the sample.

Figure 8 shows the stress paths of all tests. The friction angle developed at the terminal points of tests A 1, A 1 R, A 2, A 3 and B 1 R, which exhibited a decrease of strength, is about 35°. The stress paths for tests B 1 and C 1 reveal an increase of strength due to a decrease in pore pressure, and the friction angles developed is about 39° and 40°, respectively.

Fig. 5

Spectre de réponse de plusieurs séismes.

- | | |
|--|---------------------------------------|
| (a) Tremblement de terre Eureka. | (1) Vitesse, cm/s. |
| (b) Tremblement de terre Western Washington. | (2) Période, s. |
| (c) Tremblement de terre San Fernando. | (3) Déplacement, cm. |
| | (4) Accélération, cm/s ² . |

Q. 44 - R. 11

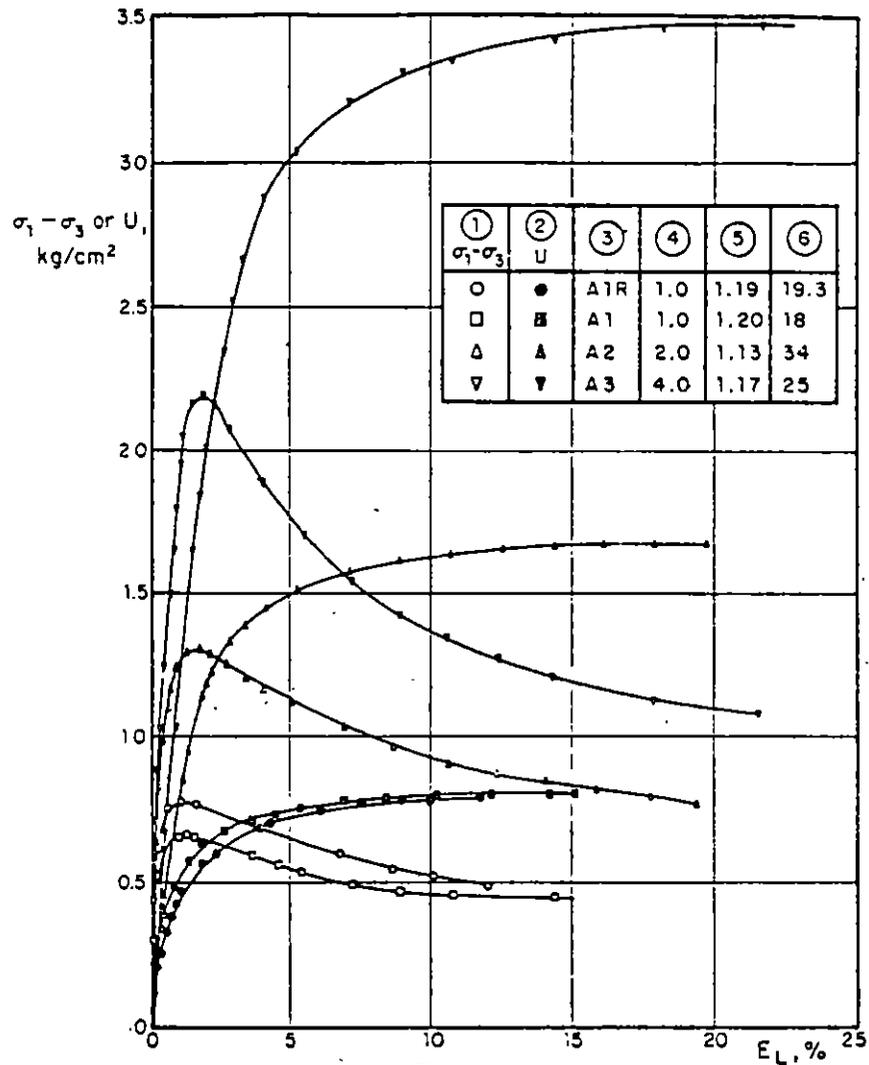


Fig. 6

Deviator stress and pore pressure versus axial strain.
Tests A 1 R, A 1, A 2 and A 3. Sample 2.

- (1) Deviator stress.
- (2) Pore pressure.
- (3) Test.
- (4) Confining pressure.
- (5) Void ratio.
- (6) Relative density.

*Déviateur et pression interstitielle en fonction de la déformation axiale.
Essais A 1 R, A 1, A 2 et A 3. Échantillon 2.*

- (1) Déviateur.
- (2) Pression interstitielle.
- (3) Essai.
- (4) Pression latérale.
- (5) Indice des vides.
- (6) Densité relative.

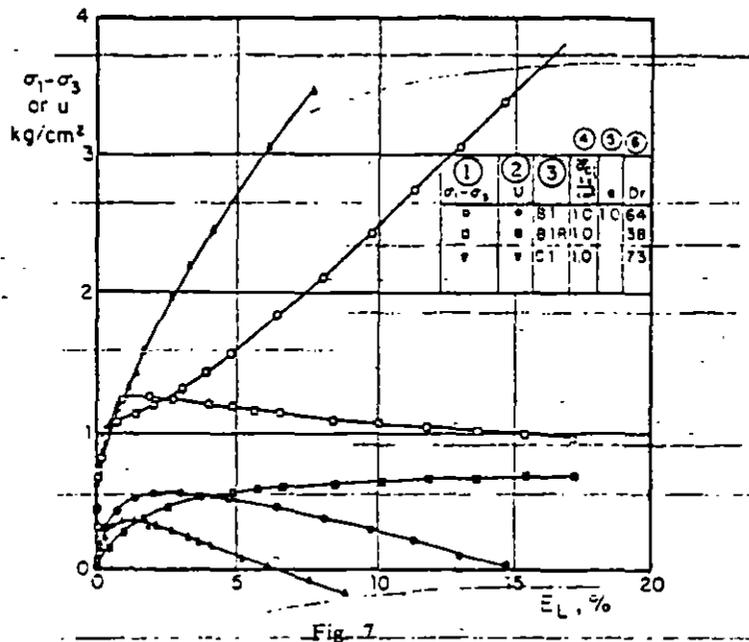


Fig. 7
Deviator stress and pore pressure versus axial strain.
Tests B 1, B 1 R and C 1. Sample 2.

- (1) Deviator stress. (4) Confining pressure.
 (2) Pore pressure. (5) Void ratio.
 (3) Test. (6) Relative density.

*Déviateur et pression interstitielle, en fonction de la déformation axiale.
 Essais B 1, B 1 R et C 1. Échantillon 2.*

- (1) Déviateur. (4) Pression latérale.
 (2) Pression interstitielle. (5) Indice des vides.
 (3) Essai. (6) Densité relative.

6.2. CYCLIC TRIAXIAL TESTS.

Only undrained tests have been carried out on sample 2 of the coarse material; Figure 9 shows the results obtained. The ratio of cyclic deviator stress over twice the effective initial confining pressure ($\sigma_{de}/2\sigma_c$) is plotted versus the number of cycles (N) required to reach liquefaction. (Liquefaction is understood to be reached when the pore pressure is equal to the value of the effective confining pressure.) These results will be compared to the shear stresses imposed by an earthquake. These tests were performed after the specimens had been isotropically consolidated. Similar tests will be run with specimens anisotropically consolidated, to take into account the effect of the initial shear stresses upon the behaviour of this material.

Q. 44 - R. 11

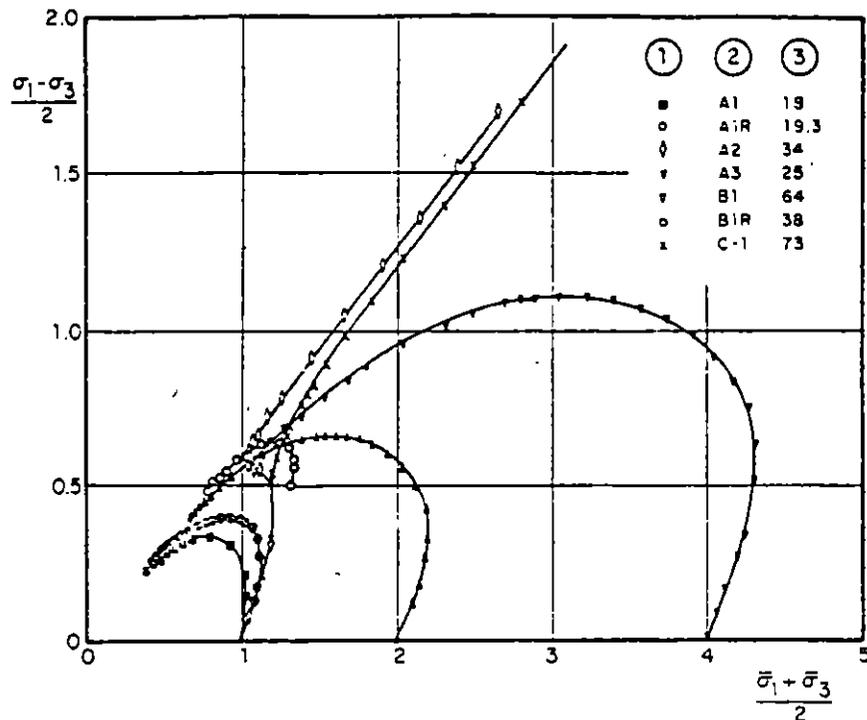


Fig. 8

Stress paths of all performed tests. Sample 2.

(1) Symbol.
(2) Test.

(3) Relative density.

Trajectoires de contraintes de tous les essais. Échantillon 2.(1) Symbole.
(2) Essai.

(3) Densité relative.

6.3. TORSION RESONANT COLUMN TESTS.

One test have been performed on sample M 2. A hollow specimen having outside and inside diameters of 5.0 and 3.6 cm respectively, was tested. The initial relative density was about 30 %.

In Figures 10 and 11, the shear modulus (G) and damping relative to the critical (D) is plotted versus the average shear strain of the specimen (γ). These results have been studied in an analysis using the dynamic finite element method.

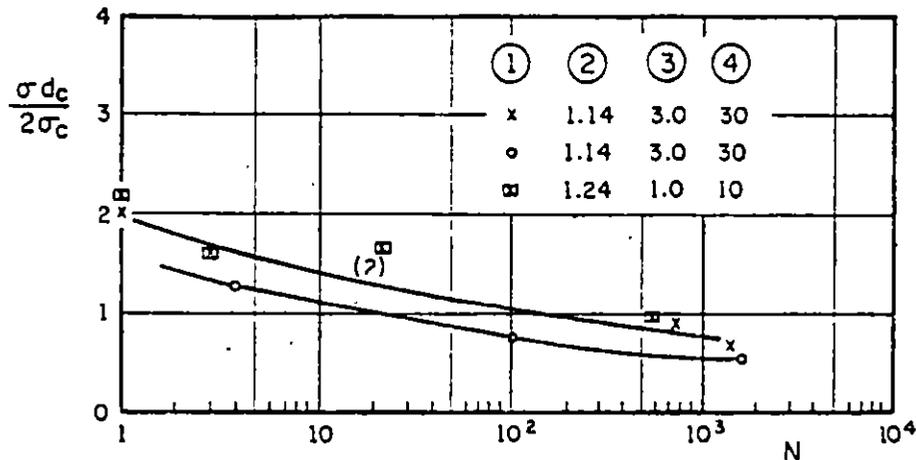


Fig. 9

Number of stress cycles to reach liquefaction. Sample 2.

- (1) Symbol. (3) Confining pressure.
 (2) Void ratio. (4) Relative density.

Nombre de cycles de charge nécessaires pour liquéfier le matériau. Échantillon 2.

- (1) Symbole. (3) Pression latérale.
 (2) Indice des vides. (4) Densité relative.

7. STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS

Several geometries of Dam F will be analyzed. Here, the results, of assuming a height of 60 m and 3 : 1 outer slope, are presented.

In order to obtain an idea of the initial static state of stress, a static analysis of the dam was run. Figure 12 shows the distribution of finite elements. Four different types of materials can be distinguished. Material 1, which corresponds to mine tailings used for the initial embankment; material 2, a shell of coarse soil 45 m in width; material 3, a zone of transition, 55 m wide, composed of both types of soil, coarse and fine, and Material 4, essentially made of fines.

The results are presented in Figures 13 and 14, plotting the initial shear stress and initial ratio of shear against vertical effective stresses at two elevations.

To evaluate the dynamic response of the dam, three earthquakes will be used. At present, only the analysis using the Eureka earthquake has been performed. The dynamic properties for material 2, were those

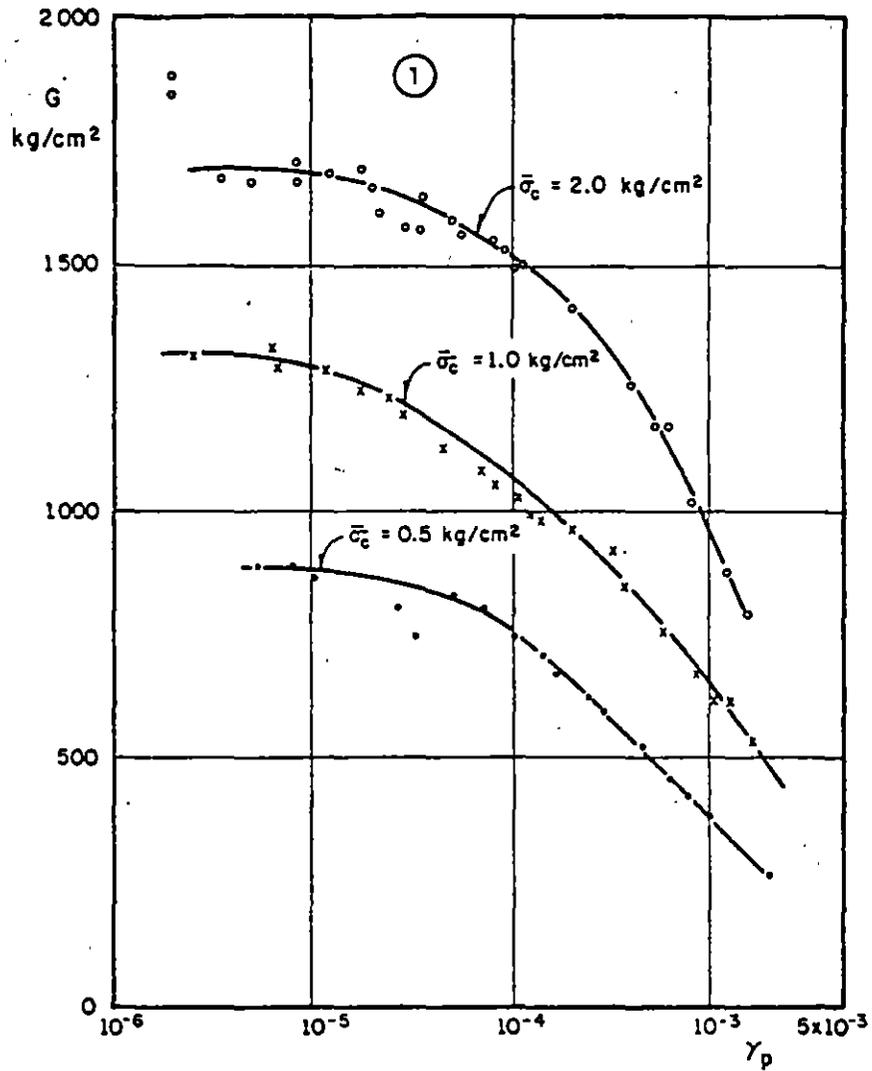


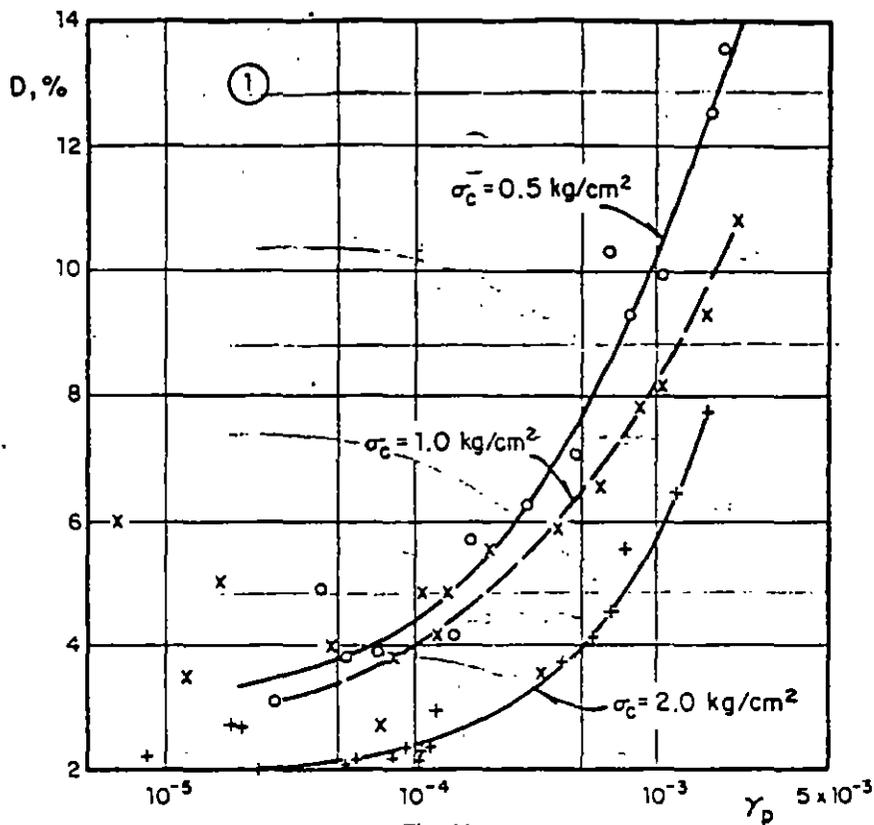
Fig. 10

Shear modulus, G , versus average shear strain, γ_p .

(1) Initial relative density, 30 %.

Module de rigidité, G , en fonction de la déformation angulaire, γ_p .

(1) *Densité relative initiale, 30 %.*



Damping versus shear strain. Sample 2.

(1) Initial relative density, 30 %.

Amortissement en fonction de la déformation angulaire. Échantillon 2.

(1) Densité relative initiale, 30 %.

derived from torsion resonant column tests. For material 4, Formula 1. was applied.

$$G = \frac{1,250 (2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma_m)^{1/2}, \quad [1]$$

where :

G : shear modulus, psi;

e : void ratio;

σ_m : effective octahedral normal stress, psi.

For material 3, values between those of material 2 and 4 were adopted.

①	②	③	④	⑤
1	35, 36	3 120	0.30	2.0
2	37-48	2 730	0.30	2.0
3	22-29	3 080	0.40	2.0
4	1-7 10-19	2 320	0.45	1.95
3	30-34	1 960	0.40	2.0
4	9, 20	1 280	0.48	1.95
4	21	710	0.48	1.95
4	8	2 320	0.40	1.95

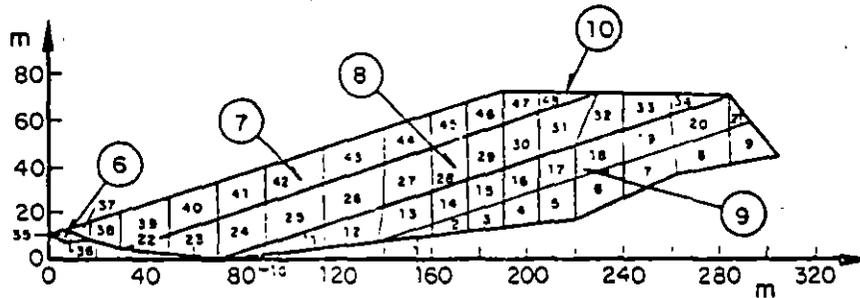


Fig. 12

Element distribution in F dam.

- | | |
|--|-----------------------|
| (1) Material. | (6) Material 1. |
| (2) Element number. | (7) Material 2. |
| (3) Shear modulus, G, kg/cm ² . | (8) Material 3. |
| (4) Poisson ratio. | (9) Material 4. |
| (5) Volumetric weight. | (10) Crest elevation. |

Distribution des éléments pour le barrage F.

- | | |
|---|-----------------------------|
| (1) Matériau. | (6) Matériau 1. |
| (2) Numéro de l'élément. | (7) Matériau 2. |
| (3) Module de rigidité, G, kg/cm ² . | (8) Matériau 3. |
| (4) Relation de Poisson. | (9) Matériau 4. |
| (5) Poids spécifique. | (10) Élévation de la crête. |

For material 1 it was assumed that $G = 3,120 \text{ kg/cm}^2$. Figure 12 shows the properties used in the analysis.

The shear stresses induced by earthquake 1 (Eureka) in several ele-

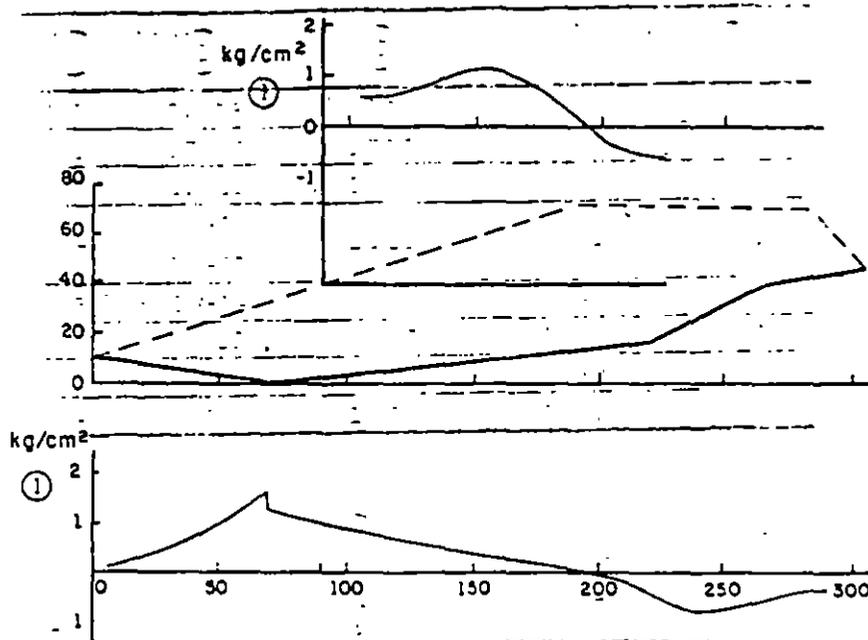


Fig. 13.

Initial static shear stresses at two elevations in F dam.

(1) Horizontal static shear stress.

Cisaillements initiaux à deux élévations différentes pour le barrage F.

(1) *Contrainte de cisaillement horizontale statique.*

ments of the dam, are presented in Figure 15. These have been converted to an equivalent number of stresses (60% of maximum) in each element, at two elevations in the dam (Fig. 16). A comparison with the necessary cyclic shear stresses to produce liquefaction will be carried out when the testing program is available.

8. PRELIMINAR INTERPRETATION

A critical void ratio line (e_r line) has been partially established by pseudo-static, undrained triaxial tests in loose specimens. Figure 17 shows that line and all triaxial tests performed with the coarse material. The results of consolidation tests on two specimens with initial relative densities of 40 and 60% are also presented for comparison.

Materials whose state (void ratio and effective confining pressure)

Q. 44 - R. 11

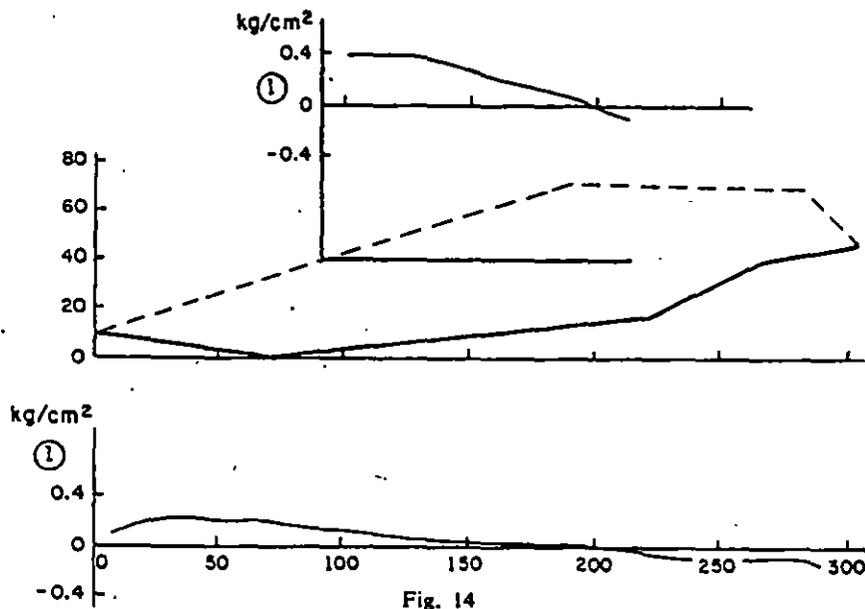


Fig. 14

Initial static ratio of shear to vertical effective stresses at two elevations in F dam.

(1) Horizontal shear stress over vertical normal stress.

Relation initiale entre le cisaillement et la contrainte normale verticale à deux élévations différentes pour le barrage F.

(1) *Relation entre le cisaillement horizontal et la contrainte normale verticale.*

is to the right of the e_r line may possible undergo a loss of strength due to a sudden increase of stresses. To avoid this the coarse material should be compacted so as to obtain a minimum relative density of about 70% (Fig.17). However, this should not be interpreted as a minimum relative density requirement for this material and more analysis are needed to reach a conclusion.

On the other hand, the results of static and dynamic analysis suggest that the zone of the dam most subject to earthquake stresses is that composed of fines. Cyclic triaxial tests on this material will be performed to analyze its behaviour.

It is important to establish water flow conditions in the dam to determine which zones may be saturated. Probably, the lower part of the coarse and transition zones will be saturated. Kealy and Busch (1971) presented an interesting study of seepage characteristics of tailings dams.

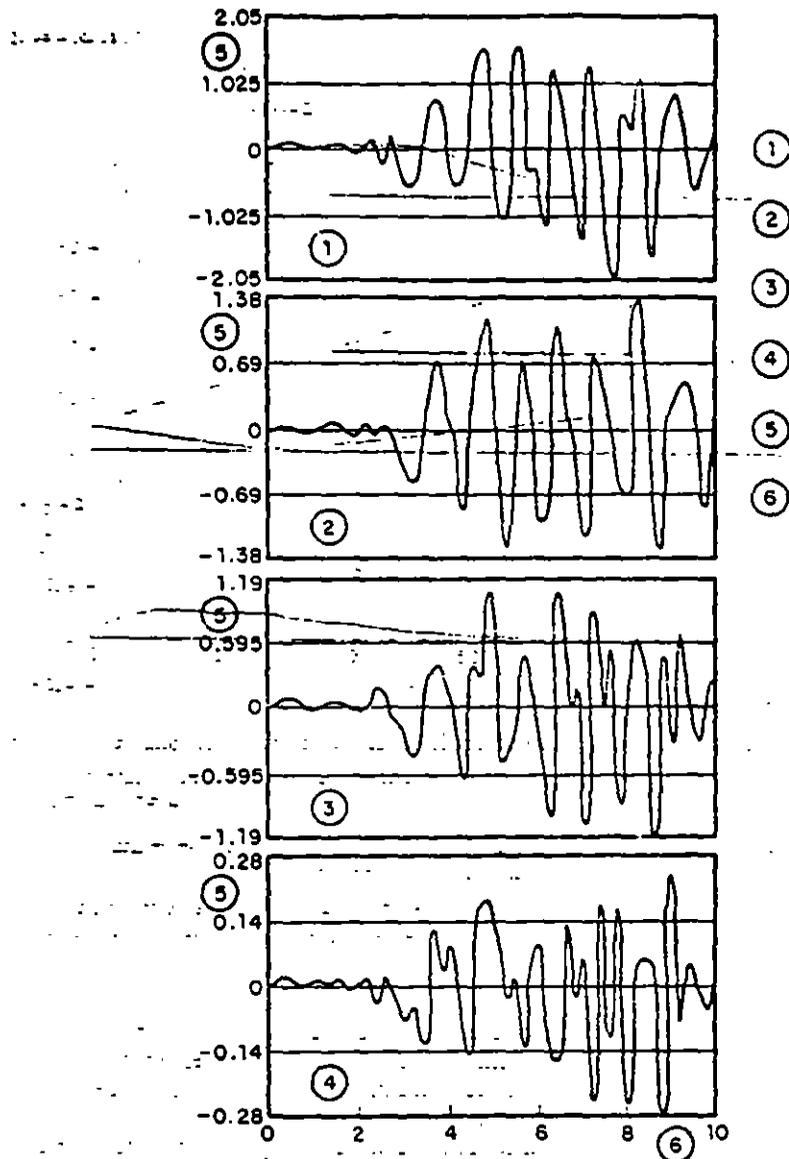


Fig. 15

Shear stresses in several elements of the dam. Eureka earthquake.

- | | |
|-----------------|--|
| (1) Element 1. | (4) Element 36. |
| (2) Element 11. | (5) Shear stress, kg/cm ² . |
| (3) Element 23. | (6) Time, s. |

Cisaillements de divers éléments du barrage. Tremblement de terre Eureka.

- | | |
|-----------------|--|
| (1) Élément 1. | (4) Élément 36. |
| (2) Élément 11. | (5) Cisaillement, kg/cm ² . |
| (3) Élément 23. | (6) Temps, s. |

Q. 44 - R. 11

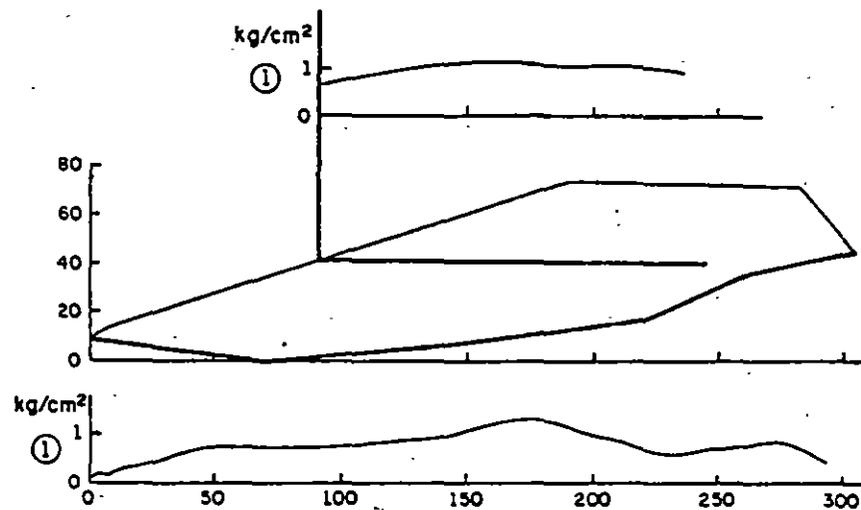


Fig. 16

Equivalent stress cycles at two elevations in the dam. Eureka earthquake.

(1) Equivalent shear stress, τ_e . Seven cycles.

*Nombre de cycles de charge équivalents pour deux élévations dans le corps du barrage.
Tremblement de terre Eureka.*

(1) *Cisaillement équivalent, τ_e . Sept cycles.*

9. CONCLUSIONS

From the results presented above, no definitive conclusions can be reached. However, it is important that, in the light of pseudo-static tests, the coarse material should have a relative density of about 70 % to prevent a loss of strength. More analysis are needed with other geometries, height and outer slopes.

The results of the exploration currently under way in dam No. 4 will help to establish more precisely the distribution of materials and strength *in situ*.

ACKNOWLEDGEMENTS

Industrial Minera México, S.A., has kindly given permission to publish this article. Professor R. J. Marsal revised the original manuscript. A. Jaime and R. Magaña collaborated in this study, performing the cyclic triaxial tests and the analysis with the finite element method, respectively. The study of seismic risk was carried out by L. Esteva and J. L. Trigos.

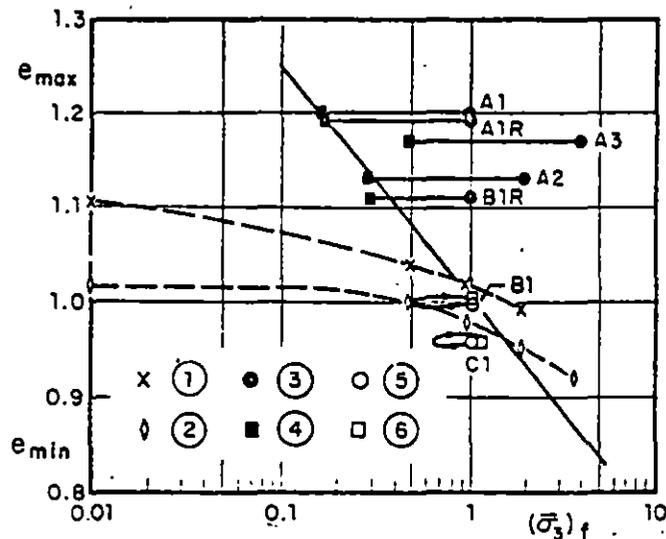


Fig. 17

Critical void ratio line (e_r line) of coarse material.

- | | |
|--|---|
| (1) Consolidation test, $D_{r,1} = 40\%$. | (4) Final state, contractive specimens. |
| (2) Consolidation test, $D_{r,1} = 60\%$. | (5) Initial state, dilative specimens. |
| (3) Initial state, contractive specimens. | (6) Final state, dilative specimens. |

Courbe d'indice des vides critique (ligne e_r) du matériau grossier.

- | | |
|---|---|
| (1) Essai de consolidation, $D_{r,1} = 40\%$. | (4) État final, spécimens qui se contractent. |
| (2) Essai de consolidation, $D_{r,1} = 60\%$. | (5) État initial, spécimens dilatants. |
| (3) État initial, spécimens qui se contractent. | (6) État final, spécimens dilatants. |

REFERENCES

- [1] California Institute of Technology. — "Analysis of strong motion earthquake accelerograms", Vol. III., Response spectra, EERL-73-80, EERL-72-80, EERL-73-82.
- [2] CASAGRANDE A. — "On liquefaction phenomena". Report of lecture. P. A. GREEN and P. A. S. FERGUSON. *Geotechnique*, 1971, Vol. XXI, pp. 197-202.
- [3] L. ESTEVA M. and J. L. TRIGOS S. — Personal communication, 1975.
- [4] J. FIGUEROA A. — "Carta sísmica de la República Mexicana", *Anales del Instituto de Geofísica*, Vol. 5, 1959, México.
- [5] J. FIGUEROA A. — "Catálogo de sismos ocurridos en la República Mexicana", Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. Report No. 272, August 1970, México.

Q. 44 - R. 11

- [6] C. D. KEALY and R. A. BUSCH. — " Determining seepage characteristics of mill-tailings dams by the finite-element method " (Washington), U. S. Dept. of the Interior, Bureau of Mines 1971. U. S. Bureau of Mines. Report of investigations 7477.
- [7] N. M. NEWMARK. — " A study of vertical and horizontal earthquake spectra ", Directorate of Licensing United States Atomic Energy Commission, April 1973.

SUMMARY

The results of a preliminary investigation into the seismic stability of a tailings dam are presented. The study includes an estimate of the seismic risk in the area, and account of cyclic and pseudo static triaxial tests on " representative " materials, consolidation tests and a dynamic finite element method analysis of the dam. The main effort of this investigation is directed to the evaluation of the liquefaction potential of the dam and to establish some important specifications for the project. such as maximum height, exterior slopes and minimum requirements for compaction of the materials.

RÉSUMÉ

Le rapport présente les résultats d'une recherche sur la stabilité face aux séismes d'un barrage de stériles miniers, qui couvre les aspects suivants du problème : risque sismique local, essais triaxiaux cycliques et pseudo statiques sur matériaux représentatifs, essais de consolidation et analyse dynamique du barrage par la méthode des éléments finis. Les buts principaux de cette recherche sont l'évaluation de la susceptibilité à se liquéfier des matériaux constitutifs du barrage et l'établissement de normes pour le projet telles que : hauteur maximum, pente des talus et compactage minimal des matériaux.

Q. 44

J. L. LEON TORRES (Mexico)

I want to present the results of some studies which have been carried out at the Instituto de Ingeniería on the seismic stability of tailings dams. The research was sponsored by Industrial Minera México, S.A.

First, in the next three slides we see the results of three borings executed in a tailings dam 60 m high, located near Taxco. This dam has been built by the upstream method, and was started about 14 years ago. It is interesting to note that no phreatic line was observed in the exploratory borings. If more time would have been allowed for observation, perhaps the phreatic line could have been observed. This agrees well with observations made by Kealy and Busch (1971) at Van Stone Tailings Pond Embankment. Other interesting result is the presence of slimes under the inclined free face of the dam as can be seen in Figure 3. Its number of blows of the standard pene-

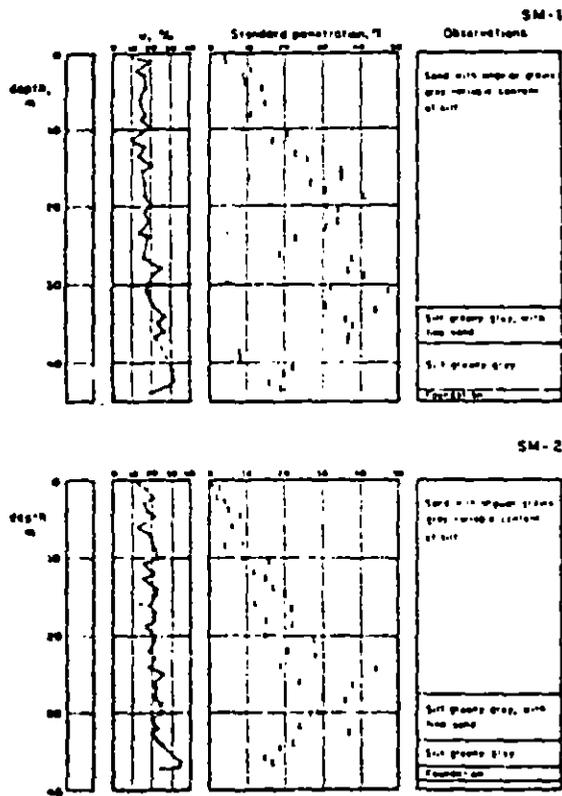


Fig. 1
Borings SM-1 and SM-2

tration test range between 31 and 47. These values are greater than those observed at the same material in borings SM-1 and SM-2, the difference being due, probably, to a different degree of consolidation.

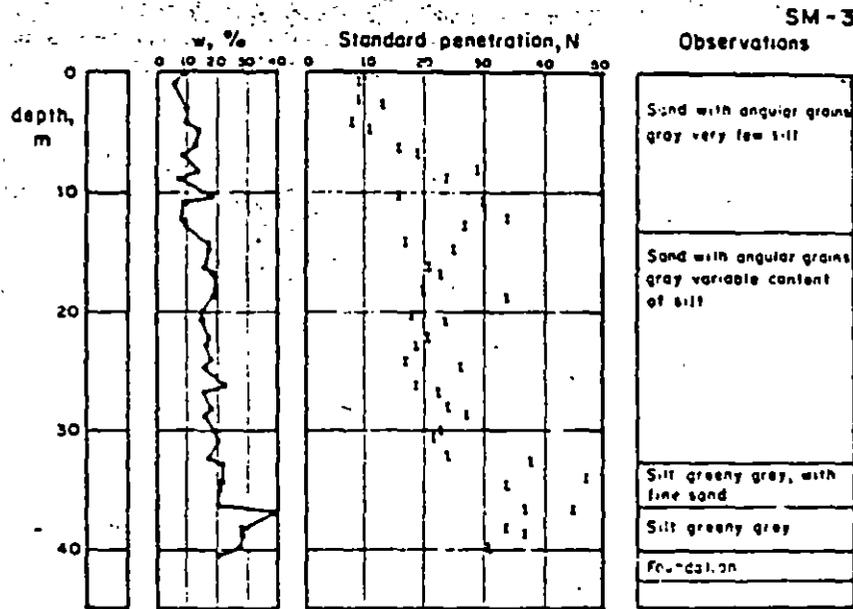


Fig. 2
Boring SM-3

Notes:

Numbers in each strata are the observed variation of the number of blows of the standard penetration test

- (1) Water is at 100-150 m from the crest
- (2) Sand with variable proportion of silt
- (3) Between 38.0 and 39.5 m, a silt layer was found, with $f_{cl} = 8$

Symbols:

- S - Sand
- Si - Silt (finer than 200 sieve)

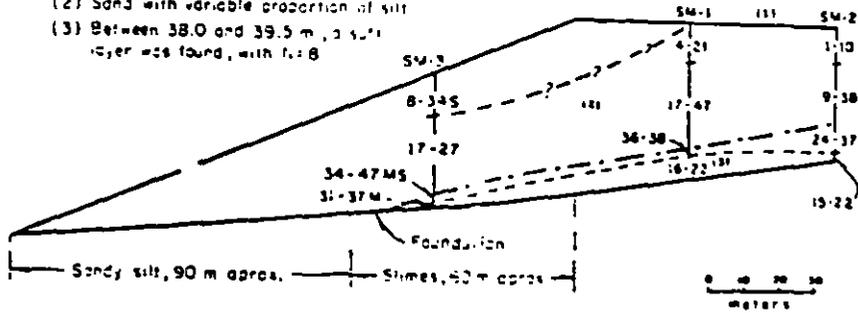


Fig. 3

Stratigraphy at tailings Jam N° 4 - Taxco, Gro.

Second, some tests were performed with materials taken at the tailings dam, sand and slimes. Most of the results have been presented in a paper to this Congress. In Figure 4, the coefficient of consolidation, c_v , obtained from one dimensional and uniform compression tests on the slimes can be seen. These data were used in the calculation of its minimum degree of consolidation, U . In table 1, the results of such a computation are presented; here the thickness of the consolidating strata were assumed to be those found in the explorations.

It is interesting to note that a greater degree of consolidation is calculated for points downstream from the crest. This result is qualitatively similar to that obtained from the exploratory borings. For a calculation of the stability of the dam, either static or dynamic, the degree of consolidation and strength of the slimes should be known.

Third, if the granular material downstream from the crest is not saturated, then no liquefaction could be expected due to an earthquake. In that case deformations are the determining factor in design. If the angle of internal friction Φ is 34° , the seismic coefficient, k is 0.35 and the particle velocity is 40 cm/s, then permanent displacements of 2.4 cm results for a dam with an outer slope 2.5 : 1 (21.8°) applying the Newmark criteria, (Newmark, 1965).

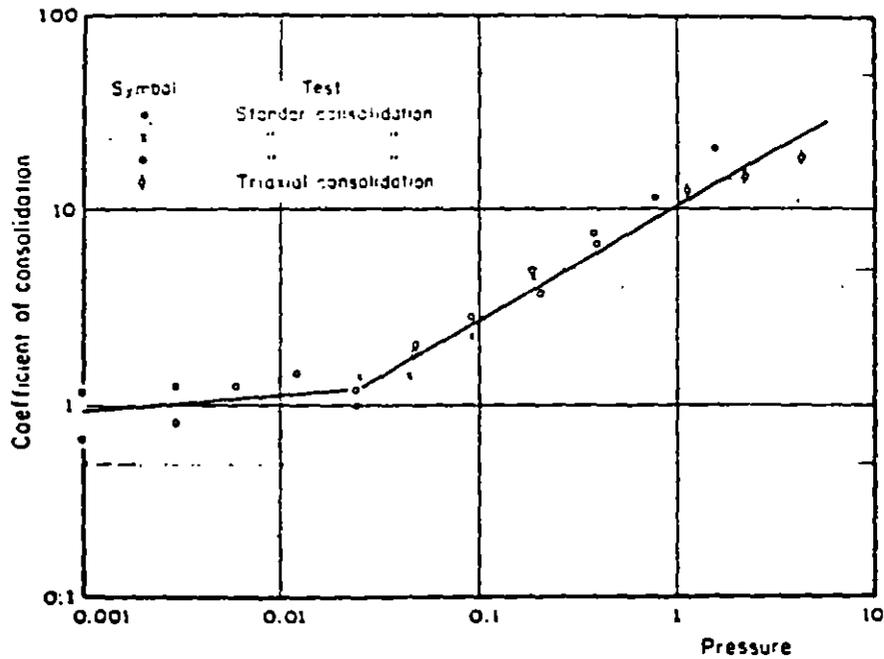


Fig. 4

Coefficient of consolidation versus pressure, obtained in slimes

Fourth, a stability analysis was made of a dam 70 m high with a foundation constituted of shale and limestone (Mezcala formation). The wedge method of analysis was used as shown in Figures 5 and 6. The following hypothesis were made :

— The contact between the block and the natural surface is made of slimes which, due to an earthquake, can lose some part of its strength.

TABLE 1 Degree of consolidation, U, at different points in Figure 5 at 1000 days

Point	U (%) $c_v = 86.4 \text{ cm}^2/\text{day}$	U (%) $c_v = 250 \text{ cm}^2/\text{day}$	Thickness of consolidating strata, m
A (lower part of boring SM-1)	49	98	1.5
B (lower part of boring SM-2)	15	35	8.0
C (down from the crest)	24.5	46	6.0

$$1 \text{ cm}^2/\text{day} = 86.4 \times 10^3 \text{ cm}^2/\text{seg}$$

Notes:

- Only vertical movement of water has been considered
- The upper and lower boundaries are totally permeable and impermeable respectively
- The velocity of increase of dam height is supposed to be 1.3 cm/day
- Point A has been without a vertical stress increase, during 1000 days.

Fig. 5

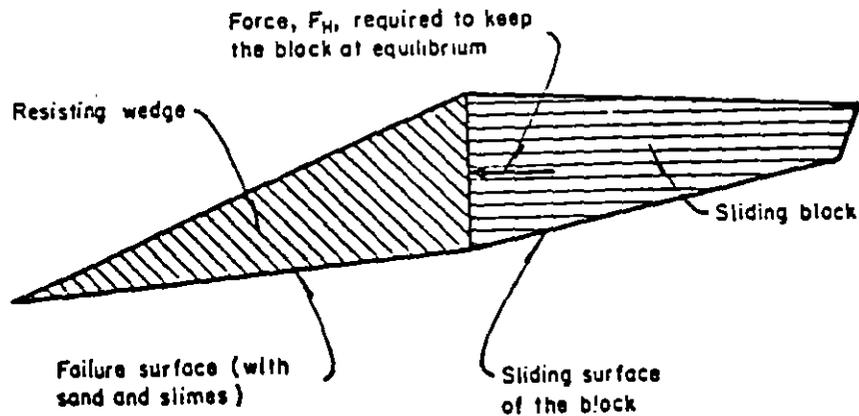


Fig. 6

A failure mechanism

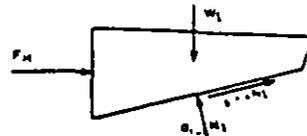
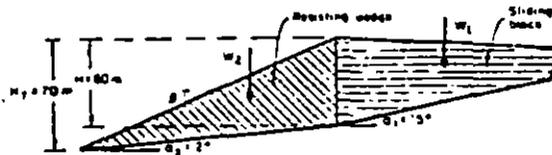
Furthermore, the degree of consolidation of that material may be low. The factor $x = p_1 \cdot U_1 \cdot (s_u/\sigma_v)$ is the ratio between the resistance and the normal reaction, N . The values p_1 (ratio between the strength after and before an earthquake) = 0.4, $U_1 = 0.25$ and (s_u/σ_v) (ratio between the undrained strength in a horizontal plane to the effective vertical stress acting on it) = 0.51 were used.

— The contact between the resisting wedge and the natural surface is made of sands and slimes, occupying the slimes a proportion, L_2/L , of the total contact length. The resistance force, S , which can be developed at the contact is equal to the sum of that due to sands and slimes, then :

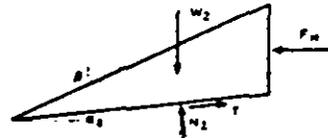
$$S = x_1 \tan \Phi + x_2 \cdot p_2 U_2 (s_u/\sigma_v) W_2$$

were : $x_1 + x_2 = 1$; $x_2 = (2 - L_2/L) \cdot (L_2/L)$

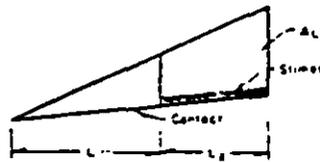
$$\Phi = 34^\circ; \quad U_2 = 1; \quad p_2 = 0.8; \quad (s_u/\sigma_v) = 0.51$$



Forces acting on the sliding block



Forces acting on the resisting wedge



Weight acting on the slimes ($= A_s \cdot \gamma$)

Fig. 7

Analysis of forces in the failure mechanism of a tailings

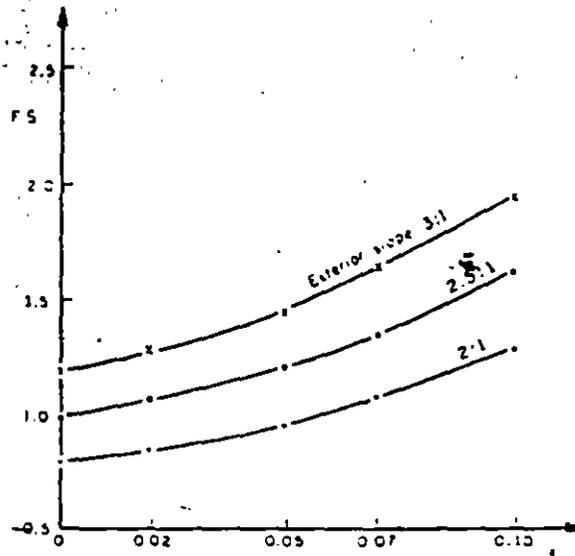


Fig. 8

Factor of safety of a tailings dam, after an earthquake ($L_2/L = 0.5$)

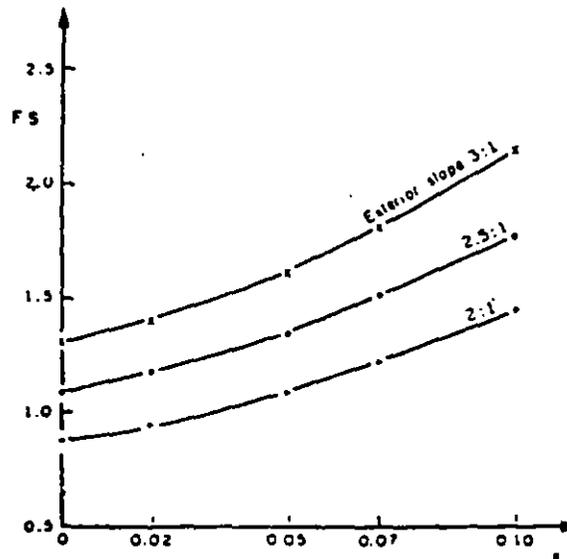


Fig. 9

Factor of safety of a tailings dam, after an earthquake ($L_2/L = 0.35$)

Q. 44

In Figures 7 and 8, the values of the factor of safety, FS, are presented. FS is the relation between the resistance, S, and the force, FH, required to keep the sliding block in equilibrium.

Finally, it should be said that more tests are needed in order to know the parameter p . The values used in the last analysis were taken from the work of Thiers and Seed (1969).

REFERENCES

1. KEALY C. D. and BUSCH R. A. (1971). — " Determining seepage characteristics of mill-tailings dams by the finite element method " (Washington) U.S. Dept of the Interior, Bureau of Mines 1971. Report of Investigations 7477.
2. NEWMARK, N. M. (1965). — " Effects of earthquakes on dams and embankments " *Geotechnique*, vol. 15, N° 2, June.
3. THIERS, G. R. and SEED, H. B. (1969). — " Strength and stress-strain characteristics of clays subjected to seismic loading conditions " *Vibration Effects of Earthquake on Soils and Foundations, A.S.T.M. S.T.P. 450*, American Society for Testing and Materials.

J. W. HILF (U.S.A.)

Expert on Question 44

I would like to make two brief points with respect to the subject of the tailings dams. One with respect to drainage in the downstream portion, because this is very important for stability.

And the other has to do with the dynamic analysis of these dams, which is related to the question of dynamic analysis of embankment dams in general.

As far as drainage is concerned, I have a case here which may be instructive and may also provide some practical methods of handling, maintenance operations and maintenance problems or stability, improving stability of these tailings dams. As a result of a court order, piezometers were installed and stability analyses were made on a coal refuse disposal embankment in West Virginia. When piezometer readings and analyses showed that stability was marginal, horizontal drains were installed in 1974. They were partially successful, but they had slots in the drains of 1.4 mm and tended to become clogged, by a rust colored precipitate (probably ferric hydroxide).

In December, 1975, 4,000 feet, that is 1,220 m of 3.8 cm of slotted plastic pipe was installed for additional drainage. Holes of about 90 m

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CURSO:
**PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION
DE PRESAS DE JALES**

Estudios Geotécnicos

- Análisis de estabilidad de la cimentación, capacidad de carga y asentamientos. Ejemplos

M. EN I. JOSE LUIS LEON TORRES

CONTRIBUCION CONSOLIDACION DE SUELOS FINOS EN PRESAS DE PALES

José L. León Torres, Fanelista
Instituto de Ingenieria, UNAM

1. INTRODUCCION

La ciudad de Guanajuato ha sido un lugar don de la minería se ha desarrollado desde hace bastante tiempo. La industria necesita disponer de los desechos de minerales después de haber sido procesados. Una de las prácticas más comunes ha sido la de almacenar los desechos, o colas, en barrancas cercanas a la mina, formando lo que se conoce como presas de pales. En Guanajuato existen varias presas de este tipo que fueren construidas y abandonadas hace algún tiempo.

En la parte correspondiente a la ciudad de Guanajuato elaborada por los Ings Fidel Nader, Luis Montañez y Ernesto Márquez se recomienda que se haga un levantamiento de todas las presas de pales que se ubican en la zona de la ciudad de Guanajuato.

Como se considera de importancia el conocer la estabilidad de las presas existentes y las que se construirán, en mi contribución quiero presentar, brevemente, una forma de cálculo de la consolidación de los suelos finos, a veces denominados lamas o legajos, lo cual necesariamente determina la manera en que tales materiales ganan resistencia. En el caso de las presas de pales ya construidas la mejor forma de conocer sus condiciones de trabajo, sería, sin embargo, efectuar sondeos exploratorios mixtos (obteniendo muestras indiferadas y ejecutando la prueba de penetración estándar). Por lo que respecta a las presas de pales que se construirán en el futuro, vale la pena mencionar dos diferencias de importancia que hacen necesario tomar en cuenta el fenómeno de consolidación de las lamas: a) los procesos de molienda son cada vez más eficientes y por tanto los colas resultan con materiales más finos que tienen una permeabilidad menor; b) el volumen diario procesado aumenta a medida que se tienen plantas de producción más grandes. Lo anterior provoca que el volumen de material que se debe disponer cada día, en una presa de pales, también aumente y disminuya por tanto la velocidad relativa con que los finos puedan consolidarse.

2. HIPOTESIS CONSIDERADAS

2.1 Se supone la geometría de la Fig 1. La frontera que divide a la zona de finos de la zona donde se encuentran los suelos gruesos

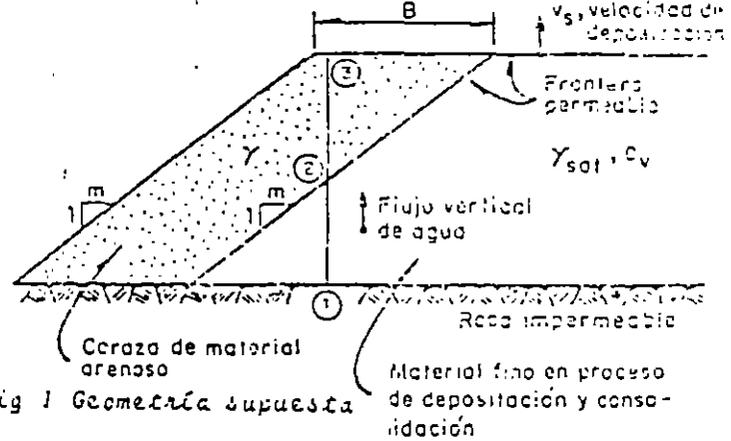


Fig 1 Geometría supuesta

tiene la misma pendiente que el talud exterior de la presa. Esta es una simplificación del problema ya que la posición de la frontera entre suelos finos y gruesos está determinada por variables como: el proceso de deposición (hacia aguas arriba o hacia aguas abajo), el uso o no de ciclones, la pendiente de la superficie de escurrimiento del agua con sólidos de la mezcla y las características de los sólidos.

2.2 La frontera impermeable es horizontal. La frontera permeable está dividida en dos partes, una que corresponde al contacto lamas material grueso y otra que es la superficie libre de las lamas.

2.3 El flujo de agua, por efecto de la consolidación de las lamas, es en sentido vertical exclusivamente. Debe reconocerse que el movimiento del agua tendrá una componente horizontal y que su importancia depende de la permeabilidad horizontal, K_h . Se están efectuando pruebas en lamas consolidadas en el laboratorio

La mezcla de agua con sólidos es, generalmente, transportada por tuberías desde la planta hasta la presa donde se deposita por gravedad.

rio para conocer la diferencia entre la permeabilidad vertical y la horizontal.

2.4 El coeficiente de consolidación, c_v , de los suelos finos, permanece constante durante todo el proceso. Esto no es estrictamente cierto según se muestra en la fig 2 donde pueden verse los resultados de pruebas efectuadas en lamias de una presa de jales en Taxco.

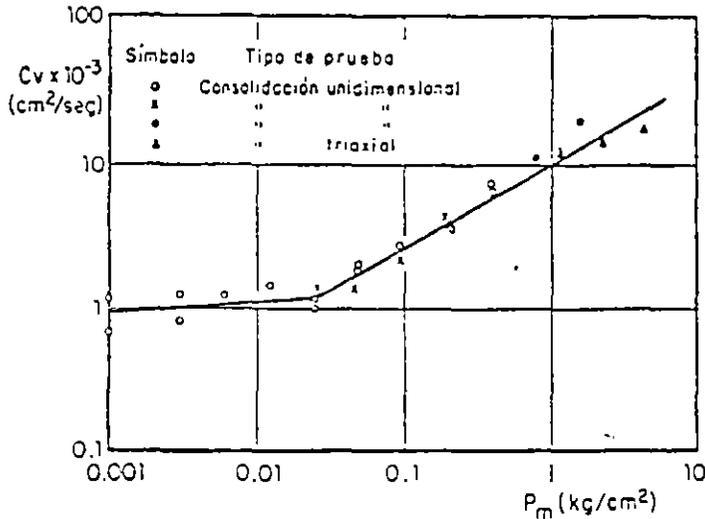


Fig 2 Coeficiente de consolidación obtenido en varias pruebas en lamias.

2.5 Cada línea vertical, como la (1)-(2) de la fig 1, representa un estrato de extensión horizontal infinita. Las presiones de poro obtenidas a diferentes elevaciones en ese estrato equivalente, son asociadas a las mismas elevaciones de la línea (1)-(2). En la fig 3

se muestra esquemáticamente tal equivalencia. Esto implica, a la vez, que la dirección del esfuerzo principal mayor es la vertical y que tal esfuerzo, se debe, exclusivamente, al peso de material que existe sobre cualquier punto.

2.6 La velocidad de crecimiento vertical de la presa, v_s , es constante hasta llegar a una altura máxima especificada H. El grado de consolidación se ha calculado para el tiempo en que se alcanza la altura máxima.

2.7 En el caso del estrato consolidable, se supone que el nivel de agua coincide con su frontera superior (puntos (2) y (5) de la fig 3) y por tanto los suelos finos siempre estarán sumergidos.

3. TEORIAS EMPLEADAS

Se emplearon las teorías desarrolladas por Terzaghi y Frolich y por Lumb (refs 1 y 2) para el caso de un estrato consolidable de espesor creciente con el tiempo y para el caso de un estrato de espesor constante bajo una carga que aumenta con el tiempo, respectivamente. Ambas teorías suponen que la extensión del estrato consolidable es infinita y que el flujo de agua es vertical.

En vista de la linealidad del fenómeno se pueden independizar los efectos del proceso de consolidación debido al peso propio del material consolidable y el debido al peso de la carga arenosa que se apoya directamente sobre él y por tanto:

$$u_T = u_a + u_b$$

donde:

- u_T presión de poro total en exceso de la hidrostática
- u_a presión de poro debida al peso propio del material consolidable (teoría de Terzaghi)

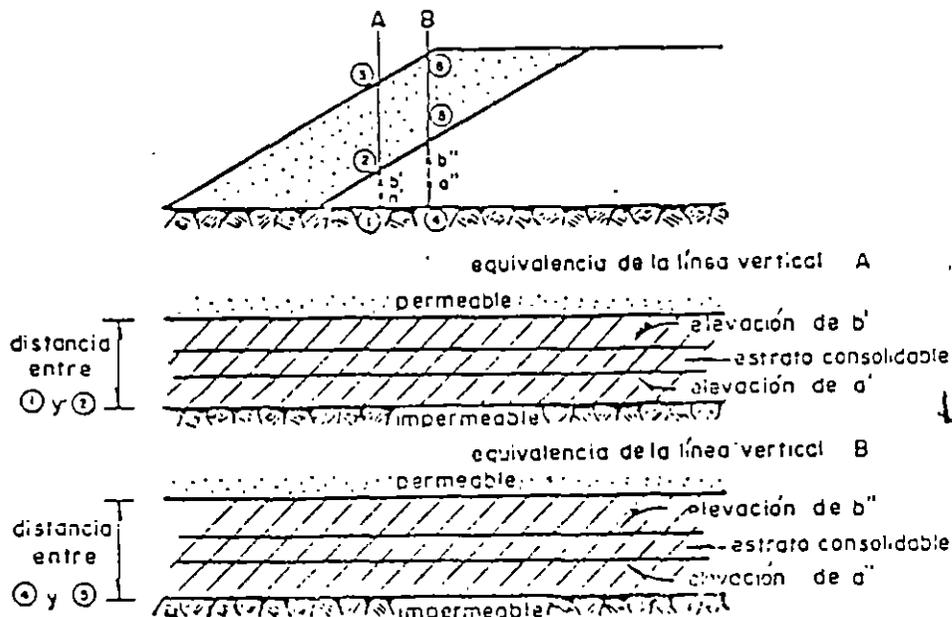


Fig 3 Equivalencia entre el problema real y mantos de extensión horizontal infinita

Angulo de fricción de los finos, $\phi = 35^\circ$ (en términos de esfuerzos efectivos)

Peso volumétrico sumergido de los finos, $\gamma_0 = 1 \text{ ton/m}^3$

$C_v = 250 \text{ cm}^2/\text{día}$ $t = 12000 \text{ días}$

$v_s = 0.5 \text{ cm/día}$ $H_{\text{máx}} = 60 \text{ m}$

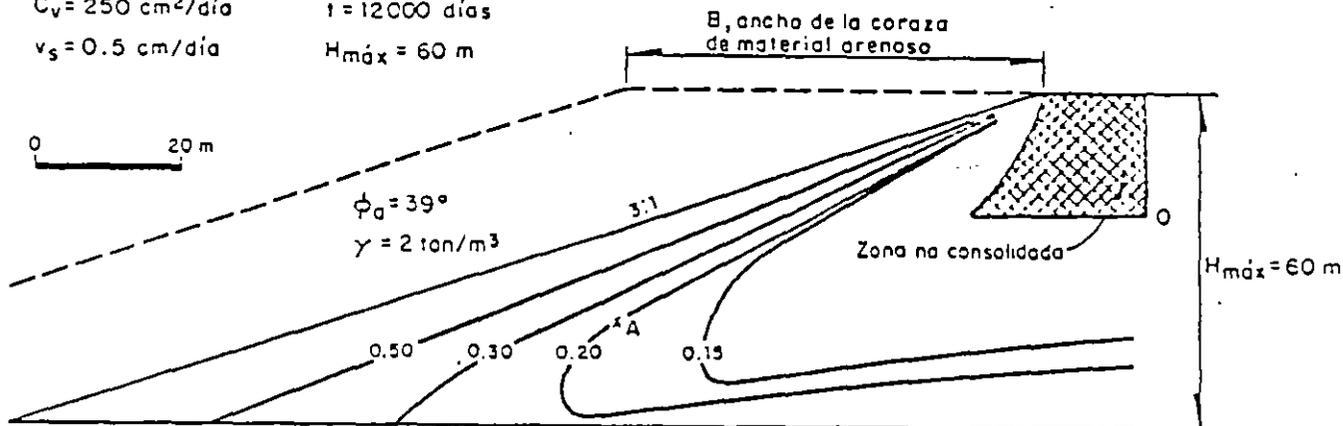


Fig 4 Curvas de igual grado de consolidación, $U v_s = 0.5 \text{ cm/día}$

$C_v = 250 \text{ cm}^2/\text{día}$ $t = 4000 \text{ días}$

$v_s = 1.5 \text{ cm/día}$ $H_{\text{máx}} = 60 \text{ m}$

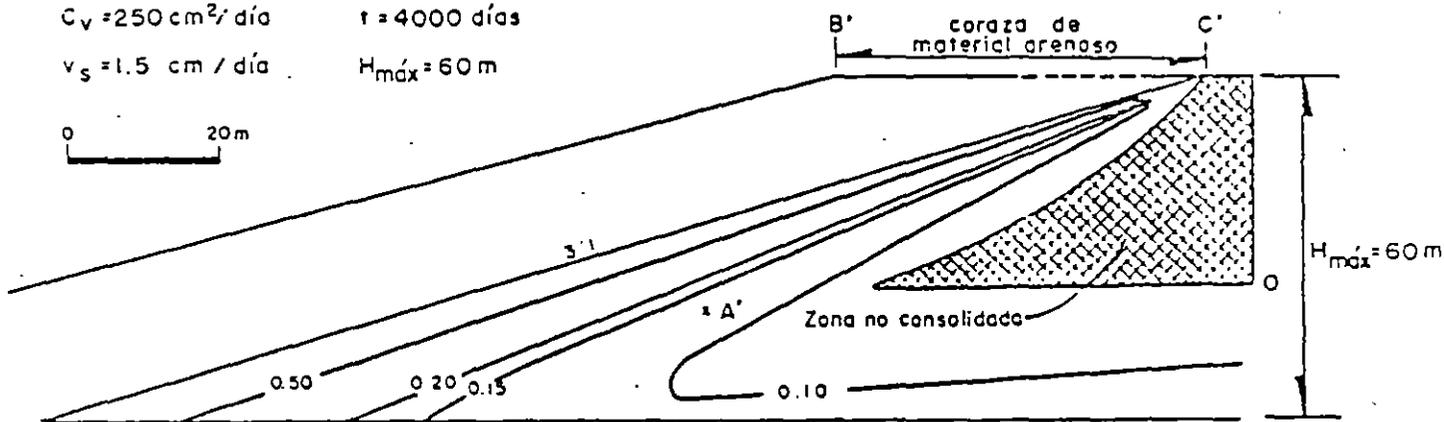


Fig 5 Curvas de igual grado de consolidación, $U v_s = 1.5 \text{ cm/día}$

y Frolich)

u_b presión de poro debida al peso del material arenoso (teoría de Lumb)

El grado de consolidación, U , se ha calculado entonces como la relación entre esfuerzo vertical efectivo en un momento dado y el esfuerzo vertical efectivo si se tuvieran solo condiciones hidrostáticas.

En los capítulos siguientes se presentan algunos de los resultados obtenidos.

4. RESULTADOS OBTENIDOS

En las figs 4 y 5 se muestran los grados de consolidación, U , obtenidos para dos casos en los que la altura máxima, H , el coeficiente de consolidación, c_v y el talud exterior han supuesto iguales a 60 m, 250 $\text{cm}^2/\text{día}$ 3:1 respectivamente. La única diferencia entre los dos análisis corresponde a la velocidad de construcción, v_s , que se ha supuesto igual a 0.5 cm/día y 1.5 cm/día en las figs 4 y 5

respectivamente. En ellas puede observarse una diferencia en las curvas de igual U, lo que indica que en el caso en que la velocidad de construcción es menor el material se encuentra más consolidado. Por ejemplo, el punto A de la fig 4 tiene $U = 0.20$ mientras que el punto A' (con la misma localización que A) de la fig 5 tiene $U = 0.13$. También puede observarse una diferencia entre la profundidad de material fino no consolidado que es de 22 m cuando $v_s = 0.5$ cm/día y de 37 m si $v_s = 1.5$ cm/día. En este último caso la teoría predice una zona aproximadamente de 50 m de longitud horizontal (zona B'-C' de la fig 5) en la que el material arenoso de la coraza y material fino consolidado parcialmente,

están "apoyados" sobre los finos no consolidados lo cual podría provocar fallas localizadas hacia el interior del depósito.

Las curvas de igual U sugieren, por si mismas superficies potenciales de falla. Estas se han analizado empleando el método sueco de Fellinius y en la fig 6 se muestran los resultados obtenidos. Se ha tomado en cuenta el ancho B, de la coraza arenosa y como es de esperarse los valores del factor de seguridad FS, aumentan cuando B aumenta y cuando v_s disminuye. En la fig 4 se muestran los parámetros de resistencia de los materiales, en términos de esfuerzos efectivos.

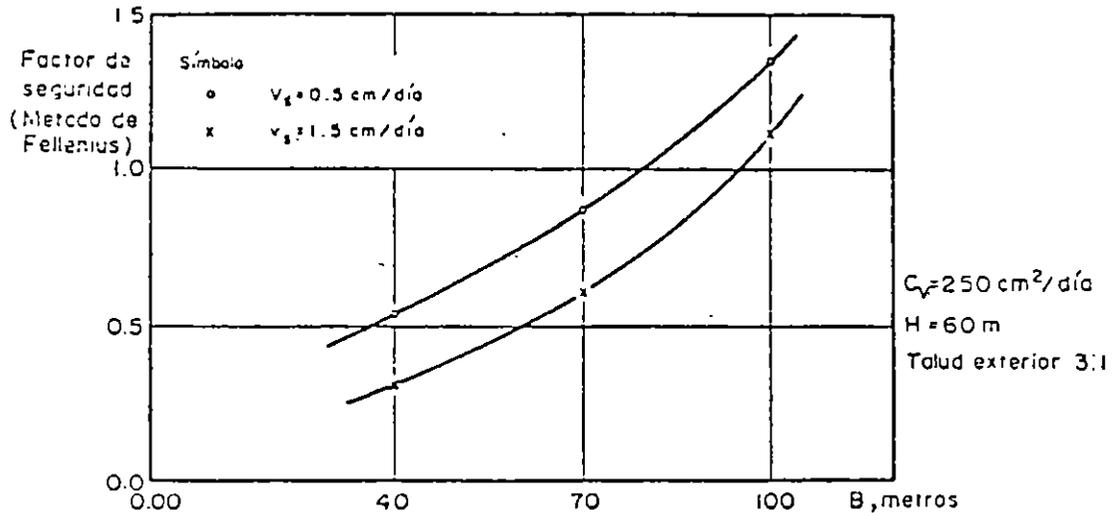


Fig 6 Factor de seguridad versus ancho de la coraza arenosa

5. COMENTARIOS

Los resultados presentados demuestran la importancia que tienen en la estabilidad de las presas, factores tales como la velocidad con que se construye la presa y el coeficiente de consolidación de los suelos finos. Otras variables, como son: la resistencia de los materiales, el talud exterior y altura máxima de la presa, también influirán en el factor de seguridad de la misma.

Vale la pena mencionar y recalcar que una hipótesis básica ha sido la distribución de los materiales que se muestra en la fig 1 y que evidentemente es una simplificación del problema. Se requerirán estudios futuros para

conocer con la aproximación deseada la forma en que se depositan los materiales en las presas de jales. Esto es un requisito indispensable para un diseño racional de este tipo de estructuras.

6. REFERENCIAS.

1. Terzaghi K V et Frolich O K. "Theorie du tassement des couches argileuses", París, Dunod, 1939
2. Lumb P. "Rate of settlement of a clay layer due to a gradually applied load" Civil Engineering and Public Works Review, March 1939

DISCUSION

Carlos A. Melgosa, Reporte
Soñtes, S.A.

A propósito del tema presentado por el Ing. José L. León, el Ing. Luis Ramírez de --

Arellano solicitó al Ing. Jorge Meyer que narrará cuál había sido la forma de solucionar este problema en SICARTSA.

PROPIEDADES MECANICAS DE
DESPERDICIOS DE MINA (JALES).

Tema propuesto por :

Raúl J Marsal

Desarrollado por:

José Luis León Torres

1. INTRODUCCION

Este trabajo se elabora como requisito parcial para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, Mecánica de Suelos, en la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería, UNAM. El tema fue propuesto por el Dr Raúl J Marsal para ser desarrollado en un período de 15 días.

El Dr Raúl Flores Berrones y el M en I Ramón Cervantes Beltran propusieron los siguientes temas, respectivamente: "*Discusión sobre los distintos procedimientos de evaluación, tanto de laboratorio como de campo, de las propiedades dinámicas de los suelos y su aplicación al diseño sísmico de cimentaciones para edificios en la Ciudad de México*" y "*Formulación no lineal en el problema de análisis de presas de tierra y enrocamiento sometidas a carga estática*", los cuales no se desarrollaron.

La forma en que se presenta este tema es la siguiente:

En el capítulo 2 se describen los materiales y su origen.

En el capítulo 3 se presentan los artículos que fueron consultados junto con una brève descripción del trabajo presentado en cada uno de ellos.

En el capítulo 4 se indican las propiedades índice y mecánicas de este tipo de materiales. En el caso de las propiedades mecánicas se hace una división y se presentan aparte, la resistencia, compresibilidad y permeabilidad. También se describe la resistencia ante cargas cíclicas.

En el curso de la revisión de la literatura se notó una división marcada entre dos tipos de desperdicios de mina: los que resultan de minas donde se extraen metales (como zinc, cobre, plomo, molibdeno, plata, etc.) y de minas donde se extrae carbón. En el capítulo 4 se describen las propiedades de los primeros materiales, residuos de minas de metales, mientras que en el apéndice se presentan, brevemente resultados reportados en la literatura sobre desperdicios de minas de carbón.

En el capítulo 5 se presentan comentarios sobre las implicaciones que tienen las propiedades de los desperdicios de mina, en el diseño y comportamiento de las presas de jales.

2. ORIGEN Y DESCRIPCION

Los desperdicios de mina son los sobrantes del proceso para obtener los metales de los materiales que se extrajeron en las minas.

El proceso se puede describir en forma simplificada como sigue: el material que se extrae de las minas, usualmente mediante explosivos, es transportado a la superficie donde se sujeta a varias etapas de trituración. Cuando las partículas tienen el tamaño adecuado, se hace pasar al material por tanques especiales de tal forma de seleccionar, mediante flotación, los metales que van incluidos en el material triturado. La segregación se efectúa empleando, además del líquido, sustancias químicas que provocan la migración de los metales a la parte superior donde son recogidos. El material sobrante es el que aquí se denomina como "desperdicio de mina" o simplemente "jal". Los jales son depositados, usualmente, en áreas cercanas a la planta y forman lo que genéricamente se denominan presas de jales.

El transporte de los jales entre la planta y la "presa", se efectúa mediante tuberías que llevan agua con el jal en suspensión. La salida de las tuberías está situada en la "cresta" de la presa desde donde se deja salir el material para que fluya junto con el agua hacia las partes bajas, o sea el "embalse". Algunas veces se instalan ciclones a la salida de las tuberías para hacer una separación primaria de tamaños. Las partículas gruesas, que en lo sucesivo se llamarán gruesos o arenas, se depositan en la parte cercana al talud exterior. Las

partículas finas, que se denominarán finos o lamas, fluyen hacia las partes bajas y finalmente se sedimentan en el "embalse". En la fig 1 se muestra esquemáticamente un presa de jales durante su formación.

Como puede deducirse de lo anterior, los materiales quedan depositados en estado suelto y por tanto la estructura que adquieren es poco estable.

En cuanto a la granulometría del material, lógicamente dependerá del proceso de trituración a que esté sujeto; sin embargo, se puede prever que el material resultante es un polvo de roca en el sentido clásico, por lo que es probable que casi todos los materiales estén comprendidos en el intervalo de arenas a limos. Por lo que respecta a la forma de las partículas, el proceso de trituración produce granos angulosos o semiangulosos, del tamaño de la arena, pero no puede asegurarse lo mismo de las partículas más finas.

3. REVISION DE LA LITERATURA

La bibliografía que existe al respecto es poca. Los artículos consultados se presentarán en el capítulo 6.

Dobry R y Alvarez L (1967) describen las fallas que observaron en presas de jales construidas en Chile, durante el sismo ocurrido el 28 de marzo de 1965. Se muestran los resultados de la prueba de penetración estándar efectuada en una presa. El número de golpes es cero en un espesor de 8 a 10 metros. Además incluyen algunas propiedades índice de materiales obtenidos del "corazón" y de la "coraza" de varias presas.

Kealy C D y Soderberg R L (1969) presentan un esquema del proceso de diseño de presas de jales, métodos de construcción y de análisis. Solo mencionan un dato acerca de la resistencia de un suelo en particular, para una humedad dada.

Mittal H K y Morgenstern N R (1975) describen varios resultados de muestras obtenidas en distintas minas. Efectuaron pruebas de resistencia (corte directo), compresibilidad (odómetro) y permeabilidad de varias muestras de arena. Asimismo, efectuaron pruebas de permeabilidad y determinaciones de compacidad relativa, ambas in-situ.

Mittal H K y Morgenstern N R (1976) presentan los resultados de pruebas en el odómetro, efectuadas en muestras integrales de los desechos de mina de varios lugares. También incluyen resultados de mediciones de presión de agua, efectuados en varias presas, que demuestran que el material puede estar en proceso de consolidación debido a que la velocidad con que se van depositando los materiales es mayor que la velocidad con

que se disipa la presión en el agua. Analiza el proceso de consolidación de los materiales durante la construcción de la presa.

En octubre de 1976 se llevó a cabo el seminario "Shales and Mine Wastes: Geotechnical Properties, Design, and Construction" en Lexington, Kentucky. Se presentan una gran variedad de trabajos principalmente acerca de desechos de minas de carbón. Asimismo se describen varios casos en los que tales desechos han sido utilizados en obras de ingeniería civil, sobre todo como materiales para terraplenes de carreteras y aeropuertos.

Holubec, I (1976) discute sobre las propiedades de desperdicios de minas de carbón y el comportamiento de terraplenes, sobretodo en lo que respecta a sus diferencias con terraplenes comunes.

León J L (1976) analiza el comportamiento sísmico de una presa de jales y efectúa varias pruebas índice, de resistencia y compresibilidad de jales gruesos y finos.

4. PROPIEDADES MECANICAS

En este capítulo se han incluido cada una de las partes del tema propuesto. Se usan datos tomados de los artículos consultados y resultados obtenidos por el autor en el transcurso de dos proyectos de investigación. También comenta sobre la importancia del comportamiento observado en el laboratorio para el diseño de presas de jales.

4.1 Propiedades Índice

Se mencionan a continuación: granulometría, plasticidad, densidad de sólidos, contenido natural de agua, resistencia a la penetración estándar y compacidad relativa.

En la fig 2 aparecen varias curvas granulométricas de jales. Las figs 2a a 2c se refieren a muestras obtenidas de varias presas en Canada. En la fig 2d se ve la curva granulométrica de jales depositadas en El Cobre (presa que falló durante el sismo de 1965). La fig 2e muestra las curvas obtenidas en jales gruesos depositados con ciclón en una presa de Taxco, Gro. En la fig 2f aparecen las curvas de lamas depositadas en varias presas de México. Observando las figuras anteriores se puede concluir que: a) los tamaños de partículas van desde uno o dos milímetros hasta valores menores de una milésima de milímetro; y b) cuando los suelos son "cicloneados", se obtienen arenas con bajo contenido de finos y cuya distribución es relativamente uniforme.

Por lo anterior, tales materiales al decantarse se depositan en estado suelto, a menos que se dispongan en capas y se compacten.

En la tabla 1 se muestran los valores de los límites líquido y plástico, LL y LP, correspondientes a lamas de distintos lugares. Se observa que: a) el valor del límite líquido es menor de 50 por ciento y b) el contenido de agua natural es mayor que el límite líquido en las muestras tomadas en Taxco, Gro. Esto último da una idea de la compresibilidad y resistencia que pueden tener los materiales en cuestión.

Las tablas 1 y 2 presentan los valores de la densidad de sólidos, s_s , obtenidos en distintas muestras. Se concluye que: a) los valores son mayores que los comunes en suelos, debido probablemente a los metales adheridos a las partículas y b) los suelos gruesos tienen valores consistentemente mayores que los suelos finos en el caso de Taxco, Gro.

En las tablas 1 y 2 se presentan los valores del contenido natural de agua, w , de especímenes obtenidos superficialmente en Taxco, Gro, y en la fig 3 se ven los valores obtenidos en tres sondeos. Se comprueba que w varía entre 10 y 30 por ciento; los materiales extraídos son mezclas de gruesos y finos y no debe descartarse la posibilidad de que ello haya ocurrido durante la ejecución del sondeo.

La fig 3 presenta los resultados de la prueba de penetración estándar en tres sondeos ejecutados en Taxco, Gro, cuya localización se indica en la fig 4. Se observa que: a) El número de golpes de las arenas superficiales, cuyo contenido de finos es nulo o casi nulo, aumenta con la profundidad con una relación

$$N = 1.5 Z \text{ a } 2.5 Z$$

donde:

Z es la profundidad, en metros

N es el número de golpes de penetración estándar

En los materiales finos encontrados a profundidades de más de 35m, N varía entre 37 y 15, registrándose una tendencia a disminuir el valor de N con la profundidad. Lo anterior es indicativo de la forma como se ha construido la presa explorada y demuestra que en las partes profundas existen suelos finos, aún en en lugares situados verticalmente abajo del talud exterior.

En la tabla 3 se presentan valores de compacidad relativa, C_r , in situ, y relaciones de vacíos máxima y mínima, $e_{máx}$ y $e_{mín}$, y parámetros relativos a la distribución granulométrica de varias muestras de arena en presas de jales. Se concluye que la compacidad relativa de los materiales in situ, varía entre 35 y 62 por ciento, con un valor excepcional de 76 por ciento. Esto sugiere una compactación baja de estos suelos. Si se emplearan valores de la resistencia a la penetración estándar observada en los sondeos (fig 3) junto con correlaciones empíricas obtenidas por otros investigadores, Marcuson W. F. y Bieganousky W. A. (1976), Bazaraa A. (1967) Gibbs, H. J. y Holtz W. G. (1957), se obtendrían valores de C_r entre 35 y 70 por ciento. Se además tomamos en cuenta que los materiales se encuentran húmedos, lo cual les proporciona una "cohesión aparente", entonces los valores calculados de la compacidad relativa in situ pueden ser aún menores.

Por lo que respecta a las relaciones de vacíos máxima y mínima, obsérvese que $e_{\text{máx}}$ tiene valores que fluctúan entre 0.96 y 1.29 y $e_{\text{mín}}$ entre 0.54 y 0.80. Esto se debe, probablemente, a la angulosidad de las partículas ya que suelos naturales con distribuciones granulométricas similares pero con partículas redondeadas o semiredondeadas presentan valores menores de $e_{\text{máx}}$ y $e_{\text{mín}}$.

4.2 Resistencia

Las figs 5 a 8 muestran datos de pruebas de corte directo y triaxiales efectuados en arenas y lamas.

Los valores del ángulo de fricción máximo ϕ , obtenido en pruebas de corte directo de dos arenas a varias compacidades relativas, aparecen en la fig 5. Se observa una disminución de ϕ a medida que aumenta el valor del esfuerzo normal en el plano de falla. Es interesante notar que aún para una compacidad relativa igual a cero el ángulo de fricción observado es de 33.7° .

La fig 6 muestra las trayectorias de esfuerzos efectivos observadas en muestras de arena de una presa de jales en Taxco, Gro. El tipo de prueba fue triaxial las muestras se consolidaron isotrópicamente y se ensayaron en condiciones no drenadas. El ángulo de fricción interno varió entre 34 y 38 grados, dependiendo de la compacidad relativa y la presión confinante. En algunas muestras se registró pérdida de resistencia como puede verse mejor en la fig 7, en que se ha dibujado el esfuerzo desviador, $\sigma_1 - \sigma_3$, y la presión de poro, u , en términos de

deformación axial, ϵ_L .

La fig 8 presenta las trayectorias de esfuerzos efectivos observados en muestras de lama "normalmente consolidada". En este tipo de materiales no se observó pérdida de resistencia y el ángulo de fricción interna resultó de 36 grados. En una muestra ensayada en condiciones drenadas no se alcanzó la falla, por limitaciones del equipo y el ángulo de fricción interna fue mayor de 30 grados.

Como puede deducirse de los pocos datos con que se cuenta, el ángulo de fricción interna de los materiales es relativamente alto. Esto no quiere decir, sin embargo, que tales materiales no planteen problemas en lo que respecta a resistencia. A continuación se mencionan varios de los aspectos que pueden ser de interés en un caso real:

- a) Pérdida de resistencia de los materiales gruesos cuando habiendo sido depositados en estado suelto, la presión en el agua aumenta por efecto de un sismo o de un incremento en la altura de la presa, pudiéndose iniciar una falla parcial a generalizada de la estructura.
- b) Resistencia insuficiente de las lamas. Esto puede deberse a que estos materiales no se consoliden a la misma velocidad con que crece la presa, y por tanto, los esfuerzos efectivos sean pequeños.
- c) Falla no drenada de capas horizontales de lama, cuando sometidas a acciones rápidas.

El aspecto a) está restringido a zonas de las presas en donde el material esté saturado. Según análisis efectuados por Kealy

330

y Busch (1971) y por Mittal y Morgenstern (1976), eso ocurre solo en las partes más profundas, o sea, cerca del contacto de los suelos gruesos con el material de cimentación. La razón principal es la diferencia de permabilidades que existe entre las lamas y los gruesos.

El aspecto b) se debe a que los suelos finos tienen permeabilidades pequeñas que evitan una consolidación (o disipación de presión de poro) inmediata ante la acción del peso de los materiales que los sobreyacen. León (1976 a) presenta un procedimiento para calcular el grado de consolidación de las lamas considerando como variables: el coeficiente de consolidación, c_v , la velocidad con que está creciendo la presa, v_s y las características geométricas del problema. Esencialmente consiste en aplicar la teoría de la consolidación unidimensional según los desarrollos de Terzaghi y Frölich (1939), Lumb (1963) y Gibson (1958).

El aspecto c) es una consecuencia lógica del procedimiento de construcción "aguas arriba". En la fig 1 pueden verse los métodos usuales de construir presas de jales, entre las cuales se encuentra el de "aguas arriba". En este caso el material arenoso, que se encuentra en el talud exterior de la presa, contribuye a su estabilidad pero, intercaladas, existirán pequeñas capas de lama de espesor variable. El material fino, cuando sometido a cargas rápidas, tendrá una resistencia s_u , inferior a la arena que la rodea ya que se generarán presiones de poro que no tendrá tiempo de disipar por su baja permeabilidad. Además, si debido a un sismo se generan esfuerzos

cortantes cíclicos que cambian de dirección, la resistencia al término del sismo, s_{ud} , puede ser inferior a la que inherentemente tiene el material antes de que ocurriera, o sea, $s_{ud} \leq s_u$.

4.3 Compresibilidad

En las figs 9 y 10 se ven los resultados de pruebas de consolidación unidimensional de arenas y lamas.

La fig 9 muestra los resultados de pruebas efectuadas en arenas de Bethlehem, Brenda y GCOS. La fig 9b contiene los resultados de arena de una presa en Taxco, Gro: y dos compacidades relativas iniciales ($C_r = .40$ y 60 por ciento). Como puede deducirse de esas figuras, la compresibilidad de esos materiales es pequeña. No se han reportado pruebas en las que se investigue el efecto de saturación, sin embargo, en las pruebas triaxiales efectuadas por León (1976), no se observó colapso de estos materiales al ser saturados si su compacidad relativa era mayor que 20 por ciento. Esto no es, sin embargo, una prueba concluyente y cada caso debe estudiarse por separado efectuando las pruebas convenientes.

En la fig 10 se ven los valores del coeficiente de compresibilidad m_v , de lamas de Taxco, Gro: A presiones pequeñas se observa que m_v es muy alto lo cual indica la alta compresibilidad que tienen estos materiales cuando su estado es similar al de deposición (esfuerzos efectivos practicamente nulos). A esfuerzos mayores, los valores de m_v son menores, entre 0.25 y $0.02 \text{ cm}^2/\text{kg}$. En cualquier caso, la compresibilidad de las lamas es superior a la de los gruesos (o arenas) y por tanto, en las zonas en que estén en contacto ambos materiales existi

rán fenómenos de interacción por tal efecto. En la fig 10b se ven los resultados de pruebas efectuadas en otros materiales finos.

Sería de mucho interés observar los movimientos verticales y horizontales en monómeros superficiales instalados en presas de jales. Datos de este tipo no se han publicado y sin embargo, permitirían tener una idea de los procesos de consolidación que seguramente están ocurriendo en el interior de presas de jales.

4.4 Permeabilidad

En las figs 11 a 13 se ha dibujado el valor del coeficiente de permeabilidad, k , como una función de la relación de vacíos. La fig 11 muestra los resultados de pruebas en arenas y las figs 12 y 13 los resultados en lamas. Los valores de k obtenidos en arenas varían entre 10^{-3} y 10^{-2} cm/seg mientras que los obtenidos en lamas varían entre 10^{-6} y 10^{-4} cm/seg. Existe pues, una diferencia bien marcada entre la permeabilidad de las lamas, siendo menos permeables estas. Lo anterior es lógico por la diferencia en granulometría entre ambos materiales.

Pocas pruebas efectuadas por León (1977) demuestran que las permeabilidades horizontal y vertical, de lamas de Taxco, son similares.

4.5 Coeficiente de consolidación

Este parámetro, c_v , es el que gobierna la velocidad con que un estrato de suelo puede consolidarse. Es obtenido a partir de pruebas de consolidación unidimensional o isotrópica (como las que se mencionan en 4.3)

En las figs 14 y 15 se muestran los valores de c_v obtenidos en laminas de distintos lugares. En ambas se ve que c_v aumenta si la presión vertical o la confinante aumenta o si la relación de vacíos disminuye. Esto quiere decir que la disminución en compresibilidad, por la disminución en relación de vacíos, es mayor que la disminución en permeabilidad por el mismo efecto. Los valores absolutos de c_v son del orden de 10^{-3} cm/seg (como mínimo) lo cual corresponde a un valor relativamente grande.

Los cambios en c_v , con cambios en la relación de vacíos o la presión efectiva, deben ser tomados en cuenta cuando se analiza el proceso de consolidación de estos materiales como lo han hecho León (1976) y Mittal y Morgenstern (1976).

Las mediciones efectuadas en varias presas por Mittal y Morgenstern (1976), ver fig 16, demuestran que efectivamente los materiales finos se encuentran en proceso de consolidación. Los resultados de las pruebas de penetración estándar, fig 3, sugieren el mismo fenómeno en las partes profundas donde se observa una tendencia a la disminución de N con la profundidad

4.6 Resistencia ante cargas cíclicas

Existen pocos resultados sobre pruebas triaxiales cíclicas en jales. En la fig 17 se pueden ver los resultados de pruebas en

arenas y lamas de Taxco, Gro. Los resultados de las pruebas en arenas practicamente coinciden con los resultados reportados por Lee y Fitton (1969) si se considera que la compacidad relativa de las arenas de Taxco era de 30 porciento y que su $d_{50} = 0.27mm$.

Por lo que respecta a las lamas se nota en la fig 17 que tienen mayor resistencia que las arenas ante cargas cíclicas. El comportamiento cerca de la "falla" (se definió falla como el número de ciclos necesarios para elevar la presión de poro al valor de la presión confinante efectiva) fue, sin embargo, totalmente distinto habiéndose reportado que la muestra se comportaba como si fuera "chicle". Tal aumento de resistencia ante cargas cíclicas en suelos finos, también ha sido reportado por Lee y Fitton (1969) que efectuaron pruebas en materiales con distintas granulometrías.

También se efectuaron pruebas triaxiales consolidada no drenada a fin de determinar la línea de relación de vacíos crítica de estas arenas (Línea e_f). En la fig 18 se muestran los resultados obtenidos. Comparando estos con las pruebas de consolidación unidimensional, fig 9b, se ve que, si se supone un coeficiente de reposo $K_0 = 0.5$, cuando el esfuerzo vertical, σ_v , sea 1.6 kg/cm^2 , una muestra cuya compacidad relativa inicial sea 40 porciento estará sobre la línea e_f y a presiones mayores estará a la derecha de esa línea. En el caso de una compacidad relativa inicial de 60 porciento se requeriría un σ_v de 2.4 kg/cm^2 para que la muestra estuviera sobre la línea e_f .

Pruebas similares no se efectuaron en las lamas, sin embargo, las tres pruebas consolidada no drenadas demostraron que estos materiales, en su estado normalmente consolidado, no son susceptibles de perder resistencia con un aumento en la deformación angular. Habría que efectuar pruebas en muestras consolidadas anisotrópicamente y fallarlas en condiciones no drenadas, para estar seguros de tal aseveración.

5. COMENTARIOS

En los capítulos anteriores se han ido mencionando comentarios acerca de la influencia que tienen en el diseño y comportamiento de presas, las propiedades mecánicas de los desperdicios de mina y la forma en que son depositadas.

En este capítulo se presentan en forma ordenada los comentarios que se expusieron anteriormente, así como otros, relativos también al comportamiento y diseño de presas de jales que no fué pertinente mencionarlos en los capítulos anteriores.

a) Distribución de materiales

En presas de tierra y enrocamiento es bien conocida la distribución de los materiales que las constituyen, sin embargo, en presas de jales no se conoce con exactitud tal distribución. Así, es práctica común suponer que las presas de jales tienen una coraza arenosa de ciertas dimensiones que la hacen estable. En el caso de las presas construidas por el método "hacia aguas arriba", no puede asegurarse con certeza que el espesor de tal coraza sea mayor de unos cuantos metros (probablemente menos

de 10m) a menos que se tomen provisiones para tal efecto. Aún en este caso, es necesario conocer las propiedades de los materiales en contacto con la coraza arenosa a fin de poder efectuar algún análisis de estabilidad. León (1976) y (1976a) ha hecho intentos de tomar en cuenta 1) la resistencia de los materiales en contacto con la coraza arenosa, en el factor de seguridad de la presa ante una falla del talud exterior (fig 19) y 2) la presencia de pequeñas capas horizontales de la ma, de espesor variable, en la estabilidad de la presas.

En los casos anteriores se ha idealizado la distribución de materiales, con fronteras bien definidas entre arenas y lamas. Sin embargo, por la forma en que son depositados los materiales es muy probable que en las cercanías del talud exterior existan proporciones apreciables de arena mientras que en el "embalse" se encuentren exclusivamente lamas. Generalizando, podría decirse que en este tipo de presas el material es heterogéneo por la diferencia de granulometría entre distintas zonas; como consecuencia se tendrán diferencias en propiedades mecánicas.

En el curso de la revisión de la literatura fue notoria la ausencia de datos acerca de la distribución de materiales en las presas de jales. Sin embargo tal aspecto se considera de suma importancia para poder diseñar racionalmente este tipo de estructuras.

La única forma de conocer la distribución de materiales es efectuando exploraciones en presas ya construidas.

b) Muestreo

Desde el punto de vista geotécnico, los jales son materiales susceptibles de ser muestreados en la misma forma que los suelos naturales, presentando ciertas dificultades similares.

Así, los suelos gruesos se encuentran parcialmente saturados y son susceptibles de cambiar de volumen en el caso de hincar alguna herramienta de muestreo. Además estos materiales se encuentran estratificados con capas de lama intercaladas las cuales, cuando sean de espesor pequeño, pueden pasar desapercibidas. Como en el caso de las arenas naturales, el único procedimiento de utilidad práctica, usual en México, es la penetración estándar.

Por lo que respecta a los suelos finos, el empleo del tubo Shelby de pared delgada puede ser adecuado, excepto en el caso de los suelos blandos, que probablemente se salgan de la herramienta. También en este caso el uso de la penetración estándar dará una buena idea de la resistencia del material aun sin obtener muestras "inalteradas".

En todas las perforaciones será conveniente el empleo de ademe para mantener en posición las paredes de la excavación.

c) Estabilidad de las presas

Como se observó en el capítulo 4, el ángulo de fricción interna de los jales es alto en general, pero los finos tienen una permeabilidad baja lo que hace que la consolidación de estos materiales sea lenta. En los casos en que su resistencia sea de im

portancia para la estabilidad de las presas, deberá tomarse en cuenta el grado de consolidación que tengan, el cual depende de la velocidad con que se construye la presa. En la opinión del autor, una velocidad de más de 5 cm/día es muy alta y velocidades entre 1 y 5 cm/día deben tomarse en cuenta en los análisis. En la fig 19 se presentan algunos resultados de análisis de estabilidad tomando en cuenta tal efecto. Los esfuerzos cortantes que provoque un sismo tendrán un efecto más notorio que en el caso de que estos materiales estuvieran totalmente consolidados; tal efecto también debe tomarse en cuenta en el análisis de las presas de jales.

Por lo que respecta a los suelos gruesos, pueden encontrarse en estado suelto y saturado (sobre todo en las partes profundas) lo que los hace susceptibles de perder resistencia durante un sismo o un incremento en la altura de la presa, ambos casos en condiciones no drenadas.

En zonas sísmicas debe considerarse el efecto de los esfuerzos cortantes cíclicos de un sismo en la posibilidad de licuación de estos materiales. Como se sabe, el incremento en presión de poro depende de la compacidad relativa del material, siendo el menor si C_r es mayor. Por tanto conviene que los materiales gruesos sean compactados para evitar la posibilidad de licuación. Un valor mínimo que se desprende de estudios efectuados por León (1976) es $C_r = 70$ por ciento..

Los suelos gruesos parcialmente saturados y en estado suelto son potencialmente susceptibles de sufrir deformaciones verticales por efecto de la acción de los esfuerzos cortantes cíclicos

de un sismo.

Las capas horizontales de lama, intercaladas con el material grueso, tendrán una resistencia no drenada menor que la de los gruesos y por tanto debe considerarse la posibilidad de superficies de falla que pasen por esas capas. Debe estudiarse la posibilidad de que los esfuerzos cíclicos de un sismo disminuyan aun más la resistencia no drenada de estos materiales.

Como conclusión puede asegurarse lo semejante:

- Las presas de jales, y sobre todo las hechas por el método hacia "aguas arriba", deben construirse con una velocidad suficientemente pequeña para permitir una consolidación adecuada de los suelos finos.
- Los suelos gruesos deben compactarse a una compacidad relativa inicial de cuando menos 70 por ciento. Sobre todo en las partes más profundas de la presa.
- Se debe evitar, en la medida de lo posible, la presencia de material fino intercalado entre el grueso.
- El talud exterior, altura máxima y velocidad de construcción o de crecimiento deben ser acordes a las propiedades mecánicas de los materiales según los conceptos mencionados anteriormente.

d) Instrumentación

Es notable la ausencia de todo tipo de instrumentación en presas de jales. Sería recomendable instalar, por lo menos

monumentos superficiales para medir movimientos verticales y horizontales. Así mismo, convendría investigar las deformaciones interiores en el cuerpo de la presa mediante inclinómetros y el desarrollo de presiones de poro en los suelos finos mediante piezómetros.

El uso de piezómetros en los suelos gruesos permitirá conocer la posición de la línea superior de flujo y determinar la conveniencia de mantener el nivel del agua en el embalse o de bajarlo.

e) Flujo de agua

El agua que se encuentra en el embalse está retenida por el suelo de cimentación, las paredes del vaso y la presa misma. Existirá, por tanto, un flujo de agua a través de los materiales que constituyen la presa, que puede ser perjudicial a su estabilidad.

Según estudios efectuados por Kealy y Busch (1971) y Mittal y Morguenstern (1976), la diferencia de permeabilidades entre lamas y gruesos (o el aumento gradual de permeabilidad de los materiales a medida que están más cerca del talud exterior), hace que la línea superior de flujo sea, para efectos prácticos, cóncava hacia arriba y solo estén saturadas las partes más profundas. En esta forma, se puede recolectar el agua mediante drenes instalados en el pie de las presas. Una precaución de suma importancia es el mantener alejada el agua del borde exterior (vease fig 4) una distancia suficiente para evitar que el agua salga por el talud exterior y se inicie un proceso de tubificación; un valor razonable de la distancia es de 1 a

1.5 veces la altura de la presa.

f) Fallas en presas

Del análisis de fallas pueden obtenerse conclusiones de utilidad para futuras estructuras.

Las causas de falla más comunes han sido los sismos y el mal drenaje, el cual a su vez se ha debido a que el embalse se ha acercado demasiado al borde exterior de las presas.

Como ejemplos de fallas por sismos pueden citarse los ocurridos en Chile debidos al sismo de 1965 y la falla de la presa de Tlalpuhagua en el Edo. de México debida al sismo de (Acambay) (1937). Es interesante observar que durante el sismo de (Chile), (1965) las presas más antiguas fueron más "resistentes" que las que estaban en operación. La diferencia principal entre ambas es la consolidación de suelos finos.

Fallas ocurridas por mal drenaje han sido la ocurrida en Taxco Gro, y en Inguarán Mich, Prieto y Masaru (1976). Debe mencionarse que una causa directa de la cercanía del embalse al borde exterior de la presa ha sido la lluvia intensa y el agua que llega por escurrimiento superficial, ambas aunadas a la ausencia de un "vertedor de excedencias".

34

6. BIBLIOGRAFIA

- Dobry R y Alvarez L (1967) "Seismic failures of Chilean tailings dams" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol 93 N° SM6, November
- Kealy C D y Soderberg R L (1969) "Design of dams for mill tailings" *Bureau of Mines. Information circular 8410*
- Mittal H K y Morgenstern N R (1975) "Parameters for the design of tailings dams" *Canadian Geotechnical Journal* Vol 12 N° 2, May
- Mittal H K y Morgenstern N R (1976) "Seepage control in tailings dams" *Canadian Geotechnical Journal* Vol 13 N° 3 August
- VII Ohio River Valley Soils Seminar (1976) "Shales and mine wastes: geotechnical properties, design, and construction" Sponsored by Kentucky Section ASCE, Soil Mechanics and Foundation Group and others, Lexington, Kentucky, October
- Holubec I (1976) "Geotechnical aspects of coal waste embankments" *Canadian Geotechnical Journal* Vol 13 N° 13 N° 1 February
- Leon J L (1976) "Análisis sísmico de presas de jales" *Publicación interna del Instituto de Ingeniería, UNAM* Marzo

7. REFERENCIAS

1. Bazaraa, A R (1967) "Use of the standard penetration test for estimating settlements of shallow foundations in sand" Ph D Thesis, University of Illinois Urbana
2. Gibbs, H J y Holtz W G (1957) "Research on determining the density of sands by spoon penetration testing" Proceedings, IV ICSMFE, London, Vol 1
3. Gibson R E (1958) "The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time" Géotechnique, Vol 8
4. Kealy C D y Busch R A (1971) "Determining seepage characteristics of mill-tailings dams by the finite-element method" Bureau of Mines Report of investigations 7477
5. Lee K L y Fitton J A (1969) "Factors affecting the cyclic loading strength of soil" Vibration effects of earthquakes on soils and foundations, ASTM STP 450
6. León J L (1976a) "Contribución al panel de la sesión N°1" VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo III, Guanajuato, noviembre
7. León J L (1977) "Consolidación de suelos finos en presas de jales", Instituto de Ingeniería, UNAM, informe en ejecución
8. Lumb P (1963) "Rate of settlement of a clay layer due to a gradually applied load", Civil Engineering and Public Works Review, March
9. Marcuson W F y Bieganousky W A "Laboratory standard penetration tests on fine sands" ASCE National Convention on Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering Preprint 2752
10. Prieto O H y Masara T (1976) "Some experiences in the construction and maintenance of tailings dams at the mining units of Industrial Minera Mexico S A, Republic of Mexico" Presentado al XII ICOLD, Mexico, marzo-abril
11. Schmitter J J (1976) comunicación personal
12. Terzaghi K V y Frolich O K (1939) "Theorie du tassement des conches argileuses", Dunod París

TABLA 1. ALGUNAS PROPIEDADES INDICE DE LAMAS TOMADAS EN DISTINTAS PRESAS

Lugar	S_s	W_n %	LL %	LP %	Clasificación SUCS	Referencia
Bethlehem	2.72	-	30.3	20.0	-	Mittal y Morgenstern (1976)
Brenda	2.76	-	28.2	19.2	-	" " " " " " "
Copper Cliff	2.98	-	NP	NP	-	" " " " " " "
Taxco,ML-1	2.90- 2.93	46	36	27	ML	León (1976)
Taxco,ML-2	2.92	57	35	27	ML	" " "
Taxco,ML-3	2.86	75	45	34	ML	" " "
Inguarán(1)	2.85	-	-	-	-	León (1977)
San Martín(1)	3.38		18	no plas- tico		" " "
San Martín(1)	3.35	-	20	-	-	" " "
Guanajuato	-	-	31	21	CL	Schmitter (1976)

(1) Las muestras fueron recibidas en estado seco. La densidad de sólidos corresponde al material que pasa la malla 40.

TABLA 2. VALORES DE LA DENSIDAD DE SOLIDOS DE JALES Y ARENAS CICLONEADAS DE DISTINTAS PRESAS.

L U G A R	S_s	W_n %
(1) Brenda	2.74	-
(1) Craigmont	2.96	-
(2) Taxco, Gro.	3.10 a 3.40	3.1-5.4
(3) Inguarán		
(3) San Martín		
(1) Muestras integrales		
(2) Arena cicloneada		
(3) Material mayor que la malla 200		

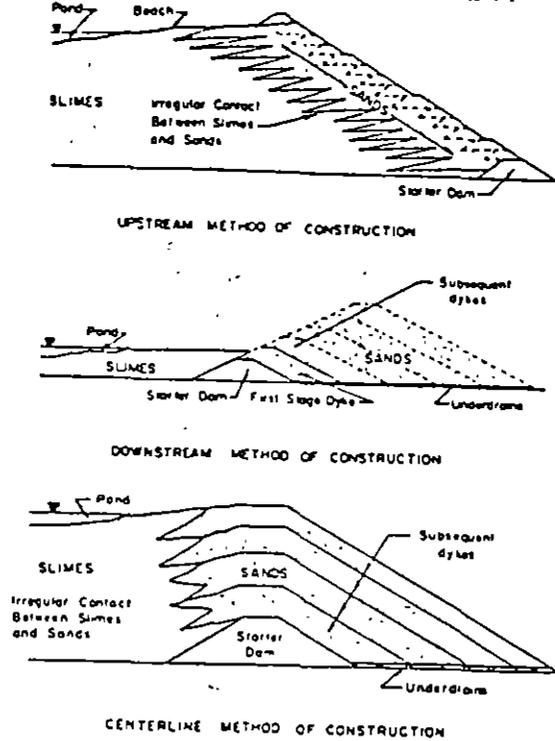
TABLA 3. COMPACIDAD RELATIVA, IN SITU Y RELACIONES DE VACIOS MAXIMA Y MINIMA DE MUESTRAS DE ARENA EN ALGUNAS PRESAS DE JALES.

Material y Lugar	D_{10} mm	C_u	e_{max}	e_{min}	$e_{max}-e_{min}$	C_r %	Referencia
A. de Ottawa	0.22	1.8	.72	.51	.21	-	Mittal y Noertner (1975)
A. del río Fraser	0.17	1.8	.96	.60	.34	-	" " "
A. de Brenda ciclona una vez	0.045	4.7	.985	.565	.42	35-65,50 ⁽¹⁾	" " "
ciclona dos veces	0.08	2.5	1.10	.67	.43	-	" " "
A. de Bethlehem Tomada en 1971	0.08	3.1	1.07	.63	.44	55-65,60 ⁽¹⁾	" " "
Tomada en 1972	0.045	3.5	1.23	.67	.56	-	" " "
A. de Copper Cliff.	0.043	4.0	1.08	.68	.40	-	" " "
A. de GCOS ⁽³⁾	0.09	2.2	1.07	.68	.39	-	" " "
A. de Gibraltar Taxco, GRO.	0.075	5.0	1.08	.54	.54	-	" " "
M-1	0.065	2.5	0.97	.56	.41	55 ⁽²⁾	León (1976)
M-2	0.080	4.1	1.29	.80	.49	76 ⁽²⁾	" " "
M-3	0.070	4.1	1.16	.66	.50	47 ⁽²⁾	" " "
M-4	0.070	3.7	1.24	.73	.51	62 ⁽²⁾	" " "
M-5	0.100	3.9	1.01	.60	.41	58 ⁽²⁾	" " "
M-5 ²	0.100	4.4	0.97	.57	.40	-	" " "
M-6	0.080	4.2	1.06	.63	.43	-	" " "

(1) Los primeros dos números indican el intervalo de valores. El último el propio. Valores obtenidos mediante método nuclear.

(2) Valores obtenidos en calas a 50 cm de profundidad. Se observa cierta estratificación.

(3) Great Canadian Oil Sands



Typical design sections of tailings dams.

Fig 1. (Mittal y Morgenstern, 1975)

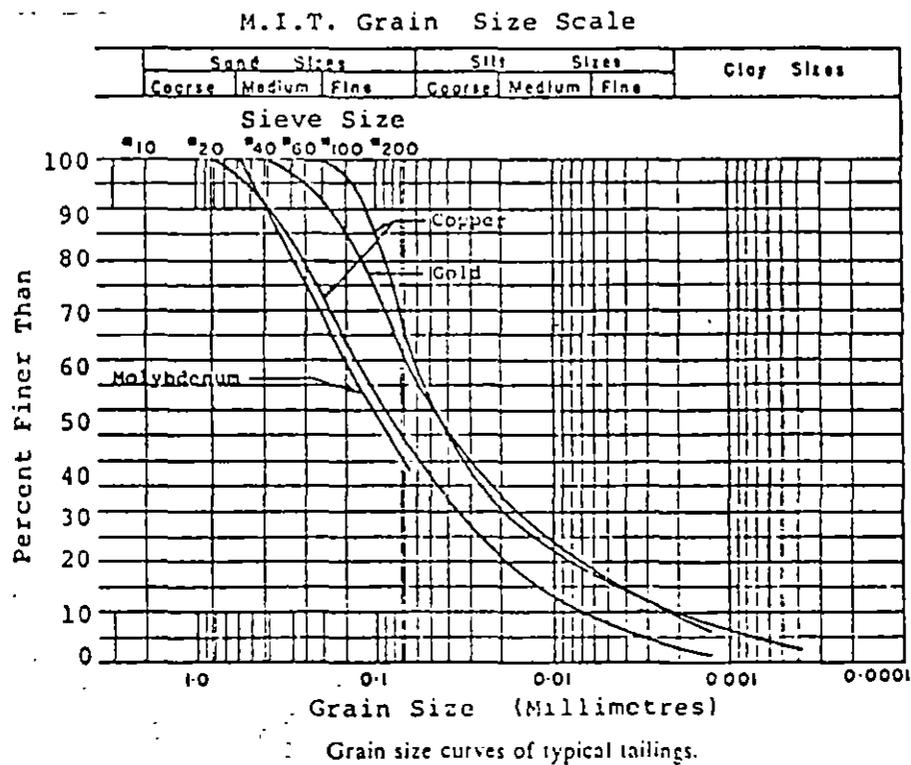
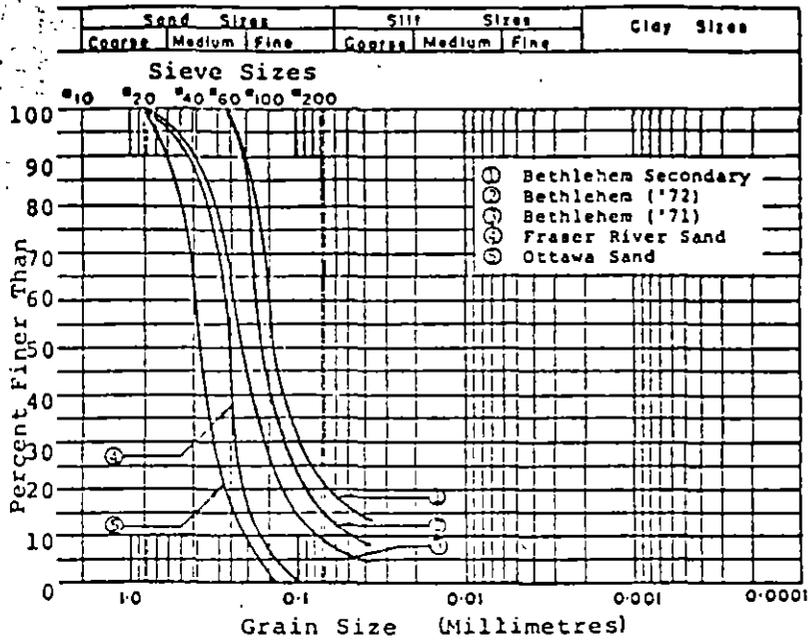
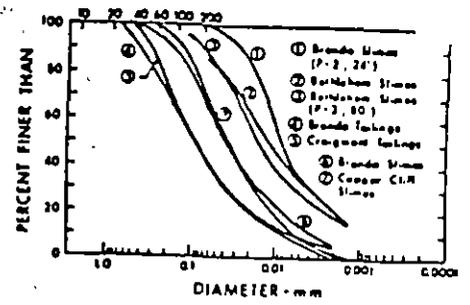


Fig 2a: (Mittal y Morgenstern, 1975)

M.I.T. Grain Size Scale



M. I. VOL. 13, 1976



Grain size curves of slimes and tailings tested in this study.

Fig 2c. (Mittal y Morgenstern, 1976)

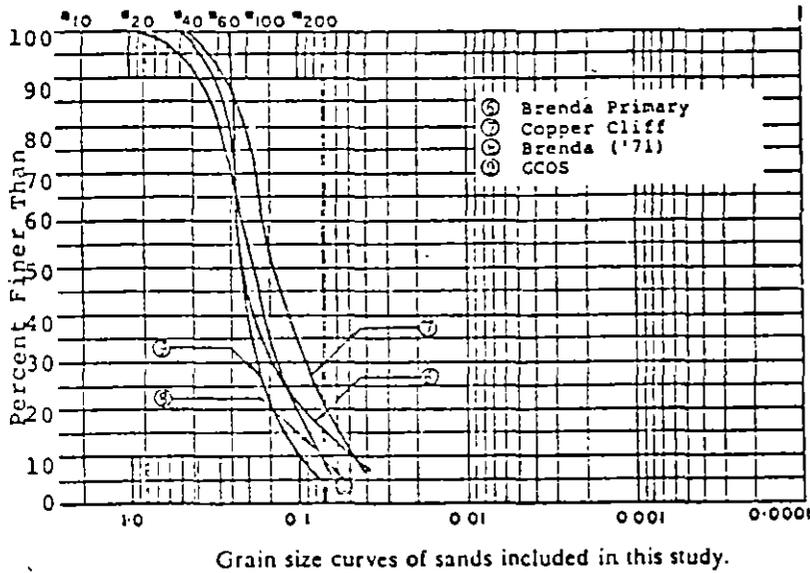
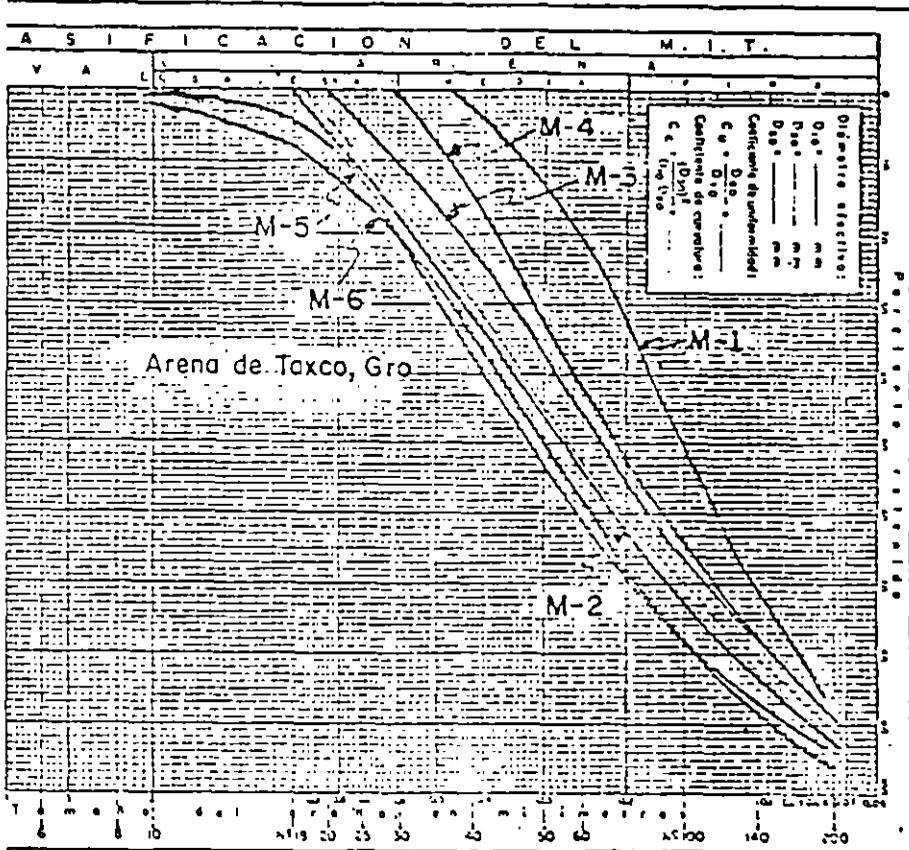
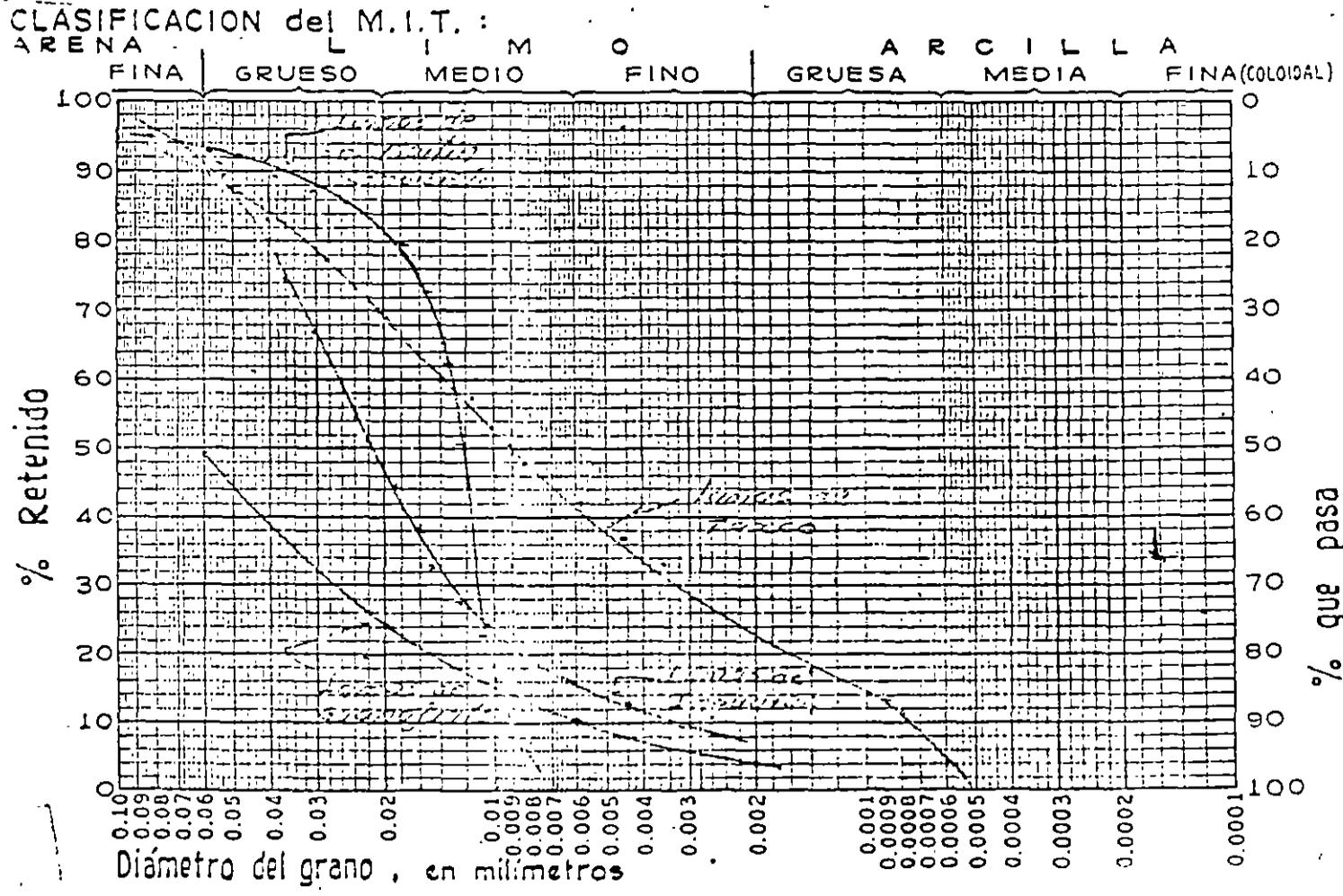


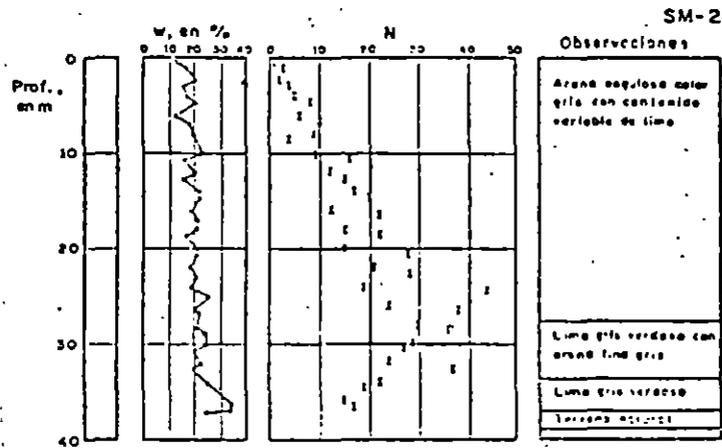
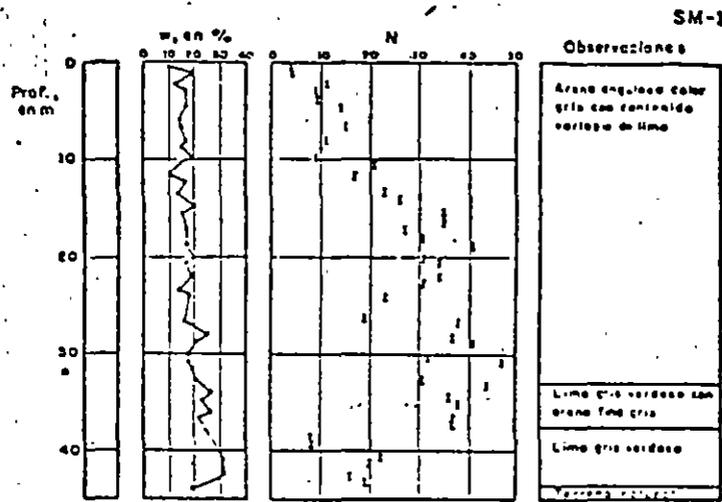
Fig 2b. (Mittal y Morgenstern, 1975)



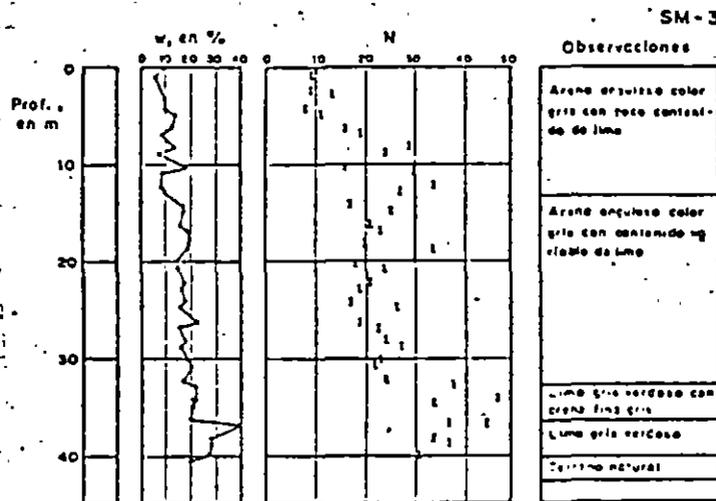
Granulometría de arenas en la prueba de los 4, Taxco, Gro.

Fig 2d. (León, 1976)



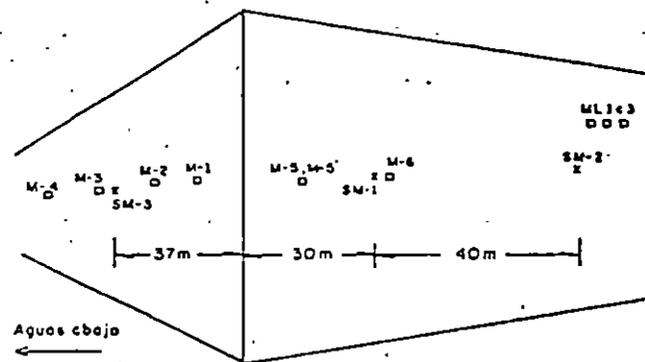
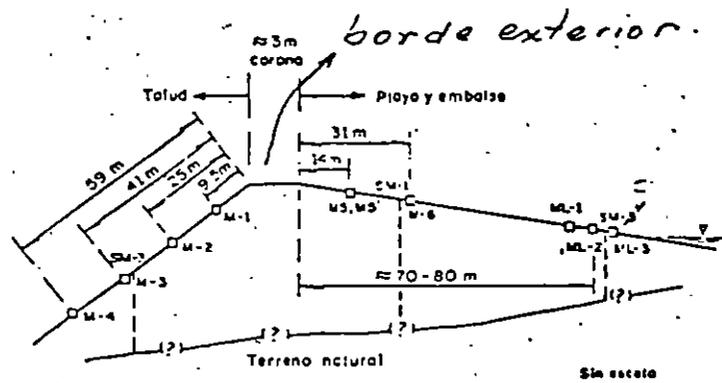


Resultados de los sondeos mixtos SM-1 y SM-2



Resultados del sondeo mixto SM-3

Fig 3. (León, 1976)



Localización de sondeos y pozos para obtención de muestras alteradas. Presa de Jules N° 4, Taxco, Gro.

Fig 4. (León, 1976)

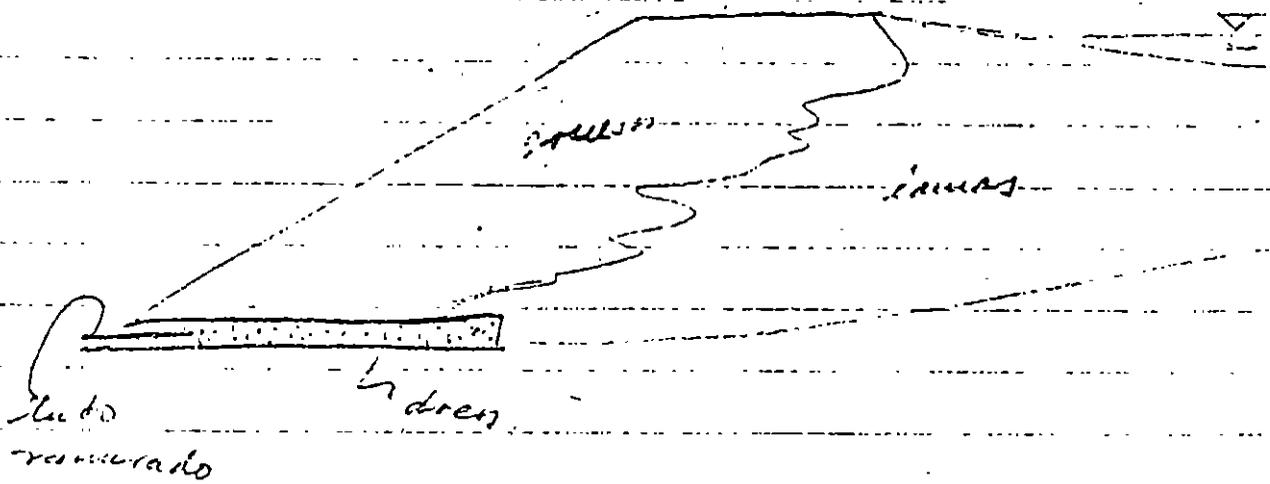


FIG N° 4

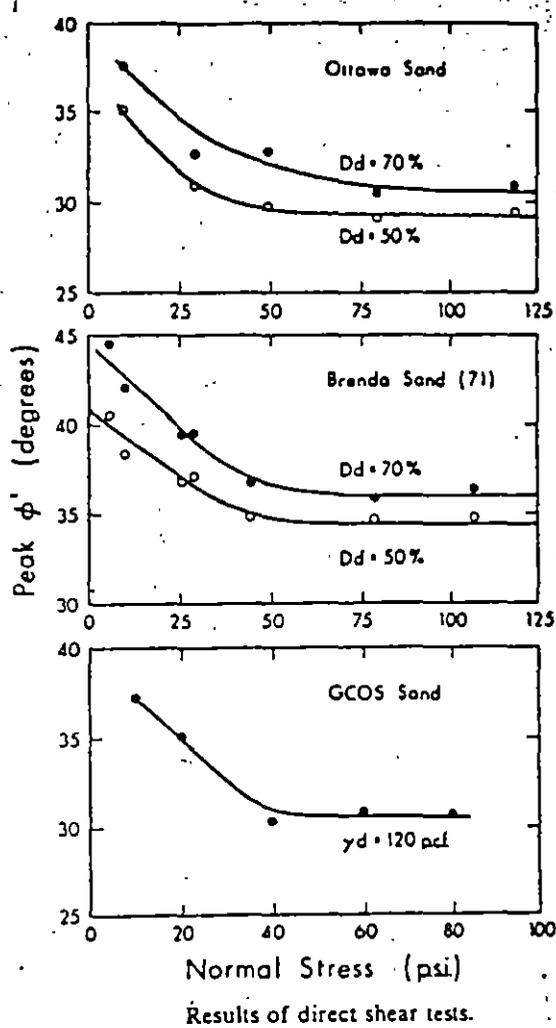
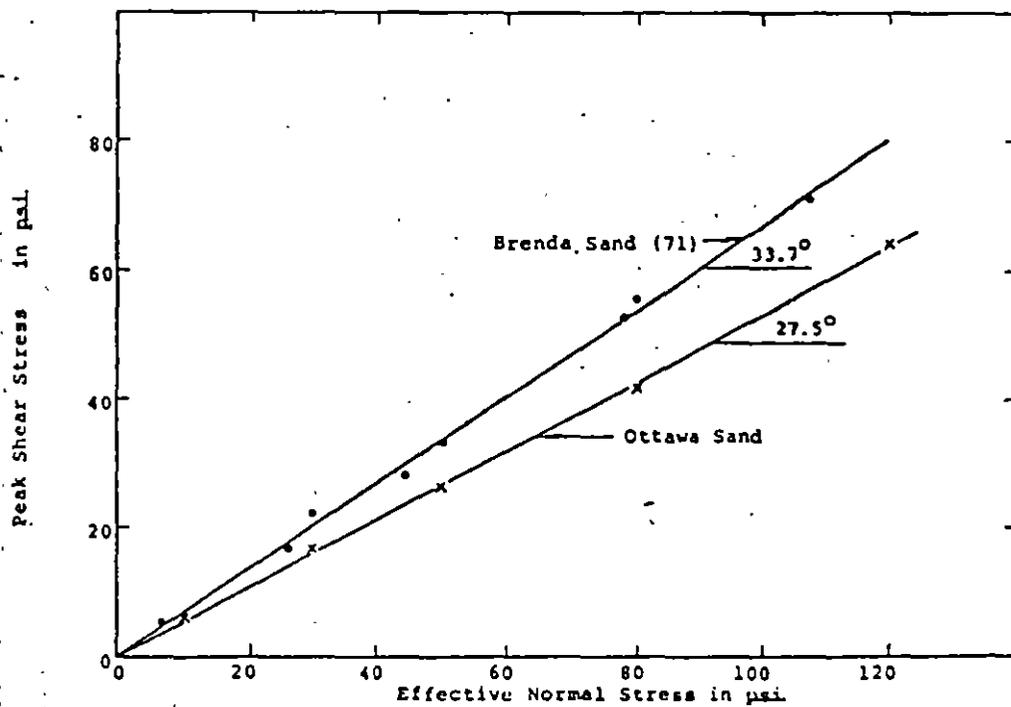
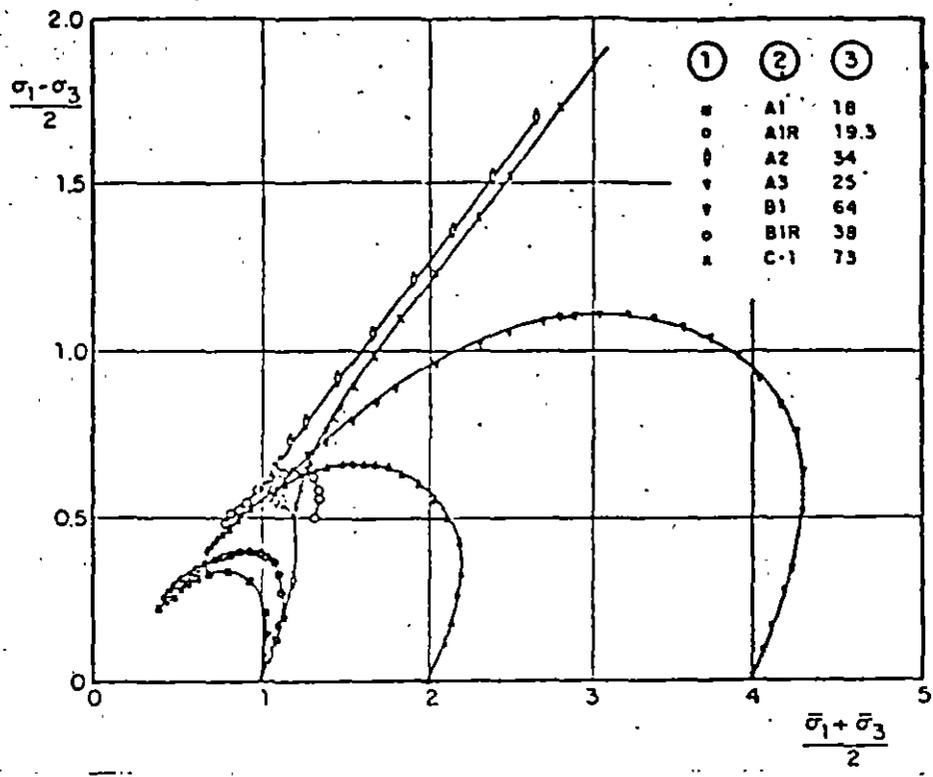


Fig 5a. (Mittal y Morgenstern, 1975)

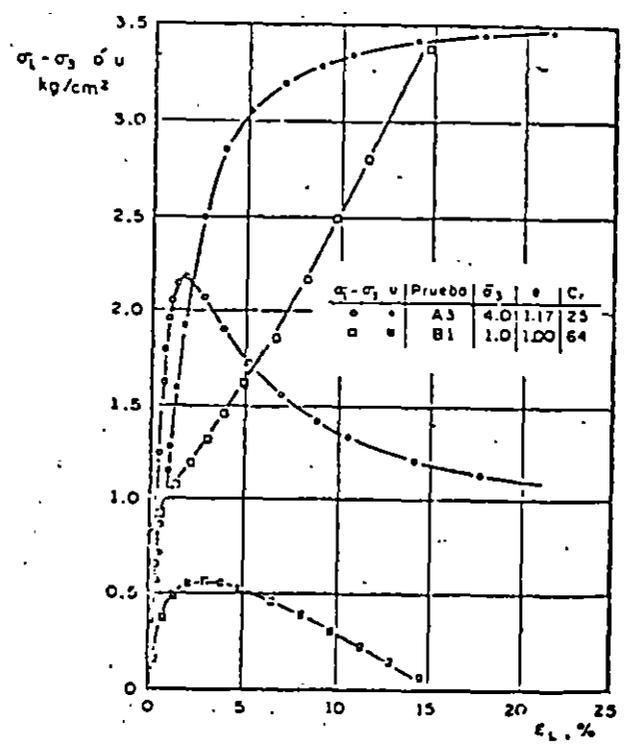


Results from direct shear tests for sands initially at zero relative density.

Fig 5b (Mittal y Morgenstern 1975)



Trayectorias de esfuerzo. Arenas de presa de Jales N° 4. Taxco, Gro. Fig 6. (León, 1976)



Pruebas triaxiales consolidada-no drenada. Deformación controlada

Fig 7. (León, 1976)

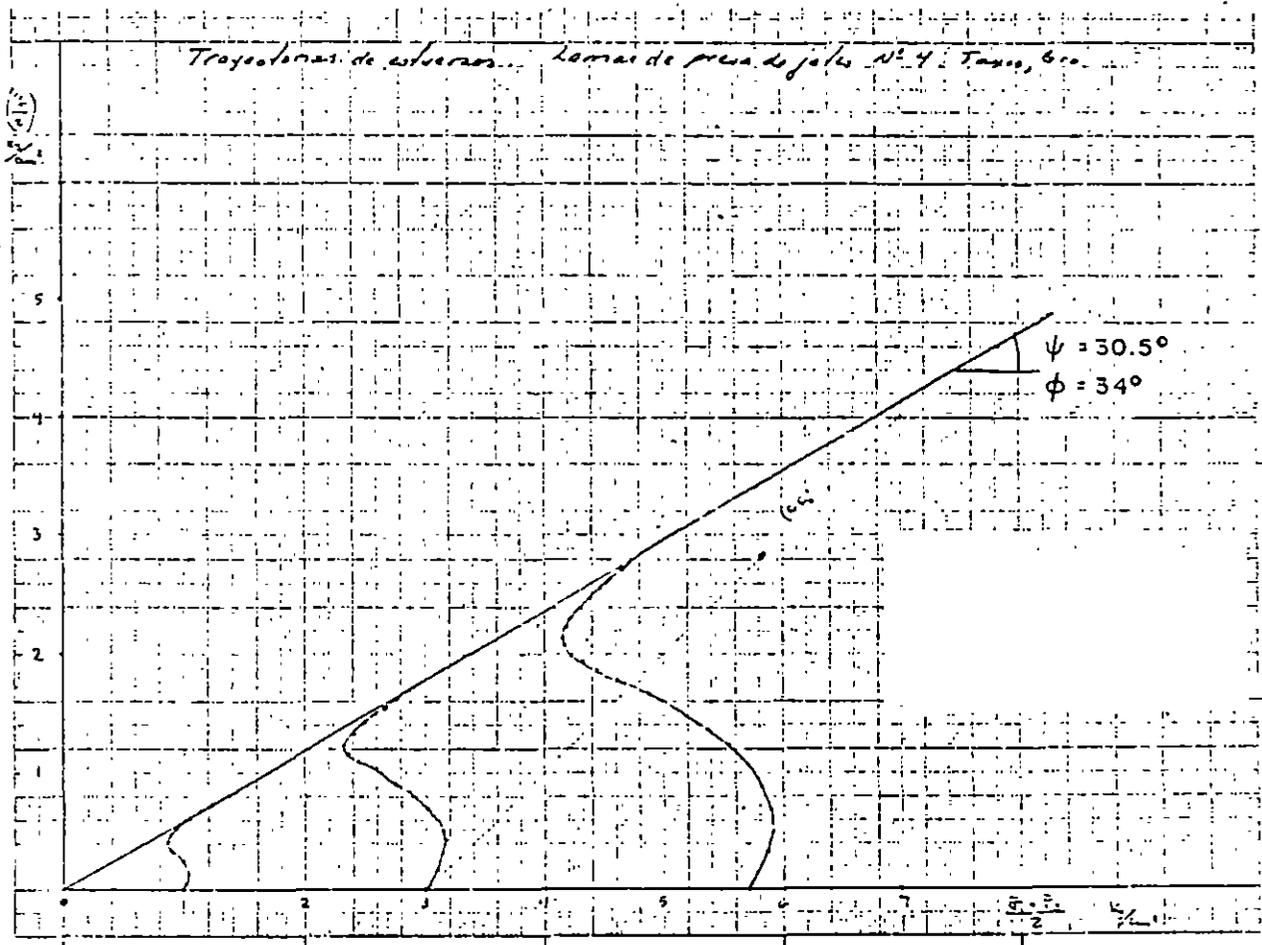


Fig 8. (Le6n, 1976)

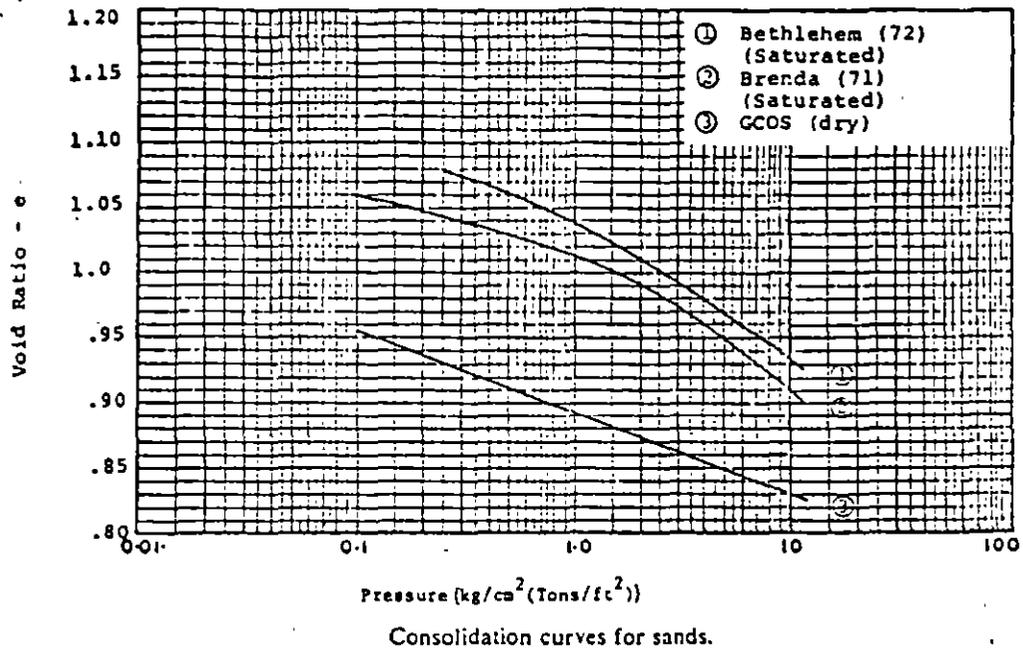
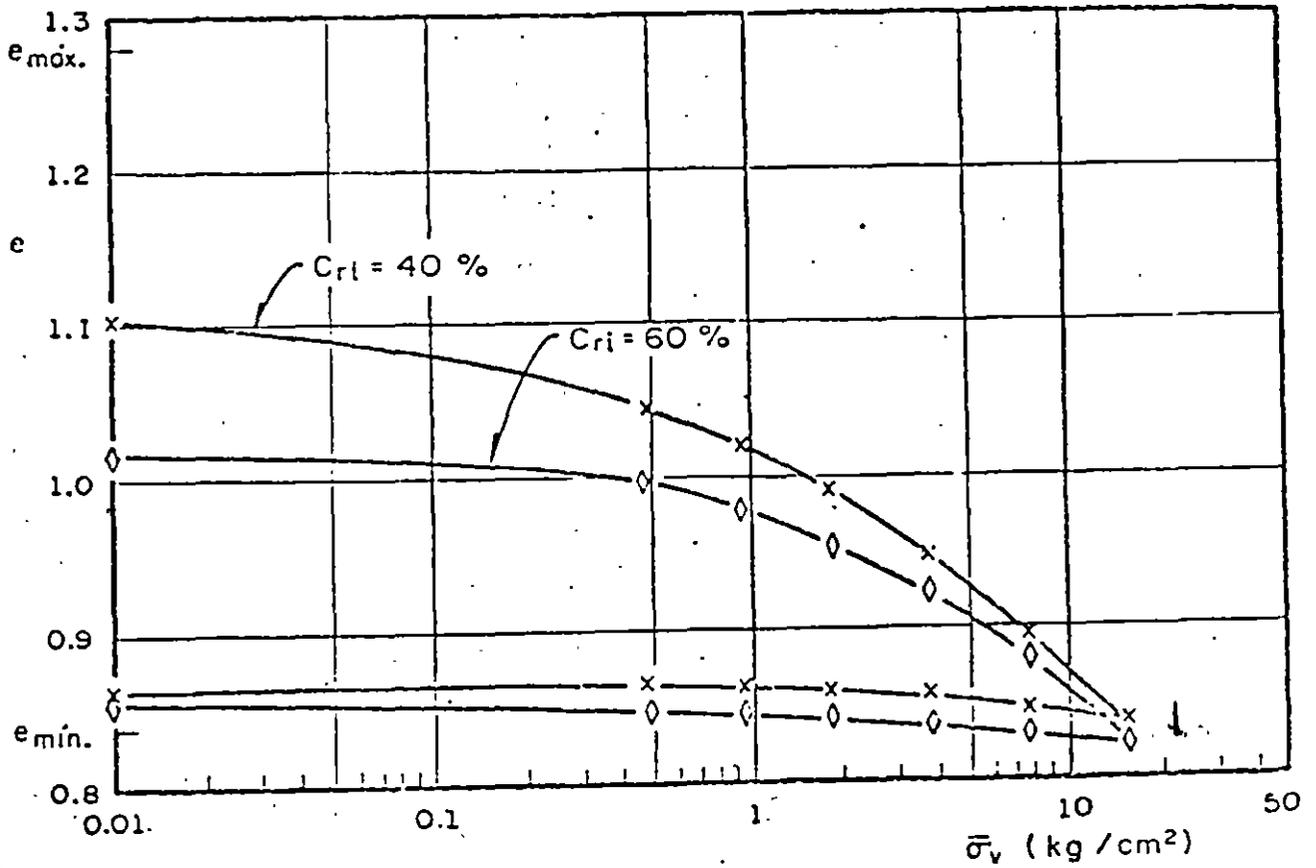


Fig 9a. (Mittal y Morgenstern, 1975)



Pruebas de consolidación unidimensional en material grueso. $C_{ri} = 40\%$ y 60%

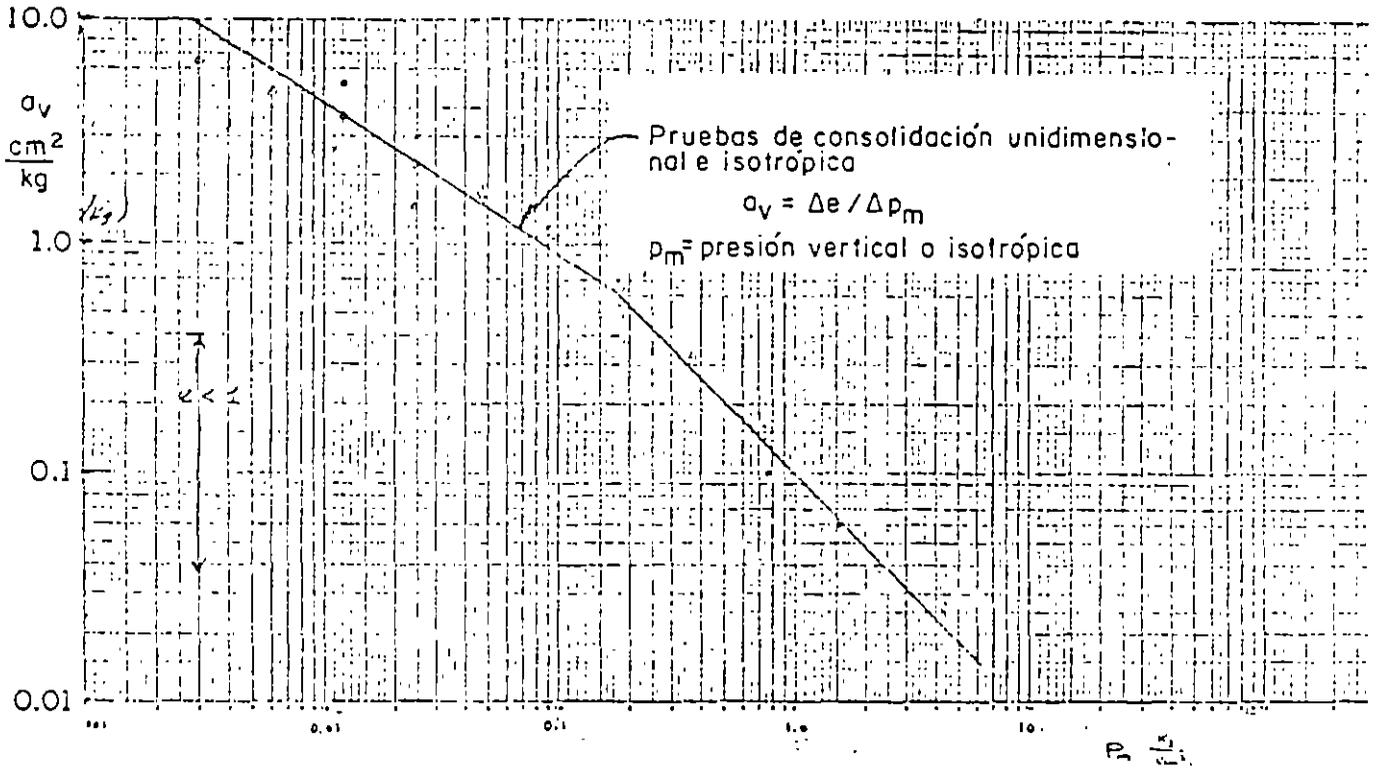


Fig 10a. (León, 1976)

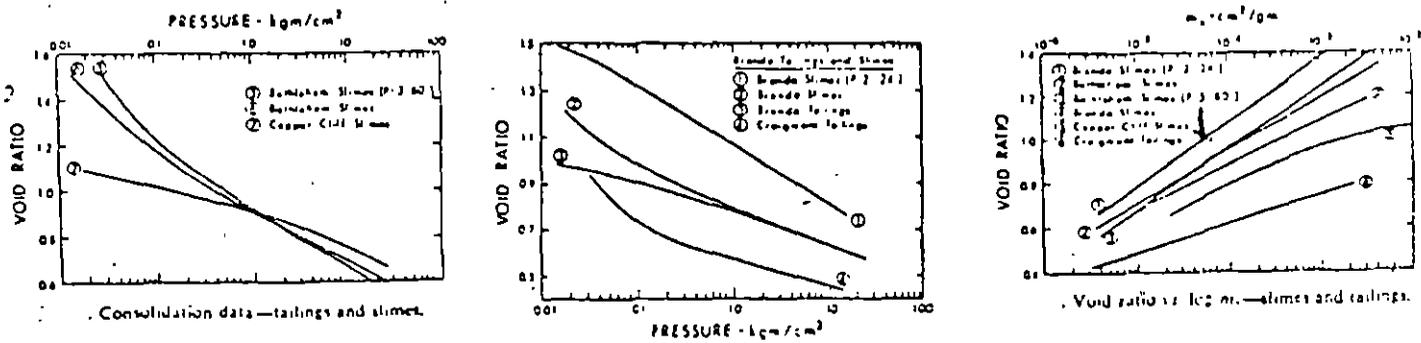
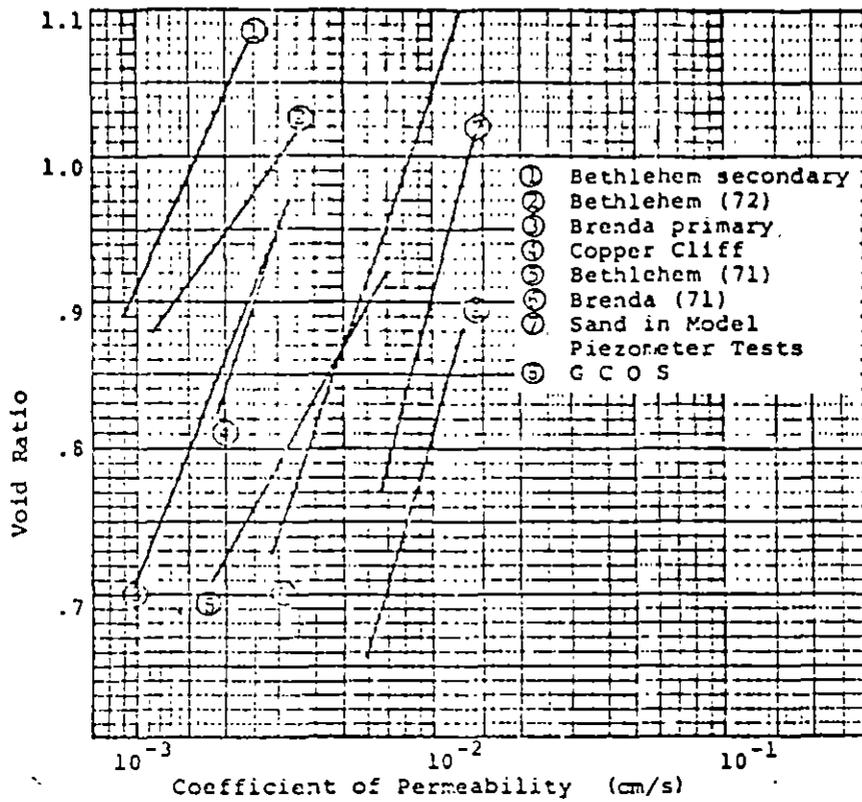
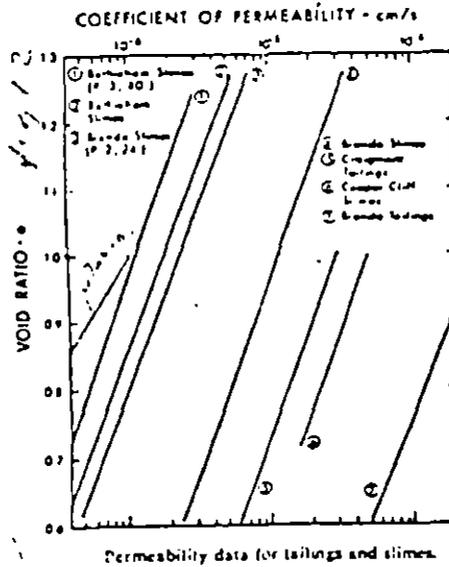


Fig 10b. (Mittal y Morgenstern, 1976)



Permeability of tailings sands.

Fig 11. (Mittal y Morgenstern, 1975)



Permeability data for tailings and slimes.

Fig 12. (Mittal y Morgenstern, 1976)

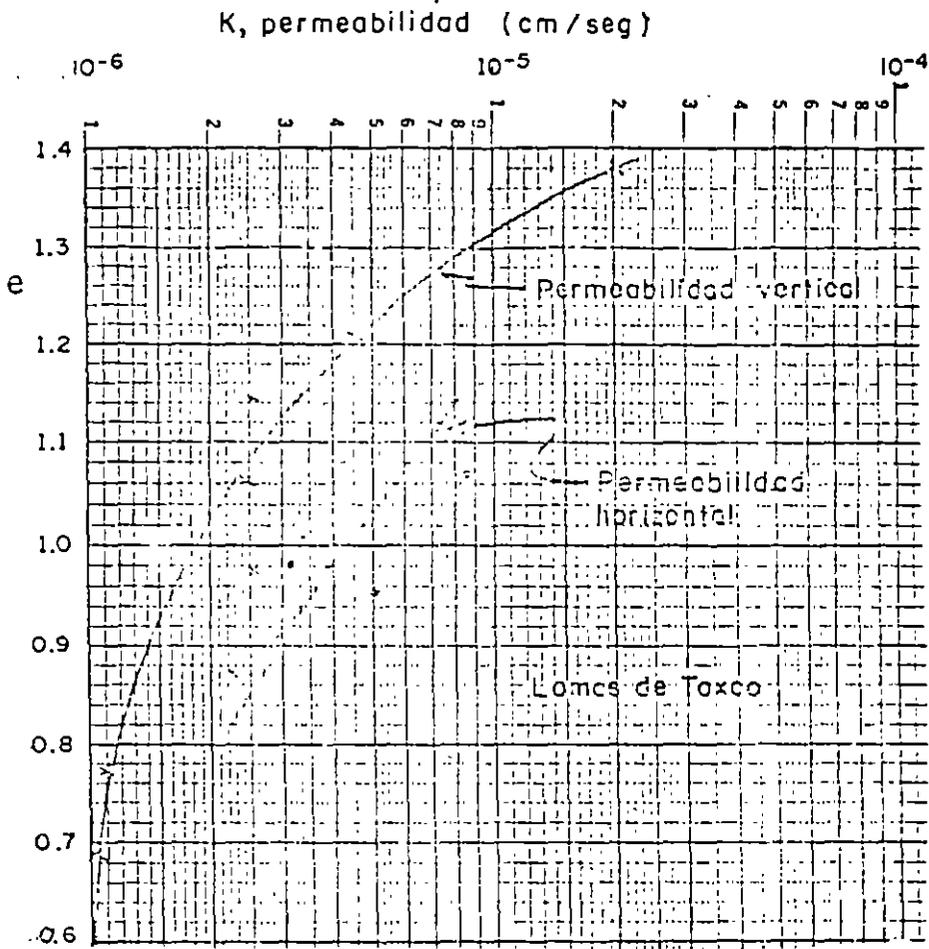


Fig 13. (León, 1977)

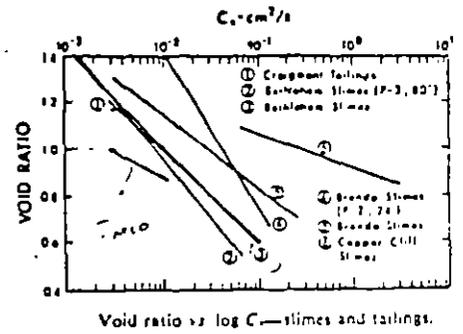
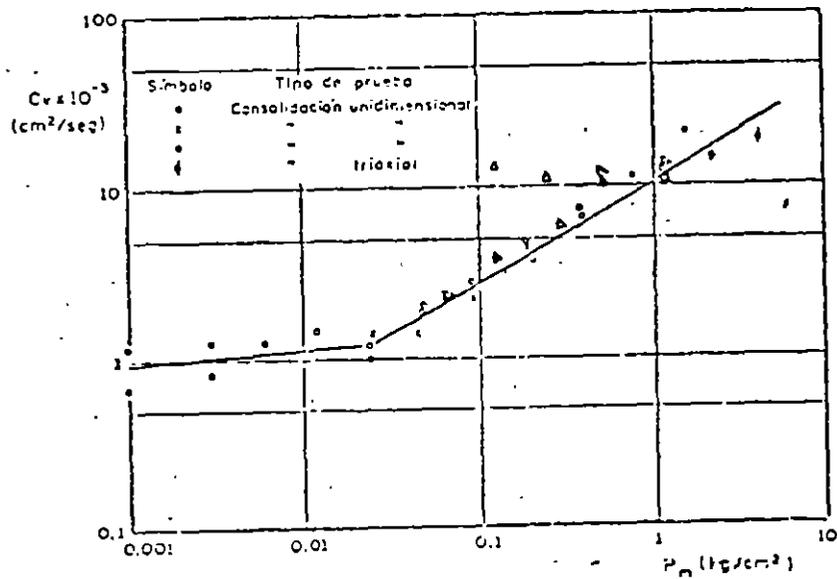


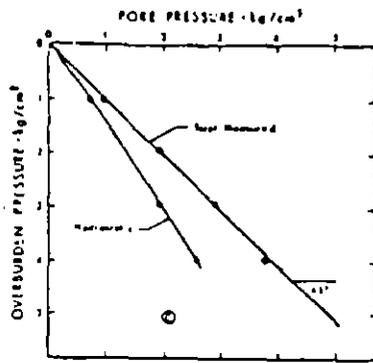
Fig 14. (Mittal y Morgenst 1976)



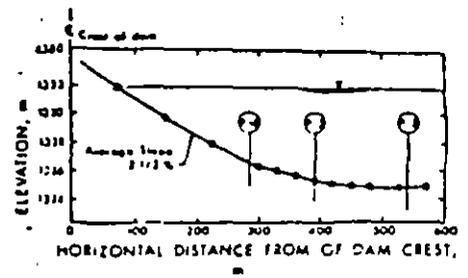
Valores del coeficiente de consolidación C_v , obtenido en distintos tipos de prueba. Material (ao)

Fig 15. (León, 1976)

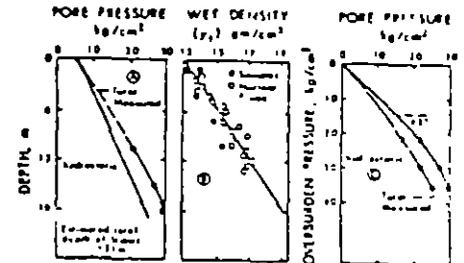
Consolidación unidimensional
 a $\sigma_v = 2.2 \text{ kg/cm}^2$
 $C_v = 0.0001$
 Flujo de agua en
 dirección horizontal
 $C_v = 0.0001$



Pore pressure and density results Bethlehem Tailings Pond.

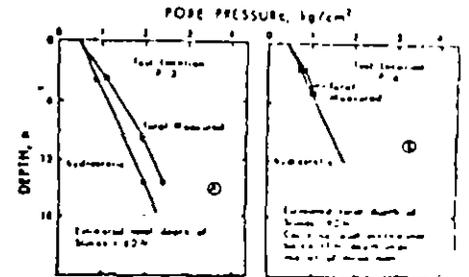


Section G Sta. 55+00 showing test locations Brenda Tailings Pond.

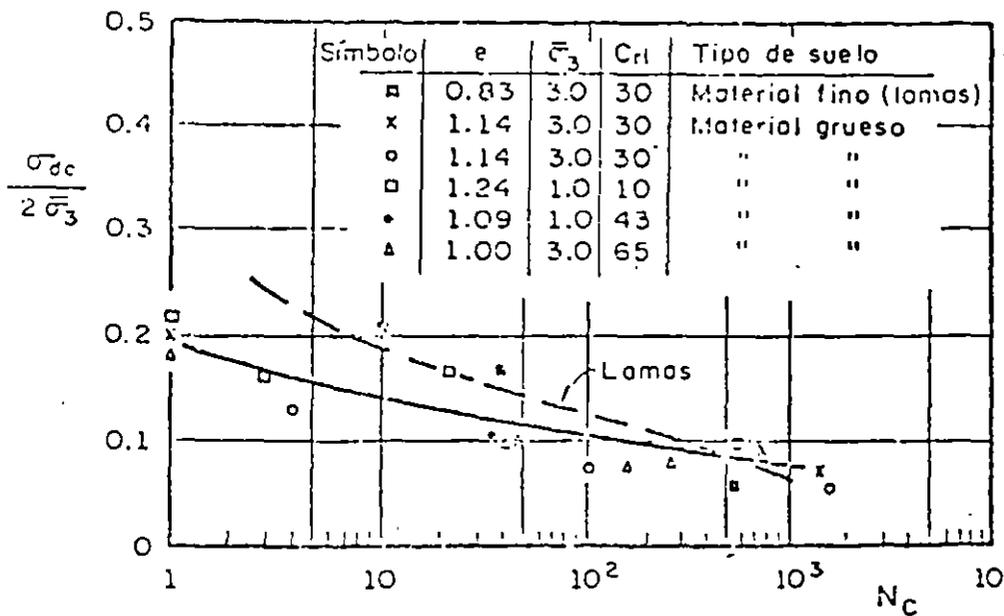


Pore pressure and density results Brenda Tailings Pond—test location P-2.

Fig 16. (Mittal y Morgenstern, 1976)

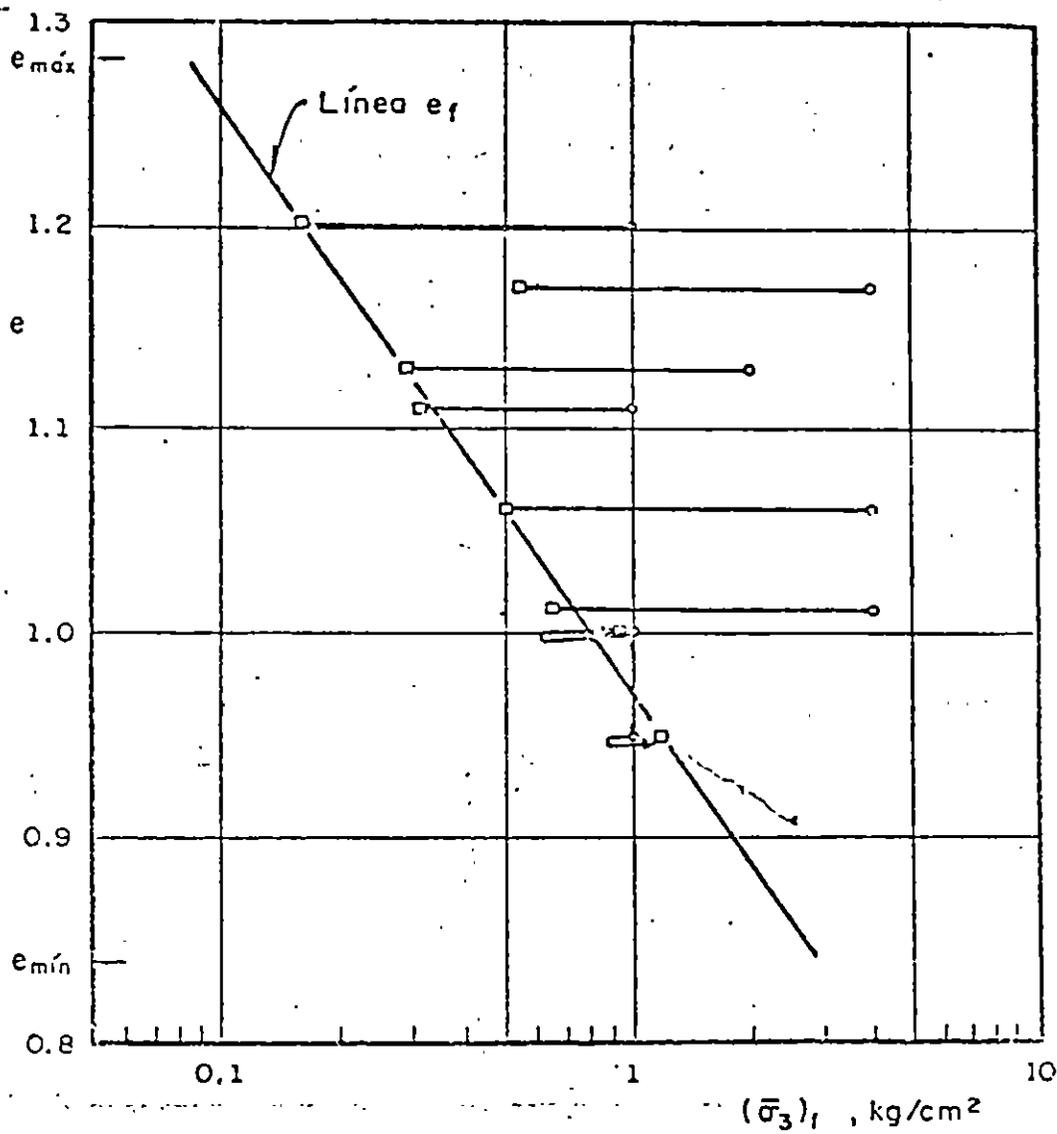


Pore pressure results Brenda Tailings Pond—test locations P-3 and P-4.



$\sigma_{dc} / 2\bar{\sigma}_3$ vs número de ciclos, N_c , para alcanzar la licuación

Fig 17. (León, 1976)



Línea e_f vs (σ₃)_f

Fig 18. (León, 1976)

Angulo de fricción de las finas, $\phi = 35^\circ$ (en términos de esfuerzos efectivos)

Peso volumétrico sumergido de las finas, $\gamma_s = 1 \text{ ton/m}^3$

$C_v = 250 \text{ cm}^2/\text{día}$ $t = 12000 \text{ días}$

$v_g = 0.5 \text{ cm/día}$ $H_{\text{med}} = 60 \text{ m}$

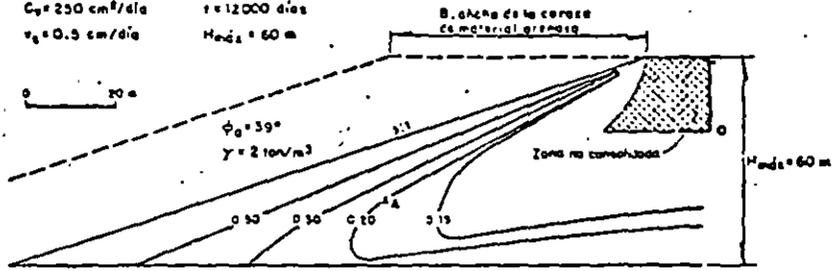
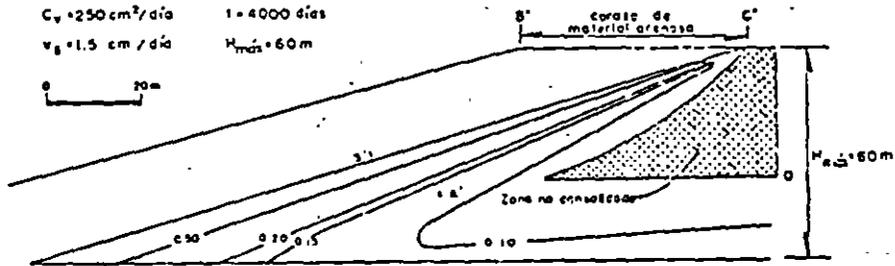


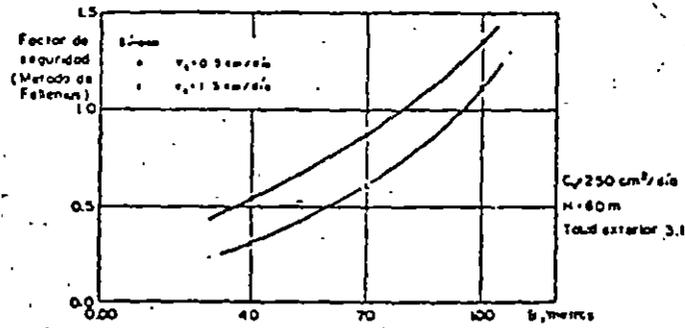
Fig 4 Curvas de igual grado de consolidación, $U v_g = 0.5 \text{ cm/día}$

$C_v = 250 \text{ cm}^2/\text{día}$ $t = 4000 \text{ días}$

$v_g = 1.5 \text{ cm/día}$ $H_{\text{med}} = 60 \text{ m}$



Curvas de igual grado de consolidación, $U v_g = 1.5 \text{ cm/día}$



Factor de seguridad versus ancho de la corona exterior

Fig 19. (León, 1976, a)

APENDICE. PROPIEDADES MECANICAS DE DESPERDICIOS DE MINAS DE CARBON.

Como se menciona en el texto, en este apéndice se presentan algunas propiedades mecánicas de desperdicios de minas de carbón. Estos materiales tienen características diferentes de los desperdicios de minas de metales. En lo que sigue se entenderá claramente tal diferencia.

A.1 ORIGEN DE LOS MATERIALES Y PROCESO

A continuación se presenta una traducción de una parte del artículo presentado por Holubes (1976).

"Para entender como los terraplenes de desperdicios de minas de carbón, y los embalses de lamas, con distintas estructuras comunes de tierra y roca, se debe considerar la secuencia geológica en la vecindad de las vetas de carbón, el proceso de extracción y preparación, y finalmente, los métodos de deposición del desperdicio .

Las vetas de carbón ocurren en secuencias de rocas sedimentarias conocidas como cyclothem (Davies 1973, Taylor and Spears 1970) que consisten en capas sucesivas de areniscas (hasta de grano fino), calizas, arcilla, carbón y lutitas como se ilustra en la fig A.1. Los desperdicios se generan por el desarrollo de las minas a través de las capas anterior e impurezas de carbón de baja calidad separado del material extraído. Las impurezas son las varias

con la excepción de la caliza que generalmente está presente en cantidades impredecibles.

El carbón extraído se procesa en una planta donde es molido y separado de impurezas. El molido y limpiado se lleva a cabo en una o dos etapas, produciendo la primera etapa carbón grueso para calor y generación de vapor. La segunda etapa produce un carbón fino metalúrgico de más alta calidad, si la veta es de suficiente calidad para ese propósito.

Los desperdicios de las dos etapas se depositan en forma separada. El desperdicio grueso se transporta por bandas al sitio donde se depositará. El desperdicio fino se deposita bombeando este material como un lodo, hacia embalses que son retenidos usualmente por presas de tierra y enrocamiento o, frecuentemente, por presas construidas con el desperdicio grueso*

A.2 PROPIEDADES INDICE

A continuación se presentan las propiedades índice que pueden afectar el comportamiento de los materiales, tanto gruesos como finos. Se incluyen varios aspectos que no se presentaron en el texto al tratar los desperdicios de minas de metal.

A.2.1 Desperdicio grueso

a) Forma de las partículas

* Esta forma de construir los embalses para depositar el desperdicio fino, corresponde a la práctica de "hacia aguas abajo" como se ve en la fig 1 del texto.

El desperdicio grueso consiste de partículas elongadas de forma de placa, producidas por el molido de rocas sedimentarias. Annen y Stalman (1969) presentan resultados de medición de las dimensiones de las partículas que indican como un promedio que en la longitud, L , varía entre una y ocho veces el espesor, E , de las partículas como promedio se puede tener que $L = 3E$.

b) Intemperismo

El intemperismo puede ser físico o químico. El intemperismo físico consiste en la rotura de partículas que puede ocurrir durante el transporte a los terraplenes donde se deposita.

El intemperismo químico es causado por la oxidación de la pirita presente en las lutitas y las partículas carbonáceas, que forman ácidos y sulfatos los cuales atacan a las partículas de lutita.

Parece ser que el intemperismo químico está restringido a profundidades menores de 2 m, mientras que el intemperismo físico, o rotura de partículas, será mayor a mayores profundidades dentro de un terraplen. Datos presentados por Holubec (1976) muestran que el material obtenido de 18 a 45 m. de profundidad tenía un 50 por ciento de finos mientras que el material de la superficie tenía 20 por ciento. Tal cambio en el contenido de finos puede provocar una reducción en la permeabilidad y un cambio en la resistencia de tales materiales.

c) Densidad de sólidos

La densidad de sólidos tiene valores considerablemente más pequeños que los usuales en suelos. La fig A-2 muestra los resultados encontrados como una función de la pérdida por Se observan valores entre 2.45 y 2.05.

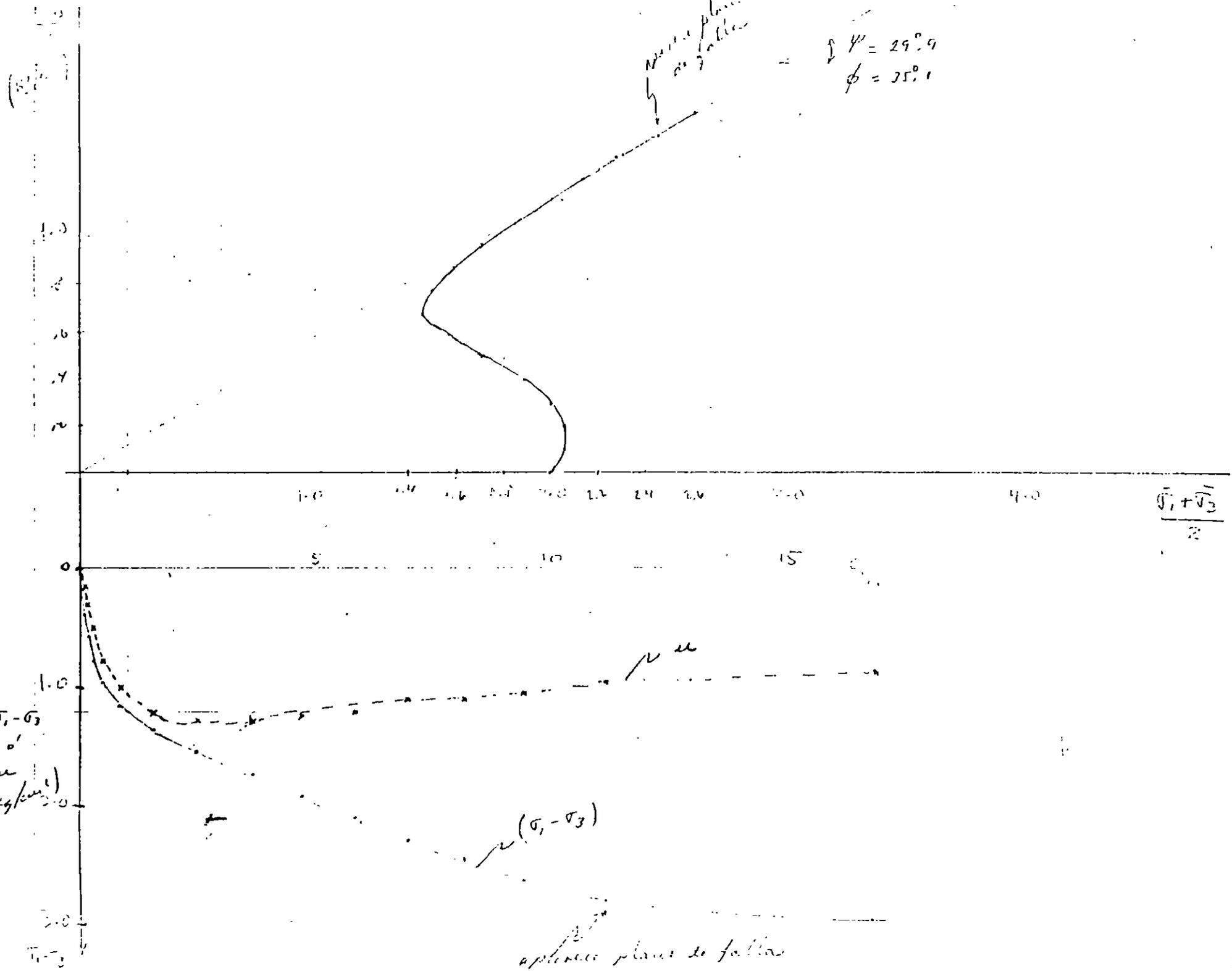
A.2.2 Desperdicio fino

a) Forma de las partículas

El material consiste de partículas pequeñas que son predominantemente carbonáceas. Su forma es equidimensional y angular

b) Densidad de sólidos

La composición mineralógica de los finos es predominantemente carbón y lutitas carbonáceas lo cual resulta en densidades de sólidos en el intervalo de 1.4 a 2.0 . A manera de comparación recuerdese que la densidad de sólidos del carbón está entre 1.3 y 1.5.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CURSO:
**PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION
DE PRESAS DE JALES**

Estudios Geotécnicos

- Propiedades de los jales: textura, composición granulométrica, gravimetría, resistencia y deformabilidad, consolidación y permeabilidad

DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY

Jales

Como en el caso de los suelos, los jales tienen características de identificación, resistencia y deformación, medidas por lo general con pruebas de mecánica de suelos. Los desechos y los suelos son un medio de tres fases (granos sólidos, líquido y gas en los poros). Sin embargo, con más frecuencia que en la mecánica de suelos, en los desechos se encuentran condiciones particulares, tales como:

- granos de naturaleza poco usual, v. gr. hojuelas o material con comportamiento tixotrópico, como la bentonita;

- líquido en los poros diferente al agua de pH neutral;

- gas en los poros diferente al aire, que trae consigo condiciones particularmente cambiantes (sales solubles que, a la larga, cementan los materiales depositados).

Las características de los jales se determinan de acuerdo con técnicas bien conocidas de la ingeniería civil. Las siguientes propiedades son de particular importancia:

a) Para identificación:

- La curva granulométrica y el coeficiente de uniformidad

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Los jales pueden presentar una gran variación de granulometría, yendo de granos gruesos a partículas coloidales;

- Los límites de Atterberg: el límite líquido LL, el límite plástico LP y el índice plástico IP = LL - LP. La nomenclatura deberá apearse al léxico publicado en "Geotechnique, Vol. 2, No. 1, pp. 84-86", o cualquier otra nomenclatura publicada más recientemente. Para los desperdicios de carbón, el LL se sitúa generalmente entre 20 y 60% y el IP entre 0 y 30%;

- El contenido de agua w (%);

- El peso volumétrico de los granos γ_s ,

del material húmedo γ_h ,

del material seco γ_d ,

del material saturado γ_{sat} ,

del líquido en los poros γ_w .

Para los desperdicios, γ_s se encuentra por lo general entre 25 y 35 kN/m³, según su composición mineralógica. La relación de vacíos e o la porosidad η puede establecerse de los coeficientes γ_s y γ_d ; las características de los desperdicios pueden compararse con la densidad máxima de la prueba Proctor estándar.

- la velocidad de variación de γ_h en función de la profundidad;

- la densidad relativa dada por:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \cdot 100 = \frac{\gamma_{max}}{\gamma_d} \cdot \frac{\gamma_d - \gamma_{min}}{\gamma_{max} - \gamma_{min}} \cdot 100$$

- el coeficiente de permeabilidad k (m/s). Las condiciones del depósito de desperdicios a menudo conducen a una permeabilidad horizontal de 10 a 100 veces mayor que la permeabilidad vertical;

- el tiempo de drenado o secado de las arenas de jales;

- el promedio ponderado de la relación peso/volumen para su uso en el proyecto durante el llenado de jales y su abandono ulterior.

b) Para resistencia:

Los parámetros del esfuerzo cortante Φ' y c' se obtienen de las pruebas de corte directo o de compresión triaxial llevadas a cabo en muestras inalteradas. El esfuerzo cortante no drenado c_u puede obtenerse de pruebas de compresión triaxial o de pruebas *in situ*, tales como la prueba con aparato de veleta. Φ' representa el ángulo de resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos y c' la ordenada de cohesión en el origen, en términos de esfuerzos efectivos.

En el caso de los minerales de desecho, por lo general se usa $c' = 0$ y Φ' entre 22° y 34° para la explotación de carbón, y entre 30° y 36° para otras explotaciones.

c) Para la consolidación:

Las mediciones más comunes se efectúan mediante el consolidómetro, que da:

- la curva $e = f(p)$, que da la variación de la relación de vacíos e , como una función de la presión aplicada p ;

- la presión máxima de preconsolidación p_c ;

- el índice de compresión C_c ;

- el coeficiente de consolidación C_v ;

- el grado de consolidación U .

Para estudios más avanzados (por ejemplo, la licuación causada por un sismo), la variación de los módulos de deformación puede determinarse en términos de la deformación o esfuerzos aplicados, siguiendo la misma técnica que se utiliza para los suelos.

3.4.4 Sismicidad

Los efectos de las vibraciones ocasionadas por sismos u otros factores, tales como los explosivos, reciben cada vez una mayor atención. El uso de métodos de análisis pseudo-estáticos es por lo general aceptable en zonas de actividad sísmica relativamente baja. El empleo de métodos dinámicos más recientes ha sido restringido, debido a los costos, a zonas de fuerte actividad sísmica. Tanto el tipo de producto como el método de almacenamiento de muchos tipos de jales o desechos generan una mayor preocupación sobre el estudio de los efectos de los sismos. El U.S. Corps of Engineers presenta un mapa de zonas sísmicas y una discusión del uso de los coeficientes sísmicos. También se han publicado mapas sísmicos que indican frecuencias de ocurrencia^(54,55). Además, en Gran Bretaña y otros países se han publicado mapas sísmicos de todo el mundo. Se puede obtener de NOAA⁵⁶ un resumen de los sismos registrados, así como descripciones dentro de un radio especificado a partir de un punto identificado por coordenadas. La selección de coeficientes sísmicos, las limitaciones de los métodos pseudo-estáticos y el análisis de respuesta dinámica son presentados por Seed^{39, 40}. Debe determinarse el potencial de licuación de los suelos de cimentación, particularmente en el caso del método de aguas arriba, en el que cada dique sucesivo se eleva usando materia-

les de cimentación previamente almacenados, húmedos y finos. Seed e Idris⁵⁷ y Castro⁵⁸ suministran correlaciones entre los resultados de pruebas de penetración estándar y el potencial de licuación. Informes seleccionados, de diversos autores⁵⁹, presentan discusiones sobre métodos actuales de evaluación y pruebas. Ellison y Cho⁶⁰ examinan el potencial de licuación de lodos de desperdicio de las minas de carbón. El trabajo "Earthquake Engineering and Soil Dynamics"⁶¹ contiene una discusión extensa de los problemas de sismos.

La estabilidad de las presas de jales puede ser aumentada y el riesgo de licuación disminuido, con las siguientes medidas:

- Bajando el nivel freático. Esto se logra por todos los medios posibles tales como drenaje, bordos iniciadores permeables, revestimientos de drenes, capas drenantes.
- Compactando los jales; si los jales están bien compactados a una densidad relativa mayor a 0.6, el peligro de licuación es muy pequeño; con una densidad relativa mayor a 0.65, prácticamente no hay peligro de licuación.
- Sobrecargando el material de drenaje (por ejemplo, material de desmonte de minas a cielo abierto).
- Capas intermedias de materiales más gruesos (capas drenantes), que separan el material más fino y húmedo en capas; de esta manera, el material arriba de los drenes sirve como material de carga para el que está abajo del dren y mejora la estabilidad para evitar la licuación.
- Acelerando la consolidación de los jales; la consolidación vuelve al material más compacto y reduce el contenido de agua, dos factores que lo hacen menos susceptible a la licuación; la consolidación puede au-

mentarse con las mismas medidas: toda clase de drenes, capas drenantes, carga y compresión.

Muy a menudo se puede asegurar la estabilidad dinámica de las presas de jales sin la necesidad de mayor compactación, haciendo uso de todos los materiales disponibles y distribuyéndolos adecuadamente dentro de la sección transversal de la presa de jales (los permeables drenando a los menos permeables, con "ciclo-neado" alterno y espigas) y manteniendo playas largas.

39. Foundation Engineering Handbook. Editado por H.F. Winterkorn and H. Farg; Van Nostrands Rheinhold Company.
40. Rutledge, P.C. and J.P. Gould. Embankment Dam Engineering; Casagrande Volume; chapter titled "Movements of Articulated Conduits Under Earth Dams on Compressible Foundations".
54. Effective Peak Acceleration Map; publicado por California Applied Technology Council, impreso en Civil Engineering Magazine; Diciembre 1976.
55. Algermission, S.T. and D.M. Perkins. Earthquake Hazard Map of the United States; U.S. Geological Survey; Denver, Colorado.
56. National Oceanic and Atmospheric Administration, Environmental Data and Information Service, Att: D622; 325 Broadway; Boulder, Colorado 80303.
57. Seed, H.B. and I.M. Idriss. Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential.
58. ASCE Journal of the Geotechnical Division. Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands; Castro, G., June 1975.
59. Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering. ASCE Annual Convention and Exposition. Philadelphia, Pa., Septiembre 1976, Preprint 2752.
60. Ellison, R.D. and Yo Y. Cho. Liquefaction Considerations for Fine Coal Refuse. D'Appolonia Consulting Engineers. Artículo presentado en 7th Ohio River Walley Soil Seminar; Lexington, Ky. 8 de octubre de 1976.
61. Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 1, 2 and 3. Memorias de la ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, 1978. Publicado por American Society of Civil Engineers.

COMPORTAMIENTO DE LOS JALES
DE LA MINA LA CARIDAD

por

Efraín Ovando, Miguel P. Romo e Isaac Lagunas

Proyecto 2545

elaborado para:
Compañía Mexicana de Cobre S.A.

Septiembre 1992

RESUMEN

Este informe presenta los resultados de una investigación experimental llevada a cabo en el Instituto de Ingeniería, UNAM, con el objeto de estudiar el comportamiento esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación de los jales cupríferos de la mina La Caridad en el estado de Sonora. El estudio pone énfasis en la influencia de la densidad inicial, expresada a través del peso volumétrico, y del contenido de finos en el comportamiento de estos materiales. Los resultados del estudio experimental permiten dar recomendaciones para emplear estos materiales para construir la sobreelevación de la presa de jales de la mina La Caridad.

CONTENIDO

- 1. INTRODUCCION
 - 2. MATERIALES Y TECNICAS EXPERIMENTALES
 - 3. TRABAJO EXPERIMENTAL
 - 3.1 Aspectos generales del comportamiento no drenado de materiales granulares
 - 3.2 Resultados de los ensayos
 - 4. INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES
 - 5. RECOMENDACIONES PARA USAR LOS RESULTADOS EN ANALISIS DE ESTABILIDAD
 - 6. CONCLUSIONES
- REFERENCIAS

1. INTRODUCCION

La compañía Mexicana de Cobre planea sobreelevar la presa de jales de su mina La Caridad en el estado de Sonora. Dicha presa, construida con enrocamiento y corazón impermeable formado con materiales plásticos, tiene una altura en su sección máxima de 70 m; la sobreelevación proyectada es de 30 m más. Para llevarla a cabo se ha considerado usar jales de la propia mina como materiales constructivos.

Las características ingenieriles de jales mineros han sido poco estudiadas en nuestro país. Por esta razón, su uso como materiales para la sobreelevación de la presa de jales de la mina La Caridad requiere un estudio especial para determinar sus propiedades mecánicas.

El objetivo de este informe es presentar los resultados de una investigación llevada a cabo en el Instituto de Ingeniería, UNAM, con el fin de conocer las propiedades mecánicas de los jales de la mina La Caridad, tomando en cuenta los factores que influyen en el comportamiento esfuerzo-deformación, presión de poro-deformación y en la resistencia de estos materiales. El estudio pone énfasis en los efectos de la densidad y de la presencia de materiales finos en diversas proporciones en dichas propiedades, considerando que los jales de la Mina La Caridad se

depositarían usando ciclones en los trabajos de sobreelevación.

El estudio se llevó a cabo ensayando estáticamente en cámara triaxial muestras saturadas de jales consolidadas isotrópica y anisotrópicamente. Estas últimas se llevaron a cabo para tomar en cuenta en forma más realista que la usual las condiciones de esfuerzo de campo. La mayoría de los ensayos se llevaron a cabo bajo el régimen de carga controlada y cuatro de ellos bajo el de velocidad de deformación constante. También se ensayó bajo condiciones dinámicas un número limitado de probetas. Estos últimos ensayos se reportarán en otro informe.

2. MATERIALES Y TECNICAS EXPERIMENTALES

Materiales. Se obtuvieron de muestras proporcionadas por el personal de la mina La Caridad tomadas de la descarga de los espesadores y de una zona localizada en la parte baja de una cascada que forma el río de jales, bajo el puente Cruz Cañada. De acuerdo con los análisis mineralógicos y granulométricos que fueron proporcionados por el personal de la mina, las diferencias entre ambas muestras no son significativas para fines prácticos. En este trabajo se ensayaron únicamente materiales provenientes de la descarga de los espesadores.

Características de los materiales ensayados. Las probetas utilizadas para los ensayos se reconstituyeron en el laboratorio simulando los pesos volumétricos que se obtienen en el campo, después de la depositación y compactación de los jales. Para tener una idea completa del efecto de la densidad inicial de las probetas en su comportamiento mecánico, se estudiaron probetas cuyo peso volumétrico se hizo variar dentro de un rango

relativamente grande, desde muy suelto a denso.

Granulometría de los materiales ensayados. Se ensayaron materiales con tres diferentes granulometrías. La primera de ellas contiene 30 % de materiales finos que pasan la malla #200 (U. S. estándar), la segunda contiene 15 % de materiales finos y la tercera sólo tiene materiales retenidos por la malla 200 o superiores, es decir, no contiene finos. En la fig 1 se presentan estas curvas granulométricas.

Formación de las probetas. Las muestras de jales se mezclaron con una pequeña cantidad de agua y posteriormente se depositaron dentro de un molde cilíndrico de 3.6 cm de diámetro y 8.0 cm de altura, en 6 a 10 capas. Cada capa se compactó con un pisón hasta alcanzar una cantidad predeterminada de material (en peso), de acuerdo con la densidad que se deseaba alcanzar en cada caso. Las muestras sueltas se formaron compactándolas con un pisón de 100 g de peso, las de densidad intermedia con uno de 500 g, y las de mayor densidad con un pisón neumático que aplica una presión de 1.5 kg/cm²; en una de ellas también se utilizó un vibrador en la compactación. Los contenidos de humedad con los que se formaron las muestras de diferentes densidades fueron 4.0, 6.0 y 10.0 %, para muestras sueltas, de densidad media y densas, respectivamente. Las condiciones de las probetas ensayadas se resumen en la Tabla 1.

Saturación de las probetas. Después de formarlas, se circuló gas carbónico a través de las muestras (CO₂), con el objeto de facilitar su saturación; posteriormente se circuló agua desaireada mediante la aplicación de un pequeño gradiente. En seguida se aplicó una contrapresión en la línea de drenaje de la cámara triaxial así como una presión isotrópica en la celda de

confinamiento. La contrapresión y la presión confinante se aumentaron progresivamente, manteniendo constante un esfuerzo confinante efectivo de 0.2 a 0.5 kg/cm². El valor de la contrapresión fue del orden de 3.0 kg/cm². La saturación de los especímenes se verificó experimentalmente midiendo el parámetro B de presión de poro de Skempton que en los ensayos reportados aquí fue de 0.97, cuando menos.

Equipo empleado. Para realizar los ensayos se emplearon cámaras triaxiales de alambre instrumentadas para medir presión de poro (Santoyo y Reséndiz, 1969) así como otro equipo triaxial automatizado que permite realizar ensayos bajo diversas condiciones de carga, controlándolos con una computadora (Lagunas y Ovando, 1992). En las cámaras de alambre se pueden realizar ensayos de carga o de deformación controladas; en el equipo automatizado las probetas sólo se pueden someter al régimen de carga controlada aunque siguiendo una gran variedad de trayectorias de esfuerzo.

Tabla 1. Condiciones iniciales de las probetas ensayadas

Ensa- ye #	% de finos	Peso del pison (g)	Peso del suelo (g)	Cont de agua (%)	# de capas	Peso vol (t/m ³)	# de gol- pes/ capa	Equi- po
1	0.0	100.0	106.0	4.0	10	1.24	12	Au
2	0.0	500.0	115.0	4.0	10	1.34	12	Au
3	0.0	1500*	130.6	7.0	10	1.43	25	Au
4	0.0	Neum	140.0	10.0	6	1.47	20	Au
5	0.0	Neum	140.0	10.0	6	1.49	20	Au
6	0.0	500.0	134.3	4.0	10	1.38	12	Au
7	30.0	500.0	129.8	4.0	10	1.46	20	Au
8	30.0	Neum	155.0	8.0	6	1.64	20	Au
9	15.0	500.0	137.8	4.0	10	1.43	20	Au
10	15.0	Neum	161.0	8.0	7	1.54	20	Au
11	30.0	500.0	130.9	4.0	10	1.45	20	Au
12	15.0	Neum	155.0	8.0	6	1.58	20	Au
13	0.0	100.0	96.5	4.0	10	1.21	12	Al
14	0.0	100.0	97.2	4.0	10	1.18	12	Al
15	30.0	100.0	106.6	4.0	10	1.29	12	Al
16	15.0	100.0	103.6	4.0	10	1.26	12	Al

Notas; NEUM = compactada con el pison automático; Au = ensayos realizados en el equipo triaxial automático; Al = ensayos realizados en cámaras triaxiales de alambre. Las probetas ensayadas en este último se consolidaron isotrópicamente mientras que las probetas ensayadas en el equipo automático se consolidaron anisotrópicamente.

* Para formar esta probeta también se utilizó un vibrador durante la compactación del material.

3. TRABAJO EXPERIMENTAL

3.1 Aspectos generales del comportamiento no drenado de materiales granulares.

Cuando una masa arenosa se somete a cargas no drenadas, se generan presiones de poro en exceso de la condición hidrostática. Para una densidad o relación de vacíos inicial dada, esta presión de poro determina el comportamiento esfuerzo-deformación de dicho material. Típicamente, las curvas de esfuerzo cortante contra deformación que se obtienen al ejecutar ensayos triaxiales consolidados no drenados (pruebas CU) de especímenes de arena de diferentes densidades tienen la forma que se ilustra en la fig 2a. Como ahí se indica, en las curvas de los especímenes muy sueltos se define claramente un esfuerzo cortante máximo o "pico" después del cual se manifiesta una pérdida de resistencia hasta que, a deformaciones relativamente grandes los esfuerzos cortantes permanecen constantes. La pérdida de resistencia después del pico es el resultado de una inestabilidad del esqueleto de la masa arenosa y corresponde a una condición de flujo que también suele denominarse estado estable de deformación (steady state of deformation).

Al aplicar esfuerzos cortantes sin drenaje se producen incrementos de presión de poro que en el caso de especímenes muy sueltos, provocan disminuciones de los esfuerzos efectivos. En la gráfica de la fig 2b se observa que la presión de poro máxima se presenta cuando se alcanza el estado estable y que en esta condición, dicha presión tampoco sufre variaciones. La magnitud de la presión de poro en el estado estable produce disminuciones en los esfuerzos efectivos y puede llegar incluso a anularlos. Cuando así ocurre, se dice que la muestra se ha licuado. Dependiendo de la magnitud de la pérdida de resistencia, se puede hablar de licuación parcial o total; la primera ocurre cuando la condición de flujo es limitada, observándose que la probeta recupera parte de su resistencia a deformaciones grandes; la segunda cuando aun para grandes deformaciones, la probeta no recupera resistencia.

Las curvas esfuerzo-deformación obtenidas del ensaye de probetas densas no presentan un pico definido; se observa, en cambio, que dichas curvas tienen dos segmentos, siendo el primero más rígido que el segundo. El cambio de rigidez corresponde aproximadamente con un máximo en la curva presión de poro-deformación después del cual los incrementos de presión de poro son negativos (tendencia a la dilatación). En el segundo segmento de la curva esfuerzo-deformación se tendrán incrementos de deformación más grandes que en el primero, para cualquier incremento de esfuerzo cortante dado sin que en ningún punto de esta curva se manifieste la pérdida de resistencia que caracteriza al comportamiento de los materiales granulares muy sueltos.

El cambio de esfuerzos efectivos y de esfuerzos cortantes durante la aplicación de cargas se visualiza convenientemente empleando gráficas en las que las abscisas son el esfuerzo efectivo promedio y las ordenadas el esfuerzo cortante; es decir:

$$\text{esfuerzo efectivo promedio} = (\sigma'_v + \sigma'_h)/2$$

$$\text{esfuerzo cortante} = (\sigma'_v - \sigma'_h)/2$$

en donde σ'_v y σ'_h son los esfuerzos efectivos vertical y horizontal aplicados sobre los especímenes en un ensaye triaxial.

En lo sucesivo las gráficas de esfuerzo efectivo promedio contra esfuerzo cortante se denominarán trayectorias de esfuerzo.

Las trayectorias de esfuerzo permiten observar la forma en que se acumula el exceso de presión de poro, Δu , durante los ensayes, como función de los esfuerzos aplicados. En efecto, en un ensaye efectuado en una muestra cualquiera, Δu es la distancia horizontal entre la trayectoria de esfuerzos totales y la de esfuerzos efectivos, medida a partir de la primera. En la fig 2c, se ilustra la forma de obtener Δu para el caso de una muestra densa y una suelta. En esta gráfica también se observa que las muestras sueltas sólo generan incrementos positivos de presión de poro mientras que en las densas, Δu también puede ser negativa.

En el caso de una muestra suelta, el pico de su trayectoria de esfuerzos está asociado al esfuerzo cortante máximo que se observa en su curva esfuerzo-deformación. Después del pico disminuyen los esfuerzos cortantes hasta que finalmente se alcanza una condición en la que la trayectoria de esfuerzos define una recta cuya pendiente, α , está relacionada con el ángulo de fricción interna del material expresado en términos de esfuerzos efectivos, ϕ' (fig 3):

$$\tan \alpha = \text{sen } \phi'$$

De la misma manera se puede obtener el ángulo de fricción

movilizado en el pico, ϕ'_p :

$$\tan \alpha'_p = \text{sen } \phi'_p$$

Como se observa en la curva esfuerzo-deformación de la fig 4, después del pico se presenta la inestabilidad del espécimen. De ahí que para fines de diseño sea importante establecer el valor de ϕ'_p pues este ángulo de fricción define la condición límite para la estabilidad de una probeta suelta.

En el caso de probetas densas, la trayectoria de esfuerzos también define una recta de pendiente α . Obsérvese que $\alpha' > \alpha'_p$ y $\phi' > \phi'_p$.

3.2 Resultados de los ensayos

Se llevaron a cabo tres series de ensayos en los que, para una misma cantidad de finos, se hizo variar su densidad inicial, expresada en términos de su peso volumétrico. Todos los ensayos se consolidaron hasta alcanzar un esfuerzo efectivo normal octaédrico de:

$$\sigma'_{oct} = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$$

En el caso de los especímenes isotrópicamente consolidados, el valor de σ'_{oct} durante la consolidación es igual al del esfuerzo efectivo de confinamiento.

La consolidación anisotrópica se llevó a cabo de la siguiente manera. Primeramente se aplicó un esfuerzo isotrópico de 0.2 a 0.5 kg/cm²; posteriormente se incrementó el esfuerzo desviador manteniendo constante σ'_h hasta que el cociente σ'_h/σ'_v

alcanzó un valor de 0.5 que corresponde aproximadamente a una condición de nula deformación radial. En seguida, σ'_h y σ'_v se ajustaron manteniendo constante el valor de σ'_h/σ'_v hasta que el valor de σ'_{oct} llegó a 1.0 kg/cm². Todas estas operaciones se llevaron a cabo con la cámara triaxial automática.

Ensayes en especímenes sin finos. Los resultados de las pruebas en especímenes sin finos consolidados anisotrópicamente se presentan en las figs 4 a 8 (ensayos 1, 2, 3, 4, 5 y 6) y en las figs 9 a 11 (ensayos 4, 13 y 14), los de los especímenes consolidados isotrópicamente.

Efecto de la densidad inicial de las probetas. En orden de pesos volumétricos iniciales crecientes, la probeta más suelta es la que correspondió al ensayo 1 ($\gamma = 1.24 \text{ t/m}^3$, ver tabla 1), seguida de las probetas 2, 6, 3 y 5. La tendencia que se observa a partir del análisis de los resultados es consistente con lo que cabría esperar a priori: la resistencia y la rigidez de las probetas aumenta con la densidad inicial pero la capacidad para generar presión de poro disminuye con ella. Obsérvese que la única muestra que se licuó fue la 1 y que la curva esfuerzo-deformación de la muestra 2 (figs 4 y 5) se asemeja a la de un

material elástico-plástico. Las otras muestras (6, 3 y 5) tuvieron comportamientos principalmente dilatantes y por lo tanto, satisfactorios desde el punto de vista de su uso como materiales para la construcción de la sobreelevación de la presa de jales. De estos resultados se concluye que para los materiales libres de finos, la densidad mínima aceptable es del orden de 1.4 t/m³.

Efecto de la historia de consolidación. Se ilustra comparando los resultados de los ensayos 1 y 13 (figs 4 y 10) cuyos pesos volumétricos iniciales son muy parecidos. Según se aprecia en estas figuras, la muestra anisotrópicamente consolidada resultó ser más rígida aunque ambas generaron la misma presión de poro. Destaca el hecho de que la resistencia en el estado estable también resultó ser la misma, con mucha aproximación.

Ensayes en especímenes con 15% de materia fina. Se llevaron a cabo cuatro ensayos, dos en probetas consolidadas isotrópicamente y dos en otras que se consolidaron anisotrópicamente. Los resultados de estos ensayos se presentan en las figs 12 a 14 y siguen las mismas tendencias señaladas arriba en cuanto a la influencia de la densidad inicial en la resistencia, rigidez y capacidad de generación de presión de poro.

Ensayes en especímenes con 30 % de materia fina. También en estos ensayos se observan las mismas tendencias con relación a la influencia de la densidad de las probetas en sus propiedades mecánicas y su comportamiento esfuerzo-deformación-presión de poro, según se aprecia en las figs 16 a 19. Las muestras 7 (fig 16) y 15 (fig 19) se licuaron ($\gamma = 1.46$ y 1.29 t/m³ respec-

tivamente); la probeta 11 tuvo un comportamiento de transición entre el de un material dilatante y otro contractivo ($\gamma = 1.45 \text{ t/m}^3$) y la probeta 8 con $\gamma = 1.64 \text{ t/m}^3$ resultó ser netamente dilatante. Este último constituye el peso volumétrico mínimo aceptable para obtener comportamientos dilatantes para esta granulometría.

Efecto del contenido de finos en el comportamiento observado. La tendencia con relación a este parámetro dentro del rango de porcentajes de finos utilizados es que la resistencia, rigidez y susceptibilidad de licuación aumentan con el contenido de finos. Consecuentemente, para obtener muestras dilatantes se requiere mayores pesos volumétricos conforme mayor sea el contenido de finos.

4. INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES

En la interpretación de los resultados de ensayos triaxiales usualmente se utilizan dos criterios de falla: 1) el de la relación máxima de esfuerzos principales $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{m\acute{a}x}$ Y 2) el de la máxima diferencia de esfuerzos principales $(\sigma_1-\sigma_3)_{m\acute{a}x}$.

Los resultados de ensayos muestran que para la condición drenada ambos criterios se alcanzan simultáneamente. Sin embargo, cuando se prueban especímenes de arenas sueltas o arcillas sensitivas en condiciones no drenadas los dos criterios se cumplen para diferentes condiciones. En estos tipos de suelos, en los que la presión de poro se incrementa monótonicamente con el esfuerzo cortante, el criterio de la diferencia máxima de esfuerzos se logra primero.

Es importante señalar que la condición $(\sigma_1-\sigma_3)_{m\acute{a}x}$ no corresponde realmente a un estado de falla, sino que es una situación de inestabilidad, la cual puede progresar a la superficie de falla. La inestabilidad puede producirse para

cualquier estado de esfuerzos entre $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ y $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\text{máx}}$.

Con base en estas consideraciones resulta atractivo, para la aplicación directa en la evaluación de la estabilidad de terraplenes formados con arenas, correlacionar el ángulo de fricción efectivo, ϕ' , con el peso volumétrico seco, γ_3 , para diferentes granulometrías. En la fig 20 se muestra tal correlación para las tres granulometrías mostradas en la fig 1 y para las diferentes condiciones de consolidación.

Los resultados indican que el efecto de la consolidación anisotrópica se manifiesta únicamente en las arenas limpias. Se puede observar que al aumentar el contenido de finos disminuye el ángulo de fricción, para igual peso volumétrico. Es notable que la variación de ϕ' con $\gamma_{\text{máx}}$ es lineal en el intervalo de pesos volumétricos considerados, aunque se observa una tendencia que indica que a partir de cierto peso volumétrico el ángulo de fricción permanece prácticamente constante. Para los casos de la arena limpia y consolidación anisotrópica, ese valor de γ_3 es del orden de 1.44 t/m^2 . Para los otros materiales (y la arena limpia consolidada isotrópicamente) los valores de γ_3 a partir de los cuales el ángulo de fricción no se incrementa apreciablemente son mayores.

Aunque la relación entre ϕ' y γ_3 no se pueden definir con precisión para valores altos del peso volumétrico, con base en la tendencia general de los resultados se proponen las curvas indicadas en la fig 20. Estas correlaciones pueden ser muy útiles en el control de calidad durante la construcción de terraplenes ya que una vez evaluado el peso volumétrico del material colocado, se puede estimar el ángulo de fricción de ese suelo. Si se determina la variación espacial del peso volumétrico entonces se puede calcular el factor de seguridad del terraplén directamente en el sitio. Esto permite tomar decisiones

relacionadas con la aceptación o rechazo de la capa colocada. En otras palabras, el criterio de aceptación se puede fijar en términos de la resistencia a la falla en lugar de otro parámetro como el porcentaje de compactación respecto a una prueba estándar. La adopción de un criterio como éste simplifica apreciablemente el control de calidad; además, tiene la ventaja de que permite conocer el grado de seguridad del terraplén en cualquier etapa constructiva de manera directa y sencilla. Por otro lado, el procedimiento de compactación también puede modularse con base en estos resultados ya que a partir de cierto peso volumétrico la ganancia en resistencia es despreciable.

5. RECOMENDACIONES PARA USAR LOS RESULTADOS EN ANALISIS DE ESTABILIDAD

Usando los criterios definidos para las condiciones de falla e inestabilidad es posible evaluar la estabilidad del terraplén requerido para sobrelevar la cortina de la presa La Caridad. El procedimiento que se recomienda consiste en definir zonas de inestabilidad y de falla en el cuerpo del terraplén. Para esto se utilizan los resultados de los ensayos triaxiales presentados en el capítulo 3 y los esfuerzos que se desarrollan en el terraplén durante su construcción, el llenado del embalse y la acción del sismo de diseño. Para definir apropiadamente la distribución de esfuerzos se recomienda usar el método del elemento finito, aunque otros procedimientos pueden utilizarse como primera aproximación.

Una vez calculados los esfuerzos cortantes y normales en el cuerpo del terraplén se comparan con los esfuerzos requeridos para alcanzar la condición de falla o de inestabilidad. Con los resultados de esta comparación, se dibujan contornos que definen zonas de falla potencial y de inestabilidad, los cuales permiten

tener una apreciación clara del comportamiento del terraplén para las condiciones de carga significativas.

Por otro lado, las correlaciones entre el ángulo de fricción y el peso volumétrico permiten fijar criterios en cuanto al valor mínimo aceptable de ϕ' , para asegurar la estabilidad del terraplén construido con los materiales estudiados. Es importante notar que para lograr un cierto ángulo de fricción se requieren pesos volumétricos mayores al incrementarse el contenido de finos. Esto significa que para igualdad de pesos volumétricos la arena limpia desarrolla ángulos de fricción más altos y, por consiguiente, proporciona mejores condiciones de estabilidad que las arenas contaminadas con finos. De acuerdo con esto, en la construcción del terraplén resulta conveniente limitar el porcentaje de finos en el material que se utilice.

6. CONCLUSIONES

Los resultados de la investigación experimental indican que la arena de jales es capaz de desarrollar ángulos de fricción tan altos como 37° , si se le compacta lo suficiente para lograr una buena trabazón entre sus partículas.

El contenido de finos afecta significativamente la resistencia a la falla de la arena limpia. Sin embargo, si el material contaminado se compacta hasta llevarlo a un peso volumétrico alto, su resistencia es comparable a la de la arena sin finos (ver fig 21). Conviene señalar que aunque con arena limpia o con arena con 30% de finos se pueda lograr el mismo factor de seguridad contra la falla, existe otro aspecto importante que debe considerarse en el diseño de la sobrelevación. Este se refiere a las deformaciones. Como se muestra en el capítulo 3, el comportamiento esfuerzo-deformación de la arena limpia presenta diferencias respecto al de la arena contaminada. Por tal motivo, las deformaciones (y redistribuciones de esfuerzos) en el terraplén serán función del material utilizado en su construcción.

Teniendo en mente estas consideraciones y las discusiones incluidas en el texto, se puede concluir que es factible usar las arenas de jales para sobreelevar la cortina de la presa La Caridad.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a Guillermo Hiriart y Beatriz Pérez su importante participación en la realización de los ensayos de laboratorio.

REFERENCIAS

Lagunas I y Ovando E (1992), "Cámara triaxial automática para ensayos con trayectoria de esfuerzos controlada", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Santoyo E y Reséndiz D (1969), "Cámara triaxial de Precisión", Series del Instituto de Ingeniería, No. 235.

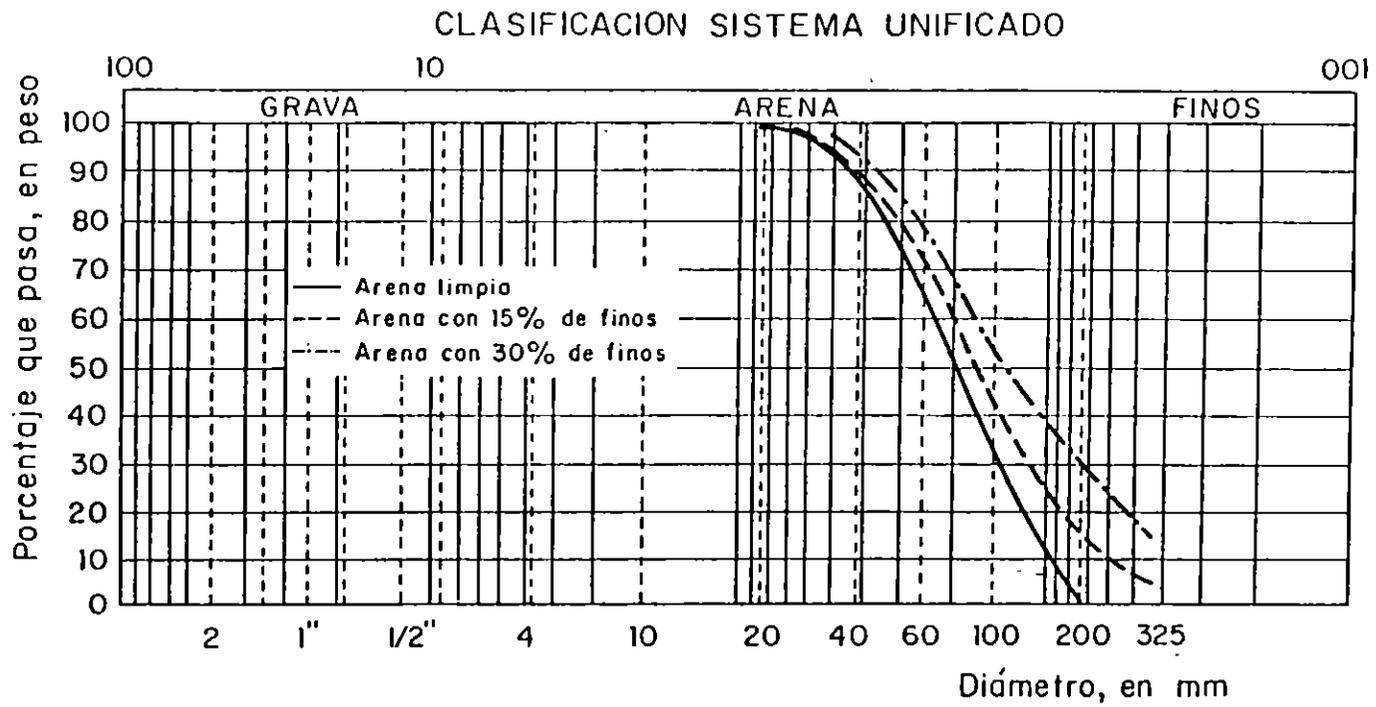
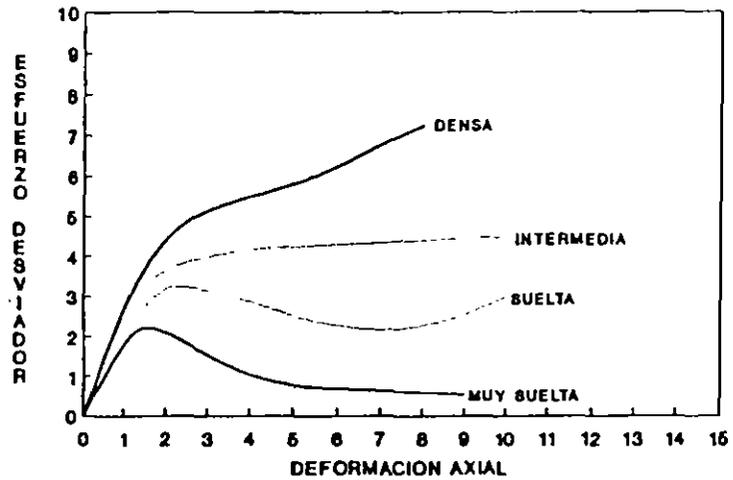
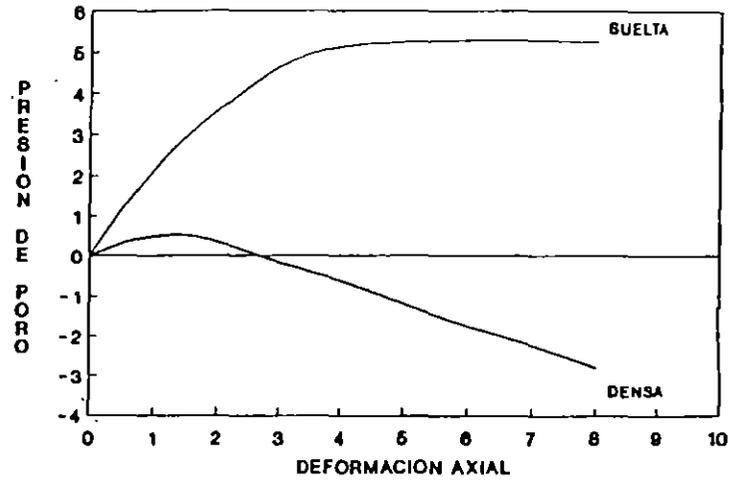


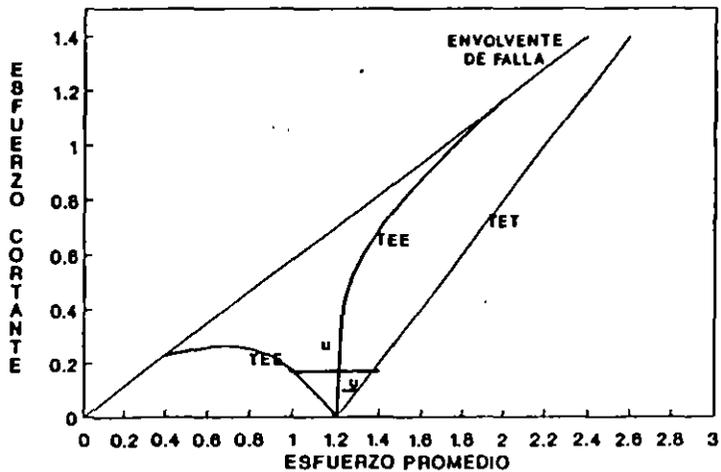
Fig 1 Granulometría de los suelos ensayados



a) Curva esfuerzo deformación



b) Curva presión de poro deformación



c) Trayectoria de esfuerzos

- TEE - Trayectoria de esfuerzos efectivos
- TET - Trayectoria de esfuerzos totales
- U - Exceso de presión de poro

Fig 2. Comportamiento típico de materiales granulares de diferentes densidades

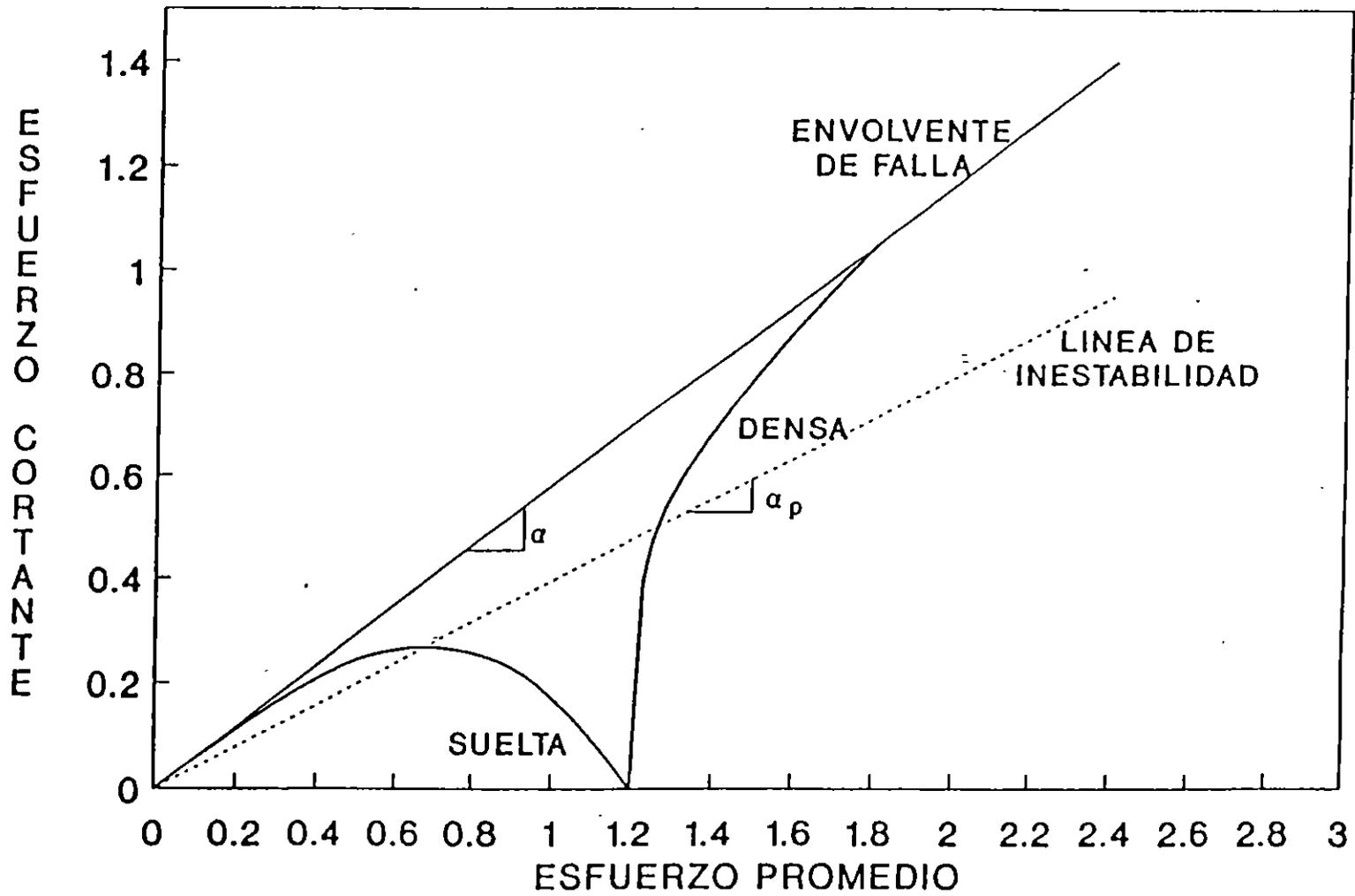
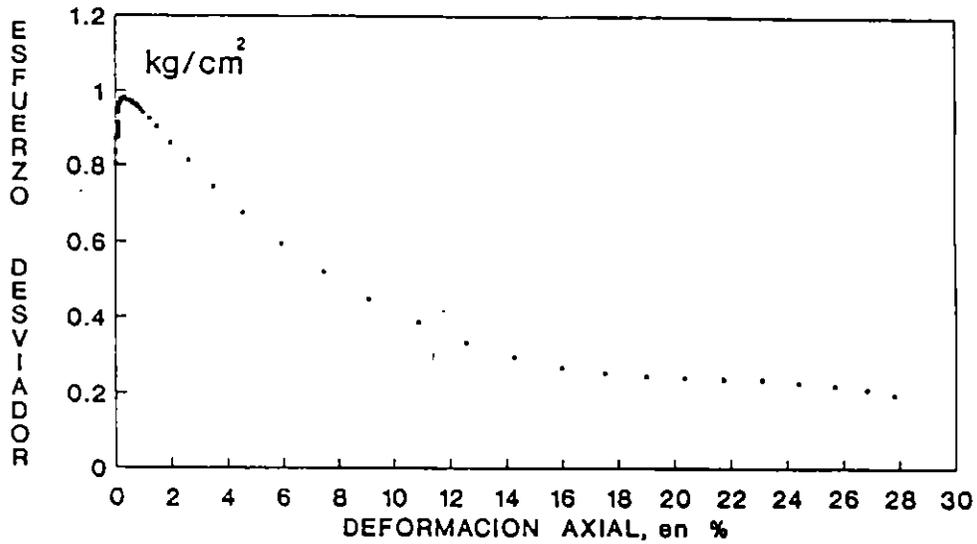


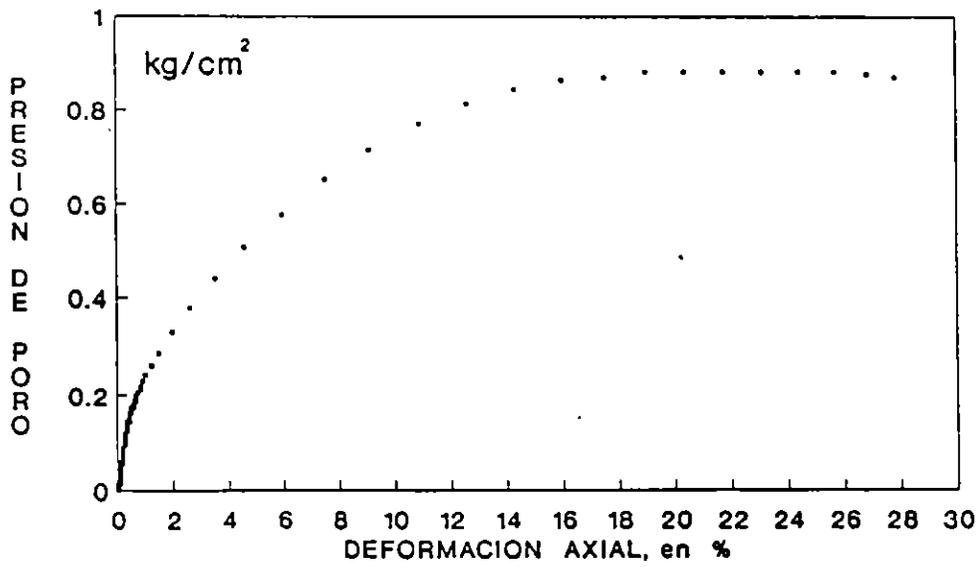
Fig 3. Definición de línea de estabilidad

ENSAYE 1
JALES - MATERIAL SIN FINOS



a) Curva esfuerzo-deformación

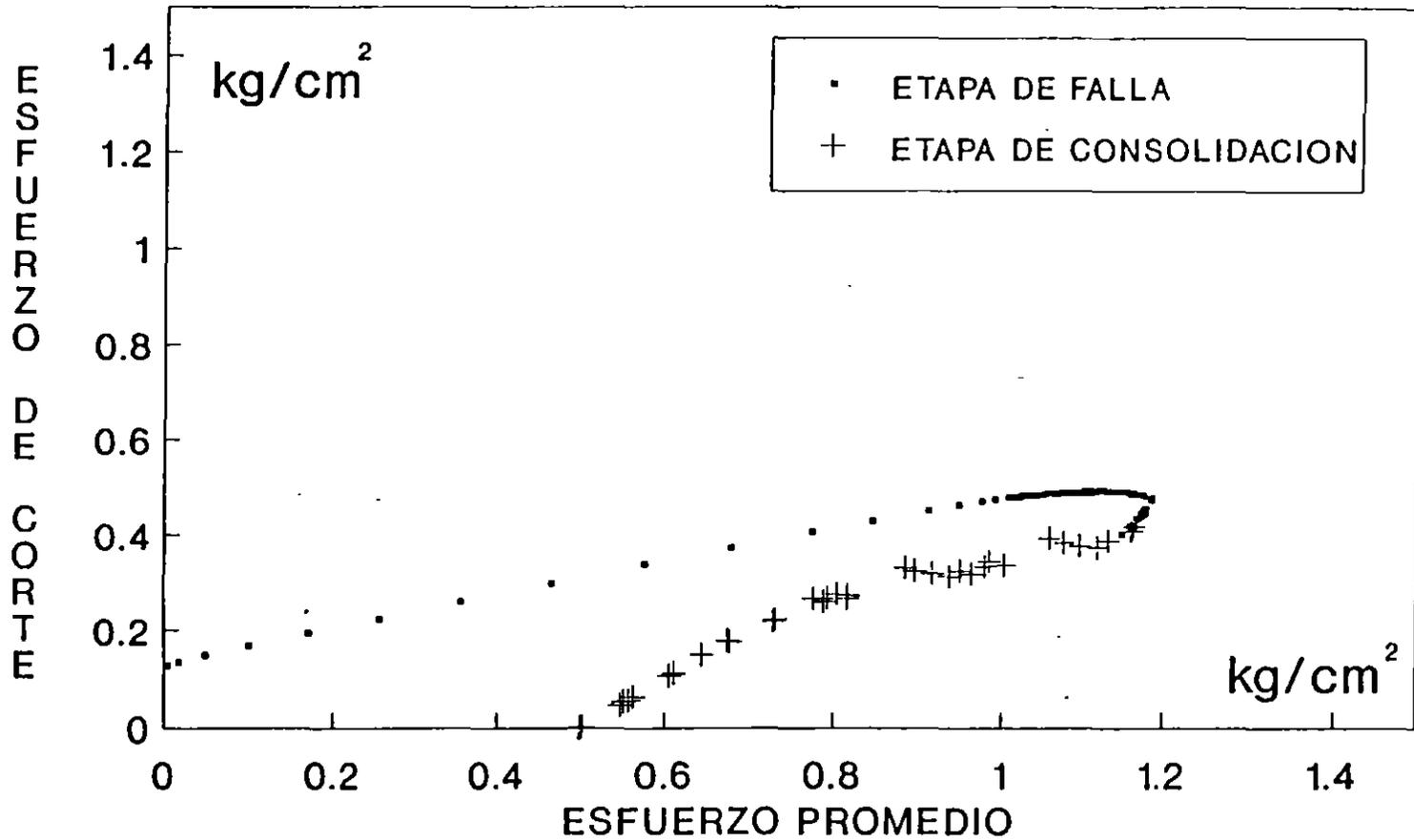
ENSAYE 1
JALES - MATERIAL SIN FINOS



b) Curva presión de poro-deformación

Fig 4. Resultados del ensaye 1

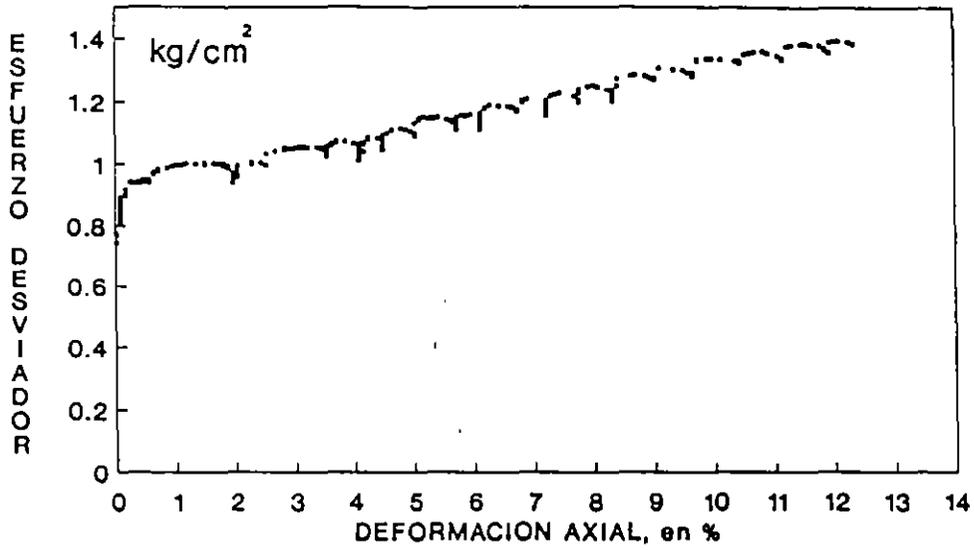
ENSAYE 1
JALES - MATERIAL SIN FINOS



c) Trayectoria de esfuerzos

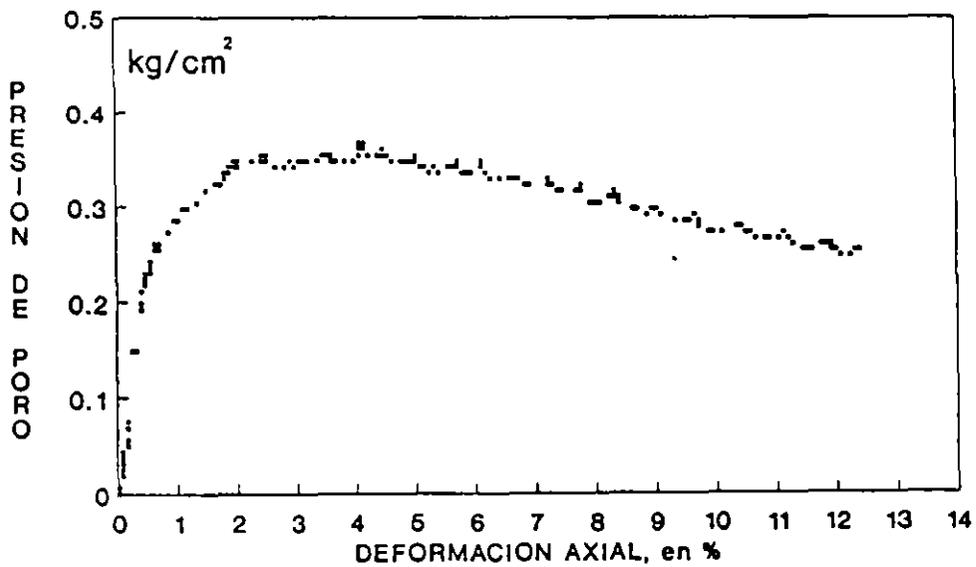
Fig 4. Resultados del ensaye 1 (continuación)

ENSAYE 2
JALES - MATERIAL SIN FINOS



a) Curva esfuerzo deformación

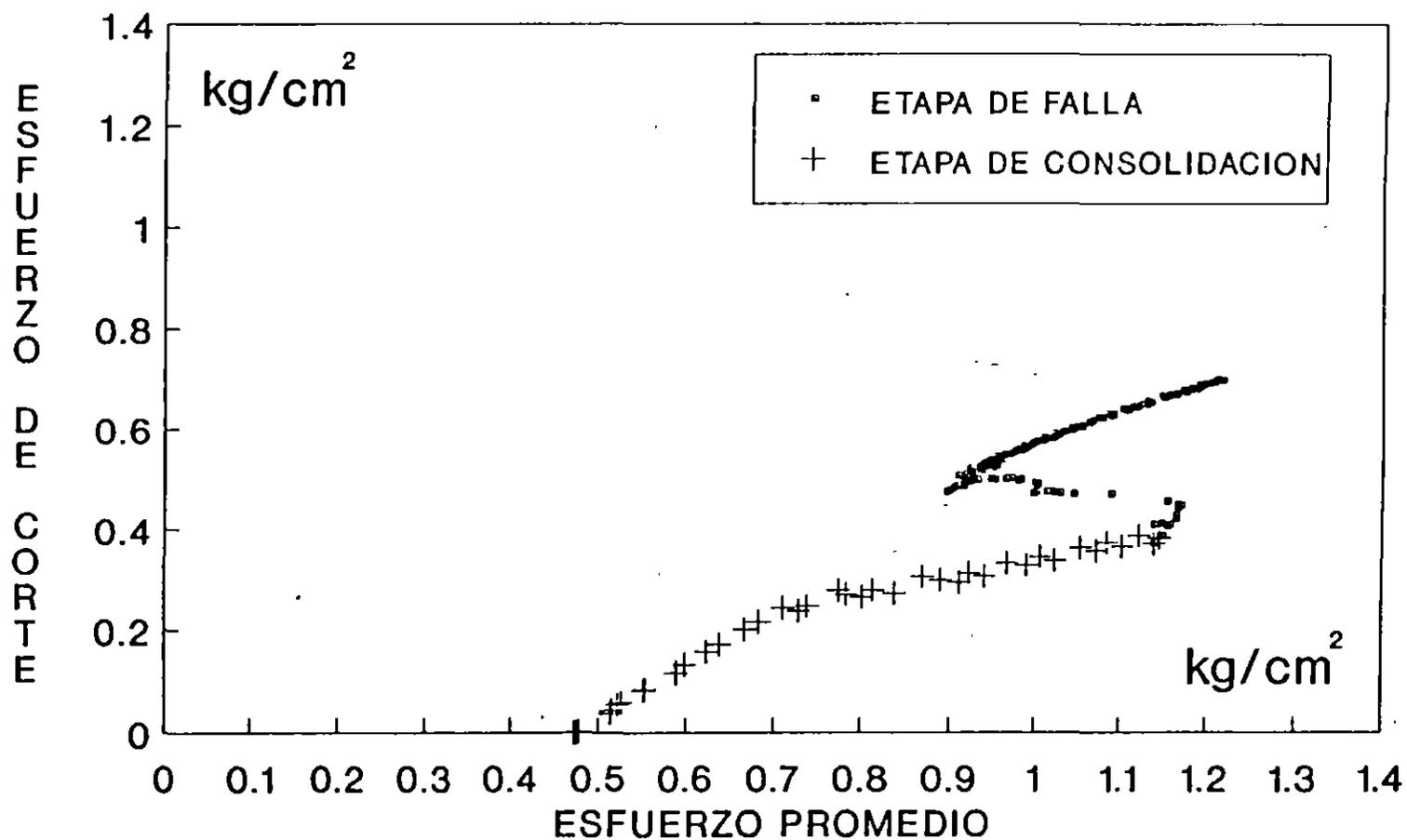
ENSAYE 2
JALES - MATERIAL SIN FINOS



b) Curva presión de poro-deformación

Fig 5. Resultados del ensaye 2

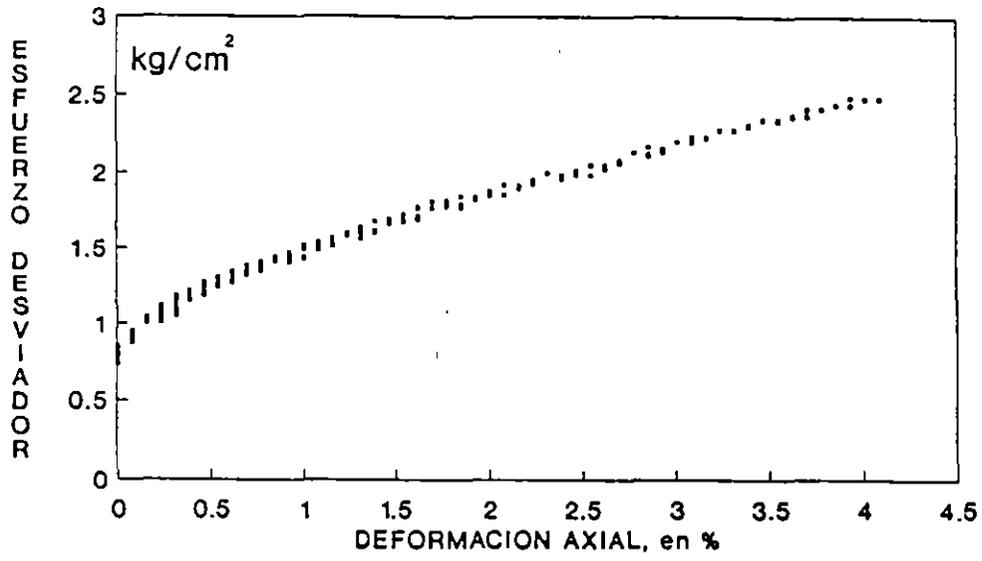
ENSAYE 2
JALES - MATERIAL SIN FINOS



c) Trayectoria de esfuerzos

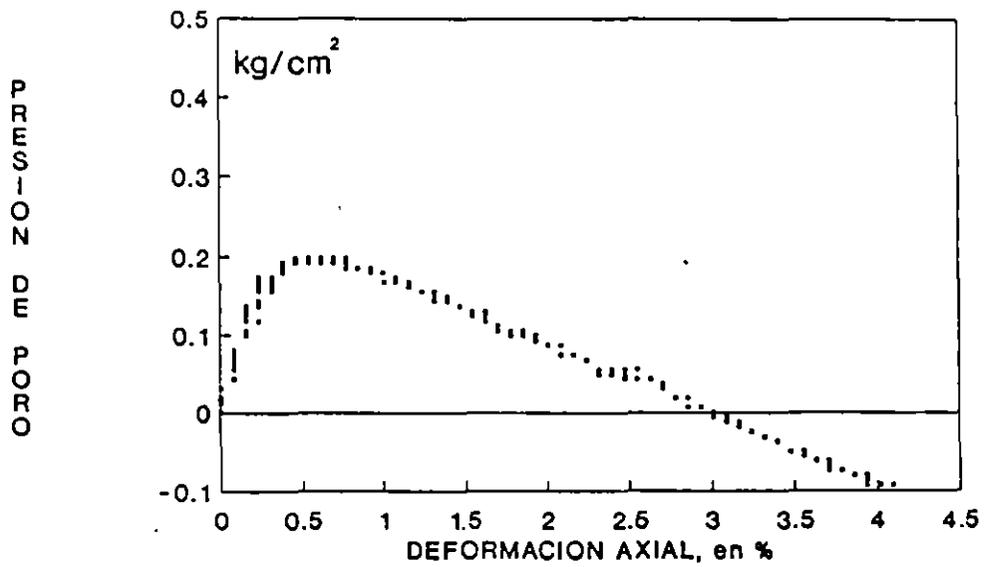
Fig 5. Resultados del ensaye 2 (Continuación)

ENSAYE 3
JALES - MATERIAL SIN FINOS



a) Curva esfuerzo-deformación

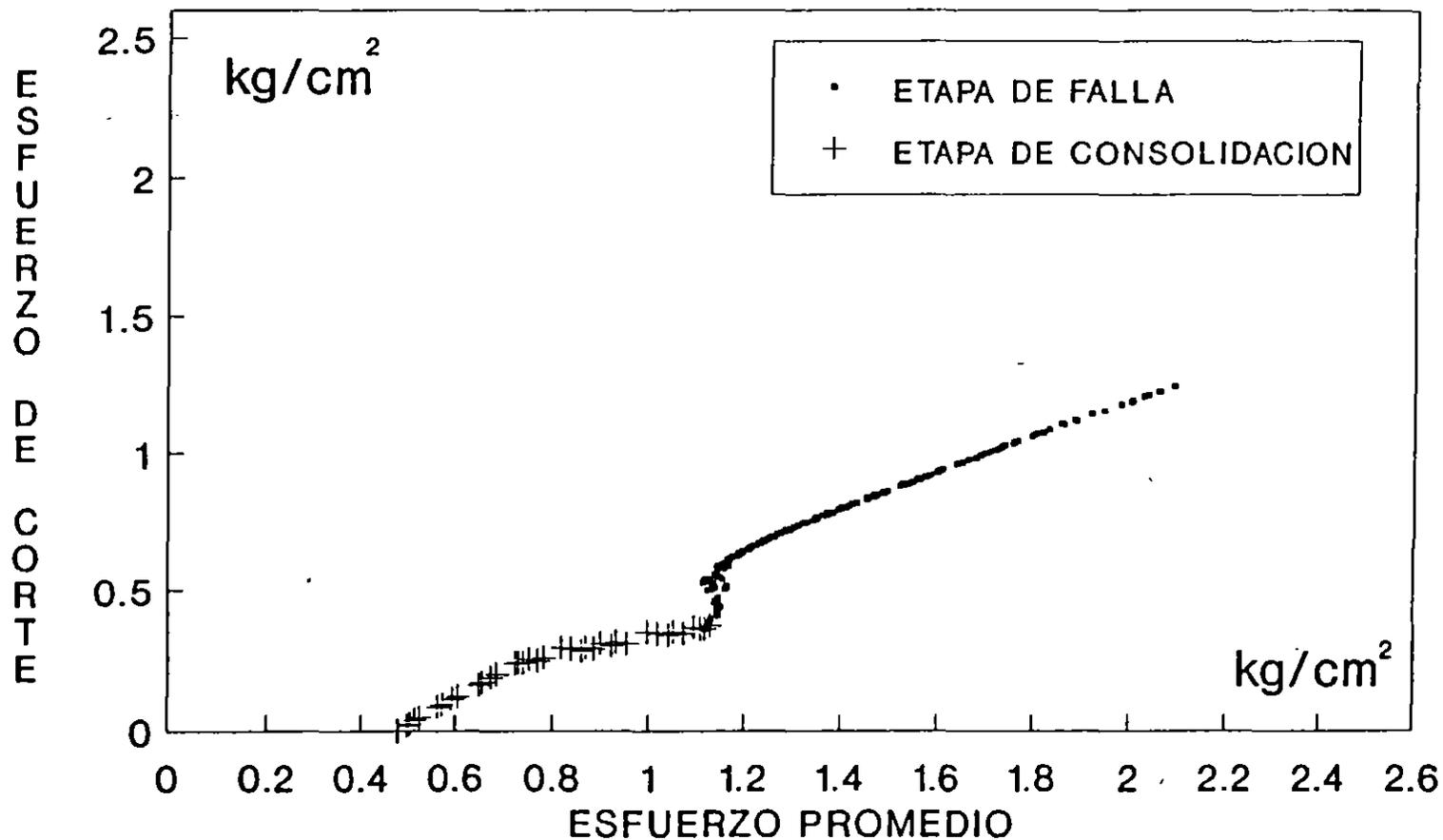
ENSAYE 3
JALES - MATERIAL SIN FINOS



b) Curva presión de poro-deformación

Fig 6. Resultados del ensaye 3

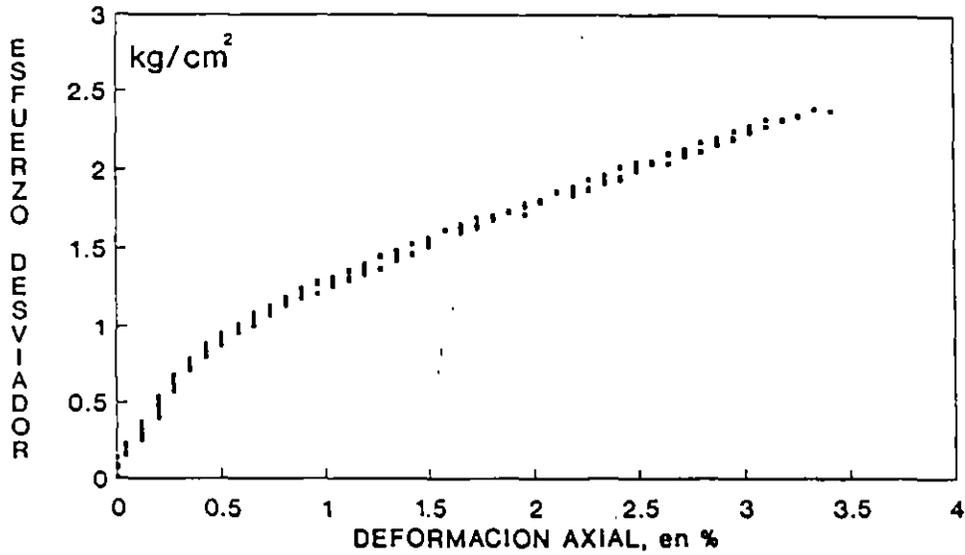
ENSAYE 3
JALES - MATERIAL SIN FINOS



c) Trayectoria de esfuerzos

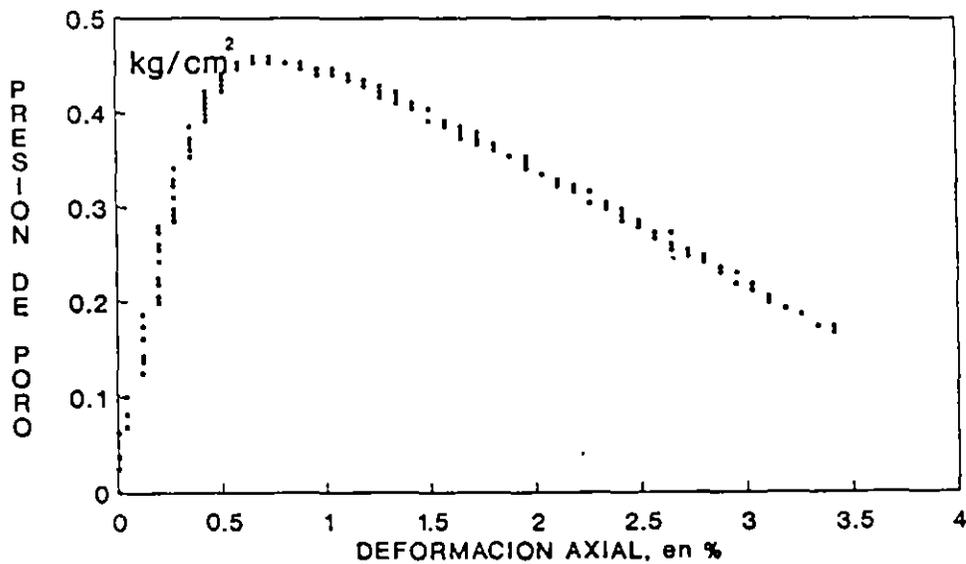
Fig 6. Resultados del ensaye 3 (continuación)

ENSAYE 4
JALES - MATERIAL SIN FINOS



a) Curva esfuerzo-deformación

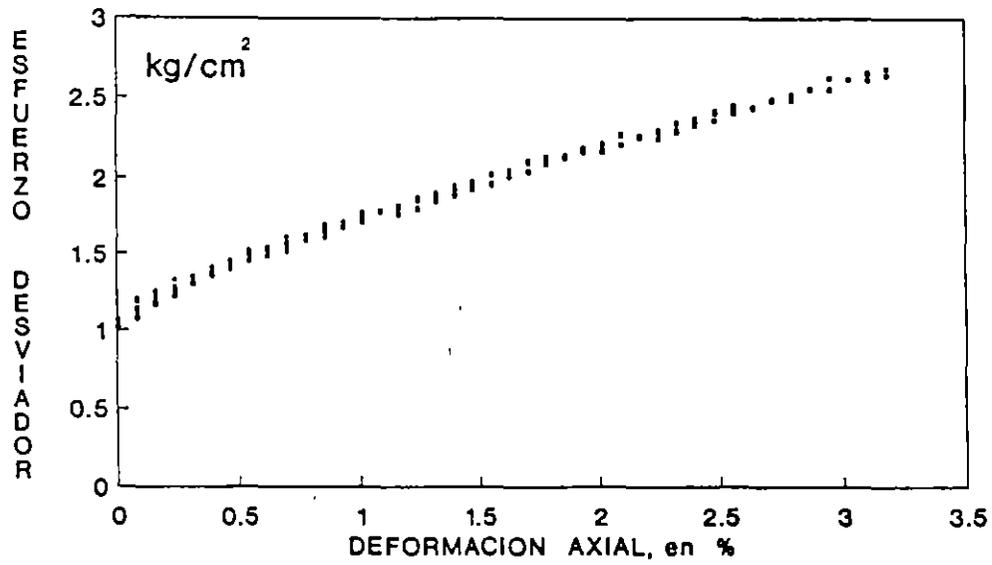
ENSAYE 4
JALES - MATERIAL SIN FINOS



b) Curva presión de poro-deformación

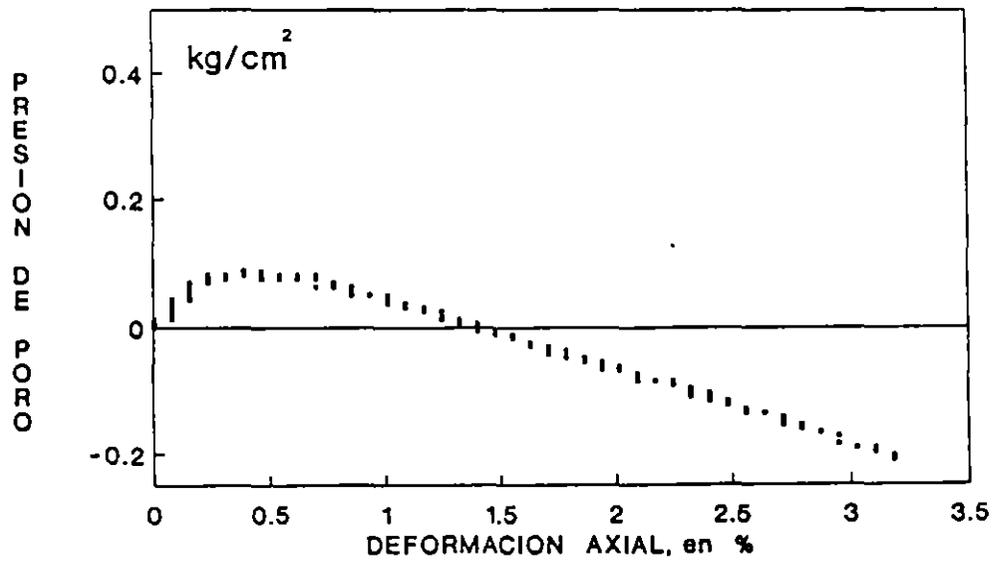
Fig 7. Resultados del ensaye 4

ENSAYE 5
JALES - MATERIAL SIN FINOS



a) Curva esfuerzo-deformación

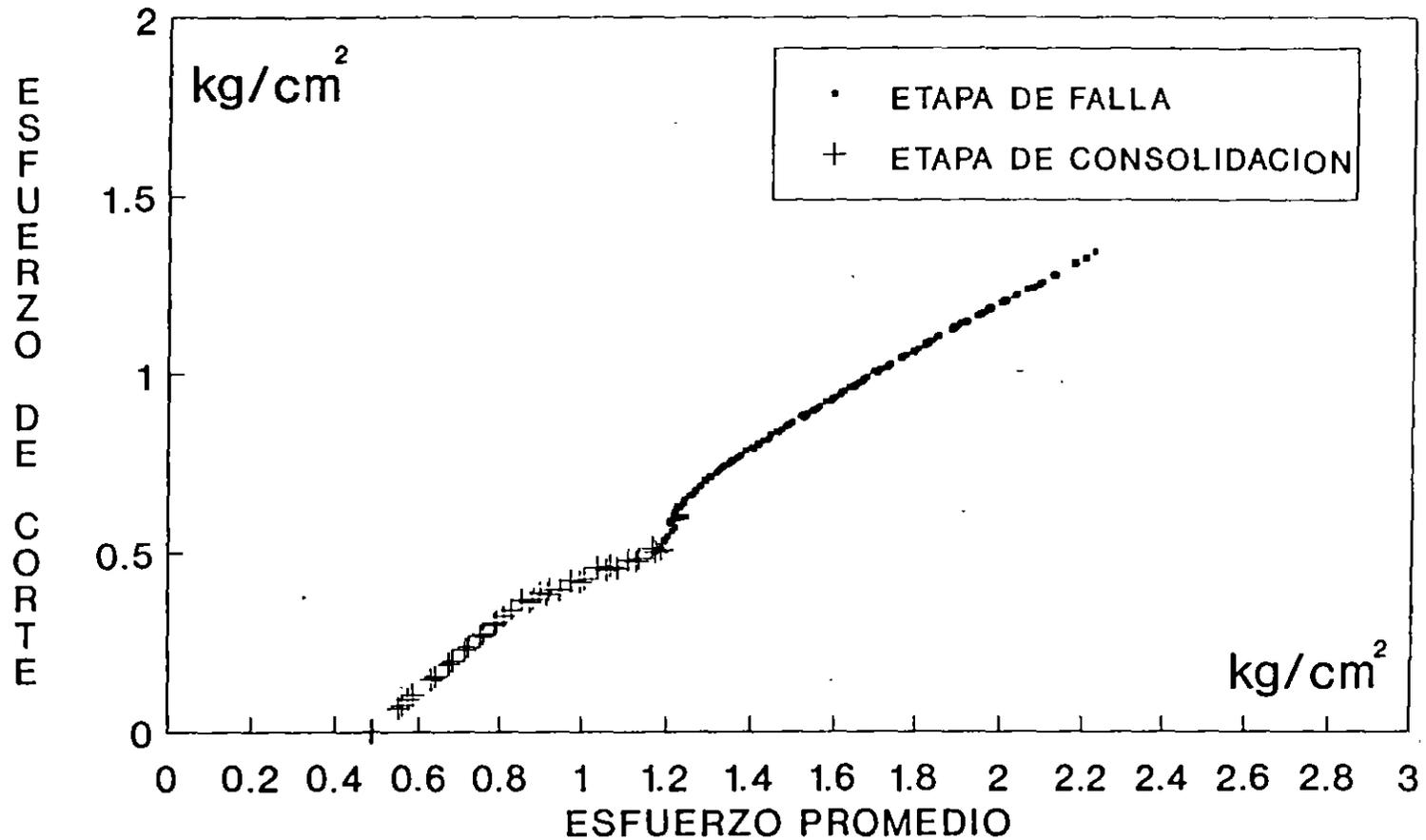
ENSAYE 5
JALES - MATERIAL SIN FINOS



b) Curva presión de poro-deformación

Fig 8. Resultados del ensaye 5 (contina

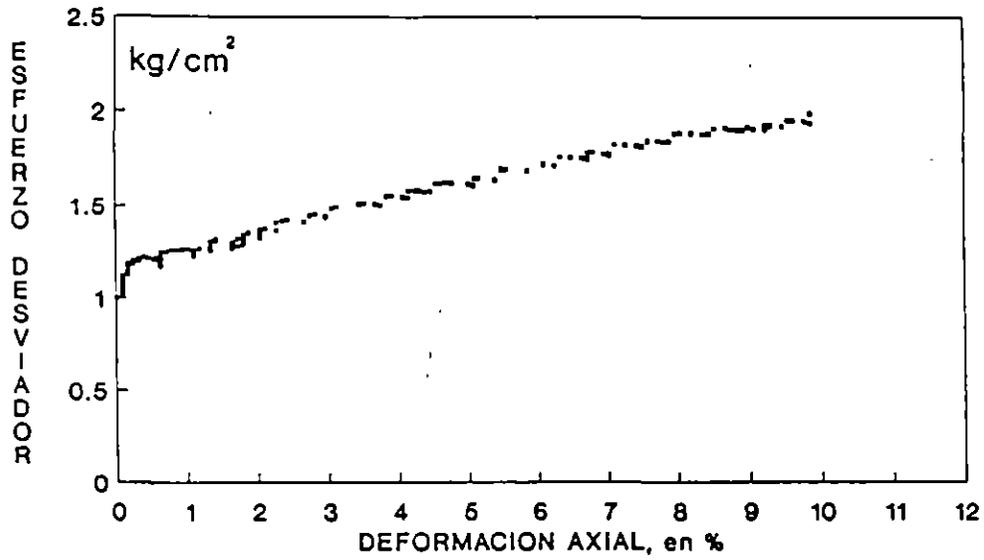
ENSAYE 5
JALES - MATERIAL SIN FINOS



c) Trayectoria de esfuerzos

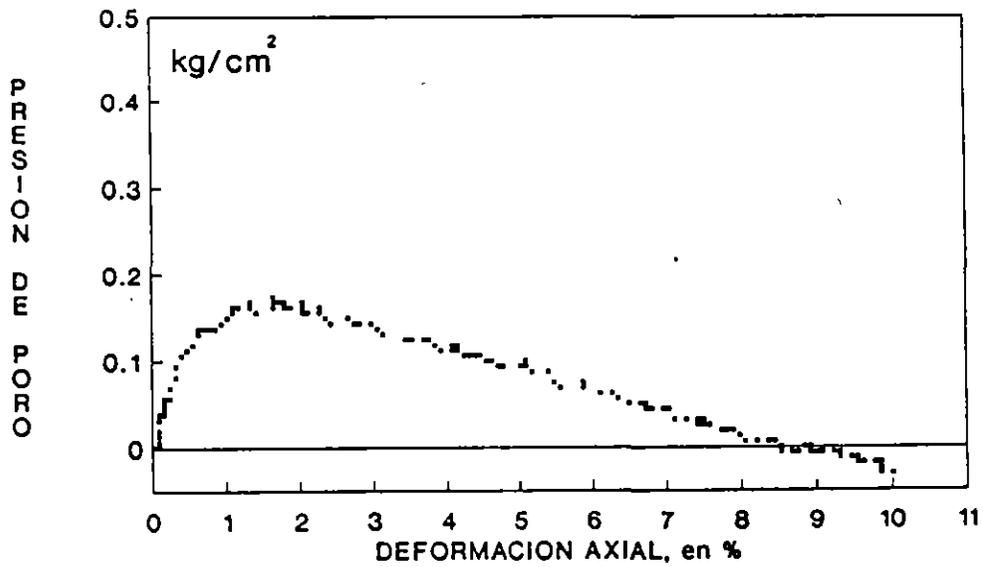
Fig 8. Resultados del ensaye 5 (continuación)

ENSAYE 6
JALES - MATERIAL SIN FINOS



a) Curva esfuerzo-deformación

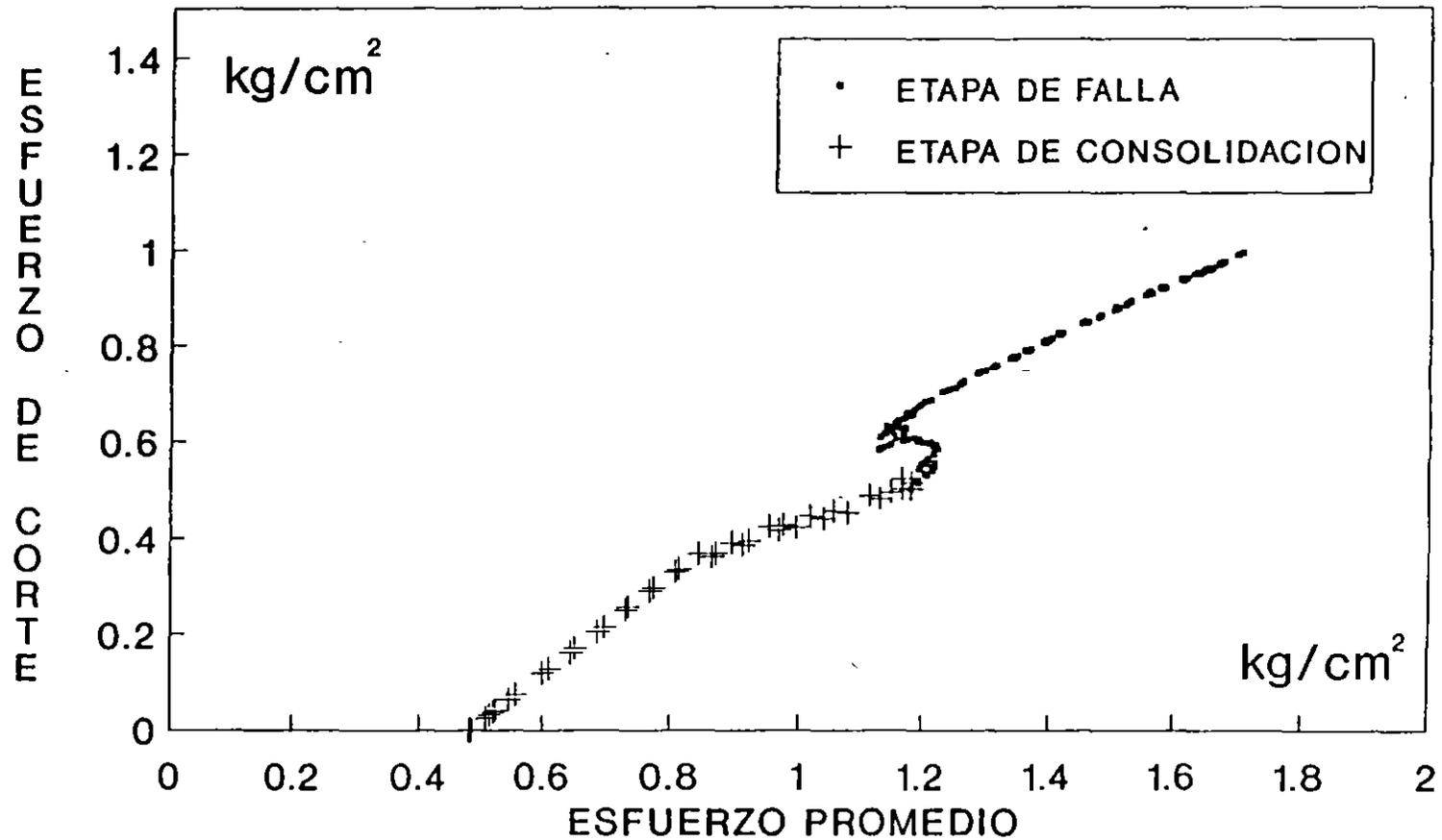
ENSAYE 6
JALES - MATERIAL SIN FINOS



b) Curva presión de poro-deformación

Fig 9. Resultados del ensaye 6

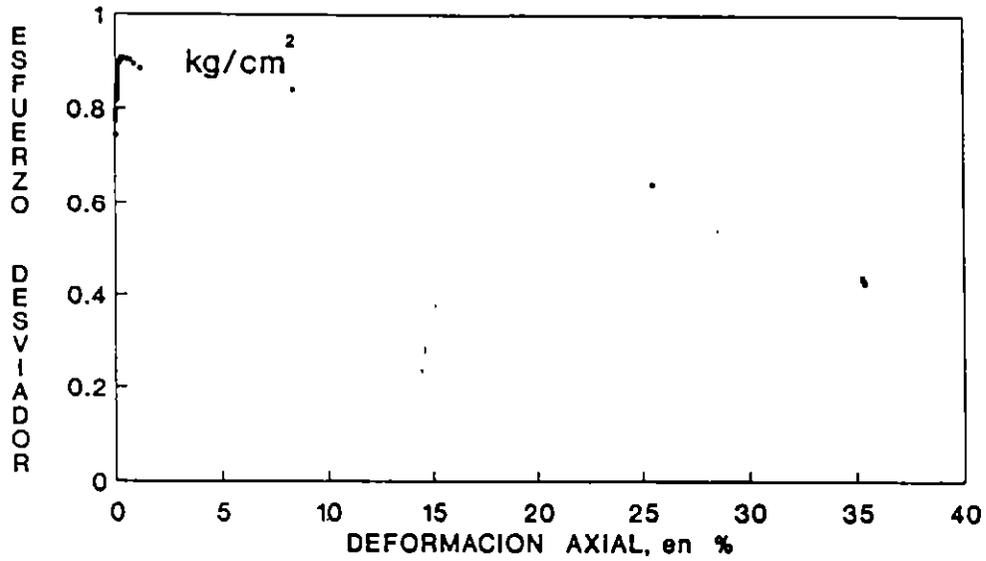
ENSAYE 6
JALES - MATERIAL SIN FINOS



c) Trayectoria de esfuerzos

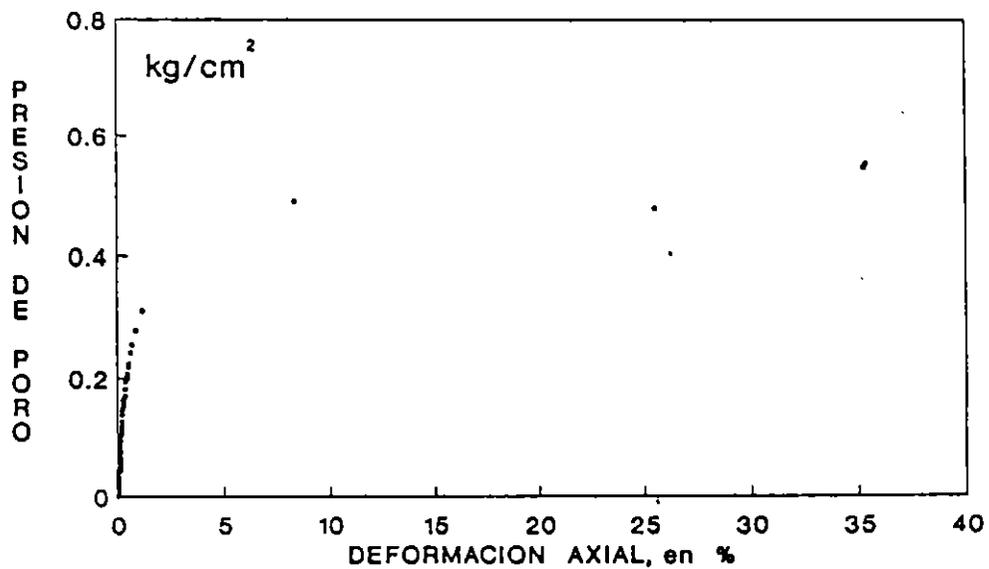
Fig 9. Resultados del ensaye 6 (continuación)

ENSAYE 7
 JALES - MATERIAL CON 30% DE FINOS



a) Curva esfuerzo-deformación

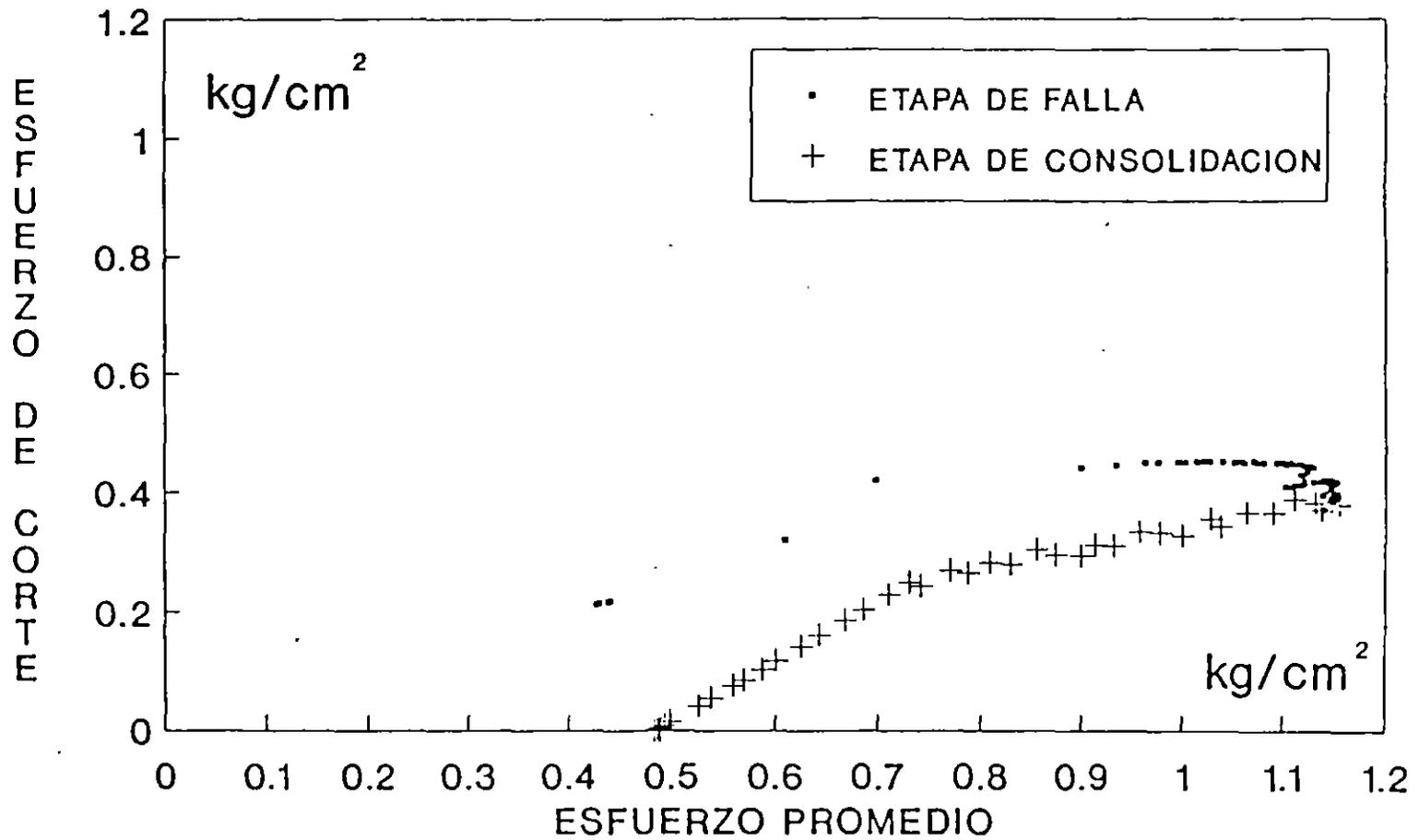
ENSAYE 7
 JALES - MATERIAL CON 30% DE FINOS



b) Curva presión de poro-deformación

Fig 10. Resultados del ensaye 7

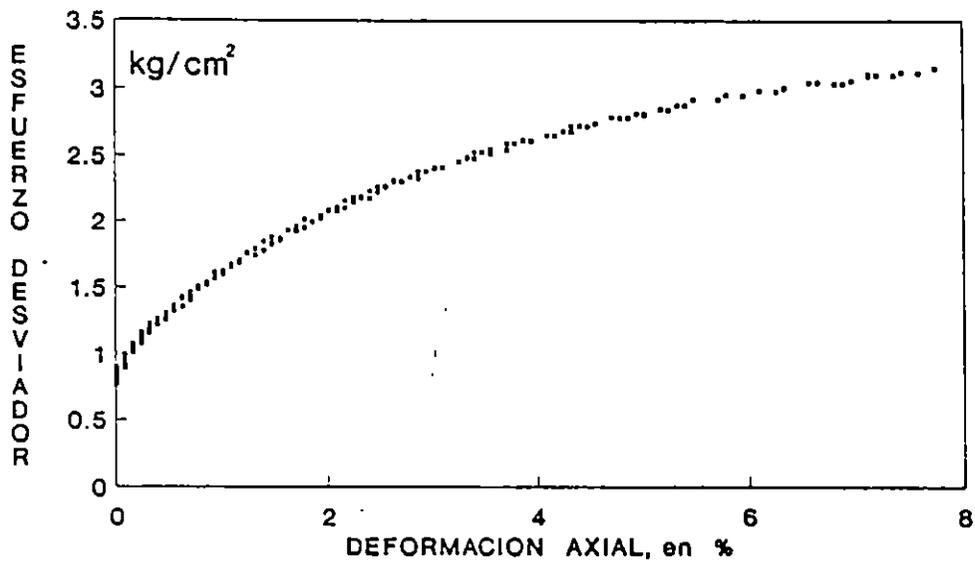
ENSAYE 7
JALES - MATERIAL CON 30% DE FINOS



c) Trayectoria de esfuerzos

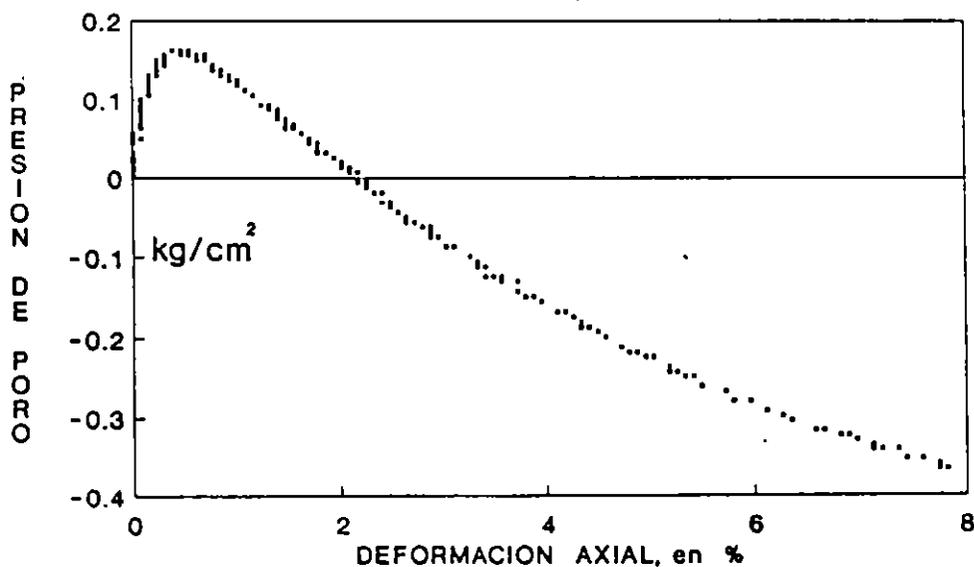
Fig 10. Resultados del ensayo 7 (continuación)

ENSAYE 8
JALES - MATERIAL CON 30% DE FINOS



a) Curva esfuerzo-deformación

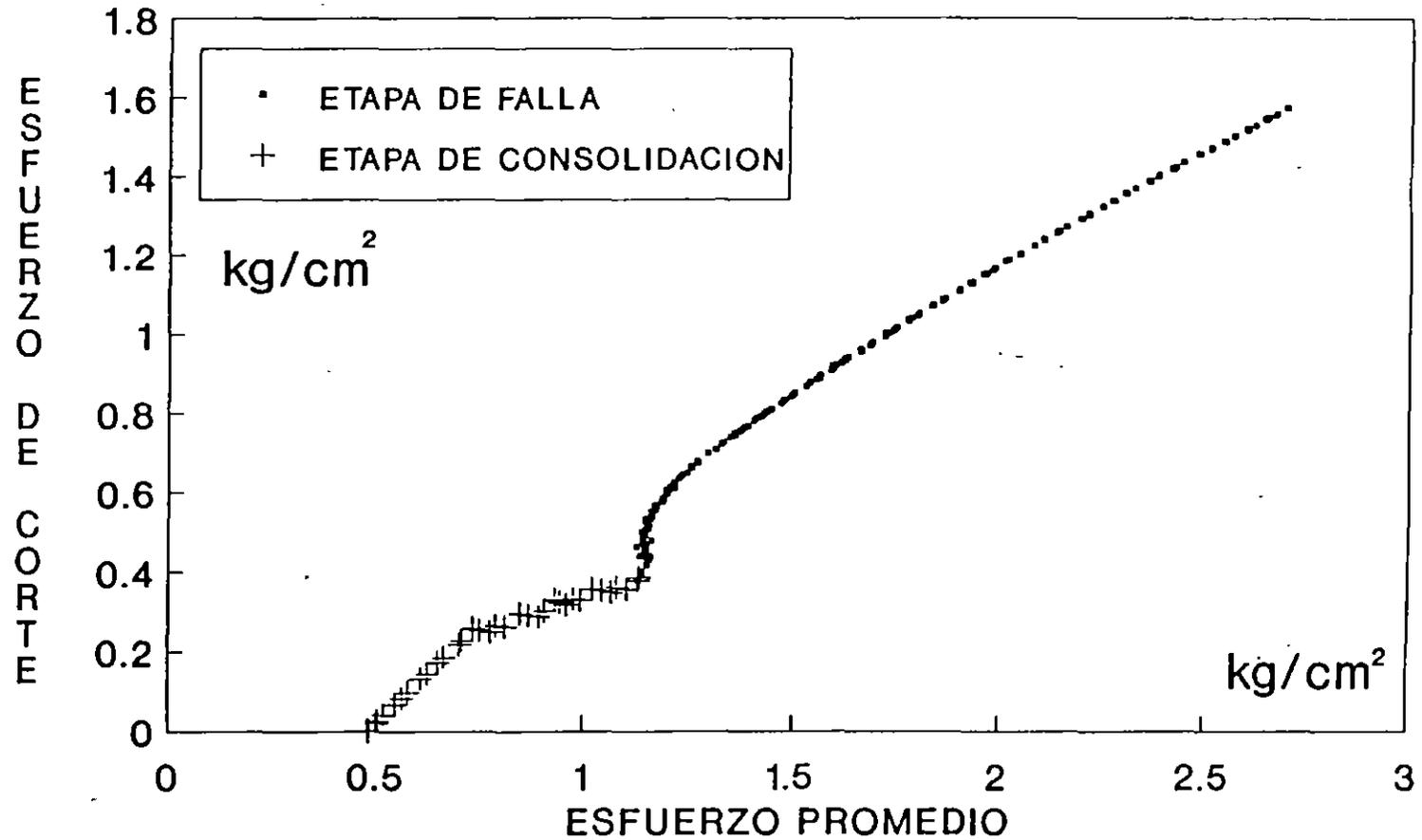
ENSAYE 8
JALES - MATERIAL CON 30% DE FINOS



b) Curva presión de poro-deformación

Fig 11. Resultados del ensaye 8

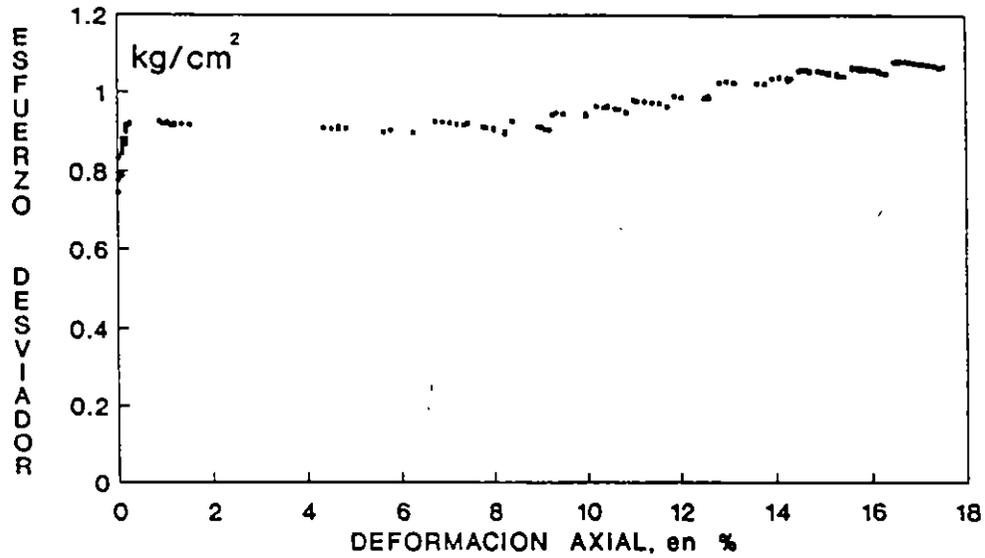
ENSAYE 8
JALES - MATERIAL CON 30% DE FINOS



c) Trayectoria de esfuerzos

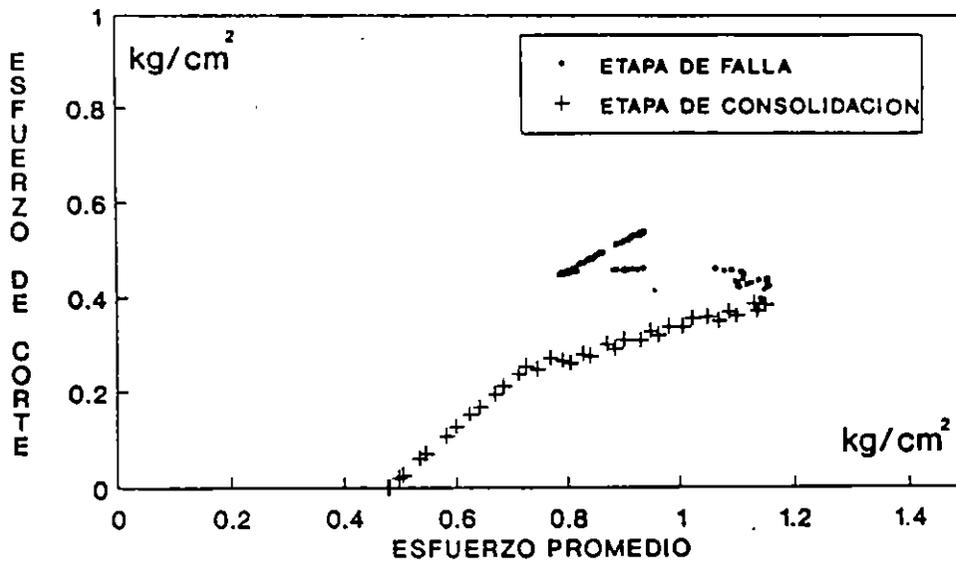
Fig 11. Resultados del ensaye 8 (continuación)

ENSAYE 9
JALES - MATERIAL CON 15% DE FINOS



a) Curva esfuerzo-deformación

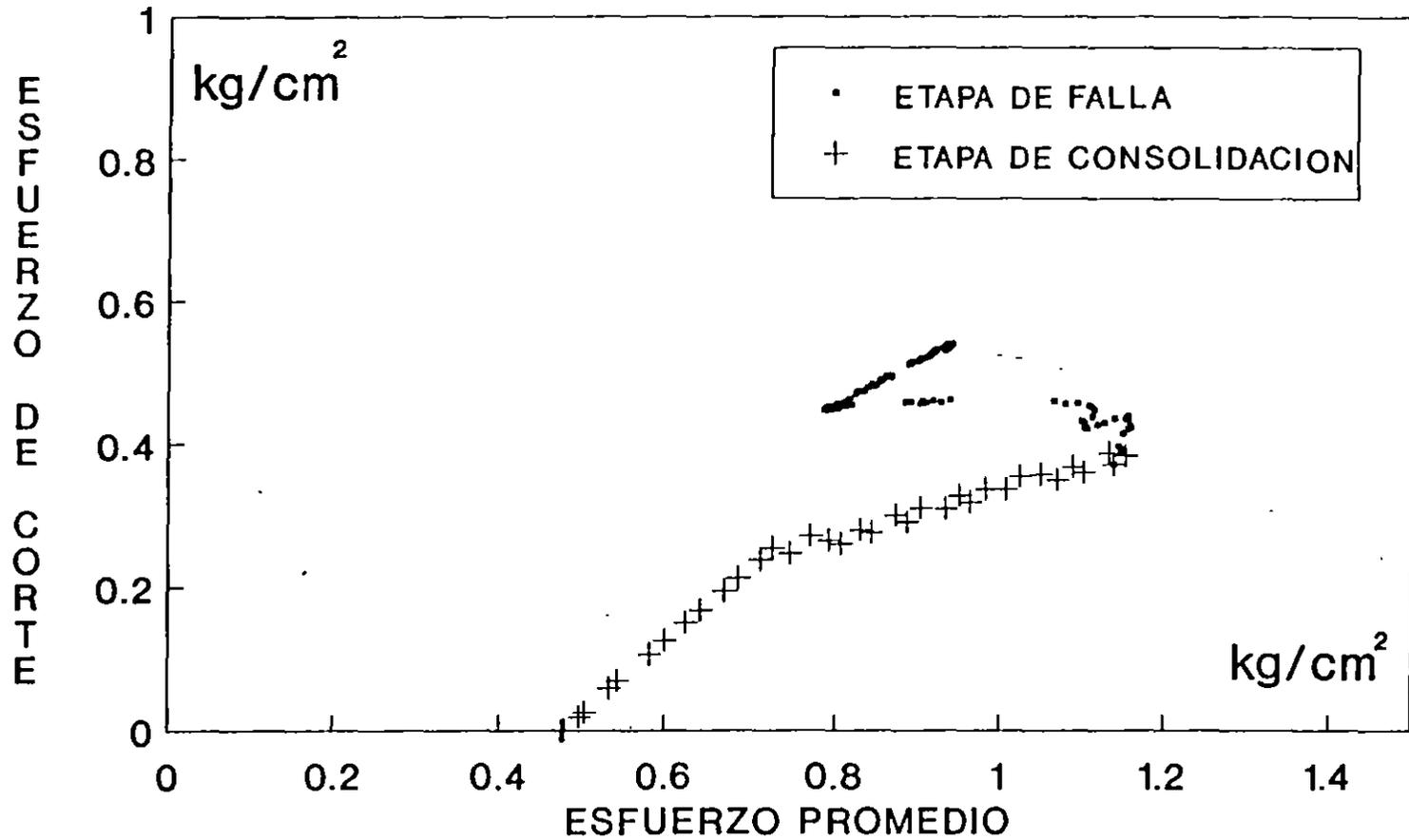
ENSAYE 9
JALES - MATERIAL CON 15% DE FINOS



c) Trayectoria de esfuerzos

Fig 12. Resultados del ensayo 9 (continuación)

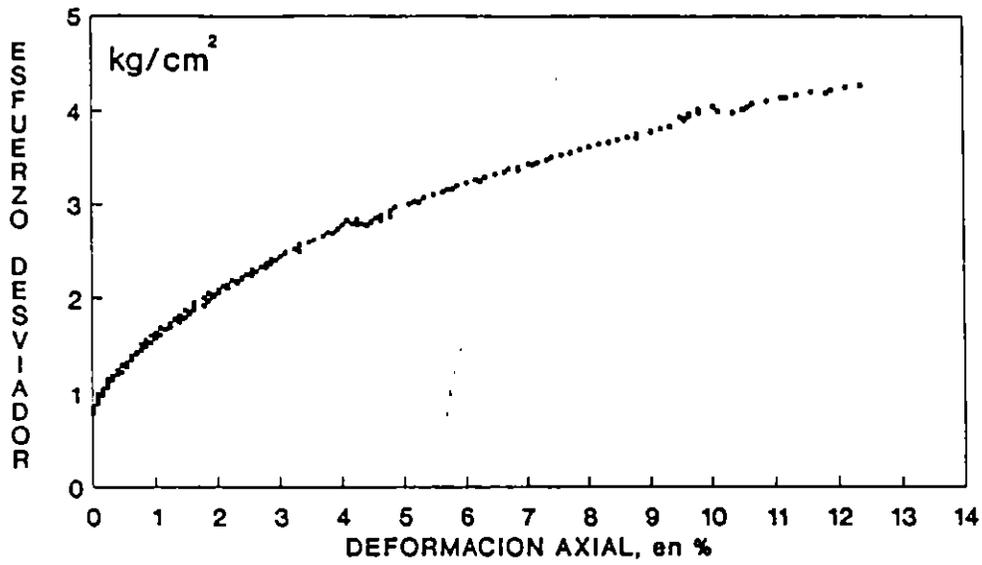
ENSAYE 9
JALES - MATERIAL CON 15% DE FINOS



c) Trayectoria de esfuerzos

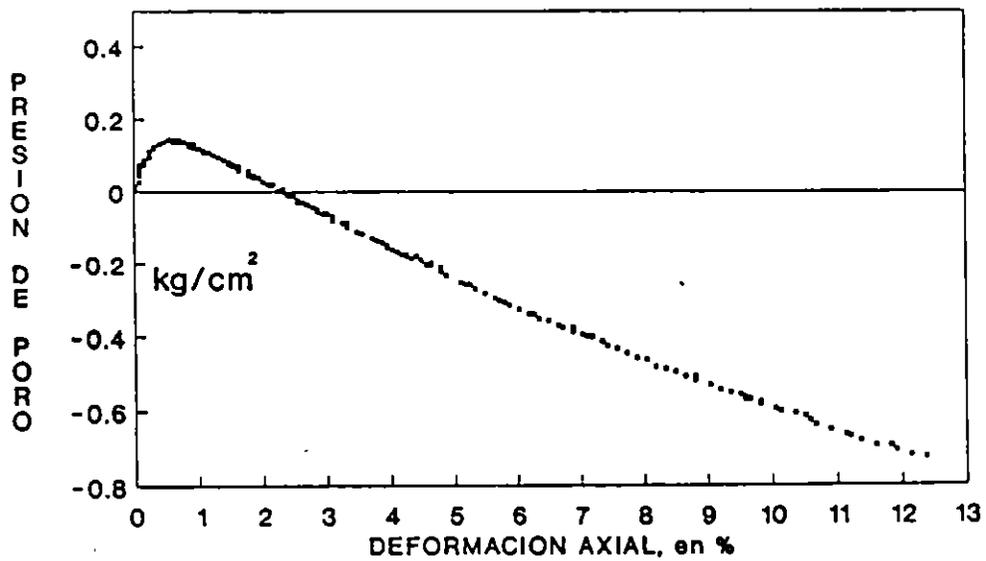
Fig 12. Resultados del ensaye 9 (continuación)

ENSAYE 10
JALES - MATERIAL CON 15% DE FINOS



a) Curva esfuerzo-deformación

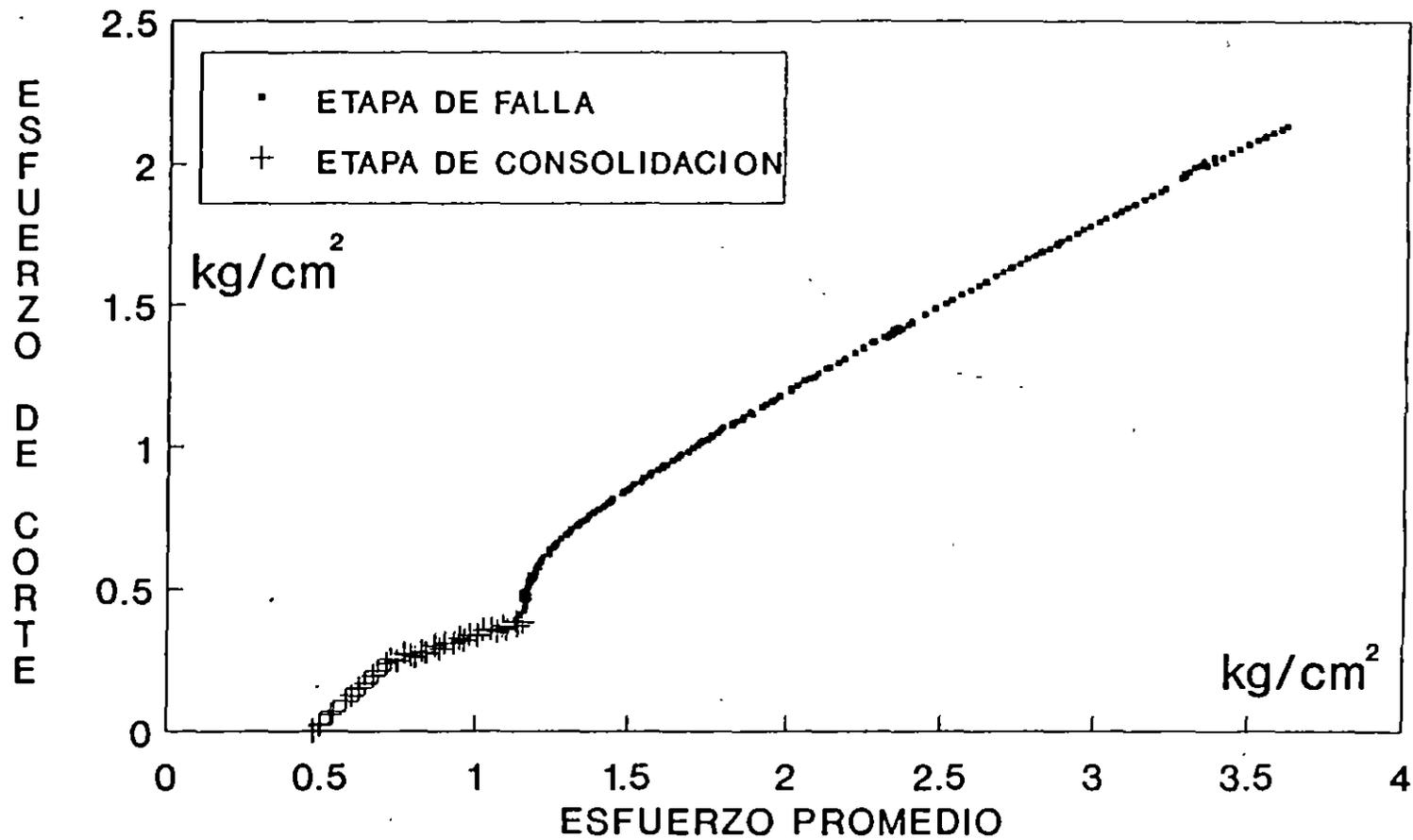
ENSAYE 10
JALES - MATERIAL CON 15% DE FINOS



b) Curva presión de poro-deformación

Fig 13. Resultados del ensaye 10

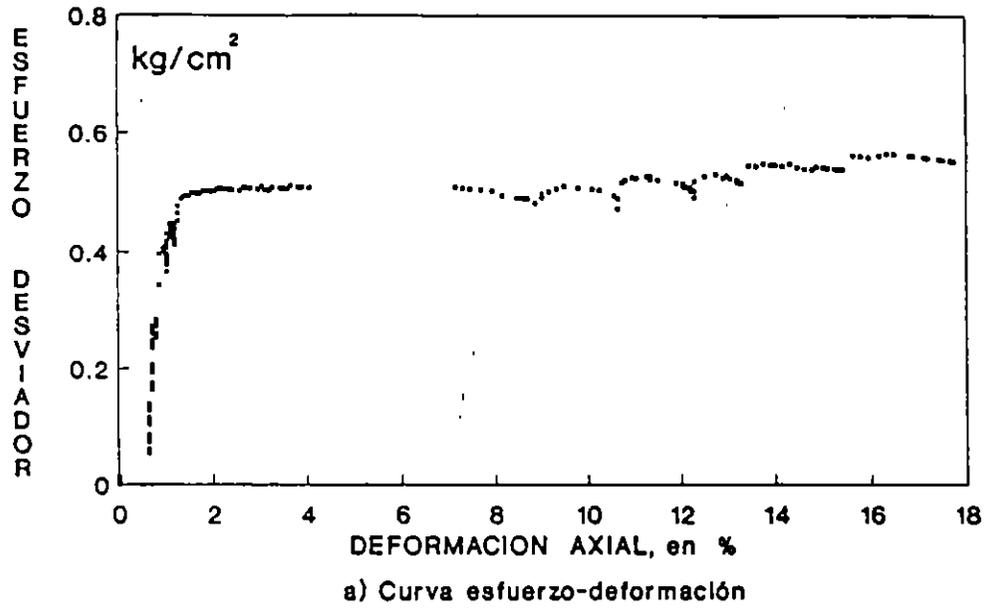
ENSAYE 10
JALES - MATERIAL CON 15% DE FINOS



c) Trayectoria de esfuerzos

Fig 13. Resultados del ensayo 10 (continuación)

ENSAYE 11
JALES - MATERIAL CON 30% DE FINOS



ENSAYE 11
JALES - MATERIAL CON 30% DE FINOS

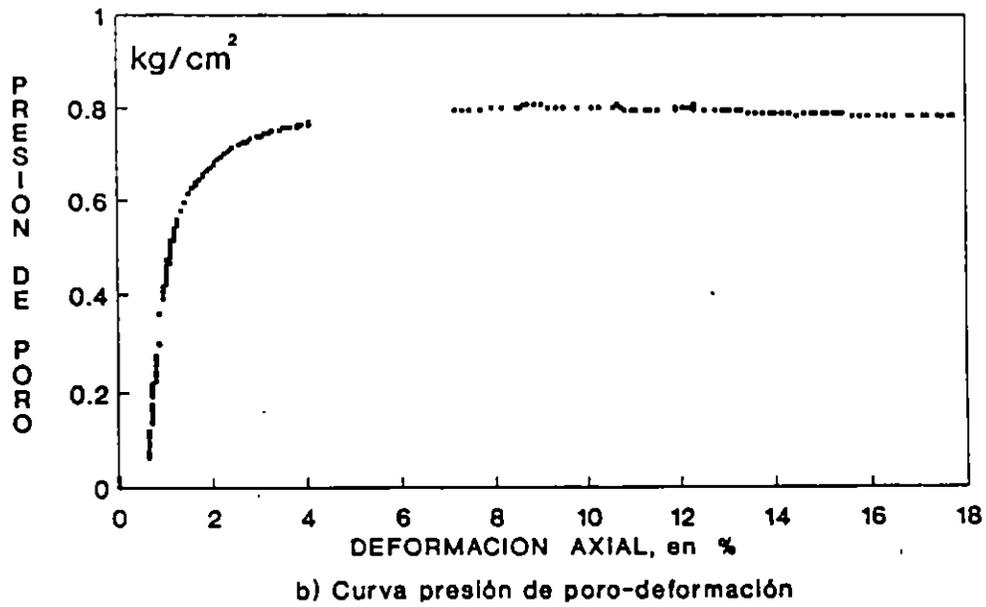
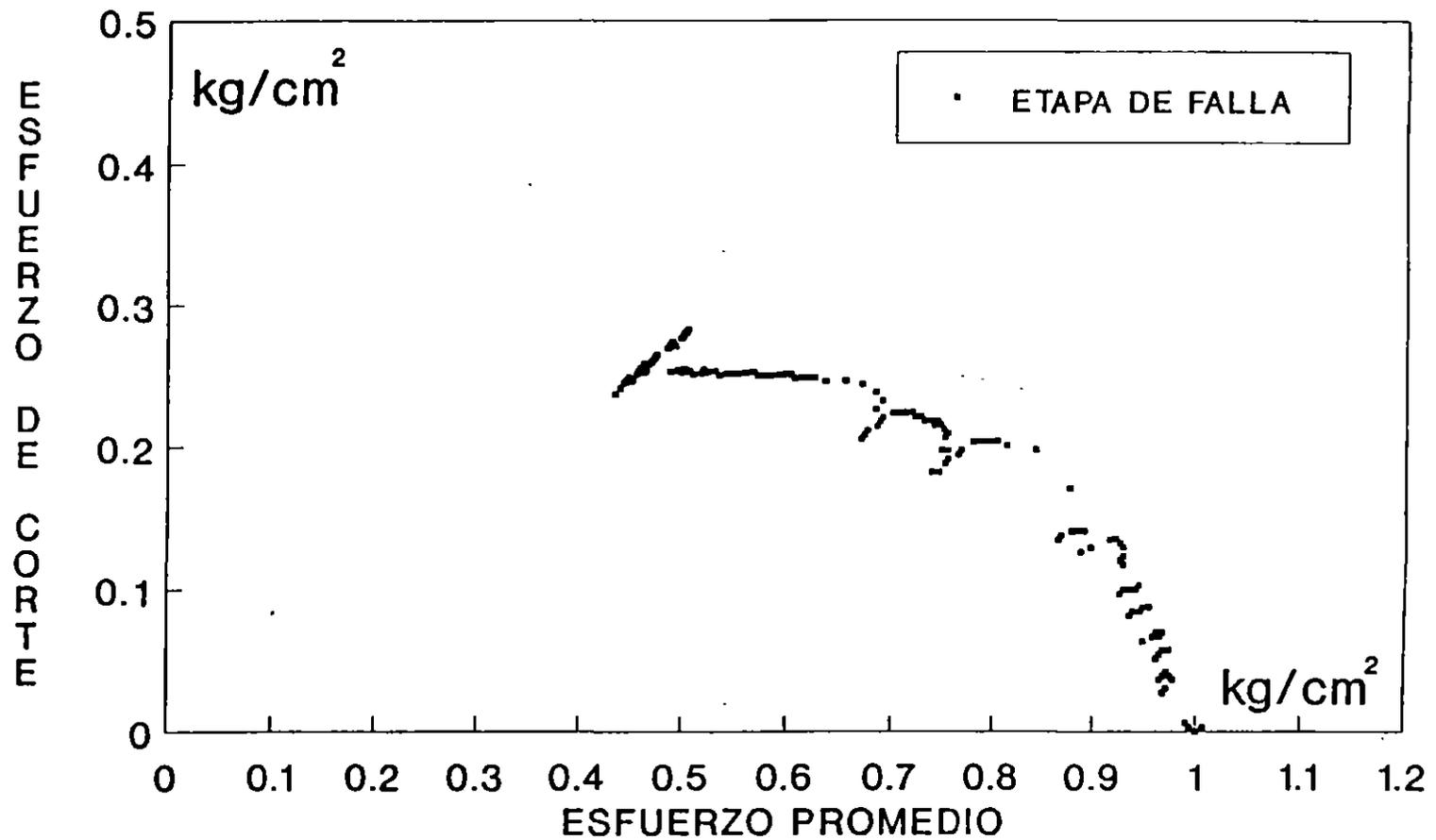


Fig 14. Resultados del ensaye 11

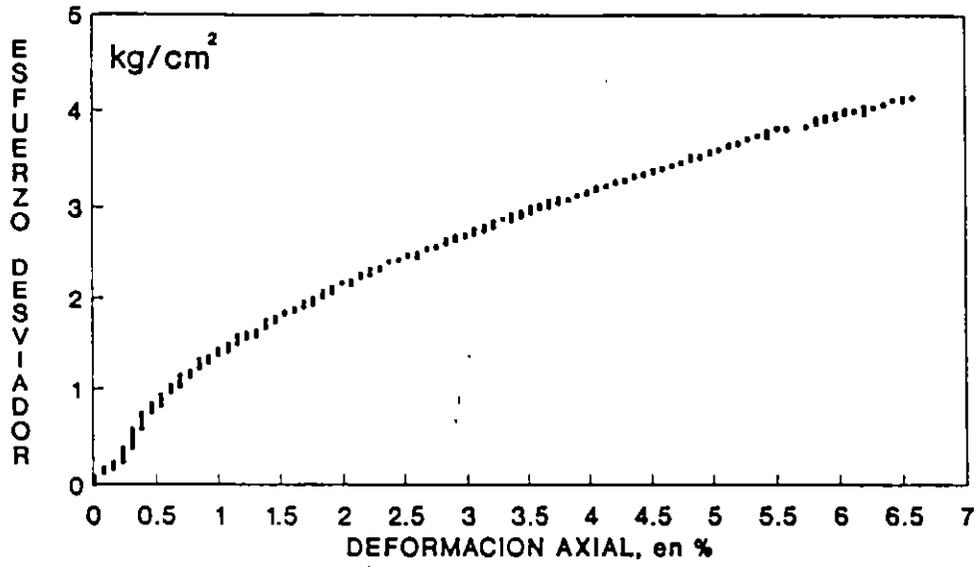
ENSAYE 11
JALES - MATERIAL CON 30% DE FINOS



c) Trayectoria de esfuerzos

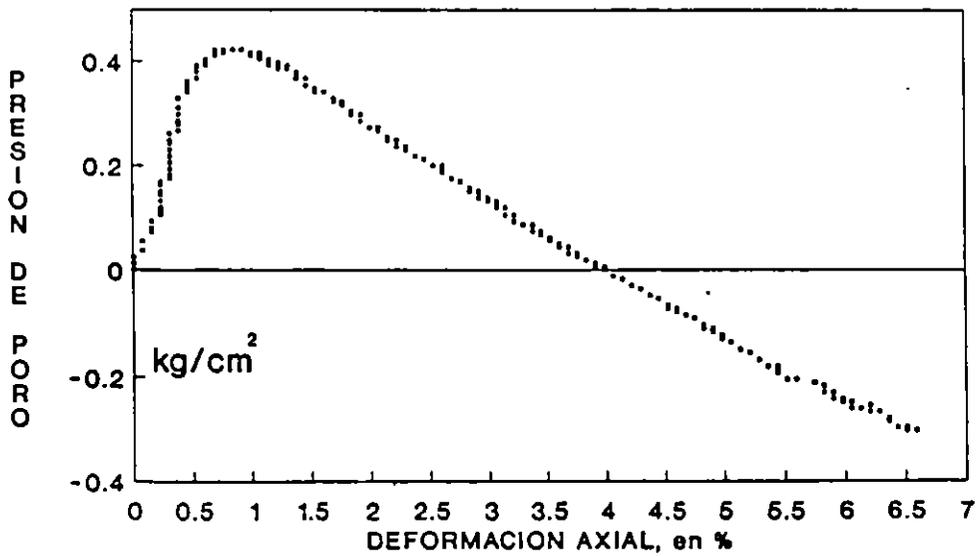
Fig 14. Resultados del ensayo 11 (continuación)

ENSAYE 12
JALES - MATERIAL CON 15% DE FINOS



a) Curva esfuerzo-deformación

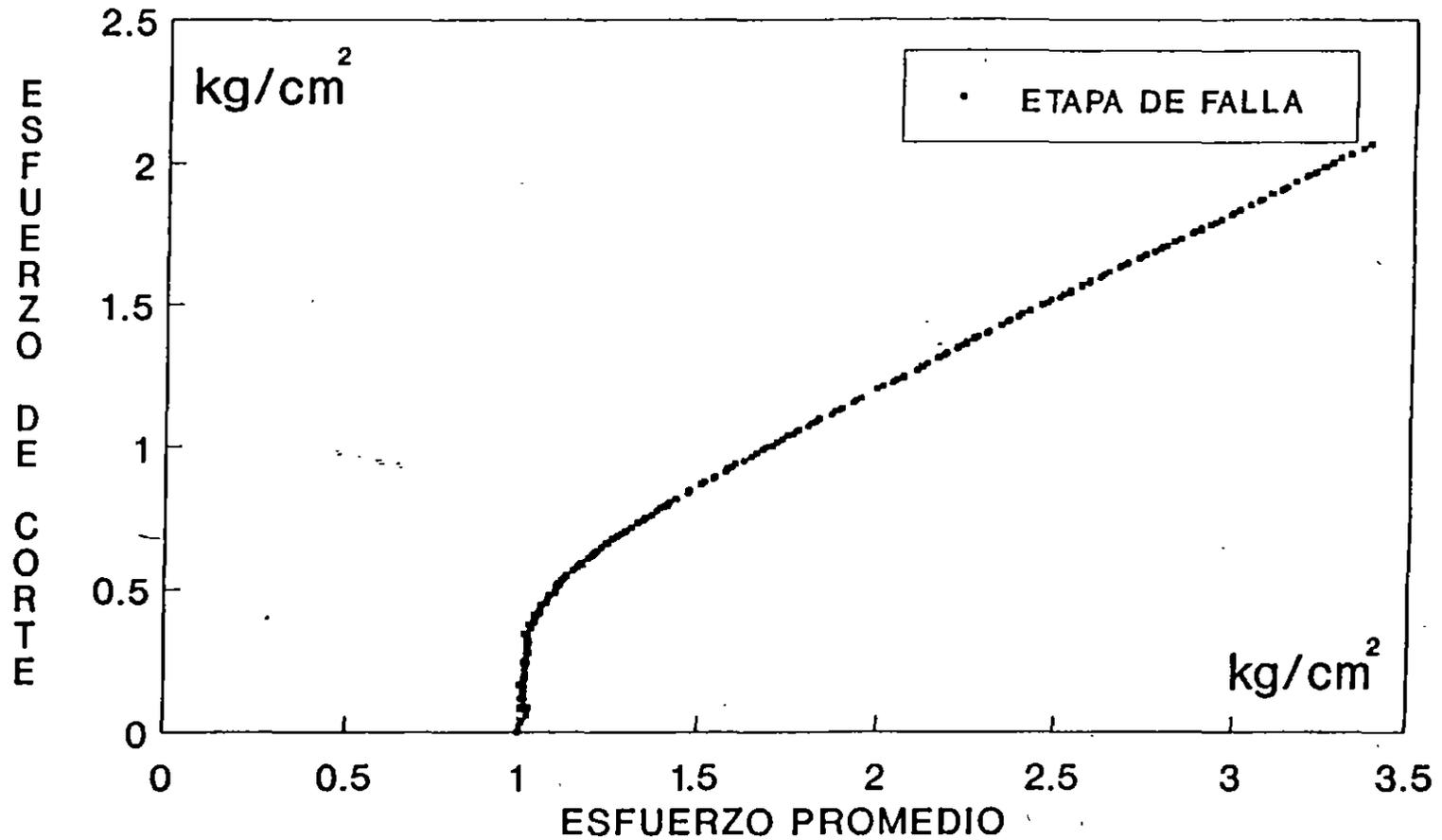
ENSAYE 12
JALES - MATERIAL CON 15% DE FINOS



b) Curva presión de poro-deformación

Fig 15. Resultados del ensaye 12

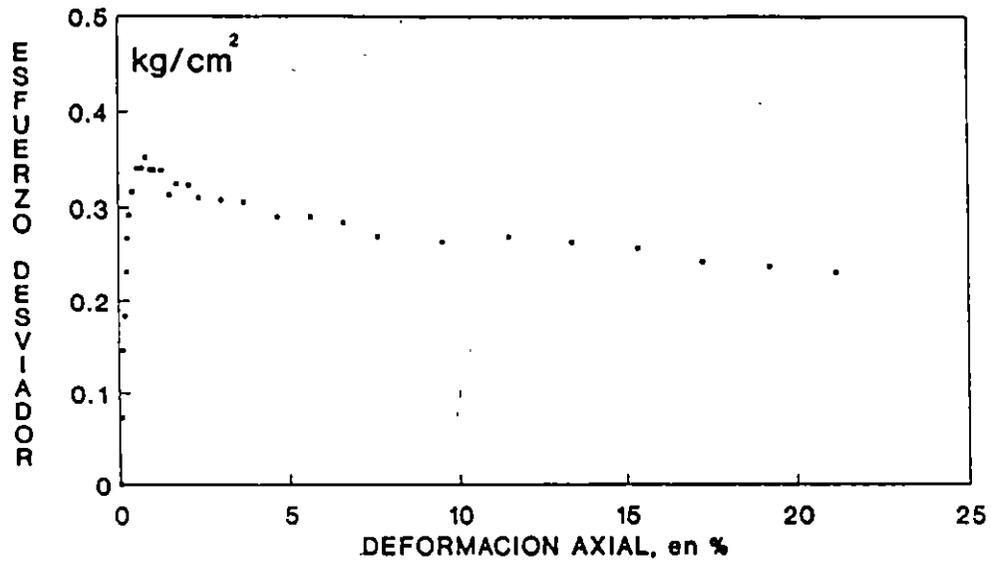
ENSAYE 12
JALES - MATERIAL CON 15% DE FINOS



c) Trayectoria de esfuerzos

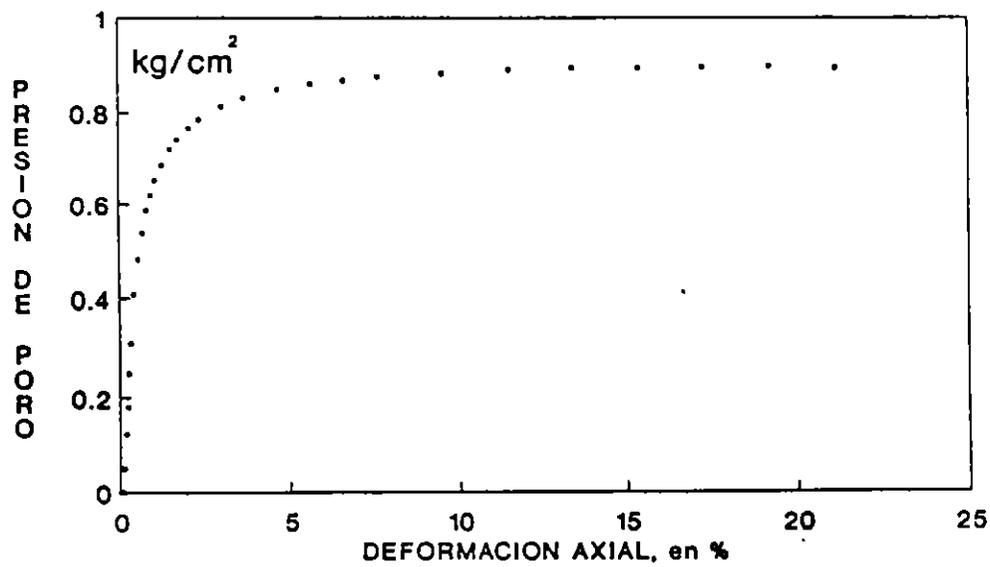
Fig 15. Resultados del ensaye 12 (continuación)

ENSAYE 13 JALES-MATERIALES SIN FINOS



a) Curva esfuerzo-deformación

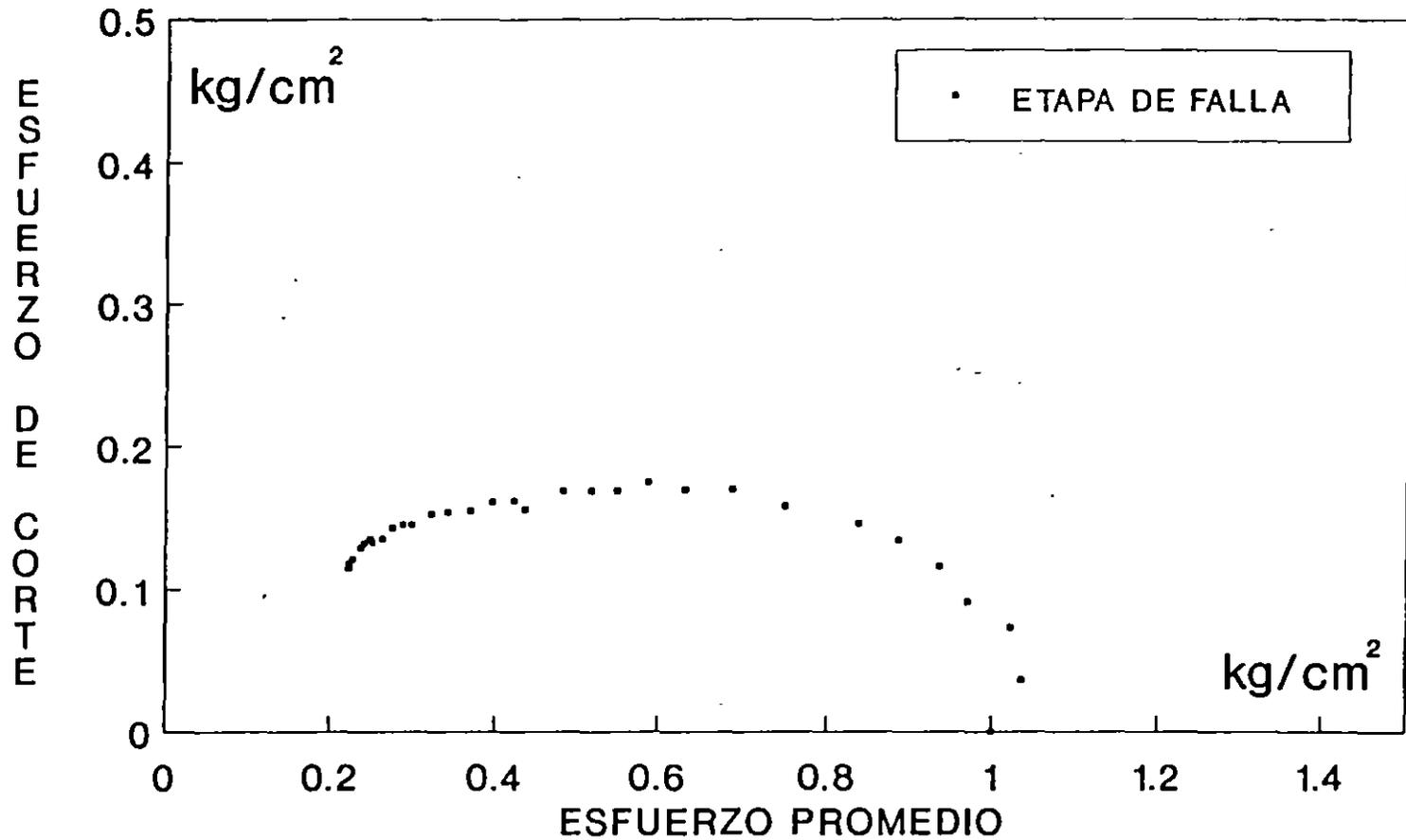
ENSAYE 13 JALES-MATERIALES SIN FINOS



b) Curva presión de poro-deformación

Fig 16. Resultados del ensaye 13

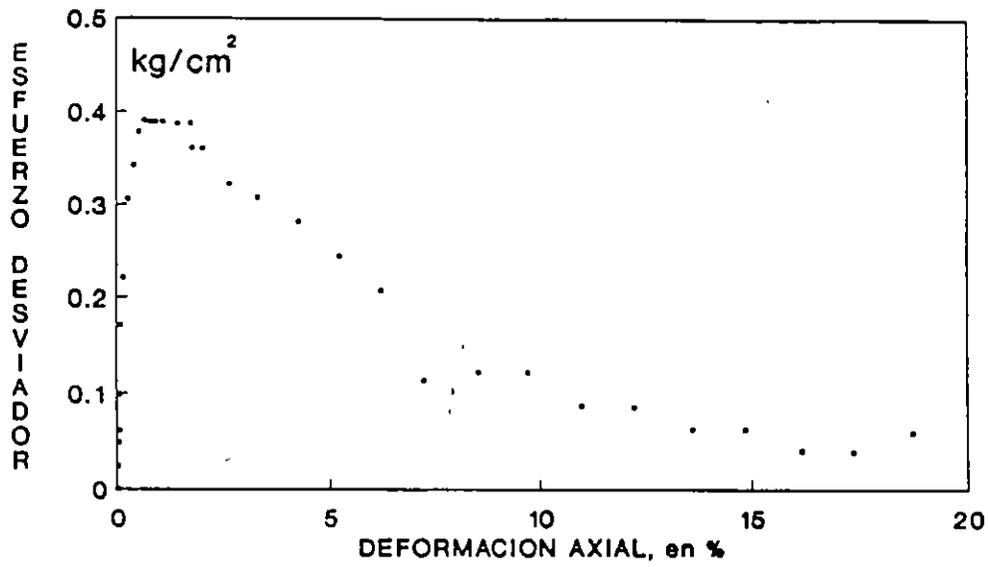
ENSAYE 13
JALES-MATERIALES SIN FINOS



c) Trayectoria de esfuerzos

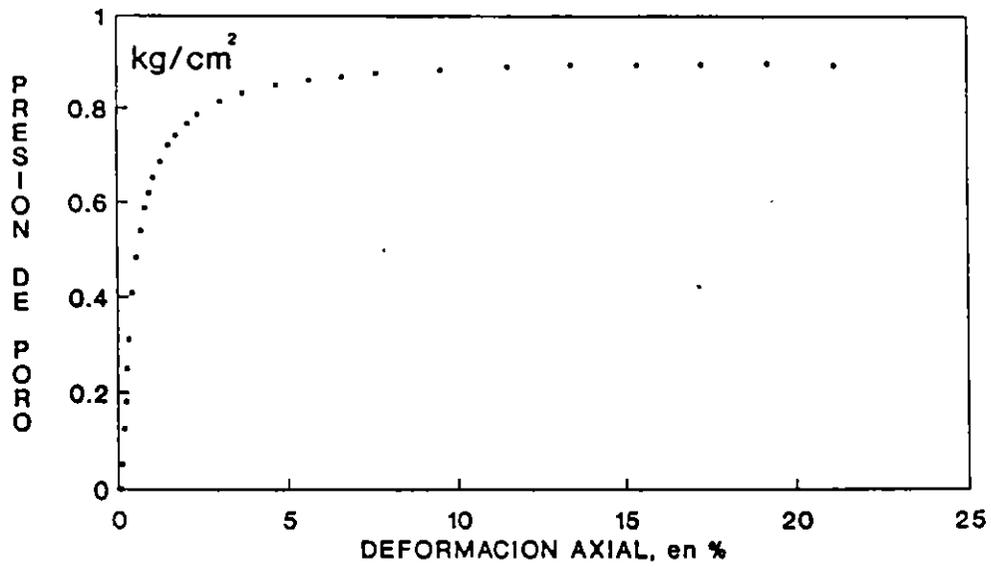
Fig 16. Resultado del ensaye 13 (Continuación)

ENSAYE 14
JALES-MATERIALES SIN FINOS



a) Curva esfuerzo-deformación

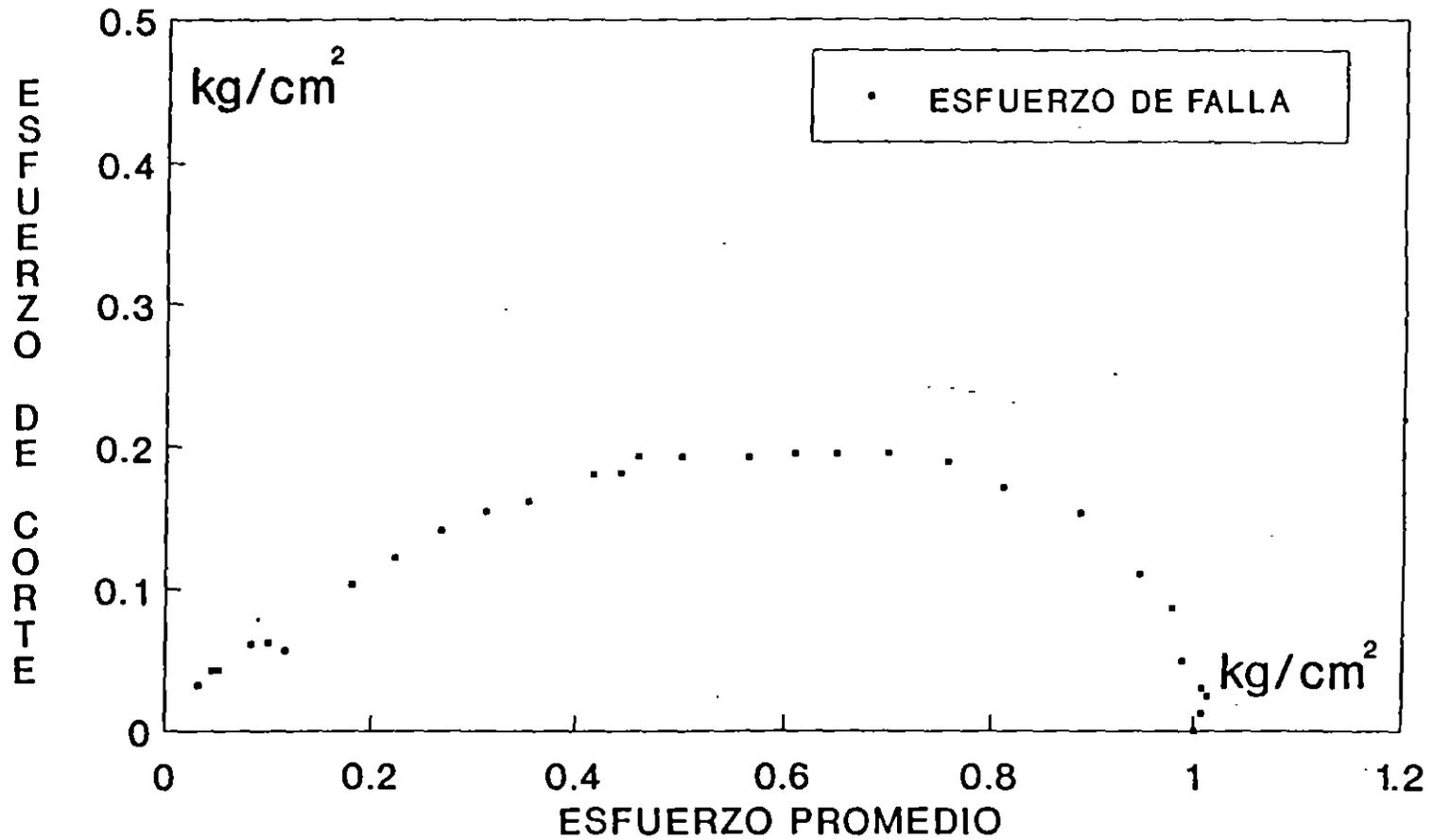
ENSAYE 14
JALES-MATERIALES SIN FINOS



b) Curva presión de poro-deformación

Fig 17. Resultados del ensaye 14

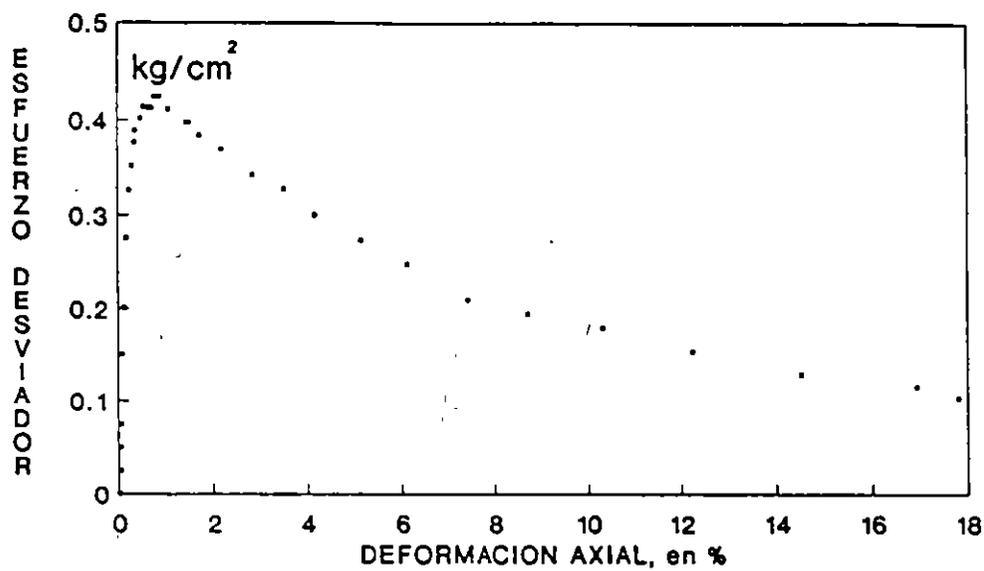
ENSAYE 14
JALES-MATERIALES SIN FINOS



c) Trayectoria de esfuerzos

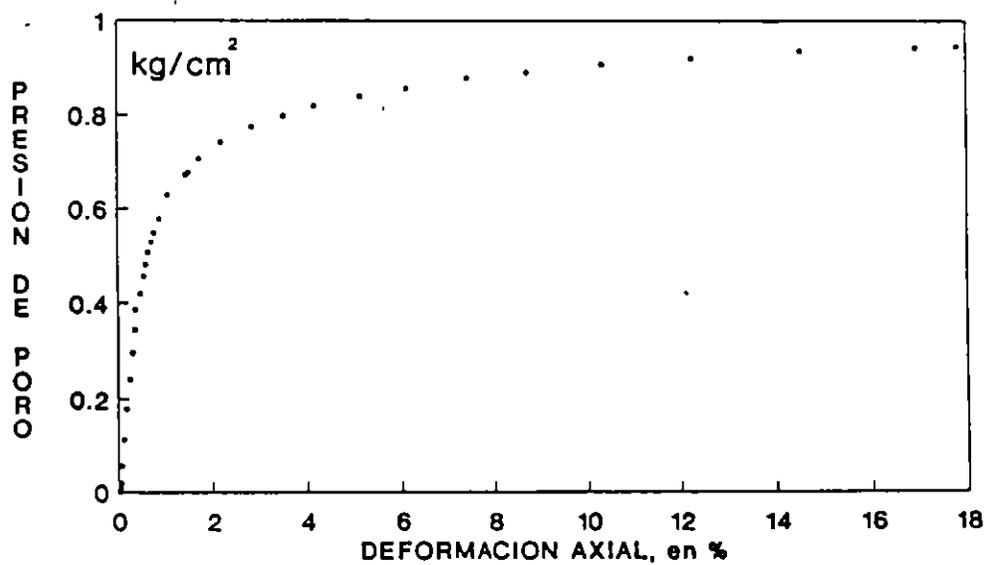
Fig 17. Resultados del ensaye 14 (continuación)

PRUEBA 15
JALES-MATERIALES CON 30% DE FINOS



a) Curva esfuerzo-deformación

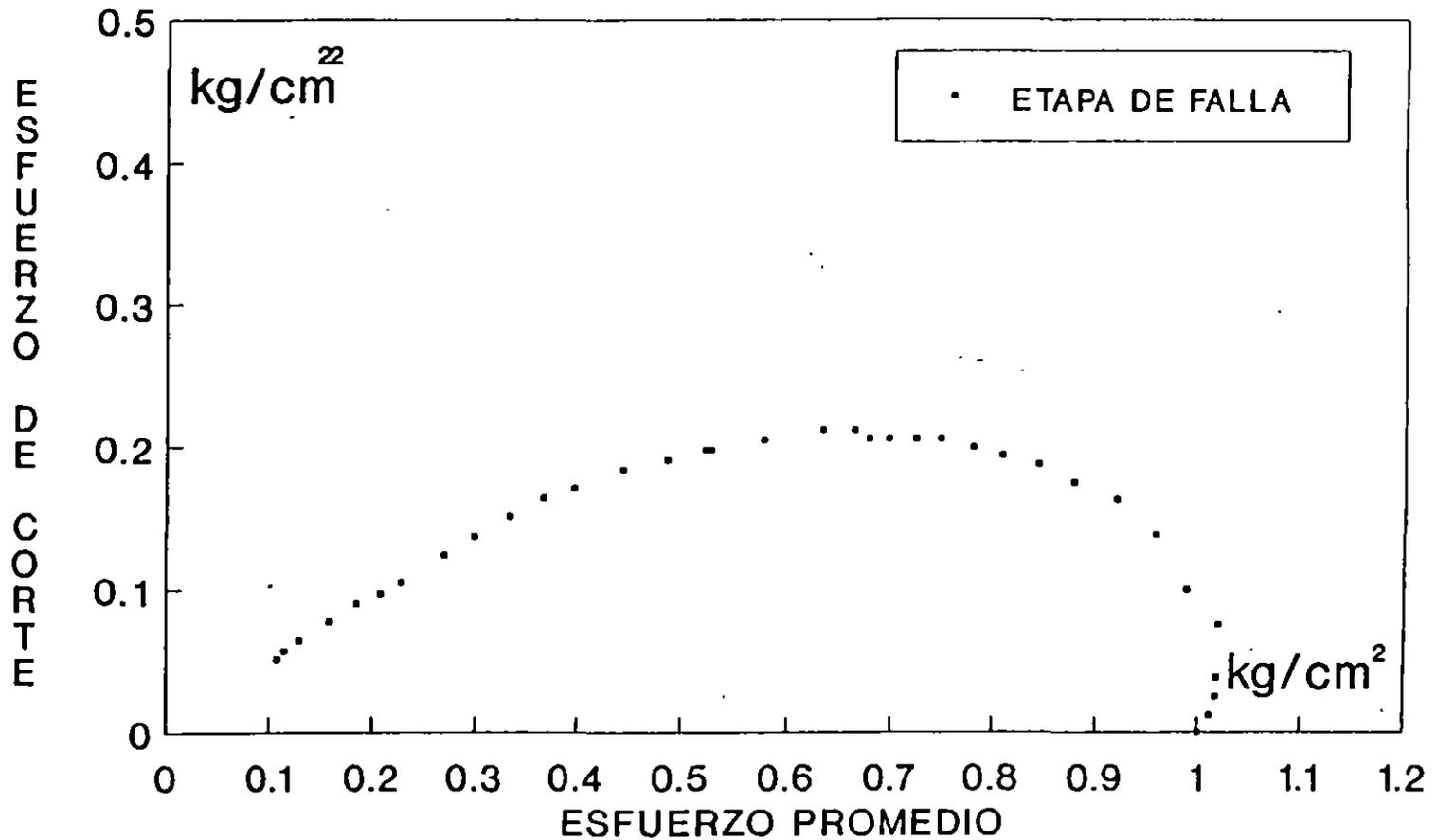
PRUEBA 15
JALES-MATERIALES CON 30% DE FINOS



b) Curva presión de poro-deformación

Fig 18. Resultados del ensaye 15

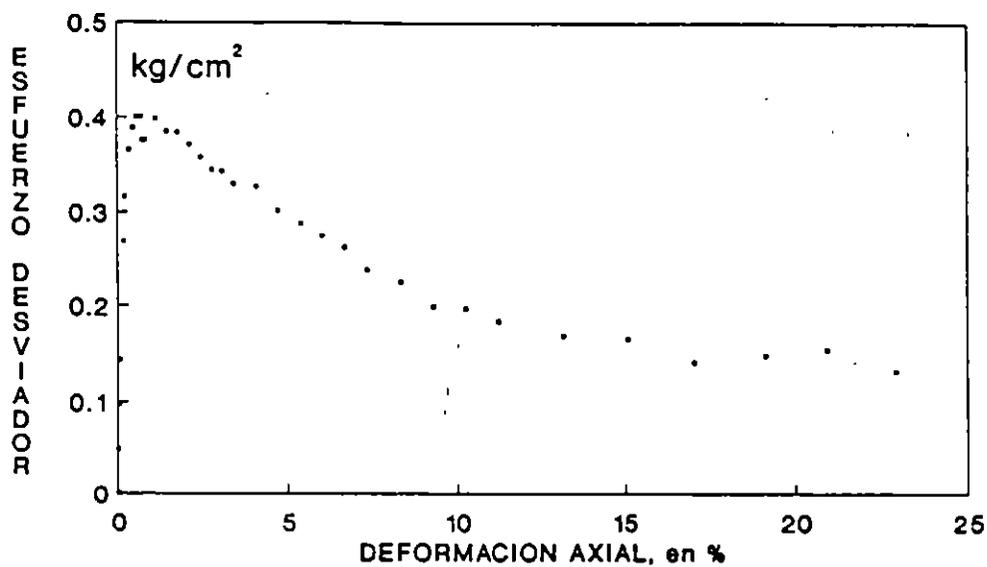
ENSAYE 15
JALES-MATERIALES CON 30% DE FINOS



c) Trayectoria de esfuerzos

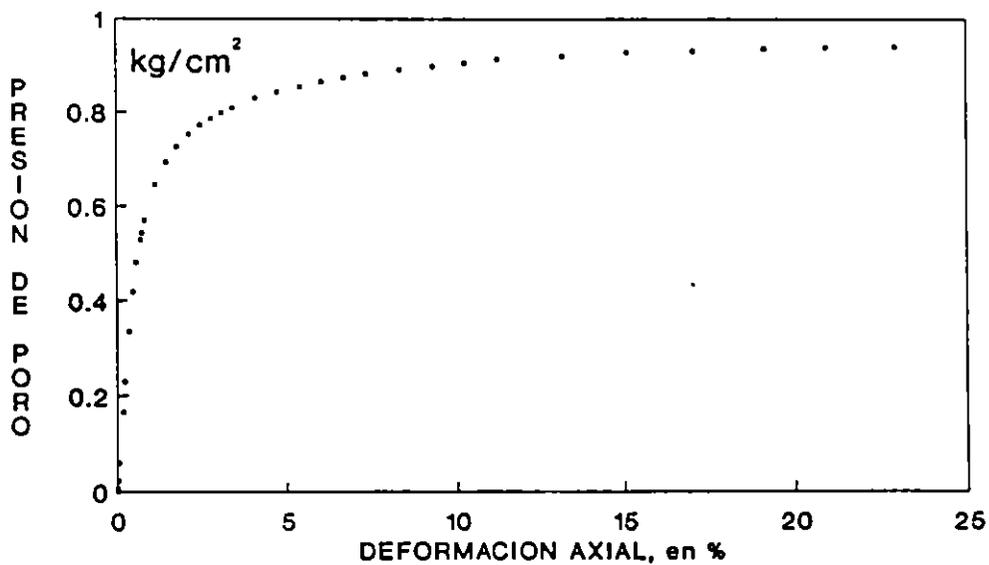
Fig 18. Resultados del ensayo 15 (continuación)

ENSAYE 16
JALES-MATERIALES CON 15% DE FINOS



a) Curva esfuerzo-deformación

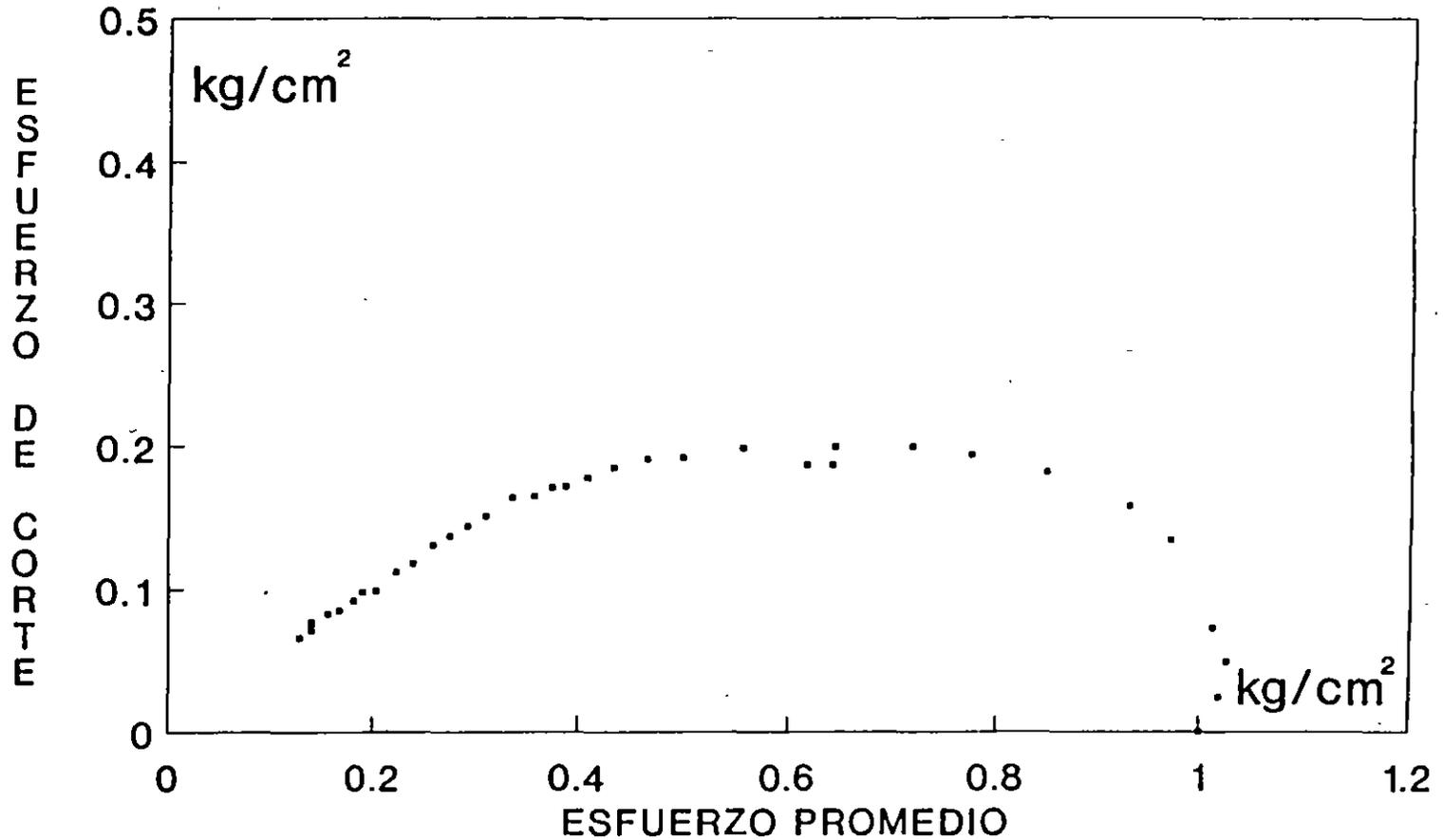
ENSAYE 16
JALES-MATERIALES CON 15% DE FINOS



b) Curva presión de poro-deformación

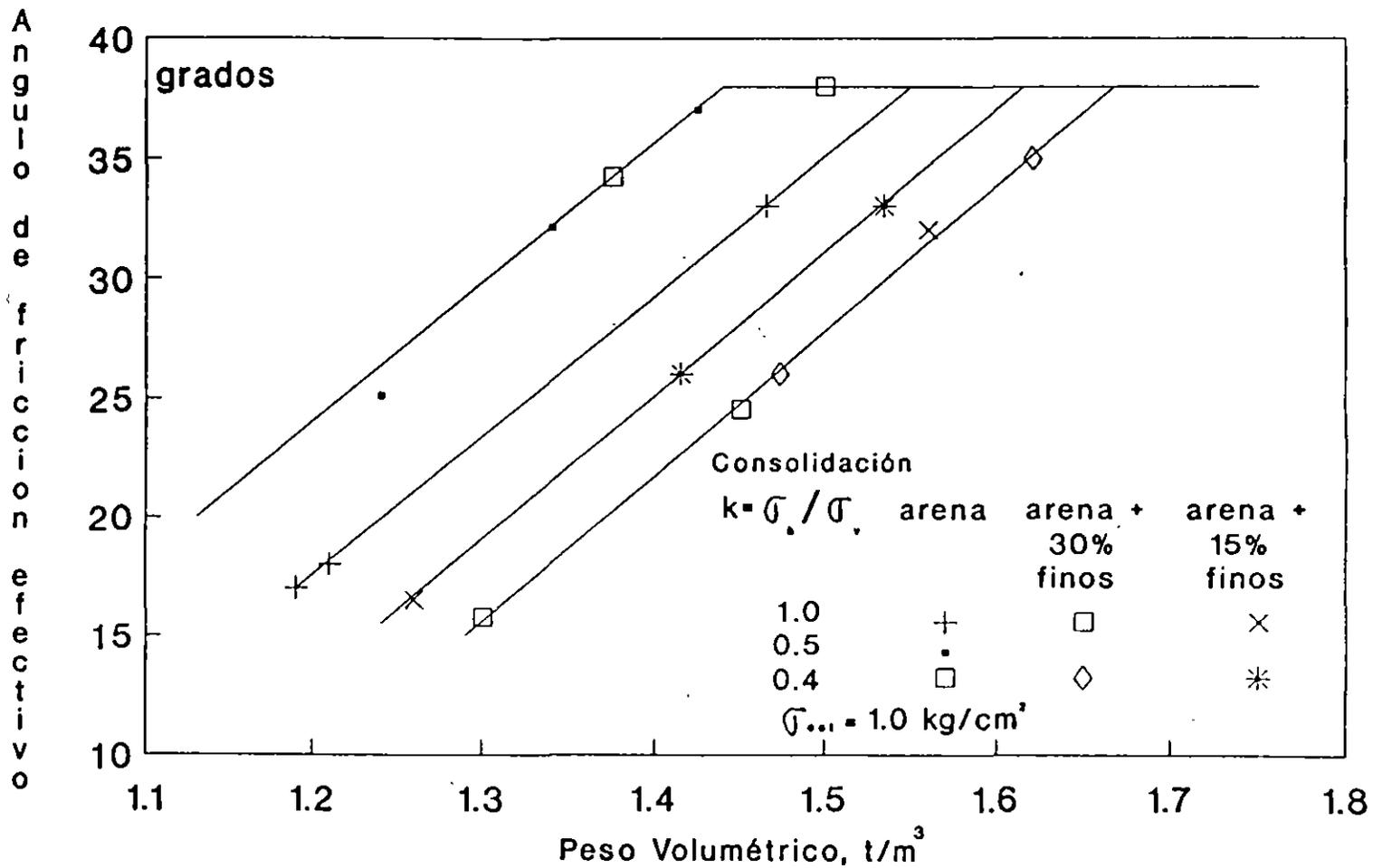
Fig 19. Resultados del ensayo 16

ENSAYE 16
JALES-MATERIALES CON 15% DE FINOS



c) Trayectoria de esfuerzos

Fig 19. Resultados del ensaye 16 (continuación)



Relación la arena de Caridad
 Cero, 15% y 30% de finos

Fig 20. Interpretación de los resultados

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CURSO:
**PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION
DE PRESAS DE JALES**

Estudios Geotécnicos

- Licuación de lamas y arenas por sismos o explosiones. Ejemplos

DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY

*Submitted to Geotechnique
Jan, 1995*

**UNDRAINED BEHAVIOUR OF SAND-KAOLIN MIXTURES
IN LOAD CONTROLLED TRIAXIAL TESTS**

Efraín Ovando-Shelley and Beatriz E. Pérez G.

Instituto de Ingeniería, UNAM, Mexico City

Ciudad Universitaria

AP 70-472

Coyoacán 04510, DF

México

An experimental investigation on the undrained behaviour of a sand with small amounts of kaolin at moderate to large strains was carried out using a computer-controlled triaxial cell. The specimens were prepared by the wet tamping method using a sand obtained from southern Mexico mixed with 3, 5 and 7 % kaolin (in weight). The testing programme concentrated on the study of normally consolidated samples subjected to different effective stress ratios during consolidation; shearing was applied in compression and extension. Stiffness, strength and the capability for generating pore pressures depend on the initial intergranular void ratio, on the

position of the stress state after consolidation relative to the failure envelope and on the direction of loading. The intergranular void ratio as well as normalized stress states at the onset of structural collapse and at the points of minimum strength are used to interpret the results. Using modifying factors that account for the effect of the consolidation stress ratio and the direction of loading, the experimental results show that normalized shear stress at the onset of structural collapse only depends on the direction of loading. The modified, normalized shear stress at the onset of structural collapse varies strongly with the intergranular void ratio for medium dense specimens but becomes independent of it for loose and very loose samples. The modified, normalized mean effective stress at the onset of structural collapse was found to be a constant, independent of intergranular void ratio and of the direction of loading. Finally, two different minimum strength lines were found in the space defined by intergranular void ratio and normalized effective stress, one for compression and the other for extension tests.

KEYWORDS: sand; sand-kaolin mixtures; deformation; stress-strain behaviour; liquefaction; triaxial tests

NOTATION

C_c	coefficient of curvature from a grain size distribution curve
C_u	coefficient of uniformity from a grain size distribution curve
d_{50}	mean grain diameter
e	void ratio
e_{gf}	intergranular void ratio
e_{max}	maximum void ratio
e_{min}	minimum void ratio
K	σ'_r / σ'_a
LL	liquid limit
PL	plastic limit
p'	$(\sigma'_a + 2\sigma'_r) / 3$, mean effective stress
p'_o	mean effective stress at the end of consolidation
p'_e	equivalent pressure
p'_{sc}	mean effective stress at the onset of structural collapse
s'	$(\sigma'_a + \sigma'_r) / 2$
t'	$(\sigma'_a - \sigma'_r) / 2$
t'_{sc}	maximum obliquity shear stress at the onset of structural collapse
V_s	volume of solids
V_t	total volume
V_v	volume of voids
w	water content
β	modifying factor for stress parameters

- Δu excess pore pressure
- ϵ_a axial strain
- σ_v' vertical effective stress
- σ_r' radial effective stress
- ϕ' angle of shearing resistance

INTRODUCTION

The behaviour of granular materials subjected to undrained shear depends mainly on the number and distribution of intergranular contacts, on the density of the granular array and on the level of in situ stresses. These factors affect the stress-strain characteristics of the material differently, depending on the magnitude of the strains developed during shear (Georgiannou et al, 1990). Initial structure strongly influences the behaviour at small strains whereas void ratio is the preponderant factor at larger strains; ambient stress level affects it over a wide range of strains. In the case of loose saturated sands, large strain behaviour is a key aspect in connection to problems related to liquefaction or those involving flow deformations. The conditions under which these phenomena occur in laboratory experiments have been described and analyzed extensively, mainly in monotonic compression and in cyclic loading tests. Still, many aspects of the stress-strain characteristics of granular materials require further scrutiny.

The vast majority of test results reported in the literature in connection to liquefaction studies have been performed on clean sands, i.e. sands having no significant amounts of fine particles. In practical situations, the presence of small percentages of fine particles within a mass of sand (say, less than 7.0 % in weight) is generally ignored under the assumption that its influence is negligible. However, experiments have shown that fine particles in small amounts increase the potential for generating pore pressures (Ford, 1985; Ovando-Shelley, 1986; Georgiannou et al 1990). The finer particles promote the formation of looser structures as they reduce the number of contact points between the coarser grains and also tend to keep them separated. If fine material is progressively added, the potential for generating pore pressure increases but this

tendency reverses after a threshold percentage of finer material is exceeded; thereupon, the behaviour depends increasingly on the characteristics of the finer material (Ovando and Mesa, 1991).

CONCEPTUAL BACKGROUND

One of the most appealing, influential and pervasive ideas for studying the ultimate state of sands subjected to shearing has been the concept of critical void ratio (Casagrande, 1936). State diagrams in e - p' space indicating the loci of the terminal condition --the critical void ratio line-- have been used to determine whether a sand can or cannot suffer liquefaction or flow deformations. Following and developing Casagrande's line of thought, attempts have been made for defining more precisely the conditions that characterize this terminal condition. The condition in which flow deformations occur under constant shear stress, constant volume or pore pressure and constant rate of strain was termed steady state and the line in e - p' space joining the steady states of samples formed at different initial void ratios and consolidation pressures, the steady state line (Poulos, 1981). Some samples exhibit limited flow deformations when they reach a state in which shear strength drops and pore pressure shows little or no change. This phenomenon was named the quasi-steady state (Alarcón-Guzmán *et al*, 1988) and occurs at smaller strains than the actual steady state. After a sample passes through the quasi steady state, further straining induces dilative tendencies. The passage from contractive to dilative behaviour coincides with a point of minimum strength along the "phase transformation line" in q - p' space (Ishihara, 1975).

The susceptibility to liquefaction or flow deformations has been quantified in terms of state parameters that depend on the vertical distance in $e-p'$ space between the initial state of the sample (before undrained shear) and the steady state line (Been and Jefferies, 1985) or in terms of a state index which relates the initial void ratio to the corresponding void ratio at the quasi steady state line (Verdugo et al, 1991; Ishihara, 1993).

The undrained behaviour of sands at moderate to large strains can be analyzed making reference to certain key points in their stress-strain behaviour: the onset of structural collapse, the quasi steady state or phase transformation state, and the steady state.

The onset of structural collapse is marked by the point in which the maximum shear stress is attained during the contractant stage of the stress-strain response to shear loading. State diagrams in $e-p'$ space can be built to indicate the states at the onset of collapse. The collapse points define a unique line in the state diagrams and in the stress space.

The quasi steady state, also described as partial liquefaction (e. g., Castro, 1969), is the point of minimum strength at the phase transformation line, before dilatant tendencies occur. Samples will regain strength after the quasi steady state and will eventually reach the steady state, at a higher shear stress. Some samples, those which are sufficiently loose will not recuperate strength after collapse and will attain the steady state at the point of minimum strength; if strength and effective stresses become nil, full liquefaction occurs.

The steady state and the quasi steady state define different lines in the state diagrams but the

relationships between them are not clear. Evidence presented elsewhere suggests that they are closely spaced (Verdugo et al, 1991; Ishihara, 1993), at least over a limited range of voids ratios. Other researchers have plotted steady and quasi steady states, i. e. points of minimum strength, along bands in $e-p'$ space (Konrad, 1990a and 1990b). The conditions for having full or partial liquefaction depend on the relative position of the initial states with respect to a reference line outside the "liquefaction band". Conceptually, these states are different and occur at different strain levels; in the case of Toyura sand, it has been shown that the steady state line can be defined more precisely than the quasi steady state line, for it appears that the latter is influenced by the magnitude of the consolidation stress (Ishihara, op cit). The steady state and the critical state also denote different concepts, as has been pointed out previously (Poulos, 1981) . In practice, according to Been et al (1991), a clear distinction between them is impossible. Furthermore, Poorooshasb and Consoli (1991) demonstrated that both concepts are equivalent and proposed that a new term, the ultimate state, be used instead.

With respect to the unicity of the steady state, there are examples of conflicting evidence. According to Poulos's original definition, the steady state is independent of stress history and initial structure which in turn implies that the steady state line is unique. Data shown by Castro et al (1992) and Been et al (1992), for instance, tend to support this idea but others like Vaid et al (1992) have presented test results that suggest the opposite; Konrad's liquefaction band also contradicts the notion of a unique steady state line (Konrad 1990a, 1990b).

EXPERIMENTAL TECHNIQUES

This paper examines the behaviour of sand and kaolin mixtures subjected to monotonic undrained loading in a triaxial cell. Consolidation was performed isotropically and anisotropically under different stress ratios and shear stresses were applied in compression and extension. The experimental results are analyzed emphasizing the conditions for reaching the minimum strength or the phase transformation state.

Apparatus

An instrumented triaxial cell provided with step motors for controlling the cell pressure and the axial load in a pneumatic piston, was used in the investigation. The equipment was fitted with a T-Hydrionics submersible load cell having a maximum capacity of 1.1 kN, to measure the axial load inside the chamber. Axial deformations were measured with a resistive transducer mounted externally. Cell and pore water pressures were measured with Statham transducers and volume changes with a Valydine differential pressure transducer connected to a double burette.

Formation of samples

The sand used in the research comes from Jaltipan in southern Mexico and was taken from a site near the Coatzacoalcos River in which liquefaction occurred during a 6.5 magnitude earthquake in 1959 (Marsal, 1961). It is a subangular material having the grain size distribution curve given in fig 1 ($d_{50} = 0.15\text{mm}$, $C_u = 1.48$, $C_c = 1.31$). It has a specific gravity of 2.66, maximum and minimum void ratios are 1.015 and 0.729. The clay fraction is commercial kaolin (PL = 34.2%, LL = 44.5%). The mixtures used in this research contained 3, 5, 7 and 10 %

kaolin, in weight. Maximum and minimum void ratios for each of the mixtures were obtained using Kolbusewsky's (Kolbusewsky, 1948) method and are indicated in Table 1.

The dry constituents of the samples were first mixed thoroughly to distribute homogeneously the fine particles. Samples were then formed using the wet tamping method with an initial water content of 4.0 %. The material was divided into 10 parts having the same weight, depending on the desired density; it was then spooned into a mould and compacted in layers using a 100 g tamper. Denser samples were obtained by adding weight to the tamper. After placing the top cap, carbonic gas and, subsequently, de-aired water were circulated through the samples. A small suction was applied and the mould was then removed. Finally, the triaxial cell was assembled, cell and back pressures were applied, setting up an initial effective stress of 29.4 kPa. The specimens, 36 mm in diameter and 85 mm in height, were provided with lubricated ends.

Testing procedures

Consolidation was carried against a back pressure of 196 kPa. Samples were consolidated isotropically or anisotropically, varying the effective stress ratio during consolidation, $K (= \sigma_r'/\sigma_a')$, and the maximum consolidation pressure. The research only considered the behaviour of normally consolidated samples. After consolidation, the stress state was kept constant in all tests for 30 min; that is, all tests were performed on "fresh" samples, not considering ageing effects. Undrained shear stresses were applied in the stress control mode at a rate of 3.9 kPa/min which in turn produces roughly constant deformation rates that varied between 0.02 %/min and 0.08 %/min, depending on the density of the sample, before failure or the onset of flow

deformations. Transducer readings before the peak shear stress were taken every 3 min; when flow deformations occurred, the sample rate automatically increased to 0.005 samples/s. The evolution of strains and pore pressures during shear is illustrated in fig 2 for a very loose sample. The sharp change in strain rate is associated with the structural collapse prior to the development of flow deformations. Towards the end of the test, strain varies linearly with time which implies that the sample has reached the steady state. In load-controlled triaxial tests, pore pressures developed during structural collapse can not be expected to have equalized but towards the end of the fast rate region, when the sample reaches the steady state, they stabilize showing no variation. Hence, the effective stresses measured at this point, are good approximations to the actual ones, i.e. effective stresses at the points of minimum strength or at the steady state were determined fairly well. In the case of denser samples, deformations after the peak stress occur at a slower rate and equalization of pore pressure is not a matter of concern.

UNDRAINED BEHAVIOUR OF SAND-KAOLIN MIXTURES

Since it is impossible to present the results of all the tests that were carried out, 47 in total, only a selection of the data obtained during the experiments is presented. The results shown illustrate the influence on the undrained behaviour of the samples of the amount of kaolin used in the mixtures and of the consolidation path. The initial conditions of the specimens tested in the research and the main experimental results are summarized in Tables 1 and 2.

Influence of kaolin content

The stress-strain and excess pore pressure-strain curves shown in fig 3 are typical and were obtained from a series of compression and extension tests on loose, anisotropically consolidated samples ($K = 0.53$), having approximately the same void ratio after consolidation but different amounts of kaolin: 3, 5 and 7 %. The corresponding effective stress paths are shown in fig 4. The samples tested in these experiments had a void ratio after consolidation of about 0.91 and did not reach the steady state at the point of minimum strength. Looser samples are required in order to attain full liquefaction, as will be discussed later.

The experiments show that by increasing the amount of kaolin, the potential for generating pore pressure also increases whereas strength and stiffness decrease when larger amounts of kaolin are added to the samples. The influence of the amount of fine particles is stronger in compression than in extension tests; in the latter, changes in kaolin content bear a small influence on the shape of the stress-strain curves and the effective stress paths.

These effects have been noted before (Ford, 1985; Ovando and Mesa 1991; Georgiannou et al 1990) and can be stated summarily by saying that qualitatively, increasing the amount of kaolin is analogous to increasing the initial void ratio, for the percentages of fine particles used in these experiments. These trends do not continue indefinitely since finer particles will eventually dominate the behaviour of the mixtures. Above a certain threshold percentage of fine particles, pore pressures will cease to increase in direct proportion to the amount of finer particles. For sand-kaolin mixtures similar to the ones tested in this research, the tendencies noted above will reverse when about 7 % kaolin is added and when 10 % bentonite is used (Ovando and Mesa,

1992). In the case of Ham river sand, data shown by Georgiannou et al (1990) indicate that the threshold percentage is 20 %. If more fine particles are added, structural collapse and flow deformations after the peak shear stress will be inhibited and the mixtures will eventually behave like clays.

Influence of stress ratio during consolidation

The graphs in fig 5 and 6 --stress-strain and excess pore pressure-strain curves and effective stress paths, respectively--, illustrate the behaviour of medium dense samples. These results were obtained by testing in compression and extension samples having the same percentage of kaolin but subjected to different consolidation paths ($K = 1.0, 0.62, 0.53$ and 0.44). These samples exhibited dilatant tendencies and did not lose strength before reaching the failure envelope. Initial stiffness in the compression tests is greater in those samples consolidated under higher stress ratios. In the unloading branch, extension tests displayed very high stiffnesses and the samples consolidated with higher values of K had larger strengths. In compression tests, excess pore pressure was higher in the samples having stress ratios after consolidation on or close to the isotropic line; the opposite tendency was observed in the extension tests.

Very loose samples consolidated under different K values behave as illustrated in figs 7 and 8. In this case, the samples tested in compression displayed a purely contractant behaviour, developed flow deformations and reached the steady state at rather large strains. The samples tested in extension reached the minimum strength at far smaller strains and showed some dilatant tendencies upon reaching the failure envelope. For both extension and compression tests, the samples consolidated at higher stress ratios generated the larger amounts of pore pressure.

451

Additionally, the following can be pointed out from the analysis of figs 5 to 8:

a) The closer the initial stress state is to the failure envelope, the lesser is the size of the increment of compressive undrained shear that can be applied to the samples before the collapse of the samples is brought about or before the failure envelope is reached. In the case of loose and very loose samples, undrained brittleness increases as the value of K reduces; the behaviour of samples sheared in extension displays opposite tendencies.

b) The amount of pore pressure generated depends on initial void ratio, on the loading path followed during shear and on the initial state after consolidation. Samples consolidated closer to the failure envelope and sheared in compression generate less excess pore pressure than those subjected to higher stress ratios during consolidation. In medium dense samples more pore pressure was generated in the specimens consolidated at lower values of K . Very loose samples consolidated at higher values of K generated more excess pore pressure than those consolidated nearer the isotropic line. Examination of the data given in Table 3 indicates that the latter is true for samples having initial void ratios larger than about 0.95.

INTERPRETATION OF THE RESULTS

In the analysis of the experimental data, a practical stand point was adopted. The differences between the steady state and the critical state have been overlooked, following Been et al (1991) and Poorooshasb and Consoli (1991). It is also useful to disregard the differences between the

steady and the quasi steady states and use the state at the minimum strength, or at the phase transformation, as a reference to produce state diagrams since this condition is the one to be avoided in most applications. The validity of this approach will depend on the range of stresses and voids ratios over which the analysis is made.

The results of the experimental programme are examined in order to analyze the conditions at the points of minimum strength and at the onset of structural collapse. A unified framework for the analysis is developed, using state diagrams. This involves additional complexities because each sand-kaolin mixture can be considered to be in itself a different soil, and can therefore be studied separately. Two additional parameters --apart from void ratio and the magnitude of the consolidation pressure-- are required to perform the analysis; one must take account of the presence of fine particles between the coarser sand grains and the other must reflect the influence of the consolidation path and of the direction of loading (extension and compression).

The results presented previously show that the contribution of the kaolin included in the mixtures tested in this research, in bearing the applied stresses is negligible. The effect of the smaller particles is mainly to keep the larger sand grains apart. Following Georgiannou et al (1990), these considerations justify the use of the void ratio referred to the sand components, i. e. the intergranular void ratio, e_d , as the significant parameter with which to view the results. This concept has been defined previously (e. g., Mitchell, 1976; Kenney, 1977):

$$e_d = \frac{V_v + V_f}{V_s}$$

where V_v , V_f , and V_s denote the volumes of voids, fines and solids, respectively.

Stress level in this research is accounted for in the analysis by taking the mean effective consolidation pressure, p_o' as a normalizing factor for the parameters used in the analysis: the shear stress at the onset of structural collapse and the stress conditions at the phase transformation points. This does not necessarily mean that, by implication, the complete stress-strain behaviour of the mixtures is assumed to be normalizable by p_o' . Under some conditions --limited stress and porosity ranges (Ovando-Shelley, 1986, Georgiannou et al 1990)--, the behaviour of sands can be normalized by means of the equivalent pressure defined by Roscoe and Burland (1968). Mean effective pressure cannot work as the normalizing parameter when either porosity or stress level induce qualitative changes in behaviour. The stress-strain curves and the effective stress paths are not similar in dilatant or contractant materials, or in the case of sands that exhibit full liquefaction or those that pass through the steady state transiently.

Shear stress at the onset of structural collapse, τ'_{cc}

The stress-strain curves of loose and very loose samples exhibit a peak which is the limiting state prior to the structural collapse that brings about flow deformations; in most cases, it can be identified without difficulty. It becomes less conspicuous as the density of the samples increases and it may not be present in sufficiently dense samples. After the peak, loose and very loose materials soften brusquely --another way of describing generalized structural breakdown. In denser samples which still exhibit some contractant tendencies, the obliteration of the original structure is not catastrophic and can be thought of as a localized rearrangement of particles which produces a reduction of stiffness --in this sense, the material also softens-- until large

negative increments of pore pressure take over in controlling the subsequent behaviour. For very dense samples, those that exhibit purely dilatant behaviour, softening will be absent unless extremely high undrained shear stresses are applied and strains localize strongly within shear bands (Colliat, et al, 1986). The densities of the samples tested in this research do not span into the range of very dense samples and consequently, it was always possible to define the shear stress at the onset of structural collapse.

The relationship between intergranular void ratio and the shear stress at the onset of structural collapse was investigated in the graph shown in fig 9. In it, the value of t'_{sc} was normalized by the value of the mean effective stress after consolidation, p'_o . The curves obtained from the tests show that rather than obtaining a unique curve for relating t'_{sc}/p'_o to e_{gr} there exist a multiplicity of curves, depending on the direction of loading and on the value of K . The value of t'_{sc}/p'_o varies strongly with e_{gr} when $e_{gr} < 0.95$ and it adopts nearly constant values for higher intergranular void ratios. Given the opposing trends observed in compression and extension tests, the relationship between K and t'_{sc}/p'_o should be direct for the former and inverse for the latter type of tests. Thus, to eliminate the influence of K , t'_{sc}/p'_o was multiplied by a modifying factor, β ; $\beta = K$, for compression tests and $\beta = 1/K$, for extension tests.

The graph presented in fig 10 makes it evident that two trends can be readily identified, showing the relationship between intergranular void ratio and "modified" shear stress at the onset of structural collapse for both types of tests. From the foregoing it can be concluded that the main factor affecting the amount of pore pressure generated during undrained shear of sand-kaolin mixtures is the direction of loading.

State diagrams

State diagrams in which intergranular void ratios are plotted as ordinates and normalized mean effective pressures at the onset of collapse and at the steady state, as abscissae were also produced.

The intergranular void ratio was plotted as a function of the modified mean effective stress at the onset of structural collapse, normalized by the consolidation pressure, $\beta (p'_{\infty}/p'_c)$. As can be seen in fig 11, $\beta (p'_{\infty}/p'_c)$ is nearly constant and is independent of the type of test. These results coincide with those obtained previously in triaxial tests performed on Ham river sand (Ovando-Shelley, 1986) and in Toyura sand (Ishihara, 1993). Furthermore, hollow cylinder test results also show that the value of p'_{∞}/p'_c remains constant for loading histories applied along directions different to the ones that can be imposed on triaxial cells (Shibuya, 1985).

The mean effective stress at the point of minimum strength was also normalized by the consolidation pressure and modified by β . The state diagrams for compression and extension tests, plotted in terms of the intergranular void ratio, are given in fig 12. It is also concluded that two minimum strength lines exist, one for compression and another for extension tests. In a previous research (Ovando-Shelley, 1991), using data published by Konrad (1990a, 1990b), it was shown that the effective stresses at the minimum strength of four Canadian sands can be normalized using the equivalent pressure, p'_e , defined by Roscoe and Burland (1968).

Testing in a triaxial cell is restricted to compression tests where the major principal stress is vertically oriented or to extension tests where it is horizontal. No other directions can be

investigated and hence, with this apparatus it cannot be proven that other minimum strength lines exist for other directions of loading. However, tests in devices in which the direction of loading --i.e. the orientation of principal stresses-- can be controlled during the application of shear tend to support the existence of a multiplicity of minimum strength lines, each associated to one direction of loading (Shibuya, 1985). The dependence of the minimum strength line on the direction of loading poses additional difficulties for interpreting the results of tests on simple shear devices in which principal stresses rotate during the application of stresses. It also adds uncertainties in the assessment of the liquefaction potential of sands based upon the steady state framework since only compression tests are usually performed for this purpose.

CONCLUSIONS

The experimental data presented in this paper corroborate previous findings in regard to the influence of small amounts of fine particles on the undrained behaviour of a sand mass. Namely, that the presence of finer material increases the potential for generating excess pore pressures during undrained loading; it also reduces strength and stiffness. Fine particles in small percentages do not contribute to the stress bearing capabilities of the coarser sandy particles, they modify the fabric of the sand, generating looser, more unstable structures. Hence, intergranular void ratio is an adequate parameter for analyzing the results of sand-kaolin mixtures.

In samples consolidated under different stress ratios, it was found that the potential for generating pore pressure during undrained loading depends on initial intergranular void ratio,

on the relative position of the stress state after consolidation with respect to the failure envelope and on the direction of loading, compression or extension.

The relationships between intergranular void ratio and key points of the stress-strain behaviour of the sand-kaolin mixtures at moderate to large strains were investigated. The normalized shear stress at the onset of structural collapse, t'_{sc}/p'_o , was found to depend on intergranular void ratio. When $e_{gr} > 0.95$, t'_{sc}/p'_o is constant and its value depends on the consolidation stress ratio, K , and on the direction of loading. When the value of t'_{sc}/p'_o is multiplied by the modifying factor β , two distinct relationships between it and the intergranular ratio are found, one for compression and another for extension loading. The normalized effective stress at the onset of collapse, modified by β , is also constant and is independent of intergranular void ratio. It was also shown that $\beta (p'_{sc}/p'_o)$ does not depend on the direction of loading.

State diagrams in $e_{gr} - \ln p'/p'_o$ space were used to show that, for extension and compression loading, two minimum strength lines exist. This result contradicts some of the evidence presented earlier but agrees with the findings of other researchers. Further investigation is needed in connection to the unicity or non-unicity of the minimum strength or the steady state lines, placing emphasis on the effects of initial and induced anisotropy.

REFERENCES

- Alarcón-Guzmán, A., Leonards, G. A. and Chameau, J. L. (1988). Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *Proc ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, **114**, 10, 1089-1109.
- Been, K. and Jefferies, M. G. (1985). A state parameter for sands. *Geotechnique*, **35**, 2, 99-112.
- Been K., Jefferies M. G. and Hachey, J. (1991). The critical state of sands. *Geotechnique*, **41**, 3, 365-381.
- Casagrande, A. (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. In: *Contributions to Soil Mechanics 1925-1940*, 1940, Boston Society of Civil Engineers, 257-276.
- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sands*, Harvard Soil Mechanics Series, No 81.
- Castro, G., Seed, R., Keller, T. O. and Seed, H. B. (1992). Steady-state strength analysis of lower San Fernando Dam slide. *Proc., ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, **118**, 3, 406-427.
- Colliat, J. L., Desrues J. and Flavigny E. (1986). Avantages et inconvenients de l'utilisation

438 2

d'un système d'antifretage dans l'essai triaxial de compression. *Revue Française de Géotechnique*, 34.

- Ford, C. J. (1985), *The behaviour of clayey sands with low clay contents*, MSc Report, Imperial College of Science and Technology, London

Georgiannou, V. N., Burland, J. B. and Hight, D. W. (1990). The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension. *Geotechnique*, 40, 3, 431-449.

Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 43, 3, 351-415.

Ishihara, K., Tatsuoka, F. and Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic loading. *Soils and Foundations*, 18, 1.

Jefferies, M. G. (1993). Nor-Sand: a simple critical state model for sand. *Geotechnique*, 43, 2, 91-103.

Kenney, T. C. (1977). Residual strengths of mineral mixtures. *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng., Tokyo*, 1, 155-160.

Kolbousewski (1948). An experimental study of the maximum and minimum porosities of sands. *Proc. 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, 1, 158-165.

Konrad, J. M. (1990a). Minimum undrained strength of two sands. *Proc ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, **116**, 6, 932-947.

Konrad, J. M. (1990b). Minimum undrained strength versus steady-state strength of sands. *Proc., ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, **116**, 6, 948-963.

Konrad, J. M. (1993). Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression test. *Geotechnique*, **43**, 1, 69-89.

Lagunas, A. I. (1992). *Comportamiento de una arena con caolín ensayado en un sistema automático*. MSc Thesis, DEPI, UNAM, México

Marsal, R. J. (1961). Behavior of a sandy uniform soil during the Jaltipan earthquake, Mexico. *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engn., Paris*, **1**, 229-233.

Mitchell, J. K. (1976). *Fundamentals of soil behaviour*. New York: Wiley and Sons.

Ovando-Shelley, E. (1986). *Stress-strain of granular soils tested in the triaxial cell*. PhD thesis, Imperial College of Science and Technology, London.

Ovando-Shelley, E. (1992). Bounding surfaces and steady-state for sands. In: *Volumen Raúl J. Marsal*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, D.F., México, 193-204.

Ovando-Shelley, E. and Mesa, C. M. (1991). Undrained behaviour of a sand containing fines. *Proc., 9th Panamerican Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.* 3, 1119-1136, Viña del Mar, Chile.

Poorooshasb, H. B. and Consoli, N. C. (1991) . The ultimate state. *Proc., 9th Panamerican Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., Viña del Mar, Chile*, 3, 1083-1090.

Poulos, S. J. (1981). The steady-state of deformation. *Proc., ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107, GT 5, 553-562.

Roscoe, K. H. and Burland J. B. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of 'wet clay'. In: *Engineering Plasticity*, Heyman, J. and Leckie F. A., eds., Cambridge Univ. Press: Cambridge, 535-609.

Shibuya, S. (1985). *Undrained behaviour of granular materials under principal stress rotations*. Ph D Thesis, Imperial College of Science and Technology, London.

Vaid, Y., Chung, E. and keurbis, R. H. (1992). Stress path and steady state. *Canadian Geotechnical Journal*, 27, No. 1, 1-7.

Verdugo R., Ishihara K. and Towhata I. (1991). Steady state as a reference state. *Proc., 9th Panamerican Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.* 3, 1171-1184, Viña del Mar, Chile.

Table 2 Initial conditions and summary of results, compression tests

Test #	% kaolin	e_d	p'_o kPa	K	$K(t'_v/p'_o)$	$K(p'_v/p'_o)$	$K(p'_{mv}/p'_o)$
34	3	0.802	200	0.44	0.262	0.433	0.433
3	3	0.944	200	0.44	0.222	0.435	0.296
*138	5	0.966	100	0.44	0.223	0.427	0.313
4	5	0.976	200	0.44	0.223	0.432	0.314
5	7	1.004	200	0.44	0.213	0.414	0.313
1	7	1.033	100	0.44	0.221	0.435	0.304
41	7	1.207	200	0.44	0.210	0.433	0
35	3	0.838	200	0.53	0.284	0.952	0.505
19	3	0.654	200	0.53	0.209	0.891	0.268
23	5	0.972	200	0.53	0.209	0.894	0.262
*152	5	0.983	100	0.53	0.220	0.946	0.202
20	7	1.023	200	0.53	0.205	0.969	0.230
55	7	1.116	200	0.53	0.208	0.905	0
42	7	1.139	200	0.53	0.199	0.869	0
49	3	0.732	200	0.62	0.343	0.618	0.618
22	3	0.932	200	0.62	0.203	0.510	0.278
52	5	0.962	200	0.62	0.207	0.460	0.313
24	7	1.014	200	0.62	0.197	0.543	0.226
43	7	1.170	200	0.62	0.196	0.485	0
53	3	0.734	200	1.0	0.500	0.547	0.547
*139	3	0.977	100	1.0	0.240	0.589	0.368
*140	5	1.015	100	1.0	0.228	0.591	0.322
*141	7	1.061	100	1.0	0.207	0.577	0.302
54	7	1.113	200	1.0	0.232	0.591	0
44	7	1.184	200	1.0	0.207	0.592	0

* Tests performed by Lagunas (1992)

Table 3 Initial conditions and summary of test results, extension tests.

Test #	% kaolin	e_d	p'_o kPa	K	$\frac{1}{K}(t'_{sc}/p'_o)$	$\frac{1}{K}(p'_{sc}/p'_o)$	$\frac{1}{K}(p'_{mb}/p'_o)$
38	3	0.769	200	0.44	0.139	0.548	0.548
10	3	0.949	200	0.44	0.045	0.482	0.055
14	5	0.949	200	0.44	0.052	0.364	0.030
8	5	0.979	200	0.44	0.043	0.350	0.032
15	7	1.021	200	0.44	0.043	0.464	0.039
48	7	1.134	200	0.44	0.031	0.534	0.034
39	3	0.828	200	0.53	0.105	0.691	0.279
17	3	0.939	200	0.53	0.068	0.585	0.085
18	5	0.973	200	0.53	0.070	0.604	0.075
16	7	0.998	200	0.53	0.065	0.598	0.043
56	7	1.097	200	0.53	0.090	0.577	0.055
46	7	1.171	200	0.53	0.056	0.502	0.042
50	3	0.731	200	0.62	0.178	0.587	0.587
25	3	0.959	200	0.62	0.086	0.602	0.102
26	5	1.002	200	0.62	0.106	0.605	0.085
27	7	1.027	200	0.62	0.108	0.506	0.052
45	7	1.193	200	0.62	0.071	0.468	0.077
51	3	0.727	200	1.0	0.259	0.595	0.595
31	3	0.983	200	1.0	0.141	0.523	0.085
30	5	0.990	200	1.0	0.187	0.360	0.065
32	7	1.038	200	1.0	0.181	0.417	0.065
47	7	1.180	200	1.0	0.097	0.487	0.089

Table 1 Minimum and maximum voids ratios

% of kaolin	e_{min}	e_{max}
0.0	0.729	1.015
3.0	0.730	1.097
5.0	0.731	1.111
7.0	0.745	1.134

Figure captions

Fig 1 Grain size distribution of the sand used in the research (without added fines).

Fig 2 Test on a very loose sample: evolution of pore pressure and axial strain with time during structural collapse and at the steady state.

Fig 3 Typical stress-strain and excess pore pressure-strain curves obtained from tests on samples consolidated anisotropically . Void ratios after consolidation are approximately the same, the amount of added kaolin is different.

Fig 4 Effective stress paths for the results shown in the previous figure.

Fig 5 Test results illustrating the behaviour of medium dense samples with 3% kaolin, consolidated under different stress ratios.

Fig 6 Effective stress paths, medium dense samples, 3 % kaolin.

Fig 7 Behaviour of very loose samples containing 7 % kaolin consolidated under different stress ratios, stress-strain and excess pore pressure-strain curves.

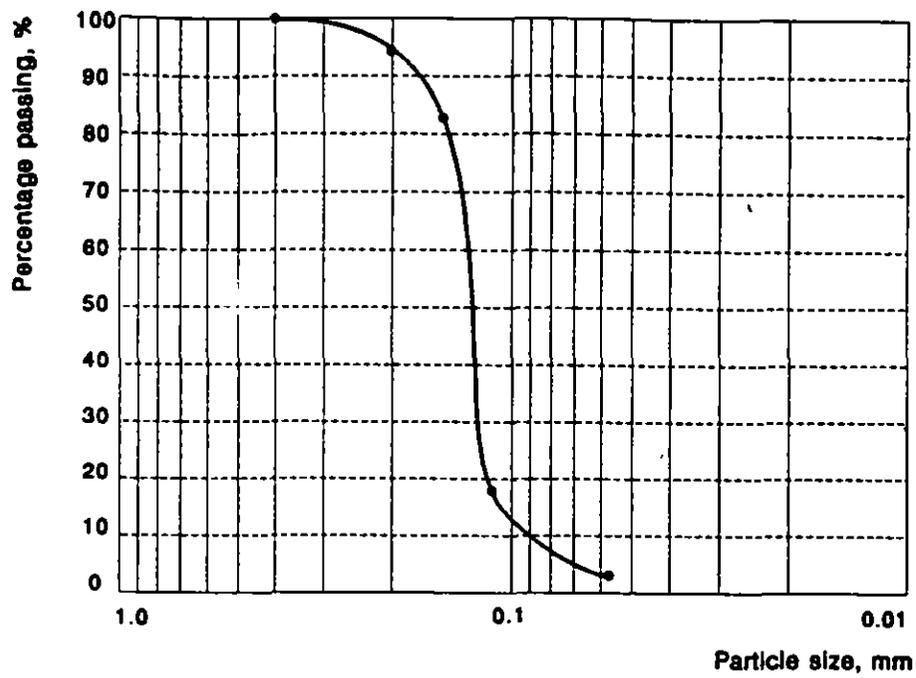
Fig 8 Effective stress paths, very loose samples with 7 % kaolin, different k values during consolidation.

Fig 9 Normalized shear stress at the onset of structural collapse as a function of intergranular void ratio

Fig 10 Normalized shear stress at the onset of structural collapse modified by the factor β , as a function of intergranular void ratio.

Fig 11 State diagram for the normalized mean effective stress at the onset of structural collapse modified by β .

Fig 12 Minimum strength lines for compression and extension tests using normalized mean effective stresses and the modifying factor β .



$D_{10} = 0.115 \text{ mm}$
 $D_{30} = 0.160 \text{ mm}$
 $D_{60} = 0.170 \text{ mm}$
 $C_u = 1.48$
 $C_c = 1.31$

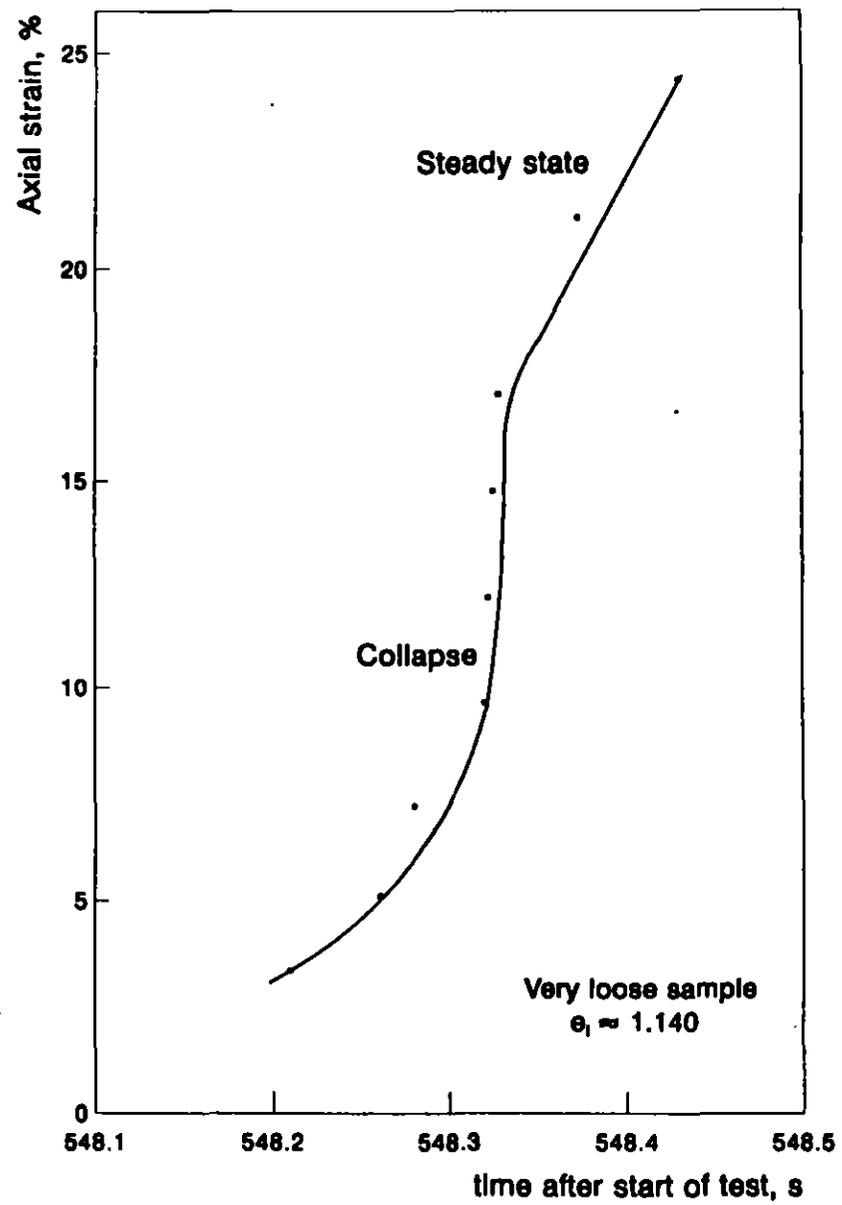
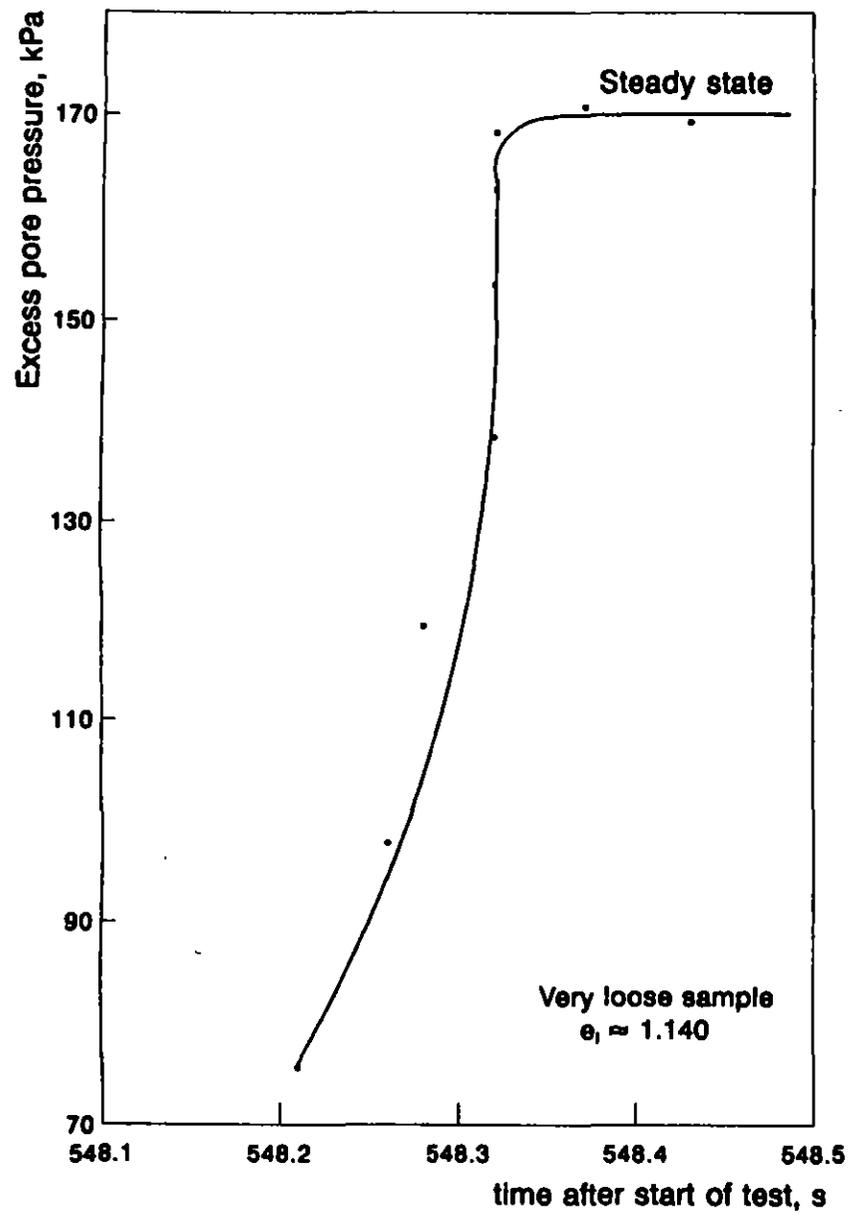


Fig 2

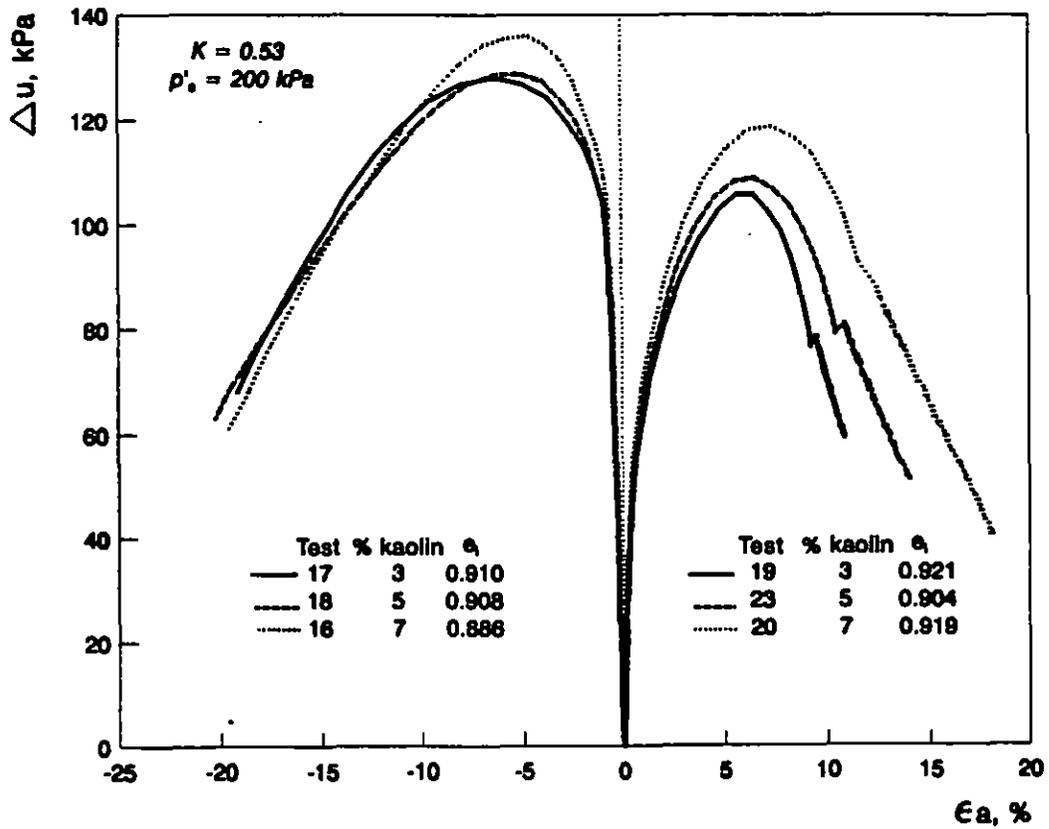
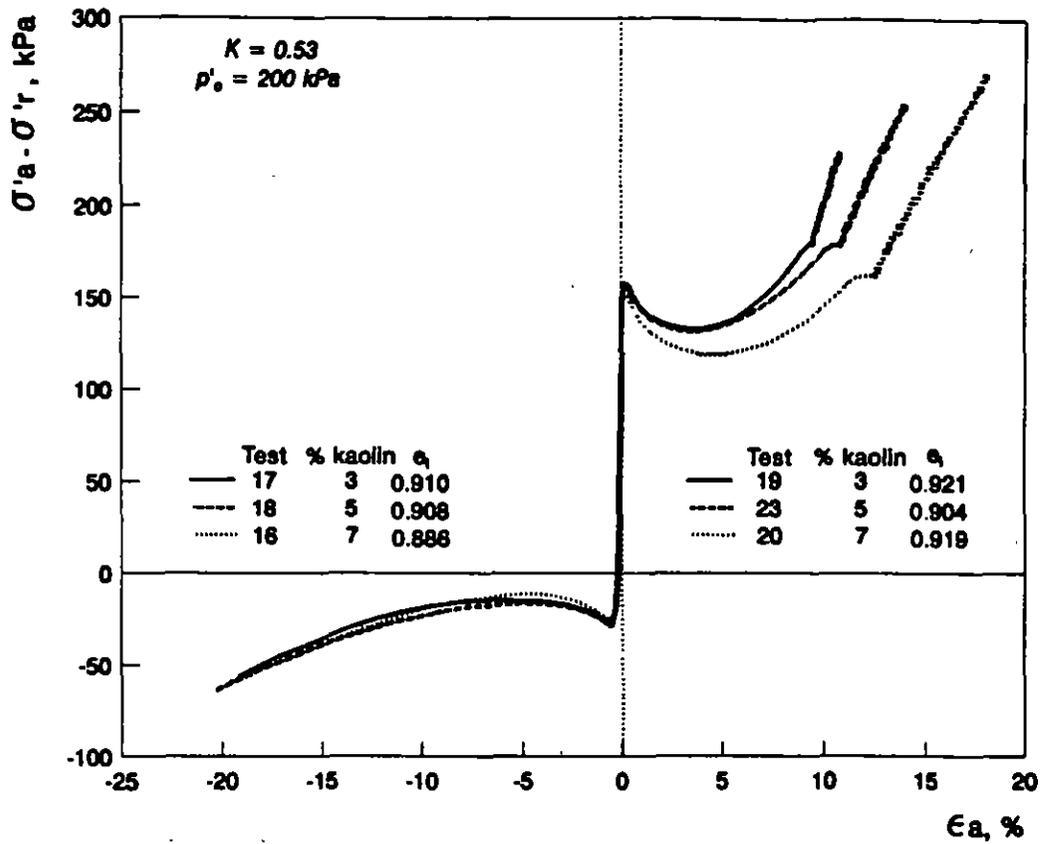


Fig 3

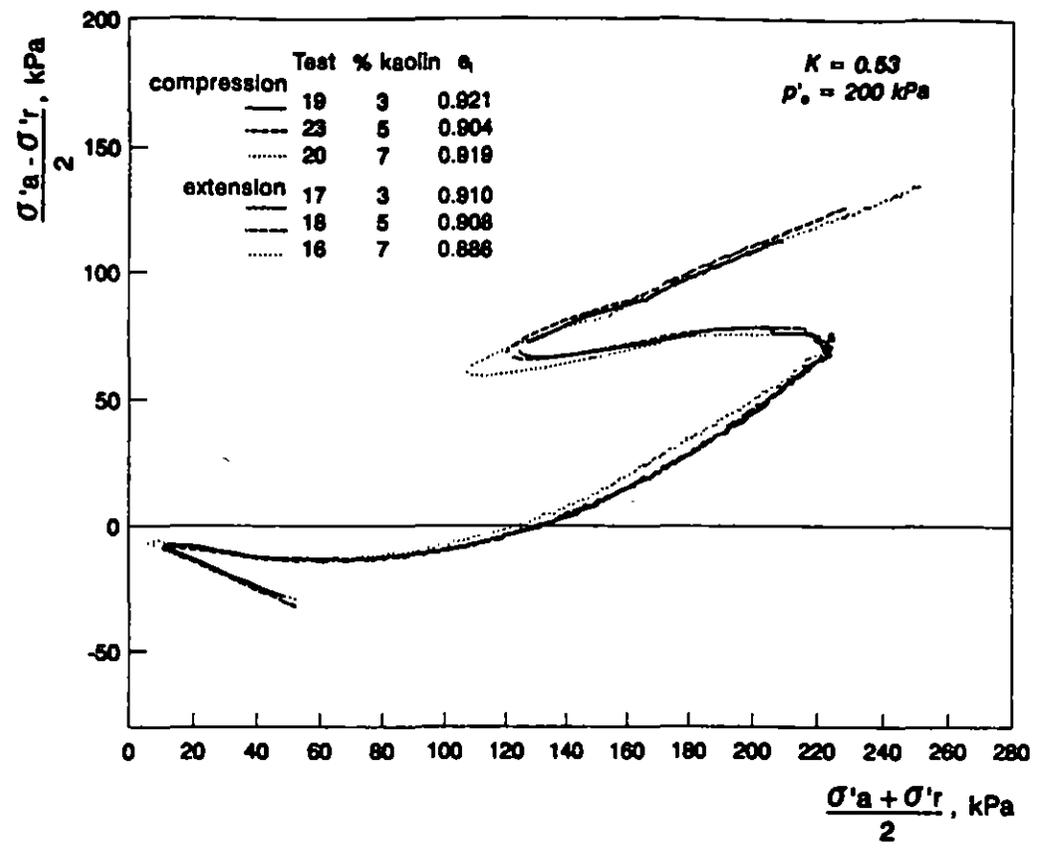


Fig 4

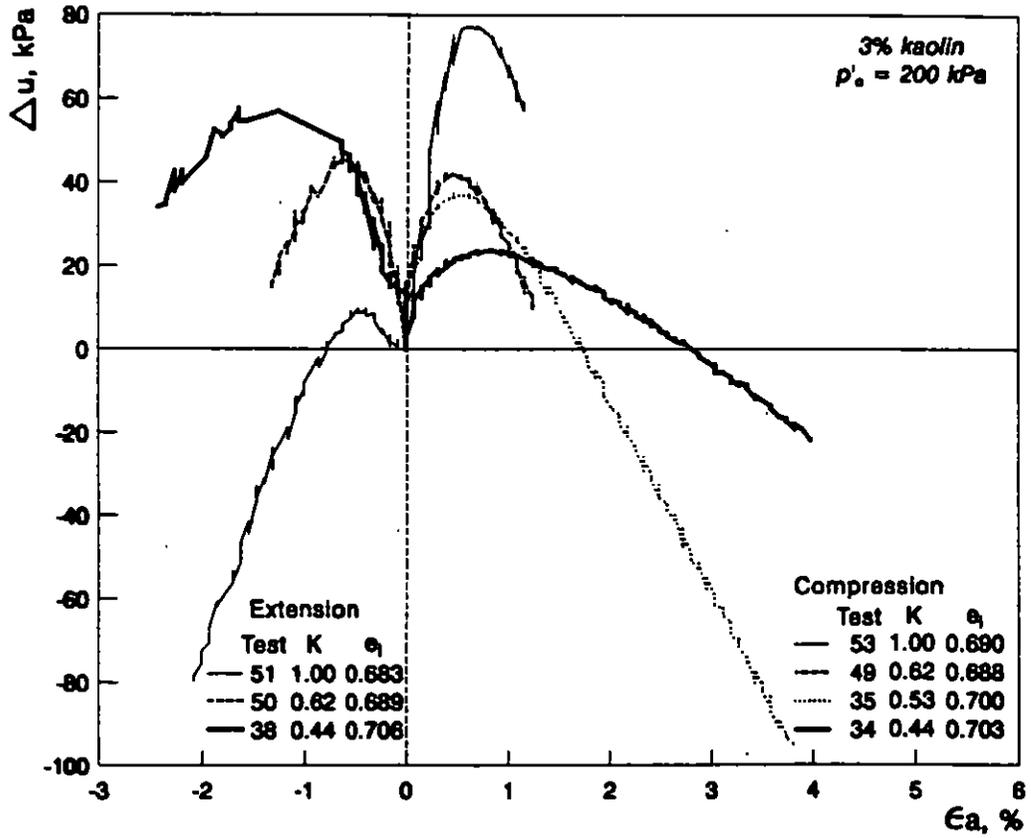
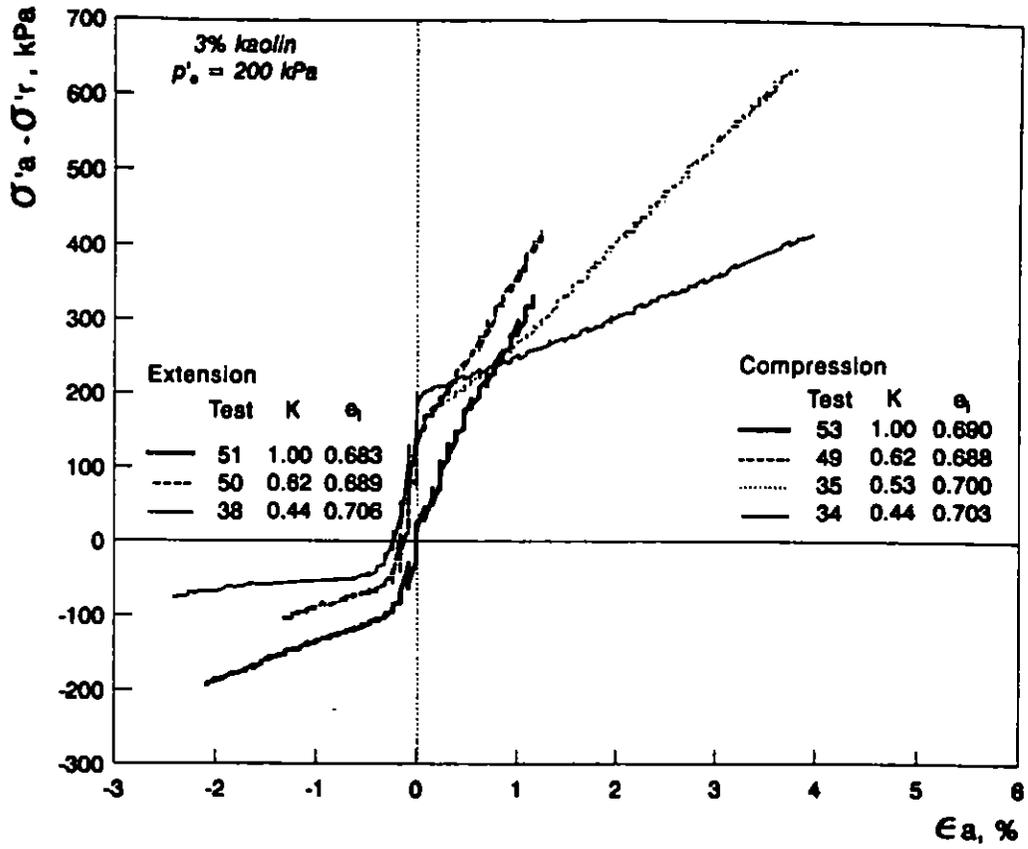


Fig 5

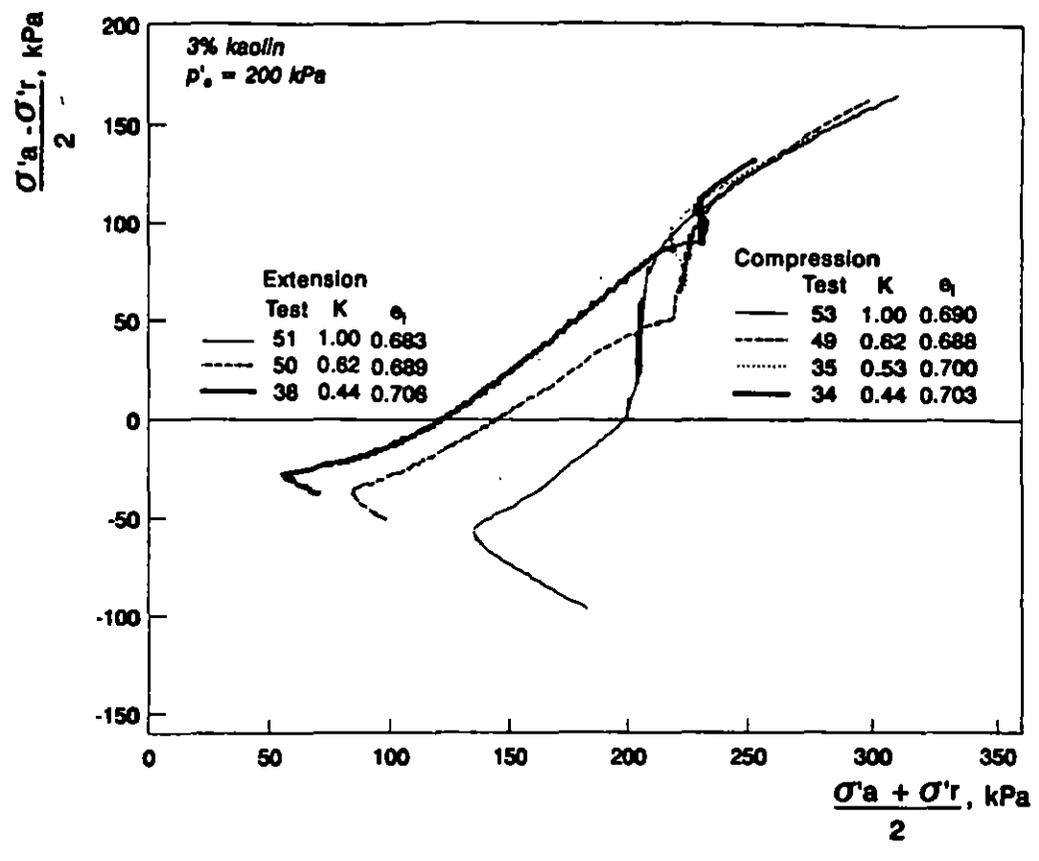


Fig 6

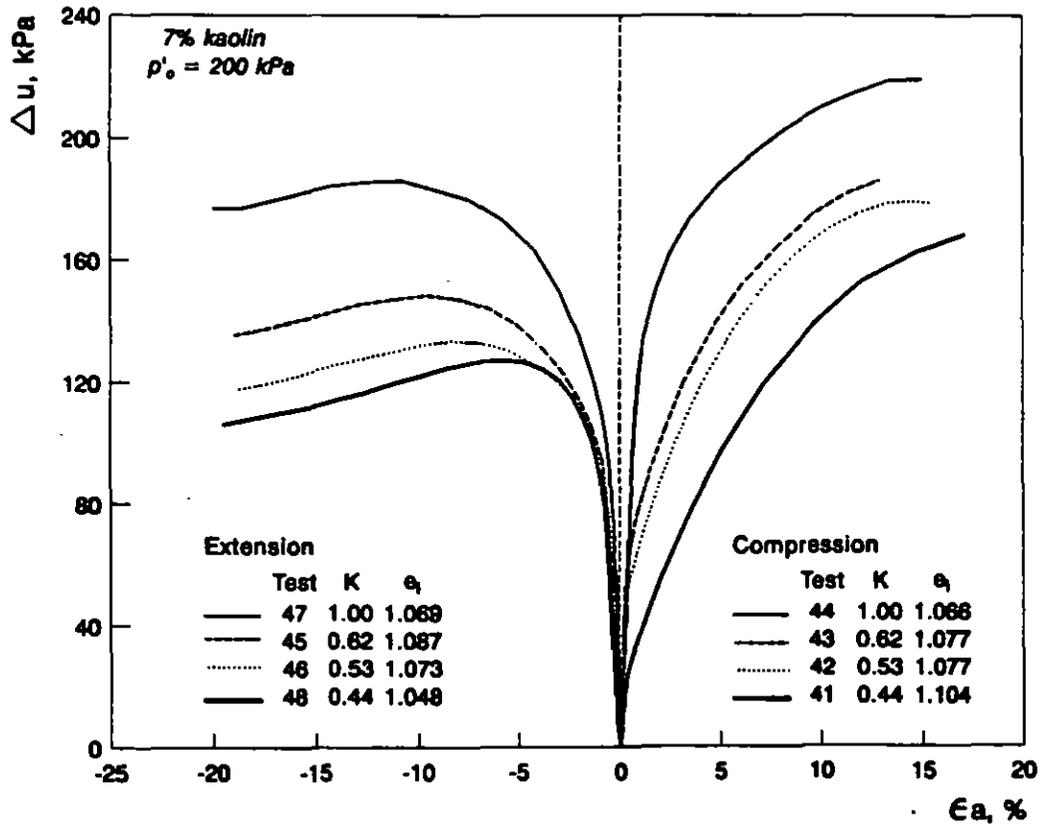
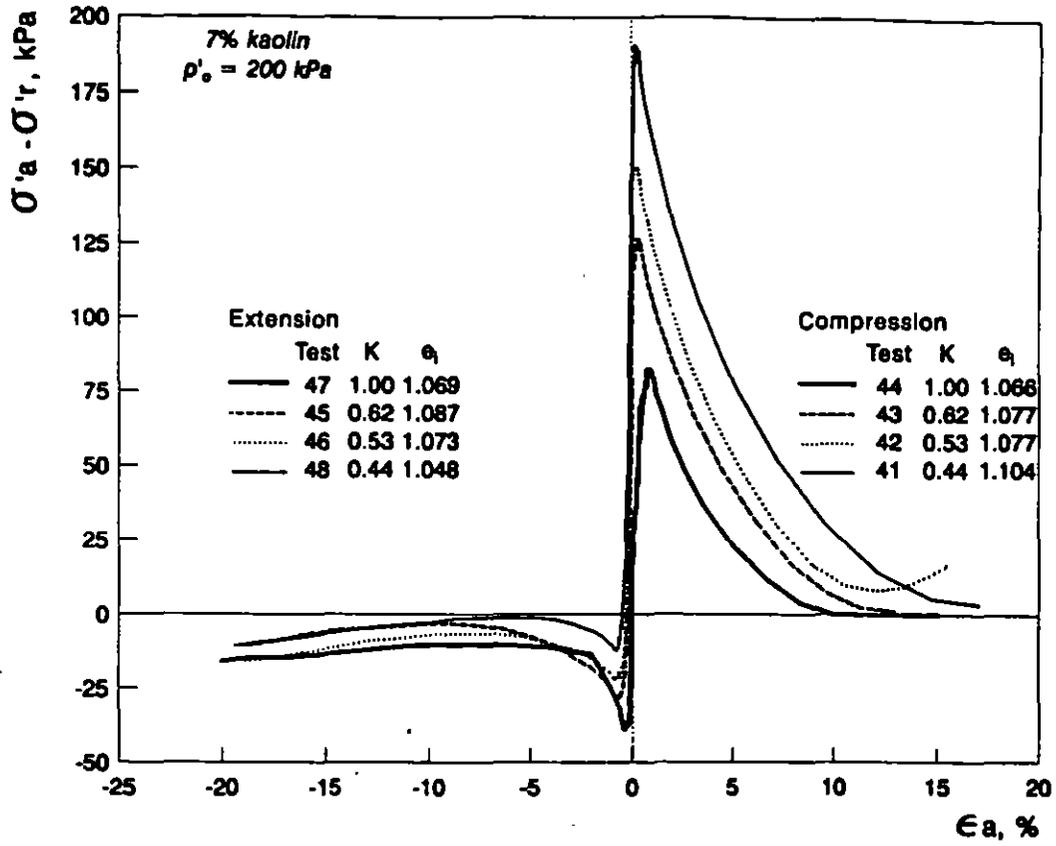


Fig 7

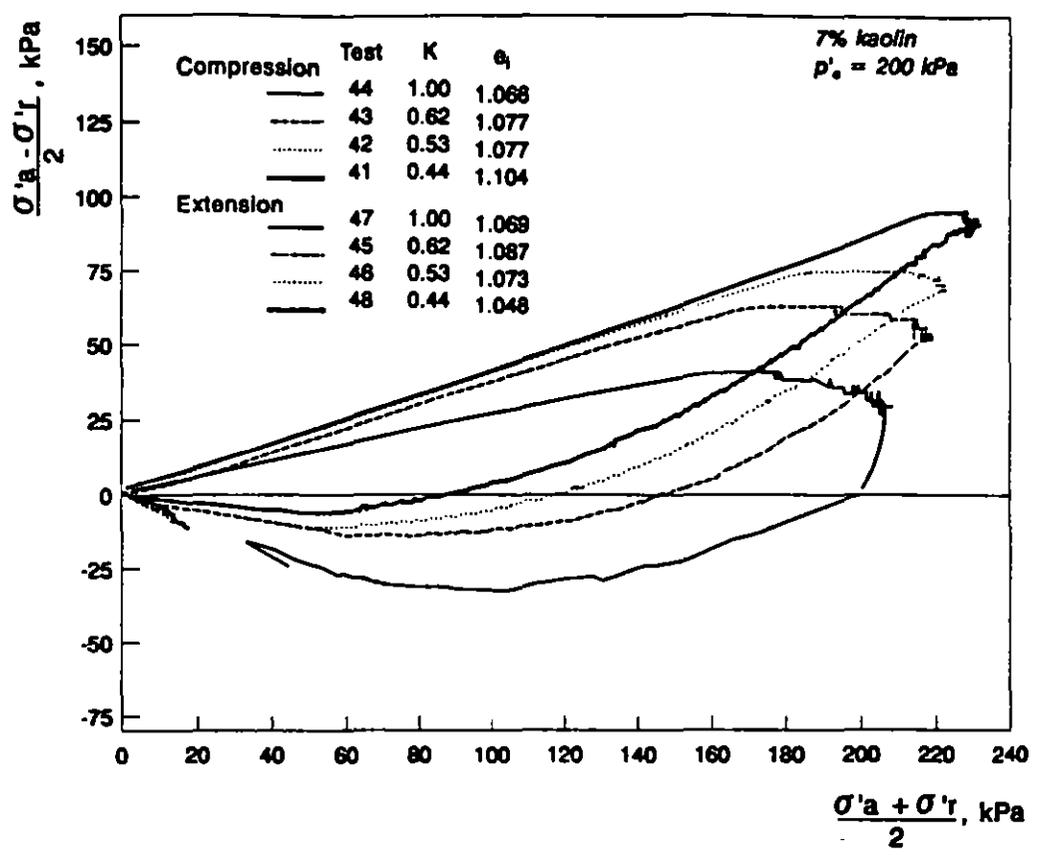


Fig 8

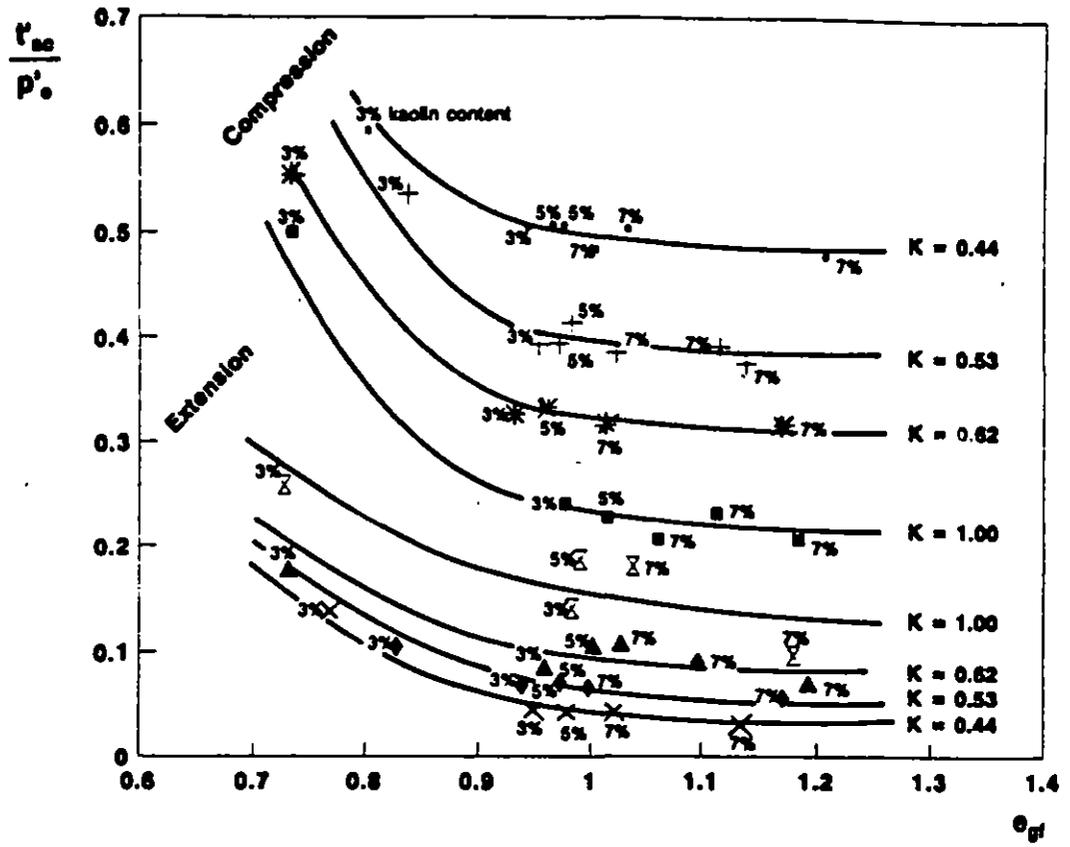


Fig 9

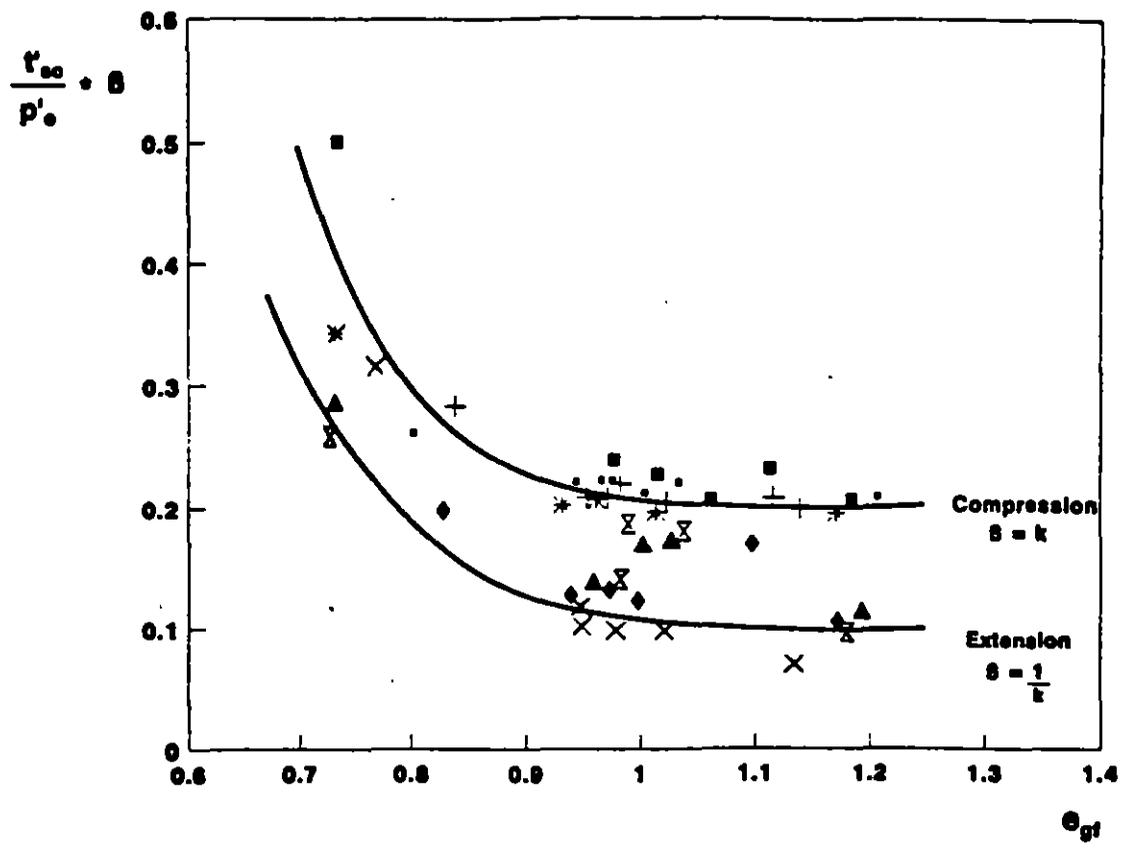


Fig 10

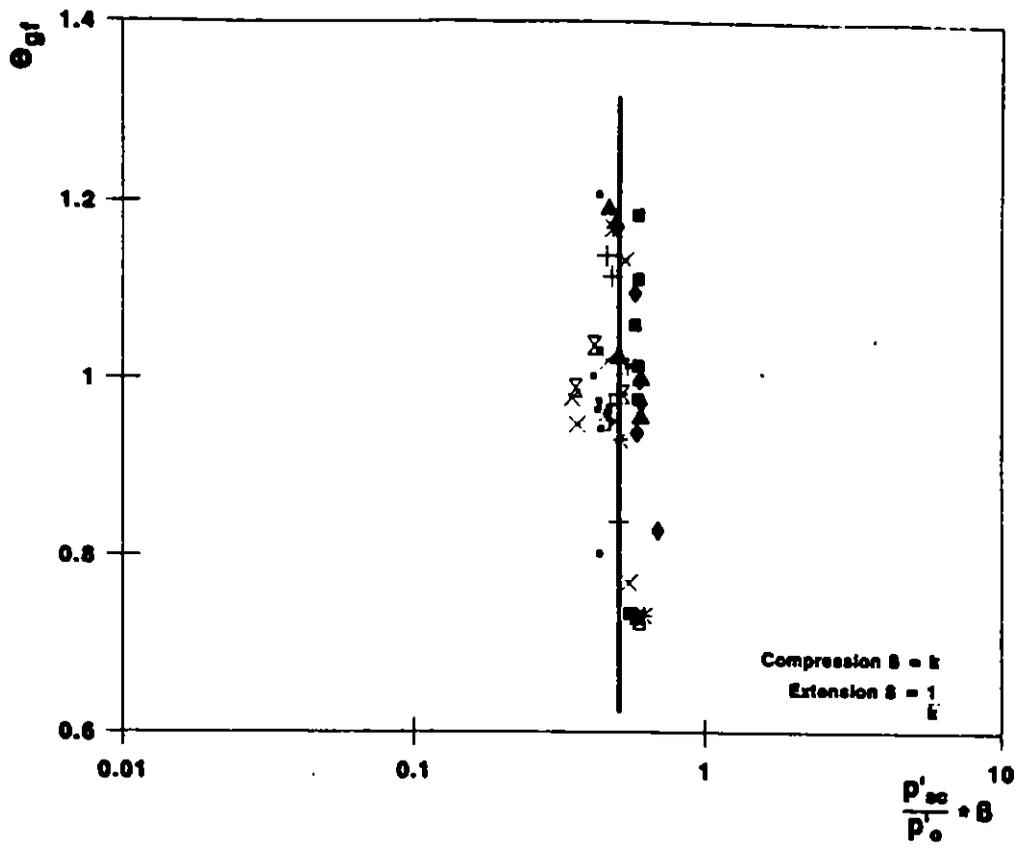


Fig 11.

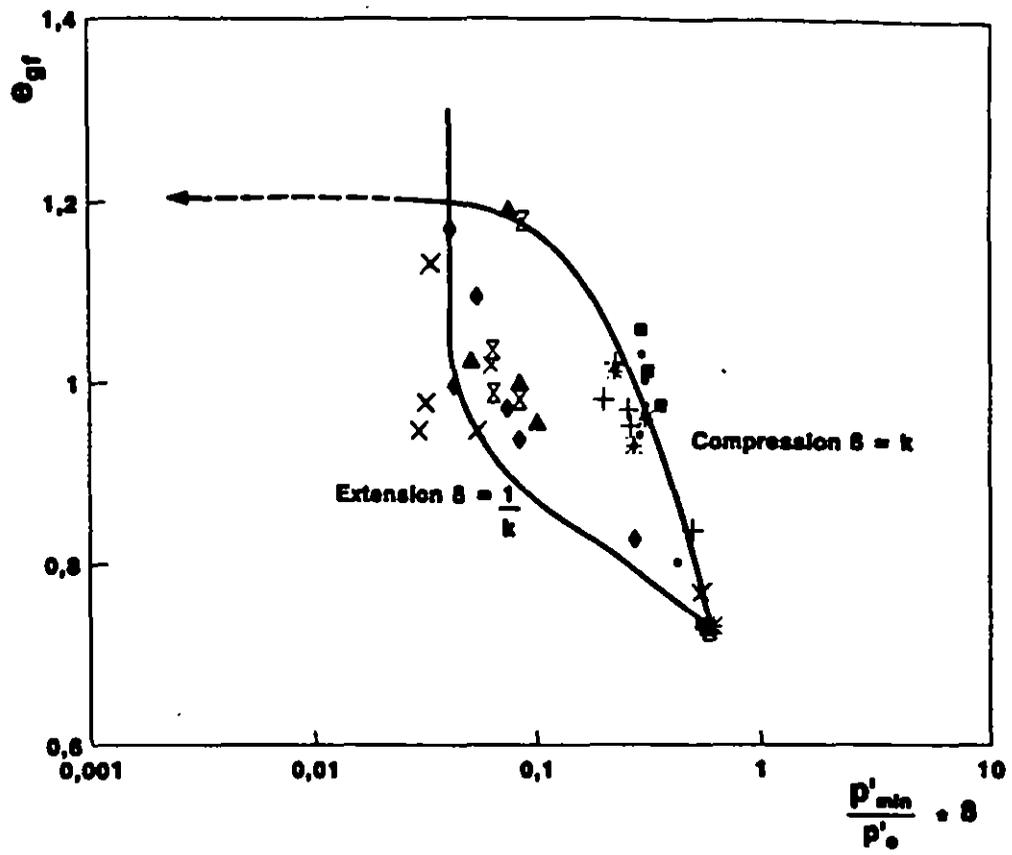
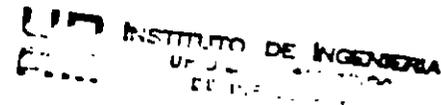


Fig 12



A state parameter for sands

K. BEEN* and M. G. JEFFERIES†

The requirement for a rational engineering approach to constructing structures using undensified hydraulic sand fill has identified several deficiencies in current technology. In particular, there is no single parameter measure of sand behaviour. This Paper presents an appropriate physical parameter, termed the state parameter, that combines the influence of void ratio and stress level with reference to an ultimate (steady) state to describe sand behaviour. Data from a triaxial testing programme on Kogyuk sand with four fines contents is presented and the significant engineering design parameters are demonstrated to be dependent on the state parameter. The concept of state is a fundamental physical concept and has wide applicability both as an empirical normalizing parameter and for constitutive modelling of soil behaviour.

Plusieurs insuffisances de la technologie habituelle ont été révélées lorsqu'on a tenté de trouver une méthode de construction rationnelle pouvant être utilisée dans le cas de structures liées à l'emploi de remblais hydrauliques sableux non-compactés. En particulier il n'y a pas de paramètre unique pour mesurer le comportement du sable. Cet article présente un paramètre physique adéquat (appelé paramètre d'état) qui combine l'influence de l'indice des vides et du niveau des contraintes dans un état final (stationnaire) pour décrire le comportement du sable. On présente des données obtenues à partir d'un programme d'essais triaxiaux sur du sable de Kogyuk avec quatre contenus différents de fines. On démontre comment les paramètres significatifs du projet dépendent du paramètre d'état. La notion d'état est une notion physique fondamentale qui a une large application comme paramètre empirique de normalisation et qui peut s'employer pour modéliser le comportement du sol.

NOTATION

- A_r Skempton's pore pressure parameter ($\Delta u/\Delta \sigma_1$) at failure
- B Skempton's pore pressure parameter
- CAU consolidated anisotropically undrained triaxial test
- CID consolidated isotropically drained triaxial test
- CTU consolidated isotropically undrained triaxial test

- DSS simple shear test
- D₅₀ median grain size
- e void ratio
- e_{max}, e_{min} maximum and minimum void ratio determined by ASTM D2049
- I₁ mean normal effective stress or first stress invariant, $(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')/3$
- I_{1c} I₁ on completion of consolidation
- I_{1n} I₁ on the SSL at a particular void ratio
- p triaxial normal stress, $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$
- q shear stress in triaxial test, $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$
- q_{max} peak shear stress in triaxial test
- SSL steady state line
- u porewater pressure
- u₀ initial porewater pressure
- Δu change in pore pressure, u - u₀
- ε_a axial strain
- ε_v volumetric strain
- λ slope of the SSL, $-\Delta e/\Delta(\log I_1)$
- σ₁', σ₂', σ₃' principal effective stresses
- σ_{zc}' effective consolidation pressure in triaxial tests
- φ' drained angle of shearing resistance
- φ'_n φ' on the SSL
- ψ state parameter (see Fig. 2)

INTRODUCTION

Extensive testing of Kogyuk sand from the Canadian Beaufort Sea has clearly demonstrated that the bulk characteristics of sands are not sufficient to characterize mechanical behaviour of granular materials. Similar evidence can be found in other published studies of sand properties (e.g. Lee, 1965; Lade, 1972). In particular, confining pressure modifies material behaviour of sands to the point that even dense sand, if tested at sufficiently high confining pressure, will behave similarly to loose sand. Therefore, properties of sands cannot be expressed in terms of relative density alone; a description of stress level must also be included.

The test programme was carried out as part of the engineering for an Arctic offshore exploration structure and consisted largely of routine triaxial tests carried out by commercial laboratories. The tests demonstrated that the

Discussion on this Paper closes on 1 October 1985. For further details see inside back cover.

* Golder Associates, Calgary.

† Gulf Canada Resources, Calgary.

same sand with several silt contents, tested under very different combinations of void ratio and mean effective stress, behaves similarly if test conditions assure an equal initial proximity to the steady state. The proximity to the steady state is identified as the 'state parameter', which is defined as the void ratio difference between the initial sand state and the steady state conditions at the same mean effective stress.

The principal result of this work is that it establishes that a single parameter, the state parameter, can be used to describe much of the behaviour of granular materials over a wide range of stresses and densities. While this does not eliminate the influence of either density or confining pressure on the behaviour of sands, it properly places emphasis on the fact that it is a combination of these parameters that is physically relevant to the description of granular materials.

It is recognized that the anisotropic fabric of sand has not been accounted for in the current work. However, the state parameter has been used to normalize large strain behaviours where the influence of initial fabric is small. Anisotropic fabric is regarded as a second parameter which, in combination with the state parameter, will allow a reasonably complete description of sand behaviour at both small and large strains.

BACKGROUND

Exploration drilling for hydrocarbons in the Canadian Beaufort Sea has been carried out primarily from artificial sand islands because of large loadings caused by the prevailing environmental condition: ice. Island fill volumes increase dramatically in deeper water and the exploration companies have tried to minimize island construction costs through caisson technology (de Jong & Bruce, 1978; Fitzpartick & Stenning, 1983; Fitzpatrick, 1983; Bruce & Harrington, 1982). The concept is to use a caisson to reduce substantially the amount of sand fill in a given water depth while still retaining sufficient mass to resist large ice loads. The caisson is placed on an underwater berm, which allows the caisson system to be used in a range of water depths. Fig. 1 illustrates one such caisson island concept, the mobile Arctic caisson of Gulf Canada Resources Inc.

A concern regarding the move to caisson technology is whether the sand used to construct the berm and to infill the caisson core should be mechanically densified. Traditional civil engineering practice is to specify densification and is based largely on significant failures of undensified fills such as the Fort Peck Dam (Middlebrooks, 1942) and the San Fernando dams

(Seed, Lee, Idriss & Makdisi, 1975). These and other failures have given rise to the perception that hydraulic sand fills are loose and that loose sands are poor construction materials.

The existing 22 surface-piercing artificial islands in the Canadian Beaufort Sea were constructed using undensified hydraulically placed sand and all served their purpose. However, sand instability occurred in at least four cases. Caisson islands impose higher stresses on the sand fill than do surface-piercing islands and the issue of densification must be addressed. Densification equipment was mobilized for the first caisson-retained island at Tarsiut but it was found that densification was not required on the basis of post-construction testing. Similar success using undensified sand was achieved at three other caisson island sites (Uviluk, Kogyuk and Kadluk). However, one of the larger underwater berms for a caisson island (Nerlerk) failed during construction in 1983 (Mitchell, 1984). On this basis there has been a significant failure rate (approximately 20%) in the construction of both caisson island berms and surface-piercing islands.

In summary, there is little precedent to support unequivocally the design of caisson islands without densification. Convention suggests that mechanical densification is a prudent engineering approach. However, the large cost of densification and the fact that undensified fills have been adequate in some circumstances motivated the development of a rational method of engineering undensified, hydraulic sand fills. One component of the engineering carried out was laboratory testing of several sands likely to be used for construction in the Canadian Beaufort Sea.

One of the developments from the sand testing was the state parameter concept. This concept is regarded as important because it addresses the question of how to characterize a sand. Little progress in the engineering of hydraulic fills is possible without such a characterization.

SOME PHYSICAL CONSIDERATIONS FOR STATE PARAMETER

State is a description of physical conditions, as opposed to properties of a material or substance. State is a significant parameter for describing material behaviour because many material properties vary as a direct function of state. However, it is also known that sand matrix structure is an important controlling factor in sand behaviour. (Use of the word structure is in the wide sense of Mitchell (1976) and includes fabric, void ratio and composition.) Recent studies have shown that a given cohesionless soil

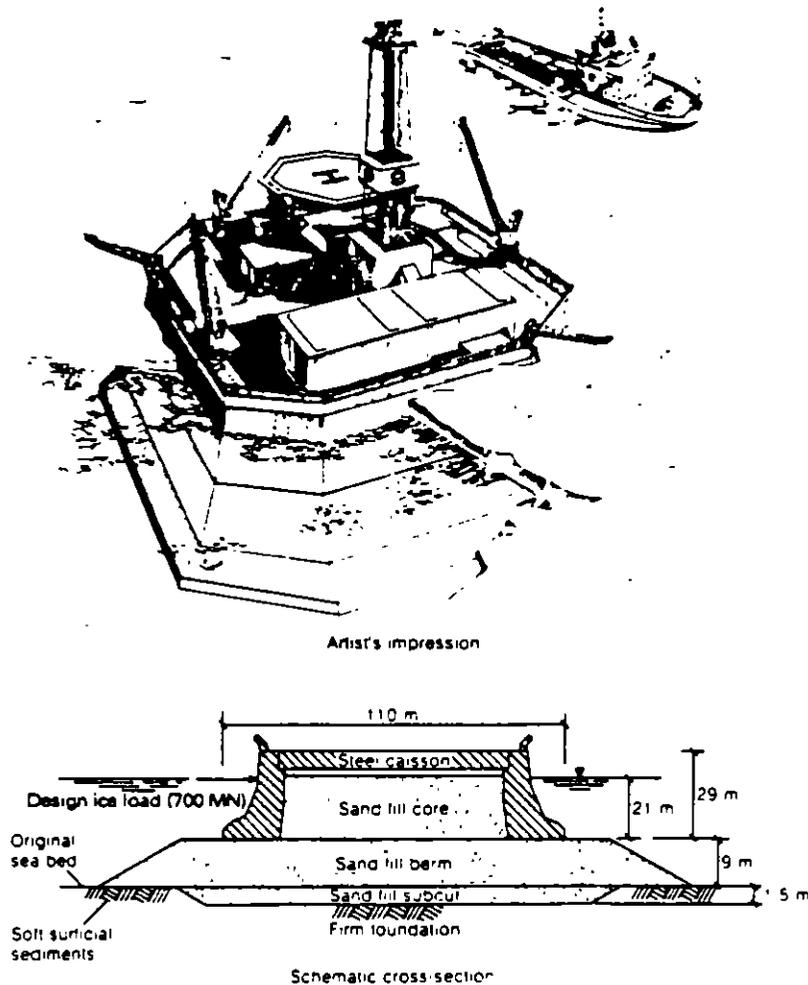


Fig. 1. Galf's mobile Arctic caisson

may have different fabrics at the same void ratio or relative density.

It is postulated that the behaviour of a sand may be characterized in terms of two variables

- (a) a state parameter which combines the influence of void ratio and stress
- (b) a fabric parameter which characterizes the arrangement of the sand grains.

State should be defined in terms of void ratio and stress, but it must also be measured against a reference condition. The physical considerations for an appropriate state parameter for sand are therefore what is the appropriate combination of void ratio and stress and what is the appropriate reference condition?

The selection of a reference condition on which to define state requires that the reference

condition should have a unique structure which is not influenced by the original test conditions. It is further postulated that sand has a unique structure at the steady state. This postulate is quite common in the literature. Some authors (Rowe, 1962; Schofield & Wroth, 1968) have postulated that sand has no structure while others (Poulos, 1981; Casagrande, 1975) have postulated that a 'flow' structure exists. The present argument, however, does not depend on the nature of the sand structure at the steady state. Rather it depends on there being a unique, repeatable particle arrangement at the steady state condition. Intuitively this is reasonable, but the Authors are not aware of any studies involving the direct measurement of soil fabric in steady state testing to confirm the correctness of this hypothesis.

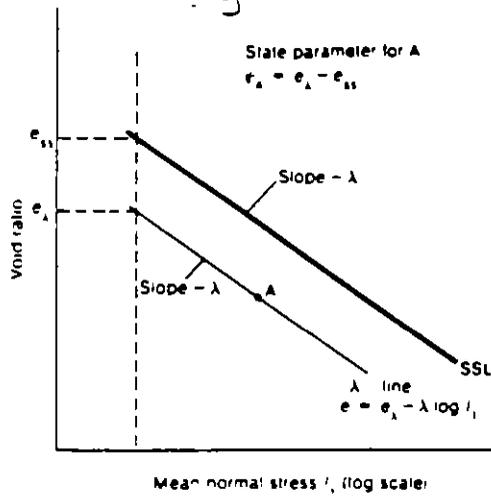


Fig. 2. Definition of state parameter ψ

It is proposed that the first stress is invariant I_1 is a suitable stress measure for incorporation into the state parameter. This choice is based on the assumption that the deviatoric component of stress will be reflected directly in the sand fabric parameter.

These ideas lead to the kernel concept that the steady state defines a reference state and the distance of a sand from this reference state in void ratio-stress space characterizes the sand's state. This measure of state is called the state

parameter and the definition is illustrated in Fig 2. The symbol ψ has been used to represent the state parameter.

The state parameter is a relatively easily measured quantity, and this Paper demonstrates that many commonly used sand behaviours normalize rather well to the state parameter. This is the utility of the concept to the practising engineer.

KOGYUK SAND LABORATORY TESTING PROGRAMME

Material tested

The Kogyuk sand tested is a uniform, medium quartzitic sand with a median grain size of approximately 350 μm , as shown in Fig. 3. This sample was dredged from the Kogyuk well site area, in the eastern part of the Canadian Beaufort Sea. The grains are subrounded to subangular as illustrated in Fig. 4. The fines content was varied by adding fines to previously washed sand, four fines contents being used for the test programme. Index properties of the Kogyuk sands tested are given in Table 1. For this Paper a notation for describing sands has been adopted, where Kogyuk 350/2 refers to sand from the Kogyuk area with $D_{50} = 350 \mu\text{m}$ and a fines content of 2% by weight.

Testing programme

The full programme of triaxial tests on Kogyuk sand is summarized in Table 2. In addi-

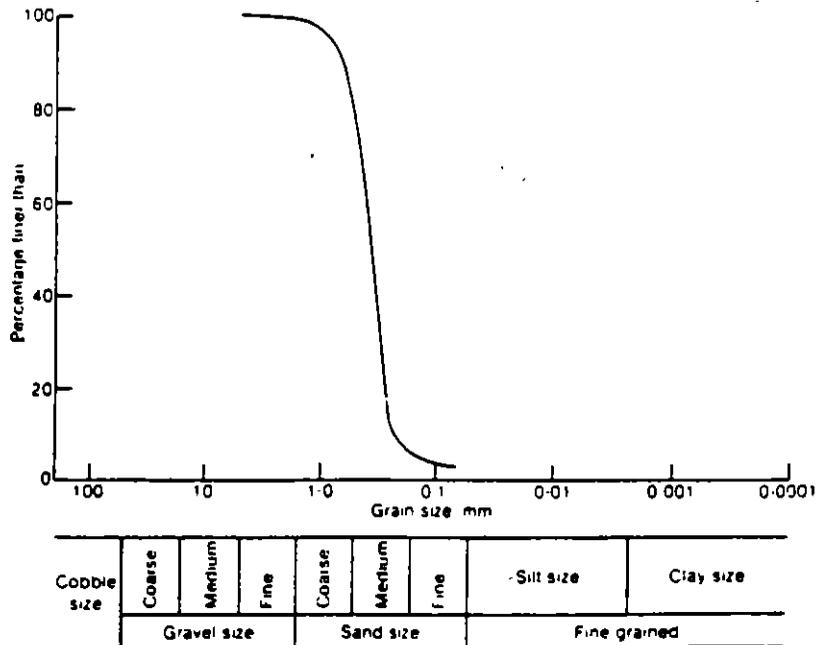


Fig. 3. Grain size distribution of Kogyuk 350 sand with 2% silt



Fig. 4. Microphotograph of Kogyuk sand grains

tion to static tests, cyclic triaxial and simple shear tests were carried out to assess cyclic mobility. One of the primary objectives of the testing programme was to examine behaviour over a range of sample densities, stress levels and sample preparation techniques. At the same time, the influence of fines content was to be examined.

The expectation was that well-defined relationships would exist between behavioural properties and physical parameters (void ratio or

Table 1. Index properties of Kogyuk sands

Sand-silt mixtures*	350/0	350/2	350/5	350/10
Median grain size D_{50} : mm	0.350	0.350	0.360	0.340
Percentage passing 200 sieve	0	2.2	5.5	9.0
Uniformity coefficient D_{60}/D_{10}	1.7	1.8	2.0	2.3
Maximum void ratio e_{max}^{\dagger}	0.783	0.829	0.866	0.927
Minimum void ratio e_{min}^{\dagger}	0.523	0.470	0.487	0.465
e_m at $I_1 = 10$ kPa	0.77	0.78	0.82	0.89

* Notation: 350/2 represents a median grain size D_{50} of 350 μ m and a silt content of 2%.

† Determined in accordance with ASTM D2049.

Table 2. Laboratory test programme on Kogyuk 350 sand

Sand-silt mixtures	350/0	350/2	350/5	350/10
CID tests, strain controlled		8	12	6
CTU tests, stress controlled	10	12	9	8
CAU tests, stress controlled		4		
CTU, cyclic tests		6	4	2
CAU, cyclic tests		4	3	
DSS, cyclic tests		8		

consolidation pressure). However, such relationships are frequently developed from very strictly controlled testing programmes with generally only a single varying parameter. In this programme, diverse initial test conditions were chosen deliberately and equally diverse behaviours were measured.

The diverse initial test conditions are illustrated by the state diagram (Fig. 5) for tests on Kogyuk 350/2 sand. This figure shows initial void ratio-stress states for the various samples of 350/2 sand tested. The steady state line (SSL) for this material is shown for reference. The state parameter for each test is simply the vertical (void ratio) offset of the initial state from the SSL and is illustrated for test CID 8 in Fig. 5.

Testing procedures

Samples were prepared in a split mould either by the moist tamping method or by pluviation under water. The split mould was attached to the lower platen of the cell and the membrane held to the inside of the mould by vacuum. The sample was then formed in the mould in one of two ways.

- Six equal preweighed over-dried portions of sand were mixed with de-aired water to give a 5% water content and allowed to cure. Each portion of sand was then compacted into the mould to a predetermined height. Each layer thus had the desired average density.
- Oven-dried, preweighed sand was mixed with de-aired water and allowed to cure. This sample was then spooned into the mould, which was 50% filled with de-aired water. The mould was tapped gently to densify the sample if necessary to obtain the required weight of soil in the mould.

The moist tamping procedure was used to obtain loose contractive samples, as the pluviation method always resulted in dilatant samples

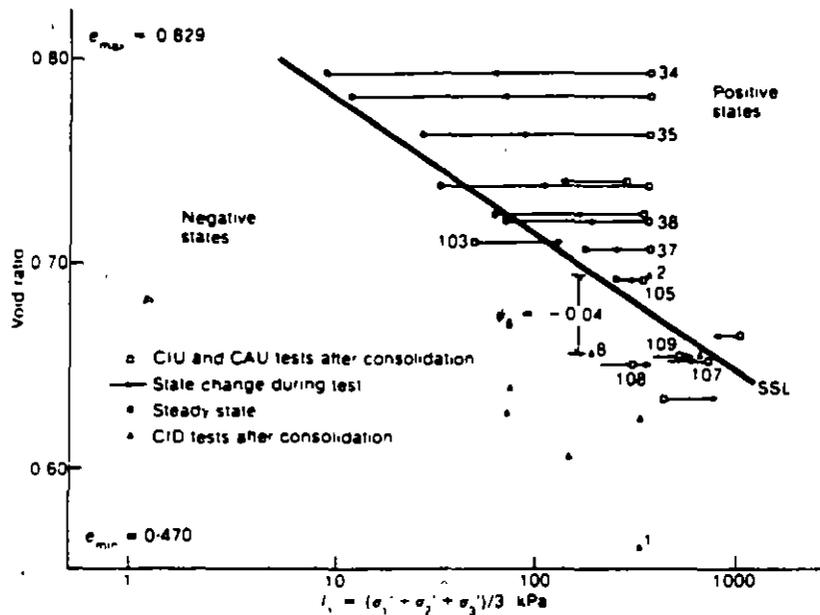


Fig. 5. State diagram for Kogyak 350/2 sand

of about the same density (without tapping the mould).

Once the sample was in the mould, the top platen was placed on the sample, the membrane attached and a 10–20 kPa effective stress applied to the sample by reducing the pore air or water pressure. After removal of the mould, careful measurement of sample dimensions and assembly of the cell, an external confining stress of about 20 kPa was applied and the pore space vented to the atmosphere simultaneously. Air in the sample was then displaced by feeding carbon dioxide under low pressure through the sample. This ensures rapid and more complete saturation owing to the high solubility of carbon dioxide in water. The sample was next saturated with de-aired water under a back pressure until a B value of at least 0.97 was achieved.

The uniformity of compacted specimens, using the procedure described above, has been investigated by Geotechnical Engineers Inc. (1982). X-ray radiographs indicated, qualitatively, that thin looser zones occur between layers and that denser samples are generally more uniform. Quantitative measurements of average void ratio in five layers of two formed specimens led to the conclusion that for Banding sand the uniformity was about ± 0.011 in void ratio. Further, as the thin looser zones are horizontal, their effect on triaxial shearing behaviour is small.

Stress-controlled triaxial tests were carried

out using similar procedures to those outlined by Castro (1969). Loads were applied in approximately 0.1 kN increments, until the sample failed (by liquefaction) or the apparatus capacity was reached. Data acquisition was carried out using a microcomputer-controlled system reading every 10 ms. Strain-controlled tests were carried out in the conventional manner (Bishop & Henkel, 1962). Lubricated end platens were used in all tests. Sample diameters were approximately 75 mm, with the sample height generally 150 mm (i.e. a length-to-diameter ratio of 2). Some samples were also tested with a length-to-diameter ratio of unity.

DETERMINATION OF THE STEADY STATE LINE

The SSL is defined as the locus of all points in void ratio–stress space at which a soil mass deforms under conditions of constant effective stress, void ratio and velocity. The steady state for sands has only been measured after liquefaction in triaxial tests. For convenience, the projection of the SSL on to the void ratio–first stress invariant plane is used. This e – $\log I_1$ plot, along with the stress ratio or friction angle at steady state, completely defines the steady state condition in practice. Steady state concepts and SSL determinations have been well described by others (Castro, 1969; Casagrande, 1975; Poulos, 1981; Castro & Poulos, 1977) and will not be described in detail in this Paper.

A single steady state point is defined by a stress-controlled CTU test in which liquefaction occurs. A series of such tests can be carried out on samples at different void ratios and stress levels to define a number of steady state points. These points then define the SSL. Fig. 5 is the state diagram for Kogyuk 350/2 sand and shows (with full circles) the steady state points for eight tests that define the SSL. The shear stress at steady state is related to the normal stress by a function of the steady state angle of friction (which is about 31° for Kogyuk 350 sand).

The results for a typical CTU test are shown in Fig. 6. The deviator stress reaches a peak of about 150 kPa at an axial strain of 1.5%. At this point, a rapid increase in pore pressure occurs due to collapse of the grain structure, accompanied by a loss of shearing resistance. As the loading is stress controlled, rapid deformations take place with axial strains of about 20% in a period of about 0.12 s. At large strains, constant shear stress and excess porewater pressure are clearly evident, defining the steady state condition for this test.

SSLs in void ratio-normal stress space for Kogyuk 350 sand with different fines contents are shown in Fig. 7. The slope of the SSL increases with increasing fines content, which is consistent with a trend towards greater compressibility with increasing fines content. It is further apparent that the position of the SSL at low stresses (arbitrarily taken as 10 kPa) is related to the maximum void ratio of the material (refer to Table 1).

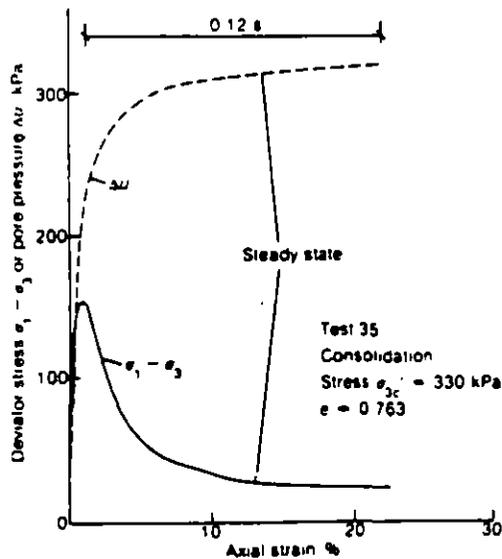


Fig. 6. Typical CTU stress-controlled triaxial test

SAND BEHAVIOUR AS A FUNCTION OF STATE PARAMETER

A programme of 70 static triaxial tests was undertaken. Only typical data and summaries are presented in this Paper. For example, typical undrained triaxial test stress paths are shown in Fig. 8 for Kogyuk 350/2 sand. The following observations are noted.

- (a) There is a large shear stress drop accompanied by high pore pressure changes for tests 34, 37 and 38 which had high positive initial states.
- (b) For samples with negative initial states (103, 107, 109) there is no 'peak' shear stress, as dilation occurs after the stress path reaches the Mohr-Coulomb line.
- (c) Regardless of the sample state, the stress paths are similar in form up to a stress ratio slightly below the Mohr-Coulomb envelope. At this stress ratio, termed the point of phase transformation by Ishihara, Tatsouka & Yasuda (1975), the current state of the sample will determine whether subsequent behaviour at large strains is contractive (liquefaction) or dilative. Samples with initial negative ψ will always have a negative state at phase transformation, and samples with high positive ψ will have a positive state at phase transformation. However, samples (e.g. test 105) with initially a small positive ψ may have a negative state at phase transformation and show a dilatant large strain behaviour.

The above observations are consistent with the findings of Casagrande (1975) and Castro (1969).

The significant engineering design parameters for samples with positive ψ related to undrained

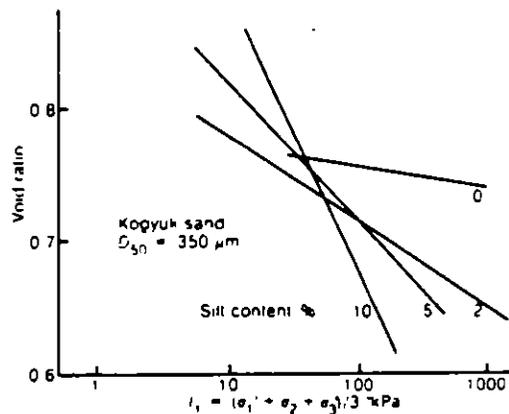


Fig. 7. SSLs for Kogyuk 350 sand with different silt contents

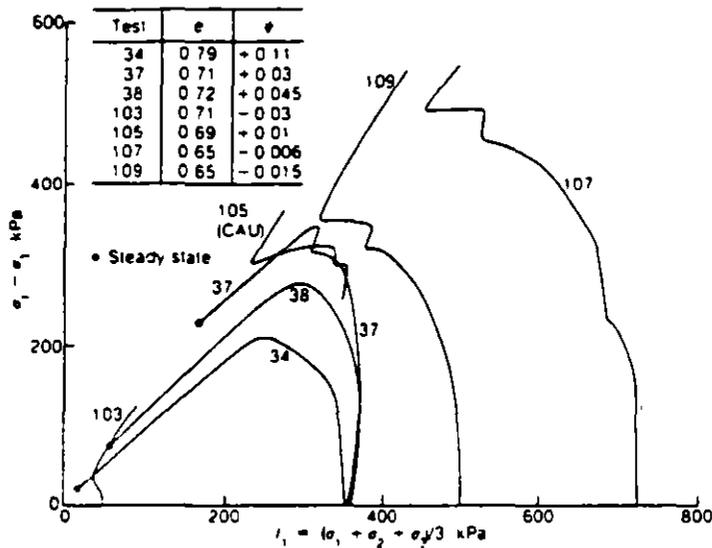


Fig. 8. Typical undrained stress paths for Kogyuk 350/2 sand

loading conditions are the angle of phase transformation, the peak shear stress and the pore pressure at phase transformation. For negative ψ material which is sheared under undrained conditions, there is no peak undrained shearing resistance due to dilation after phase transformation. However, it is not considered acceptable

to rely on dilation of sands under static loading for design as dilation occurs on localized shear planes and the resultant excess negative pore pressures equalize relatively rapidly.

Figures 9 and 10 show the normalized undrained shearing resistance and pore pressure response respectively for Kogyuk 350 sand. It is

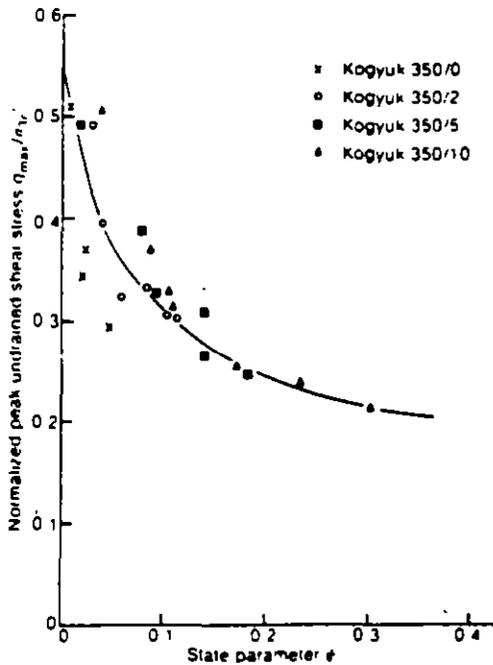


Fig. 9. Peak undrained shear strength as a function of state parameter for Kogyuk 350 sands

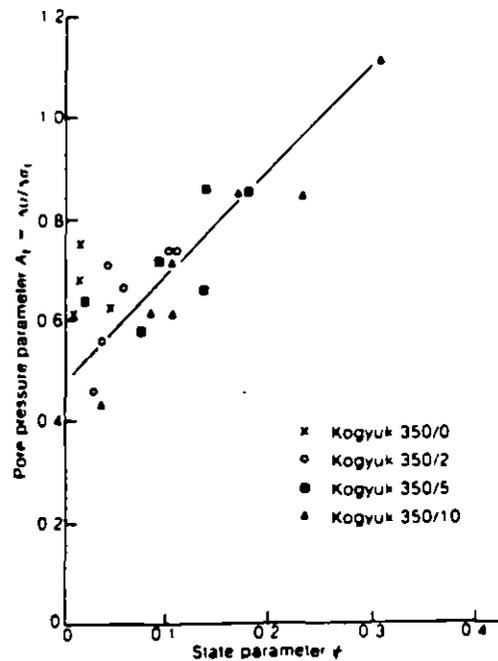


Fig. 10. Pore pressure parameter A_v as a function of state parameter for Kogyuk 350 sands

necessary to normalize the behavioural response with respect to stress because the state parameter is defined on a plane of constant mean normal stress. There is a remarkably good correlation between these undrained behavioural properties and the state parameter. (However, there is some evidence that Kogyuk sand exhibits higher undrained shear strengths than other sands.)

The angle of phase transformation, at which the undrained response of the sample to load changes (Ishihara *et al.*, 1975), has been plotted against the state parameter in Fig. 11. The phase change angle marks the change to brittle (liquefaction) behaviour for high positive ψ samples and the change to strongly dilatant behaviour for slightly positive or negative ψ samples. While the angle of phase transformation is very similar to the normalized peak shear stress for liquefaction failures, the phase transformation angle data extend smoothly into the negative state region where dilatant failures occur. A reasonable correlation of behaviour (i.e. the phase angle) to state parameter is observed.

For sand with negative ψ , the significant design behaviour is the drained angle of shearing resistance and volumetric response. Typical drained triaxial test results on Kogyuk 350/2 sand are presented in Fig. 12. For samples with negative ψ , there is a clear peak in the deviator stress which becomes less marked with decreasing negative ψ , until there is generally no peak for samples with positive ψ . The volumetric strain behaviour is similarly dependent on ψ . Strong dilation is apparent for high negative states (test 1) with little dilation observed where ψ is positive (test 2).

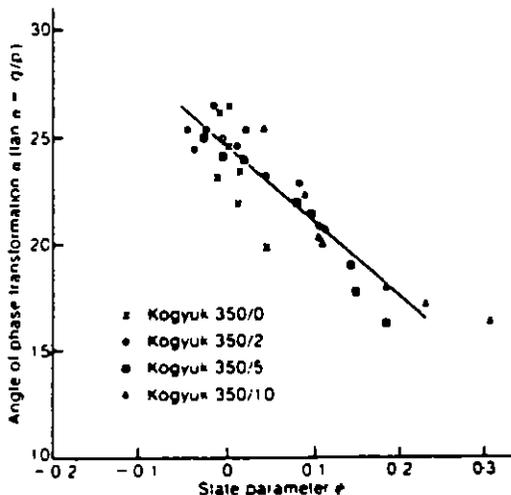


Fig. 11. Angle of phase transformation as a function of state parameter for Kogyuk 350 sands

Drained shearing behaviour of Kogyuk sand as a function of ψ is illustrated in Figs 13 and 14. The angle of shearing resistance is a reasonably well-defined function of ψ , with the exception of a few tests with relatively high measured friction angles. These high friction angles may be the result of end platen restraint effects. Four of the test results in Fig. 13 showing high friction angles were obtained from samples with a length-to-diameter ratio of unity. This observation is consistent with the findings of Lade (1972) that 'line failures' occur in high aspect ratio samples while 'zone failures' occur in low aspect ratio samples.

The dilation rate for Kogyuk 350 sand as a function of the state parameter is shown in Fig. 14. This relation is remarkably similar to the ϕ' - ψ plot. On the basis of the concepts of stress dilatancy (Rowe, 1962) a strong similarity between friction angle and rate of dilation may be predicted theoretically. Rowe (1962) showed that the difference between ϕ' and ϕ_{cr}' is directly related to the dilation rate. However, both ϕ' and the dilation rate are behaviours whereas state is a simple physical condition. It is preferable in practice to relate each of these behaviours to the fundamental parameter of state rather than to relate derived behaviours to each other.

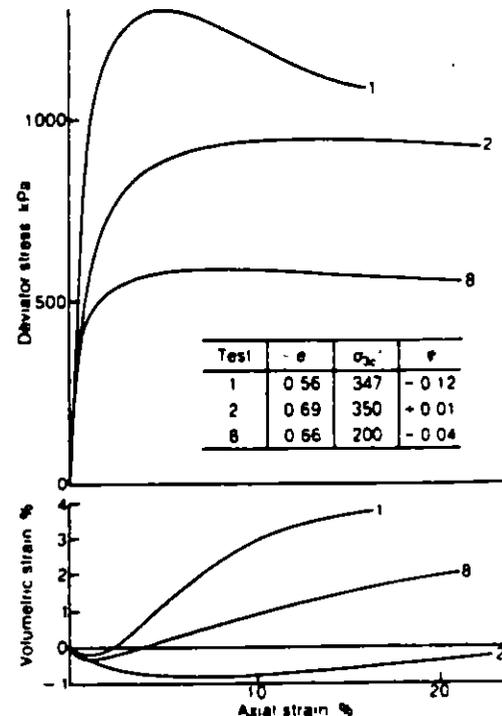


Fig. 12. Typical drained triaxial tests on Kogyuk 350/2 sand

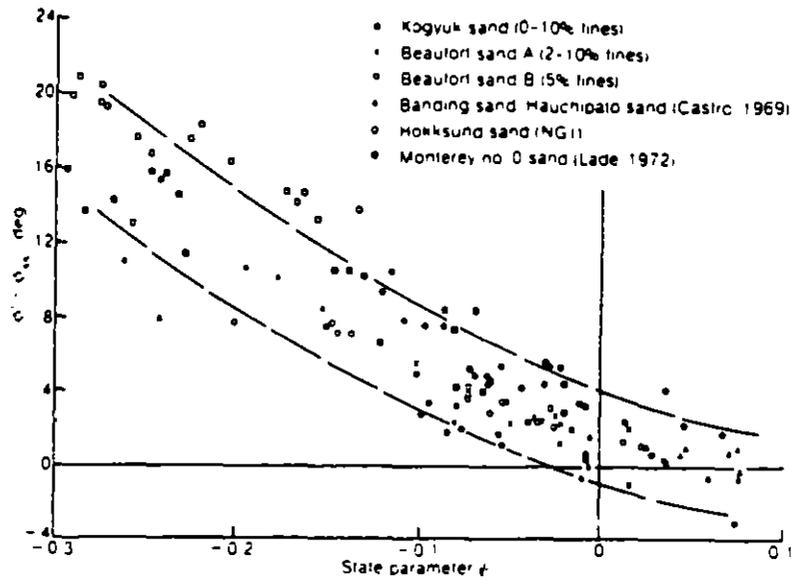


Fig. 15. $\phi' - \phi'_m$ as a function of state parameter

which is the normalizing parameter for sands most frequently used by the profession. It is instructive to contrast the two approaches.

The relative density approach assumes the existence of reference densities and attempts to normalize behaviour in terms of these reference densities. The major problem is that the relative density approach does not accommodate the influence of stress on sand behaviour. This influence of stress on sand behaviour is illustrated by two undrained tests, 37 and 103, whose stress paths are shown in Fig. 8. Both tests have a similar void ratio, corresponding to approxi-

mately 33% relative density, but the consolidation pressure in each test was different. Typical contractive behaviour was observed in sample 37, while sample 103 dilated strongly. The explanation of these very different behaviours is not possible in terms of relative density; both samples were at essentially the same density. However, the state plot (Fig. 5) provides an immediate explanation. The first test (sample 37) had a positive ψ while the second (sample 103) had a negative ψ . The change in behaviour was induced by the change in confining stress, which is accounted for by state parameter but

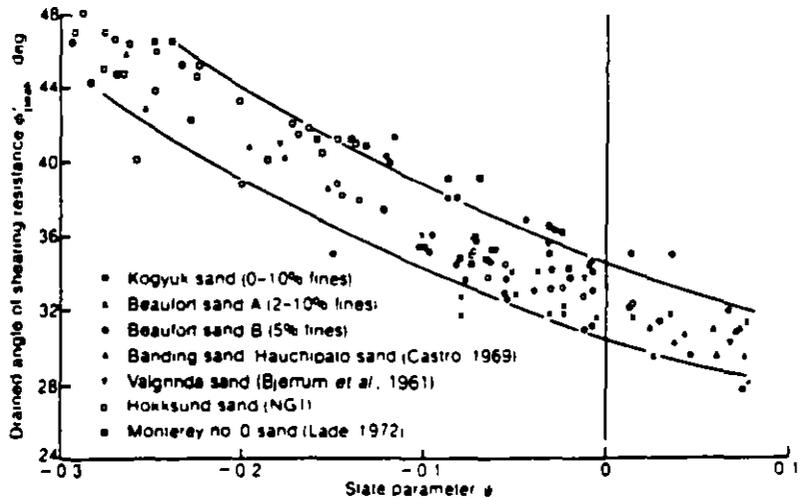


Fig. 16. Angle of shearing resistance for several sands from the Arctic, Europe, North and South America

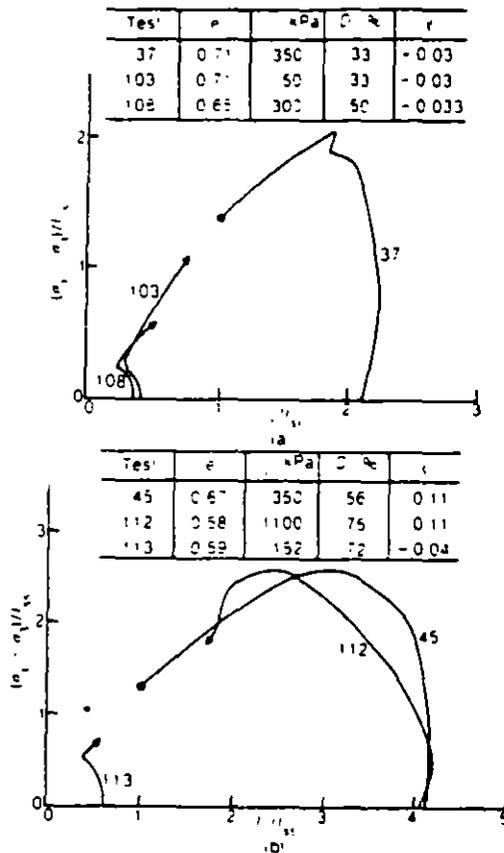


Fig. 17. Comparison of normalized stress paths for samples at the same state and relative density: (a) Kogyuk 350/2 sand; (b) Kogyuk 350/10 sand

not relative density. The relationship between the relative density, the stress and the state parameter is further demonstrated by the normalized stress paths in Fig. 17. Stress paths have been normalized with respect to I_m , the value of I_1 on the SSL at the sample void ratio. Thus the initial value of I_1/I_m is a measure of the state parameter, while at the steady state $I_1/I_m = 1$. (It can be noted from Fig. 17(b) that sample 112 with a relative density as great as 75% was liquefied.)

Silt content has a marked effect on sand behaviour. For example, consider a sample at a void ratio of 0.70 and a mean normal stress level of 300 kPa. If this sample were clean Kogyuk 350/0 sand, the relative density would be 32%, and the state parameter would be -0.05. Strongly dilatant behaviour would occur. However, if the sample were Kogyuk 350/5 sand (5% silt), the state parameter would be positive (0.035) and contractive behaviour would occur. A void ratio of 0.70 is a relative

density of 42% for Kogyuk 350/5 sand. In this instance the 'denser' sand (350/5 at 42% relative density compared with 350/0 at 32%) according to the relative density concept shows the less stable behaviour. In contrast, the state parameter approach predicts the actual behaviour and provides the basis for an explanation of that behaviour.

The reason why the state parameter is better than the relative density for accounting for the influence of stress level and silt content lies in the nature of the reference state. The SSL combines the effects of stress level, density, ϕ_{cs} , compressibility, grain size/shape and uniformity in a unique way for each material. In contrast the reference relative densities (e_{max} and e_{min}) do not reflect the stress level and the other parameters that influence the SSL.

The ease and repeatability of measurement of reference states should not be overlooked in comparing the two normalizing approaches. Maximum and minimum densities have proved difficult to measure repeatedly (Seig & Ladd, 1973) and it is quite common to find significant differences between laboratories. This makes relative density an imprecise measurement. The SSL, which provides the reference for the state parameter, is readily and repeatably measured.

Finally, the state parameter is a privileged variable in that the combination of variables results in a single line correlation where relative density may require up to twelve lines.

DISCUSSION

As stated previously, the state parameter concept has been developed to provide a useable, rational approach to engineering undensified hydraulically placed sand fills in the Beaufort Sea. The approach adopted is therefore to ensure primarily that first-order effects and parameters have been dealt with adequately.

Although the fabric parameter postulated earlier has not been considered, the good correlations of certain behaviours with ψ and easy practical application of the state parameter concept make it a useful engineering approach. The fabric parameter may have a greater influence on small strain behaviours, in particular pore pressures induced by principal stress rotations. The fabric parameter may also be significant in describing sand behaviour under more general states of stress. The state parameter concept has been applied only to axisymmetric compression tests so far, although the Authors are confident that it also applies to generalized states of stress.

The state parameter approach represents a step backwards to a fundamental statement of critical state soil mechanics (Schofield & Wroth,

1968, p. 20): 'The critical states become our base of reference. We combine the effective pressure and specific volume of soil in any state to plot a single point . . .'

The concept is a step backwards in the sense that critical state soil mechanics then divides soil behaviour into two classes (wet and dry) with a concept of a single yield surface at an instant. The state parameter approach, however, simply uses the concept of reference state and enquires as to what behaviour correlates with distance from this reference state. This is an important distinction because there is strong evidence to suggest that a unique virgin consolidation line does not exist for sands. Critical state soil mechanics relies on the existence and measurability of a single virgin consolidation line.

The critical state itself is not a suitable reference state for sands, simply because it is not readily measurable using current laboratory testing methods. In contrast with the critical state, the SSL is easily determined by carrying out 5-10 triaxial compression tests. The question of whether the critical state and the steady state are the same or different does not affect the state parameter concept. The requirement is for a unique, measurable and repeatable reference state; the steady state satisfies these requirements.

Casagrande (1936) first proposed the concept of a 'critical void ratio' at which shearing takes place at constant volume. This concept has been misinterpreted in the past as the void ratio for which the volumetric strain at failure will be zero. The correct condition from Casagrande's concept is that the dilation rate is zero at the critical state. Fig. 14 shows that a zero dilation rate corresponds to $\psi \approx +0.02$. When it is remembered that ψ is defined from the conditions prevailing at the end of consolidation before shear and that samples with positive ψ will show contractive behaviour in which the state becomes less positive during shear, it appears from Fig. 14 that Casagrande's critical void ratio and the steady state are at least close and possibly identical.

Demonstrated dependence of sand characteristics on the state parameter essentially means that mechanical properties of sand are influenced by actual volume changes during the test and not by the magnitude of confining pressure or void ratio. Confining pressure changes the magnitude of the void ratio at which volumetric changes affecting behaviour occur. Thus, under higher confinement, dilation will begin at a lower void ratio. However, it is the magnitude of dilation that determines strength, not the void ratio at which dilation occurs.

From a purely practical point of view, the state parameter approach provides a powerful technique for describing soil properties to be used in limit equilibrium analyses. It was noted previously that twelve lines would be required to describe each of the engineering behaviours shown in Figs 9-14 using the conventional approach.

It may also be appreciated that the state parameter correlations have been developed from a data base that only includes laboratory-prepared sand samples. While this appears quite acceptable for the engineering of hydraulic fills, it means that the correlations will have restricted use for geologically aged sands until further work has been carried out.

CONCLUSIONS

A parameter to characterize the state of sand has been presented. The state parameter combines density and ambient stress level in a unique way for each material and is relatively easily measured in the laboratory. Of prime interest is the fact that the state parameter also has physical significance and is not merely an arbitrary parameter. The state parameter allows quantification of many aspects of sand behaviour using a single variable. The correlation of both drained and undrained strength properties to the state parameter has been demonstrated for Kogyuk sand, at four silt contents over a wide range of states.

A correlation between friction angle and state parameter for several sands reported in the literature has also been presented. This relationship is similar to that developed for the Kogyuk sand and exhibits only $\pm 2^\circ$ scatter over a range from 28° to 48° . It appears that the state parameter may be a generic first-order parameter with widespread applicability in the engineering design of sand structures.

ACKNOWLEDGEMENTS

The work reported in this paper was part of the engineering carried out by Gulf Canada Resources Inc (GCRI) in support of their mobile Arctic caisson. The Authors gratefully acknowledge permission of GCRI to publish the concept that data contained in this Paper. The Authors also wish to thank Professor L. Rothenburg (University of Waterloo) who clarified the explicit difference between the state and fabric parameters for them; his discussion with the Authors are particularly appreciated. They also appreciated the contributions of Dr R. E. Gibson, Dr J. H. A. Crooks, Dr D. E. Becker (Golder Associates), Mr B. T. Rogers (GCRI) and Mr B. H. Conlin (Komex Consultants).

REFERENCES

- American Society for Testing and Materials (1969). *Standard test method for relative density of cohesionless soils*. ASTM D2049. Philadelphia: ASTM.
- Bishop, A. W. & Henkel, D. J. (1962). *The measurement of soil properties in the triaxial apparatus*. London: Arnold.
- Bjerrum, L., Krungstad, S. & Kummeneje, O. (1961). The shear strength of a fine sand. *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng. Paris 1*, No. 5, 29-37.
- Bruce, J. & Harrington, G. (1982). Design aspects of a mobile Arctic caisson. *Proc. 14th Offshore Technology Conf., Houston 3*, Paper OTC 4333.
- Casagrande, A. (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of earth fills. *J. Boston Soc. Civ. Engrs*, Jan. In *Contributions to soil mechanics 1925-1940*, Oct. 1940. Boston Society of Civil Engineers.
- Casagrande, A. (1975). Liquefaction and cyclic deformation of sands, a critical review. *Proc. 5th Pan American Conf. Soil Mech. Fdn Engng. Buenos Aires 5*, 80-133.
- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sand*. PhD thesis, Division of Engineering and Applied Physics, Harvard University.
- Castro, G. & Poulos, S. J. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *J. Geotech. Engng Div. Am. Soc. Civ. Engrs 103*, GT6, 501-505.
- Fitzpatrick, J. (1983). The single steel drilling caisson—a novel approach to bottom founded structures in Arctic waters. *Proc. 58th Annu. Conf. Exposition of the American Institute of Mechanical Engineers. San Francisco*.
- Fitzpatrick, J. & Stenning, D. G. (1983). Design and construction of Tarsiut Island in the Canadian Beaufort Sea. *Proc. 15th Offshore Technology Conf., Houston*, Paper OTC 4517.
- Geotechnical Engineers Inc (1982). *Liquefaction induced by cyclic loading*. Report to National Science Foundation, Washington DC, Project 80696.
- Ishihara, K., Tatsouka, F. & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils Fdn 15*, No 1 29-44.
- de Jong, J. J. A. & Bruce, J. C. (1978). Design and construction of a caisson retained drilling platform for the Beaufort Sea. *Proc. 10th Offshore Technology Conf., Houston 4*, Paper OTC 3294.
- Lade, P. V. (1972). *The stress-strain and strength characteristics of cohesionless soils*. PhD thesis, University of California at Berkeley.
- Lee, K. L. (1965). *Triaxial compressive strength of saturated sands under seismic loading conditions*. PhD thesis, University of California at Berkeley.
- Middlebrooks, T. A. (1942). Fort Peck slide. *Trans. Am. Soc. Civ. Engrs 107*, 723-764.
- Mitchell, D. E. (1984). Liquefaction slides in hydraulically placed sand. *Proc. Int. Symp. Landslides. Toronto*.
- Mitchell, J. K. (1976). *Fundamentals of soil behaviour*. New York: Wiley.
- Norwegian Geotechnical Institute (1982). *Results of triaxial tests on Hokksund sand*. Internal Report 52108-12, Jan. NGI.
- Poulos, S. J. (1981). The steady state of deformation. *J. Geotech. Engng Div. Am. Soc. Civ. Engrs 107*, GT5, 553-562.
- Rowe, P. W. (1962). The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proc. R. Soc. A 269*, 500-527.
- Schofield, A. N. & Wroth, C. P. (1968). *Critical state soil mechanics*. London: McGraw-Hill.
- Seed, H. B., Lee, K. L., Idriss, I. M. & Makdisi, F. I. (1975). The slides in the San Fernando dams during the earthquake of February 9, 1971. *J. Geotech. Engng Div. Am. Soc. Civ. Engrs 101*, GT7, 651-688.
- Selig, E. T. & Ladd, R. S. (1973). Evaluation of relative density measurement and applications. In *Evaluation of relative density and its role in geotechnical projects involving cohesionless soil*. ASTM Spec. Tech. Publ. 523, pp. 487-504. Philadelphia: ASTM.

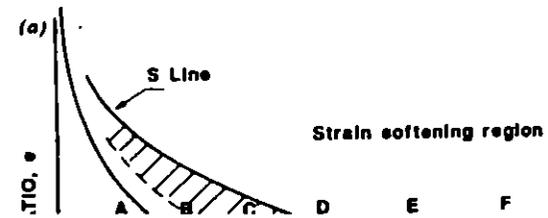


FIG. 1.

UNDRAINED MONOTONIC AND CYCLIC STRENGTH OF SANDS

By A. Alarcon-Guzman,¹ G. A. Leonards,² Fellow, ASCE,
and J. L. Chameau,³ Member, ASCE

ABSTRACT: Results of torsional shear tests on specimens of reconstituted 20-30 Ottawa sand are presented to resolve inconsistencies in prevailing interpretations of previously published test results regarding: (1) The conditions leading to limited or steady-state flow deformation under monotonic loading; and (2) the state conditions marking the initiation of strain softening behavior under either monotonic or cyclic undrained loading. It was found that the effective stress path in monotonic undrained shear appears to constitute a state boundary that controls the initiation of strain softening under undrained cyclic shear loading. Evidence is presented in support of a new concept of the collapse of sand fabrics. It is used to explain the sudden increase in pore-water pressure associated with the initiation of strain softening behavior on loading, or with the development of a condition of zero effective stress after repeated cyclic unloadings beyond a critical level of mean effective normal stress. The concept also explains why steady-state conditions in drained shear are not necessarily the same as in undrained shear. The implications of the new findings on the determination of the liquefaction potential of sands are discussed.

INTRODUCTION

Recent studies (Castro et al. 1982; Dobry et al. 1985; Mohamad and Dobry 1986; Sladen et al. 1985; Symes et al. 1984; Vaid and Chern 1985b) have made significant contributions in delineating the relationships that exist between monotonic and cyclic undrained behavior of sand. However, several aspects of this behavior remain unclarified, such as the state conditions marking the initiation of strain softening behavior for both monotonic and cyclic loading conditions, and the effect of consolidation shear stresses on the subsequent behavior under undrained shearing, particularly on the peak and steady-state strengths. Moreover, most investigations on the undrained monotonic strength of sands have been based on axial compression triaxial tests (Castro 1969; Lindenberg and Koning 1981; Sladen et al. 1985; Vaid and Chern 1985b), and thus they have been limited to a particular stress path. Yet, there is ample experimental evidence to show that the fabric developed under the conditions prevalent during deposition of most natural deposits is anisotropic, which causes changes in the undrained deformation-strength characteristics with the direction of loading (Bishop 1971; Hanzawa 1980; Miura and Toki 1984; Symes et al. 1984). While the influence of fabric on the behavior at small shear strains is generally agreed upon, it has been claimed that the initial

¹Asst. Prof., Universidad Nacional, Bogota, Colombia.

performed by Castro (1969) were mostly axial compression tests on isotropically consolidated specimens and, thus, the results do not consider the effects of anisotropic consolidation states. Vaid and Chern (1985b) carried out tests on tailings sand and concluded that the state boundary between strain softening and dilative states appears to be uniquely related to the consolidated major principal stress, regardless of the individual values of stress ratio and confining pressure. The location of the S line was not reported by Vaid and Chern; therefore their data could not be compared with the concepts described.

Concept of Structural Collapse

A new concept of "structural collapse" is formulated to explain the behavior of sands in undrained shear. Strain softening behavior during undrained loading is associated with the fact that the structure of contractive sands is metastable. In a collapsive skeleton, small shear strains may be sufficient to produce a sudden rearrangement of grains and loss of contact points between neighboring grains. In undrained shearing, collapse of the structure results in the load being suddenly transferred from the sand skeleton to the water, resulting in a sharp increase in pore-water pressure. Consequently, the shear strength is reduced substantially, and the sand undergoes large deformations in a short period of time. Reductions in the rate of loading do not prevent collapse from occurring (Lindenberg and Koning 1981) but may reduce the severity of its effects. In the process of deformation, the sand grains reach a statistically steady-state orientation, after which the shear stress needed to continue deformation eventually reaches a very low, constant (steady-state) value (Poulos 1981).

It is significant that at the same void ratio, the undrained steady-state strength (F line) may be considerably smaller than the strength that would have been obtained from constant volume drained tests (S line), as has been shown elsewhere using Castro's data (Alarcon and Leonards 1988). This behavior implies that the pore-water pressure response of sand specimens in undrained shear does not depend only on the potential volume changes, as determined by the critical void ratio line, but also on the tendency to collapse, i.e., to a sudden change in particle arrangement. The key factor in the collapse mechanism is an abrupt, very rapid change in compressibility with respect to shear strain at small strain amplitudes. The pore pressure increment resulting from such a collapse determines the difference between the S and F lines. If the sand structure is not inherently brittle, no collapse will take place; thus, the pore pressure response will be due solely to sand compressibility, and the S and F lines will tend to merge. On the other hand, the smoother, more rounded, and finer the particles, and the more uniform the gradation, the higher the collapse potential and the farther apart the F and S lines tend to be. Consequently, the writers wish to emphasize the fact that "steady-state" (line F from undrained tests) and "critical void ratio" (line S from drained tests) are not necessarily one and the same line as, for example, was assumed by Sladen et al. (1985). Test data that support the concept of structural collapse, and thus the separation of the S and F lines, will be presented later.

Critical Stress Ratio Line

As illustrated in Fig. 1, at the same relative density, the peak point of the effective stress path gradually moves away from the large strain failure

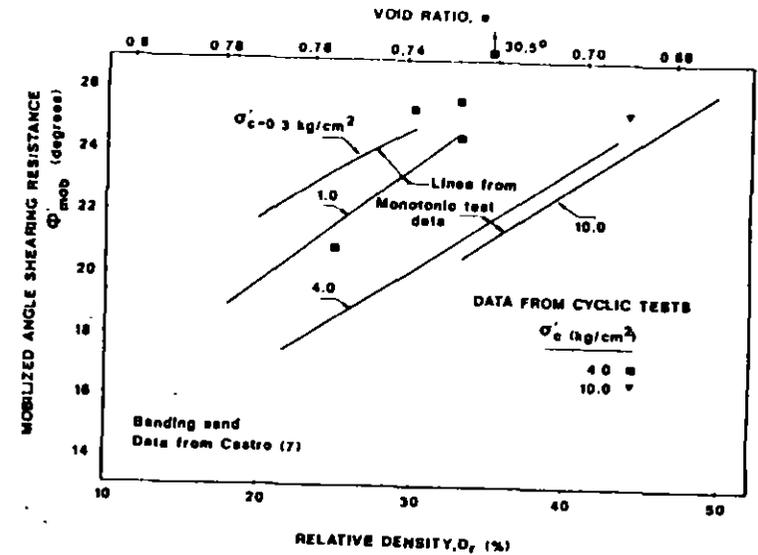


FIG. 2. Angle of Shearing Resistance Mobilized ϕ'_{mob} at Initiation of Strain Softening under Monotonic and Cyclic Loadings

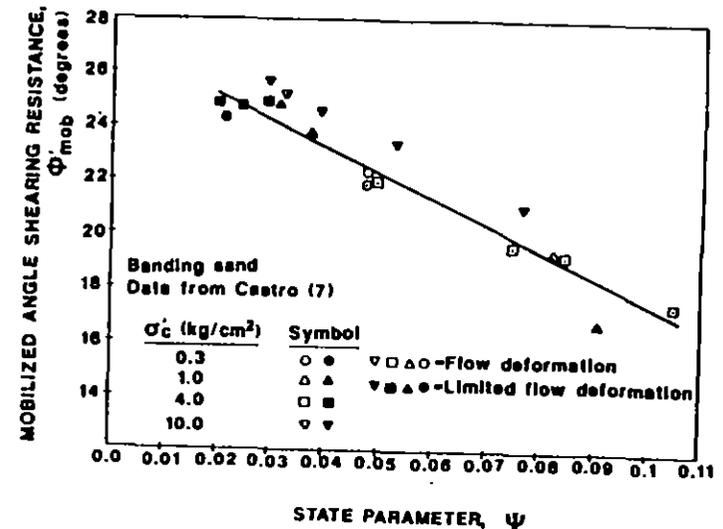


FIG. 3. ϕ'_{mob} as Function of State Parameter

envelope as the confining pressure increases. Consequently, the locus of points at which strain softening is initiated defines a curve in stress space [Fig. 1(b)] that has been termed the "critical stress ratio (CSR) line" (Vaid and Chern 1985b).

The initiation of strain softening behavior occurs at a particular value of the principal effective stress ratio, which in turn corresponds to a particular mobilized angle of shear resistance, ϕ'_{mob} . As shown by the lines drawn in Fig. 2, ϕ'_{mob} depends on the relative density and the level of confining stress. Bishop (1971) previously pointed out that the values of ϕ'_{mob} are considerably smaller than the maximum angle of shear resistance. The shape of the CSR line [Fig. 1(b)] inferred from the results in Fig. 2 compares well with that defined in the tests by Vaid and Chern (1985b) on tailings sand. However, in the tests performed by Sladen et al. (1985) on Nerlerk and Leighton Buzzard sands, the CSR line was found to be an essentially straight line.

In connection with the foregoing discussion, Mohamad and Dobry (1986) reported that the stress ratio at which flow failure is triggered is independent of relative density and, consequently, that the CSR line goes through the origin of the stress space. These conclusions are not supported by the data plotted in Fig. 2. Been and Jefferies (1985) have shown that a linear relation exists between the state parameter ψ , which is the void ratio difference between the initial state and the F line at the same confining stress, and ϕ'_{mob} at peak strength, as shown in Fig. 3. An equally close correlation also exists between ϕ'_{mob} and Skempton's pore pressure parameter A_f , as pointed out previously by Leonards (1979). Thus, for a given state parameter, the locus of stress states triggering the initiation of strain softening behavior does define a straight CSR line, which appears to extrapolate back through the origin of the stress space diagram (Alarcon-Guzman 1986). (This is not observed in Fig. 1 because the state parameter is not constant for the CSR line shown there.)

Figs. 1-3 only consider the effects of void ratio and confining pressure on the CSR line. However, Sladen et al. (1985) pointed out that, under monotonic loading, the location of the CSR line is also affected by the consolidation stress ratio and the subsequent stress path to failure.

CYCLIC UNDRAINED BEHAVIOR

Cyclic Shear Stress Smaller than Steady-State Strength

When a sand specimen is subjected to cyclic shear stress amplitudes smaller than the undrained steady-state strength, the stress path eventually moves from the contractive to the dilative region in the state diagram as a result of pore pressure buildup, but it cannot reach the CSR line for that particular void ratio. Therefore, the effective stress path traverses below the point corresponding to the steady-state strength [point S in Fig. 4(b)] and approaches the failure envelope. When the effective principal stress ratio reaches a critical value, dilation will prevail; the stress path, corresponding to the cycle in which this occurs, shows a turnaround or elbow and moves back along the failure line in a manner similar to that observed during monotonic loading within the strain hardening region of the state diagram [e.g., the stress path starting at point B, Fig. 4(b)].

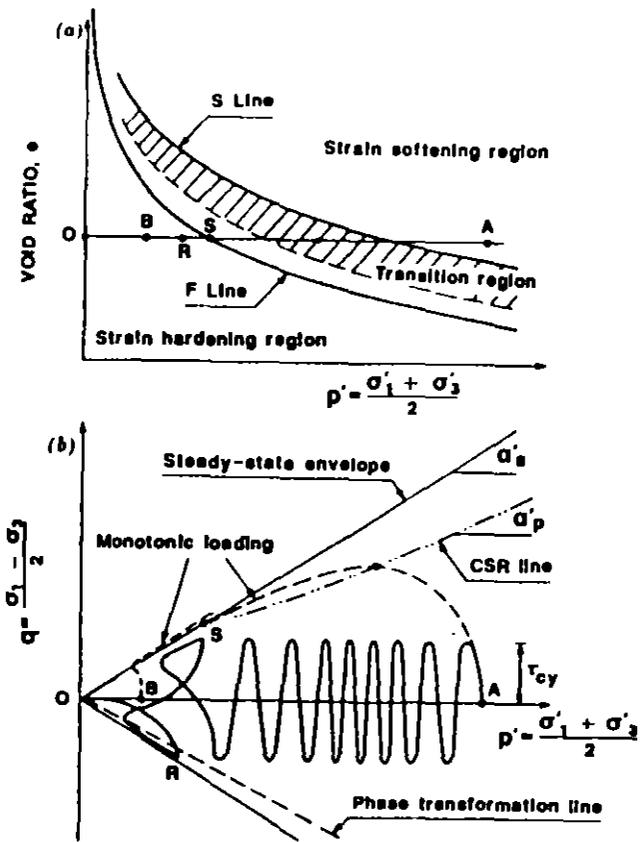


FIG. 4. Undrained Behavior under Cyclic Shear Stresses Smaller than Steady-State Strength (Schematic): (a) State Diagram; (b) Stress Path Plot

The transition from contractive to dilative behavior on loading, which occurs at a threshold value of the principal stress ratio, causes a drastic change in the mechanism of pore-water pressure generation. The tendency to dilate causes a change in particle arrangement, which may include the formation of metastable holes (Nemat-Nasser and Takahashi 1984; Youd 1977). Upon reversal in the direction of shear straining [point R in Fig. 4(b)], the number of contact points between neighboring grains is drastically reduced. Accordingly, the sand structure tends to collapse, producing a correspondingly large increase in pore-water pressure, as reflected by the effective stress path moving towards the origin of the stress space diagram [point O in Fig. 4(b)].

The values of ϕ'_{mob} that correspond to the threshold principal stress ratios at which dilation prevails on loading within the strain hardening region of the state diagram define the so-called "phase transformation" lines (Ishihara 1985; Ishihara et al. 1975). Reversal in the direction of shearing from stress states beyond such lines eventually results in the occurrence of a zero effective stress state at the instant the stress cycle

pa: through the hydrostatic stress state. This condition has been referred to as "initial liquefaction" (Seed 1979; Seed and Lee 1966). The location of the phase transformation lines in stress space depends on the relative density and the type of sand. For initially contractive specimens, the angle of phase transformation is slightly smaller than the large strain angle of shear resistance (Vaid and Chern 1985b). In this case, initial liquefaction is likely to develop during the first few unloading stages after the stress path crosses the phase transformation line. As the relative density of the sand increases, the lines of phase transformation move away from the failure line, since dilation would prevail at much lower stress ratios (Ishihara 1985). Accordingly, in dense sands, many cycles of loading and unloading may be required to reach a condition of zero effective stress after crossing the phase transformation line for the first time. Once initial liquefaction develops, a certain amount of shear strain is required to mobilize a given shearing resistance in the opposite direction, which is a function of the relative density of the sand (Seed and Lee 1966; Selig and Chang 1981; Youd 1977).

Cyclic Shear Stress Larger than Steady-State Strength

When a sand specimen is subjected to cyclic shear stress amplitudes larger than the undrained steady-state strength corresponding to the consolidation void ratio, it may exhibit either complete or limited flow deformation behavior, depending on the initial state and the number of cycles, as illustrated in Fig. 5 in terms of stress path plots. In the first case [Fig. 5(a)], unlimited shear strains will develop. In the second case [Fig. 5(b)], the effective stress path may also cross the phase transformation line after the limited steady-state condition [point S' in Fig. 5(b)] is completed. [While point A' in Fig. 5(b) is at the same mean stress level as point A in Fig. 5(a), it is at a lower void ratio in order to fall in the transition zone of the state diagram; thus, point S' lies above and to the right of point S. The state diagrams for Figs. 5(a and b) have been omitted to conserve space]. Consequently, upon the next reversal, the sand structure collapses, resulting in the occurrence of "initial liquefaction." Thereafter, the behavior may continue with alternating cycles of zero effective stress state and associated large deformations, followed by stiffening upon shearing in the opposite direction, a phenomenon that has been described as "cyclic mobility" (Casagrande 1976; Castro 1975; Castro and Poulos 1977; Seed 1979). Thus, as discussed by Vaid and Chern (1985b), a specified level of deformation after a given number of cyclic stress applications could be due to flow deformation or to a combination of limited flow deformation followed by momentary states of zero effective stress, depending on the initial consolidation state.

A critical aspect in evaluating the relation between monotonic and cyclic undrained behavior of sands involves determining whether the initiation of strain softening in cyclic loading occurs when the stress path crosses the monotonic CSR line. The values of ϕ'_{mob} at the initiation of strain softening response determined from the data presented by Castro (1969) are shown by the solid points in Fig. 2. In general, the initiation of strain softening under cyclic loading occurs at stress ratios (or values of ϕ'_{mob}) larger than those under monotonic loading; for example, at $D_r = 35\%$ and a confining stress of 4.0 kg/cm^2 , ϕ'_{mob} increases from 21.8° in monotonic loading to

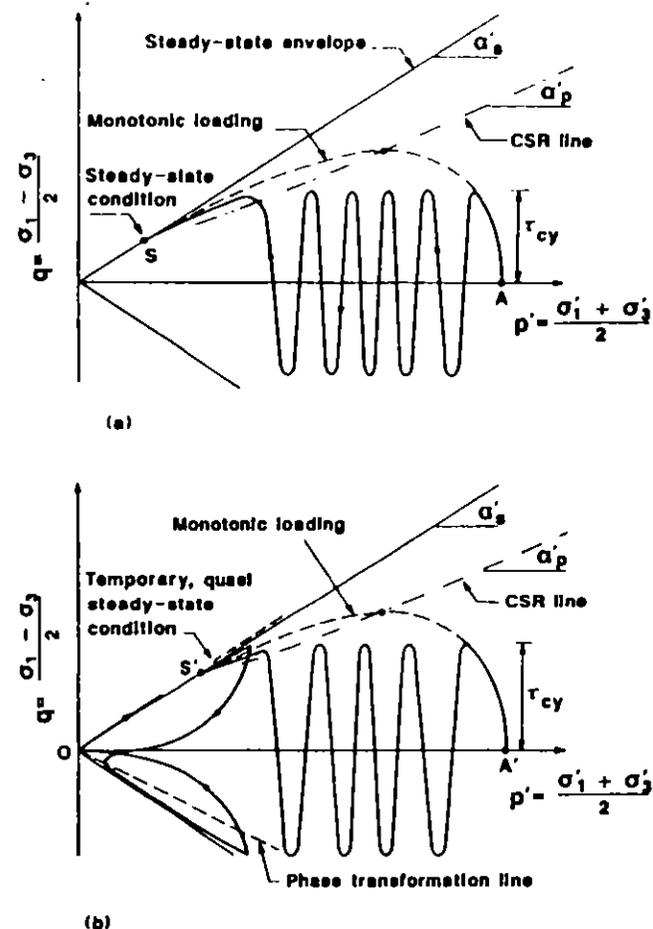


FIG. 5. Undrained Behavior under Cyclic Shear Stresses Larger than Steady-State Strength (Schematic): (a) Flow Deformation; (b) Limited Flow Deformation

30.5° in cyclic loading. Data presented by Castro et al. (1982) from cyclic triaxial tests on anisotropically consolidated specimens of Banding sand also indicate that the peak points of the effective stress paths from cyclic tests fall above the CSR line determined from monotonic tests on isotropically consolidated specimens. This was attributed by Sladen et al. (1985) to stress path effects. Cyclic torsional shear tests reported by Dobry et al. (1985) showed that for clean Banding sand, triggering of the flow failure during cyclic loading occurred when the effective stress path reached a line close to the steady-state envelope ($\alpha'_s = 26.5^\circ$) while for monotonic tests on the same sand triggering of strain softening response occurred at a lower critical stress ratio ($\alpha'_p = 21.8^\circ$). On the other hand, in the cyclic triaxial tests performed by Vaid and Chern (1985a) on specimens of angular tailings sand, triggering of strain softening response was observed to occur at the same critical stress ratio in both monotonic and cyclic tests,

irrespective of the initial state of the specimens. These discrepancies, and a desire to obtain evidence in support of the collapse concept, motivated the writers to perform the torsional shear tests discussed in the following.

MONOTONIC AND CYCLIC BEHAVIORS UNDER TORSIONAL LOADING

In order to define the relationship between monotonic and cyclic undrained behaviors of sand, torsional shear tests were performed using a new sensitive apparatus that combines conventional triaxial compression features with resonant column and torsional shear capabilities, as described in detail elsewhere (Alarcon-Guzman 1986; Alarcon-Guzman et al. 1986). The tests were performed on reconstituted solid cylinder specimens (diameter = 71 mm, height = 200 mm) of standard Ottawa 20-30 sand ($D_{50} = 0.76$ mm, $C_u = 1.1$). Specimens were prepared by air pluviation. Saturation was ensured by CO_2 purging, percolation of deaired water, and back-pressuring. The results of a series of torsional shear tests performed on replicate specimens with a relative density of about 44% are presented. The specimens were first consolidated isotropically to a mean confining stress of about 100 kPa and were then subjected under undrained conditions either to monotonic or to cyclic torsional loading at a constant strain rate on the order of $7 \times 10^{-2}\%$ /sec, with reversal occurring at predetermined levels of shear stress. In some cases, a static torsional shear stress was applied under drained conditions before the stage of undrained shearing; in other cases, the direction of shear straining was reversed after strain softening had been initiated.

Monotonic Test Results

Fig. 6 shows representative results from a monotonic torsional shear test in which the specimen exhibited a marked strain softening behavior after a shear strain of about 0.44% [point A in Fig. 6(a)]; the strength decreased from 18 kPa to about 8 kPa, while the pore pressure increased to about 83% of the confining stress [point B in Fig. 6(a)]. After the peak shear stress was reached, the stress path moved quickly toward the failure line [Fig. 6(b)]. Thereafter, the specimen exhibited a temporary quasi-steady-state condition over the range of shear strains from about 7.5–12.5% (115 to 170 sec), during which the shear stress and the pore-water pressure remained essentially constant [Fig. 6(a)]. Further straining caused dilation, the pore pressure decreased and the specimen regained strength. Consequently, at this stage, the stress path climbed back along the failure envelope [Fig. 6(b)].

Strain softening behavior was also observed when a companion specimen was first subjected under drained conditions to an initial static shear stress larger than the strength at the temporary steady-state condition. In this case, the peak shear strength during undrained shear was initiated after applying a small shear stress increment such that the peak shear strength had the same value (point A in Fig. 6) as before (Alarcon-Guzman 1986). Thus, as emphasized by Castro and his coworkers (Castro and Poulos 1977; Castro et al. 1982; Castro et al. 1985; Poulos et al. 1985), if the in situ static shear stress is larger than the steady-state strength, relatively small stress increments in undrained shear will be enough to trigger the initiation of a flow failure, which under stress-controlled conditions (such

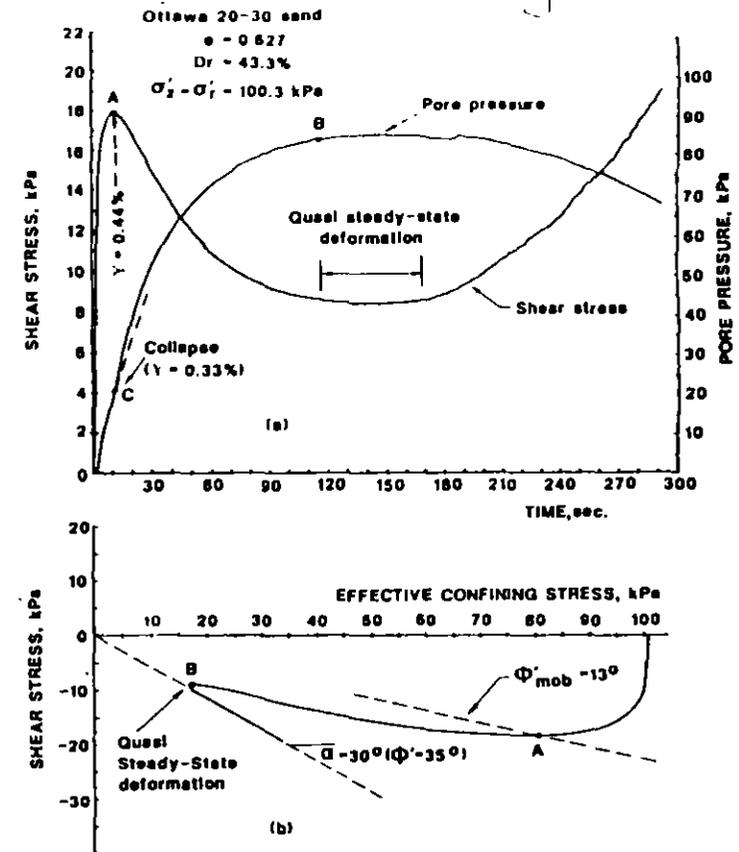


FIG. 6. Undrained Monotonic Torsional Shear Test on Isotropically Consolidated Specimen: (a) Shear Stress and Pore Pressure versus Time; (b) Stress Path

as close to the face of sloping ground) will have catastrophic consequences.

Evidence of Structural Collapse

Attention is directed to the fact that shortly before the peak strength is mobilized, there is an increase in the rate of pore pressure buildup, as reflected by the change in curvature of the pore pressure versus time plot at point C in Fig. 6(a). This is evident in spite of the small scale used. The same behavior was observed in similar tests performed by the first writer (Alarcon-Guzman 1986). To the writers' knowledge, this "kink" in the pore pressure response of loose sands has not been reported previously. Published test results, which basically were obtained from axial compression triaxial tests (Castro 1969; Lindenberg and Koning 1981; Sladen et al. 1985; Vaid and Chern 1983), show a "hyperbolic" type of relationship between pore pressure and axial strain, which implies that the rate of pore pressure buildup is apparently smaller close to the peak point of the

stress-strain curve than in the initial stages of loading. This "hyperbolic" type of pore pressure response is a consequence of the stress path in the triaxial test, in which pore pressure buildup results from both the applied shear stresses and changes in the mean normal stress. If the pore pressure curves from triaxial tests are corrected to eliminate the effects of changes in mean confining stress, a similar "kink" in the pore pressure curve is observed as in torsional shear tests (Alarcon-Guzman 1986).

The occurrence of a "kink" in the pore pressure buildup close to the mobilization of the peak strength supports the concept of structural collapse. The change in the rate of pore pressure buildup resulting from the collapse of the structure of loose sands on loading becomes much sharper under cyclic loading, as will be shown conclusively in the following sections.

Collapse Conditions in Cyclic Loading

Having established that specimens of Ottawa 20-30 sand exhibited strain softening behavior in monotonic loading at a D_r of about 44% and $\sigma'_m = 100$ kPa, replicate specimens were subjected to cyclic loading at different shear stress amplitudes larger than the steady-state strength of about 8 kPa. The main issue was to determine the conditions at which strain softening behavior, if any, developed under cyclic loading and their relationship with strain softening under monotonic loading. Would collapse occur: (1) At the same stress ratio ($\phi'_{mob} = 13^\circ$) as in the monotonic test, as concluded by Vaid and Chern (1985b); or (2) at a higher unknown value of ϕ'_{mob} , as indicated by the results shown in Fig. 2 using Castro's (1969) data; or (3) when the stress path reached a line close to the large strain failure envelope as reported by Dobry et al. (1985)?

Typical results from a torsional cyclic shear test at a constant shear stress amplitude of about 15.2 kPa are shown in Fig. 7. First, it is noted that strain softening was initiated at a stress ratio (ϕ'_{mob}) that is higher than the stress ratio at the peak monotonic strength [$\phi'_{mob} = 16.6^\circ$ versus 13° in Fig. 6(b)]. However, more significantly, it is evident that collapse occurred when the stress state during cyclic loading reached the effective stress path from the monotonic test; thereafter, the two stress paths are essentially the same. Up to the point of collapse, the cumulative shear strain was on the order of 0.38%. The initiation of strain softening behavior is clearly characterized by a sharp increase in pore-water pressure and the development of large shear strains [point A in Fig. 7(a)]. The abrupt increase in the rate of pore pressure generation and the corresponding development of large shear strains, which occurred at the beginning of the eighty-fifth loading cycle, is strong evidence in support of the concept of structural collapse and thus of the separation of the S and F lines in the state diagram [Fig. 1(a)].

Tests performed at different shear stress amplitudes yielded similar results, which are shown in Fig. 8. The numbers within parentheses in this figure correspond to the cumulative shear strain up to the point of collapse. The locus of stress states triggering the collapse during cyclic loading defines an envelope that essentially corresponds to the stress path under monotonic loading. Accordingly, at a given void ratio, the monotonic stress path constitutes a "collapse boundary" that determines the initiation of strain softening behavior under cyclic loading, provided that the

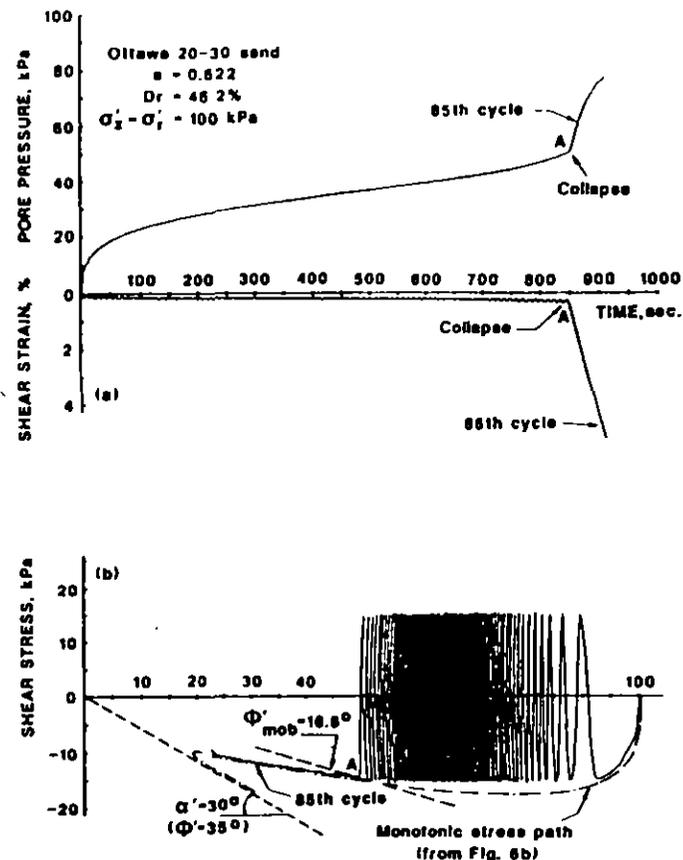


FIG. 7. Undrained Cyclic Torsional Shear Test with Shear Stress Amplitude Larger than Steady-State Strength: (a) Shear Strain and Pore Pressure versus Time; (b) Shear Stress versus Effective Confining Stress (kPa)

stress paths are similar and that the cyclic shear stress amplitude is larger than the steady-state strength. Consequently, ϕ'_{mob} at the instant of collapse is not a constant value, but a variable one depending upon the cyclic shear stress amplitude. In this connection, it is noted that if the cyclic shear stress is only slightly larger than the steady-state strength, ϕ'_{mob} at the instant of collapse may be close to the steady-state angle of shearing resistance, as observed in the tests reported by Dobry et al. (1985). On the other hand, if the cyclic shear stress is close to the peak strength, collapse will occur close to the monotonic CSR line, which was the case in the tests reported by Vaid and Chern (1985b). It is interesting to note that the cumulative shear strain up to the point of collapse falls within a relatively narrow range, irrespective of the cyclic shear stress amplitude. This critical shear strain level at which collapse is initiated is reminiscent of the strain yield locus suggested by Leonards et al. (1981) for clays.

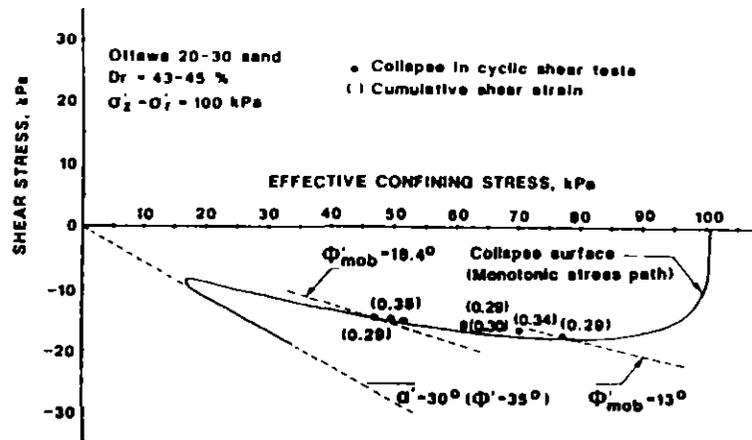


FIG. 8. Stress Conditions at Initiation of Strain Softening Behavior under Cyclic Loading

It is significant that cyclic loading affected neither the stress conditions nor the cumulative shear strain at the initiation of strain softening behavior. However, it should be noted that cyclic loading does affect the rate of pore pressure buildup in the subsequent loading stages. This may be clearly observed in Fig. 7. The rate of pore pressure buildup is highest in the first one-quarter cycle of loading. As cyclic loading progresses, the rate of pore pressure buildup decreases significantly, as reflected by the gradual reduction of the spacing between successive cycles in the stress path plot [Fig. 7(b)]. This is attributed to a stiffening effect associated with the elimination of local instabilities at the contact points and to the collapse of looser particle groups forming additional contact points (Aларcon-Guzman 1986). However, as the stress path approaches the monotonic stress path, the rate of buildup in pore-water pressure increases again up to the point where collapse and the consequent sharp increase in pore pressure occur.

Since the collapse boundary in Fig. 8 is relatively flat after the peak point, the number of cycles to the initiation of strain softening behavior is very sensitive to small variations in the cyclic shear stress amplitude, which is clearly shown by the plot in Fig. 9. This type of plot has been called the "flow failure potential" (Dobry et al. 1985). The data in Fig. 9 were obtained from tests on isotropically consolidated specimens; thus the results do not account for the effects of initial static shear stresses. However, as discussed earlier, the susceptibility to strain softening behavior increases as the initial static shear stresses increase. Consequently, for anisotropic states of stress, the flow failure potential curve (Fig. 9) moves downwards with increasing static shear stress, reflecting a drastic reduction in cyclic undrained strength. These effects have been fully discussed by Vaid and Chern (1983, 1985a, 1985b) and Mohamad and Dobry (1983, 1986). The most important consequence of the results presented in Figs. 7-9 is that the CSR line as determined from the locus of peak points from monotonic loading tests cannot be used to predict the flow failure potential for cyclic loading conditions. This is clearly evident from Fig. 7(b), where

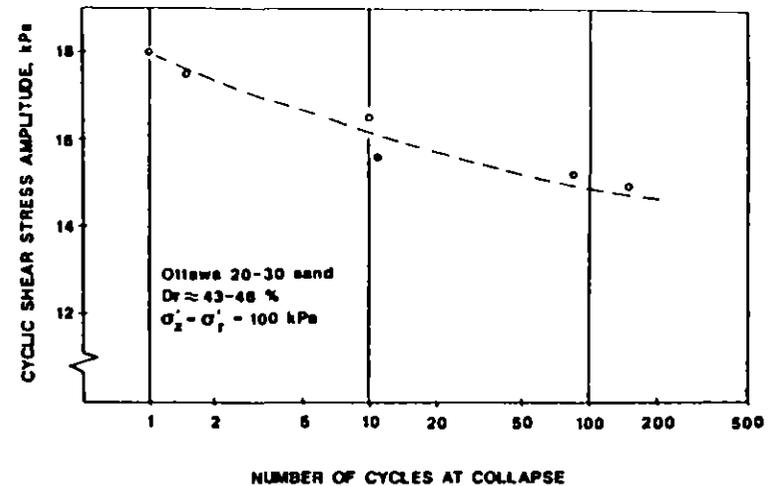


FIG. 9. Number of Cycles to Initiation of Strain Softening (Collapse) Behavior versus Shear Stress Amplitude

the number of cycles of a given cyclic shear stress amplitude required to reach the collapse boundary for cyclic loading is much greater than would be predicted from the point corresponding to the monotonic critical stress ratio.

Collapse or State Boundary

The collapse boundary shown in Fig. 8 has characteristics very similar to those of the state boundary surface used by Symes et al. (1984) to account for the effects of principal stress rotation on the undrained behavior of sands. Symes et al. performed a test on a hollow cylinder specimen in which the orientations of the principal stresses were cyclicly rotated between $\pm 22.5^\circ$ from their initial vertical and horizontal directions, while keeping the deviator stress ($\sigma_1 - \sigma_3$) constant. Cyclic rotation of the planes of principal stress caused continuous accumulation of pore-water pressure, even though the applied shear stresses remained constant during the test. It was observed that the specimen became "unstable," i.e., it developed increasingly larger pore pressures and consequently larger shear strains, once the pore pressure accumulation caused the stress state to reach the post-peak part of the effective stress path corresponding to a monotonic test in which the orientation of the major principal stress was 22.5° from the vertical. Although Symes et al. reported a single test, the results in Fig. 8 provide strong evidence of the relationship between the stress path from monotonic tests and the initiation of strain softening behavior due to pore-water pressure buildup under cyclic loading. In torsional shear tests on isotropically consolidated specimens, the axis of the major principal stress changes its orientation from -45° to $+45^\circ$ from the vertical in the course of reversing the shear stress from clockwise to counterclockwise. Thus, the collapse boundary in Fig. 8 corresponds to this specific rotation of the principal stresses. For different amounts of rotation of the major principal stresses, it is likely that this boundary also changes as discussed

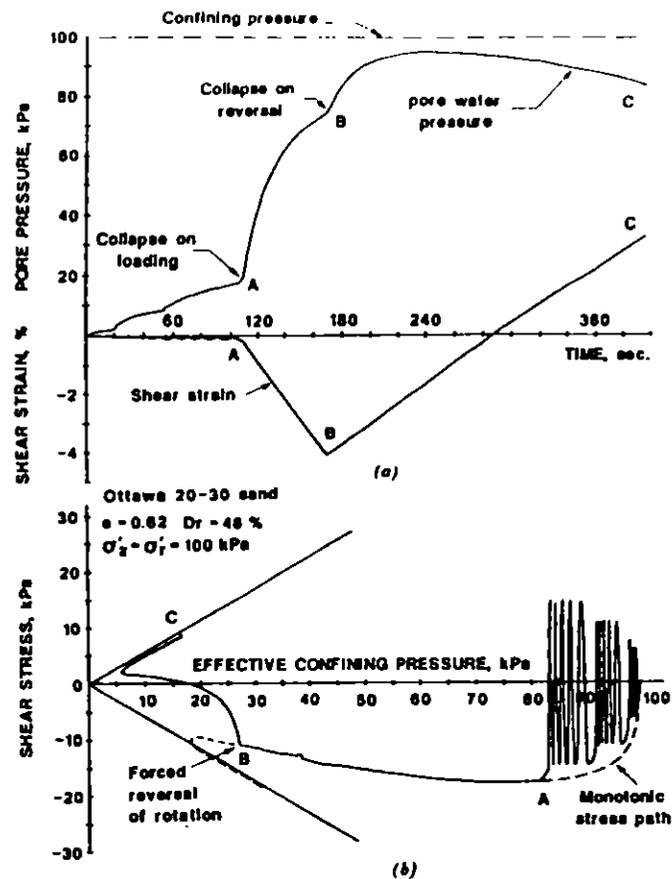


FIG. 10. Undrained Cyclic Torsional Shear Test with Nonuniform Shear Stress Amplitude and Reversal in Direction of Shearing after Initiation of Strain Softening: (a) Pore Pressure and Shear Strain versus Time; (b) Shear Stress versus Effective Confining Stress

by Symes et al. (1984). Accordingly, triaxial tests and torsional shear tests are likely to yield different undrained cyclic shear strengths, even in the absence of initial inherent anisotropy of the sand. For the same reasons, the collapse boundary may not be independent of the initial state of stress, since it influences the magnitude of the rotation of the planes of principal stress and their orientation with respect to the principal axes of anisotropy.

Reversal in Direction of Shearing after Initiation of Strain Softening Behavior

Results from a test in which a specimen was subjected to reversal in direction of shearing after the initiation of strain softening behavior are shown in Fig. 10. In this case, the specimen was subjected to a series of loading stages at constant shear stress amplitude, which was increased after each sequence of five cycles [Fig. 10(b)]. Collapse occurred at point

A upon application of the first cycle of the fourth loading sequence. Strain softening behavior was triggered also in accord with the collapse boundary shown in Fig. 8, even though the shear stress amplitude was varied. In each one of the loading stages prior to the collapse, the rate of pore pressure buildup increased with shear stress amplitude but decreased with number of cycles, reflecting strain history effects. After a shear strain of about 4% following the collapse at point A, the direction of shearing was reversed at point B. Upon reversal of the direction of rotation, the specimen clearly experienced a second collapse, which is reflected in a sharp increase in the rate of pore pressure buildup [Fig. 10(a)]. It is noted that at point B, the stress path was already close to the failure envelope and, thus, beyond the phase transformation line. Consequently, after point B, the stress path moved toward the origin of the stress space, and the specimen passed close to a state of zero effective stress. Thus, Fig. 10(a) clearly shows that a collapse of the sand structure can occur either because the applied shear stresses approach a threshold value on first loading (collapse at point A), or as a result of a reversal in the direction of loading (collapse at point B). Successive collapses are possible because reductions and rebuilding of contact points can readily occur in undrained shear. Accordingly, it is concluded that flow deformation and a state of zero effective stress induced by reversals in shear stress are a result of inherently similar phenomena.

SUMMARY AND CONCLUSIONS

The interpretation of the behavior of saturated sands under monotonic and cyclic loading presented herein has been made convenient, by using the $e-p'$ state diagram and a concomitant $q-p'$ stress space diagram. The main features of these two diagrams can be characterized as follows:

In the state diagram:

1. A "critical void ratio line" delineates the relation between void ratio and mean effective stress (S line) at steady-state deformation under drained shear conditions [Fig. 1(a)].
2. A "steady-state line" delineates the relation between void ratio and mean effective stress (F line) at steady-state deformation under undrained shear conditions [Fig. 1(a)].

In the stress space diagram:

1. Points on the F line in the state diagram plot as a straight line in stress space [Fig. 1(b)], which has been called the "steady-state envelope" (SSE).
2. The effective stress path in monotonic undrained shear constitutes a "state boundary" (SB). Depending on the initial state, the SB will have a peak point and then decay (exhibit strain softening) continuously to the SSE, or it will show a peak but curl back (have an elbow) before reaching the SSE as dilatancy begins to dominate the behavior, or dilatancy will dominate from the beginning and thus the SB will curl back up the SSE without exhibiting a peak point at all [Fig. 1(b)]. In principle, the SB is dependent on the sand fabric and the applied stress path.

3. The locus of the peak points on the SBs for a given initial void ratio defines a curve that is called the "critical stress ratio (CSR) line" [Fig. 1(b)], which determines the initiation of strain softening behavior in monotonic undrained shear.

4. For a given initial void ratio, the locus of points defining the "elbows" of the SBs on loading forms a line that is called the "phase transformation" (PT) line [Fig. 4(b)].

The main conclusions of this study regarding the features defining the response of sands to monotonic loading described, with particular emphasis on the behavior in undrained cyclic shear, are summarized as follows:

1. The difference between the S and F lines in the state diagram that is apparent for sands having collapsive characteristics is attributed to the effects of a sudden change in particle arrangement that occurs close to the mobilization of the peak monotonic strength. This structural instability, which is of little consequence in drained shear, results in a sharp increase in pore-water pressure in undrained shear and a consequent drastic reduction in the effective confining pressure and undrained strength. Soils with the highest intrinsic liquefaction potential also have the highest collapse potential. Such soils should exhibit the largest differences between the S and F lines in the state diagram, and the position of the F line should become increasingly dependent upon strain rate.

2. The S line appears to constitute the line of demarcation in the state diagram that separates initial states at which a sand will exhibit unlimited flow deformation under steady-state conditions from those at which the sand exhibits only limited flow deformation followed by strain hardening behavior.

3. For a given initial void ratio, the CSR line deviates from the SSE at a decreasing rate, since ϕ'_{mob} at peak strength decreases with increasing confining pressure (Fig. 2). However, for a constant state parameter (initial void ratio e_0 minus e on the F line at the same effective stress), the CSR line may extrapolate back through the origin.

4. Initiation of strain softening under cyclic loading depends on the amplitude of the cyclic shear stress and, in general, does not occur at the CSR line determined from monotonic loading conditions. Under cyclic loading, strain softening is determined by the SB corresponding to the same initial state. Accordingly, when a specimen is subjected to cyclic loading at a shear stress amplitude smaller than that corresponding to the peak point of the SB, strain softening behavior will be initiated when the effective stress path reaches the post-peak region of the SB corresponding to the same initial state. The closer the cyclic shear stress to the peak of the SB, the smaller the number of cycles to reach strain softening behavior. However, triggering of flow deformation appears to occur at a given cumulative shear strain regardless of the number of cycles needed to reach this amplitude.

5. For a given initial state, the number of cycles of torsional shear stress required to reach a stress ratio corresponding to strain softening behavior is very sensitive to the applied cyclic shear stress ratio. As the number of cycles of large shear stress amplitude during an earthquake is decidedly limited—generally ranging between 5–20 cycles, this sensitivity is a

significant impediment to the development of practical tools to predict flow deformation potential due to earthquake loadings. In any case, the use of the monotonic CSR line for predicting flow failure potential can lead to significant underestimations of the resistance of saturated sands to strain softening behavior under cyclic loading.

6. The undrained cyclic shear strength obtained from triaxial versus torsional shear tests are inherently different, even for sands that are initially isotropic, due to differences in the degree to which the directions of the principal planes rotate in the two types of cyclic shear tests. Accordingly, to predict strain softening behavior during earthquakes from the results of laboratory tests, it is essential to replicate the in situ stress path.

7. The phase transformation lines are defined by the values of ϕ'_{mob} at which dilation prevails on loading within the strain hardening region of the state diagram. A reversal in the direction of shearing from stress states beyond such lines produces a collapse of the previously dilating sand structure, which results in a drastic increase in the pore-water pressure and eventually in the occurrence of a state of zero effective stress at the instant the state of stress becomes isotropic. Therefore, strain softening behavior on loading and a state of zero effective stress induced by reversals in the direction of shearing are a result of inherently similar phenomena in the sense that both result from a collapse of the sand structure, although at different stress and strain conditions.

These findings warrant reevaluation of the techniques currently used in practice to evaluate liquefaction potential. In particular, the CSR line should no longer be used as a criterion for the initiation of strain softening behavior during undrained cyclic loading, and much discretion should be exercised before using the results of cyclic triaxial tests for this purpose. Moreover, considering the sensitivity of cyclic undrained shear strength to the initial state conditions and to the cyclic shear stress amplitude, site investigations to evaluate liquefaction potential should interpret the cyclic shear stresses as accurately as possible and should account for the loads applied by the structure as well as for the initial overburden conditions. Such accounting may reduce the scatter in the empirical correlations between penetration resistance tests and liquefaction potential, although penetration tests alone cannot fully take into account all the factors affecting the collapsibility of sands.

Further research is needed, using different sands and a variety of initial states, to define more fully: (1) The relation between the S and F lines in the state diagram; (2) the effects of sand fabric, stress path, strain rate, consolidation stress ratio, monotonic prestressing, and cyclic strain history on the undrained monotonic stress path; and (3) the extent to which the monotonic stress path constitutes a state boundary for the initiation of strain softening in cyclic undrained shear.

ACKNOWLEDGMENTS

The work presented in this paper was performed at Purdue University as part of a research program supported by the National Science Foundation under grants CEE 8211482, CEE 8419851, and ECE-8451026. This support

is gratefully acknowledged. The help of G. Cantrell, R. Duckworth, D. Frost, and Dr. H. Schneider is also greatly appreciated.

APPENDIX I. REFERENCES

- Alarcon, A., and Leonards, G. A. (1988). Discussion of "Liquefaction evaluation procedure," by S. J. Poulos, G. Castro, and J. W. France. *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 114(2), 232-236.
- Alarcon-Guzman, A. (1986). "Cyclic stress-strain and liquefaction characteristics of sands," thesis presented to Purdue University, at West Lafayette, Ind., in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- Alarcon-Guzman, A., Chameau, J. L., and Leonards, G. A. (1986). "A new apparatus for investigating the stress-strain characteristics of sands." *Geotech. Testing J.*, GTJODJ, 9(4), 204-212.
- Been, K., and Jefferies, M. G. (1985). "A state parameter for sands." *Geotechnique*, 35(2), 99-112.
- Bishop, A. W. (1971). "Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens." *Stress-Strain Behavior of Soils*, R. H. G. Parry, ed., Cambridge University, Cambridge, U.K., 3-58.
- Casagrande, A. (1976). "Liquefaction and cyclic deformation of sands—a critical review." *Harvard Soil Mechanics Series No. 88*, Harvard Univ., Cambridge, Mass.
- Castro, G. (1969). "Liquefaction of sands." *Harvard Soil Mechanics Series No. 81*, Harvard University, Cambridge, Mass.
- Castro, G. (1975). "Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands." *J. Geotech. Engrg. Div.*, ASCE, 101(GT6), 551-569.
- Castro, G., and Poulos, S. J. (1977). "Factors affecting liquefaction and cyclic mobility." *J. Geotech. Engrg. Div.*, ASCE, 103(GT6), 501-516.
- Castro, G., et al. (1982). "Liquefaction induced by cyclic loading." *Report to National Science Foundation, No. NSFICEE-82018*, National Science Foundation, Washington, D.C.
- Castro, G., Poulos, S. J., and Leathers, F. D. (1985). "Re-examination of slide of lower San Fernando Dam." *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 111(9), 1093-1107.
- Dobry, R., et al. (1985). "Liquefaction flow failure of silty sand by torsional cyclic tests." *Advances in the art of testing soil under cyclic conditions*, ASCE Annual Convention, Detroit, Mich., 29-50.
- Hanzawa, H. (1980). "Undrained strength and stability of a quick sand." *Soils Found.*, JSSMFE, 20(2), 17-29.
- Ishihara, K. (1985). "Stability of natural deposits during earthquakes." *Proc., 11th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Calif. Vol. 1, 321-376.
- Ishihara, K., Tatsuoka, F., and Yasuda, S. (1975). "Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses." *Soils Found.*, JSSMFE, 15(1), 29-44.
- Leonards, G. A. (1979). "Stability of slopes in soft clays." *Proc., Sixth Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Lima, Peru, Vol. 1, 225-274.
- Leonards, G. A., et al. (1981). Discussion of "Yielding of weathered Bangkok clay," by A. S. Balasubramanian and Z.-M. Hwang, *Soils Found.*, JSSMFE, 21(2), 129-131.
- Lindenberg, J., and Koning, H. L. (1981). "Critical density of sand." *Geotechnique*, 31(2), 231-245.
- Miura, S., and Toki, S. (1984). "Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural deposits." *Soils Found.*, 24(3), 69-84.
- Mohamad, R., and Dobry, R. (1983). Discussion of "Effect of static shear on resistance to liquefaction," by Y. P. Vaid and J. C. Chern. *Soils Found.*, JSSMFE, 23(4), 139-143.
- Mohamad, R., and Dobry, R. (1986). "Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand." *J. Geotech. Engrg.*, 112(10), 941-958.
- Nemat-Nasser, S., and Takahashi, K. (1984). "Liquefaction and fabric of sand." *J.*

- Geotech. Engrg.*, ASCE, 110(9), 1291-1306.
- Poulos, S. J. (1981). "The steady state of deformation." *J. Geotech. Engrg. Div.*, ASCE, 107(GT5), 553-562.
- Poulos, S. J., Castro, G., and France, J. W. (1985). "Liquefaction evaluation procedure." *J. Geotech. Engrg.*, 111(6), 772-792.
- Seed, H. B. (1979). "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes." *J. Geotech. Engrg. Div.*, ASCE, 105(GT2), 201-255.
- Seed, H. B., and Lee, K. L. (1966). "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading." *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, 92(SM6), 105-134.
- Selig, E. T., and Chang, C. S. (1981). "Soil failure modes in undrained cyclic loading." *J. Geotech. Engrg. Div.*, ASCE, 107(GT5), 539-551.
- Sladen, J. A., D'Hollander, R. D., and Krahn, J. (1985). "The liquefaction of sands, a collapse surface approach." *Can. Geotech. J.*, 22(4), 564-578.
- Symes, M. P. R., Gens, A., and Hight, D. W. (1984). "Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand." *Geotechnique*, 34(1), 1-27.
- Vaid, Y. P., and Chern, J. C. (1983). "Effect of static shear on resistance to liquefaction." *Soils Found.*, JSSMFE, 23(1), 47-60.
- Vaid, Y. P., and Chern, J. C. (1985a). Closure to "Effects of Static Shear on Resistance to Liquefaction," by Y. P. Vaid and J. C. Chern. *Soils Found.*, JSSMFE, 25(3), 154-156.
- Vaid, Y. P., and Chern, J. C. (1985b). "Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands." *Advances in the art of testing soils under cyclic conditions*, ASCE Annual Convention, Detroit, Mich., 120-147.
- Youd, T. L. (1977). "Packing changes and liquefaction susceptibility." *J. Geotech. Engrg. Div.*, ASCE, 103(GT8), 918-923.

APPENDIX II. NOTATION

The following symbols are used in this paper:

- A_f = Skempton's pore-pressure parameter;
 CSR = critical stress ratio;
 CVR = critical void ratio;
 C_u = uniformity coefficient;
 D_r = relative density;
 D_{50} = average particle size;
 e = void ratio;
 e_0 = initial void ratio;
 PT = phase transformation;
 p' = $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$, stress path parameter;
 q = $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$, stress path parameter;
 SB = state boundary;
 SSE = steady-state (failure) envelope;
 α'_s = slope of SSE (failure) envelope;
 α'_p = slope of CSR line;
 σ'_m = mean effective confining stress;
 σ'_r = effective radial stress;
 σ'_z = effective axial stress;
 σ'_1 = effective major principal stress;
 σ'_3 = effective minor principal stress;
 τ_{cy} = cyclic shear stress;
 ϕ' = large strain angle of shearing resistance;
 ϕ'_{mob} = mobilized angle of shearing resistance; and
 ψ = state parameter.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CURSO:
**PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION
DE PRESAS DE JALES**

Estudios Geotécnicos

- Instrumentación: piezometría y movimientos. Ejemplos

M. EN I. RICARDO TORRES VELAZQUEZ

1.1 Rango

Es el intervalo de una variable para cuya medición se ha proyectado un instrumento, contándose con una medición confiable. Se usa también una terminología que fija “el límite inferior de operación” y el “límite superior de operación”. Para los instrumentos esencialmente lineales también es común el término “intervalo de operación lineal”. Se tienen dos tipos de rango: El primero se refiere al rango de posibles lecturas que se pueden hacer con un instrumento dado y sería desde el valor de la graduación mínima hasta la capacidad del instrumento, especificando antes la aproximación que se requiere como mínimo en la lectura de los valores. Las unidades en que se encuentra el rango dependen de la función del instrumento y pueden ser de fuerza, longitud y tiempo.

1.2 Umbral

Si se aumenta muy gradualmente la entrada a un instrumento a partir de cero, habrá algún valor mínimo abajo del cual no podrán detectarse cambios en la salida. Este valor mínimo se define como el umbral del instrumento. Al especificar el umbral, el primer cambio detectable de la salida se describe como “notable” o “mensurable”. Se puede preferir establecer un valor numérico definido para el cambio de la salida, para el cual la entrada correspondiente se vaya a llamar umbral. Se expresa en valores de términos absolutos o como un porcentaje de la escala total.

1.3 Exactitud

La exactitud de un instrumento indica la desviación de la lectura respecto de una entrada conocida. Es común expresar la exactitud como un porcentaje de la lectura de la escala completa, de tal forma que un manómetro de 100 kPa con una exactitud del 1 %, es exacto dentro de ± 1 kPa a plena escala del manómetro.

1.4 Precisión

La precisión de un instrumento indica su capacidad para reproducir cierta lectura con una exactitud dada. Se tiene un punto importante: “La exactitud puede mejorarse por calibración, pero no más allá de la precisión de un instrumento”. Se expresa en % de la escala total.

1.5 Linealidad

La linealidad es la máxima desviación de cualesquiera puntos de calibración de la línea recta, lo que puede expresarse como porcentaje de la lectura real, como porcentaje de la lectura de toda la escala, o como una combinación de las dos.

1.6 Histéresis

Un instrumento exhibe histéresis cuando haya una diferencia en las lecturas, dependiendo de que el valor de la cantidad medida se acerque de arriba o de abajo. La histéresis puede ser el resultado del rozamiento mecánico, efectos magnéticos, deformación elástica o efectos térmicos. Se expresa como un porcentaje de la escala total.

1.7 Sensitividad

La sensitividad de un instrumento es la razón del movimiento lineal del indicador en el instrumento al cambio en la variable medida que causa este movimiento.

Cuando se ha ejecutado una calibración de entrada a salida, puede definirse la sensibilidad estática (o sensitividad estática) del instrumento como la pendiente de la curva de calibración. Si la curva no es nominalmente una línea recta, la sensitividad variará con el valor de la entrada. Se expresa en términos de los valores de entrada.

1.8 Resolución

Si el valor de la entrada se aumenta con lentitud, se encontrará que la salida no cambia absolutamente hasta que se excede de cierto incremento en la entrada. A este incremento se le llama resolución. Se define como el incremento a la entrada que produzca en la salida un cambio numérico pequeño, pero definido. Se expresa como unidades totales o como una fracción de la escala total.

1.9 Discriminación del instrumento

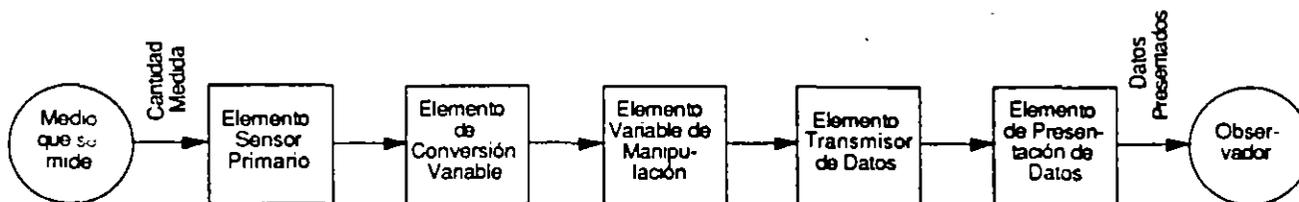
Es la mínima diferencia que se tiene entre dos lecturas de la escala, en otras palabras es la diferencia de lecturas entre dos divisiones consecutivas de una escala. Se expresa como unidades de salida o como fracciones de escala total.

1.10 Legibilidad de la escala

Es la facilidad de lectura de un instrumento e indica la proximidad o cercanía con la cual puede leerse la escala del instrumento. Por ejemplo, un instrumento con una escala de 12 pulgadas tiene una legibilidad más alta que un instrumento de 6 pulgadas y la misma gama.

2. INSTRUMENTO DE MEDICION

El siguiente diagrama representa una posible disposición de los elementos activos en un instrumento de medición e incluye todas las funciones básicas que se consideran necesarias para la descripción de cualquier instrumento de medición:



2.1 Elemento sensor primario

Es el que primero recibe energía del medio medido y produce una salida que, de algún modo, depende de la cantidad medida. Cabe señalar que un instrumento siempre extrae alguna energía del medio medido; por tanto, la cantidad medida resulta siempre alterada en el acto de la medida, siendo la causa de que una medida perfecta resulte teóricamente imposible.

2.2 Elemento convertidor de variable

La señal de salida del elemento sensor principal es alguna variable física, como un voltaje. Para que el instrumento ejecute la función deseada, puede ser necesario convertir esta variable en otra más adecuada, sin dejar de conservar el contenido de información de la señal original. El elemento convertidor de variable ejecuta una función como la mencionada. Debe tenerse en cuenta que no todos los instrumentos necesitan incluir un elemento convertidor de variable; algunos requieren varios.

2.3 Elemento manipulador de variable

Un instrumento puede requerir que una señal representada por alguna variable física se manipule de alguna forma. Por manipulación se entiende un cambio en valor numérico de acuerdo con alguna regla definida, pero conservando la naturaleza física de la variable.

Un elemento que ejecuta la función anterior se llama elemento manipulador de variable. Por ejemplo, un amplificador electrónico acepta una señal de pequeño voltaje como entrada y produce una señal de salida que también es un voltaje, pero es un número constante de veces mayor que la entrada. No es necesario que invariablemente un elemento manipulador de variable siga a un elemento convertidor de variable; puede precederlo, aparecer en otro lugar en la cadena, o no aparecer del todo.

2.4 Elemento transmisor de datos

Cuando los elementos funcionales de un instrumento están en realidad separados materialmente, es necesario transmitir los datos de uno a otro. El elemento transmisor de datos realiza esta función.

2.5 Elemento de presentación de datos o parte terminal

Si la información referente a la cantidad medida se va a comunicar a los seres humanos para monitorización, control o análisis, debe ponerse en una forma que pueda reconocer alguno de los órganos de los sentidos. El elemento que ejecuta esta función de "traducción" se conoce como elemento de presentación de datos.

Esta función incluye la "indicación" y el "registro". Mientras que la mayoría de los instrumentos se comunican con la gente por medio del sentido de la vista, el uso de otros sentidos es concebible, como el oído y el tacto. En algunos métodos de registro pueden presentarse los datos de manera que no sean apreciables directamente por los sentidos humanos.

Es importante mencionar que se presenta el concepto de elementos activos y no se trata como un esquema físico de un instrumento general. Un instrumento dado puede incluir las funciones básicas en cualquier número y combinación; no necesitan aparecer en el orden del diagrama inicial. Un componente físico dado puede servir para varias funciones básicas.

3. CALIBRACION

Todas las características del funcionamiento estático se obtienen mediante un proceso llamado "CALIBRACION ESTATICA". Esta calibración se refiere al caso en que todas las entradas (deseadas, de interferencia y modificadoras), excepto una, se mantienen en algunos valores constantes. Luego se hace variar la entrada que se estudia en algún intervalo de valores constantes, haciendo que la salida o salidas varíen en un intervalo de valores constantes.

Las relaciones entre la entrada y la salida obtenidas de esta manera, comprenden una calibración estática que es "válida bajo las condiciones constantes establecidas de todas las demás entradas". Este procedimiento puede repetirse variando por turno cada entrada que se considere de interés.

Por otra parte es imposible calibrar un instrumento a una precisión mayor que la del patrón de medida con el cual se compara. Una regla que se usa a menudo es que el patrón de calibración debe ser cuando menos 10 veces aproximadamente tan preciso como el instrumento que se calibra.

Para ejecutar la calibración es necesario que se realicen los siguientes pasos:

- a) Examinar la construcción del instrumento e identificar una lista de todas las entradas posibles.
- b) Decidir, lo mejor que se pueda, cual de las entradas será importante en la aplicación para la que se va a calibrar el instrumento.
- c) Conseguir aparatos que permitan variar todas las entradas importantes dentro de los intervalos que se consideren necesarios.
- d) Manteniendo constantes algunas entradas, haciendo variar otras y registrando la salida o salidas, obtener las relaciones deseadas entre la entrada y la salida.

Resumiendo se tiene que la calibración de todo instrumento es de verdadera importancia debido a que permite verificar el instrumento contra un patrón (o estándar) conocido y reducir, por consiguiente, los errores de exactitud. Los procedimientos de calibración implican una comparación del instrumento particular con i) un patrón primario; ii) un patrón secundario con una mayor exactitud que la del instrumento que se calibra, o iii) con una fuente de entrada conocida. Por ejemplo, un medidor de flujo puede calibrarse por: i) compactación con una tabla estándar de medición de flujo del National Bureau of Standards; ii) comparándolo con otro medidor de flujo de exactitud conocida, o iii) calibración directa con una medición directa primaria como el peso de cierta cantidad de agua en un recipiente y el registro del tiempo transcurrido para que esta cantidad fluya a través del medidor.

Referencias

1. Doebelin Ernest O. (1975). "Measurement Systems: Application and Design". Mc Graw-Hill Book Co.
2. Doebelin Ernest O. (1981). "Diseño y Aplicación de Sistemas de Medición". Editorial Diana. Traductor José Luis Lepe
3. González Saldierna Víctor Manuel (1989). "Notas de Clase: Laboratorio de Mecánica de Suelos". DEPMI
4. Holman Jack P. (1984). "Métodos experimentales para Ingenieros". Mc Graw-Hill de México, S.A. de C.V.

Karl Terzaghi
Ralph B. Peck

Capítulo 12

OBSERVACIONES DE COMPORTAMIENTO

ART. 65 PROPÓSITO Y AMPLITUD DE LAS OBSERVACIONES DE COMPORTAMIENTO

Introducción

Las observaciones que se realizan en el terreno sirven en general dos propósitos. En primera instancia permiten la eliminación, durante el período de la construcción, de los defectos de proyecto resultante de los inevitables claros en el conocimiento de las condiciones del subsuelo existentes en el momento que se preparan los planos de obra. En segunda instancia, proveen información durante y después de la construcción respecto a los efectos que las operaciones de construcción originan en el subsuelo y a las correspondientes acciones que los cambios producidos en el subsuelo ejercen sobre la estructura. De acuerdo con sus funciones específicas, las observaciones realizadas en el terreno se pueden clasificar y describir en cinco categorías.

Observaciones que sirven para detectar signos de peligro inminente

Con frecuencia se ha manifestado que un accidente, producido durante la construcción de una obra de tierra, se desarrolló sin aviso previo. En realidad, se debió haber dicho que los síntomas del inminente accidente escaparon a la atención de los observadores y responsables, porque ellos no anticiparon la posibilidad que el mismo se desarrollara y omitieron observar sus síntomas por medio de dispositivos suficientemente sensibles. En muchos casos, aun la presencia de claros signos de una rotura inminente escaparon a la atención no solo de los legos sino también de los ingenieros. Dos días antes que ocurriera un deslizamiento catastrófico en Suiza, las abejas dejaron sus panales y el ganado se puso nervioso escapando hacia las zonas seguras. No obstante, los habitantes de una villa situada en el camino del deslizamiento fueron tomados por sorpresa. De idéntica manera, mientras se construía en Alemania un terraplén para camino sobre una pendiente suave de arcilla, los trabajadores protestaron manifestando que la arcilla estaba adquiriendo "vida" y que se podía producir un deslizamiento. El deslizamiento se produjo un día después que una comisión de ingenieros,

que había examinado el lugar para investigar la condición informada por los trabajadores, llegara a la conclusión de que el talud era seguro.

La mayoría de los accidentes que ocurren por sorpresa se deben a la subpresión hidrostática y a las fuerzas creadas por el escurrimiento del agua. Todas las previsiones respecto al desarrollo de estas fuerzas son más o menos inciertas y la experiencia ha ido demostrando que las condiciones de permeabilidad pueden cambiar con el tiempo durante meses o años después de terminada la construcción. Por ello, siempre que exista la posibilidad de que la subpresión, o las presiones de filtración, puedan ser las causantes de un accidente es deber de los ingenieros observar y controlar las condiciones hidráulicas hasta que éstas se hayan estabilizado.

Las roturas de taludes por deslizamiento y las roturas completas de fundación van precedidas por desplazamientos, que aumentan a un ritmo creciente cuando se desarrollan simultáneamente con un incremento de tensiones, o que aumentan a un ritmo prácticamente constante cuando las tensiones también permanecen constantes. Estos síntomas pueden ser detectados observando puntos de referencia bien elegidos en las zonas de movimiento potencial, como los instalados, por ejemplo, por los ingenieros de ferrocarriles para parar el tránsito antes de que ocurran deslizamientos en zonas peligrosas de sus líneas donde señales automáticas, ajustadas para que funcionen tan pronto el desplazamiento horizontal de ciertos puntos de referencia excedan determinados valores, detienen el tránsito.

Observaciones del terreno destinadas a proveer información vital durante la construcción

En muchos casos, la seguridad de una presa requiere el drenaje del suelo natural adyacente por medio de perforaciones, pozos o túneles. La información que se obtiene de las perforaciones de sondeo raramente resulta suficiente para servir como única base para disponer la distribución del drenaje. Por ello, al principio solo se instalan los dispositivos de drenaje más urgentes; el resto se construye después que las condiciones de drenaje se toman evidentes como resultado de las observaciones de las presiones hidráulicas desarrolladas durante el primer llenado del embalse. Otro ejemplo del uso de observaciones del terreno para obtener información vital para el proyecto se describe en el artículo 63. Se sabía, por cálculos preliminares basados en ensayos del suelo, que el llenado del embalse causaría una inclinación apreciable en los ejes de las turbinas de la casa de máquinas. Para obtener un valor fehaciente de la magnitud que adquiriría la inclinación, durante la construcción se realizaron observaciones de asentamiento e hinchamiento en un número de puntos preestablecidos, con cuyos valores se calcularon las propiedades del suelo, necesarias para hacer concordar los cálculos con las observaciones. La inclinación se volvió a calcular entonces con la ayuda de los valores corregidos y las turbinas se construyeron con una inclinación inicial opuesta a la que experimentarían sus ejes. Mientras se llenaba el embalse, los ejes de las turbinas se verticalizaron.

Observaciones del terreno a realizar antes de efectuar submuraciones

Teniendo en cuenta que, en el estado actual del conocimiento, se puede predecir por lo menos el orden de magnitud de los asentamientos antes de iniciar la construcción, no se deberían producir situaciones en las que se desarrollase un asentamiento excesivo de una estructura. De producirse sin haberlo anticipado a causa de un reconocimiento inadecuado del subsuelo, la primera medida a tomar para proyectar la corrección necesaria es explorar el subsuelo por medio de sondeos y de ensayos. Si los resultados dejaran duda respecto a la fuente de los asentamientos, se deben establecer puntos subterráneos de referencia para ser observados hasta que dicha fuente se tome evidente. En caso contrario, el dinero empleado en la submuración puede resultar malgastado.

Se dio el caso de una estructura en la cual, después de haber sido practicada la submuración, se descubrió que las grietas de corte producidas en las paredes se debían a la compresión desigual de juntas de mortero excesivamente gruesas. En otro caso se encontró, también después de haber submurado, que la fuente de los asentamientos estaba varios metros más abajo que la base de los pilares utilizados en la submuración.

Observaciones del terreno como medios para mejorar métodos de construcción

Algunos procedimientos constructivos han sido fuertemente influidos por concepciones teóricas erróneas. Otros dejan todavía un gran margen para el mejoramiento. En estos casos solo se puede avanzar procesando los resultados de observaciones adecuadas, realizadas en el terreno utilizando procedimientos que no son otra cosa que el uso inteligente de tanteos llevados a la práctica con datos pertinentes. Por ejemplo: el apuntalamiento de los cortes del subterráneo de Berlín se proyectó durante varias décadas en la hipótesis, basada en concepciones teóricas erróneas, de que la distribución de las presiones era hidrostática. En 1936 se descubrió, recurriendo a mediciones en el terreno, que la distribución real era aproximadamente parabólica y en base a este descubrimiento se dispuso un arreglo más adecuado de los puntales que forman parte del acodalamiento.

Toda vez que se practican excavaciones a cielo abierto o construyen túneles dentro de las ciudades debe tenerse el cuidado de que la superficie no experimente un asiento mayor que el mínimo compatible con el procedimiento general de construcción que se está utilizando. En Chicago, observando el efecto que las modificaciones en el procedimiento de construcción producía en la magnitud del asentamiento, fue posible reducirlo durante las primeras etapas de la construcción a una pequeña parte de la magnitud que alcanzara al inicio de la obra.

Observaciones del terreno realizadas para acumular experiencia local

En las ciudades, la experiencia local relativa a las fundaciones se sintetiza en códigos de edificación que contienen tablas con presiones admisibles y reglas para determinar las cargas de trabajo de los pilotes. Para

evitar la aplicación errónea de estas tablas y reglas y aumer utilidad, las organizaciones municipales debieran acumular datos respecto al comportamiento de casos reales. Estos historiales deben contener, por ejemplo, el registro de los asentamientos asociados con las presiones admisibles adoptadas para zapatas de diferentes tipos y tamaños situadas a distintas profundidades debajo de la superficie. Sin esta información suplementaria, el comportamiento no satisfactorio de las fundaciones seguirá produciéndose con una frecuencia no disminuida, a pesar de los códigos de edificación, debido a que el asentamiento depende de muchos factores ajenos a la carga unitaria o a la carga por pilotes (artículos 40 y 41).

Observaciones en el terreno para producir evidencia en juicios

Los juicios se originan frecuentemente en razón de conflictos entre el comitente y el contratista debido a defectos en la estructura terminada, o bien entre el primero y un vecino respecto a daños producidos en la propiedad de este último durante la construcción. Cualquiera sea el caso, solo se puede esperar una decisión ecúanime si se conocen las causas y la naturaleza del contratiempo. Así, por ejemplo, si el contratista o el comitente puede probar que había anticipado la dificultad, observado su progreso durante la construcción y hecho todo lo posible para evitarla, se encontrará en una posición mucho más favorable que si el contratiempo lo tomó por sorpresa. El elemento sorpresivo no solo daña su reputación profesional sino que además puede afectar su situación financiera. En varios casos el asentamiento excesivo se asignó a fundaciones defectuosas sobre pilotes en la hipótesis de que el número y la calidad de los pilotes era inadecuada. Observando puntos de referencia en la superficie fue posible probar que la fuente de los asentamientos era mucho más profunda que la punta de los pilotes y esta evidencia cambió totalmente el aspecto legal de la situación litigada.

Observaciones del terreno para comprobar teorías

Se ha insistido repetidamente que en mecánica de suelos ninguna teoría nueva debiera ser aceptada para uso práctico sin una amplia demostración por medio de observaciones en el terreno que prueben de que al menos resulta razonablemente exacta bajo una variedad de condiciones. Uno o dos conjuntos de observaciones no se pueden considerar como evidencia conclusiva. Las observaciones para comprobar teorías deben encararse solamente en aquellas obras donde las condiciones del subsuelo son inusualmente claras, simples y completamente conocidas. En los casos en que esta condición se satisface, se justifican hasta las investigaciones muy elaboradas, como la medición de la presión del suelo en la base y en los costados de las estructuras.

Las grandes organizaciones permanentes que se dedican a la construcción, como lo son en los EE.UU. Ingenieros del Ejército, el Bureau of Reclamation, el Bureau of Public Roads y otras reparticiones de servicios

públicos, tienen un gran interés en reducir el costo de la construcción mejorando el proyecto y, por tanto, están entre los principales beneficiarios del progreso en el conocimiento teórico, de modo que se justifica en tales casos el gasto de sumas considerables para llevar a cabo extensas observaciones en el terreno. Para ello, a veces, hasta las obras pequeñas ofrecen oportunidades excepcionales para producir un aumento significativo en el conocimiento.

Conclusión

La práctica de hacer observaciones en el terreno ha aumentado últimamente en forma rápida, tanto entre las organizaciones públicas como entre los contratistas, con efectos muy beneficiosos para el proyecto y la construcción. En el estado actual de la técnica, un programa adecuado de observaciones del terreno reduce generalmente el riesgo de accidentes por sorpresa a una pequeña fracción del riesgo que se tenía antiguamente. Este hecho no dejará de tener una influencia decisiva en las actuaciones legales que surgiesen como consecuencia de accidentes producidos durante la construcción de túneles, excavaciones a cielo abierto, presas y fundaciones.

Desde el punto de vista técnico, las observaciones en el terreno se pueden dividir en cuatro grupos principales: medición de desplazamientos, de la presión del agua contenida en los poros, de la carga que soportan puntales y otros métodos de acodamiento, y medición del empuje unitario o de la presión que ejercen las tierras por medio de células de presión.

Para preparar un programa satisfactorio para cualquier tipo de observación, el proyectista debe tener una clara concepción del propósito que persigue y además ser capaz de predecir y anticipar los resultados de una manera más o menos general. Caso contrario, es probable que indique observaciones en puntos donde no se necesitan y no las especifique en otros donde la información resulta esencial, de modo que los registros contendrán una duplicación innecesaria, a la vez que lagunas en la información.

La instalación de puntos de referencia y pozos de observación puede ser hecha por cualquier ingeniero o contratista competente sobre la base de especificaciones detalladas, y su lectura es una cuestión de rutina.

La medición de las cargas que soportan los puntales requiere capacidad para adaptar los procedimientos generales a las condiciones locales, razón por la cual tal tipo de mediciones debe ser hecha por un ingeniero bien entrenado en ensayos a escala natural.

La instalación de dispositivos para medir la presión del agua contenida en los poros de arcilla y la de células de presión para medir el empuje unitario requiere un conocimiento íntimo de todos los factores que pueden llegar a influir sobre el funcionamiento de los dispositivos de medición. Un descuido simple o un pequeño defecto en la instalación puede arruinar todo el trabajo. Por ello, la instalación de tal tipo de dispositivos no se puede manejar como una cuestión de rutina. Requiere la supervisión continua y cuidadosa de un ingeniero competente con un conocimiento profundo

de los procesos físicos involucrados y de todas las particularidades de los instrumentos que se utilizan.

ART. 66 MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

Propósito y naturaleza de las observaciones

Las observaciones en el terreno pueden servir para detectar el desplazamiento o la deformación de una estructura soportada por una fundación, localizar la fuente de los asentamientos en el terreno por debajo de la estructura, detectar síntomas de rotura inminente de un talud o revelar la deformación de una estructura flexible, como un túnel tubular, que está totalmente enterrada.

Los desplazamientos verticales van comúnmente asociados con el asentamiento o el levantamiento de estructuras, y las observaciones para determinar la magnitud del movimiento experimentado pueden o no estar combinadas con mediciones que sirvan para localizar las fuentes del asentamiento o levantamiento. Se producen desplazamientos horizontales en una estructura cuando la misma está solicitada por fuerzas horizontales, como el empuje del agua o de la tierra. Cuando existen tanto fuerzas verticales como horizontales, la estructura puede inclinarse, inclinación que puede determinarse observando el movimiento vertical de dos líneas de puntos de medición situados a distinto nivel, o el asentamiento de dos líneas de puntos de medición separadas horizontalmente. La rotura de un talud, a menos que sea causada por una pérdida instantánea de resistencia al corte provocada por un exceso de presión hidrostática, va precedida por el alabeo de la superficie del terreno. Este alabeo puede detectarse por medio de puntos de observación situados a lo largo de líneas que, según la experiencia, es dable que experimenten la máxima desviación desde su posición original. Como la posición de estas líneas solo puede ser estimada, la distribución del sistema de puntos de observación requiere criterio sano respecto a las deformaciones que se van a producir. La ubicación de la superficie de deslizamiento y la observación de la velocidad de desplazamiento a lo largo de esa superficie requieren la instalación de tubos verticales flexibles cuya forma pueda determinarse de tiempo en tiempo por medio de instrumentos especiales. La medición de las deformaciones que experimentan las estructuras enterradas solo requiere la determinación periódica de las dimensiones interiores en las direcciones aproximadas de máximo ensanche y máximo angostamiento. Estas dimensiones se pueden determinar por medio de aparatos muy simples.

Observación de asentamientos

El propósito de las observaciones de asentamiento es el de proveer información respecto a su magnitud, velocidad y distribución. El asentamiento de la base de una estructura y de puntos adecuadamente seleccionados situados por debajo de la cota a que apoya dicha base sirven al

propósito mencionado. Lo común es que solo se hagan observaciones del primer tipo. Según las circunstancias, estas observaciones pueden ser necesarias únicamente durante un tiempo comparativamente corto para determinar, por ejemplo, si una estructura asienta excesivamente durante la excavación para construir un sótano adyacente, o extenderse durante muchos años y con gran precisión para permitir comparar el asentamiento de un edificio bajo su peso con el asentamiento previsto en base a la teoría y a los ensayos de suelo.

El primer requerimiento para efectuar una observación adecuada del asentamiento es disponer de un buen punto fijo de referencia. Con preferencia, aun para una serie de observaciones de corta duración, el punto fijo de referencia debiera estar fundado sobre roca o sobre algún estrato que con seguridad no se asienta. Como no siempre es posible construir tal tipo de punto de referencia, en situaciones semejantes se ha hecho costumbre utilizar un edificio existente a cierta distancia de la estructura que se va a observar. En tal caso, si no existe un registro fehaciente del asentamiento del edificio elegido como punto fijo, conviene establecer por lo menos dos o preferiblemente tres referencias independientes utilizando edificios de distinta edad, situados en diferentes lados respecto de la estructura que se va a observar. Debido al inevitable descenso de la superficie del terreno en la vecindad del área cargada, la menor distancia entre el punto fijo de referencia y el edificio bajo observación nunca debe ser inferior a dos veces el ancho del edificio. En ciertas ciudades como Boston y New Orleans no se puede confiar en un punto fijo, salvo que se establezca en el fondo de una perforación profunda que penetra dentro de un estrato duro. En Cambridge, Massachusetts, por ejemplo, una gran área a lo largo de la Avda. Massachusetts experimentó asentamientos variables entre 0 y 60 cm en un período de 40 años. Es dable pensar que descensos desiguales y singularmente extendidos se produzcan también en toda ciudad construida sobre capas de arcilla o de limo, de modo que las observaciones referidas a puntos fijos ubicados en estructuras vecinas no proporcionan otra cosa que información respecto a los asentamientos diferenciales entre la estructura que se observa y el hundimiento general de la superficie que la circunda. En tales circunstancias, sería deseable que las autoridades municipales construyeran unos pocos puntos fijos de referencia en el fondo de perforaciones, que sirvan para controlar la elevación de puntos auxiliares de referencia de tiempo en tiempo.

La figura 66.1 muestra un punto fijo de referencia adecuado para nivelaciones de precisión, de largo alcance en el tiempo, apto para una estructura situada por encima de un espeso depósito compresible (Bjerrum et al., 1965). Como la camisa exterior puede ser comprimida por las fuerzas provocadas por la fricción negativa debida al asentamiento del suelo circundante, el punto fijo está constituido por la parte superior de una barra interior que no está influida por las deformaciones de la camisa.

Los puntos de medición colocados sobre las estructuras deben ser fácilmente accesibles al observador y bien protegidos contra cualquier daño. Si el período de observación es corto y el propósito es registrar los movi-

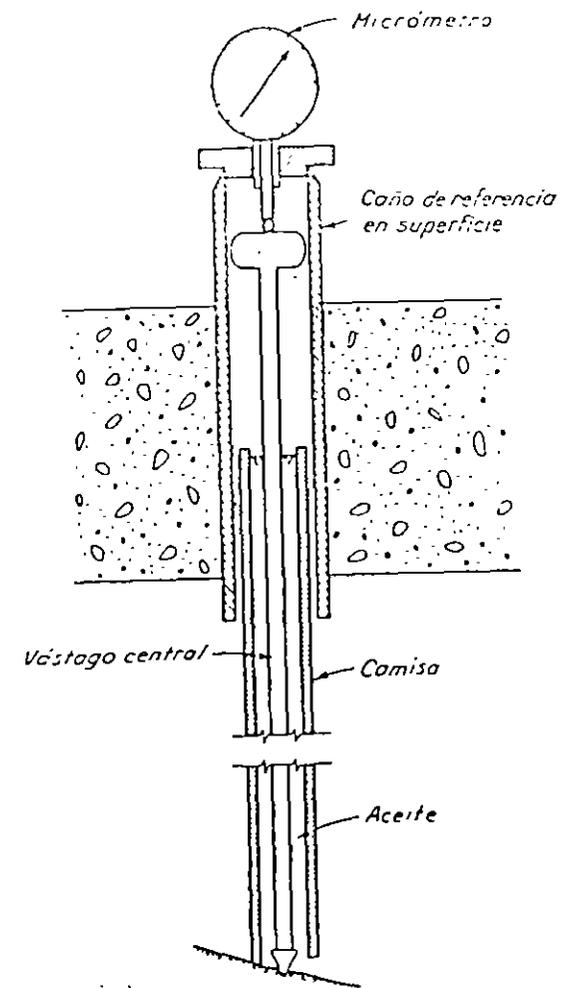


Fig. 66.1. Punto fijo profundo y referencia superficial adecuados para nivelaciones de precisión de larga duración.

mientos que se producen en una construcción adyacente, pueden bastar marcas o ranuras practicadas en las paredes y columnas de la estructura que se va a observar. Por el contrario, si las observaciones deben continuar durante cierto tiempo hay que adoptar medidas contra la corrosión y el desgaste. El número de puntos de observación debe ser numeroso, como para permitir el dibujo de curvas suficientemente correctas de iguales asentamientos, como lo muestran las figuras 56.7, 56.8 y 69.2 y, para satisfacer ese requerimiento, por lo menos las dos terceras partes de los puntos de medición deben situarse en el interior de la estructura. En estructuras

con sensibilidad ordinaria basta un punto de medición por cada 20 m² de terreno cubierto.

Las observaciones se pueden realizar por medio de un nivel común o bien con un nivel de agua. El nivel común se ha usado mucho en el pasado y es en general satisfactorio para observar puntos de medición situados en la parte exterior de la estructura, pero suele resultar inconveniente en el interior, donde existen muchas obstrucciones, como columnas y tabiques. La exactitud de las lecturas de asentamientos obtenidas con el nivel común no supera en general a unos 3 mm.

Se obtiene una mejor exactitud y una mayor conveniencia de observación, en particular en los lugares obstruidos, utilizando el nivel de agua que se indica en la figura 66 2a (Terzaghi, 1938b). Consiste en dos tubos de vidrio unidos entre sí por una manguera de goma, llenos de agua. En cada tubo de vidrio, la posición del nivel del agua se mide utilizando un micrómetro a tornillo. Como las distancias verticales z_0 son constantes e iguales para ambos tubos, la medición de z_1 y z_2 por medio del tornillo micrométrico provee la diferencia de elevación entre dos puntos como igual a $z_1 - z_2$. El error inherente al uso de este dispositivo es aproximadamente de 0,005 cm. Con el objeto de eliminar errores sistemáticos y proveer un control de las lecturas individuales, es deseable determinar la diferencia de elevación entre dos puntos de medición con los tubos de vidrio en una posición y después repetir las operaciones con los tubos de vidrio intercambiados. Debe tenerse cuidado de que toda la manguera esté al sol o en la sombra, pues la diferencia de densidad del agua, causada por la dife-

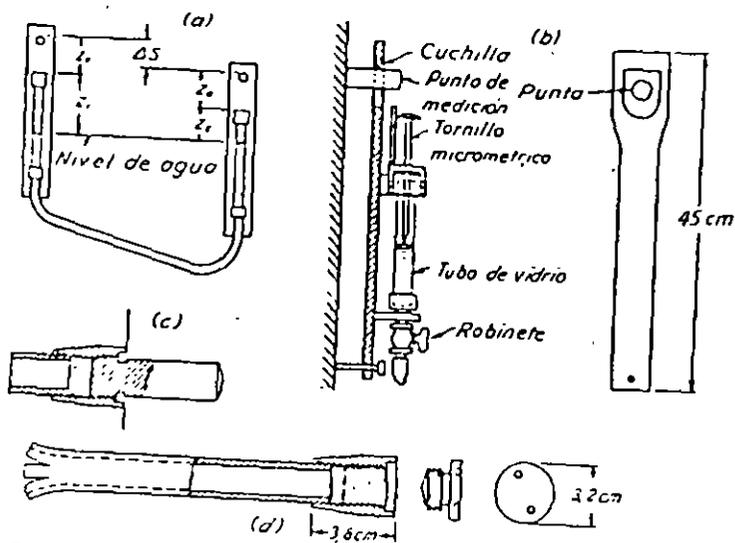


Fig. 66 2. (a) Diagrama esquemático de un nivel de agua; (b) detalle de los tubos de vidrio y del tornillo micrométrico utilizados para medir; (c) punto de observación; (d) detalle de la tapa de protección utilizada antes de empotrar el caño en su lugar (según Terzaghi, 1938b).

rencia de temperatura, puede introducir un error considerable. Diferencias en la presión atmosférica en los tubos pueden también conducir a errores significativos. Eliminando los micrómetros a tornillos y leyendo el nivel del agua con una escala graduada adosada al tubo de vidrio, se obtiene un nivel de agua muy simple que puede leerse con una aproximación de alrededor de 1 mm.

Los puntos de observación ilustrados por la figura 66 2d satisfacen el requerimiento de ser accesibles y permanentes. Consisten en un pequeño trozo de caño embebido totalmente en la pared, cuyo extremo se cubre con un tapón de cobre a ras con la superficie de la misma. Para hacer observaciones de asentamiento se retira el tapón y se reemplaza temporalmente con una extensión cilíndrica (fig. 66.2c).

Cualquiera sea el tipo de instrumento, es deseable hacer un circuito completo que comience en el punto fijo de referencia, incluya a todos los puntos de observación y retorne al punto de referencia. De esta manera se determina el error total cometido. El valor de este error debe siempre incluirse en los registros de los respectivos asentamientos.

Para medir el asentamiento de la cresta de una presa o del fondo de una galería de inspección puede resultar conveniente instalar una cañería permanente equipada a intervalos con tubos verticales transparentes. El nivel del agua en los tubos sirve como un nivel de comparación a partir del cual se determina la distancia vertical al punto de medición situado sobre la estructura o en la cañería misma.

Cualquiera sea la característica del relevamiento de asentamientos sobre algunos puntos elegidos se deben hacer observaciones sistemáticas con intervalos de tiempo suficientemente cortos como para permitir la construcción de adecuadas curvas tiempo-asentamiento para cada uno de ellos. Tan pronto se han instalado los puntos de medición, debe hacerse un relevamiento general antes de iniciar los trabajos de construcción. Si las observaciones tienen por objeto determinar los asentamientos que pudieran causar una excavación o construcción vecina, se deben realizar relevamientos adicionales a intervalos frecuentes, en algunos casos diariamente, mientras la construcción procede en forma activa. Después, los intervalos pueden espaciarse hasta que resulte evidente que los movimientos han cesado. No es, sin embargo, infrecuente que los períodos de reajuste se extiendan por varios meses, o aun un año, de modo que las observaciones no deben interrumpirse prematuramente. Si las observaciones tienen por propósito determinar el asentamiento de una estructura bajo sus propias cargas, el primer conjunto de lecturas debe hacerse antes que las fundaciones soporten carga alguna. Hay que realizar lecturas completas una o dos veces durante la construcción: una vez terminada ésta, cuando actúan todas las cargas de peso propio; tan pronto como se le haya agregado la sobrecarga y, después, por lo menos una vez por año hasta que el asentamiento termina.

Cuando lo que se desea es determinar la fuente de los asentamientos o la distribución de la compresión del suelo a lo largo de líneas verticales, resulta necesario ubicar puntos de observación subterráneos a varias pro-

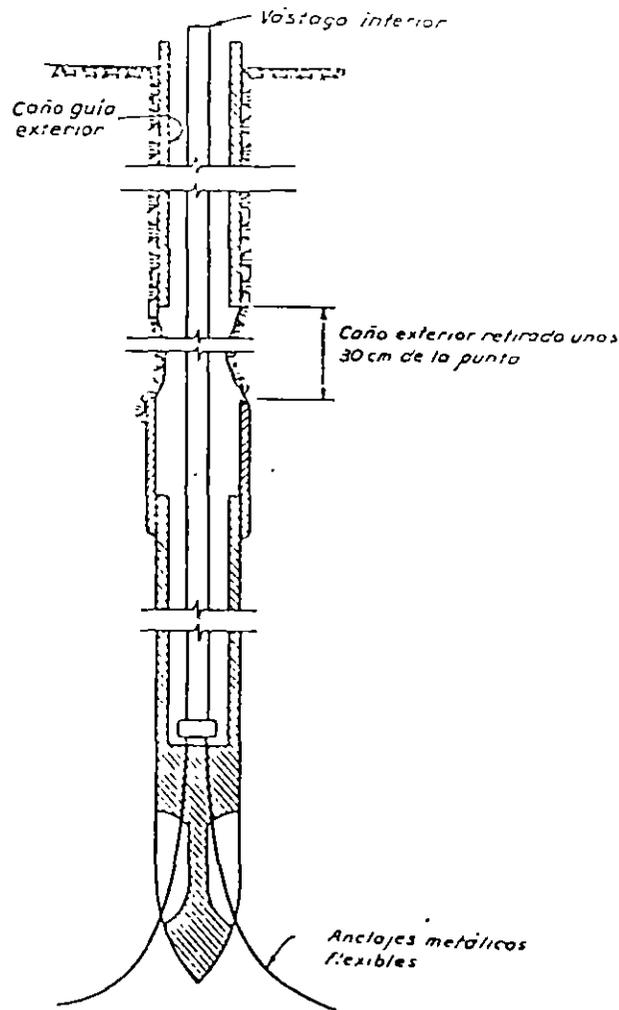


Fig. 66.3. Punto de observación Borros (según Bjerrum et al., 1965).

fundidades. Para establecer un punto de observación subterráneo, se practica una perforación hasta la profundidad necesaria, la que se encamisa con un caño de 2 1/2". Se llena la parte inferior en una altura de unos 0,50 a 1,00 m con hormigón y se hace descender un caño de 1" que se introduce dentro del hormigón mientras éste está fresco. La parte del caño que queda por encima del concreto debe estar bien engrasada. Se retira entonces la camisa hasta que su fondo se sitúe unos 50 cm por encima del hormigón, con lo cual el extremo superior del caño de 1" sirve de punto de medición. La camisa debe ser cubierta con una tapa adecuada para proteger la parte

superior del caño de 1". Un tipo conveniente de punto de medición subterráneo lo constituye el dispositivo llamado *punto Borros* (Bjerrum et al., 1965), que se caracteriza porque la barra interior se prolonga en su parte inferior en tres anclajes flexibles que pueden forzarse dentro del terreno para formar un soporte que impida el movimiento entre el fondo del punto de medición y el suelo circundante (fig. 66.3).

Antes de instalar puntos de observación deben realizarse perforaciones exploratorias que permitan una visualización de las fuentes del asentamiento. Por lo menos hay que instalar un punto de observación en el límite superior y otro en el límite inferior de cada estrato que pueda contribuir al asentamiento.

En muchos casos es necesario determinar el asentamiento de la base de un terraplén debido a la compresión del suelo inferior, sabiendo que la compresión del propio terraplén es insignificante. Bajo estas circunstancias, se instalan comúnmente *asentímetros de placa* (fig. 66.4) sobre la superficie del terreno natural antes de iniciar la construcción del terraplén. El tamaño de la placa depende de la compresibilidad y uniformidad de los materiales superficiales situados debajo del terraplén. La placa va provista de una pestaña a la cual se une un trozo de caño usualmente de 1,50 m de longitud. A medida que se levanta el terraplén se agregan trozos adicio-

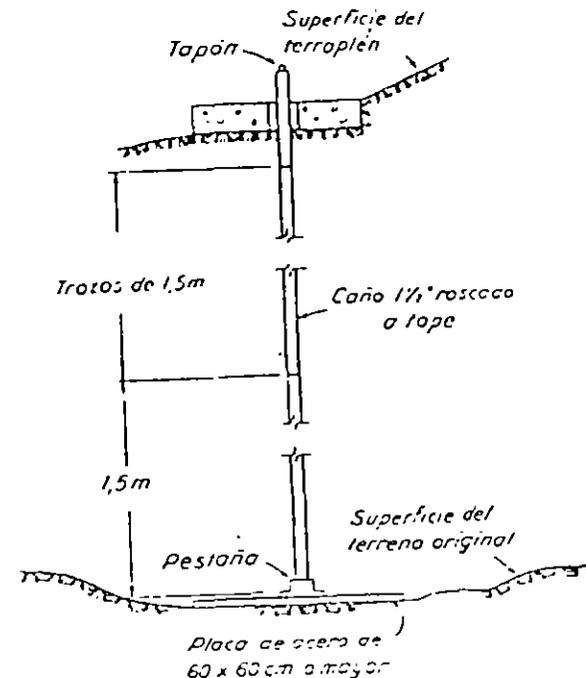


Fig. 66.4. Asentímetro de placa para determinar el asentamiento de la base de un terraplén.

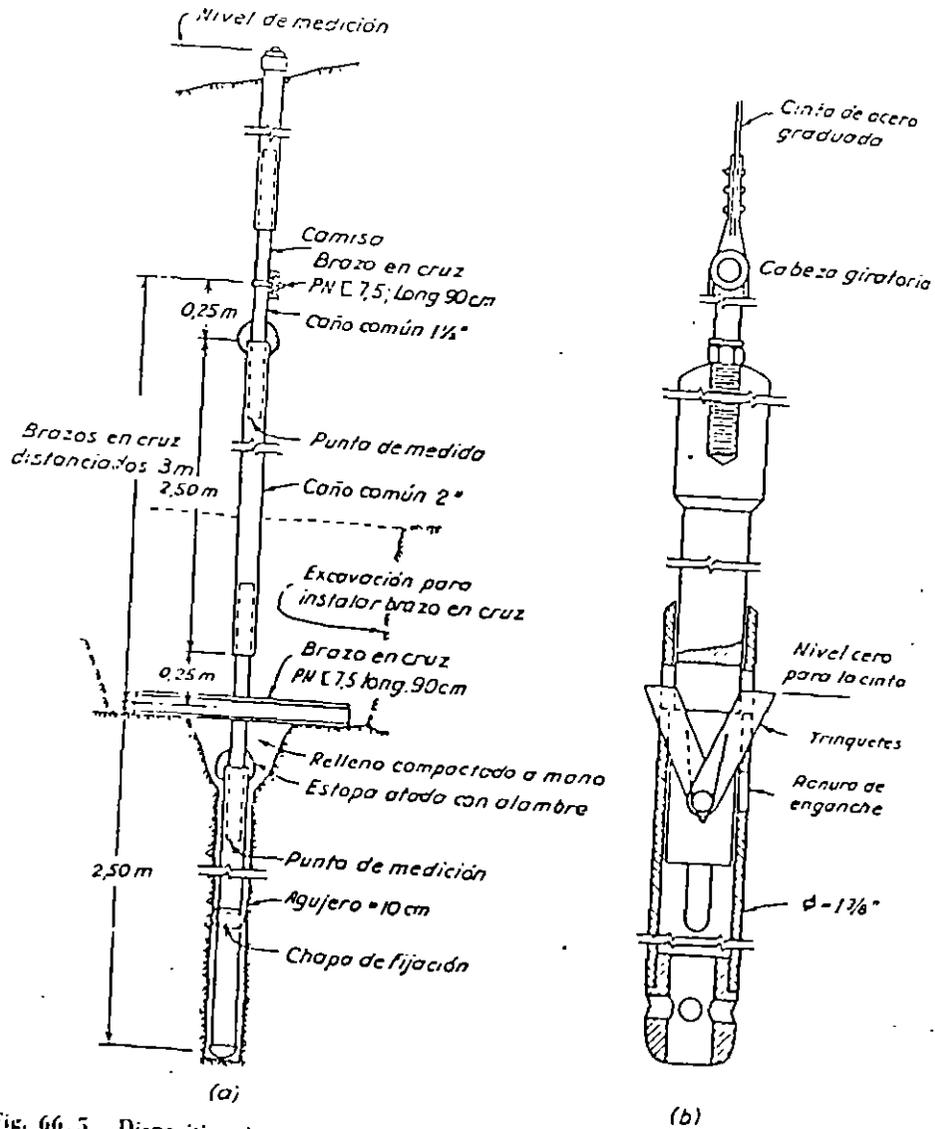


Fig. 66.5. Dispositivo desarrollado por el U.S. Bureau of Reclamation para medir asentamientos dentro de un dique. (a) Disposición de los brazos en cruz; (b) torpedo para medir (según U.S.B.R., 1963).

ales de caño, determinando antes de cada prolongación el nivel del último trazo instalado e inmediatamente después la elevación de la parte superior del nuevo agregado. De esta manera se obtiene el asentamiento producido por el incremento del peso del terraplén. Como la elevación del caño sobre el nivel de trabajo interfiere con las operaciones de terraplenado y com-

pactación, alrededor de cada asentimetro el terraplén debe colocarse y compactarse a mano. La exactitud de los resultados que se obtienen con este tipo de medición es del orden de 1 cm.

Cuando se trata de la construcción de presas de tierra y otros terraplenes de gran altura, el asentamiento producido por compresión del propio terraplén puede ser tan importante como el originado por la fundación. La instalación de un conjunto de placas para medir el asentamiento a distintos niveles produciría la información requerida pero interferiría mucho con la colocación del terraplén. Por ello, se han desarrollado asentímetros múltiples que permiten la observación a distintos niveles utilizando una única instalación. La figura 66.5a muestra uno de estos dispositivos, que ha sido desarrollado por el U.S. Bureau of Reclamation, el que consiste en una serie de caños dentro de los cuales, a intervalos de 1,50 ó 3 m, se insertan otros que llevan brazos en cruz que cumplen la función de las placas de asentamiento. La posición de los caños menores deslizantes, y por tanto el nivel de los brazos en cruz, se determinan y miden por medio de un torpedo (fig. 66.5b) que contiene un conjunto de trinquetes que se engranan en la parte inferior del tubo deslizante (USBR, 1963). El dispositivo ha sido usado exitosamente en muchos grandes diques.

Los asentamientos que se producen en el interior de un terraplén también pueden medirse utilizando un dispositivo en nivel de agua (Mallet y Pacquant, 1951). Este aparato (fig. 66.6) elimina la necesidad de instalar caños de elevación en el terraplén que interfieren con las operaciones de construcción. Aun cuando el principio de este dispositivo es simple, se requiere una atención meticulosa respecto a los detalles, si es que se desean obtener resultados satisfactorios. La presencia de burbujas de agua en las líneas conduce a errores intolerables, que deben evitarse haciendo circular agua a través de las cañerías antes de efectuar una observación. La cámara de desborde situada en correspondencia con la célula de observación debe ser purgada a presión atmosférica. Como la mayoría de los terraplenes altos experimentan no sólo un asentamiento sino un ensanchamiento horizontal, los conductos que van desde la célula hasta el punto de medición deben poder acomodarse a los movimientos sin llegar a su rotura. La exactitud de las mediciones no es usualmente mayor de 1 cm.

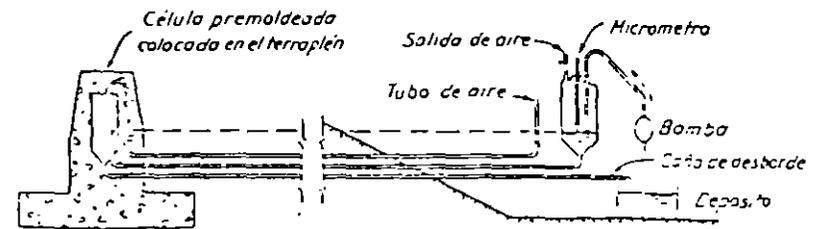


Fig. 66.6. Nivel de agua para medir el asentamiento de un punto en el interior de una presa (según Mallet y Pacquant, 1951).

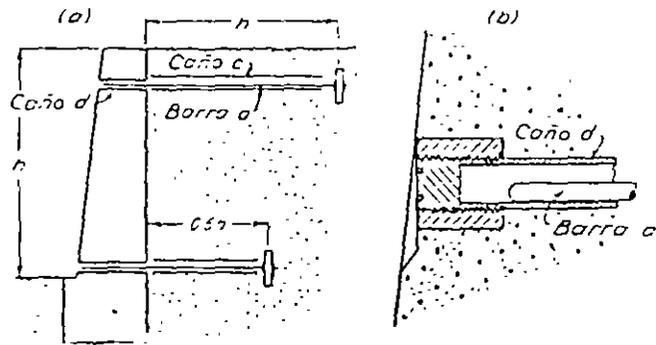


Fig. 66.7. (a) Diagrama de instalación para observar el movimiento de un muro de sostenimiento; (b) detalle de la barra de medición y del tapón de protección en la cara del muro.

Observación de desplazamientos horizontales de estructuras

Este grupo de mediciones comprende la observación del desplazamiento de la cresta de muros de sostenimiento o ataguías y de la inclinación de tal tipo de estructuras.

La medición de los desplazamientos horizontales a lo largo de una línea, como la cresta de una ataguía, requiere el uso de un buen teodolito con una sólida fundación para apoyarlo mientras se realizan las observaciones y, al menos, dos puntos fijos a los cuales se pueda dar fe como referencia del registro que se realiza. De preferencia, el teodolito debe instalarse de tal manera que las lecturas se puedan realizar sosteniendo horizontalmente una regla graduada contra los puntos de medición. Con el uso de este procedimiento es posible hacer lecturas con una precisión de alrededor de 2 mm. Al seleccionar la posición de la fundación sólida para soportar el teodolito, debe tenerse en cuenta la probable magnitud del desplazamiento anticipado.

Los desplazamientos horizontales de los muros de sostenimiento pueden medirse por medio de un teodolito en la forma en que se describió en el párrafo anterior. Se pueden, empero, obtener mediciones más exactas con menos esfuerzo mediante la ayuda de barras horizontales dispuestas como lo muestra la figura 66.7. Uno de los extremos de cada barra se ancla en una parte estacionaria del terreno a una distancia considerable del muro de sostenimiento. La parte media de la barra se coloca dentro de un caño *c* y el extremo exterior en un caño *d* embebido en el muro a observar.

Se mide la distancia entre el extremo frontal del caño que sirve como punto de referencia y el extremo libre de la barra. Si se requiere una gran exactitud, la regla que se usa para medir la distancia puede equiparse con un vernier.

Si los desplazamientos se deben totalmente a un movimiento de inclinación pueden observarse utilizando una plomada, ya que los despla-

mientos angulares producen un cambio en la distancia que separa un punto de observación colocado en la pared y la posición de la plomada libremente suspendida. En presas de hormigón se han utilizado también extensamente inclinómetros de diferente diseño, los que permiten medir con gran precisión la inclinación producida.

Observación de la distorsión de taludes

Estas observaciones sirven para detectar el peligro de un deslizamiento. La medición de la deformación progresiva de los taludes se torna difícil porque la capa superior del suelo tiene la tendencia a deformarse por fluencia lenta o *creep*; aun cuando el talud en su conjunto posea adecuada estabilidad. En climas moderados, la fluencia lenta puede extenderse hasta una profundidad de 1 m, de modo que se torna necesario impedir el contacto entre la barra de referencia enterrada en el talud y el suelo en un espesor de 1 m, medido desde la superficie del talud. Uno de los varios métodos utilizados para detectar el movimiento de un talud consiste en practicar un hoyo de 4" a 6" de diámetro hasta una profundidad de 1,50 m y encami-sarlo. Se introduce luego un caño de observación de 2" de diámetro, que se hinc 1 m por debajo del fondo del hoyo. El extremo superior del caño de observación debe sobresalir ligeramente por encima de la camisa, pero no extenderse demasiado a fin de que se lo pueda proteger por medio de una tapa roscada a la camisa. El desplazamiento horizontal del caño se mide con un teodolito como se explicó anteriormente. Para facilitar las mediciones, los puntos de observación deben situarse a lo largo de líneas rectas y las mediciones de desplazamientos horizontales suplementarse con medidas de nivel.

La posición más adecuada para ubicar los puntos de observación en relación con el talud depende de si se anticipa una rotura de talud o una rotura por la base. Si se anticipa una rotura de talud como probable, los caños suelen colocarse como se indica en la figura 66.8a, siendo en cambio la disposición de la figura 66.8b más satisfactoria para una rotura por la base. En arcilla blanda o plástica solo es necesario considerar roturas por la base.

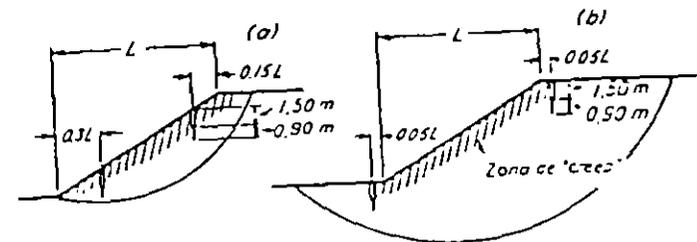


Fig. 66.8. Posición de los puntos de observación para detectar el movimiento de un talud. (a) Si se espera un deslizamiento por un círculo de pie; (b) si puede producirse una rotura por la base.

OBSERVACIONES DE COMPORTAMIENTO

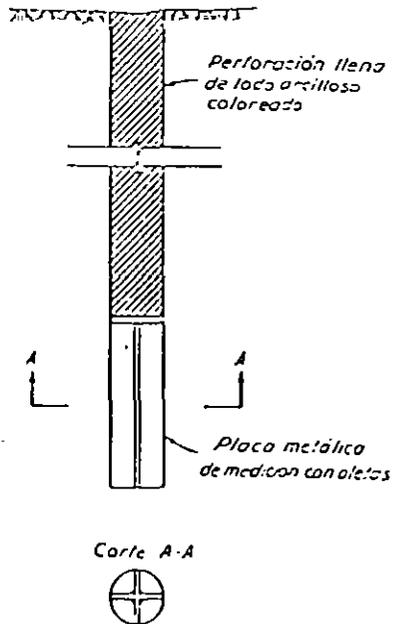


Fig. 66.9. Punto de observación para medir levantamiento.

Cuando durante la excavación de un corte a cielo abierto existe la posibilidad de una rotura por la base, para detectarla se pueden establecer puntos de observación subterráneos, colocados un poco por debajo del nivel de excavación. Una rotura por la base va siempre precedida por una marcada elevación del fondo del corte, de modo que, si se observa tal levantamiento, se pueden tomar medidas antes que ocurra un accidente. Para estas observaciones solo se necesitan lecturas de nivel.

La figura 66.9 ilustra un tipo especial de punto de observación. Consiste en una placa fijada a cuatro hojas que se hunden en el terreno en el fondo de un hoyo o perforación (Bjerrum et al., 1965). Las paredes de la excavación se mantienen abiertas con una mezcla de bentonita y agua coloreada con un pigmento que permite encontrar el hoyo a medida que la excavación avanza. El levantamiento se mide bajando una barra de longitud conocida a través del relleno blando hasta que hace contacto con la placa para determinar la elevación del extremo superior de aquella. En ciertas instancias, debido a las condiciones de trabajo, resulta difícil localizar el relleno coloreado, pero excluida esta dificultad la observación se puede realizar con una precisión del orden de 2 mm.

Los movimientos horizontales que preceden o van asociados con la inestabilidad de los taludes pueden también ser investigados por relevamientos sucesivos de la forma y posición de tubos verticales flexibles instala-

ART. 66 MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

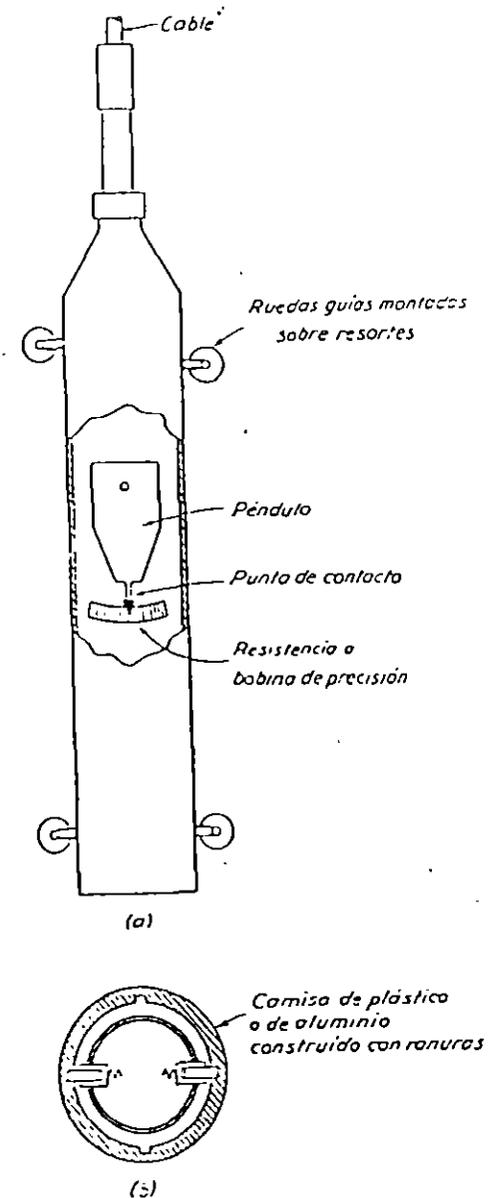


Fig. 66.10. Diagrama esquemático del inclinómetro Wilson. (a) Vista del instrumento; (b) sección transversal mostrando el instrumento dentro de las ranuras de la camisa (según Wilson y Hancock, 1960).

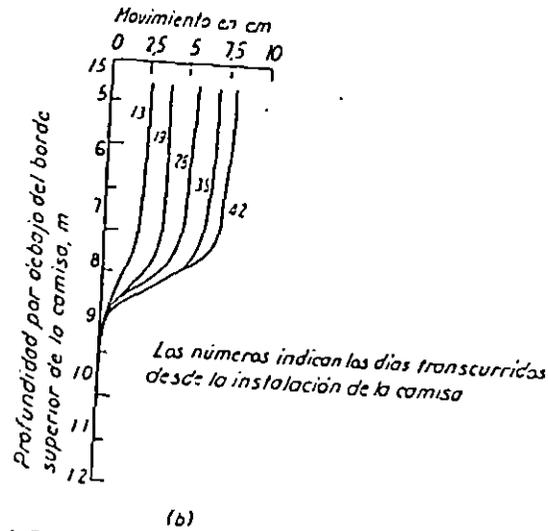
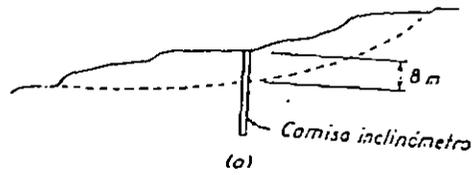


Fig. 66.11. (a) Sección transversal de un deslizamiento en Hawaii mostrando la posición de la camisa del inclinómetro; (b) resultado de una serie de observaciones que muestran que la zona del movimiento se concentra a una profundidad de 8 m.

lados en el terreno. Los relevamientos se practican haciendo descender un dispositivo que contiene un péndulo que indica la desviación del tubo-camisa respecto a la vertical. Se realiza inicialmente un relevamiento de las desviaciones respecto a la verticalidad a intervalos poco espaciados, y tomando éstos como lecturas iniciales, se repiten relevamientos sucesivos para determinar los cambios de inclinación experimentados a los mismos niveles. Los cambios de inclinación se pueden integrar para determinar la desviación que el tubo-camisa ha experimentado en el período de tiempo pasado entre dos conjuntos de lecturas. Se han desarrollado varios tipos de inclinómetros sensibles (Koch et al., 1952; Wiegmann, 1954; Wilson y Handcock, 1960). La exactitud de las observaciones no está limitada por la sensibilidad de los inclinómetros, sino por el hecho de que las sucesivas lecturas se realicen con la misma orientación del instrumento y en el mismo punto del caño-camisa. El dispositivo más ampliamente usado para satisfacer este requerimiento estriba en usar una camisa con acanaladuras guías en las cuales las observaciones se realizan por medio del inclinómetro de Wilson.

El inclinómetro está constituido por un péndulo cuyo extremo inferior hace contacto con una bobina subdividida en dos resistencias que forman una mitad de un puente de Wheatstone. La otra mitad está contenida en una caja portátil de control, que incluye un potenciómetro de precisión cuyas lecturas son proporcionales a la inclinación del instrumento en el plano del péndulo. El instrumento (fig. 66.10a) lleva cuatro ruedas montadas sobre resortes en el plano del péndulo, que se desplazan a lo largo de las acanaladuras de la camisa. La camisa en sí misma está constituida de plástico o de aluminio anodizado, con un diámetro interno de 2 7/8". Contiene dos conjuntos de ranuras en planos perpendiculares entre sí (fig. 66.10b) que permiten orientar al instrumento en los sucesivos registros. Cada conjunto de observaciones implica la lectura en los dos planos mencionados, de modo que se puede determinar la inclinación resultante.

La figura 66.11 muestra los resultados de una serie de observaciones realizadas en el lugar de un deslizamiento. La posición de la superficie de deslizamiento y la velocidad de desplazamiento se muestran claramente. La exactitud en la medida de los desplazamientos depende de la forma de la camisa curvada. Cuando el desplazamiento se produce dentro de un espesor del orden de los 50 cm, el movimiento de la parte superior de una camisa de 30 m de profundidad con respecto al fondo puede determinarse con una exactitud del orden de 1 cm. En cambio, si las distorsiones se extienden sobre una zona que tiene un espesor de 3 ó más metros, la exactitud puede ser solo del orden de 2,5 cm.

Observaciones sobre la deformación de túneles y alcantarillas flexibles

Si el revestimiento temporario de un túnel o alcantarilla aproximadamente circular está formado de anillos o costillas cerradas, se puede obtener una información valiosa respecto a las presiones que ejerce la tierra midiendo varios diámetros de una sección dada inmediatamente después de instalado el revestimiento y a intervalos regulares de tiempo posteriormente. Resulta en general más conveniente medir los diámetros horizontal y vertical y dos diámetros inclinados a 45°. Las mediciones se pueden realizar utilizando una cinta metálica.

La medición de la deformación gradual de revestimientos permanentes de túneles, como secciones tubulares de hormigón, requiere un método más

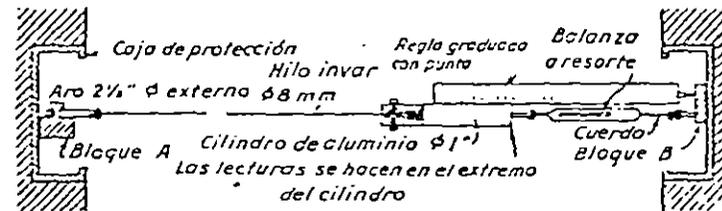


Fig. 66.12. Dispositivo para observar el cambio de diámetro de revestimientos permanentes de túneles tubulares.

uno de estos dispositivos bajo distintas condiciones, a fin de posibilitar una decisión sobre los tipos más adecuados para cada caso particular.

Piezómetros abiertos o pozos de observación

Si el coeficiente de permeabilidad k es mayor de aproximadamente 10^{-4} cm/seg. valor éste que corresponde a una arena fina limpia o ligeramente limosa, la medición de la presión de poros se puede realizar por medio de pozos de observación. Cuando el estrato acuífero es bastante homogéneo, se pueden hincar o hacer descender por inyección pozos filtrantes del tipo *well point* (artículo 47), de unas 2" de diámetro hasta alcanzar una profundidad bien por debajo de la posición más baja estimada para el nivel freático. Los pozos filtrantes y sus caños de subida sirven como tubos piezométricos en los cuales asciende el agua hasta el nivel que corresponde a la superficie libre o nivel freático. Para hacer mediciones acotadas, es necesario conocer los niveles de los extremos superiores de los caños de subida, ya que los mismos sirven de puntos de referencia. Si no se necesita un alto grado de exactitud, la profundidad a que se encuentra el nivel del agua se puede determinar haciendo descender una varilla de madera después que su superficie ha sido cubierta con una capa de tiza blanca. La tiza que se sumerge se tonaliza. Otro método consiste en bajar un par de conductores pelados en sus extremos inferiores que están ligados a una fuente de potencia y a un galvanómetro que señala cuándo se cierra el circuito por inmersión de los extremos en el agua.

Si el estrato acuífero contiene una o más capas que tienen una permeabilidad relativamente baja, es necesario instalar tubos piezométricos separados que lleguen a cada horizonte permeable. Hay que cuidar que los extremos filtrantes no se hinquen o fuercen a través de las capas poco permeables, debido a que las aberturas de la parte inferior perforada de los mismos pueden obturarse. Más aún, no deben ser colocados dentro de una perforación no encamisada debido a que el diámetro exterior del caño de subida puede resultar menor que el diámetro de la perforación. Por ello, es aconsejable practicar y encamisar ajustadamente una perforación de unas 6" de diámetro, que se extienda desde la superficie hasta un punto cercano al límite inferior del horizonte que se desee investigar. El metro inferior debe llenarse con arena limpia que tenga un tamaño efectivo dos o tres veces mayor que el de la arena del subsuelo, para luego insertar dentro de la misma un tubo de 1" hasta hacerlo penetrar por empuje unos 30 cm dentro de la arena. Como alternativa, se puede bajar al fondo de la perforación un extremo filtrante tipo *well point* para luego echar arena dentro de la misma hasta que se haya formado un filtro de aproximadamente 1 m de altura que rodee y tape el extremo filtrante. Durante esta operación es muy importante mantener una corriente continua de agua hacia la perforación, a fin de evitar que las aberturas del filtro resulten obturadas con materiales de arrastre de la perforación. Se levanta luego la camisa, hasta llegar un poco por debajo de la superficie superior de la capa permeable, y se agrega más arena. Desde este nivel hasta un punto situado un poco por encima del

estrato débilmente permeable, la perforación se obtura con un material impermeable a medida que se levanta la camisa. El material de obturación puede estar constituido por arcilla bien compactada, con un contenido de humedad intermedio entre el límite plástico y el límite líquido, depositada dejando caer de a poco pequeños trocitos o bolitas a medida que se compacta cuidadosamente. Después de haber colocado cierto espesor de arcilla, puede resultar más expeditivo sellar la perforación utilizando una lechada espesa de cemento portland. Cualquiera sea la solución adoptada, se necesita una inspección cuidadosa para evitar que el descuido llegue a arruinar la instalación.

En materiales menos permeables, el tiempo de reacción de un piezómetro abierto ordinario puede tornarse excesivo. Se reduce aumentando el área de contacto entre el filtro y el suelo circundante lo más posible y reduciendo el diámetro del caño de subida a la mínima dimensión para la cual aún se puede sondear con exactitud. Más aún, en suelos débilmente permeables, la presencia de burbujas de gas en el filtro, el extremo poroso, y en otras partes del aparato aumenta el tiempo de reacción, de modo que, teniendo en cuenta que por acción electrolítica sobre los metales se facilita la formación de gas, resulta ventajoso eliminar en este caso todo elemento metálico. A. Casagrande ha propuesto un piezómetro que es extensamente usado, en el cual se han incorporado todos estos refinamientos.

El piezómetro Casagrande (fig. 68.1) consiste esencialmente en un extremo tubular poroso instalado a la profundidad a la cual se desea medir la presión de poros, que está ligado a un caño de elevación en el cual se observa o se mide el nivel que alcanza el agua. El extremo inferior o punta está constituido de un cilindro hueco poroso, formado de material cerámico de grano fino de una longitud variable entre 30 y 60 cm, con un diámetro exterior de $1\frac{1}{2}$ " y uno interior de 1". El tubo de elevación es de material plástico con un diámetro exterior de $\frac{1}{2}$ ". El dispositivo no utiliza ningún material metálico. Para que exista una gran superficie de contacto entre el instrumento y el suelo, el tubo poroso se embebe en una columna de arena permeable que debe cumplir con la condición de ser filtro del material en que se desea medir la presión de poros.

El piezómetro se instala dentro de una perforación cuya parte inferior se obtiene hincando una camisa de 2" de diámetro y 3 m de longitud, formada por un solo caño sin cuplas ni zapato, que se limpia luego sin llegar a lavar por debajo de su extremo. De esta manera se asegura un estrecho contacto entre la camisa y el suelo. A medida que se vuelca la arena filtrante y se coloca el piezómetro en posición, el caño se levanta aproximadamente 1.5 m. El tubo de elevación de plástico se sella contra el interior de la camisa por medio de dos capas de bentonita, introducida en la misma en forma de holitas plásticas de aproximadamente 1 cm de diámetro, que se dejan caer y apisonan con un peso cilíndrico especial provisto de una parte hueca central que permite su desplazamiento hacia arriba y hacia abajo a lo largo del tubo de elevación.

Los detalles de la forma en que tiene que practicarse la instalación han sido elaborados con gran cuidado (Casagrande, 1949, 1958) y deben

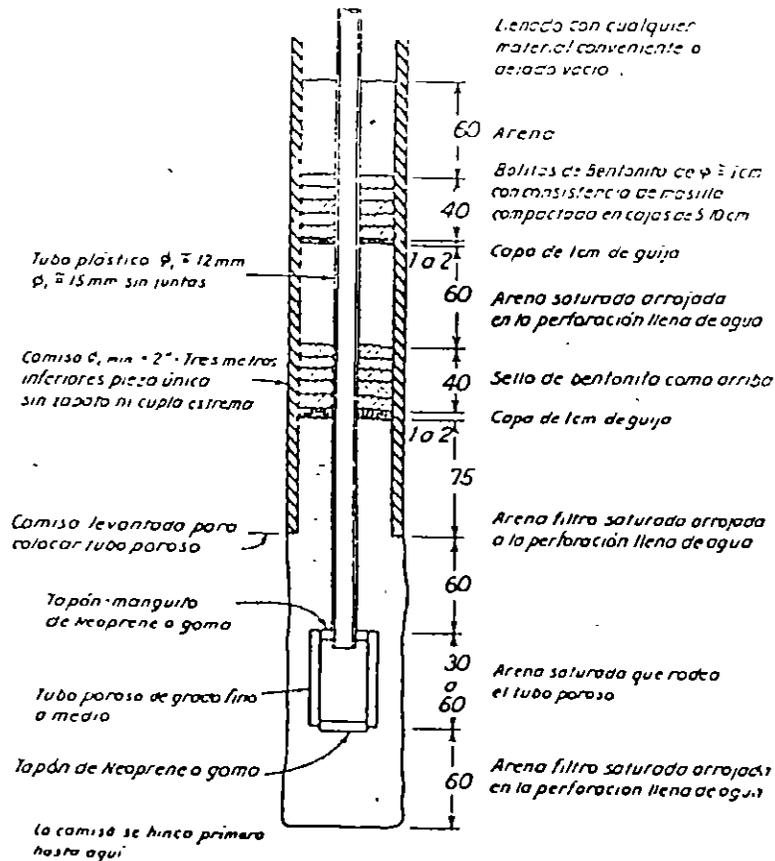


Fig. 68 1. Piezómetro abierto tipo Casagrande (según A. Casagrande, 1949).

seguirse en forma estricta, a menos que las condiciones locales requieran o justifiquen desviaciones. Bajo ciertas condiciones, el lento y tedioso procedimiento de formar los sellos de bentonita puede ser remplazado por el uso de una mezcla de caolinita y AM-9 de endurecimiento relativamente rápido (Lambe, 1959).

La posición del nivel freático se puede observar por medio de una sonda a cable formada por dos conductores aislados expuestos en su extremo inferior. Se hace descender el cable dentro del tubo de elevación hasta que los extremos expuestos hacen contacto con el agua, en cuya circunstancia se cierra un circuito eléctrico, cierre que es acusado por un galvanómetro. Para mantener el cable en estado tirante se arrolla un alambre en forma de espiral en su parte inferior. Hay que tener cuidado de que la presencia de gotas de agua adheridas a las paredes del caño de elevación dé una falsa indicación del nivel freático. Se puede construir una sonda

más refinada utilizando un cable protegido con una cubierta de material plástico, como el que se utiliza para micrófonos (A. Casagrande, 1958).

El procedimiento de trabajo cuidadoso elaborado y delicado que es necesario seguir para asentar el piezómetro de Casagrande puede evitarse bajo condiciones favorables del subsuelo, usando dispositivos que se prestan para ser introducidos por empuje en el terreno. El piezómetro Geonor (fig. 68.2) es representativo de un dispositivo de este tipo. Está sellado en su parte inferior por una punta común metálica que facilita la introducción del piezómetro. La parte permeable está constituida por un cilindro de bronce poroso que tiene el mismo diámetro externo que la parte superior de la punta cónica, diámetro que a su vez es igual al de las barras normales de sondeo tipo E, las que se utilizan por tanto para hacer penetrar por empuje, o con gatos, el instrumento en el terreno. Para mantener el tiempo de reacción del piezómetro, el elemento poroso es relativamente largo, y

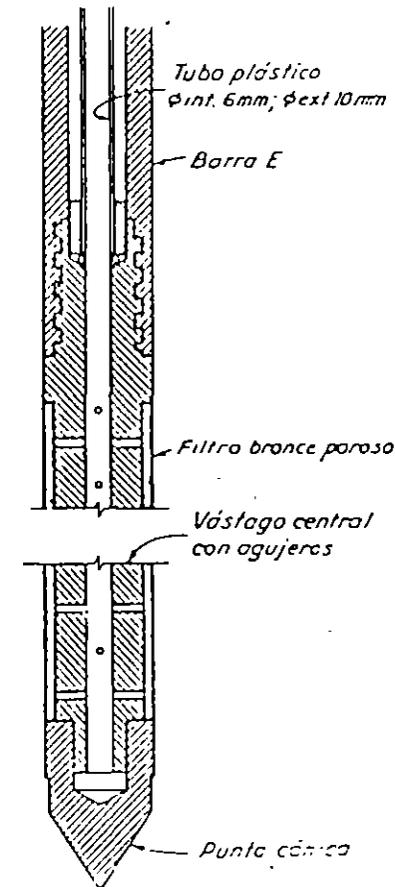


Fig. 68 2. Piezómetro abierto tipo Geonor (según Bjerrum et al., 1963).

los tubos plásticos tienen el menor diámetro con el cual es aún posible realizar un sondeo fehaciente. En suelos blandos el piezómetro puede introducirse por empuje en toda su longitud. En los suelos más resistentes, en cambio, hay que practicar una perforación hasta una cierta profundidad y luego introducir el piezómetro por empuje por debajo de la misma en la longitud necesaria para asegurar un buen sellado del piezómetro y las barras de sondeo.

Sistemas hidráulicos cerrados

Un tubo de elevación puede ser convertido en un sistema hidráulico cerrado colocando un manómetro en su extremo superior, siempre y cuando la posición de equilibrio en el nivel del agua dentro del tubo esté por encima del nivel del manómetro. Sin embargo, si se exceptúan los suelos permeables, el tiempo de reacción del piezómetro no suele reducirse apreciablemente, a menos que todas las partes del sistema estén completamente llenas de agua, debido a que la compresibilidad de las inclusiones —gases, burbujas de aire o vapor de agua— es tan grande que se necesita una fluencia sustancial de agua para producir una respuesta. Más aún, si bien un sistema cerrado puede teóricamente medir por lo menos una pequeña presión negativa, la tendencia del aire a salirse de su estado de solución, o del gas a acumularse, con frecuencia torna un sistema inicialmente saturado en un dispositivo que no responde. Por ello, los sistemas cerrados idóneos para medir presiones pequeñas o negativas van comúnmente provistos de medios para eliminar el aire acumulado dentro de su circuito.

La figura 68.3a muestra el dispositivo desarrollado por el U. S. Bureau of Reclamation para medir las presiones de poros en diques de tierra y otros terraplenes, el cual es extensamente usado por muchas organizaciones (U S B R, 1963). Está constituido por una punta plástica, en la cual se hallan embudidos discos porosos, a través de los cuales la presión de los poros se transmite al sistema de medición. Los discos conducen a una cámara de la cual parten dos tubos plásticos. Estos tubos permiten la circulación de agua desaireada a través de la punta con el objeto de arrastrar y extraer las burbujas de aire existentes en el sistema. La punta se coloca en una cavidad, excavada por debajo de la superficie del terraplén durante su construcción, y los tubos plásticos se disponen en zanjas prácticamente horizontales que conducen a una casilla de medición colocada normalmente en el talud agua abajo de la presa. En la casilla de medición están situados los manómetros y una bomba para hacer circular agua desaireada. Con objeto de hacer una observación, el agua se hace circular a través del sistema hasta haber extraído todo el aire libre, en cuyo momento se cierra la línea de circulación y se conecta el sistema a los manómetros, los que a su vez han sido desaireados. Si esta desaireación se ha realizado con éxito, los manómetros prontamente alcanzan el estado de equilibrio.

La experiencia derivada con este tipo de sistemas hidráulicos ha sido en general satisfactoria, excepto por la dificultad de que hasta hace poco. Cada vez que se observaban presiones de poros negativas, la medición efec-

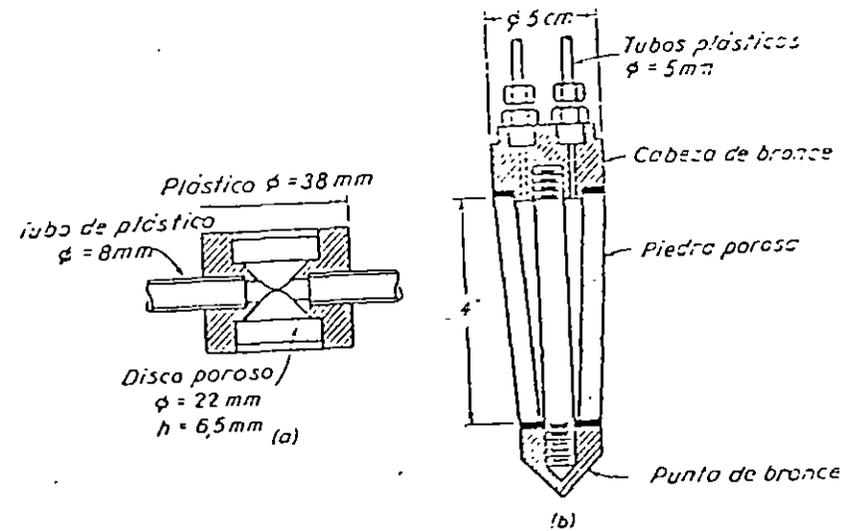


Fig. 68.3. Piezómetros hidráulicos cerrados. (a) Punta plástica para terraplenes tipo USBR (según USBR, 1963); (b) punta tipo Bishop (según Bishop et al., 1960).

tuada se refería, probablemente, más a la presión del aire contenido en los poros que a la presión del agua. Esta situación era una consecuencia del uso de piedras porosas con un valor demasiado bajo de la presión característica de paso de aire y ha sido subsanada en instalaciones recientes. Un inconveniente práctico serio lo constituye la vulnerabilidad de los tubos plásticos, que pueden ser fácilmente dañados durante la construcción. Más aún, a menos que se tomen medidas adecuadas, los tubos pueden también resultar dañados por las deformaciones propias del terraplén, en especial las que causan su estiramiento horizontal. Si la longitud de los tubos entre la punta porosa y la casilla de mediciones es muy larga, el cambio de volumen del tubo puede aumentar el tiempo de reacción.

Se han desarrollado varias modificaciones al piezómetro tipo USBR. La que muestra la figura 68.3b (Bishop et al., 1960) tiene por objeto reducir al mínimo la necesidad del lavado para extraer el aire. Está provisto de un tubo cerámico que tiene un valor de la presión característica de paso de aire del orden de los 2 kg/cm² y es cónico para mejorar el contacto inicial con el suelo cuando la punta se coloca dentro de un agujero formado previamente en el terraplén utilizando una estampa cónica de acero. Como algunas variedades de tubos plásticos son ligeramente permeables al aire y otras al agua, y teniendo en cuenta además que algunas poseen una rigidez que es más bien deficiente y tienden a distorsionarse con el tiempo, la elección del tubo de plástico más adecuado merece atención especial (Bishop et al., 1964). Las instalaciones de estos dispositivos en los núcleos impermeables

de varios diques de tierra estaban aún operando en forma exitosa en 1964, después de cuatro años, y requerían ser desaireadas solamente una vez por año.

La necesidad de obtener un sello adecuado alrededor del tubo plástico, para evitar la existencia de caminos permeables que pudieran alterar la distribución de las presiones de poros cerca del punto de medición, se torna más vital con la disminución de la permeabilidad del suelo. Las zanjas que contienen los tubos de los piezómetros tipo USBR deben ser llenadas y compactadas a mano, en particular en la parte impermeable del dique o terraplén. El relleno a utilizar debe consistir en arcilla plástica, con una humedad por encima de la óptima de Proctor. Cuando los piezómetros se instalan dentro de perforaciones se deben seguir procedimientos similares a los descritos para el piezómetro tipo Casagrande. Se necesita un cuidado especial para asegurarse de que las dos líneas de tubos que forman parte del mismo piezómetro estén suficientemente separadas entre sí como para permitir la colocación de material de sellado alrededor de cada tubo.

Piezómetros eléctricos

En principio es dable construir un piezómetro con un retardo hidrostático extremadamente pequeño, recurriendo a una cámara estanca separada de la punta porosa por un diafragma cuya deformación se mide con un extensómetro de lectura remota a través de un circuito eléctrico. El comportamiento a largo plazo de la mayoría de estos dispositivos no ha sido satisfactorio, principalmente debido a la inestabilidad elástica y a la deformación plástica lenta de los extensómetros eléctricos, o de los cementantes utilizados para pegarlos a los diafragmas, y a la eventual entrada de agua en la cámara estanca. Estas y otras dificultades son similares a las tratadas en el artículo 67 al estudiar las células de presión.

Hasta ahora, el mejor registro de comportamiento lo proveen los piezómetros que contienen extensómetros de alambre o cuerda vibrante (artículo 67). La fig. 68.4 muestra el piezómetro Maihak, provisto de una cuerda vibrante (Brooker y Lindberg, 1965). Para la mayoría de las instalaciones, la piedra porosa ha estado formada de metal poroso, saturado con un aceite animal apropiado. Dado que el valor de la presión característica de paso de aire de estas puntas es más bien bajo, del orden de $0,1 \text{ kg/cm}^2$, es probable que en las instalaciones realizadas en suelos no saturados se haya medido más bien la presión del aire que la del agua contenida en los poros, en particular si la diferencia entre la presión del aire y la del agua era en el lugar mayor de unos décimos de kilo por centímetro cuadrado. La medición de presiones de poros positivas ha sido satisfactoria.

El remplazo de la punta de metal porosa por otra saturada de agua con un alto valor de la presión de paso de aire debiera permitir la medición de presiones de poro negativas en instalaciones a corto plazo. Sin embargo, como es dable esperar que el aire salga de solución y se acumule en la parte superior de la punta porosa, y como no hay medios disponibles para eliminar

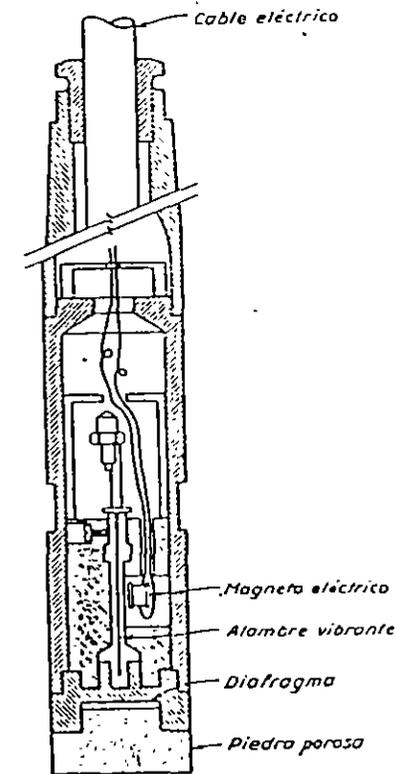


Fig. 68.4. Piezómetro a cuerda vibrante operado eléctricamente (según Brooker y Lindberg, 1965).

el aire por lavado, el dispositivo puede eventualmente comenzar a leer presiones de aire (Bishop et al., 1964).

Se necesita el mismo cuidado para sellar los piezómetros eléctricos en sus hoyos o perforaciones como el que se requiere para los piezómetros hidráulicos de circuito cerrado.

Piezómetros neumáticos

En los piezómetros eléctricos, la presión de poros actúa sobre un diafragma que se deforma, deformación ésta que sirve de elemento de medición. En los piezómetros neumáticos, el diafragma se somete por arriba a una presión de aire que balancea la presión de poros. La sensibilidad del instrumento depende de la magnitud de la deformación del diafragma necesaria para balancear la presión de aire. Se construyen de dos tipos.

En ambos tipos, dos tubos de aire conducen a una cámara situada

detrás de un diagrama flexible. En los *piezómetros a burbuja*, el aire se introduce en el tubo de admisión a una presión que crece lentamente. Mientras la presión de aire es menor que la presión de poros, el diafragma mantiene cerrada la entrada al tubo de salida. Cuando la presión del aire iguala a la presión del agua de los poros, el diafragma se desplaza ligeramente y el aire escapa por el tubo de salida, el que descarga dentro de un recipiente lleno de agua. La aparición de burbujas de aire indica que la presión del agua es igual a la presión del aire inyectado en el tubo de admisión y medida por un manómetro (Warlam y Thomas, 1965).

En un segundo tipo de piezómetro, los tubos de admisión y salida normalmente se comunican entre sí por detrás del diafragma. Cuando se quiere realizar una observación, se aumenta lentamente la presión del aire en el tubo de admisión mientras se mantiene cerrado el de salida. Cuando la presión en la tubería alcanza a la presión del agua de los poros, el diafragma acciona una válvula que bloquea la fluencia de aire entre tubo de admisión y salida. La lectura de un manómetro instalado en la línea de salida proporciona el valor de la presión del agua (Wilson, 1966).

Los piezómetros neumáticos eliminan la necesidad de desairear los tubos de agua y de proteger a éstos y a los manómetros de las heladas. Tampoco necesitan de un circuito eléctrico. Su tiempo de reacción es relativamente pequeño, pero no ha sido aún totalmente evaluado.

Elección del tipo de piezómetro

Como regla, el piezómetro seleccionado para un propósito dado debe ser el más simple de todos los que satisfacen las necesidades del problema en consideración. A medida que aumenta la complejidad del piezómetro o del sistema de medida, se multiplican el costo y las posibilidades de un funcionamiento deficiente y de su eventual rotura.

Ya se hizo mención de la influencia que las restricciones del lugar ejercen sobre el tipo de piezómetro a seleccionar. Pero no solo debe considerarse el tipo de instrumento sino también la relativa facilidad o dificultad para obtener un sellado real y la medida en que la instalación puede interferir con las operaciones de construcción.

En todos los casos, el retardo hidrostático de la instalación merece cuidadosa atención y puede eliminar ciertos tipos de piezómetros. De la figura 68.5 se puede deducir el orden de magnitud del tiempo necesario para obtener una respuesta del 90% con distintos tipos de piezómetros. La significación que puede tener el retardo en la respuesta depende en gran parte de la naturaleza de las fluctuaciones en presión de poros anticipada. Por ejemplo, según la figura 68.5, el tiempo necesario para obtener una respuesta del 90% con un piezómetro a tubo de elevación abierto en un suelo con un coeficiente de permeabilidad de 10^{-7} cm/seg es de unos 5 días. No obstante, el uso de un piezómetro Geonor puede resultar apropiado si el instrumento puede dejarse en posición durante varios días y la instalación tiene por propósito determinar la presión de poros en un depósito

natural donde no se esperan fluctuaciones importantes. Por el contrario, si se intenta un registro detallado de las condiciones piezométricas sobre una gran extensión insertando el instrumento en distintos lugares y esperando en cada lugar el tiempo necesario para alcanzar el equilibrio antes de pasar al siguiente, una demora mayor de unos pocos minutos resultaría intolerable y el instrumento inadecuado. Más aún, si la presión del agua en el punto de medición estuviese sujeta a fluctuaciones diarias, como puede ocurrir con el embalse de una presa para una casa de máquinas, un retardo hidrostático de tres días oscurece completamente las variaciones reales de la presión del agua y las observaciones no tienen valor alguno. Para obtener resultados satisfactorios bajo estas condiciones se necesita una instalación con un retardo no mayor de 30 a 60 minutos y, de acuerdo con la figura 68.5, se necesitará un piezómetro hidráulico a circuito cerrado.

Resulta evidente que es necesario dar a los requerimientos de cada instalación una consideración cuidadosa. Para una elección adecuada del instrumento se necesita un conocimiento detallado de las condiciones del subsuelo y de la forma en que se produce el escurrimiento del agua. Más aún, a menos que la instalación se realice con el máximo de cuidado y con una consideración inteligente de las condiciones del terreno, sin ajustarse ciegamente a reglas establecidas, aun los instrumentos más refinados

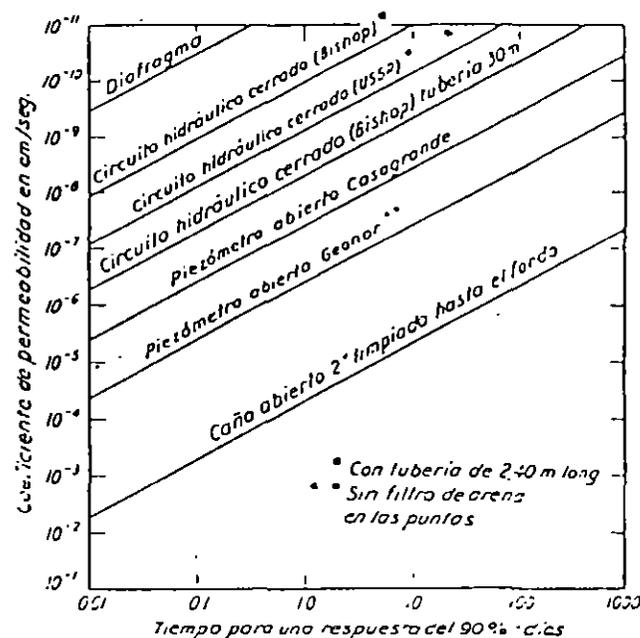


Fig. 68.5. Retardo aproximado de los diferentes tipos de piezómetros (según Horvles, 1951; Penman, 1961; Brooker y Lindberg, 1965, y otros).

pueden conducir a resultados totalmente erróneos o bien dejar de funcionar. Por ello, la instalación de piezómetros, si se exceptúan los suelos homogéneos y permeables, no puede ser delegada al personal corriente sino que debe ser realizada o supervisada en todos sus pasos por una persona experimentada que aprecie el significado de todos los requerimientos necesarios para tener éxito.

Lecturas seleccionadas

En el *Earth Manual* (1963), 1ª edición, reimpression revisada, Denver, págs. 620-672, se proporcionan instrucciones detalladas para la instalación y lectura de los piezómetros tipo USBR. También se describen y proveen instrucciones para instalar piezómetros abiertos del tipo Casagrande, según modificaciones para su uso introducidas por el U. S. Bureau of Reclamation, dando detalles de una sonda eléctrica adecuada para este tipo de piezómetros.

En el Apéndice del artículo de A. Casagrande (1949), titulado "Soil mechanics in the design and construction of the Logan airport", *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, 36, N° 2, págs. 192-221, reimprimido en *Contributions soil mechanics*, 1911-1953, Boston Soc. Civil Engrs., pp. 198-205, se detalla el piezómetro Casagrande y se proporciona el procedimiento, paso por paso, para su instalación.

En la publicación *Pore pressure and suction in soils*, Londres, Butterworths, 1961, se encuentran varios artículos referentes a las presiones de poros y su medición. Este volumen contiene los anales de un congreso organizado bajo la misma denominación por la rama británica de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Fundaciones en 1960.

ART. 69 REGISTRO DE LAS OBSERVACIONES DE OBRA Y DEL TERRENO

Introducción

Los capítulos precedentes han demostrado el papel vital que las observaciones de obra y del terreno tienen en la ingeniería de suelos y fundaciones. No se puede, empero, obtener un beneficio total de tales observaciones a menos que los registros que contienen la información se mantengan de una manera cuidadosa e inteligente. Con frecuencia, se han ignorado mediciones que eran avisos de desastres inminentes debido a que fueron registrados en los libros de obra o en tablas complicadas, o no fueron llevadas a la atención de un ingeniero en posición de apreciar su significado. En muchos casos, información potencialmente valiosa hubo de descartarse como inútil debido a unas pocas omisiones que escaparon a la atención de los observadores en el momento en que se efectuaban los registros. Muchos registros son inútiles debido a que los datos están tan pobremente presentados que resulta demasiado oneroso gastar el tiempo necesario para organizarlos e interpretarlos.

Para ser útiles los registros deben llevarse de tal manera que cualquier ingeniero pueda obtener los datos sin más consulta y sin posibilidad de equivocarse. Los apartados que siguen resumen los requerimientos mínimos que deben cumplir las observaciones de obra y del terreno.

Plano general e información geotécnica

Todo registro de observaciones en el terreno debe contener un plano general que muestre la posición planialtimétrica de cada punto de observación y su relación con los elementos principales de la obra. Una vez que a un punto se le ha asignado una letra o un número, la designación adoptada no debe modificarse, pues el registro del cambio puede llegar a perderse. El plano general debe también contener una descripción completa de los puntos fijos de referencia y sus cotas. Debe, además, mostrar la posición de todas las perforaciones efectuadas.

Las condiciones del subsuelo deben mostrarse en un digesto de los resultados obtenidos representados en una única hoja que contenga perfiles simplificados con la descripción verbal de las formaciones principales, suplementada con valores numéricos representativos de las propiedades pertinentes del suelo.

Dimensiones y datos numéricos

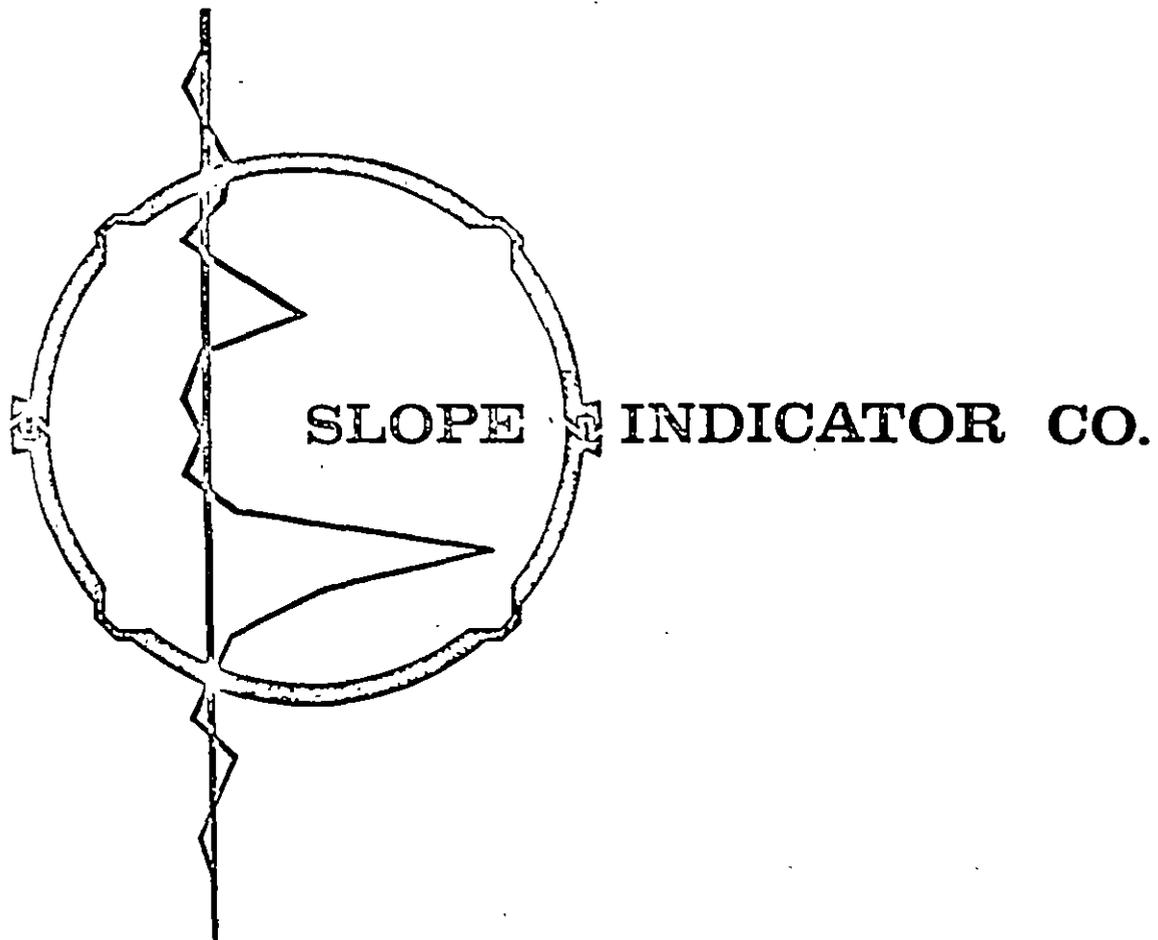
Los resultados de todas las observaciones deben reunirse en un solo documento en forma tabular. El encabezamiento de cada columna de datos numéricos debe contener el significado exacto de la cantidad representada por dichos números. En este aspecto nada debe tomarse por sentado. Hay que recordar que las dimensiones con que se representan los resultados de las mediciones varían de lugar en lugar y en un mismo lugar de tiempo en tiempo.

Los datos numéricos deben ser completos. En un caso se recibió un registro de observaciones piezométricas. Contenia los resultados de las lecturas pero faltaban las cotas de instalación de piezómetros.

Frecuencia de las observaciones

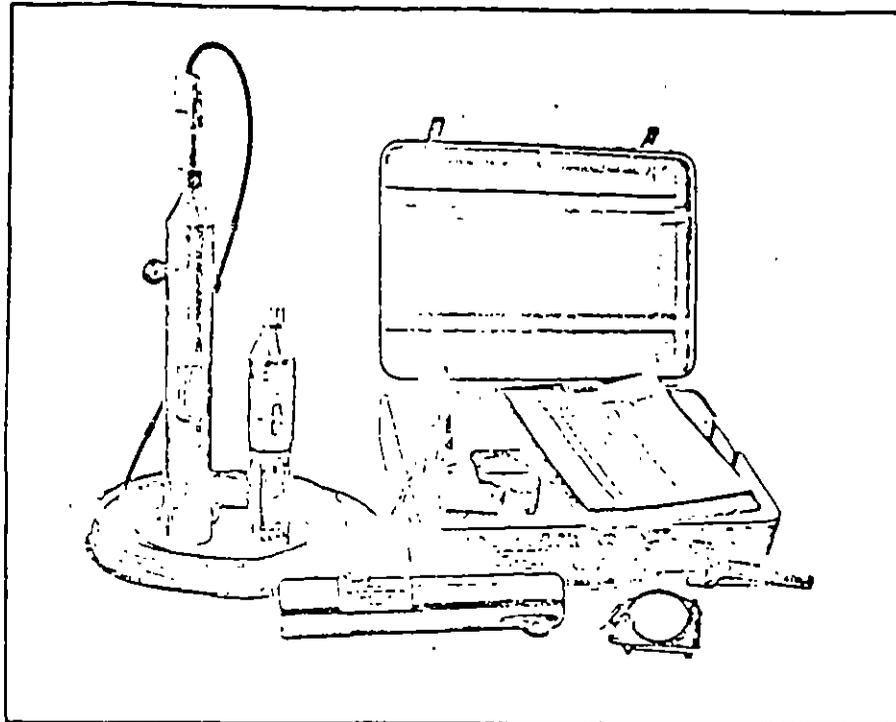
Si se efectúan observaciones demasiado frecuentes, se malgasta el dinero y los registros se tornan demasiado complejos. Por el contrario, si están demasiado espaciados, los registros contienen vacíos que solo se descubren cuando es muy tarde.

En general, para una obra dada, es ventajoso efectuar observaciones frecuentes hasta que las características del fenómeno que se quiere investigar se tornan evidentes. Después se puede disminuir la frecuencia sin reducir el valor de los resultados. La figura 69.1a representa una sección transversal de un dique de carena, y la figura 69.1b el efecto que el llenado y vaciado de un dique adyacente ejerce sobre el nivel piezométrico en el estrato permeable situado debajo de ambos diques. Cuando se llenó por primera vez el dique adyacente se hicieron lecturas cada seis horas, las que mostraron que el retardo entre el cambio de nivel libre y el piezométrico era pequeño. En consecuencia, toda vez que se repitió la operación de llenado y vaciado las observaciones se limitaron a lecturas manométricas realizadas inmediatamente antes y después de llenar el dique, antes y después de vaciarlo, y una vez por semana mientras permanecía vacío.



1105 N. 38th ST. • SEATTLE, WASHINGTON 98103

MElrose 2-8023 • AREA CODE 206



The Slope Indicator Instrument

The SLOPE INDICATOR is a precision instrument so designed that its inclination from the vertical may easily be determined. For example, by taking inclination readings at frequent intervals of depth inside a nearly vertical casing, a profile of the casing may be constructed. Repeating such measurements at periodic intervals of time permits determination of the location, magnitude, direction and rate of movement of the casing.

The SLOPE INDICATOR has been used for determining the profile of a wide variety of nearly vertical surfaces. Chiefly it is used in connection with:

landslides and other earth movements
land subsidence
earthfill and rockfill dams
bulkheads of all types
piling and sheetpiling
retaining structures

The SLOPE INDICATOR instrument consists of a pendulum-actuated conventional Wheatstone Bridge circuit. The pendulum contacts a resistance element which subdivides the element into two resistances forming one-half of the Wheatstone Bridge. The other half of the bridge is contained in the control case. The inclination of the instrument is proportional to the potentiometer dial reading when the circuit is in balance.

The SLOPE INDICATOR has a sensitivity of one part in 1000, which means a change of inclination of as little as three minutes of arc can be measured. This corresponds to a lateral movement of one inch in 100 feet. Displacements of less than 1/16-inch have been easily identified in thin shear zones.

To determine subsurface movements, specially grooved plastic or aluminum casing is installed in a bore hole which extends below the anticipated zone, or zones of movement. The instrument is lowered down the casing (often referred to as an observation casing) with the wheels of the instrument being guided by the grooves. The grooves of the casing control the orientation of the instrument in a predetermined direction. An initial set of inclination readings is obtained at specified depths within the casing and at periodic intervals of time readings are taken at identical depths.

The difference in successive readings at identical depths represents a change in inclination which is converted to linear displacement. A progressive change of readings indicates a zone of movement.

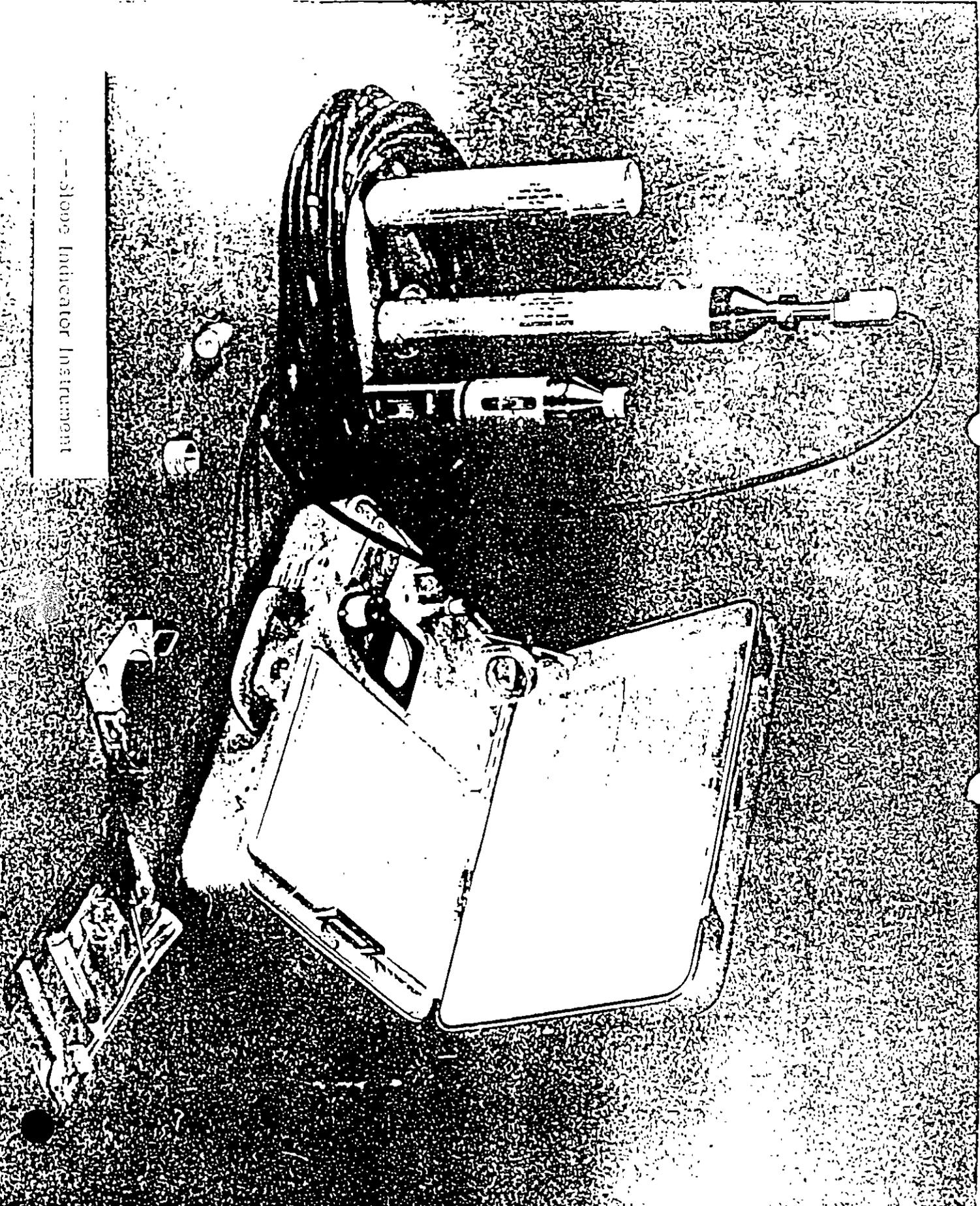
The specially grooved plastic or aluminum casing is easily installed in four-inch or larger bore holes. Casing has been installed and observed to depths of 500 feet. The location of the instrument in the casing is easily determined by means of the special control cable which is marked at each foot of depth. It is available in five and ten-foot lengths which are easily joined together in the field with aluminum couplings.

The SLOPE INDICATOR instrument has been used in hundreds of installations over the past ten years. The rugged, watertight design enables the instrument to be used under the most severe field conditions. The instrument, control case, control cable and accessories are all self-contained and portable. The weight of the complete set, including a 200-foot control cable, is approximately 50 pounds. This allows the instrument to be used in remote areas inaccessible even by Jeep. SLOPE INDICATOR instruments are being used extensively throughout the world on several of the major hydroelectric projects now under construction.

The Slope Indicator Company pioneered measurements of horizontal ground movements. The first major installation of observation casing was made in Long Beach, California, in 1954 and reliable readings are still being obtained. Experienced personnel are available to advise you on location and type of casing to be used, to assist you in the initial installation of casings and to analyze the data.

Several types of instruments have been developed and improved models are continually under development. Emphasis is placed first on reliability and accuracy. For this reason, automatic recording devices have been avoided and the instrument is designed so that each reading is self checking in the field before displacements are computed.

-- Slope Indicator Instrument



The Slope Indicator Instrument-Series 200

The Series 200 instrument was developed in 1962 and incorporates a variety of improvements from the Slope Indicator Company research laboratories. The instrument possesses a pendulum resistance element which is free to rotate at all times. The element is subdivided by a stationary contact. The instrument will record through $\pm 25^\circ$ from the vertical. It is two and three-eighths inches outside diameter by 18 inches long. Series 200 instruments are available either on a rental basis or for purchase.

Custom modifications to the instrument will permit its use in holes inclined within any specified range of angles.

The Slope Indicator Instrument-Series 100

This basic instrument was developed in 1954 and the basic soundness of its design has been verified in dozens of installations.

The resistance element of the Series 100 instruments is stationary and is subdivided by a pendulum-activated contact. To prevent possible damage to the bearings it is necessary that the pendulum be locked when the instrument is not in use. The Series 100 instruments will record through $\pm 8^\circ$ from the vertical. The instrument is 18 inches long and two and one-half inches outside diameter.

Manufacture of the Series 100 instrument has been discontinued, however, a few instruments are available on a rental basis.

Horizontal Slope Indicator

This newly-developed instrument measures both the horizontal and vertical deflections of a horizontal hole. It is designed to

operate in a cased hole or in the hollow stem of an auger with an inside diameter of two and three-quarter inches or larger. These instruments are not carried in stock. Write for further information.

Double-Unit Slope Indicator

For use in pipe piles, this instrument measures the X and Y components simultaneously. The wheel assembly is adjusted so that it will operate in pipe piles varying from 8-inch I.D. up to 10-inch I.D. It may be easily converted to a standard Series 200 Slope Indicator. Write for further details.

Settlement Measuring Torpedo

The new Slope Indicator Settlement Torpedo is designed to operate in our specially extruded aluminum casing. Couplings at least 12 inches long must be used so that the casing is free to telescope into the couplings as settlement occurs.

The torpedo is lowered into the well on a surveyor's chain to a point slightly below that to be measured, then raised till the pawls catch on the lower edge of the casing section. The chain is then read at the surface. The measurements are repeated at each point until the bottom of the hole is reached.

A light bounce on the bottom of the hole retracts the pawls so the torpedo can be retrieved. The pawls are cocked by inverting the torpedo and pulling the cocking lever.

Settlement measurements in earth-fill dams and other earth-fill structures have proven very successful. The aluminum casing may be installed during construction by adding sections of casing as the fill rises, or after construction by lowering the casing into a bore hole.

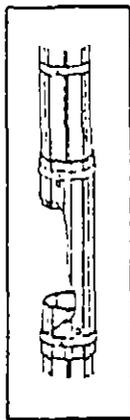
Slope Indicator Casing

Aluminum Casing

The special extruded and anodized aluminum casing comes in lengths up to five feet which are assembled in the field by stainless steel banding of the half-round sections. The self-aligning grooves in the casing orient the SLOPE INDICATOR instrument while readings are taken. Pre-assembled and spot-welded sections are available in either 5- or 10-foot lengths.

Normally, a six-inch coupling joins adjacent sections of casing. When it is desirable to measure settlement, the use of a 12-inch coupling provides a 6-inch gap to allow the casing to settle with the soil.

Special casing assembly tools may be purchased or rented. The cast aluminum caps (or bottom plugs) can be modified to permit grouting of the space outside of the casing. The outside diameter of coupling and banding is 3.75 inches maximum.



Engineering Services

The Slope Indicator Company's engineering staff is prepared to assist in all phases of soils instrumentation. Field engineers are available to aid the client with the initial SLOPE INDICATOR installation. The training of local personnel in proper operation and maintenance of the instrument is very important. The company's staff is also available to analyze field data and prepare reports. An instruction manual is available for each instrument. This manual vividly explains all necessary operations—from the installation of the casing to the conversion of the data into displacements.

Piezometer Assemblies

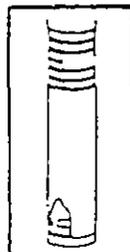
A small electronic piezometer probe developed by the Slope Indicator Company is ideal for measuring water level in most types of piezometer installations.

In addition, porous stone piezometer tip assemblies are available in lengths ranging from 6 inches to 24 inches. These tips are assembled to attach to either 1/2-inch I.P.S. black plastic water pipe or 1/2-inch I.P.S. galvanized iron pipe.

Plastic Casing

The special grooved plastic SLOPE INDICATOR casing comes in lengths up to five feet and is assembled in the field by crimping a six-inch aluminum coupling onto the casing end. The grooves are not self-aligning, but proper use of the alignment tool and careful inspection of each joint will assure a proper fit.

A 15-inch plastic self-aligning coupling is available on special order. This also will permit settlement measurements to be taken.



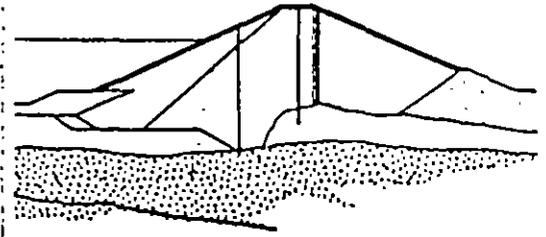
Backfilling Around Casing

A neat cement grout, pea gravel or uniform sand may be used to backfill around the casing. An air vibrator is available to aid compaction when sand or pea gravel is used. If the bore hole is large, a rained sand backfill is very satisfactory.



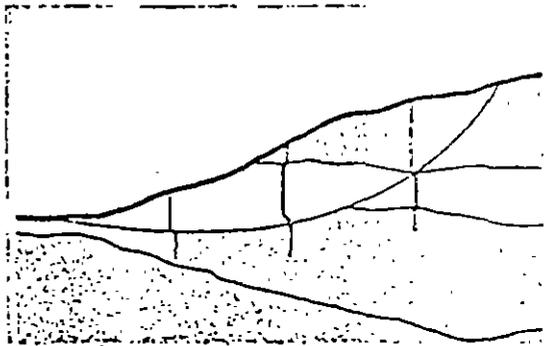
Dams

SLOPE INDICATOR installations in earth-filled and rock-filled dams determine lateral displacement of the fill embankment during and following construction. Simultaneous settlement of the embankment may be measured by using a settlement torpedo and telescoping joints.



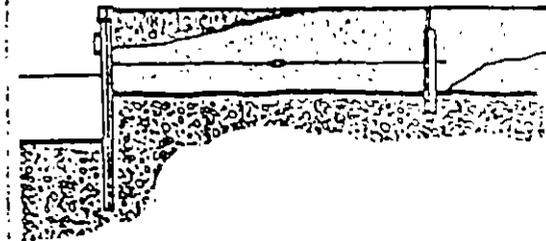
Landslides

The rate of movement and depth of a sliding mass may be determined through the installation of one or more observation casings. The wells may also serve as piezometers. This information is invaluable to engineering analyses of the slide, determination of its causes and the most economical solution.



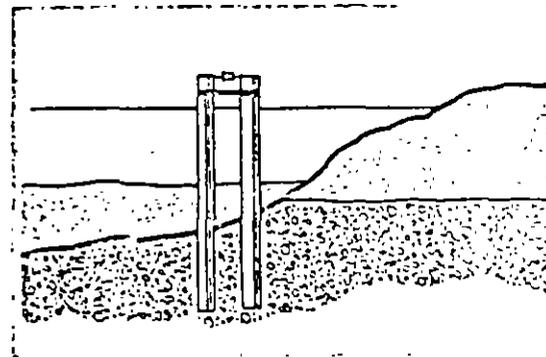
Sheet Pile Bulkheads

The maximum stress due to bending may be calculated from the shape of the sheet piles which can be measured by the SLOPE INDICATOR throughout the entire depth of the bulkhead. The lateral displacements resulting from loading the area behind the bulkhead can also be measured by the SLOPE INDICATOR.



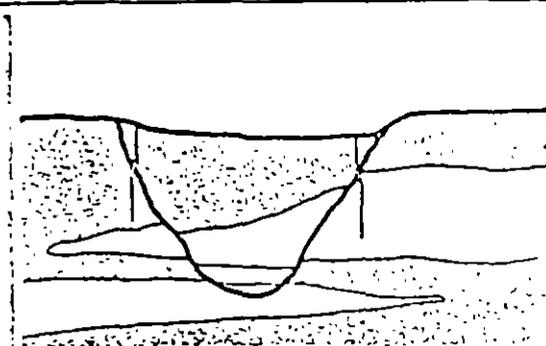
Pile Tests

Casing attached to H-piles or concrete piles has been used in conjunction with horizontal load tests to evaluate the stiffness of the surrounding soil and the horizontal modulus of subgrade reaction.

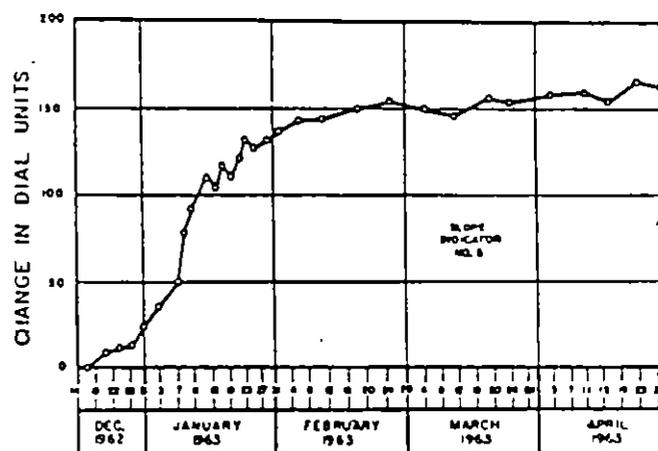
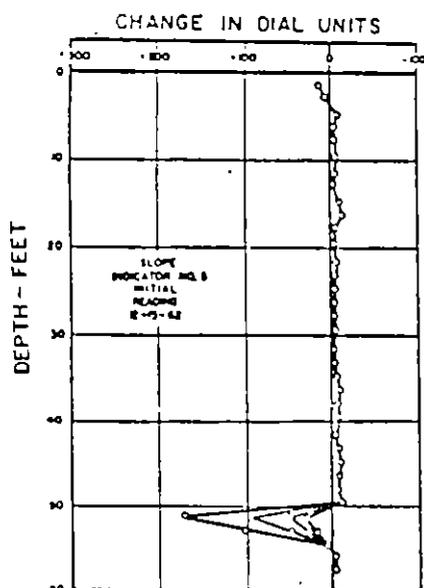
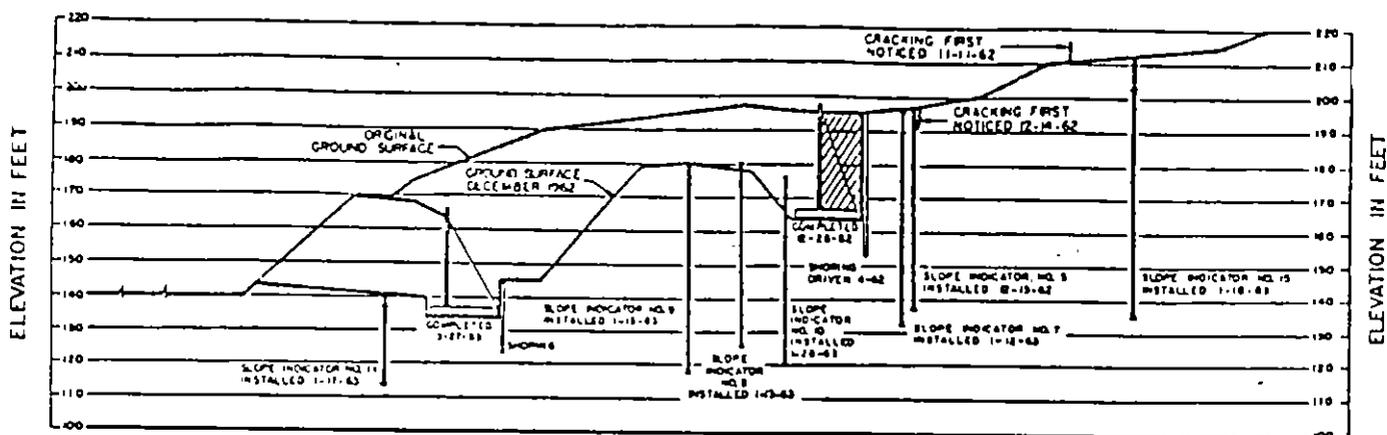


Land Subsidence

Within subsidence areas, such as those due to underground mining, the SLOPE INDICATOR has been used to locate shear zones and measure their rate of development. Information from such measurements may assist in determining when underground piles, pipes and utilities are in danger of being severed by displacements due to subsidence.







CHANGE IN DIAL UNITS
VS. TIME AT DEPTH 51' (ELEV. 144.6')

Earth Slide Investigation:

A section of an actual earth slide investigation is shown above. The plot of the dial changes indicates a zone of movement at depths 49 to 55 feet. The movement plot shows 2.70 inches deflection over a period of 3 months.

Shelby Tubes

The Slope Indicator Company manufactures a complete line of 2-inch OD and 3-inch OD Shelby Tubes. The tubes are cut from 16-gauge cold rolled, electric welded steel tubing. The cutting edge on the 3-inch tubes has been rolled and turned to $2.850'' \pm .005''$ ID, as recommended by ASCE's Committee on Sampling and Testing of Soils. Other clearances are available on special order. The tubes are cut to stock lengths of 24 inches, 30 inches and 36 inches.

Laboratory Equipment

The Slope Indicator Company, in conjunction with its parent firm, Shannon & Wilson, Inc., Soil Mechanics and Foundation Engineers, is prepared to custom design and build special soil testing equipment. The Shannon & Wilson laboratory has been the proving ground for a wide range of triaxial equipment, including newly developed vibration apparatus for determination of the elastic soil properties.

"This is an advance copy of a paper to be presented at the Sixty-Eighth Annual Meeting of the American Society for Testing and Materials (1916 Race Street, Philadelphia, Pa. 19103) to be held in Lafayette, Ind., June 13-18. This advance copy is primarily to stimulate discussion. Discussion is invited and may be transmitted to the Executive Secretary. The paper is subject to modification and is not to be published as a whole or in part pending its release by the Society through the Executive Secretary."

Instrumentation For Movements Within Rockfill Dams

by S. D. Wilson¹ and C. W. Hancock, Jr.²

Instrumentation for Movements Within Rockfill Dams

by S. D. Wilson¹ and C. W. Hancock, Jr.²

Key Words

Instrumentation, rockfill dams, inclinometer, slope indicator, movements, deflections, settlement, observation wells, horizontal movements

Abstract

The need for instrumentation to assure the safe performance of earth and rockfill dams is ever increasing. The measurement of stresses within these masses is extremely difficult; however reliable measurements of both vertical and horizontal movements during construction are now possible. Horizontal movement measurements are accomplished using an inclinometer which is lowered inside a specially extruded grooves aluminum casing. Vertical movements are measured using a settlement torpedo which detects changes in elevation of each of the telescoping joints of the same casing. Installation procedures, methods of obtaining field data and typical results are described.

Introduction

As higher and higher dams are constructed, the need for improved instrumentation to monitor the performance of such structures increases. The main purpose of such instrumentation is to assure the safe performance of the structure, especially during construction and first filling of the reservoir. This reason alone is justification for the effort and expense of installing adequate instrumentation. Of even greater importance to the engineering profession, however, is the need to understand the distribution of stresses, strains and movements within the core, filters and rock shells of high rockfill dams. These measurements must start during initial stages of construction and continue at frequent intervals until the reservoir has been filled and emptied for the first time. They should then be continued at somewhat less frequent intervals of time for an indefinite period. Following any unusual event, such as an earthquake or major flood, a new set of data will provide immediate evaluation of the extent and location of damage, if any, or assurance that the structure was undamaged.

The U. S. Bureau of Reclamation (1) has pioneered in the development of instrumentation for measurement of piezometric heads and vertical settlement in earth dams. More recently, Marsal and Ramirez (2) described a horizontal strain meter which was successfully installed in a high rockfill dam. The measurement of stresses within earth and rockfill masses is extremely difficult and no completely satisfactory instrumentation is currently available. The best that can be done is to infer the distribution of stresses based on an evaluation of the strains and displacements that actually develop under load. This paper describes the application of a type of inclinometer

referred to as a slope indicator to the measurement of both vertical and horizontal movements within rockfill dams. Starting in 1960, this device has been used successfully in 4 major earth and rockfill dams varying in height from 380 ft. to 480 ft. Typical data are included.

Description of Instrumentation

Slope Indicator

The slope indicator, Fig. 1, consists of a pendulum-actuated Wheatstone Bridge circuit enclosed in a watertight aluminum cylinder about 12 in. long and 2.5-in. outside diameter. The azimuth and relative position of the instrument within the dam is controlled by top and bottom paired wheels which are guided in vertical slots formed in the walls of specially extruded aluminum casing. A specially designed six-conductor control cable with stranded steel cable in the center is used to lower the instrument down the hole, and connects with the control box at the ground surface. A cable reel with slip-ring contacts is used for deep holes. The sensitivity of the instrument is such that it can detect changes in inclination between successive readings of the order of one minute of arc. A more detailed description of the device is given in Refs. (3) and (4).

Aluminum Casing

The use of the slope indicator in compressible earth and rockfill dams required the development of lightweight casing with telescoping joints that would maintain positive alignment of the vertical slots at all times and yet permit the instrument to roll past each joint with a minimum of disturbance. The casing is extruded in half-round sections with tongue and groove longitudinal joints as well as with the longitudinal tracking grooves. Next

it is cold-stretched to eliminate spiraling and then cut into five-foot long sections. Initially, two lengths of half-round sections were welded together and then anodized to form a full round section 3.18 -in. OD by 0.093-in. wall thickness. More recently a baked-on epoxy coating has been substituted for the anodizing to increase corrosion resistance to certain alkaline soils. The longitudinal joints are sealed together by epoxy in lieu of welding.

Extruded aluminum couplings are formed in a similar manner as the casing except that the diameter is slightly larger so that they form a snug fit when assembled around the casing. Adjacent sections of casing are joined together with 12-in. long couplings, leaving a gap of 6-in. between casing ends. Longer gaps may be left if desired. The half-round sections of couplings are joined together in the field by means of stainless steel bands. Small punched-out windows in the ends of the couplings fit over locking lugs formed in the ends of the casing. The shape of the lugs permits shortening of the assembled casing to develop, but does not allow extension. Fig. 2 shows assembled couplings and casing, together with special field assembly tools.

Settlement Torpedo

The settlement torpedo consists of a pair of retractable pawls encased in an aluminum cylinder having dimensions similar to those of the slope indicator, Fig. 3. The pawls engage the lower end of each section of casing and the distance from the top of the torpedo to the top of the upper casing is measured with a steel surveyor's chain. The pawls are retracted by imparting a sharp jerk to the torpedo with the chain when the device has

been lowered to the bottom of the hole. The inertia of an eccentric weight actuates a release mechanism, thus the pawls can be retracted at will by the operator at any depth.

Installation of Casing

Foundation

The bottom section of casing is set into a hole drilled into the foundation of the dam, which is usually rock or competent soil. This prebored hole is 4 inches or more in diameter and about 3 feet deep. The first five foot section of casing is set in this anchor hole, with an aluminum plug on the bottom, and the annular space between the casing and the sides of the bore hole is filled with cement grout which is then allowed to harden.

In the event foundation movements are anticipated, a prebored hole is drilled to a depth extending below the zone of anticipated movement, and the annular space filled with sand or weak cement grout. Peterson et al (5) describe failures of several dams on clay foundations where the movement zone was detected in this manner and Ringheim (6) describes foundation and abutment movements at the South Saskatchewan River Project.

Clay Core

Two alternate procedures are available for installing the aluminum casing concurrently with the placement and compaction of clay cores. The simplest procedure is to add each new section of casing above the general elevation of the compacted core, and to hand-compact a mound of clay around the casing to support it in the vertical position. Some additional protection in the form of a guard rail, posts or guards is usually required as illustrated in Fig. 4.

The above procedure may cause some interference with the contractor's operations, particularly during the initial phases of placement when the

working area is likely to be restricted by topography. This interference may be minimized by always keeping the casing buried below the fill. During the night shift or other periods when the clay core may not be placed, test pits are excavated to expose the top of the buried casing, which is then extended and the pit backfilled and compacted by hand.

Rockfill

Special precautions are required when installing aluminum casing in angular or large-size rockfill to prevent sharp edges of the rock from puncturing or deforming the casing. The procedure developed at Akosombo Dam (Ghana) consists of forming a wire ^{cesta} gabion of 6-in. by 6-in. welded wire mesh around the casing, Fig. 5 (a). A 9-in. diameter pipe section 18-in. long is used to mold a column of sand around the casing. Fig. 5 (b) shows the completed gabion with coarse filter separating the sand column from the rockfill. The sand is placed in 6-in. maximum lifts, sluiced and then rodded after the pipe section is raised free. Some rockfill is hand-placed around the gabion as protection from the dozer operations. Fig. 5 (c) shows the rockfill lift completed around the gabion and the casing ready for a new set of readings.

At Infiemillo Dam (Mexico) a similar procedure was used except that the wire mesh was not used. The hand placed rock was placed in the form of a circular well and kept several feet in elevation above the surrounding rockfill at all times.

Obtaining Field Data

Immediately prior to adding each new section of casing, the elevation of the top of the upper section of casing and the coordinates of the center of the top are precisely determined with level and transit. The elevation is

necessary in order to compute the elevation of each of the lower joints after the settlement torpedo has been used. The coordinates provide a valuable check on the accuracy of the slope indicator data:

Slope indicator readings are obtained by lowering the device down the hole, then as it is pulled out of the hole, stopping it at three positions in each five foot section. At each position, the Wheatstone Bridge Circuit is balanced and the dial reading recorded. The correct position in each section is easily determined by raising the device 0.5, 2.0 and 3.5 feet from the depth at which the bottom wheels are felt to "ride up" out of the coupling. This procedure is repeated in each of the four slots.

It is not essential that a complete survey be made of the entire hole each time a new section is added, although this is often done as matter of record.

Typical Results

Pertinent data for the four major rockfill dams that have been instrumented with slope indicator casing and which have been referred to in this paper are given in Table 1. Infiernillo Dam was the most thoroughly instrumented of the group because it was intended to correlate the results of the field data with the results from a large scale triaxial apparatus constructed at the site (7). Fig. 6 is a plan showing the location of the instrumentation at Infiernillo Dam, and Fig. 7 shows typical movement data from Infiernillo Dam. Fig. 7 (a) shows the actual position of one of the casings in the core at the time of completion of the project, compared with the position of the top of each section of casing at the time of the installation. The initial position was determined both by means of slope indicator surveys

from the bottom and from surface surveys with a transit. There are discrepancies between the two procedures and it is not known which procedure is the more nearly correct. The horizontal distance on the plot between the initial position and the final position represents the horizontal movement which developed during construction. In this particular instance it is the downslope component of the left abutment core towards the valley. In Fig. 7 (b) is plotted this actual movement and it is compared with the vertical movement as determined by the change in elevation of each joint as determined by the settlement torpedo. Two items are significant: (1) there is no movement at the contact between the clay core and the rock abutment; and (2) the vertical movements are about 8 times as large as the horizontal movements.

Typical horizontal and vertical movement data from the core of Mammoth Pool Dam are shown in Fig. 8. The movements are not as large as at Infiernillo Dam, and the ratio of vertical to horizontal movement is only about 5:1. Of particular concern at Mammoth Pool Dam was the possibility of slippage at the contact between the core and the steep and relatively smooth granite abutments. Fig. 9 shows the detail of the deflections at the junction of one of the casings and the foundation rock, which conclusively established that there was no slippage at the contact. In contrast to this, another casing on the opposite abutment which extended into a concrete cut-off wall about 8-ft. high, was sheared off at the top of the wall.

Fig. 10 is a plan of Malpasso Dam on which are superimposed the location of slope indicator casings, the direction and magnitude of resulting horizontal movements, and the magnitude of the maximum vertical

movement in each casing. Note that the movements in the core are generally downslope towards the valley, whereas those in the shells reflect both a spreading action and a downslope trend. The distribution of the downslope movements and the vertical movements in the core are shown in Fig. 11, the ratio of vertical to horizontal being about 5:1.

In addition to plotting vertical movement from the settlement torpedo data it is possible to compute and plot vertical compression of any selected layer within the dam as a function of the height of embankment above that layer. Average compression curves for both the core material and the rockfill shells for each of the four dams under consideration are plotted in Fig. 12.

Conclusions

The data presented herein demonstrate that reliable information can be obtained on both the vertical and horizontal movements that develop within the core and shells of rockfill dams during construction. Findings to date include the following:

1. There is no movement at the contact between a smooth rock abutment and either the compacted core or the rockfill. This statement does not apply to irregularities or overhangs.
2. Downslope movements develop in the core parallel to the axis, and are a maximum at about the lower one-third point of the section.
3. Lateral spreading develops within the shells of rockfill dams, in addition to downslope movements along the abutments.
4. Vertical movements are from 5 to 10 times as great as horizontal movements.

5. The compressibility of a well-compacted rockfill is slightly less than that of a well-compacted clay core, whereas a poorly compacted or dumped rockfill is considerably more compressible.

It is anticipated that further analyses of the data presented in this paper and of other similar data will lead to a much better understanding of the mechanisms that lead to the development of tension cracks in the cores of earth and rockfill dams. Much additional work is required before any conclusions can be reached concerning the distribution of stresses within dams.

Acknowledgements

Mammoth Pool Dam was designed by The Bechtel Corporation for the Southern California Edison Company. For additional details see Ref. (8).

Infiernillo Dam is owned by the Comision Federal de Electricidad, Mexico, D. F. The field instrumentation was planned and installed under the direction of Raul Marsal and Luis Ramirez de Arellano.

Malpaso Dam is owned and constructed by the Grijalva River Comision, Villahermosa, Mexico.

Akosombo Dam is a part of the Volta River Project in Ghana. It was designed for the Volta River Authority by Kaiser Engineers and Constructors, Inc. For additional details see Ref. (9) and (10).

The Senior Author served as a member of the Board of Consultants for each of the projects.

Footnotes

¹Vice-President, Shannon & Wilson, Inc., Seattle, Washington

²Vice-President, Slope Indicator Co., Seattle, Washington

41

Figures

- Fig. 1--Slope Indicator Instrument
- Fig. 2--Aluminum Casing, Reel and Assembly Tools
- Fig. 3--Settlement Torpedo
- Fig. 4--Protecting Casing in Core, Akosombo Dam
- Fig. 5--Installation of Casing in Compacted Rockfill
 - (a) Forming Wire Gabion
 - (b) Hand-placed Rockfill and Filter Around Casing
 - (c) Completed Installation
- Fig. 6--Plan of Instrumentation, Infiernillo Dam
- Fig. 7--Movement Data, Infiernillo Dam
- Fig. 8--Movement Data, Mammoth Pool Dam
- Fig. 9--Detailed Movement at Base, Mammoth Pool Dam
- Fig. 10--Plan of Movements, Malpasso Dam
- Fig. 11--Horizontal & Vertical Movements, Malpasso Dam
- Fig. 12--Field Compression Curves

References

- (1) U. S. Bureau of Reclamation. Earth Manual, First Edition, 1960, Appendix Des. E-27 through Des. E-35.
- (2) R. J. Marsal and L. Ramirez de Arellano, "Field Measurements in Rockfill Dams," Proceedings of the Second Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, 1963, pp. 309 - 330.
- (3) W. L. Shannon, S. D. Wilson and R. H. Meese, "Field Problems: Field Measurements", Foundation Engineering, G. A. Leonards McGraw-Hill, 1962, Chapter 13, pp. 1025 - 1080.
- (4) S. D. Wilson, "The Use of Slope Measuring Devices To Determine Movements in Earth Masses", Symposium on Field Testing of Soils, ASTM STP 322, Am. Soc. Testing Mats., 1962, pp. 187 - 198.
- (5) R. Peterson, N. L. Iverson and P. S. Rivard, "Studies of Several Dam Failures on Clay Foundations", Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 2, 1957, pp. 348 - 352.
- (6) A. S. Ringheim, "Experiences with the Bearpaw Shale at the South Saskatchewan River Dam", Transactions, Eighth International Congress on Large Dams, Vol. 1, 1964, pp. 529 - 550.
- (7) R. J. Marsal, "Triaxial Apparatus for Testing Rockfill Samples", Proceedings of the Second Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, 1963, pp. 99-122

- (8) Mammoth Pool Dam - Southern California Edison Company, "High Earth Dam Plugs Narrow Canyon for Power", Engineering News-Record, April 7, 1960, pp. 44-51.
- (9) D. J. Bleifuss, "Underwatering Akosombo Cofferdams", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, March 1964, pp. 111 - 125.
- (10) "Ghana's Akosombo Dam has Volta River in Harness" Engineering News-Record, July 30, 1964, pp. 26 - 28.

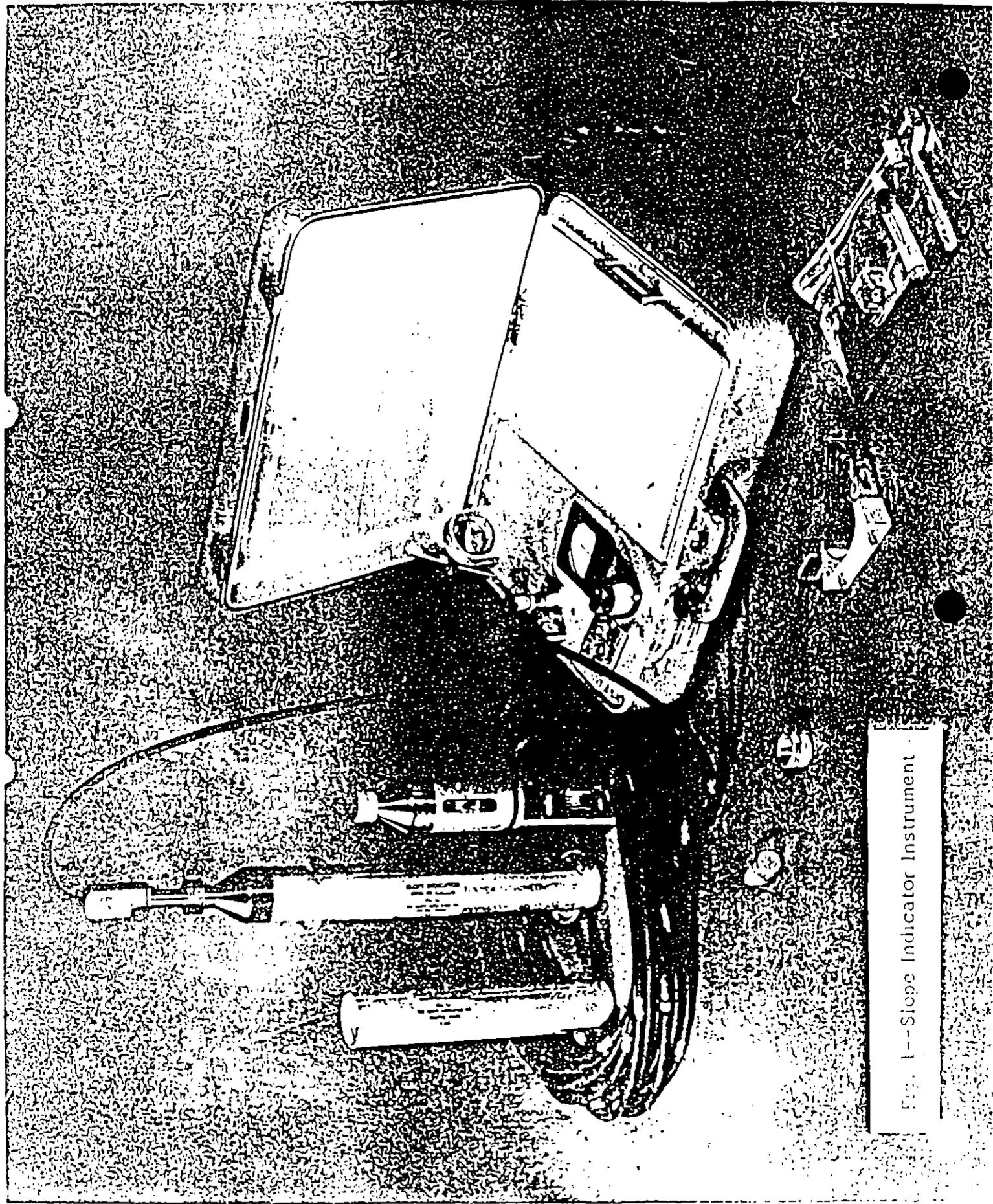


Fig. 1--Slope Indicator Instrument

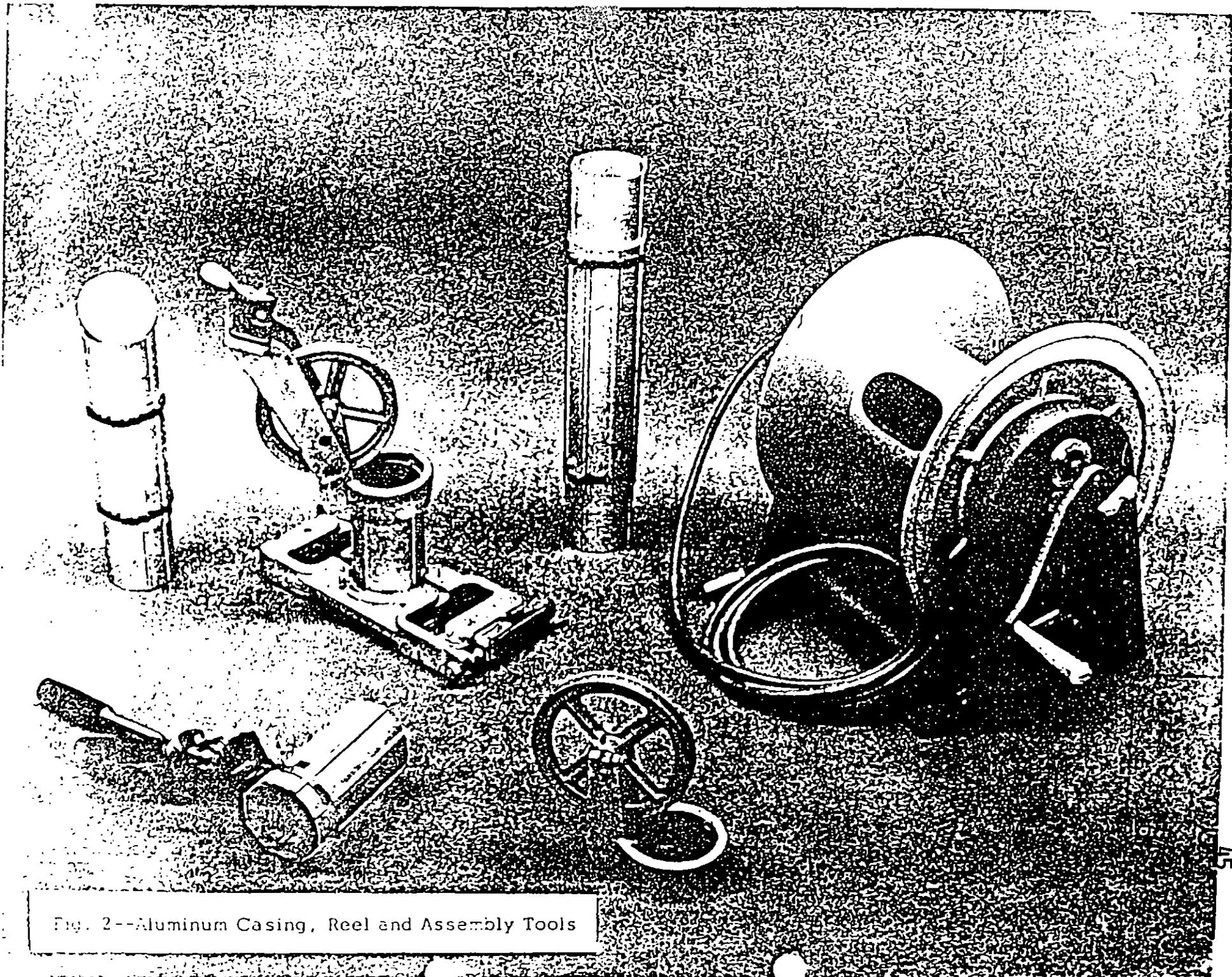


Fig. 2--Aluminum Casing, Reel and Assembly Tools

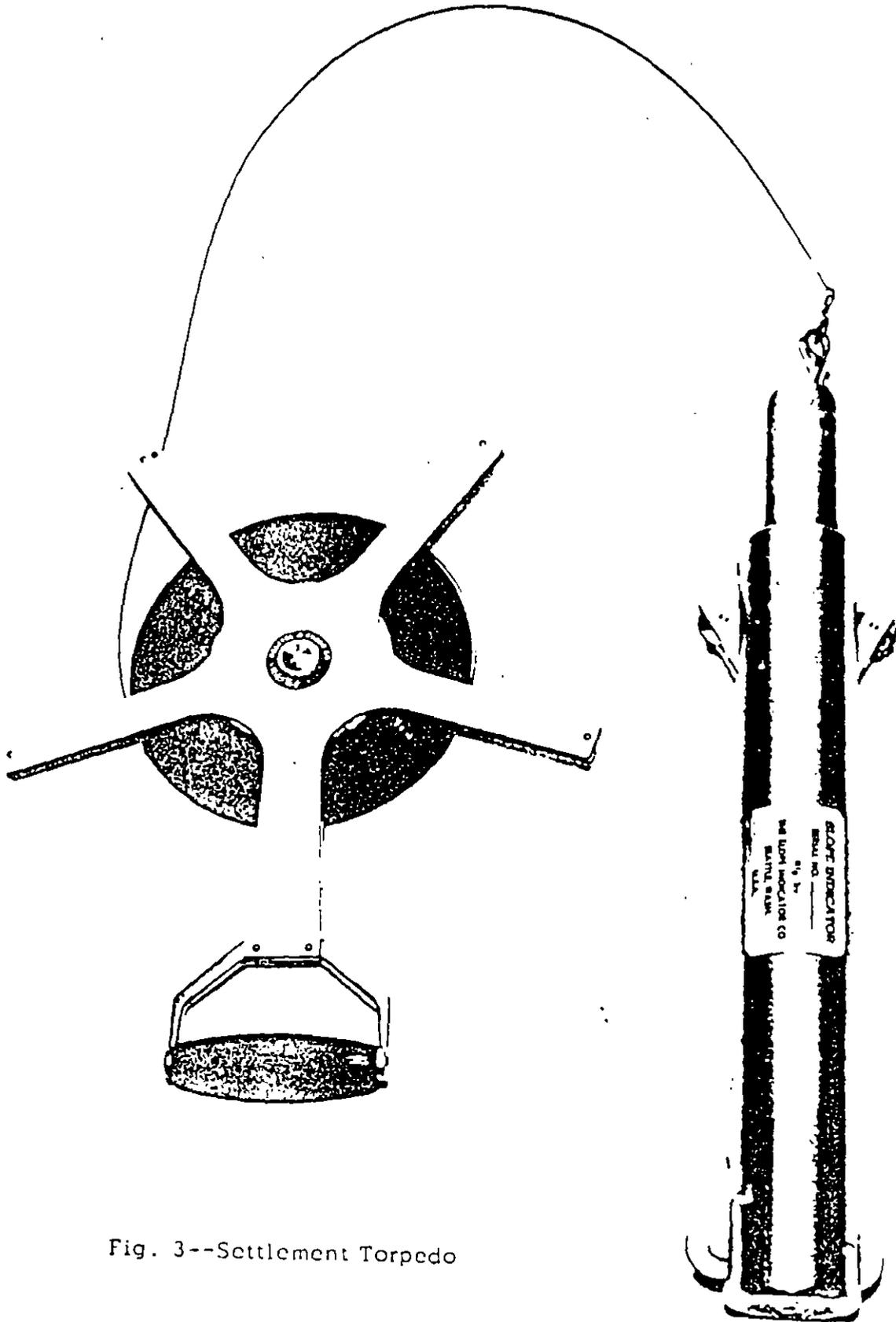


Fig. 3--Settlement Torpedo

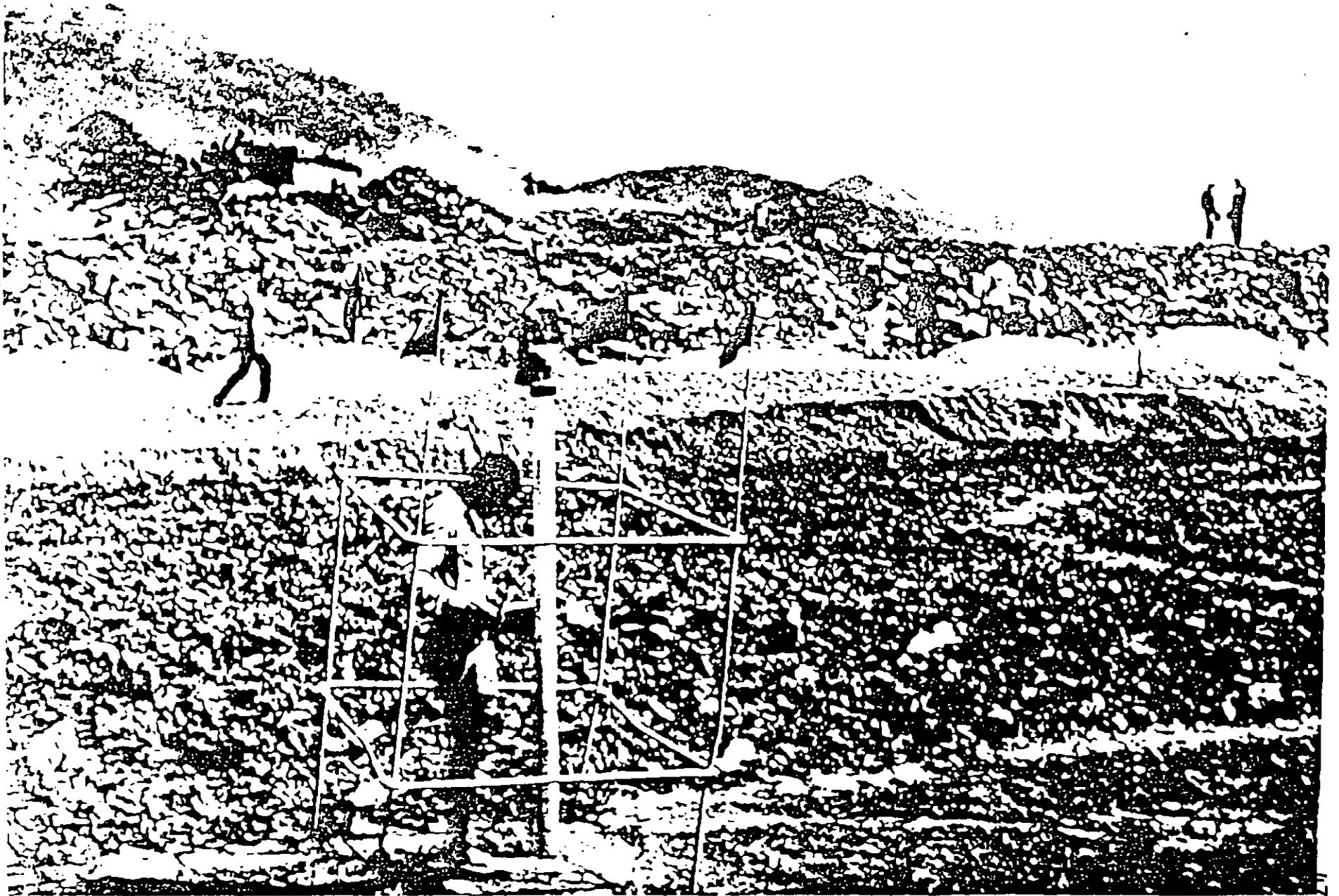


FIG. 4--Protecting Casing in Core, Akosombo Dam

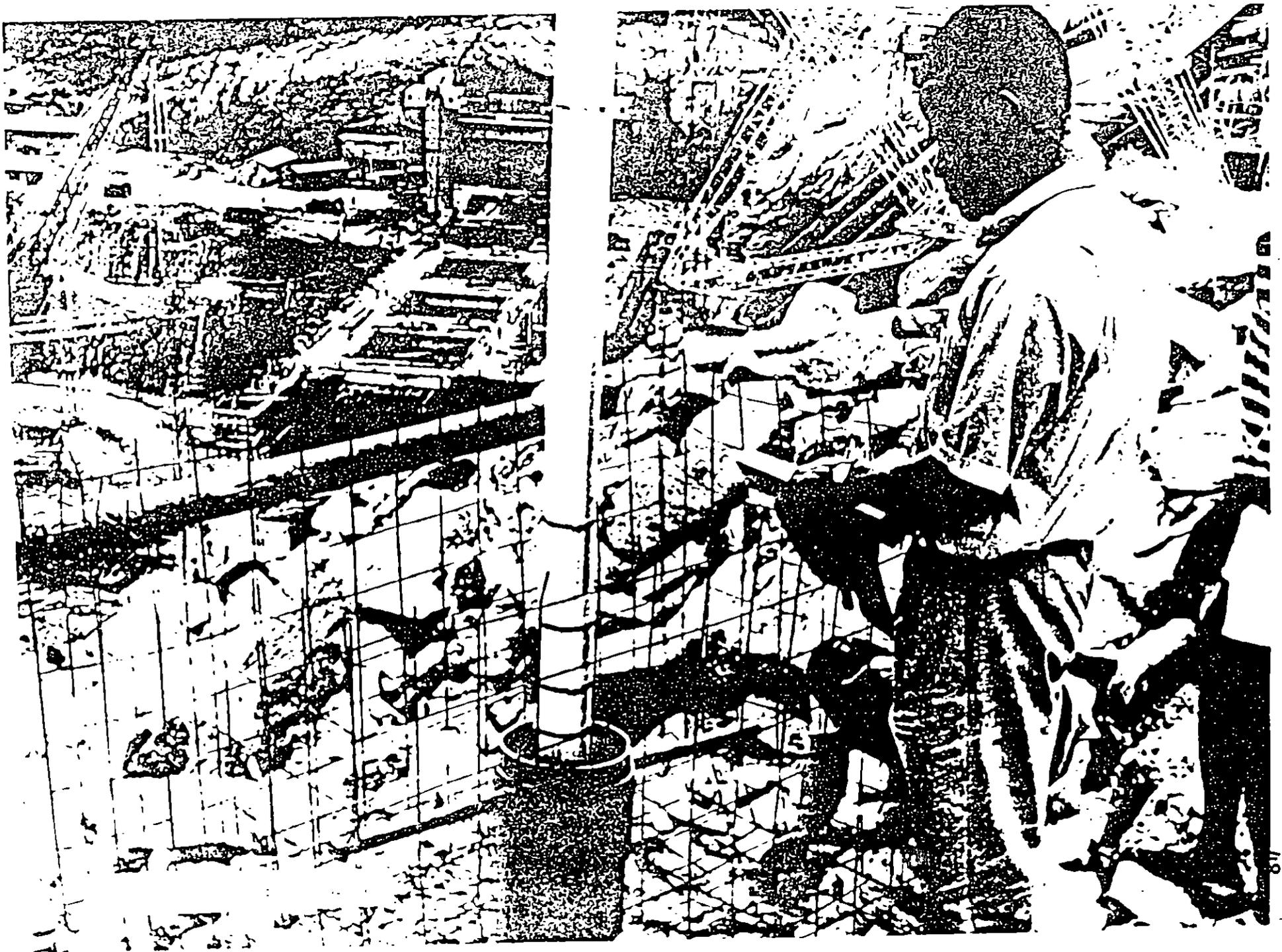


FIG. 5 Installation of Casting in Compact Rockfill

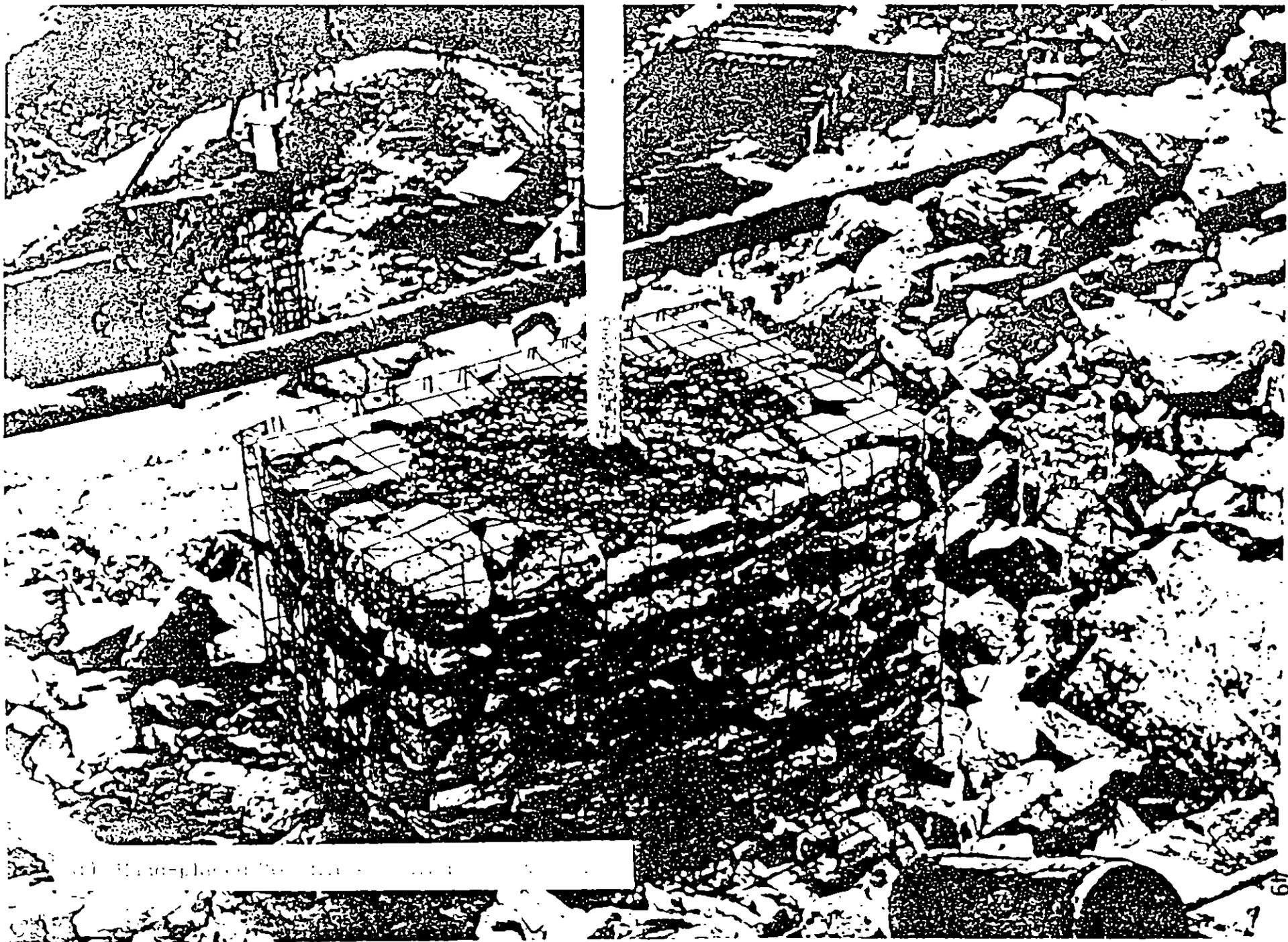


Fig. 5--Plan of the site.

Fig. 5--Plan of the site.



(c) Completed Installation

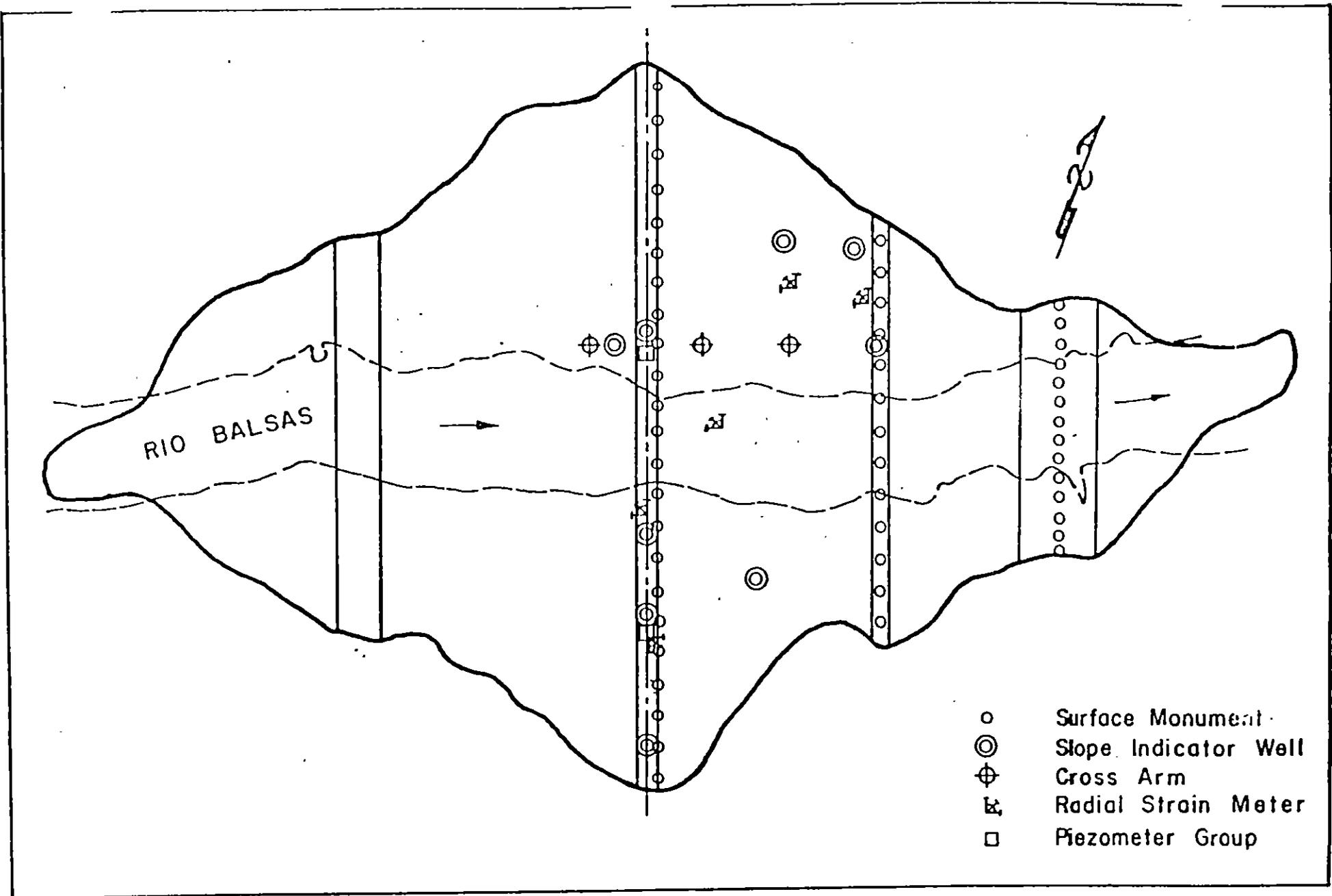
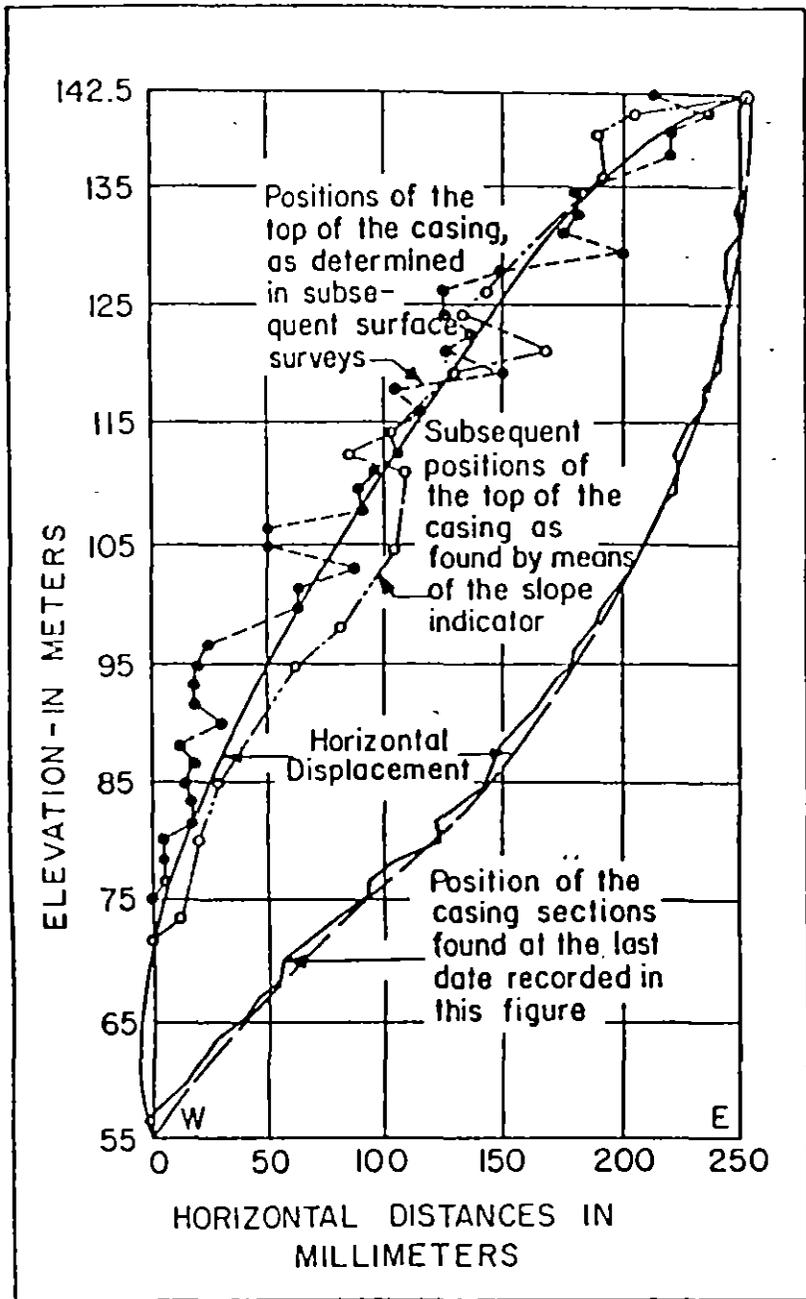
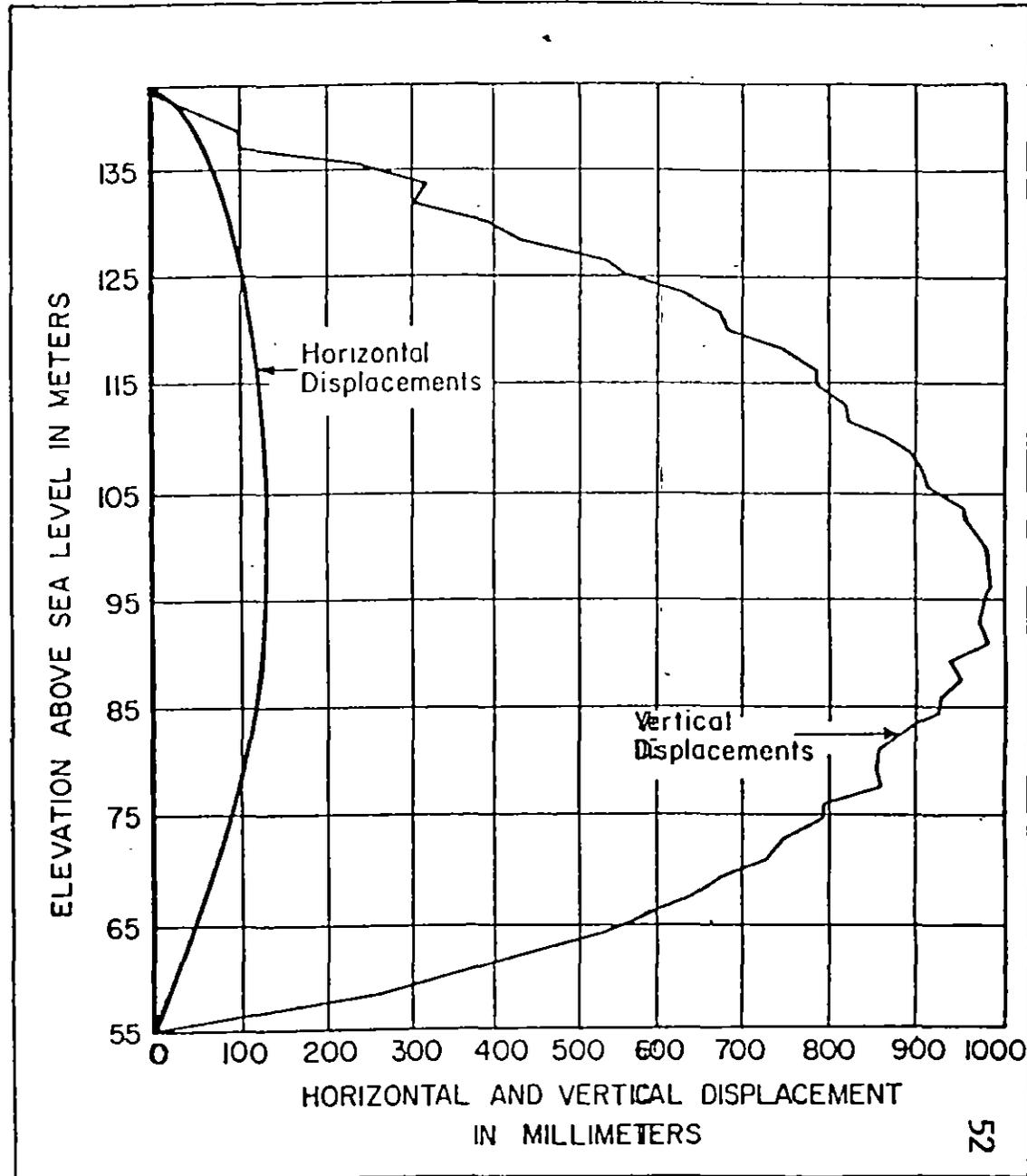


Fig. 6--Plan of Instrumentation, Infiemillo Dam

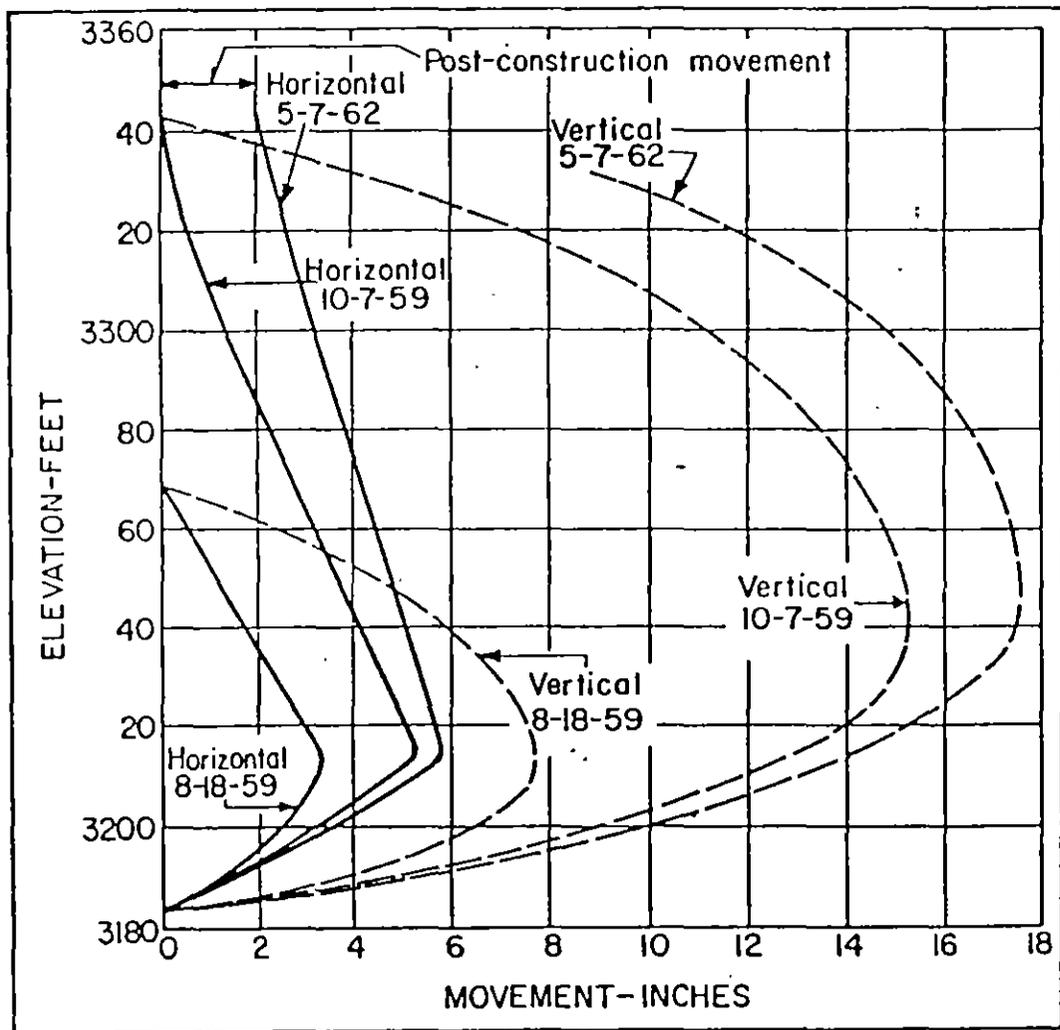


(a)

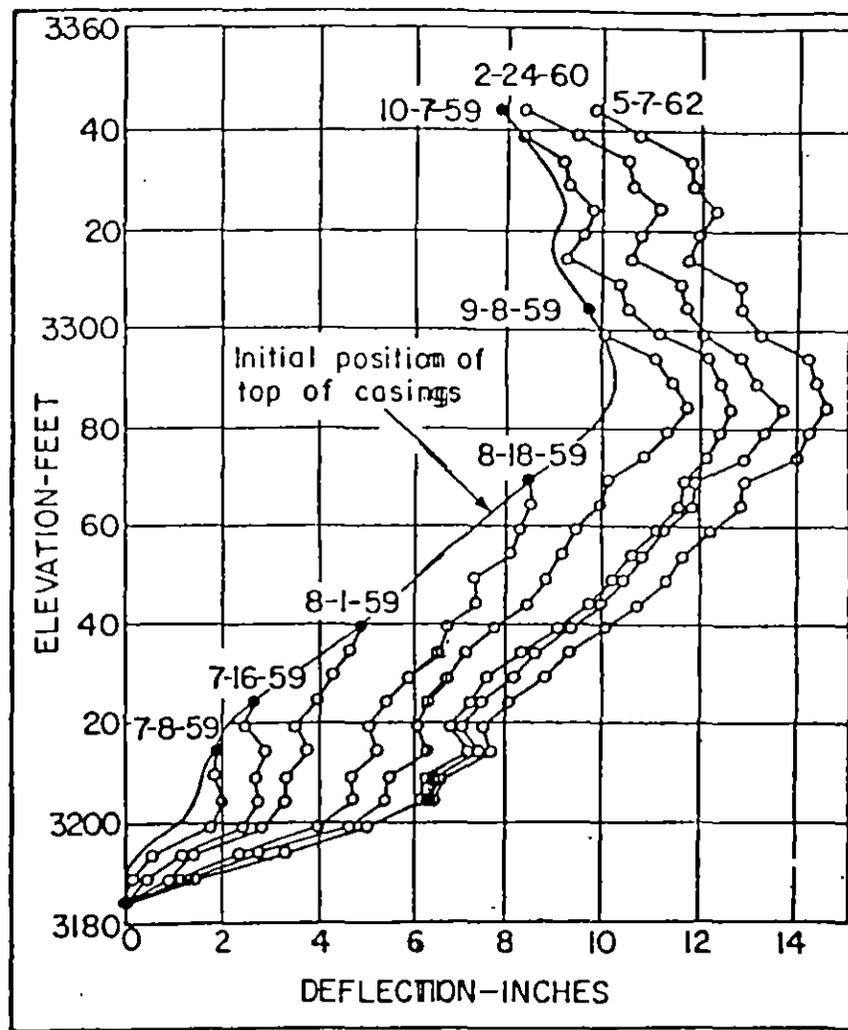


(b)

Fig. 7--Movement of casing, Infiernillo Dam



(a)



(b)

Fig. 8--Movement Data, Mammoth Pool Dam

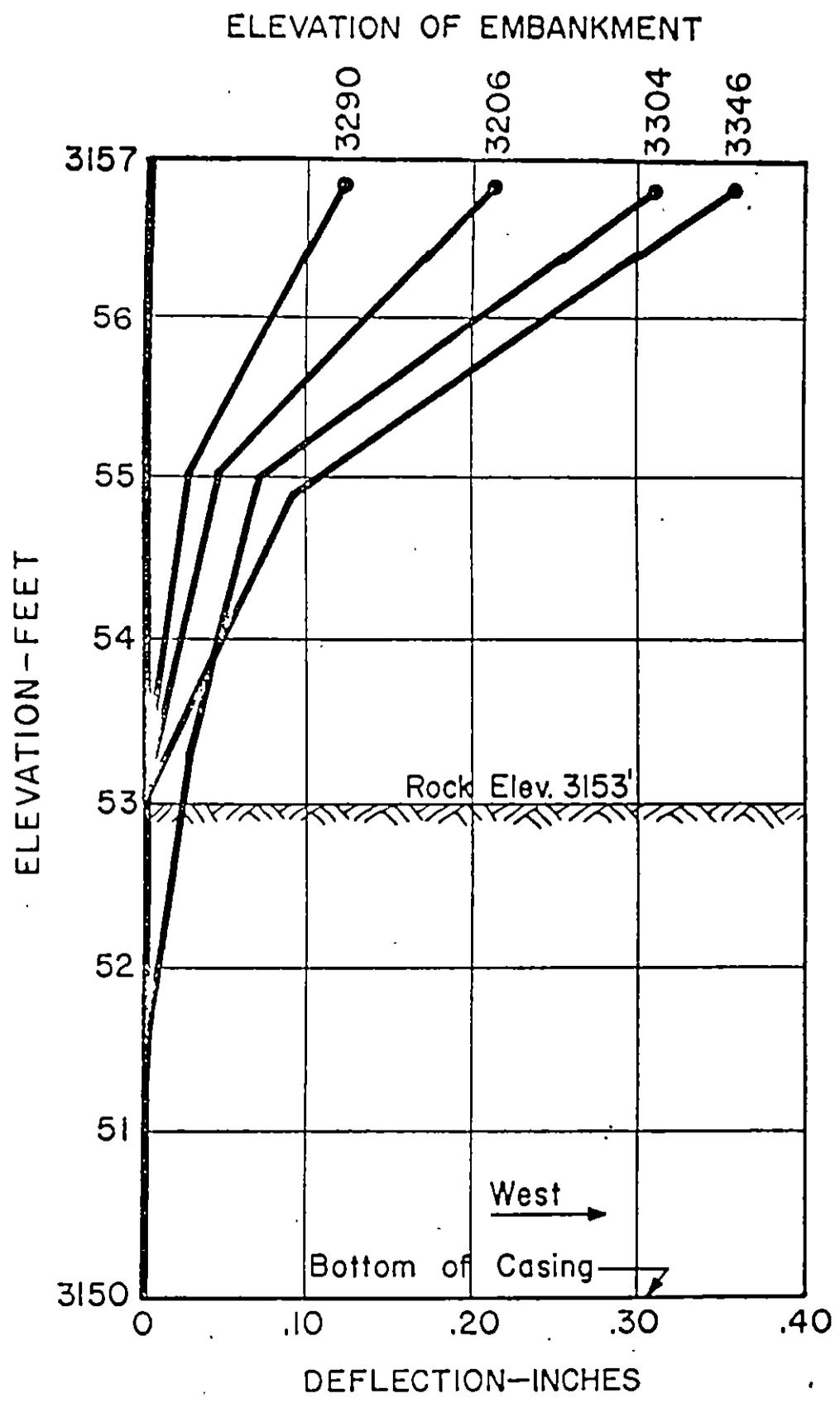


Fig. 9--Detailed Movement at Base, Mammoth Pool Dam

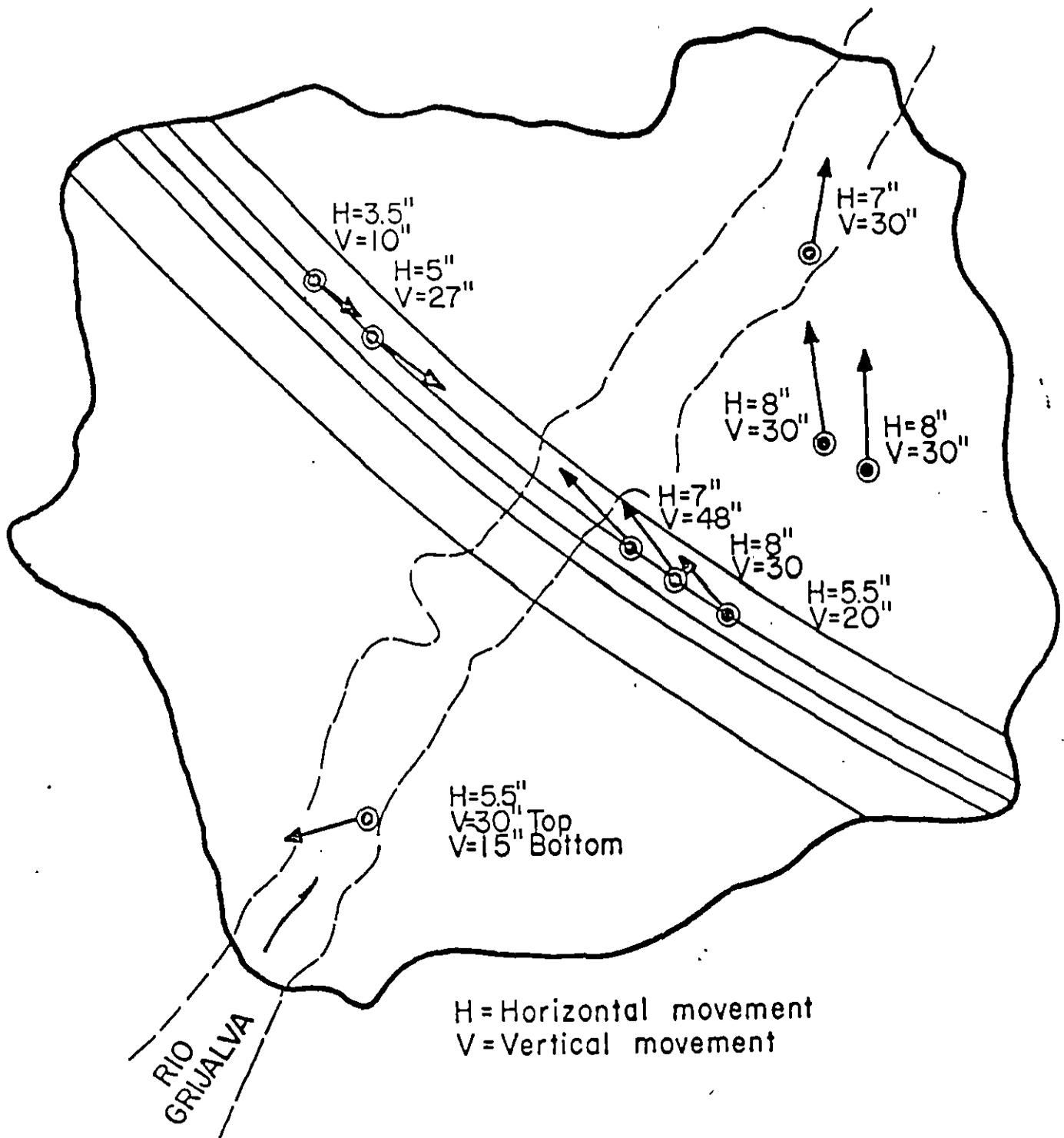


Fig. 10--Plan of Movements, Malpaso Dam

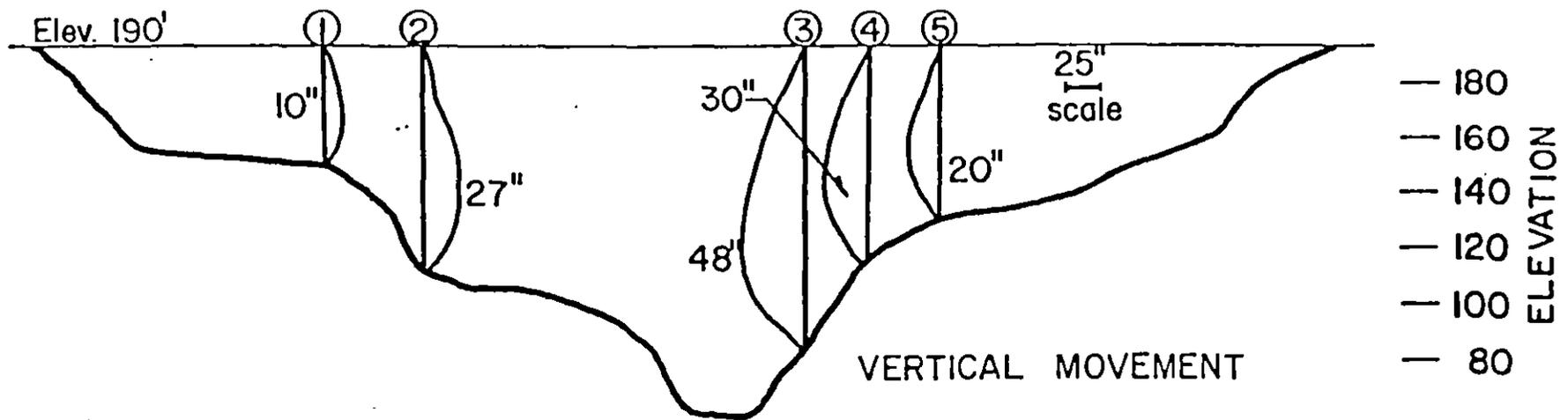
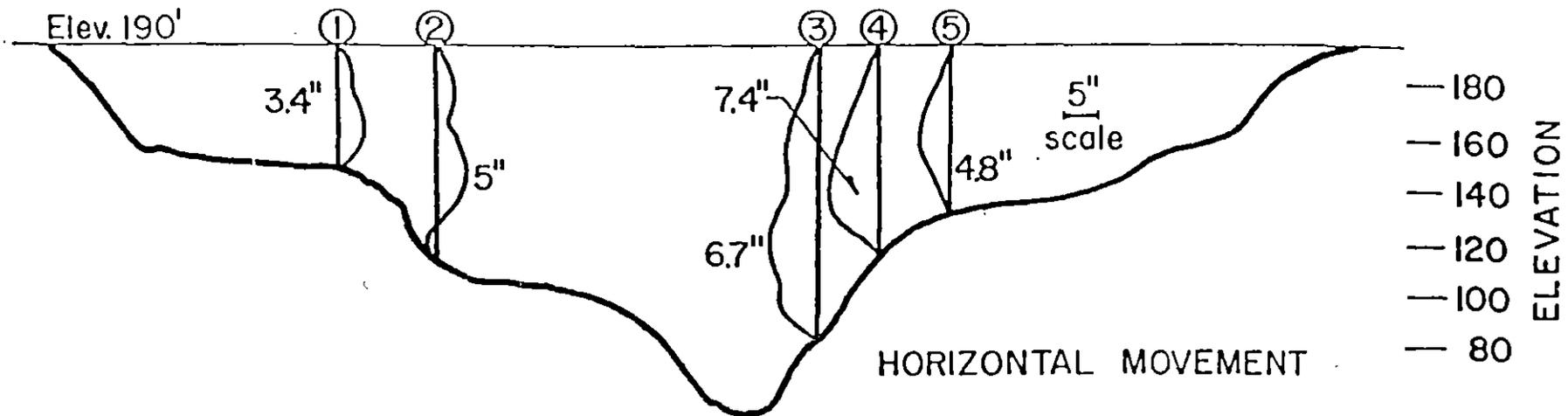


Fig. 11--Horizontal & Vertical Movements, Malpas Dam

HEIGHT OF EMBANKMENT - FT.

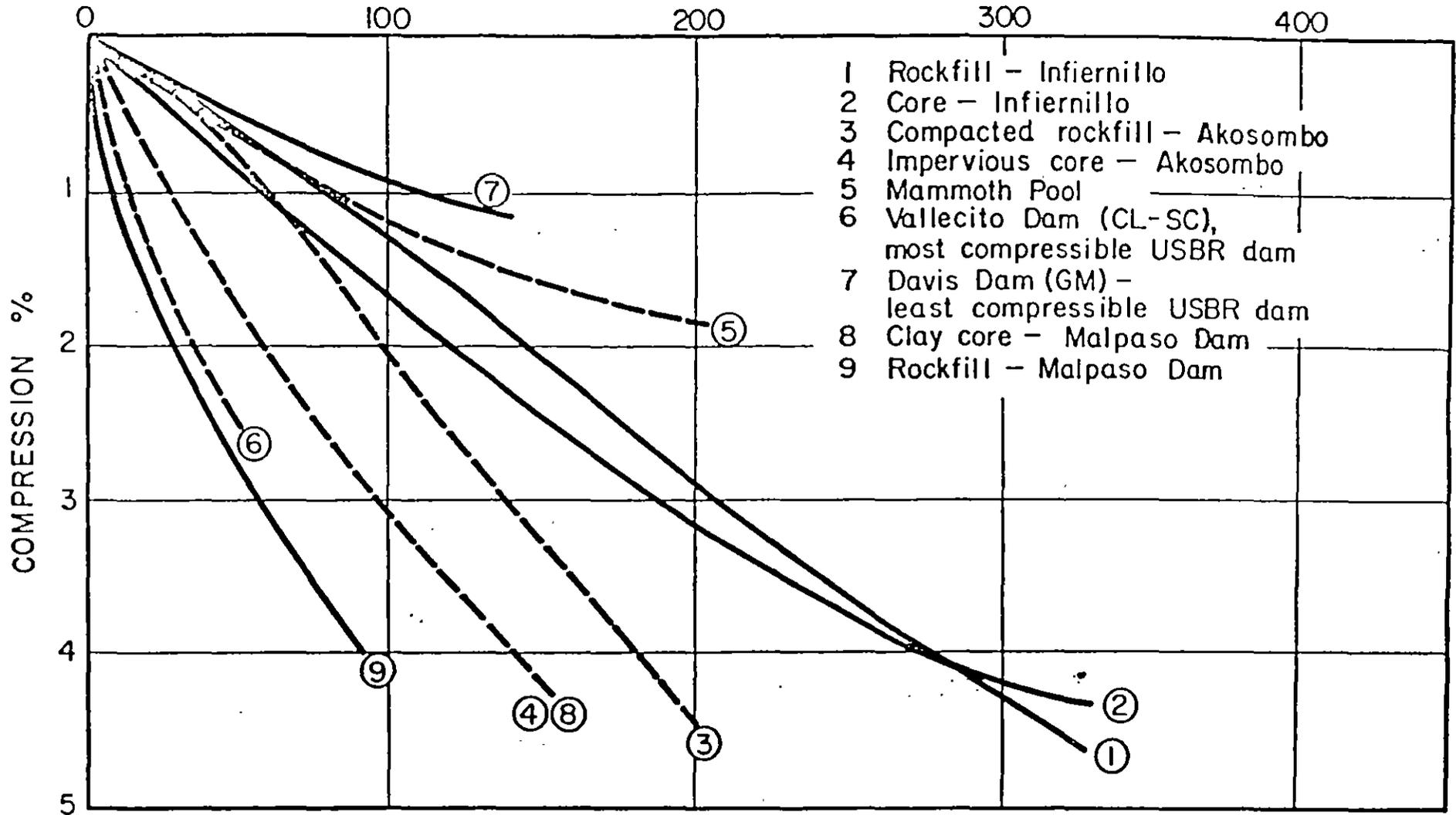


Fig. 12--Field Compression Curves

S.O.P. DIR. GRAL. DE SERVICIOS TECNICOS
DEPTO. DE GEOTECNIA
OFICINA DE MECANICA DE ROCAS

1ª lectura
(o Inicial)

Inclinometro N° 3

ID _____
FECHA 4 de Julio - 1967
OPERADORES _____

TIPO DE LECTURA INCLINOMETRO

Nº DE TUBO	Nº DE LECTURA	LECTURA NORTE	LECTURA SUR	LECTURA ESTE	LECTURA OESTE	IDENTIFICACION DEL POZO	ETAPA DE MEDICION
1	5	500	484	495	500	5555	1
		512	475	506	489		2
		495	488	503	489		3
		501	489	507	488		4
		497	493	506	488		5
		503	484	508	482		6
		483	477	503	473		7
		506	476	492	494		8
		508	481	496	498		9
		513	476	490	500		10
		506	482	494	499		11
		501	487	492	498		12
		495	493	500	492		13
		497	495	484	508		14
							15
							16
							17
							18
							19
							20
							21
							22
							23
							24
							25
							26
							27
							28
							29
							30
							31
							32
							33
							34
							35
							36
							37
							38
							39
							40
							41
							42
							43
							44
							45
							46
							47
							48
							49
							50

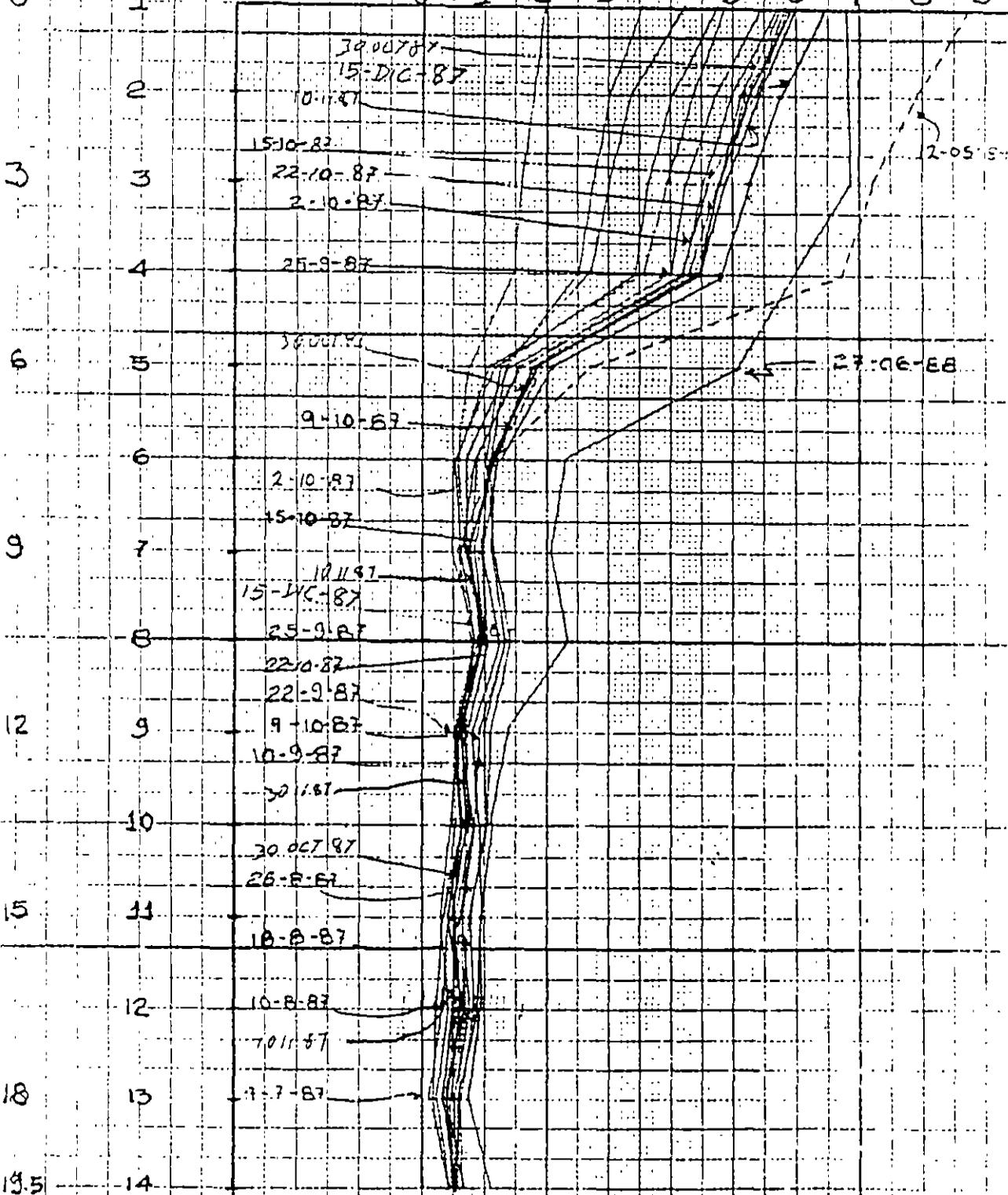
CARRETERA MEXICO - TOLUCA
 TRAMO:
 KM: 8+735

Este-Oeste

Inclinometro N° 3

Desplazamiento en cm.

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11



Profundidad en metros

Mexico Toluca

CARRETERA: MEXICO - TOLUCA

TRAMO: 8-375

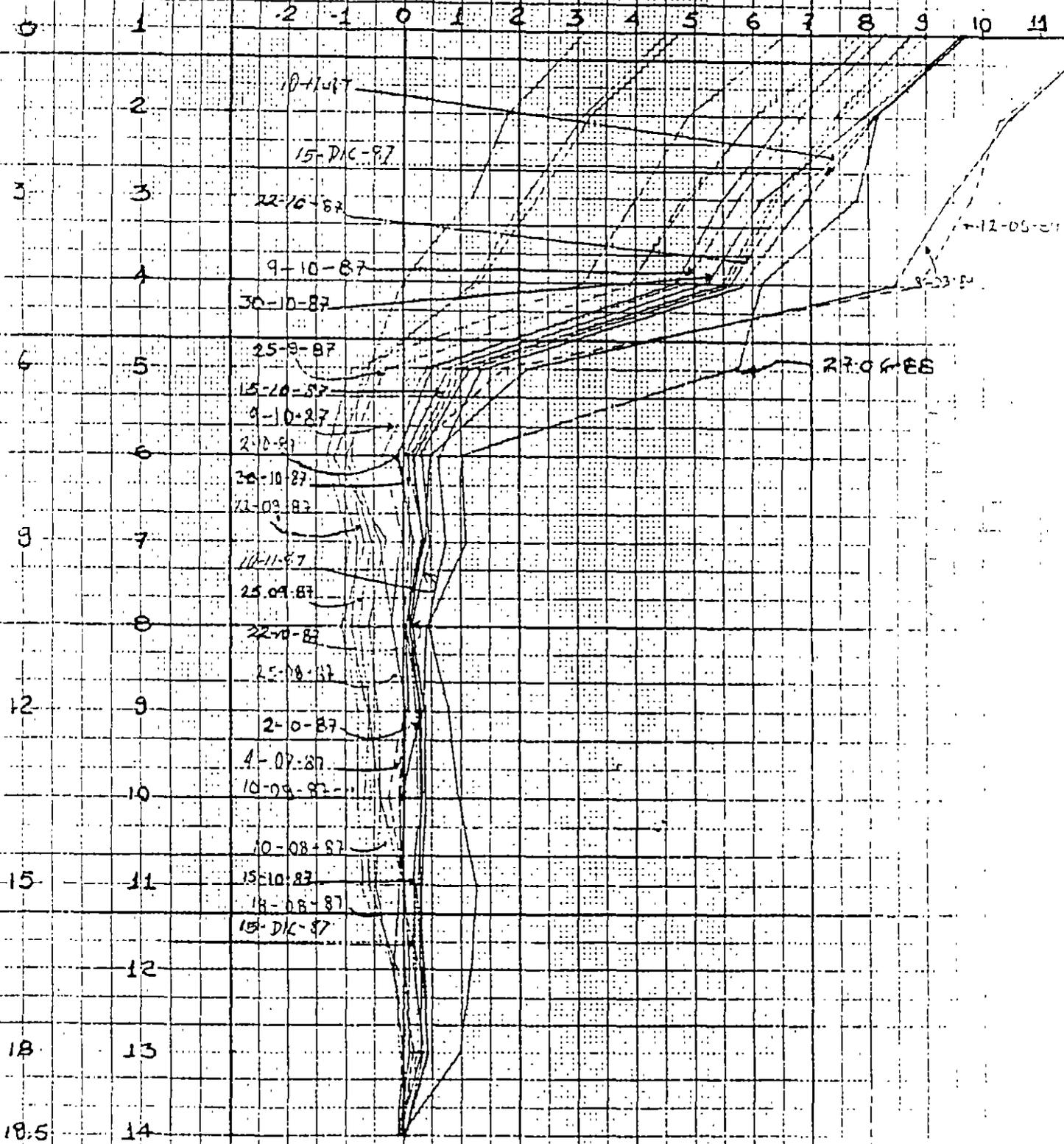
KM: 8-375

Norte-Sur

Inclinómetro N. 3

Desplazamiento en cm

Profundidad en m



Arriba de ladera

Abajo de ladera

alturas $T_1 - T_2$ precisamente igual a lo que la celda se haya hundido.

Como se ve el aparato es ingenioso y de fácil manejo, sin causar ningún impedimento al movimiento de los equipos de construcción. Las celdas pueden instalarse a cualquier profundidad, de manera que los asentamientos pueden medirse en cualquier punto. La precisión del aparato es del orden de 0.5 cm, si no se le dota de dispositivos especiales para la lectura en la escala T .

Los inconvenientes del dispositivo estriban en el tiempo que hay que esperar para que se establezca el líquido, sobre todo cuando el tablero de medida está lejos de la celda (20 min para 100 m); en los aislamientos que requieren las celdas cuando existan aguas, especialmente salinas y en las posibles dificultades para encontrar a distancia razonable un lugar donde instalar la base fija.

La Ref. 5 menciona un dispositivo parecido, utilizado en California, basado también en el principio de establecer la comunicación entre un líquido, situado en un recipiente dentro del terreno y en el sitio en que se desea medir los asentamientos y un brazo del tubo, colocado en un tablero de trabajo, fuera de la influencia de los movimientos del terraplén, pero este dispositivo se hace trabajar simplemente por el principio de vasos comunicantes, sin activarlo con ninguna presión, por lo que su utilización debe considerarse más limitada, independientemente de que pueda dar buenos resultados en muchos casos.

Un dispositivo análogo al anterior fue propuesto originalmente por Terzaghi (Ref. 6), pero se ha utilizado sobre todo en el campo de las estructuras edificacionales.

A-4. Elección de los puntos de medición y de su número

Los asentamientos en terraplenes sobre suelos blandos se miden generalmente en una de dos condiciones: Sobre un terraplén ya construido, con vista a conocer su comportamiento o en un terraplén o tramo de pruebas, con la finalidad de obtener datos para el proyecto de un tramo de mucha mayor longitud.

En cualquiera de los dos casos conviene disponer los puntos en que se estudien los asentamientos en secciones instrumentadas. El número de éstas suele ser mayor en los terraplenes de prueba que en los problemas de control de comportamiento, pero en todo caso depende de la importancia de la obra, la heterogeneidad de las formaciones que se consolidan y de la dificultad del problema, desde el punto de vista estricto de la Mecánica de Suelos.

En zonas heterogéneas, donde se esperen asentamientos diferenciales de importancia, convendrá medir los totales en secciones no separadas a más de

50 m y esta dimensión podrá crecer mucho en el caso de control de asentamientos sobre formaciones muy homogéneas, en las que las secciones podrán separarse hasta 200 m o más; en los terraplenes de prueba suelen disponerse secciones que cubran a ritmo constante todo el terraplén, frecuentemente de 50 en 50 m o algo similar.

Hay algunas zonas en donde es obligada la instalación de una sección instrumentada, como son las zonas de discontinuidad; por ejemplo, los accesos a un puente o paso a desnivel sobre pilotes de punta o la terminación brusca de la zona compresible o las zonas singulares, tales como cauces de ríos abandonados y cubiertos por depósitos, etcétera.

Los puntos de medición deben cubrir toda la sección transversal del terraplén, pues en el momento de la interpretación suele convenir la información completa. En caminos construidos sujetos a control es frecuente que cada sección tenga cinco puntos, en el eje, los dos hombros y los dos pies del terraplén. En terraplenes de prueba el número de puntos es mucho mayor (ver, por ejemplo, la Fig. XIII-1).

La frecuencia de las mediciones debe ser suficiente para definir la evolución de los asentamientos con el tiempo. Obviamente no deberá ser uniforme, sino mucho mayor al principio y cada vez más espaciada, según el tiempo pasa. Suelen hacerse una o dos medidas diarias durante el periodo de construcción, para conocer las deformaciones instantáneas y el comienzo del proceso de consolidación. Después, podrán hacerse mediciones semanales durante los primeros tres meses de la vida del terraplén y esta periodicidad podrá espaciarse hasta hacer las medidas mensuales, hasta los primeros tres años de vida y bianuales posteriormente. Naturalmente que estos ritmos no son rígidos y deberán adaptarse a cada caso particular.

B. Medición de los movimientos laterales del terreno de cimentación

Suele interesar medirlos por diversas razones. En primer lugar, una parte de los asentamientos se debe a los desplazamientos laterales de los estratos compresibles (esta parte no está, naturalmente, tomada en cuenta por la teoría de la consolidación de Terzaghi, que sólo considera asentamientos por compresibilidad, es decir, por cambio de volumen, pero no por cambios de forma debidos a la acción de los esfuerzos cortantes). En segundo lugar, las fallas de terraplenes sobre suelos blandos van precedidas de desplazamientos laterales del terreno de cimentación, abajo y en la vecindad de ellos; así, la magnitud de estos movimientos permite conocer, cualitativamente al menos, lo lejos que se está de una posible falla.

B-1. Control superficial

Cuando se colocan terraplenes sobre suelos blan-

dos suele tener también interés el conocimiento de los movimientos horizontales del terreno, tanto en la superficie como en las profundidades afectadas. En lo referente a mediciones de puntos superficiales, no existen diferencias de consideración respecto a la metodología que se mencionó al tratar de las mediciones de asentamientos. También ahora, uno de los puntos más delicados estriba en seleccionar los puntos o líneas de referencia, obviamente en zonas no afectadas por los movimientos. En muchas ocasiones y en problemas de gran importancia (Ref. 7), las fronteras de las zonas en movimiento no están bien determinadas por lo que deberán seleccionarse con el correspondiente criterio conservador. El problema del control de los movimientos horizontales en la superficie del terreno se simplifica correspondientemente cuando se desea únicamente conocer movimientos diferenciales o relativos entre diversos puntos, sin que haya de determinarse la magnitud absoluta de los movimientos.

B-2. Inclinómetros

A menudo es insuficiente conocer los desplazamientos horizontales de la superficie del terreno únicamente y se necesita determinar también cómo se mueve el terreno de cimentación blando cuando sobre él se ha construido un terraplén, conociendo esos desplazamientos dentro de la profundidad afectada por el fenómeno.

Casi todos los instrumentos que primeramente se desarrollaron para lograr estos fines utilizan la misma idea básica. Se trata de introducir en el terreno algún tubo relativamente flexible, cuya original verticalidad se modifique cuando ocurren los desplazamientos horizontales, de manera que la línea del tubo deformada proporciona en cada momento una imagen objetiva de los desplazamientos que han tenido lugar; la imagen se puede conocer introduciendo un instrumento sensible a la inclinación por el interior del tubo; A. Casagrande (Ref. 8) describe uno de los primeros estudios en gran escala a este respecto. Se utilizó en él tubería de 5 cm de diámetro, la que se colocó en pozos abundantemente distribuidos en el terreno de cimentación al pie de un gran terraplén que se estaba construyendo a través del Gran Lago Salado; en este caso la idea era conocer la posición de cualquier superficie de falla que eventualmente llegara a formarse, lo que se lograba recuperando los tubos tras el deslizamiento y observando su deformación permanente.

En los cuatro terraplenes de prueba que la Secretaría de Obras Públicas de México construyó en el Lago de Texcoco para conocer el comportamiento del terreno de cimentación bajo una importante carga transmitida por los terraplenes para una autopista (Ref. 9), también se usaron, junto con instrumentos más elaborados, algunos tubos sencillos de 5 y 7 cm de diámetro para complementar información de des-

plazamientos horizontales y para ayudar a definir la posición de cualquier superficie de falla que pudiera llegar a desarrollarse. En este caso se introduce por el tubo una barra rígida de longitud apropiada y se puede conocer la profundidad a la cual la deformación del tubo impide el paso de la barra. No es ocioso insistir un poco en estos elementos de instrumentación tan sencillos, ya que muchas veces pueden proporcionar información muy útil a un costo relativamente bajo, evitando el uso de instrumentos más complicados, que para muchos países son de importancia y que pudieran no estar disponibles en el momento requerido.

La Ref. 1 menciona diversos tipos de inclinómetros, ya más elaborados (Plantema, Wiegmann, un modelo del Instituto Geotécnico Sueco, etcétera), pero seguramente el inclinómetro que tiene actualmente un uso más extendido es el desarrollado por Wilson (Refs. 1 y 10) y más tarde modificado por Parsons y Wilson en 1956. Es un dispositivo preciso, compacto y ligero para medir movimientos de tierra de hasta 170 m de profundidad. En la Fig. XIII-5 se muestra al inclinómetro completo.

El aparato completo consiste de una unidad sensible, una caja con los necesarios controles eléctricos, cable conector y una tubería para ser colocada en el terreno, ranurada en dos planos ortogonales entre sí. El medidor entra por la tubería corriendo sus ruedecillas por dos ranuras opuestas y puede detectar las desviaciones de la vertical que haya sufrido la tubería, originalmente instalada en tal posición.

Es frecuente el uso de la tubería de 8.1 cm de diámetro y 0.22 cm de espesor, en tramos de 1.5 ó 3 m longitud; los coples para unir los tramos de tubo suelen ser de 15 ó de 30 cm. Esta tubería es la misma que se utiliza en el torpedo medidor de asentamientos, ya mencionado, que también es un diseño original de S. D. Wilson. La tubería que vaya a usarse con el torpedo (muchas veces un pozo cubre ambos fines) debe acoplarse con uniones de 30 cm, telescópicas, para permitir la acción del inclinómetro.

La unidad sensible (Fig. XIII-6) tiene un circuito interno que es un puente de Wheatstone actuado por un péndulo calibrado. Cuando el inclinómetro está vertical, el péndulo toca el centro de una resistencia calibrada, subdividiéndola en dos, las cuales constituyen la mitad del puente de Wheatstone; la otra mitad, así como un potenciómetro de precisión, resistencias y las necesarias conexiones va instalada en la caja de control. El conjunto está accionado por baterías. Cuando la unidad sensible se inclina, por haberlo hecho la tubería en que se introduce, el péndulo permanece vertical, de manera que la resistencia calibrada con la que contacta queda dividida en dos porciones desiguales, lo que cambia el circuito interno y modifica las lecturas en la unidad de control. La Fig. XIII-7 muestra un esquema de los circuitos que se utilizan en el inclinómetro y en la caja de control, unidos por una conexión de cable.

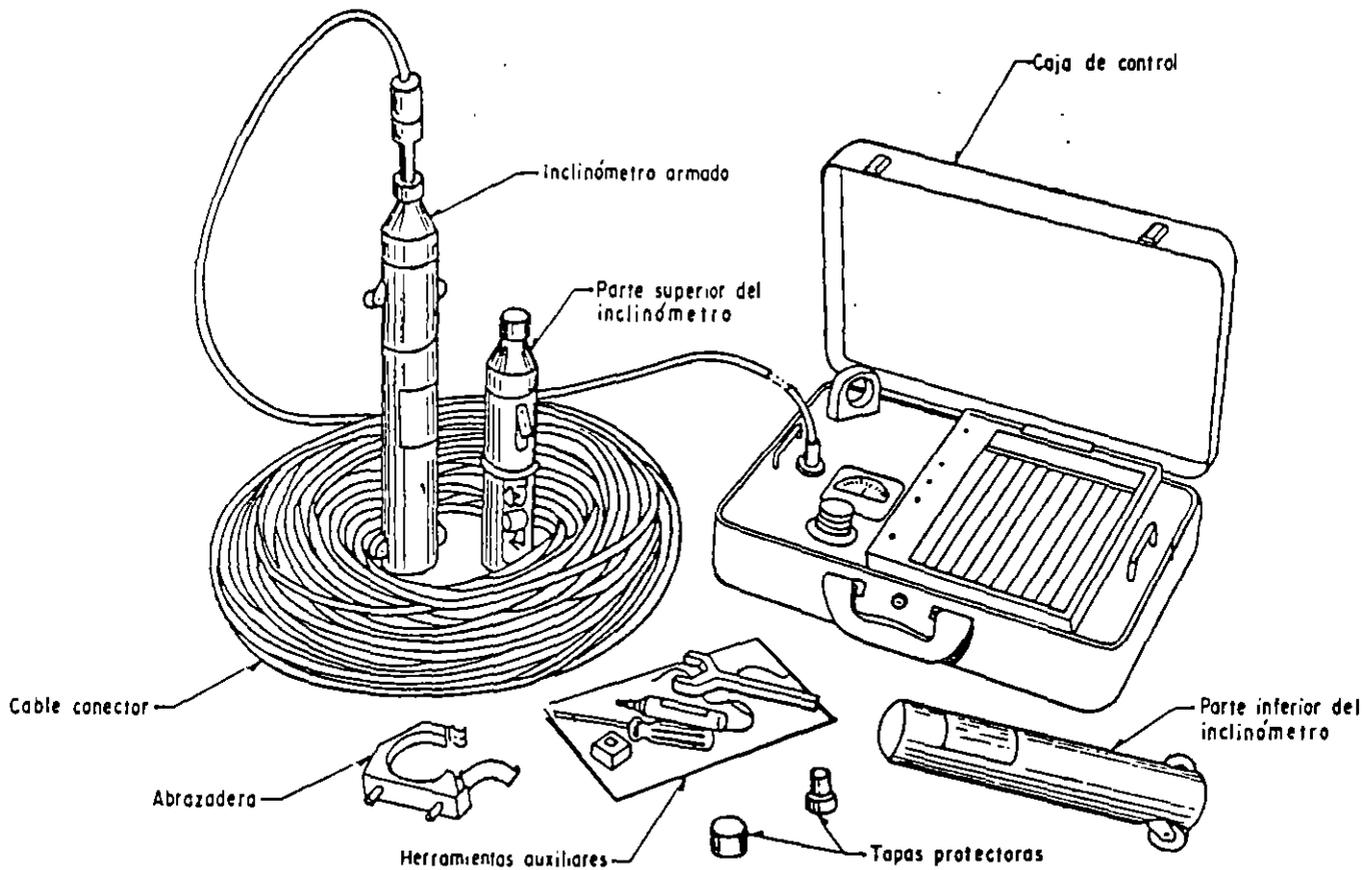


Figura XIII-5. Inclinómetro completo.

La Fig. XIII-8 reproduce un esquema de la unidad medidora, con un corte que permite asomarse a su interior.

El inclinómetro se hace descender por su tubería empleando todo el equipo auxiliar que aparece en la Fig. XIII-9. A medida que va bajando, se van obteniendo lecturas en intervalos prefijados. Una calibración precisa de laboratorio puede lograr que las carátulas de la caja de control lean directamente la inclinación que corresponde a cada lectura eléctrica.

La Fig. XIII-10 esquematiza cómo se deforma la tubería especial y se inclina la unidad sensible, cuando el sistema sufre desplazamientos laterales.

La sensibilidad del instrumento permite detectar un minuto de arco en forma confiable, en la desviación que la tubería especial vaya sufriendo respecto a la vertical.

Es usual hacer todas las lecturas con el inclinómetro en dos posiciones ortogonales entre sí, utilizando la disposición de las ranuras de la tubería de que se habló. Esto tiene por objeto obtener en forma más precisa la imagen de deformación en el espacio. De hecho convendrá orientar los planos definidos por las ranuras en oposición según las direcciones principales de la deformación.

La tubería debe ser suficientemente flexible para seguir fielmente los movimientos del terreno y, a la vez lo suficientemente fuerte para soportar las maniobras de instalación. Este es, sin duda, un punto

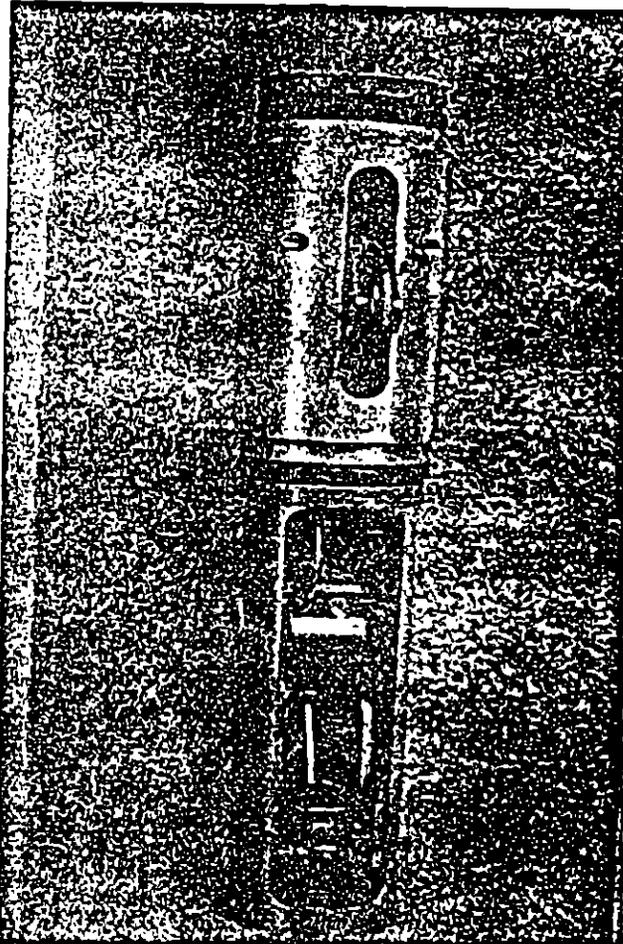
delicado en el diseño del dispositivo y algunos autores (Ver por ejemplo la Ref. 4) han señalado que el material utilizado por Wilson en sus diseños comerciales es demasiado rígido; la experiencia mexicana a este respecto es, sin embargo, satisfactoria.

El aparato, en el momento presente resulta de empleo delicado y es indudablemente costoso. La cantidad de medidas que se obtienen hace necesario contar con el apoyo de una computadora para su procesamiento y ordenación.

El resultado que puede obtenerse es magnífico. La Fig. VI-43, que se presentó en el Volumen I de esta obra permite apreciar el tipo de información que puede obtenerse, que destaca por lo objetiva y clara.

El instituto Geotécnico de Suecia ha desarrollado un aparato de péndulo, análogo al de Wilson, pero el extremo inferior del péndulo, en lugar de modificar una resistencia incluida en un circuito eléctrico, tal como es el caso del aparato arriba descrito, está sujeto por un resorte instrumentado con sistemas de medidores eléctricos de deformación; cuando el péndulo se inclina varía la longitud del resorte y por lo tanto también la del filamento metálico del medidor eléctrico, con lo que cambia la resistencia de éste y se hace la correspondiente lectura en el circuito, en forma ya análoga al inclinómetro de Wilson.

Geoconsult (Ref. 20) ha desarrollado un inclinómetro también de péndulo que se basa en el siguiente principio (Fig. XIII-11). La unidad sensible tiene dos



Inclinómetro tipo Wilson.

cilindros concéntricos, pudiendo el interior girar respecto al exterior, gracias a un motor eléctrico que se controla desde la superficie; el cilindro exterior se inclina obedeciendo la deformación que sufra la tubería que contiene el aparato, por efecto de los movimientos del suelo. Una balanza electrodinámica que contiene un medidor de intensidades de corriente mantiene siempre el péndulo en el eje de la unidad sensible. El extremo inferior del péndulo está unido a un resorte, de manera que la longitud de éste varía según el aparato se incline más o menos. Como quiera que el resorte, la balanza y el péndulo forman parte de un circuito eléctrico, análogo al del inclinómetro de Wilson y del que pueden hacerse lecturas en la superficie, el cambio de longitud del resorte produce finalmente un cambio en la intensidad de la corriente circulante, que es la que se mide en este caso. Además, accionando el motor y provocando la rotación del cilindro interior de la unidad sensible se podrá llegar a la posición en que el péndulo produzca la mínima desviación de su posición original no deformada, que corresponde al momento en que el péndulo está contenido en el mismo plano en que estaba antes de deformarse, habiéndose corregido gracias al giro cualquier pequeño alabeo adquirido por el aparato al inclinarse. Esta posición del péndulo

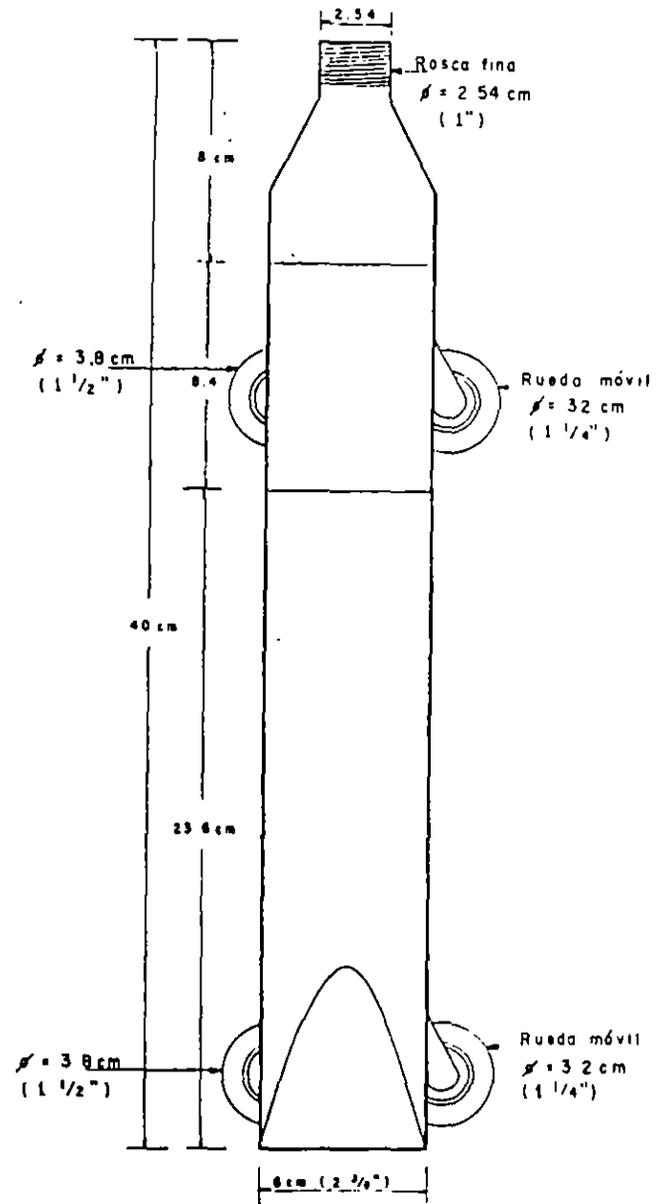


Figura XIII-6. Croquis del inclinómetro armado.

en el mismo plano original se hará notable porque a ella corresponde la máxima intensidad de corriente en el circuito, respecto a cualquier otra posición en que el péndulo además de inclinarse simplemente también gire y se alabee. Una calibración previa de laboratorio permitirá conocer que ángulo de inclinación corresponde a cada una de las intensidades de corriente medidas.

El inclinómetro Telemac (Ref. 20) se muestra esquemáticamente en la Fig. XIII-12. La unidad sensible es también un péndulo constituido por una pieza metálica flexible de la que cuelga un peso en la parte inferior; en su parte superior, la pieza metálica flexible está sólidamente unida a la cabeza de la unidad sensible. Sobre esta pieza metálica flexible se colocan longitudinalmente, dispuestas en cruz en planos perpendiculares, cuatro cuerdas vibrantes. Estos

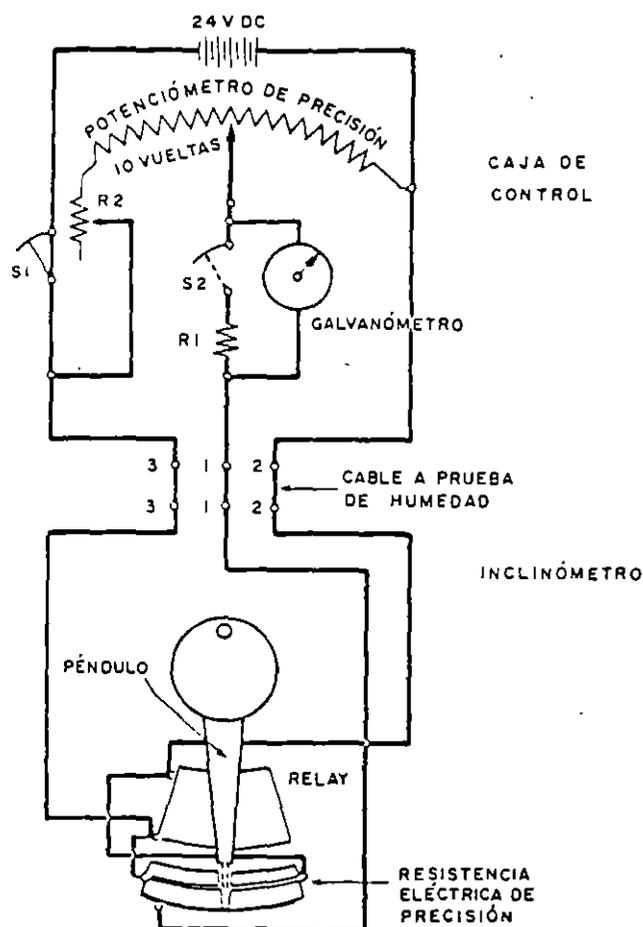


Figura XIII-7. Diagrama eléctrico del inclinómetro conectado con la caja de control.

dispositivos son pequeñas cuerdas metálicas que pueden ser excitadas por un electroimán, que las hace vibrar con una frecuencia natural determinada; si por la aplicación de una tensión se varía la longitud de la cuerda, la frecuencia de vibración cambia bajo la misma excitación. En una consola de medición, sobre la superficie del terreno, existe otra cuerda idéntica, cuyo extremo inferior se puede mover ligeramente con un tornillo micrométrico; el circuito que contiene a la cuerda testigo está puenteado con los que contienen cada par de cuerdas opuestas, de manera que pueden compararse las frecuencias de vibración de las cuerdas, estableciendo cuando son iguales o en cuanto difieren en un momento dado.

Cuando la unidad sensible se inclina, la pieza metálica que contiene las cuerdas se flexiona, de manera que la longitud de estas varía. Una calibración previa de laboratorio permite conocer la inclinación que corresponde a cada posición; para ello ha de igualarse la frecuencia de vibración de la cuerda testigo, variando su longitud en una cantidad controlable, por medio del tornillo micrométrico.

El uso de las cuatro cuerdas permite tomar medidas en dos planos perpendiculares simultáneamente y el tener dos cuerdas opuestas en cada plano (una a tracción y otra a compresión) tiene la ventaja de que

se corrigen automáticamente efectos de temperatura y se verifican lecturas.

La instalación de los inclinómetros (Ref. 11) es delicada y de fundamental importancia. En primer lugar es preciso controlar con cuidado los movimientos de deriva de la boca de los tubos y los de los extremos de los mismos, si están libres. En muchas ocasiones, las tuberías se pueden llevar hasta un estrato resistente, que pueda considerarse inmóvil, hincándolas en él. En este caso, el extremo inferior del tubo es fijo y la posición de la boca podrá controlarse por la propia poligonal que el tubo representa, pero si toda la tubería queda embebida en el material blando que se deforma, será preciso establecer un control topográfico de la boca, para utilizar la poligonal que forma el propio tubo para definir la posición de su extremo. Este control topográfico deberá ser muy cuidadoso, de precisión comparable a la de las lecturas del aparato, so pena de perder todas las ventajas de esta última; el control se establece con poligonales cerradas compensadas, trazadas a partir de puntos suficientemente alejados. Es frecuente que los lugares de terreno blando en que interese hacer este tipo de mediciones sufran alguna clase de enjuntamiento regional (por ejemplo, por bombeo de acuíferos profundos con fines de explotación agrícola); en tales casos, los puntos de referencia lejanos de la poligonal de control, deberán estar en un lugar que participe del movimiento regional, pero suficientemente apartados para no verse afectados por el movimiento del terraplén. Lo que interesa medir es el movimiento lateral del terreno de cimentación, aislado de la componente regional.

En profundidades del orden de 20 m debe ser posible manejar errores máximos de 2 mm en la posición del extremo libre, en inclinómetros controlados sólo por su boca.

Existen una serie de normas que han de ser cumplidas en lo que se refiere a la construcción de los pozos dentro de los que se coloca la tubería del inclinómetro y a garantizar el contacto entre dicha tubería y el terreno circundante. Este contacto se logra rellenando con arena fina el espacio que pueda quedar entre la tubería y las paredes del pozo.

La tubería debe quedar instalada dentro de las zonas de máximo movimiento; si se instala formando una retícula se podrán medir deformaciones unitarias y trazar mapas de deformación, tanto más precisos cuanto más cerrada sea la retícula. Es importante el control de la verticalidad inicial de las tuberías; errores de más de uno o dos grados limitan mucho la utilización de los inclinómetros.

Es esencial un buen conocimiento del terreno natural y su estratigrafía para la interpretación de los resultados y para establecer todos los detalles de la instalación.

La tubería de los inclinómetros puede alterar la situación hidráulica del suelo al proporcionar una vía de intercomunicación de las aguas de varios es-

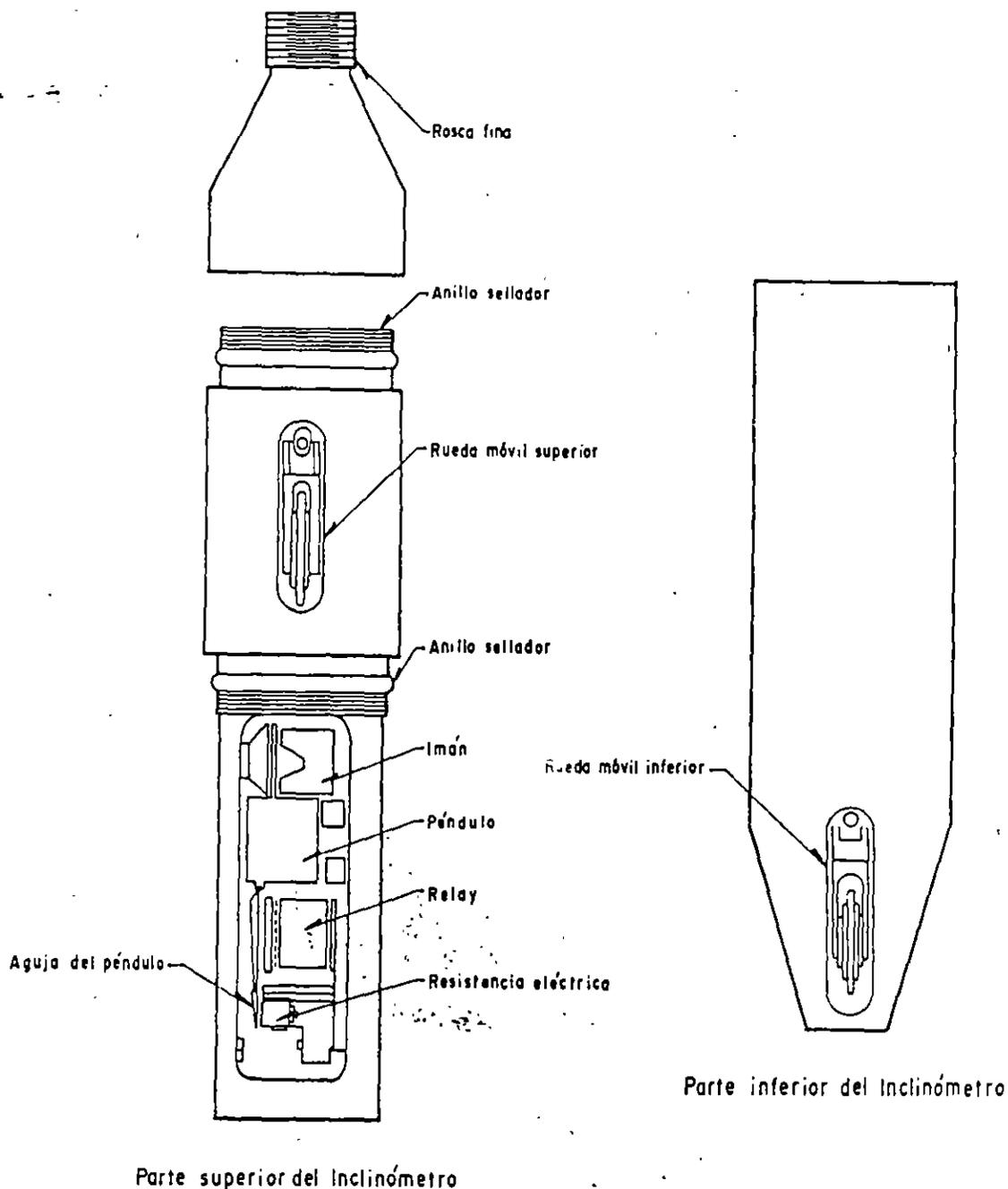


Figura XIII-8. Unidad sensible del Inclinómetro Wilson.

tratos y niveles, influyendo en la obra y, especialmente, en los piezómetros situados en la vecindad.

La tubería del inclinómetro debe colocarse inmediatamente después de perforar el pozo. Puede hacerse introduciendo un acoplamiento de 4 tramos en una misma operación, utilizando un trípode adecuado. La tubería debe introducirse buscando que la orientación de las ranuras quede lo mejor posible, pero pueden hacerse pequeños ajustes una vez instalada, haciéndola rotar ligeramente dentro del pozo.

El espaciado de las operaciones de lectura dentro del tiempo es muy variable y depende de cada proyecto. En términos generales suele convenir usar

espaciamientos menores al principio y mayores en épocas posteriores de medición.

Debe insistirse en la necesidad de establecer, con ayuda de personal especializado un riguroso control estadístico, haciendo en cada punto por lo menos dos lecturas en cada orientación del aparato, con fines de verificación. El programa de computación que se desarrolle para el cálculo de los desplazamientos no debe admitir valores que se desvíen en más de un 5 %

B-3. Detectores de falla de cinta

En la actualidad existe la tendencia a utilizar de

Instrumentación en terraplenes sobre suelos blandos

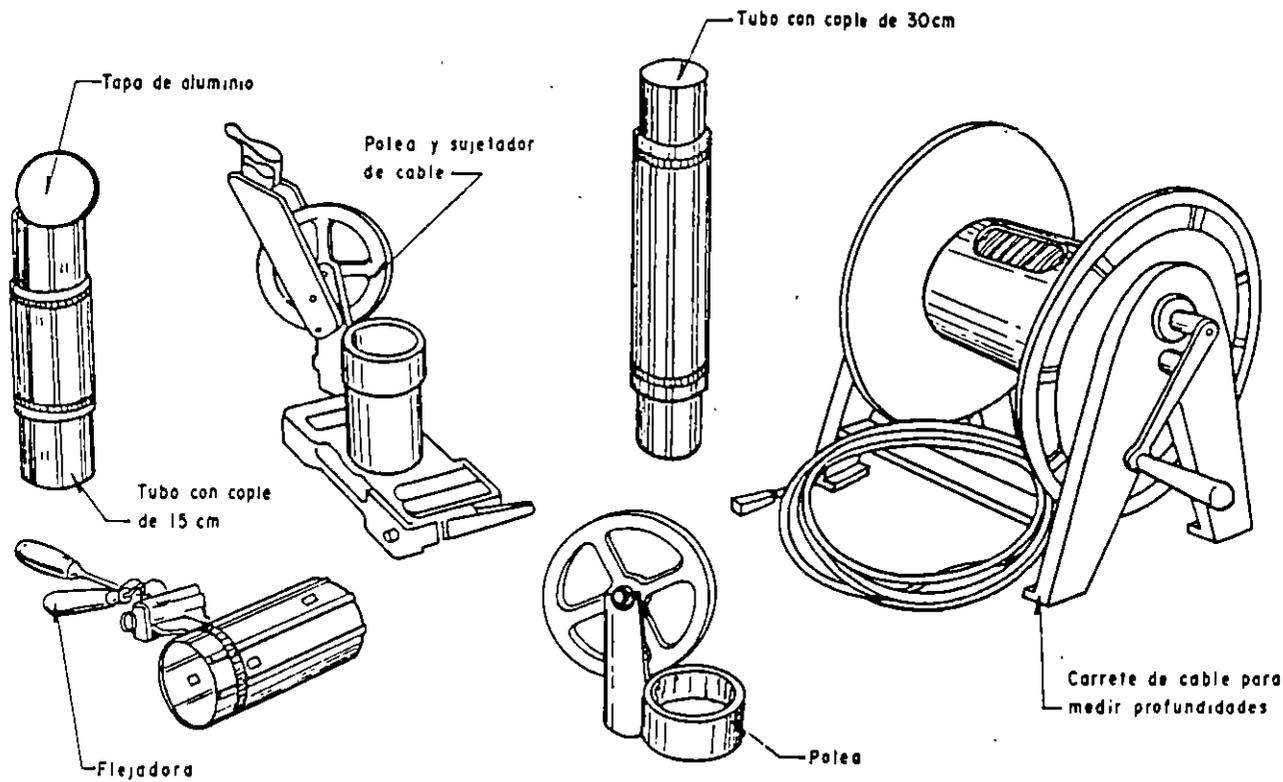


Figura XIII-9. Equipo auxiliar para descenso del inclinómetro. (Tubería de aluminio, carrete y herramientas).

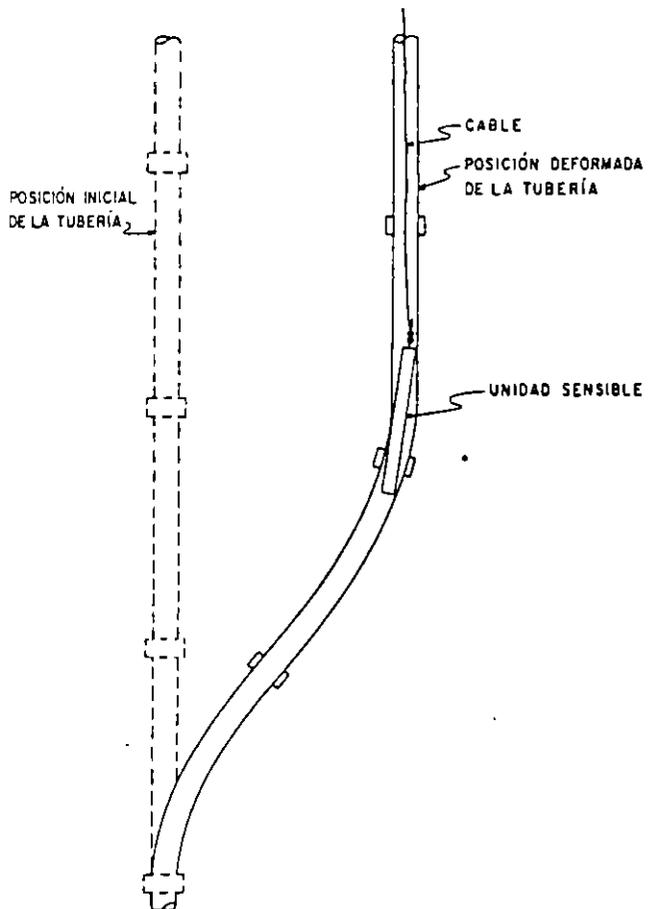
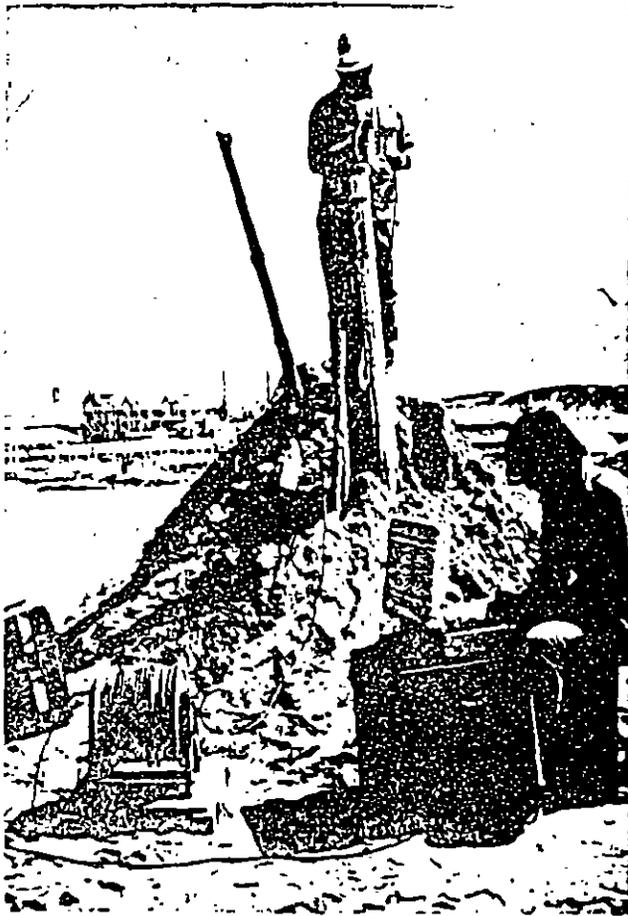


Figura XIII-10. Deformación del conjunto de un inclinómetro.

formímetros para desplazamientos laterales cada vez más pequeños, más delgados y alojados en tuberías de menor diámetro. Esta tendencia ha fructificado al máximo en el desarrollo de deformímetros de cinta, para localizar cualquier superficie de falla a lo largo de la cual se deslicen las masas de suelo.

El dispositivo consiste en una cinta de material plástico que tiene en toda su longitud dos bandas conductoras intercomunicadas de trecho en trecho por resistencias eléctricas conocidas; el conjunto recuerda una escalera pegada sobre la tira de plástico. Todo el dispositivo va recubierto por resinas o materiales impermeabilizantes análogos. Por la parte superior e inferior, la cinta se comunica por cables a una caja exterior, en la que pueden hacerse lecturas de la resistencia eléctrica total del circuito. Cuando sobreviene una falla, la cinta se rompe y, naturalmente, sobreviene también una drástica variación en la lectura que se hace en los medidores externos de la resistencia total del circuito. En principio, puede saberse de cuántas resistencias puente consta el tramo superior de la cinta y de cuántas el inferior, localizando así la superficie de falla.

Los fabricantes de estos instrumentos indican que también son útiles para detectar desplazamientos laterales anteriores a cualquier estado de falla por deslizamiento de tierras. Para ello sugieren introducir en el terreno un tubo de plástico con cuatro cintas dispuestas en cruz, tangencialmente al tubo (Fig. XIII-13). Cuando éste se deforma, las cintas se romperán en las zonas de tracción y el análisis de los datos obtenidos permitirá reconstruir la deformada



Operación de toma de lecturas con el inclinómetro.

del tubo. Los autores carecen de experiencia en el uso de los detectores para estos fines, pero en principio el manejo del instrumento se ve demasiado delicado y resulta dudoso el poder medir los desplazamientos laterales, aun cuando la precisión del aparato permite situar cualquier ruptura de una cinta con un error no mayor de 15 ó 20 cm.

Las cintas se colocan en el interior de pozos previamente perforados y se recomienda embeberlas en concreto o lechada de cemento.

C. Medición del estado de presiones en el agua

En los problemas relacionados con la colocación de terraplenes sobre suelos blandos es esencial el conocimiento de la evolución de las presiones en el agua del subsuelo en exceso de la hidrostática. Esta medición tiene tres objetivos fundamentales:

- Conocer las condiciones hidráulicas en el interior de los estratos que constituyen el subsuelo.
- Conocer el grado de consolidación en cada momento de la vida del terraplén. En el Capítulo I se vio cómo el proceso de consolidación implica una transferencia de presión del agua que satura el suelo a la estructura sólida del

mismo; en principio toda la carga del terraplén será tomada por el agua, produciéndose en ella una presión neutral que, en principio puede conocerse, en relación a las condiciones iniciales de presión, que también pueden ser determinadas. Después, a medida que el proceso de consolidación progresa, el exceso de presión adquirido por el agua tenderá a disminuir con el tiempo, con un aumento correspondiente de la presión efectiva. El conocimiento de la presión en el agua en cualquier momento intermedio del proceso permite establecer la etapa en que se encuentra el proceso de consolidación en ese momento.

- Conocer en cualquier momento la resistencia del terreno de cimentación bajo el terraplén, para establecer la evolución del factor de seguridad (Cap. VI, Fig. VI-40).
- Verificar el funcionamiento de elementos de subdrenaje o de medidas que pudieran existir para controlar el flujo de agua hacia excavaciones.

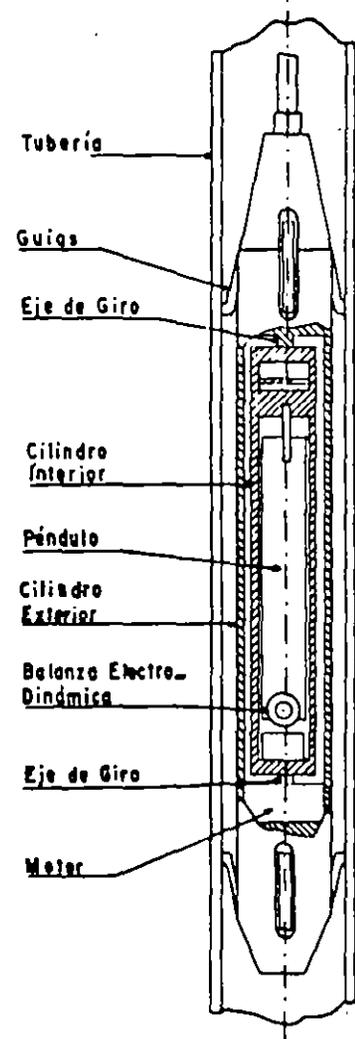


Figura XIII-11. Inclinómetro tipo Geoconsult (Ref. 20).

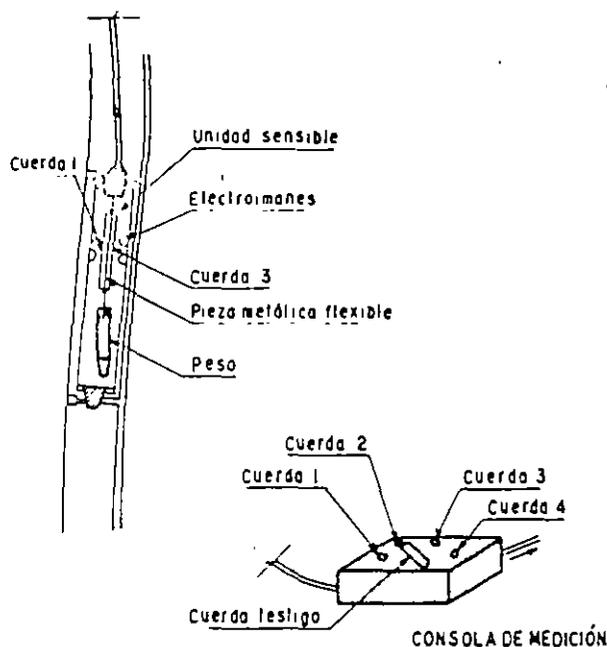
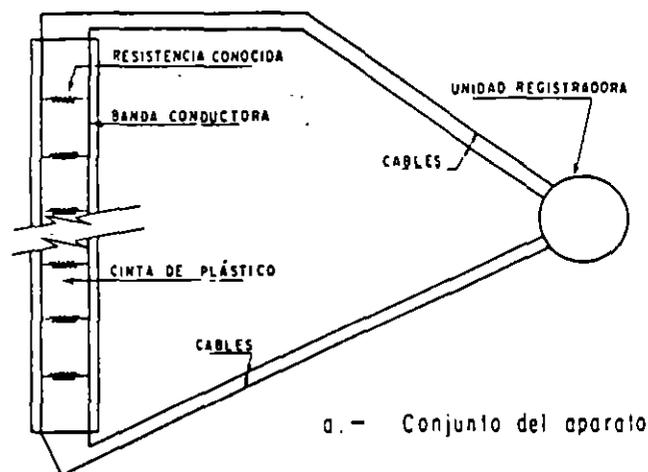


Figura XIII-12. Inclinómetro de cuerdas vibrantes (Telemac, Ref. 20).

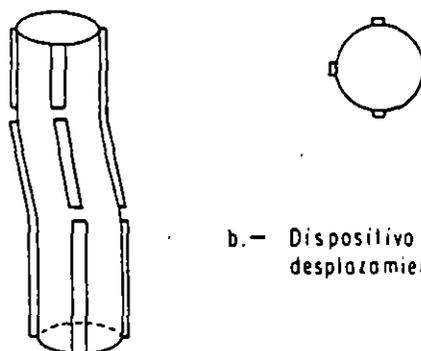
Establecer cualitativa y aun cuantitativamente problemas locales de falla, antes de que progresen lo suficiente para producir un incidente grave.

Los aparatos cuya función es medir la presión del agua en un punto del subsuelo se denominan genéricamente piezómetros. En condiciones puramente estáticas la carga de presión en cualquier punto del terreno de cimentación está dada por la posición del nivel freático; sin embargo esta condición no es demasiado frecuente en la naturaleza, excepto en masas de suelo muy homogéneas y planas. Además, cualquier obra ingenieril tiende a producir cambios en los estados de esfuerzos, que implican generalmente cambios en el estado de presión en el agua, de manera que las relaciones hidrostáticas ya no bastan para representar la condición de los terrenos en lo que se refiere a la interrelación entre las presiones de pozo que se desarrollen y la resistencia.

Las observaciones del nivel de aguas freáticas en los pozos de sondeos son siempre muy difíciles de interpretar; aún en condiciones hidrostáticas, un recubrimiento de las paredes del sondeo por lodo de perforación o formado accidentalmente por las operaciones de exploración, basta muchas veces para disimular la presencia del nivel freático. Un pozo de exploración, recibirá agua de todos los estratos que se crucen en que la altura piezométrica sea mayor que la que corresponda al fondo del pozo y perderá agua a través de todos los estratos en los que dicho nivel piezométrico sea menor; estos hechos enmascaran el significado de la altura que alcance el agua en un pozo dado. Si las relaciones que rigen al agua en la vecindad de ese pozo de exploración no son hidrostáticas, menos aún puede esperarse que el nivel del agua en



a. - Conjunto del aparato



b. - Dispositivo para medir desplazamientos laterales.

Figura XIII-13. Cinta detectora de fallas.

el pozo indique con la precisión suficiente la verdadera situación; considérese simplemente el hecho de que en suelos finos, generalmente impermeables, se requerirían enormes volúmenes de agua, que necesitarían muchísimo tiempo para movilizarse, hasta que se estableciera una altura de agua en el pozo que indicase el verdadero estado de presiones.

Por lo anterior, ha de considerarse que la simple observación de los espejos de agua en los pozos de exploración no basta para obtener conclusiones de los estados de presión, aún en los casos muy claros y sencillos y es totalmente inadecuada cuando las condiciones del subsuelo se hacen cambiantes o más complejas, tal como sucede, por ejemplo, si un proceso de consolidación está teniendo lugar.

Un piezómetro es un aparato que mide la carga de presión del agua en el punto en el que queda instalado. Todos los piezómetros trabajan con el principio de equilibrar con alguna clase de contrapresión, que se lee, la presión que el agua del terreno ejerza al actuar sobre una unidad sensible; según sea la clase de contrapresión que se utilice se tendrán diversos tipos de piezómetros.

La Fig. XIII-14 muestra el tipo original de piezómetro, denominado abierto, diseñado por A. Casagrande (Refs. 12 y 13).

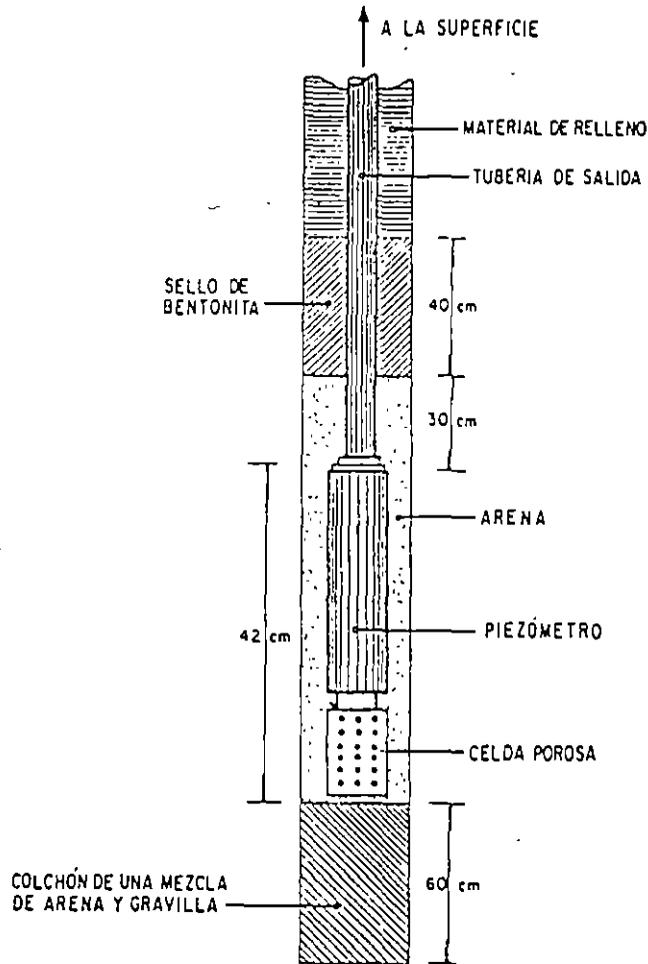


Figura XIII-14. Piezómetro abierto tipo Casagrande.

En este aparato, el agua entra al interior de la unidad sensible a través de la celda porosa, llenándola y estableciendo en su interior la presión que tenga en el subsuelo; como consecuencia, ascenderá por la tubería hasta una altura tal que produzca, por su peso, una contrapresión que equilibre la presión existente en la unidad sensible.

El nivel del agua dentro del tubo de salida puede medirse por métodos eléctricos. En la superficie del terreno se instala un ohmímetro, cuyas terminales se juntan, cuidando de que no hagan contacto, en un solo cable con diámetro apropiado para que pueda penetrar en la tubería del piezómetro, lastrándolo convenientemente, con pequeñas masas de plomo. En el extremo inferior del alambre se instala un taquete de hule o plástico, a través del cual se pasan las dos terminales del ohmímetro, ya sin ningún recubrimiento protector; cuando las terminales desnudas tocan el nivel del agua se cierra el circuito alimentado por las baterías del ohmímetro, lo que se manifiesta por un salto brusco de la aguja del medidor del aparato. Conviene recubrir las terminales desnudas con un poco de grasa, para impedir la formación de una película de agua entre ambas.

Cuando las condiciones de presión sean tales que

el agua se derrame por el extremo de la tubería del piezómetro, en la superficie, las presiones deben medirse con un manómetro de Bourdon instalado cerrando dicho extremo y siguiendo la secuela que se indica en la Ref. 14.

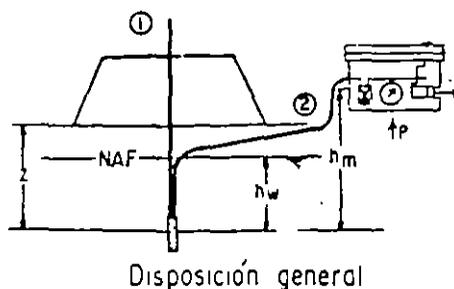
Hvorslev (Ref. 15) ha señalado varios inconvenientes serios del piezómetro abierto. El más importante es, sin duda, el que proviene del tiempo que ha de transcurrir entre cualquier cambio en la presión del agua del subsuelo y la respuesta del aparato, motivado por la necesidad de que un volumen relativamente alto de agua entre en la unidad sensible, a través de la celda porosa y establezca el equilibrio interior, con el correspondiente cambio en la altura de agua en la tubería de salida al exterior, lo que puede demandar nuevos volúmenes de agua o eliminación de sobrantes. Todas estas operaciones se hacen muy lentas en suelos poco permeables, que son aquellos en que más frecuentemente se han de instalar los piezómetros. Este retardamiento depende del diámetro de la tubería de salida, que por esta razón suele ser delgada, con no más de uno o dos centímetros, de las dimensiones y espacios vacíos de la unidad sensible y, ya se dijo, de la permeabilidad del suelo. El filtro de arena en torno a la unidad sensible incrementa mucho la eficiencia de la entrada o salida del agua y ésta es una de las razones importantes para ponerlo. La Ref. 1 recoge datos de Hvorslev sobre el retardamiento de piezómetros abiertos de diferentes tipos y en ella puede verse que el fenómeno dista de traducirse en un tecnicismo académico, pues frecuentemente ha de medirse en muchos días o en bastantes meses.

El retardamiento se ve también muy influido por fenómenos de anisotropía en la permeabilidad.

Las burbujas de gas que puedan alojarse en el sistema pueden producir efectos muy diversos. Cuando se alojan dentro de la unidad sensible o en la zona de contacto entre el aparato y el suelo que lo rodea, disminuyen la permeabilidad dificultando el flujo del agua y aumentando los periodos de retardamiento. El cambio en volumen que los gases sufren al variar la presión incrementa generalmente el tiempo de respuesta del aparato. Por estas razones no se recomienda la utilización de tubos metálicos, pues en ellos se producen fenómenos electrolyticos que causan la aparición de gases. Tubos de plástico, del tipo Saran o similares son de uso universal.

Para eliminar los inconvenientes anteriores y hacer más rápida la respuesta del aparato a los cambios de presión en el agua del subsuelo, se han desarrollado algunos piezómetros que funcionan con necesidades de flujo interno de agua mucho menores y retardamientos correspondientemente más pequeños. La Fig. XIII-15 muestra un modelo desarrollado por la técnica francesa (Ref. 4).

El aparato consiste en una unidad sensible de paredes porosas, de la que salen hacia el exterior dos tubos. Uno de ellos, marcado como 1 en la figura, se



Disposición general

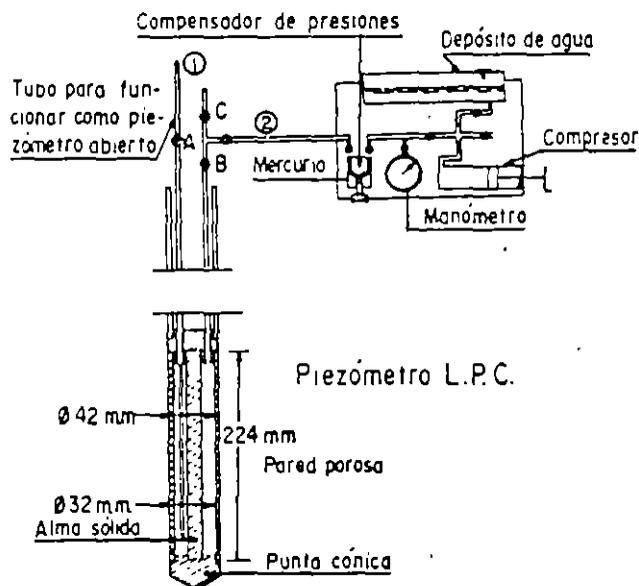


Figura XIII-15. Piezómetro L.P.C. (Ref. 4).

utiliza cuando el piezómetro se instala como abierto, porque así lo permita el terreno en el que se coloca; en tal caso, el piezómetro funciona como arriba se describió y la presión se lee bien sea determinando la altura de agua por medio de un ohmímetro o instalando en el extremo un manómetro. El tubo número 2 conecta la unidad sensible con un dispositivo para ser utilizado en aquellos suelos en que los tiempos de retardamiento serían muy grandes. Después de instalado el aparato, el agua habrá llenado la unidad sensible y el tubo 2, hasta un compensador de presión, que es simplemente un manómetro de mercurio. Dentro de ese manómetro se establece el mismo nivel de mercurio en las dos ramas con la ayuda de un compresor, que debe de producir una presión igual en la rama de la derecha que la que actúa sobre la rama de la izquierda. En estas condiciones el aparato se encuentra en la lectura inicial y la presión del compresor en ese instante se lee en el manómetro intercalado en la línea. Cualquier variación posterior de la presión en el subsuelo producirá un desequilibrio en el compensador de presiones de mercurio, el cual se ajustará por medio del compresor, produciendo una presión que se lee en el manómetro.

Con referencia a la parte b de la figura, si p es la lectura del manómetro, h_m la diferencia de alturas

entre la unidad sensible y el compensador de presión de mercurio y h_w la diferencia de altura entre la unidad sensible y el nivel freático, en un momento en que el compensador de presión esté en equilibrio, la presión total del agua en el subsuelo será:

$$u = p + h_m \gamma_w \quad (13-1)$$

La presión hidrostática correspondiente al punto en que la unidad sensible esté instalada, será:

$$u_h = h_w \gamma_w \quad (13-2)$$

Por lo tanto la presión que haya en la unidad sensible por arriba de la hidrostática podrá calcularse con la expresión:

$$\Delta u = u - u_h = p + \gamma_w (h_m - h_w) \quad (13-3)$$

La experiencia de utilización de este aparato dice que los tiempos de retardamiento cuando se halla en funcionamiento son inferiores a las tres horas. Debe notarse que el volumen de agua en la unidad sensible y en la tubería hacia el exterior, prácticamente no necesita cambiar para que el instrumento responda. Esto convierte al aparato prácticamente en un piezómetro cerrado que opera a volumen constante de agua.

Además de su ventaja de bajo tiempo de retardamiento, el aparato es de sencillo manejo, fácil instalación, buena precisión y puede construirse con materiales resistentes y a poco costo.

En contra, no puede adaptarse a cambios de presión muy rápidos, que ocurran en tiempos menores que su tiempo de retardamiento, lo cual lo hace inútil, por ejemplo, para medir cambios de presión debidos a efectos dinámicos. Probablemente es sensible a cambios de temperatura.

En términos generales, el problema del retardamiento de la respuesta de los piezómetros por la necesidad de la movilización del agua que los opera ha tratado de combatirse con diseños que operen a volumen de agua prácticamente constantes (piezómetros cerrados). De éstos existen muchos tipos y diseños. La Ref. 16 analiza varios de ellos, estudiando los tiempos de retardamiento en cada caso. La Ref. 17 constituye también una buena fuente de información para estos problemas.

La Fig. XIII-16 muestra un tipo de piezómetro operado con inyección de aire (neumático), que ha sido muy usado por la tecnología mexicana exitosamente.

La unidad sensible (parte a de la figura) tiene una celda porosa, a la que penetra el agua exterior, estableciendo dentro de ella su estado de presiones; mismo sucede en la piedra porosa que va en la parte superior de la celda. En rigor, al igual que en todos los piezómetros cerrados, la celda porosa se introduce previamente saturada de agua desaireada, para redu-

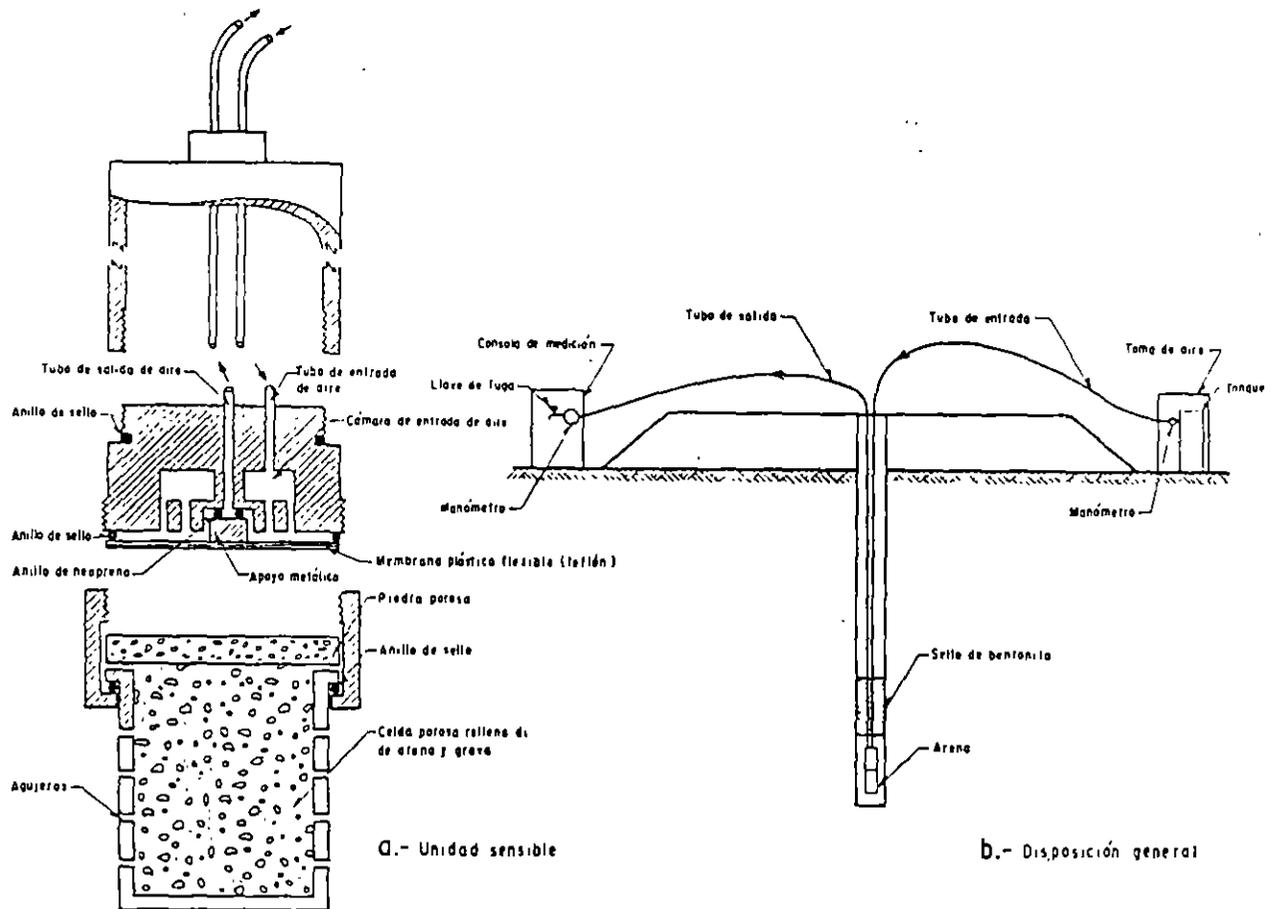


Figura XIII-16. Piezómetro cerrado tipo neumático.

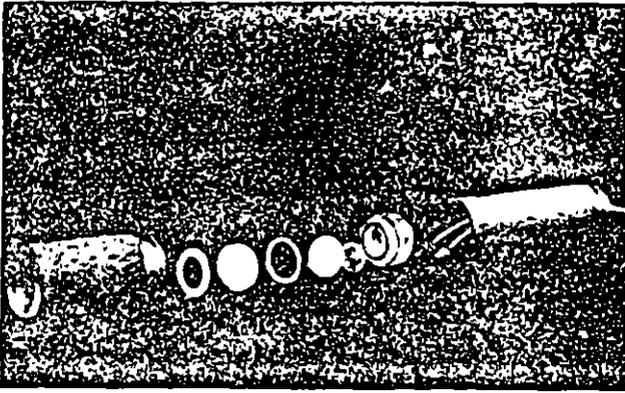
cir al mínimo los retardamientos, la influencia del aparato en el ambiente exterior y los errores de medición. La unidad sensible se instala en la misma forma que se esquematizó en el piezómetro abierto en la Fig. XIII-14.

La presión ejercida en la celda porosa hace que la membrana de teflón se oprima hacia arriba. En el exterior existe una unidad de toma de aire (parte b de la figura), en la que un tanque de aire a presión introduce este elemento a través de la tubería plástica de entrada hasta la unidad sensible. El dispositivo de toma de aire incluye el tanque con su manómetro acoplado y un regulador de presión, en el cual ésta se ajusta a valores próximos a los que se espera sea la presión que en el agua se va a medir; otro manómetro debe estar instalado inmediatamente después del regulador de presión, para conocer el valor de este concepto con que finalmente llegará el aire a la unidad sensible. Cabe comentar que recientemente se están utilizando otros gases en vez de aire, para lograr menor reactividad química y otras ventajas de detalle.

El aire inyectado llegará a la cámara A, que es una sección toroidal circular (parte a de la figura) y presiona hacia abajo a la membrana, hasta lograr desplazarla ligeramente, junto con el apoyo metálico. En ese momento se produce una fuga de aire en el

anillo de neopreno y el elemento puede pasar a la tubería de salida, llegando a la consola de medición (Parte b de la figura).

En la consola de medición se registra la presión con que llega el aire, en un manómetro; probablemente esta presión es parecida a la que tiene el agua en la celda porosa, pero lógicamente algo mayor. Para que la presión del aire que se recibe represente exactamente a la presión del agua en la celda porosa se recurre a una llave de fuga controlada en la propia consola de medición. Al abrir esta llave el aire disipa cualquier presión en exceso de la mínima necesaria para mantener el flujo general. De hecho la medida en el manómetro de la consola de medición se hace en el momento en que el anillo de neopreno vuelve a impedir la circulación general del aire. En rigor esta presión así medida sólo da la presión del agua en la celda porosa a través de una curva de calibración previa hecha para todo el aparato en el laboratorio, debido a que el equilibrio de la membrana de teflón no indica la igualdad de las presiones de aire y agua por arriba y por abajo de ella, puesto que esas dos presiones se ejercen a través de áreas algo diferentes. La curva de calibración previa tiene la ventaja adicional de que en ella quedarán automáticamente tomados en cuenta todos los aspectos que habrían de ser corregidos, referentes a efecto de



Piezómetro neumático. Partes constitutivas.

la rigidez de la membrana, disipación de presión en las tuberías, etcétera.

El retardamiento de respuesta de estos instrumentos es ya bastante bajo, del orden de unas pocas horas para los suelos impermeables.

También existen piezómetros eléctricos, dos de los cuales se ilustran en la Fig. XIII-17. El principio de

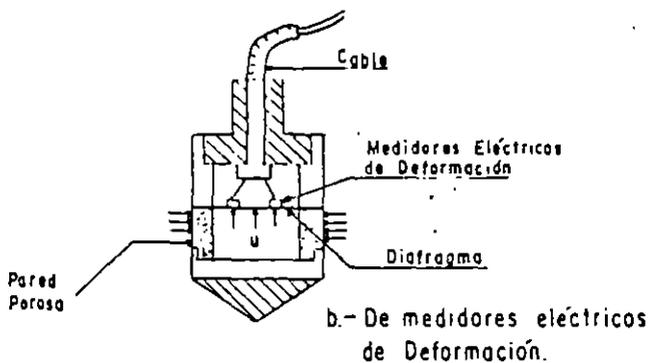
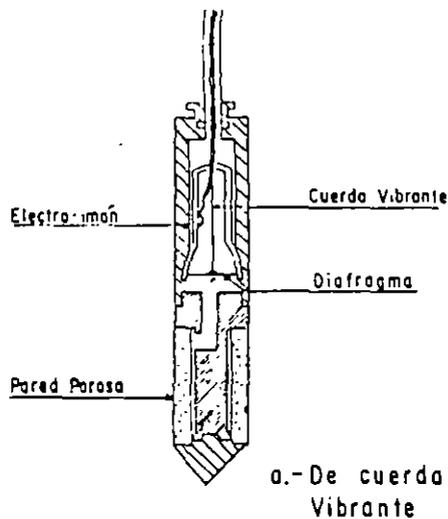
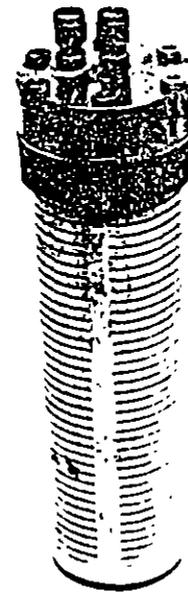


Figura XIII-17. Piezómetros eléctricos.

acción de todos estos instrumentos es el mismo. Existe la correspondiente celda porosa a través de la cual el agua presiona hacia arriba una membrana flexible. En la parte superior de la membrana está fijo el dispositivo de medición, que puede variar de unos modelos a otros, pero que generalmente consiste en un dispositivo de cuerda vibrante o en un sistema de medidores eléctricos de deformación.

En el piezómetro con cuerda vibrante, existe uno de estos elementos dentro de la unidad sensible. El extremo inferior de esta cuerda está ligado a la membrana medidora de presión de que se habló. En las condiciones iniciales la cuerda tiene una cierta longitud y una cierta tensión, de manera que al ser excitada por un electroimán vibra con una cierta frecuencia natural. En una consola de medición, sobre la superficie del terreno, existe otra cuerda idéntica cuyo extremo inferior se puede mover ligeramente con un tornillo micrométrico; los circuitos de ambas cuerdas están puenteados, de manera que las frecuencias de vibración de ambas cuerdas pueden compararse, estableciendo el momento en que son iguales, lo que sucede en la posición inicial del aparato.

Cuando la membrana sube por efecto de la presión del agua, se modifica la longitud de la cuerda en la unidad sensible y, correspondientemente, su frecuen-



Otro tipo de piezómetro neumático.

cia natural de vibración, por lo que habrá que mover el tornillo micrométrico de la cuerda de la consola de medición, hasta igualar las dos frecuencias. Puede conocerse lo que ha sido necesario modificar la longitud de la cuerda de la consola y estos valores se traducen a una lectura de presión correspondiente mediante una calibración previa cuidadosa hecha en el laboratorio. El aparato es de respuesta prácticamente instantánea y relativamente poco sensible a problemas derivados de la acción físico-química de las aguas.

En el aparato que utiliza sistemas de medidores eléctricos de deformación éstos, que son pequeñas celdas que contienen un filamento metálico cuya resistencia cambia con la longitud, se disponen sobre la membrana captadora de presión. Cuando la membrana se deforma se hace la lectura correspondiente. Existen hoy medidores en espiral, muy apropiados al caso.

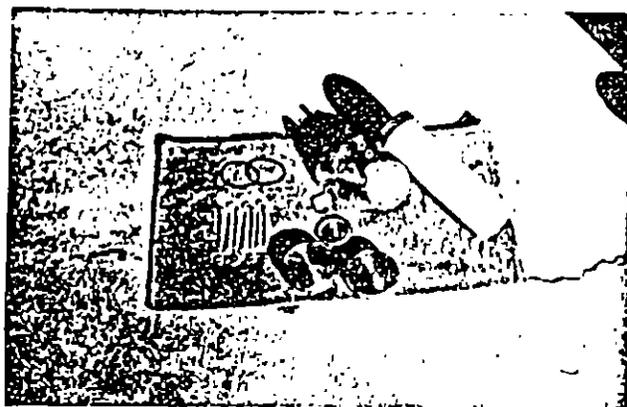
Otros modelos europeos de piezómetros se mencionan en la Ref. 20.

La instalación de un piezómetro merece tanta atención como el diseño y construcción del piezómetro mismo. Un sellado ineficiente puede echar a perder el funcionamiento de cualquier aparato; otro tanto se puede decir de un mal filtro. En piezómetros profundos instalados en suelos muy deformables, con frecuencia la tubería produce un fenómeno de autohincado, que genera una presión en la punta, de manera que el piezómetro, actuando como émbolo, da lecturas falsas. En estos mismos casos, otra fuente de error puede tenerse por el cambio de posición del dispositivo a lo largo del tiempo. Estos últimos peligros han de resolverse aislando el aparato y su tubería de conexión de los movimientos del terreno circundante.

La instalación está íntimamente ligada con la estratigrafía. En el caso de tener capas de arcilla y arena interestratificadas, deberá tenerse especial cuidado en que las unidades sensibles de los aparatos queden ubicadas en los mantos de arcilla.

En lo que se refiere a la profundidad de la instalación, ésta deberá llevarse ya sea hasta localizar los mantos firmes del subsuelo o hasta aquella profundidad donde la presión normal, inducida por la sobrecarga en la superficie, alcance ya valores carentes de significación en lo que se refiere a la consolidación del subsuelo; esto suele suceder cuando los esfuerzos inducidos llegan a ser un 5 ó un 10 % de la presión superficial. Conviene instalar varios piezómetros en un mismo eje de mediciones, en forma escalonada a diferentes profundidades.

Un enemigo muy importante de muchos piezómetros es el conjunto de efectos de corrosión y ataque a las partes metálicas fundamentales por parte de las aguas impuras, que por otra parte son tan frecuentes en las zonas de suelos blandos y compresibles en que los piezómetros han de usarse. El aislamiento de partes metálicas atacables debe verse por lo menos como



Partes constitutivas del piezómetro de la foto anterior.

muy difícil. La mejor manera de combatir estos efectos es la eliminación del uso de los metales y el diseño de aparatos con todas sus partes de plásticos no susceptibles a estos fenómenos.

La Fig. XIII-18 muestra gráficamente el conjunto de datos que es posible obtener de una instalación de piezómetros. En este caso se trata de piezómetros neumáticos instalados en los terraplenes de prueba que la Secretaría de Obras Públicas de México construyó con vistas a obtener datos para el proyecto de una autopista a través de la zona del Lago de Texcoco.

El terraplén tiene 3 m de altura, más un metro que corresponde a incrustación de material importado en la superficie lodosa del lago. En un caso se presentan las medidas de 3 piezómetros instalados en el mismo pozo, si bien se han dibujado separados por claridad; en el otro caso el pozo contiene dos piezómetros a diferentes profundidades. Los tiempos en que se reportan las medidas corresponden a fechas similares en los años que se indican.

La Fig. XIII-19 muestra esquemáticamente los datos que es posible obtener comparando la evolución del asentamiento con la de las presiones en el agua. Se trata de lecturas obtenidas bajo un terraplén de acceso de 12.5 m de altura, construido sobre un subsuelo arcilloso blando compresible; la evolución del asentamiento muestra que éste es un caso en el que la construcción previa del terraplén puede solucionar muchos problemas, puesto que prácticamente todo el asentamiento ha tenido lugar en los 5 ó 6 primeros meses. Debe notarse la correspondencia del proceso de carga con la elevación de presiones en el agua y del proceso de asentamiento con el descenso de dichas presiones, marcándose siempre un cierto retardamiento en la recuperación de las presiones con relación a los cambios de carga en la superficie.

Otros ejemplos del uso de piezómetros y de la información que de ellos puede obtenerse están contenidos, por ejemplo, en la Ref. 18.

La elección del piezómetro que se utilice bajo terraplenes en terrenos blandos depende mucho del caso particular, pero en general convienen aparatos de respuesta rápida y muy resistentes a la acción de aguas salobres y contaminadas.

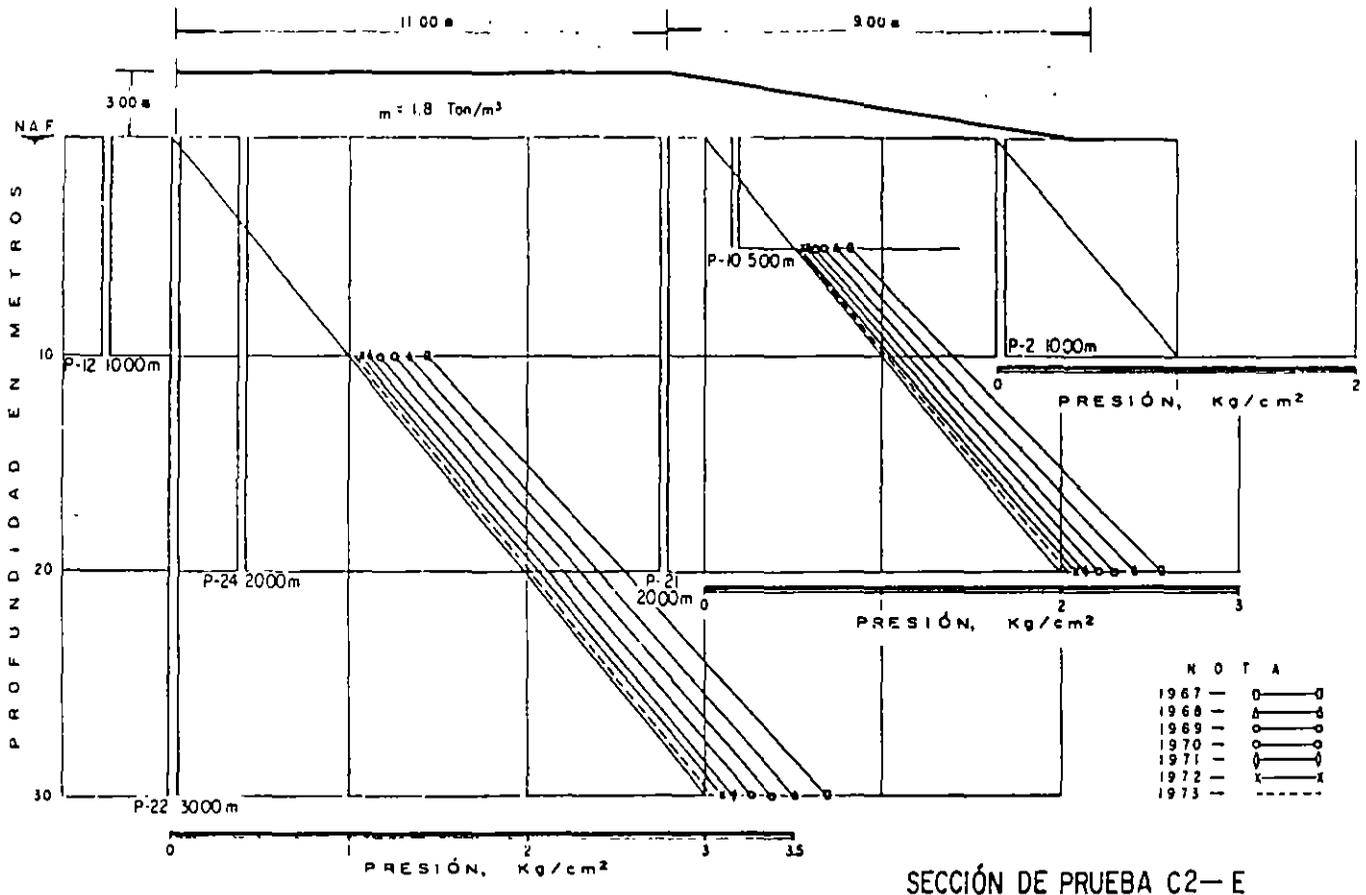


Figura XIII-18. Datos piezométricos bajo un terraplén construido sobre suelos blandos.

D. Medición de la presión transmitida por los terraplenes al terreno de cimentación

En todos los análisis de estabilidad se acepta que la presión transmitida por los terraplenes al terreno natural es el producto del peso específico del material que forma la estructura por la altura de la misma. Esta es, desde luego, una consideración suficientemente precisa en la gran mayoría de los casos, pero pudiera haber alguno en que tuviera realmente importancia conocer con la máxima exactitud posible la presión que se aplica. Esta puede diferir del producto antes dado, tal como éste pueda plantearse en un caso real, por tenerse incertidumbre en el peso volumétrico del material empleado, que puede variar por heterogeneidades en el propio material, por cambios en el proceso de compactación o por variaciones posteriores con el tiempo. Teniendo en cuenta que en las vías terrestres muchos terraplenes sobre suelos blandos han de diseñarse con factores de seguridad muy bajos (del orden de 1.1 ó 1.2), no es difícil imaginar casos en que convenga conocer valores muy precisos de la presión transmitida.

Otro caso en que puede resultar muy conveniente el medir presiones transmitidas por el terraplén no sólo en la sección de contacto con el terreno natural,

sino en planos horizontales a diferentes profundidades es aquel en que se desee verificar la hipótesis que se haya adoptado sobre distribución de presiones con la profundidad o en que se quiera comparar los asentamientos que ocurren a distintas profundidades con los esfuerzos normales verticales que a ellas lleguen.

Todos los medidores de presión vertical son celdas de presión que miden esfuerzos totales aplicados sobre ellas. Casi todas las que hoy se utilizan son celdas eléctricas o hidráulicas. Las celdas eléctricas tienen por lo general un diafragma elástico deformable, sobre el que se instalan o cuerdas vibrantes o sistemas de medidores eléctricos de deformación (Fig. XIII-20), que funcionan en forma análoga a como se describió para el caso de los piezómetros eléctricos.

La celda es un cilindro de gran diámetro en comparación a su altura, cuya tapa superior suele ser flexible; bajo ella hay una cámara llena de aceite cuyo objeto es distribuir y uniformizar la presión que se ejerza sobre el diafragma medidor instrumentado, que es la verdadera unidad sensible del aparato y que contiene o el dispositivo de cuerda vibrante o los medidores eléctricos de deformación, de resistencia variable. Esta unidad sensible está integrada a un puente de Wheatstone, situado en la superficie, de manera que es posible detectar cualquier cambio de resis-

Instrumentación de campo

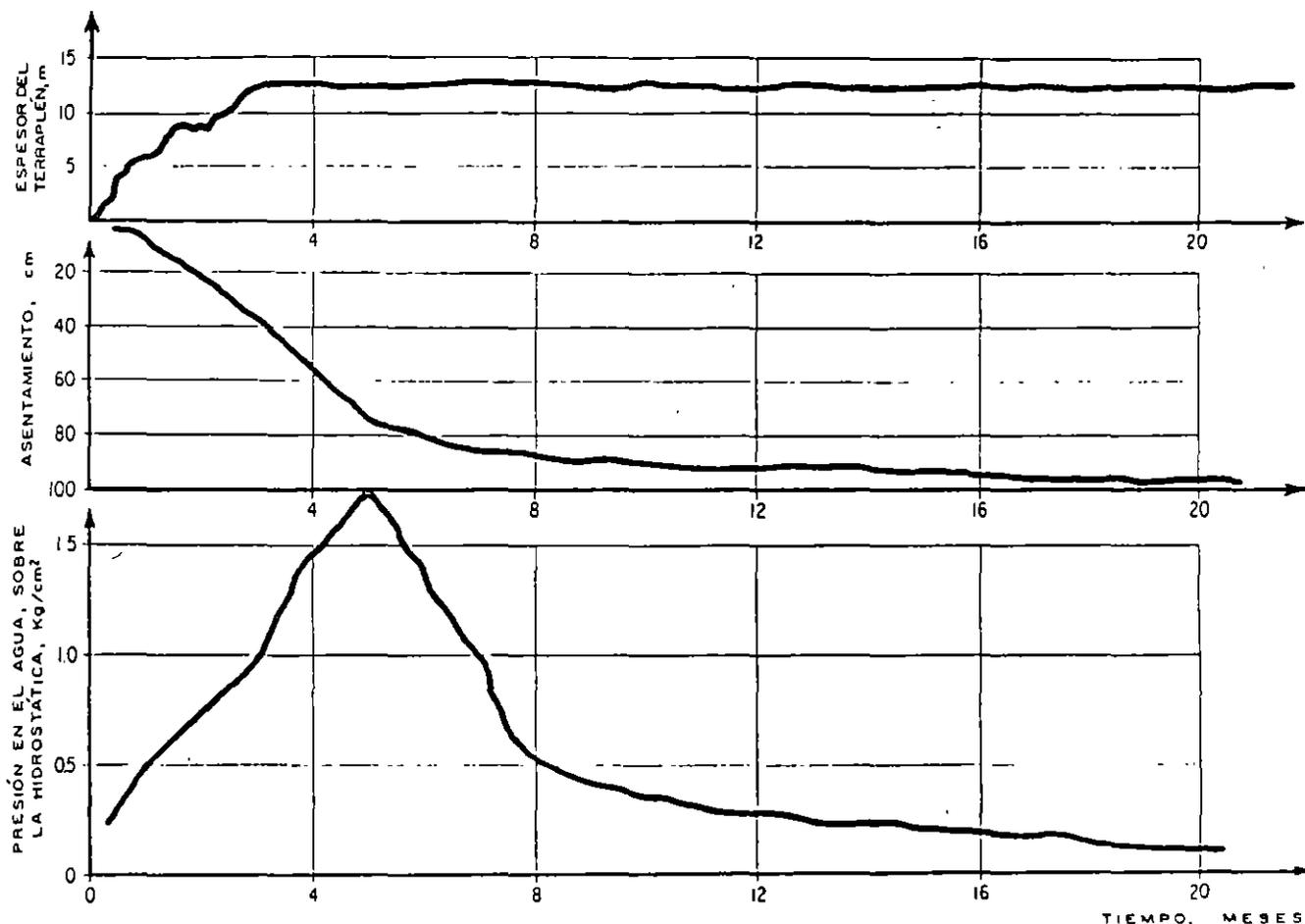


Figura XIII-19. Comparación entre la colocación de la carga, el asentamiento y la evolución de las lecturas piezométricas en el terraplén de acceso a un paso a desnivel.

cia que se produzca en el aparato, el cual, por calibración previa de laboratorio, indicará la presión homogeneizada por la cámara de aceite.

En rigor, instrumentos como el que someramente se acaba de describir son los que se utilizan en todos los problemas en que se desee medir presiones, tales como determinación de presiones de tierra sobre muros de retención, tablestacas, ademes, etcétera. Las celdas se fabrican desde diámetros de 60 cm o más, hasta 5 mm (con alturas de 2 mm), lo que hace posible la instrumentación de modelos de laboratorio a escala reducida.

Como cualquier medidor interno, las celdas eléctricas medidoras de presión alteran el campo de esfuerzos de la masa de suelo en que se incluyen; el medidor ideal sería aquel que tuviera las mismas condiciones de deformabilidad que el suelo.

Las celdas de funcionamiento hidráulico son generalmente menos costosas y más resistentes; las hay que trabajan a volumen constante y a contrapresión. Los aparatos a volumen constante (Ref. 4) tienen una celda deformable llena de agua, la cual se entierra en el suelo, tal como se describió para el caso de las celdas eléctricas; de ella sale una tubería llena tam-

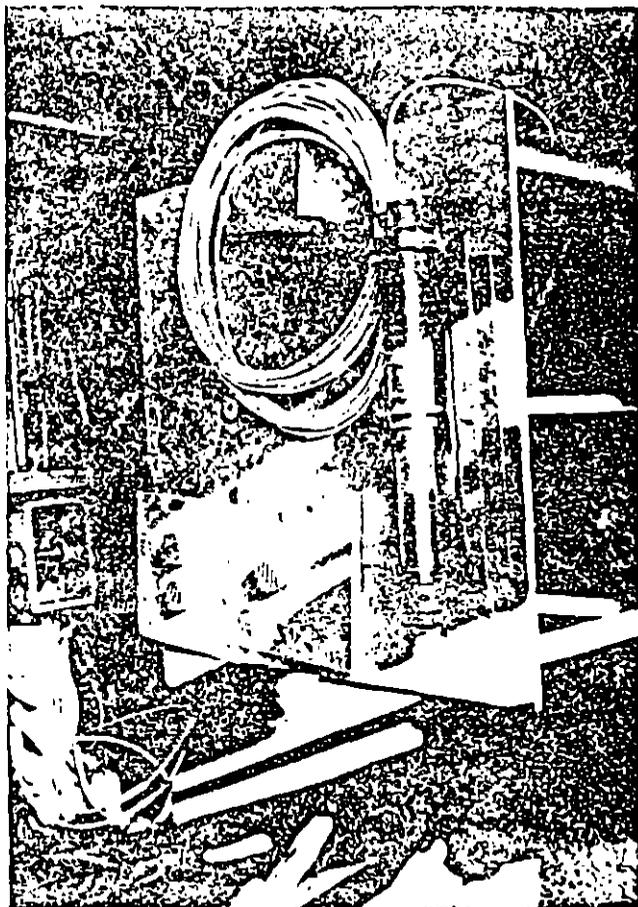
bién de agua que llega hasta un manómetro. El aparato trabaja por lectura directa, que hace el manómetro, de la presión que se genera en el interior de la celda.

Un aparato que trabaja a contrapresión se describe con base en la Fig. XIII-21 (Ref. 4).

El dispositivo, de diseño alemán y debido a Glowl, consta de una celda, una cámara reguladora, una bomba manual y una consola de medición. La celda es análoga a las ya descritas, provista de una tapa flexible, a través de la que se transmite la presión y está llena de agua.

La cámara se comunica con la celda por un tubo delgado y rígido y posee dos compartimientos separados por un diafragma. Del segundo compartimiento salen dos tubos, uno que se conecta a la bomba manual y otro de purga. La bomba se comunica con un depósito de aceite y con un manómetro.

En un principio, todo el sistema, desde la cámara reguladora a la bomba manual está lleno de aceite y cuando la bomba se hace operar se establece un flujo continuo en el que el aceite es tomado del depósito, inyectado al compartimiento 2 de la cámara y devuelto al depósito por el tubo 4. El diafragma separado



Piezómetro neumático.

de los compartimientos de la cámara, cuando está en equilibrio, permite este flujo.

Cuando se aplica una presión del terreno, p , sobre la celda, ésta se transmite hasta el diafragma de la cámara reguladora, deformándolo hacia el compartimiento 2; al suceder esto, el diafragma obtura el tubo 4 y se interrumpe el flujo del aceite que arriba se mencionó. En este momento, con ayuda de la bomba, se ejerce una presión de aceite sobre el diafragma de la cámara, empujándolo hacia el compartimiento 1, o sea hacia su primitiva posición de equilibrio. De esta manera se libera el tubo 4 y se puede restablecer el flujo de aceite. Obviamente la presión que lea el manómetro en el instante en que se restablezca el flujo del aceite es la que el terreno aplicó en la celda.

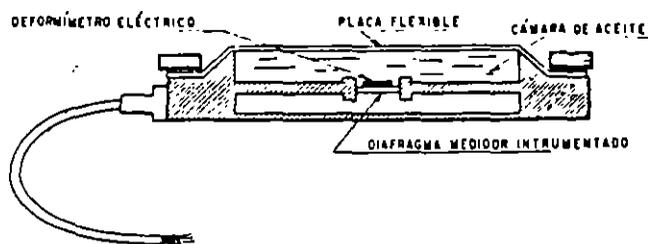
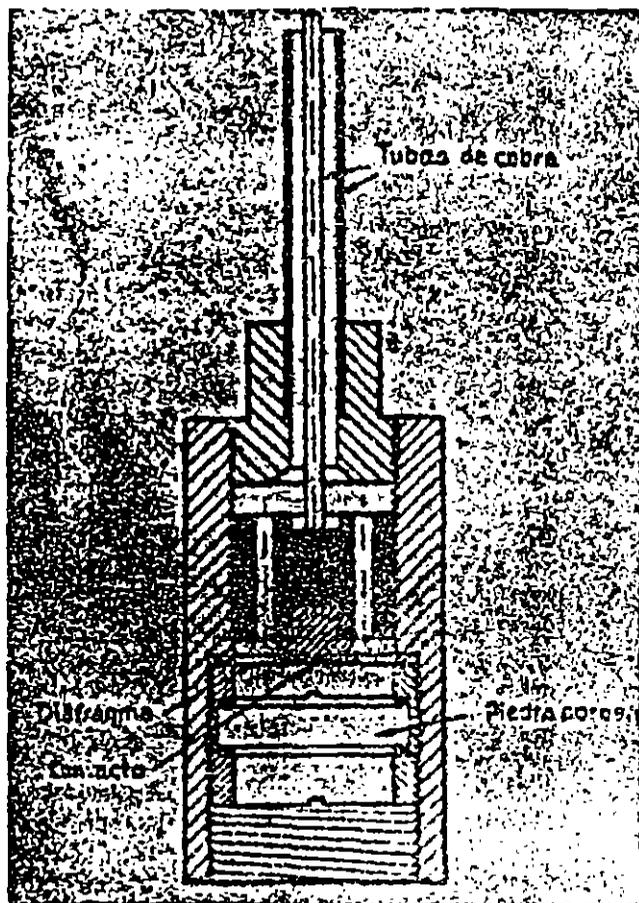


Figura XIII-20. Celda medidora de presión.



Otro modelo de piezómetro (U. S. Bureau of Reclamation).

XIII-3 INSTRUMENTACION DE TERRAPLENES PARA ESTUDIOS DE ESTABILIDAD

La necesidad de realizar mediciones de campo en terraplenes para estudiar otros problemas de estabilidad que no sean los emanados de la construcción sobre suelos blandos y compresibles ha surgido sobre todo de la tecnología de las presas, especialmente a



Celda de presión.

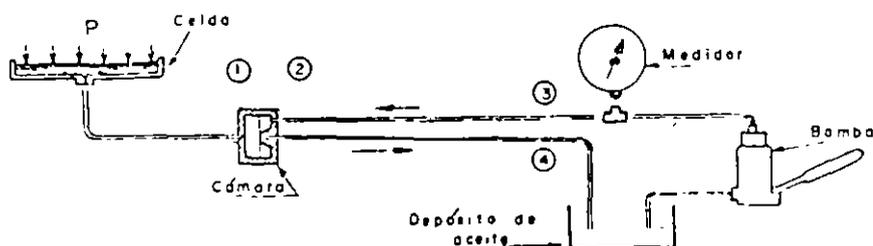


Figura XIII-21. Celda de presión hidráulica a contrapresión (Ref. 4).

partir de las épocas en que se empezó a intentar la construcción de estructuras cada vez más altas y complejas (ver, por ejemplo, la Ref. 19). Los éxitos logrados en aquel campo han llevado a una utilización cada vez más frecuente de las técnicas de instrumentación en rápido desarrollo a varios problemas importantes conectados con la construcción de taludes o con la estabilidad de laderas naturales en las vías terrestres.

La instrumentación de terraplenes y taludes en general tiene objetivos básicos de varios tipos:

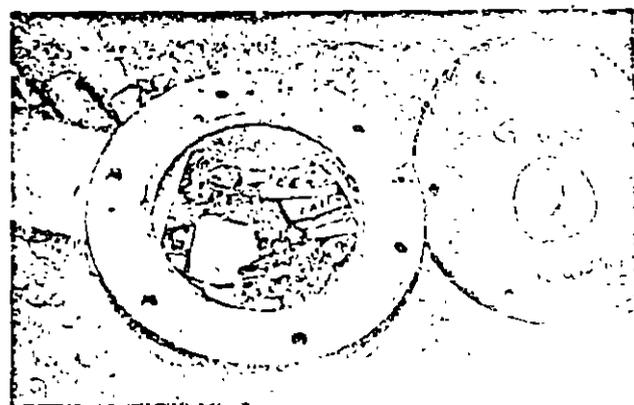
- Verificar el comportamiento de las estructuras durante la construcción para comprobar las hipótesis de diseño y la evolución prevista del factor de seguridad. Este objetivo es básico en presas y puede parecer algo más sofisticado en relación a terraplenes de vías terrestres, pero debe recordarse que las carreteras y los ferrocarriles modernos exigen y lo harán todavía más en el futuro, la erección de terraplenes muy altos, ante los que pudieran ya resultar inquietantes, como sucede en las presas, las incertidumbres de diseño. Así pues, este objetivo no será de ningún modo rutinario en las vías terrestres, pero no debe excluirse la posibilidad de que surja.
- Conocer el comportamiento de la estructura erigida a lo largo de su vida útil o de un periodo dilatado de ella. Los grandes pedraplenes o los terraplenes altos se deforman bajo su propio peso de un modo que dista de estar claramente establecido; de la misma manera, son inciertas también las correlaciones entre el

comportamiento estructural y los diferentes métodos constructivos en uso o que pudieran ocurrirse. Las virtudes de cada uno de estos métodos sólo podrán constatarse eficazmente si se tiene un acervo suficiente de datos de comportamiento real.

- Establecer claramente las condiciones cinemáticas de fallas pre-existentes a la acción del ingeniero o surgidas de ella, que ocurran en cortes y laderas naturales. La determinación de la forma de la superficie de falla, de la naturaleza, magnitud y variaciones estacionales de los movimientos, de los cambios de posición relativa de las diferentes masas de tierra o roca involucradas, etcétera, son según la experiencia de los autores, requisitos indispensables para aspirar a resolver problemas tales como los que se han presentado en el apartado A-2, del párrafo VI-2 del volumen I de esta obra, así como de todas las fallas controladas en la autopista Tijuana-Ensenada, que se han ejemplificado en diferentes partes de la misma. En las soluciones a este tipo de problemas, que son seguramente los más difíciles e importantes que es dable encontrar en las vías terrestres, los aspectos cinemáticos son probablemente aún más importantes que los de resistencia, que tradicionalmente se contemplan en conexión con los problemas de estabilidad de taludes, dicho sea sin restar importancia a estos últimos; la instrumentación de campo es el único medio a disposición del ingeniero para llegar a imágenes correctas del deslizamiento lento que esté teniendo lugar y sin esa imagen todo



Celdas medidoras de presión.



Detalle interior de una celda.



Una celda apropiada para medir presiones de tierra sobre elementos de retención.

Intento de corrección será trabajo a ciegas. Las Refs. 21 y 22 son dos reseñas de trabajos de este estilo que pueden servir para ejemplificar y justificar las afirmaciones anteriores.

El costo de un programa de instrumentación de campo relacionado con comportamiento de taludes y laderas naturales debe siempre justificarse en términos del proyecto específico que se desee estudiar, lo que usualmente no es difícil en los problemas im-

portantes, pero tiene un beneficio marginal que no suele verse en esos análisis y que se refiere a la gran cantidad de experiencia y sólido conocimiento que de ellos suele extraerse, el cual es altamente capitalizable en obras posteriores y en situaciones similares. Es firme opinión de los autores que este fundamental beneficio justifica casi cualquier esfuerzo que pueda hacerse en materia de instrumentación de campo de un caso de interés. Las Refs. 23 y 24, que recogen mucha de la experiencia que se ha ido adquiriendo con instrumentación hecha en el pasado, ilustran suficientemente este criterio.

Cuando se desarrolla un programa de instrumentación de campo en terraplenes, cortes o laderas naturales suele buscarse información sobre uno o varios de los siguientes tópicos (Ref. 24):

- Movimientos horizontales y verticales.
- Esfuerzos actuantes en la dirección vertical u horizontal.
- Presiones de poro y su evolución.
- Efectos de sismos, incluyendo tanto la acción del terremoto como la respuesta de la estructura terrea.
- Características del flujo interno del agua.
- Medición de las propiedades mecánicas in situ, tanto del terraplén como de su terreno de cimentación.

A. Controles superficiales

Al igual que en el caso de terraplenes sobre suelos blandos, se trata ahora de establecer un control topográfico sobre puntos convenientemente situados en la superficie de los terraplenes para obtener información de la dirección y la velocidad de los movimientos. Después de realizar varios ciclos de medición será posible dibujar una planta topográfica en la que pueda representarse el movimiento de cada punto controlado por medio de un vector; el conjunto de todos estos suele dar una idea muy objetiva de cómo ocurren los movimientos y de la velocidad con que se



Instalación de una celda medidora de presión.



Superficie de falla expuesta en un terraplén.

manifiestan. El problema más difícil suele ser establecer una línea de referencia fija, situada fuera de la influencia de los movimientos, a la que puedan referirse los movimientos de todos los puntos controlados; se trata de no tener que trabajar sobre distancias demasiado grandes, que inducen a errores inevitables de importancia. La Ref. 25 describe un sistema de alta precisión utilizando para controlar los movimientos de puntos situados sobre la cresta de la presa del Interoillo. En las fallas de la autopista Tijuana-Ensenada, algunas de cuyas plantas se mostraron en el Capítulo VII, se dispusieron los puntos de control sobre ejes que cruzan a lo ancho la zona de falla; los dos extremos de cada eje están fuera de la zona móvil y definen una línea base, que puede ser reconstruida en su posición original cada vez que se lleva una medición. Los movimientos se manifestarían por una serie de desviaciones de los diferentes puntos respecto de la línea base original, las cuales pueden determinarse por una triangulación topográfica hecha sobre la línea base original, con la ayuda de los puntos fijos fuera de la línea móvil que sean necesarios. La Ref. 26 describe otro caso muy interesante de control superficial por medio de triangulación, esta vez en la presa Netzahuálcóyotl, en el Suroeste de México.

Muchas veces se precisa localizar zonas en las que ocurre tensión o compresión. Para ello se han desarrollado sencillos resortes (Ref. 24) calibrados cuyo cambio en longitud puede medirse. En mediciones más precisas, tales como por ejemplo creeps, estos resortes pueden colocarse dentro de tubos de plástico, ligeramente enterrados o puede recurrirse a una instalación de alambres en tubos de plástico. El registrador de movimientos es el mismo en todo este estilo de instalaciones y vale la pena describirlo con algo de detalle, en vista de que se utiliza con ligeras variantes en casi todos los medidores de desplazamientos horizontales. Un potenciómetro eléctrico (Fig. XIII-22) es esencialmente una resistencia eléctrica, generalmente dispuesta en forma circular, sobre la que puede correr una aguja A , que divide a la resistencia inicial en dos partes, R_1 y R_2 . Un eje E puede girar cuando lo induce a ello la tensión que recibe de un cable C ; dicho cable es mantenido siempre tenso por un resorte calibrado, tal como se ve en la Fig. XIII-22. La aguja A forma también parte del circuito eléctrico y recibe la corriente de un cable alimentador. Las resistencias R_1 y R_2 están unidas a un puente de Wheatstone (de hecho son dos de las resistencias del puente), que se encuentra colocado en una consola de medición en la superficie del terreno.

La operación es como sigue. Con referencia al medidor de desplazamiento superficial de alambre en el interior de la tubería de plástico, mencionado más arriba, imagínese que una placa de anclaje soldada a ese alambre y embebida en el terreno sufre un desplazamiento horizontal; como consecuencia cambiará la tensión inicial en el cable C , girará el eje E , variará la posición de la aguja A y el puente de Wheat-

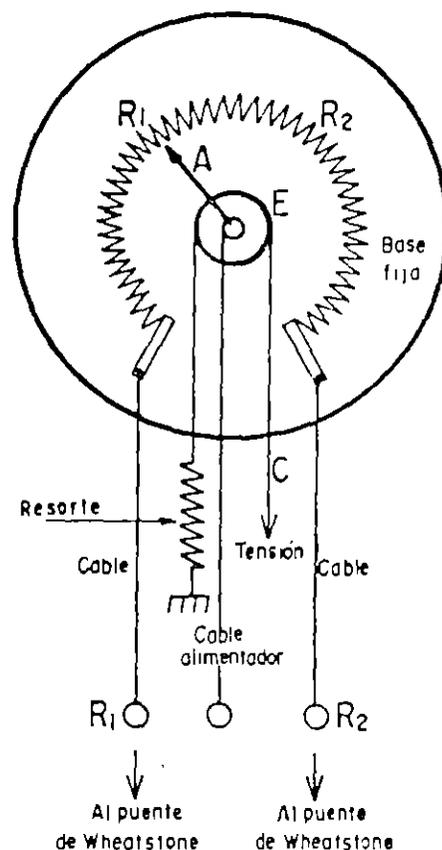
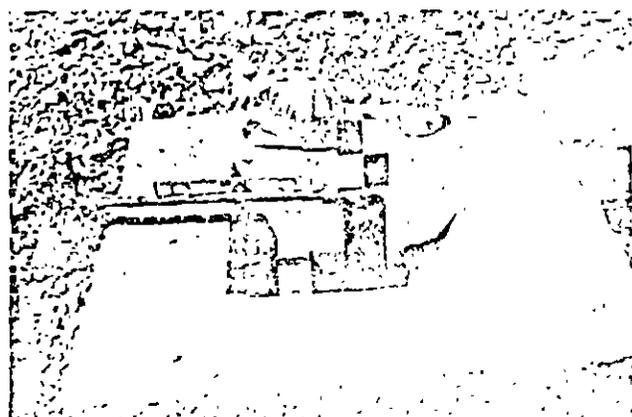


Figura XIII-22. Croquis de un potenciómetro utilizado en mecanismos para medir desplazamientos horizontales.

stone registrará un cambio, que por calibración previa de laboratorio podrá indicar simplemente qué desplazamiento ha ocurrido. En este tipo de dispositivos suele ser necesario, cuando se pretende obtener alta precisión, compensar las variaciones de longitud de los alambres por cambios de temperatura, lo cual puede hacerse colocando termopares alámbricos al lado de la instalación, como testigos, para conocer los cambios de longitud que son específicamente debidos a dilataciones térmicas.



Referencia superficial.

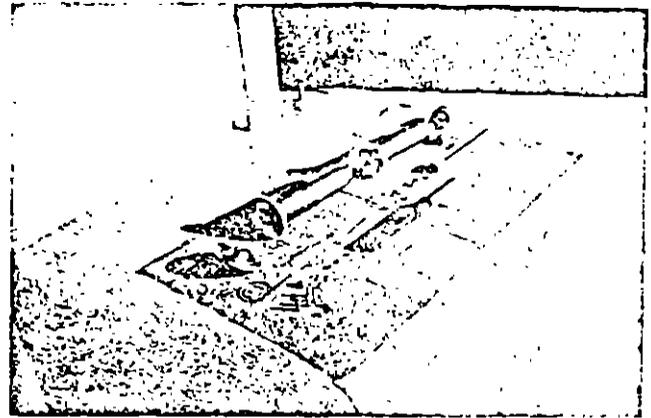
B. Medición de asentamientos y movimientos verticales

Este tipo de mediciones puede hacerse con dos estilos diferentes; o bien se colocan los instrumentos de manera de medir los desplazamientos verticales en muchos puntos de un mismo nivel horizontal o se colocan verticalmente para medir los desplazamientos de varios puntos de una misma línea vertical, obteniéndose así el asentamiento de estratos o zonas de espesor conocido.

Un tipo frecuente de instrumento para instalaciones del segundo tipo de las arriba mencionadas es el torpedo de asentamientos, descrito en la sección A-2 del párrafo precedente de este Capítulo. La Ref. 27 describe un aparato similar que se ha utilizado en entocamientos de presas en muchas ocasiones. Consiste en una serie de tubos telescópicos, con secciones de 3.8 y 5.1 cm (1.5 y 2 plg) que se colocan alternadamente. Las secciones se anclan al material del terraplén por sistemas de brazos en cruz, colocados de trecho en trecho. Un torpedo similar al ya descrito detecta cómo se van modificando las distancias en que comienzan y terminan los tramos de menor diámetro.

Un sistema muy elemental pero efectivo para medir el enjambamiento relativo de varios puntos del terraplén en una cierta línea vertical es el que se muestra en la Fig. XIII-23 (Ref. 24).

Un bastidor metálico se coloca sólidamente hincado en la superficie del terreno. Unidos a él hay una serie de resortes calibrados, que se conectan a cables en cuyo extremo inferior hay una placa de anclaje.



Extensómetro para detección de movimientos horizontales y verticales.

instalada a diferentes profundidades. Con el asentamiento, la placa se mueve estirando el resorte calibrado que da tensión constante; en los cables y en el brazo del bastidor existen señales que permiten estimar cuánto ha bajado la placa de anclaje correspondiente. Frecuentemente los cables se colocan en un mismo pozo. Si se conocen los movimientos verticales de la superficie del terraplén, los asentamientos relativos se transforman en absolutos.

La Fig. XIII-21 (Ref. 24) muestra otro dispositivo para medir desplazamientos verticales en varios puntos a distintos niveles de un mismo pozo. En una perforación que no necesita ser más ancha de 8 ó 10 cm, no ademada o con un ademe muy débil en el caso de los suelos más finos o de arenas puras, se instalan varias anclas, de las que el croquis muestra

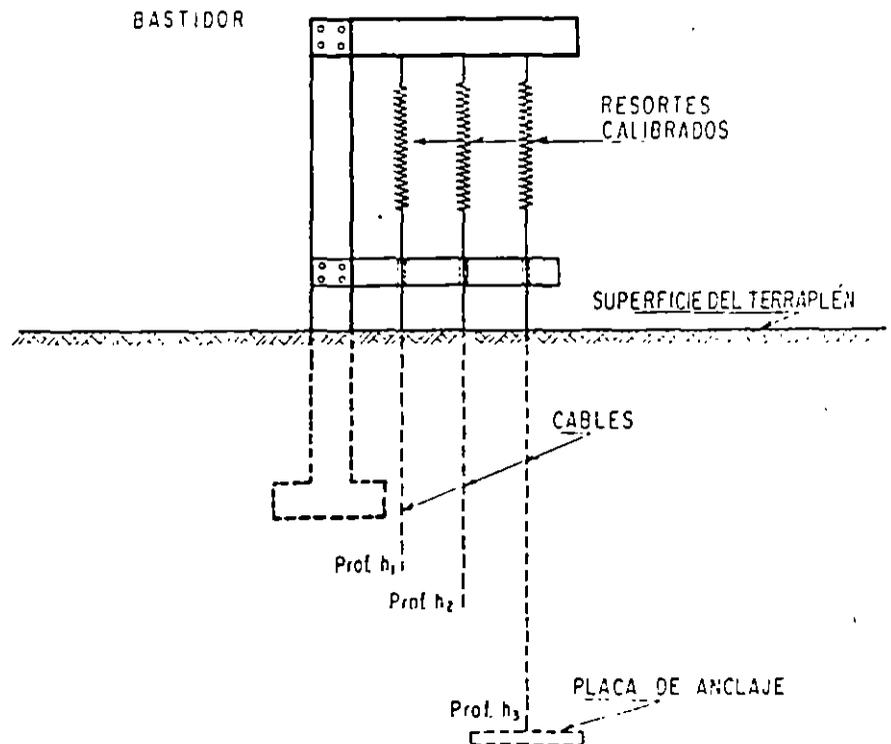


Figura XIII-23. Dispositivo para medir asentamientos relativos en una vertical en el interior de un terraplén (Ref. 24)

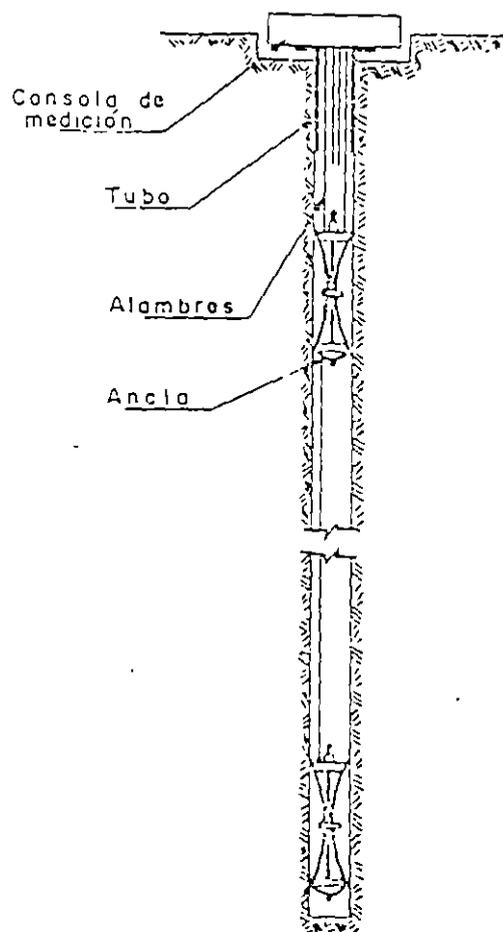
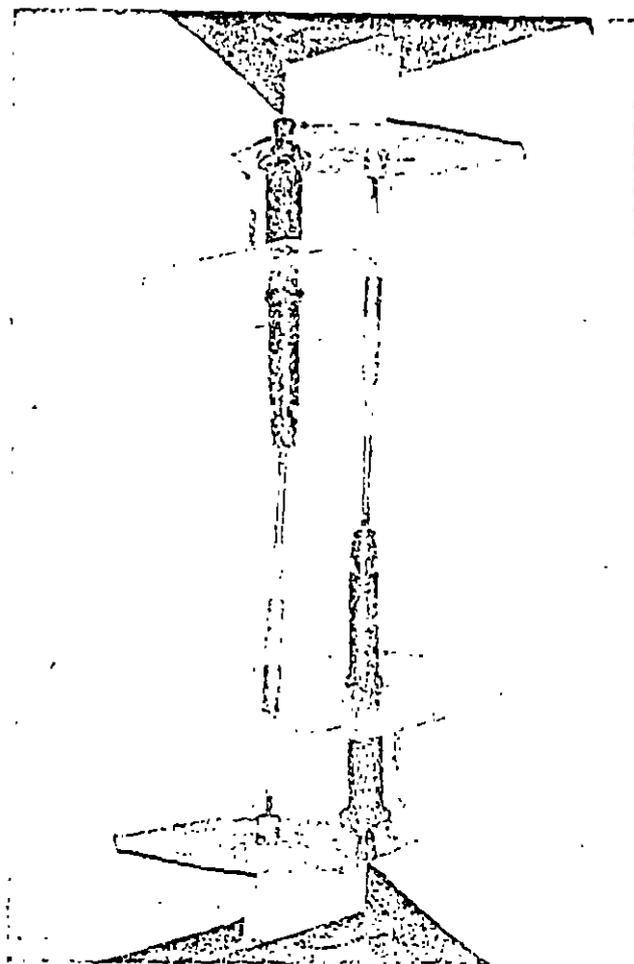


Figura XIII-24. Aparato para medir asentamientos en terraplenes (Ref. 21).

dos. Estas anclas pueden ser de cualquier tipo de los muchos existentes, pero el croquis muestra un tipo de ancla expansiva que, después de introducida, aumenta su diámetro y se hincia en el suelo o se entalla en la roca, rompiendo el ademe del pozo, si lo hubiere. El ancla está unida a través de un alambre a tensión constante con un potenciómetro análogo al descrito en el párrafo A de este inciso, de manera que cualquier cambio en el nivel del ancla puede ser interpretado por calibración previa, conociendo el desplazamiento vertical correspondiente.

Las Refs. 21, 28 y 29 describen otros dispositivos análogos al anterior, que pueden presentar ventajas en ciertos tipos de suelos.

En lo que se refiere a los aparatos medidores de asentamientos del primer tipo arriba mencionado, es decir, de los que se instalan cuando se desea medir los movimientos verticales de varios puntos de un mismo plano horizontal puede decirse que casi todos son similares a los descritos en el apartado A-3 del inciso XIII-2 de este Capítulo. La Ref. 24 describe con detalle una variante de interés que fue instalada recientemente en la presa Oroville (E. U. A.).



Un medidor de movimientos verticales.

C. Medición de movimientos horizontales

Los inclinómetros, ya descritos en páginas anteriores de este Capítulo, son seguramente los instrumentos más utilizados en trabajos serios de instrumentación de taludes, cuando se trata de medir los desplazamientos horizontales que se producen. Naturalmente, los aparatos empleados son los descritos. Cabe comentar que en el caso de taludes, sean laterales, naturales, cortes o terraplenes, el uso más frecuente de estos instrumentos es para detectar la posición de una superficie de falla antigua o recién formada para estimar el carácter y la magnitud de los movimientos que sobre ella pueden tener lugar. Teniendo en cuenta lo anterior, no se hará en este momento ninguna descripción o referencia al empleo de estos aparatos, cuya utilidad para fijar la superficie de falla, cuando sobre ella existen masas móviles, que sobradamente probada por la información contenida en la Fig. VII-37, incluida en páginas anteriores de este libro, que ejemplifica un uso de la instrumentación de campo cada día más frecuente y de uso más palpable. Las Refs. 19, 26, 30 y 31 proporcionan ejemplos del uso de inclinómetros en conexión con diversas estructuras de tierra, generalmente todas r

cionadas con el campo de las obras hidráulicas. Las Refs. 21 y 51 describen un uso muy intenso de estos aparatos en un importante problema de estabilidad de laderas naturales y grandes terraplenes en una autopista. La Ref. 22 describe otro programa de instrumentación que incluye inclinómetros, también en conexión con la construcción de carreteras.

La Fig. XIII-25 muestra otro tipo de medidor de movimientos horizontales que se ha utilizado muy frecuentemente en terraplenes.

El aparato consiste en una tubería (parte *a* de la figura), provista de extensiones en cruz, que sirven para anclarla en el material del terraplén, de manera que se pueden seguir los movimientos de éste gracias a un conjunto de juntas con coples telescópicos (detalle *c* de la figura). Toda la tubería se coloca en la posición deseada durante la construcción del terraplén (parte *b* de la figura). La medición propiamente dicha puede hacerse con varios sistemas. El primero de ellos podría ser instalado en el interior de la tubería un cable a tensión constante, unido a un potenciómetro eléctrico, utilizando un principio de trabajo ya descrito en páginas anteriores. La técnica japonesa utiliza como unidad de medición un dispositivo análogo al inclinómetro de Wilson, el cual puede introducirse manualmente a cualquier punto de la tubería, detectando la posición de los coples telescópicos; por su inclinación, la unidad medidora puede proporcionar la traza de la tubería deformada en cualquier momento de la vida del terraplén. Existe adicionalmente un control hidráulico de nivel del inclinómetro por medio de un manómetro; para efectuarlo, la sonda tiene en su interior una cámara llena parcialmente de un líquido y es la altura de este líquido lo que el manómetro mide. La

Fig. XIII-26 muestra el tipo de información que es posible obtener de estos dispositivos.

La técnica californiana (Ref. 32) ha desarrollado un aparato muy sencillo que permite medir los desplazamientos horizontales y verticales dentro de un terraplén (Fig. XIII-27). En una trinchera hecha en el momento de la construcción se instala una tubería de plástico telescópica, tal como se muestra en la parte *a* de la figura. Dentro de la tubería hay una serie de cables unidos a unas anclas rectangulares metálicas, de manera que cada ancla se liga a un cable, pero deja pasar los correspondientes a las anclas situadas más hacia el interior. Todos los cables se reúnen en una caja de mediciones (parte *b* de la figura), que está instalada en una base de concreto en la parte exterior del terraplén. En el momento de las mediciones deberá controlarse la posición de esa base por métodos topográficos.

Dentro de la caja de mediciones hay una escala respecto a la cual puede medirse la posición de una serie de marcas sobre los cables. Una serie de pesos mantiene los cables en una tensión constante. Los movimientos verticales pueden medirse en este dispositivo instalando en las anclas tramos de tubo lleno de agua y controlando simplemente el nivel de ésta.

Mayor precisión en la lectura de los movimientos horizontales podría obtenerse utilizando el sistema de control eléctrico por medio de potenciómetros, que ya fue descrito.

Muchos de los instrumentos que se han descrito con referencia a la medición de movimientos verticales pueden utilizarse para medir los horizontales, simplemente variando correspondientemente su posición dentro del terraplén.

En la Ref. 25 se describe un tipo de extensómetro que puede medir los desplazamientos horizontales en

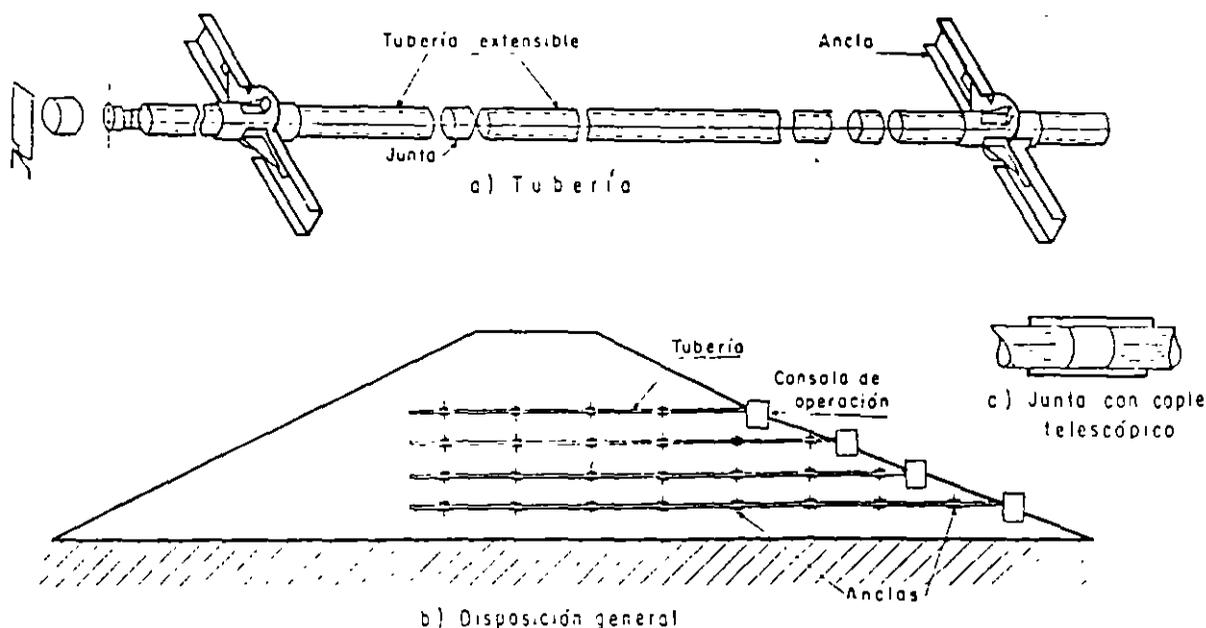


Figura XIII-25. Dispositivo para medición de movimientos horizontales en un terraplén

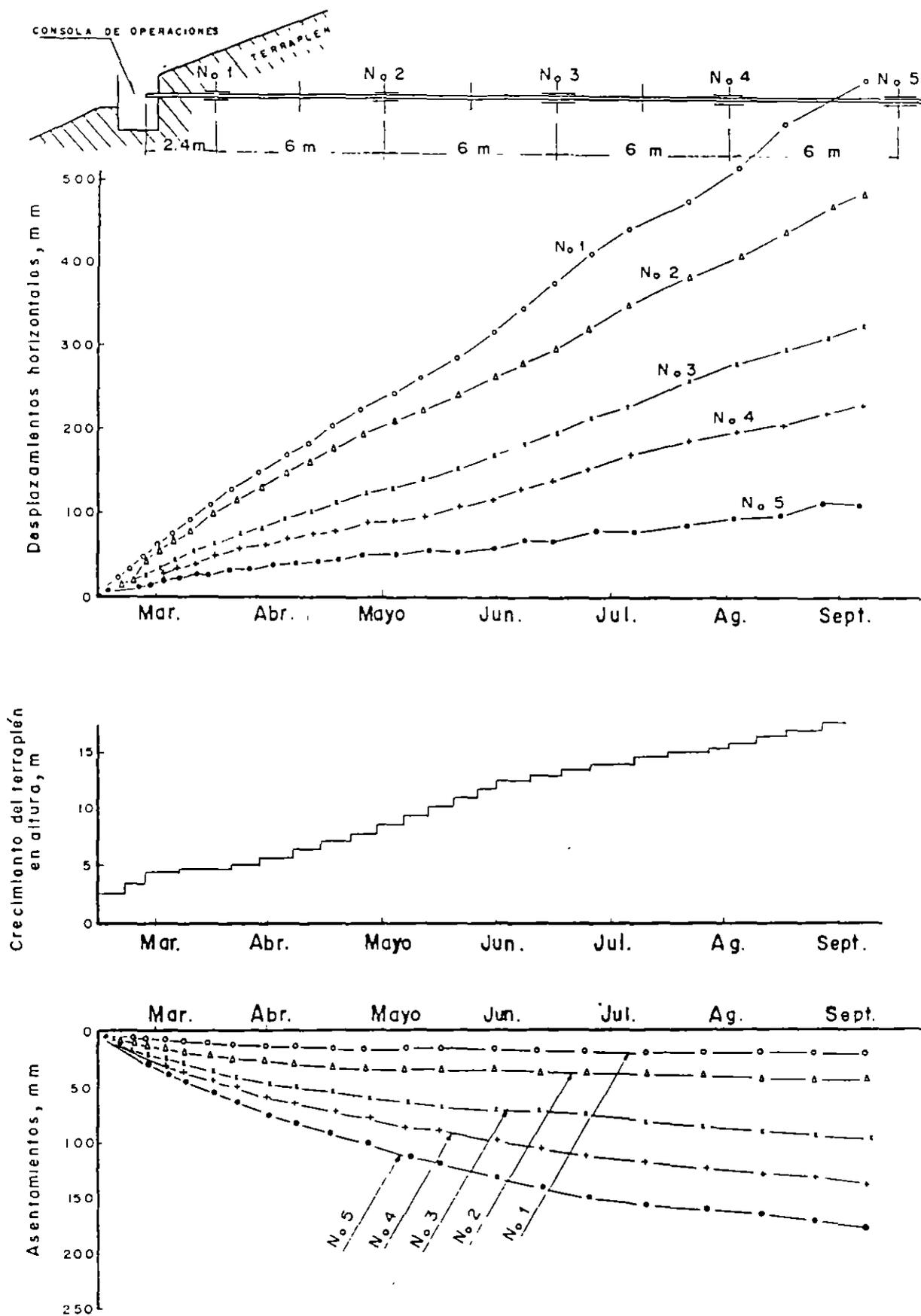


Figura XIII-26. Tipo de información obtenible con un dispositivo de medición de movimientos horizontales y verticales dentro de un terraplén.



Deformímetro horizontal en posición.

tres direcciones del plano (Fig. XIII-28); fue instalado por Marsal y sus colaboradores en la presa del Inliermillo.

El aparato consta de un cuerpo que se aloja en el plano en el que se desean medir los desplazamientos y del que salen tres patas formadas por tubería telescópica metálica o plástica, con una placa de anclaje al extremo de cada una, embebida en el material del terraplén. Otro tubo vertical lleva las necesarias conexiones a una caja medidora en la superficie del terraplén (parte *b* de la figura). Dentro de cada una de las tres patas existe un cable unido al ancla extrema, que se mantiene a tensión constante por medio de un resorte espiral. Cualquier movimiento en el ancla se transmite al cable y a un eje situado en el cuerpo del aparato, que actúa sobre un potenciómetro del tipo descrito en la Fig. XIII-22. De acuerdo con un método de trabajo ya descrito, la lectura de los cambios en el potenciómetro, hecha en un puente de Wheatstone, permite, por una simple calibración previa de laboratorio, conocer los movimientos que han tenido lugar. La determinación de los movimientos en tres direcciones puede ser muy valiosa en el momento de la interpretación teórica de las lecturas. Las anclas pueden colocarse a tres o cuatro metros de la caja que constituye el cuerpo del aparato.

Uno de los aspectos críticos del funcionamiento de estos instrumentos es su colocación, que debe orientarse según las direcciones en que se esperen los movimientos más importantes; esto es especialmente cierto en las secciones próximas a los extremos del terraplén, en las que los movimientos se producen en forma más compleja y es difícil prever los predominantes, por lo que habrán de colocarse instrumentos con diferentes orientaciones si las mediciones se desean con mucho detalle.

La Fig. XIII-29 corresponden a otro tipo de defor-

mómetro que mide los desplazamientos de puntos en un plano normal a su eje.

Se coloca en el terreno un tubo de plástico dispuesto en tramos, con coples telescópicos y de manera que la boca del tubo en la superficie y su extremo más profundo queden perfectamente fijos. En el interior del tubo se dispone un alambre tensado, con un dispositivo que lo mantiene fijo en la posición inicial; este dispositivo puede ser un resorte situado en la superficie del terreno. El tubo se hace telescópico para que pueda absorber movimientos verticales, los cuales, por otra parte, han de ser medidos por otro procedimiento diferente del aparato que se describe. Cada cople telescópico constituye una unidad de medición, dentro de la cual existe una pieza que tiene en un extremo una horquilla entre cuyas dos puntas hay una resistencia eléctrica y en el otro un contrapeso *W* (parte *c* de la figura). La función del contrapeso es mantener la resistencia eléctrica siempre en contacto con el alambre central del dispositivo, para lo cual la pieza tiene un eje en torno al cual gira. La parte *b* de la figura describe el principio de medición. En la superficie del terreno hay un puente de Wheatstone que contiene dos de sus resistencias; las otras dos (R_1 y R_2) las proporciona la resistencia contenida en la unidad de medición, que queda dividida en dos tramos por el alambre central, de manera que con una calibración eléctrica previa puede conocerse desde la superficie el desplazamiento lateral que haya sufrido la tubería al nivel en que esté la unidad de medición que se controla, pues ese desplazamiento del tubo provocará un desplazamiento relativo de la resistencia eléctrica en contacto con el alambre central, en relación a éste, que se mantiene fijo, lo que modifica los valores de R_1 y R_2 , y permite hacer una lectura en el puente.

Colocando varias unidades de medición puede llegarse a tener una imagen de la línea deformada que adopta el tubo con el paso del tiempo; esta imagen es similar a la que podría proporcionar un inclinómetro. Obviamente el aparato sólo mide desplazamientos muy pequeños, pues en el momento en que la deformación es suficientemente grande la pieza balanceada de las unidades de medición entraría en contacto con las paredes del tubo y el aparato quedaría inservible; por otra parte, las mediciones son de gran precisión. También debe notarse que sólo se miden los desplazamientos en la dirección en que se coloque la resistencia interior ($R_1 - R_2$), lo cual fija la disposición del aparato, si las direcciones del desplazamiento son conocidas; si no lo son, podrían colocarse unidades con sus resistencias dispuestas ortogonalmente para obtener las componentes de los desplazamientos.

La utilidad de un aparato como el que acaba de describirse en los grandes terraplenes de las vías terrestres será necesariamente limitada, pues los desplazamientos que suelen interesar en éstos son de mayores dimensiones que los que el aparato es capaz de medir;

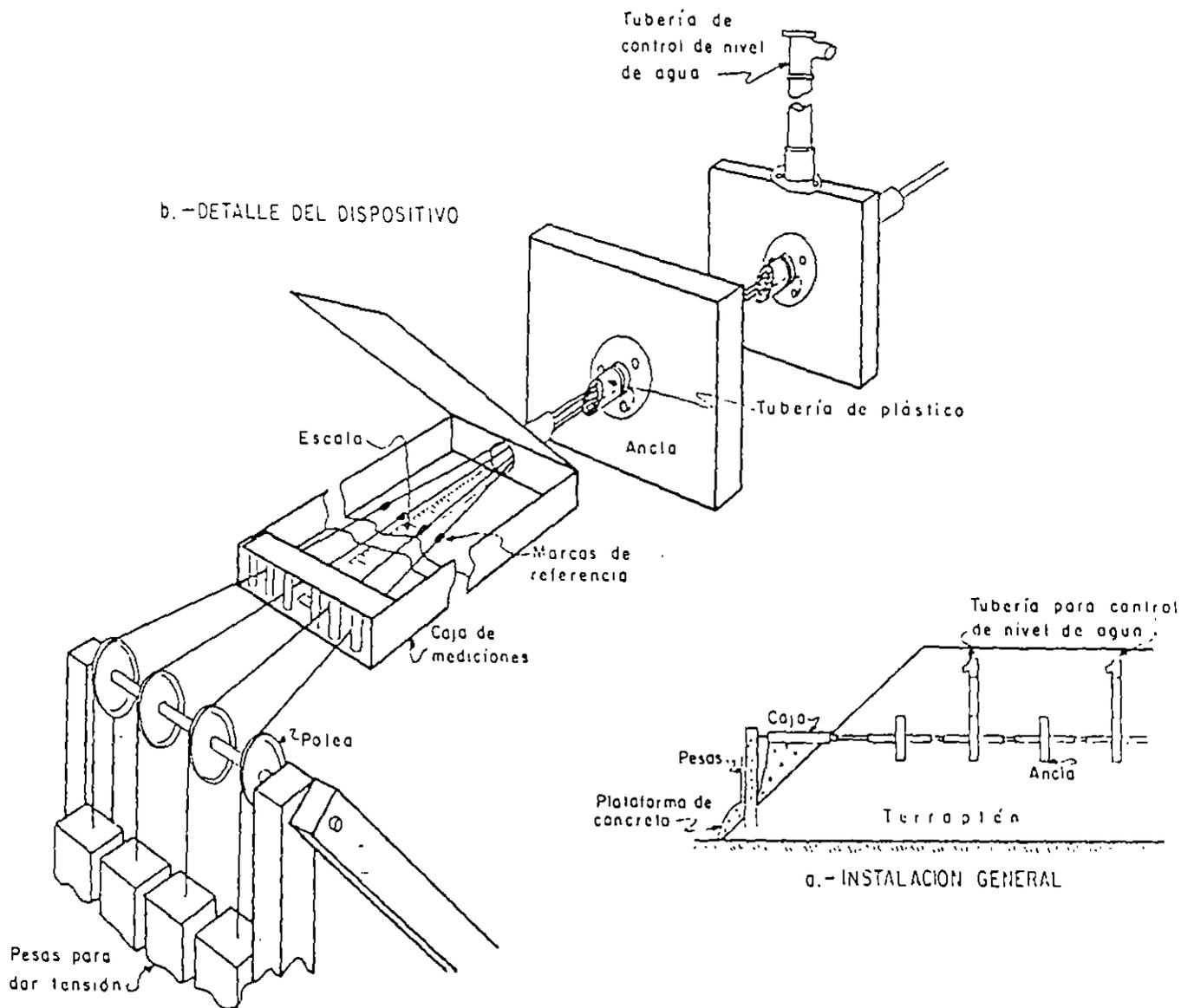


Figura XIII-27. Dispositivo para medir movimientos verticales y horizontales en un terraplén Técnica Californiana (Ref. 32)

el uso de estos dispositivos se concibe más bien ligado a problemas de excavación de túneles, cuando se de-

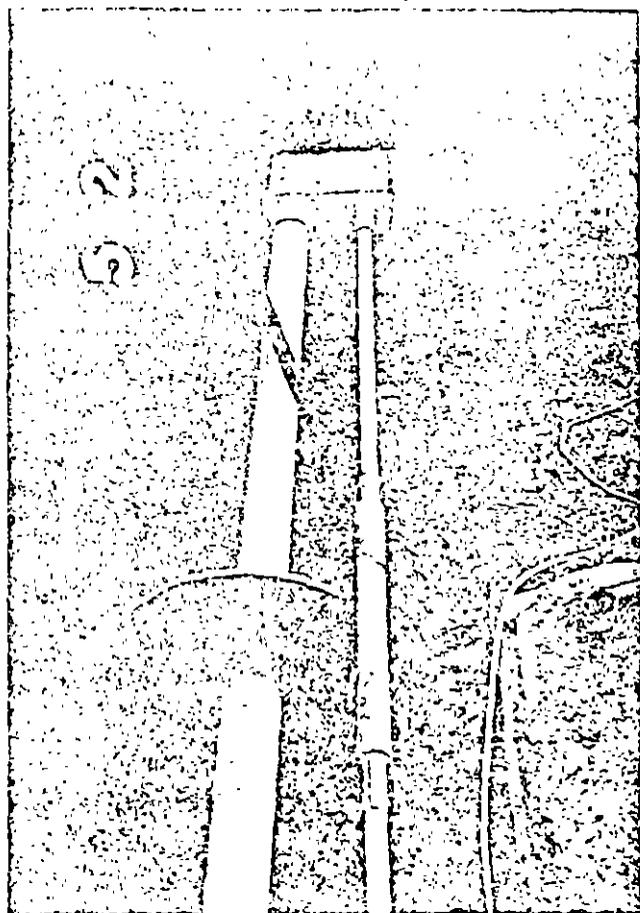
sean medir los desplazamientos que puedan tener lugar en un macizo de suelo o roca como consecuencia de la propia excavación; con esta finalidad se instalaron aparatos de esta naturaleza durante la construcción de la presa de La Angostura en México.

Cabe comentar que el dispositivo anterior puede disponerse con la tubería en posición horizontal, en cuyo caso se tendrá un muy sensible medidor de pequeños desplazamientos verticales.

Otro deformómetro longitudinal que merece citar se es uno desarrollado por la técnica alemana (deformómetro Idel). Un tubo de plástico se coloca horizontalmente en el terraplén, en la dirección en que se desean medir los desplazamientos. De trecho e trecho, este tubo, que es telescópico, tiene anclas que lo solidarizan con el material a su alrededor. La posición inicial de estas anclas se levanta cuidadosamente al iniciar su vida el aparato. Cualquier desplazamiento horizontal del suelo modifica correspondien-



Instalación de deformímetros horizontales.



Deformímetro horizontal.

mente la posición relativa de las anclas y la nueva posición se determina introduciendo por el tubo una sonda especial que contiene un detector de metales. Debe señalarse que las anclas son metálicas y los únicos elementos de tal material en todo el aparato.

D. Medición de presiones en el agua

Al igual que en el caso de los terraplenes construidos sobre suelos blandos, las presiones en el agua se miden con piezómetros en todos los problemas de instrumentación conectados con análisis de estabilidad de laderas naturales y taludes.

Los tipos de aparatos y el principio de su funcionamiento son también análogos a los descritos anteriormente en este mismo capítulo, pero su utilización en los problemas que ahora se analizan presenta algunas peculiaridades sobre las que conviene hacer algunos comentarios.

En primer lugar, es en estos casos menos frecuente que los piezómetros hayan de estar sujetos a la acción de aguas contaminadas o salobres, de lo que lo es en los aparatos instalados en suelos blandos, que frecuentemente aparecen en zonas de aguas estancadas, pantanos, esteros y otras similares. Lo anterior permite el uso de aparatos con partes metálicas y un relativo

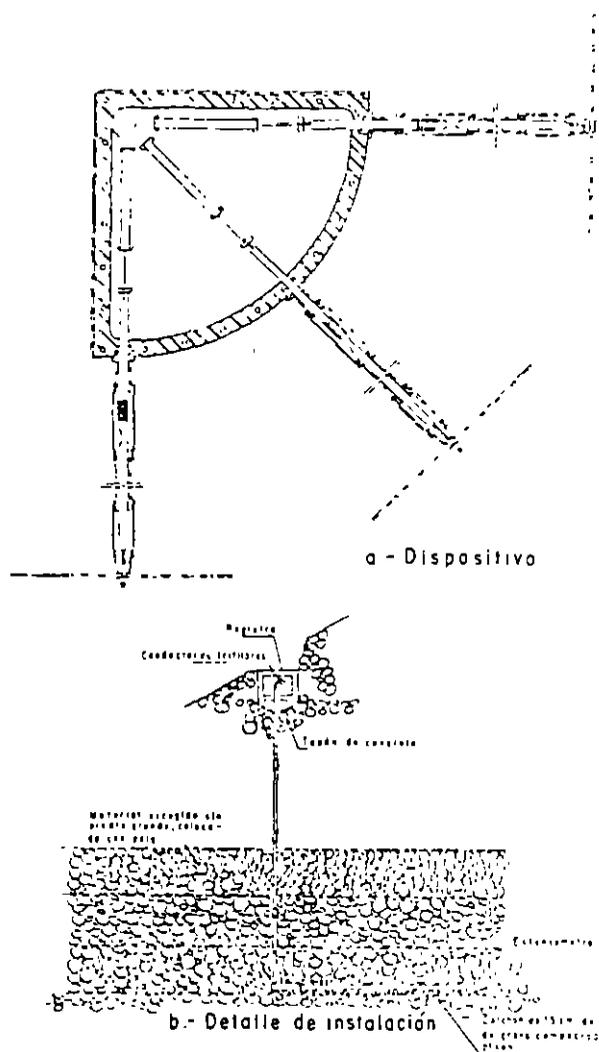
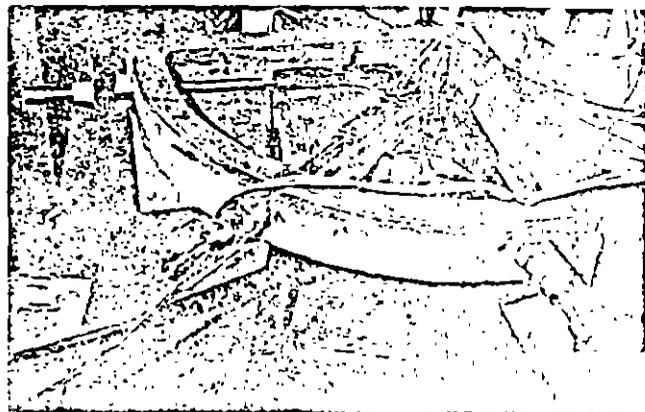


Figura XIII-28. Extensómetro horizontal, instalado en la presa de Infiernillo (Ref. 25).

menor cuidado en relación a los problemas de corrosión.

Por otra parte, su uso en grandes terraplenes implica peligros tanto para la unidad medidora, como



Extensómetro horizontal empleado en la presa del Infiernillo.

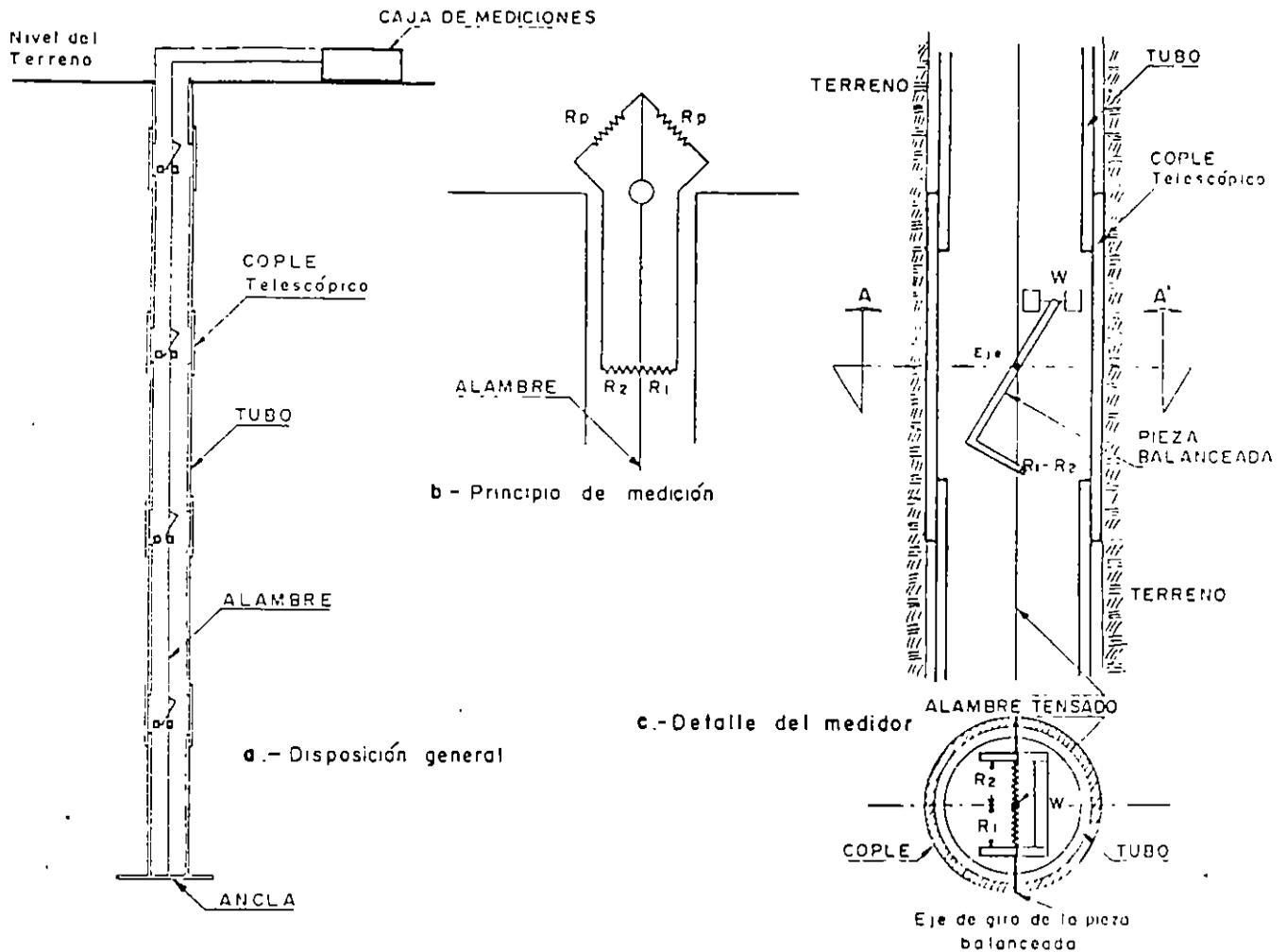


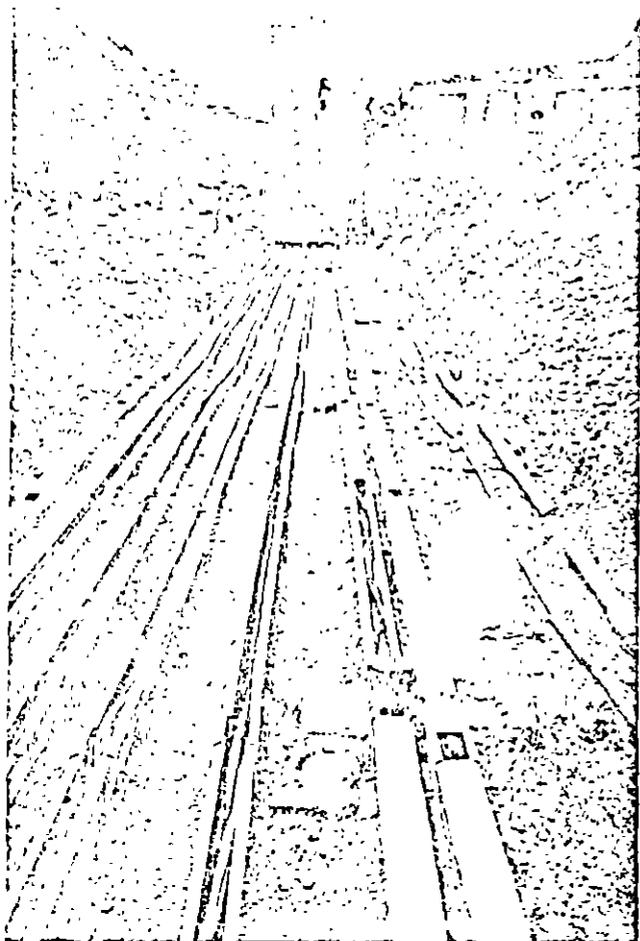
Figura XIII-29. Deformómetro transversal.

sobre todo, para la tubería hacia el exterior, por la posibilidad de ruptura o estrangulamiento causados por piedras contenidas en el suelo. Al igual que en todos los piezómetros, se tiene en los instalados en terraplenes y laderas el riesgo de que burbujas de aire atrapado bloqueen los tubos o las cámaras dentro de la unidad de registro; también se presenta en estos aparatos el problema del tiempo de reacción que se



Extensómetro horizontal en posición.

comentó en el caso de aparatos instalados en suelos blandos, si bien es frecuente que la permeabilidad de los suelos involucrados tienda a ser mayor en muchos suelos de los que existen normalmente en los terraplenes y las laderas, por lo que no es raro en la práctica que los problemas de adaptación a los nuevos estados de presiones sean menores en los casos que ahora se comentan. Otros dos factores se concitan para hacer que los problemas de retardamiento en la estabilización de las lecturas sean menores en los piezómetros instalados en terraplenes y laderas, que en los instalados en suelos blandos compresibles. En primer lugar, suele ser posible en el primer caso colocar una capa de arena ancha y potente en torno al aparato, la cual puede contener un volumen importante de agua fácil de movilizar y, en segundo lugar, en los grandes terraplenes de las vías terrestres, en condiciones normales, las presiones cambian muy lentamente con el tiempo y las lecturas se hacen con espaciamientos relativamente grandes, todo lo cual da margen a que se establezcan dentro de los aparatos las condiciones exteriores. Se excluye, naturalmente, el caso de terraplenes o laderas en trance de falla, con



Detalle de la instalación de deformímetros horizontales.

movimientos importantes, pues en ellos sí será preciso disponer de información correspondiente a lapsos cortos.

En conexión con la necesidad de instrumentar grandes terraplenes de vías terrestres se tiene frecuentemente el problema de instalar piezómetros en suelos parcialmente saturados, en los que existe aire a gran presión en los vacíos; se hace preciso diferenciar qué parte de la lectura piezométrica se refiere al aire y cuál al agua. El problema suele resolverse usando en la unidad medidora paredes porosas de cerámica que dejen pasar fácilmente el aire, abatiendo su presión (Ref. 33).

Cuando las laderas o los taludes que se instrumentan están sujetos a movimientos deberán tenerse éstos muy en cuenta al colocar los piezómetros, para evitar que se rompan o estrangulen las tuberías de medición.

El uso de los piezómetros abiertos es frecuente por economía, facilidad de instalación y de lecturas y resistencia de los aparatos, cuando el problema de los tiempos de retardamiento no es importante, la interpretación de las lecturas en suelos parcialmente saturados puede ser difícil. En terraplenes susceptibles de sufrir asentamientos se instalan ventajosamente en el interior de ademes telescópicos y en casos

de uso en materiales peligrosos, la tubería puede ser metálica y tan resistente como sea de desear.

Los piezómetros neumáticos presentan las ya discutidas ventajas de requerir la movilización de volúmenes mínimos de agua, la facilidad de purgar sus líneas, el ser fáciles de operar y el ser de pequeño tamaño y fáciles de instalar.

Como comentario final, cabe decir que al instalar piezómetros en grandes terraplenes, con fines de conocer la evolución de sus condiciones de estabilidad, hay que afrontar la necesidad de que la instalación pueda ser mantenida por muy largo tiempo, por lo que deberán escogerse equipos seguros y confiables, que deberán colocarse de manera que queden a cubierto de todas las circunstancias adversas previsibles.

XIII-1 PROBLEMAS DE INSTALACION

Existe todo un conjunto de problemas comunes a todas las instalaciones instrumentales de la ingeniería, que conviene mencionar y comentar brevemente.

- Es muy frecuente que los instrumentos se entierran en el suelo y permanezcan en él durante mucho tiempo; numerosas veces bajo el nivel freático o sujetos a fluctuaciones del mismo. Lo anterior impone una condición severa y limita o frecuentemente excluye toda posibilidad de reparación o reemplazo.
- Muchas veces, los cambios más importantes y de mayor interés ocurren muy lentamente y disfrazados por todo un conjunto de efectos secundarios, tales como variaciones de temperatura, fluctuaciones del nivel freático, etcétera. Esto hace que se presenten serios problemas de interpretación que exigen elevadas dosis de buen criterio para rechazar lecturas erróneas o discordantes y fijar la atención en los datos esenciales, haciendo a un lado las influencias secundarias.
- La mayor parte de las mediciones son relativas entre dos puntos; para establecer los movimientos absolutos es necesario contar con referencias fijas confiables.
- En muchos problemas de instrumentación relacionados con la Mecánica de Suelos es preciso conocer el comportamiento de estructuras durante la construcción, lo que exige colocar los instrumentos medidores interfiriendo la libertad de movimiento de hombres y equipos, esto suele ser fuente de fricciones, oposiciones aparentemente fundamentadas a los programas de medición y, en última instancia, de deterioro o ruptura de equipos de medición.

Como consecuencia de las consideraciones anteriores puede decirse que los equipos e instrumentos que

sirvan de base a un programa de instrumentación de campo deben de cumplir los siguientes requisitos:

- Ser robustos, resistentes y fácilmente manejables.
- Ser sencillos, con el menor número posible de partes móviles y, preferentemente, de funcionamiento no eléctrico.
- Ser fácilmente reparables.
- Dentro de lo posible, ser accesibles.
- Proporcionar datos fáciles de obtener e interpretar. Muchos programas de instrumentación llegan a requerir el apoyo de una computadora, lo cual se refleja en un costo generalmente alto, que ha de ser erogado durante largo tiempo.

Un programa concreto de una instalación de pruebas debe tomar en cuenta varios factores, como son:

- Propósito u objeto de las pruebas.
- Definir si la prueba es básica para la realización de la obra, si sólo es conveniente (y en qué grado) o complementaria o si es relativamente independiente.
- Definir la posibilidad de incluir el programa de instalación y pruebas en el programa de construcción de la obra.
- Considerar el tiempo necesario y disponible para la adquisición o fabricación de los aparatos, su revisión, su acondicionamiento, su calibración e instalación, así como para la adquisición y construcción de los dispositivos auxiliares a que haya lugar.
- Valorar el tiempo en que podrían obtenerse conclusiones preliminares y definitivas, comparándolo con las necesidades de información que hayan sido planteadas, para definir si la oportunidad de la información obtenida es acorde con los requerimientos del caso.
- Estimar los riesgos materiales y humanos a que estarán sujetas personas y equipos, programando las medidas de protección adecuadas.
- Efectuar un análisis económico, definiendo si el costo de la instrumentación gravitará sobre la obra considerada o si puede repartirse entre varias, tomando en cuenta los beneficios cuantificables que directa o indirectamente vaya a reportar el programa de instrumentación.

La ejecución del programa de pruebas debe efectuarse tomando en cuenta, además de todos los anteriores, los siguientes puntos específicos:

- El especialista de Mecánica de Suelos, en combinación con el técnico en instrumentación deberán elaborar mentalmente uno o varios

modelos de comportamiento de la obra en estudio y del desarrollo probable de las pruebas en el tiempo, dejando la posibilidad de ir corrigiendo esas imágenes, a medida que la propia información obtenida lo vaya haciendo aconsejable.

- Deberá preverse la forma definitiva del reporte, incluyendo gráficas y tratamientos auxiliares.
- En general, conviene tomar los datos con mayor frecuencia de lo que a primera vista parezca necesario, en previsión de que la obra muestre un comportamiento diferente del supuesto.
- Deberá tratarse de tomar en cuenta todos los fenómenos que interfieran o puedan llegar a interferir en las mediciones durante todo el tiempo de su desarrollo. La probabilidad de que ocurran fenómenos ajenos al interés de la prueba, pero que la influyan, nunca debe desecharse. La previsión de estos fenómenos permite separar los efectos de las interferencias, de aquellos cuya medición se busca. Este aislamiento de la información relevante respecto de la que pudiera presentarse como acompañamiento es una de las metas fundamentales de un buen programa de instrumentación.
- Deberá darse debida consideración a la posible pérdida de datos por desajustes de los instrumentos, no detectados en fases incipientes y tomar también en cuenta otros motivos de pérdida de información, como son los extravíos, las equivocaciones en la anotación o en la identificación, fallas en las conexiones, etcétera.
- Deberá estudiarse la forma de obtener la información general y relevante de la prueba, de manera que los datos de los distintos instrumentos y brigadas puedan correlacionarse correctamente. El anterior no es un problema de solución única. También deberá procurarse manejar datos comparables y simultáneos; no debe excluirse la posibilidad de conseguir la simultaneidad de datos por interpolación o extrapolación de otros no rigurosamente simultáneos.
- Es fundamental el cumplir la necesidad de inspeccionar constantemente los aparatos y las instalaciones, de darles mantenimiento y de efectuar calibraciones y reparaciones. Los tiempos necesarios para cumplir con todo lo anterior deberán considerarse siempre en los balances generales de todo el programa de instrumentación.
- La toma de datos debe hacerse más frecuente cuando se espera o se ha producido un cambio importante en las cargas en la situación hidráulica o en las condiciones ambientales y

presión ejercida por el suelo; entre éstas figuran preponderantemente una erección que haga a las piezas adoptar formas diferentes a la de la galleta (por ejemplo, formas elípticas en galerías circulares); inyecciones defectuosamente realizadas o rellenos y acunamientos inapropiados.

XIII-6 INSTRUMENTACION DE INVESTIGACIONES DE LABORATORIO

La investigación de laboratorio, sea en pruebas o modelos, ofrece un campo amplio a la utilización de las técnicas de instrumentación, un campo en el que, por cierto, mucho falta por investigar y definir. La Ref. 42 es un excelente resumen de varios aspectos de estos problemas, en la que se describen con detalle las técnicas de instrumentación más usadas hasta el presente, de acuerdo con la escala de las pruebas realizadas.

Los equipos empleados en los laboratorios para medir desplazamientos deben ser generalmente de alta precisión, a causa de los movimientos relativamente pequeños que han de detectarse en los modelos a escala correspondientemente reducida. Por la misma razón ha de cuidarse mucho el efecto perturbador que la presencia del instrumento medidor produce.

Muchos de los equipos empleados para medir desplazamientos en suelos son de funcionamiento mecánico o eléctrico (Ref. 43). Los aparatos mecánicos (ver, por ejemplo la Ref. 44) consisten usualmente de un vástago metálico un poco más grueso, para evitar que las partículas de suelos se introduzcan entre ambos. En el extremo inferior del vástago y sobresaliendo del ademe hay una ampliación que ancla al vástago al suelo. Vástago y ademe tienen su extremo superior ligado a una base fija, fuera del suelo y ese extremo del vástago acciona un micrómetro, que puede así leer los desplazamientos de la pequeña zapata inferior. Según como se coloque el aparato, puede leer desplazamientos horizontales o verticales.

Los medidores eléctricos de desplazamientos operan casi siempre determinando el cambio en la separación de dos pequeños discos colocados en el suelo, próximos uno al otro. En un modelo común (Ref. 45), cada disco tiene un eje de hierro que penetra en una bobina activada, de modo que cualquier desplazamiento relativo entre los dos discos produce un mayor o menor penetración del eje de hierro en su bobina y un correspondiente cambio en la impedancia del conjunto. Por calibración previa puede conocerse el desplazamiento relativo que corresponde a cada cambio de impedancia.

La Ref. 46 describe otro dispositivo similar con la ventaja de que en el suelo sólo han de colocarse dos pequeños discos, conectados por alambres a medidores dispuestos fuera, que detectan el cambio en la separación.

Ya se ha mencionado que en la actualidad existen celdas medidoras de presión de tamaño muy pequeño, que resultan muy apropiadas para el trabajo en el laboratorio. Casi todos los instrumentos de esta naturaleza hacen uso de medidores eléctricos de deformación (strain gauges), que se prestan para formar aparatos de muy pequeño tamaño.

La Ref. 47 describe una investigación con uso extensivo de instrumentación para medir esfuerzos y deformaciones, realizada en un modelo de una pila de un gran puente, con el objeto de verificar la seguridad de una cimentación en proyecto.

Anexo XIII-A

Caso Práctico

Con objeto de proceder a la estabilización de una ladera natural (Fig. XIII-A.1) cuyo movimiento afectaba la operación de un camino, y a fin de conocer el mecanismo cinemático del mismo, se recurrió a la medición de los movimientos horizontales y verticales del terreno, para lo cual se dispusieron tres líneas de puntos de control superficial y tres inclinómetros del tipo Slope-Indicator, alojados en un eje que se supuso coincidía aproximadamente con el eje de simetría del área en movimiento, con objeto de conocer la forma y profundidad de la superficie de deslizamiento.

Las líneas de puntos de control se eligieron una vez que se contó con el levantamiento topográfico detallado de la zona (Fig. XIII-A.1), alojando unos puntos fuera del área en movimiento, en cada extremo, que definieron una línea base, refiriéndose los movimientos de los puntos alojados sobre esa línea a la posición original.

La información obtenida de la perforación realizada para la instalación de los inclinómetros, así como los resultados de las mediciones efectuadas en ellos, se muestran en la Fig. XIII-A.2.

Con los datos de la instrumentación colocada, pudo elaborarse el perfil de suelos mostrado en la Fig. XIII-A.3, en la que se aprecia la superficie de falla sobre lo que ocurren los movimientos.

La tubería de los inclinómetros sirvió también para poder determinar la posición del nivel de aguas freáticas, pudiéndose establecer su influencia en el movimiento.

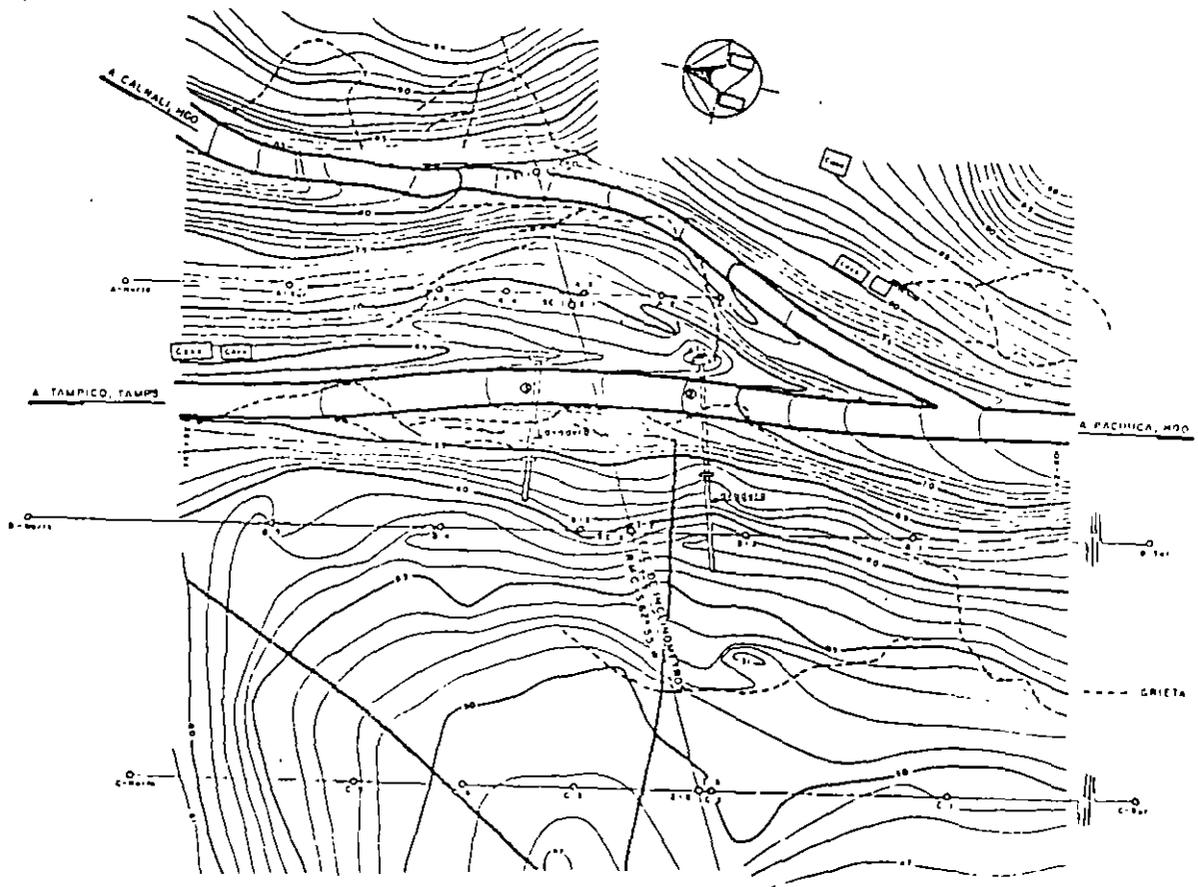
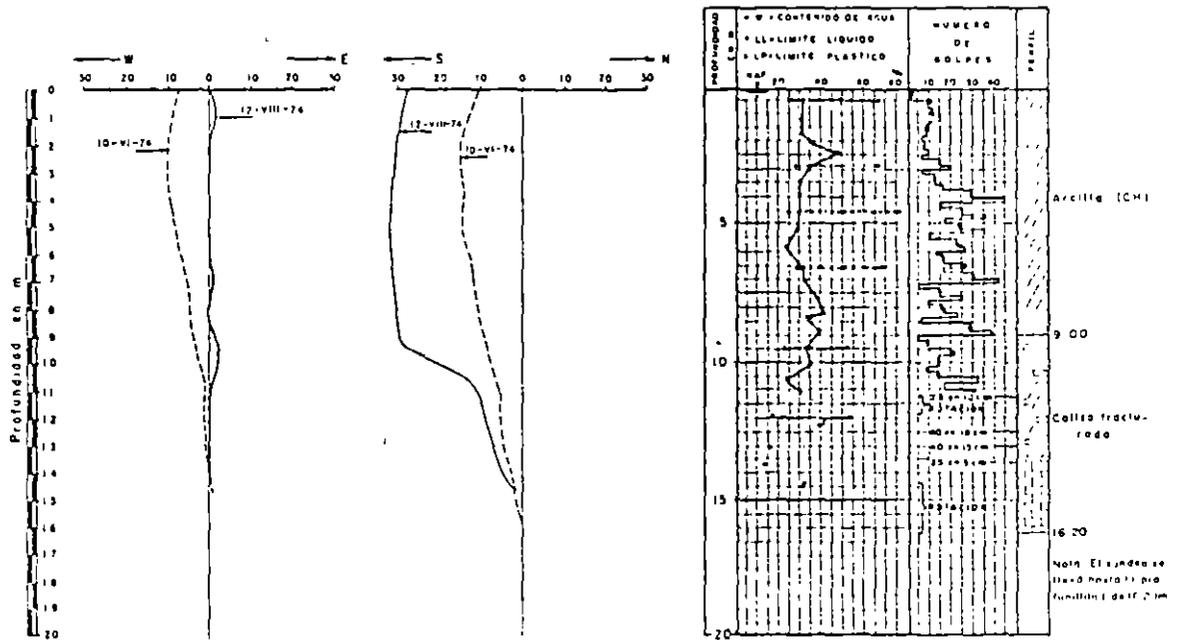


Figura XIII-A.1. Planta topográfica de la zona de deslizamiento.



GRAFICA DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES - PROFUNDIDAD INCLINOMETRO 3

SONDEO Nº 3

SIMBOLOS		% F. Finos
[Symbol]	Arcilla	NAP Nivel del agua
[Symbol]	Limo	Caliza
[Symbol]	Áceno	MP Muestra cerc 25
[Symbol]	Grava	L Lectora

Figura XIII-A.2. Propiedades de los suelos y datos de inclinómetros

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**CURSO:
PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION
DE PRESAS DE JALES**

Anteproyecto ejecutivo

- Criterios de diseño estructural: vertedor y alcantarilla
- Planos y especificaciones de construcción: cortina contenedora, alcantarilla decantadora drenante y vertedor de excedencias

ING. JOSE LUIS VELAZQUEZ VERA

OBRA	ALCANTARILLA SECCION
	PORTAL

DIA	MES	ANO
	DIC	92
CALCULO	HOJA	
G. Marquez	1/35	
REVISO		
f		

ANTECEDENTES:

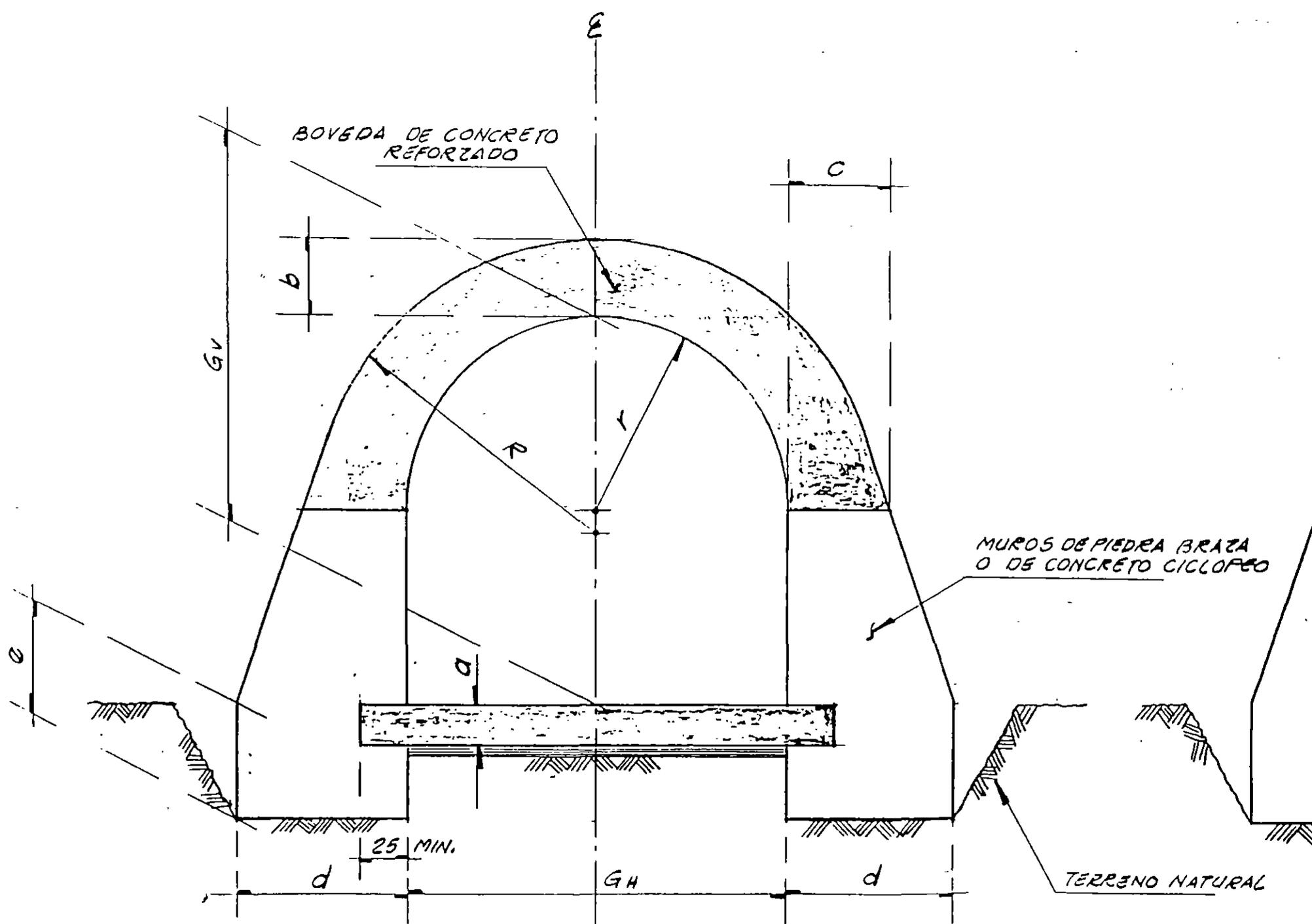
TOMANDO EN CUENTA QUE SE PRESENTAN DIFERENTES CASOS POR RESOLVER, PARA VARIAS CONDICIONES DE GALERIAS HORIZONTALES Y VERTICALES, A CONTINUACION, SE EFECTUARA UN ANALISIS DE ALCANTARILLAS CON GEOMETRIAS VARIABLES Y MANTENIENDO UNA ALTURA DE VALE $H = 60 \text{ MTS.}$
 SE CONSIDERARA QUE LOS MUROS VERTICALES SERAN DE PIEDRA O DE CONCRETO BICLOPEO; MIENTRAS QUE LA BOVEDA SERA DE CONCRETO REFORZADO.

MATERIALES:

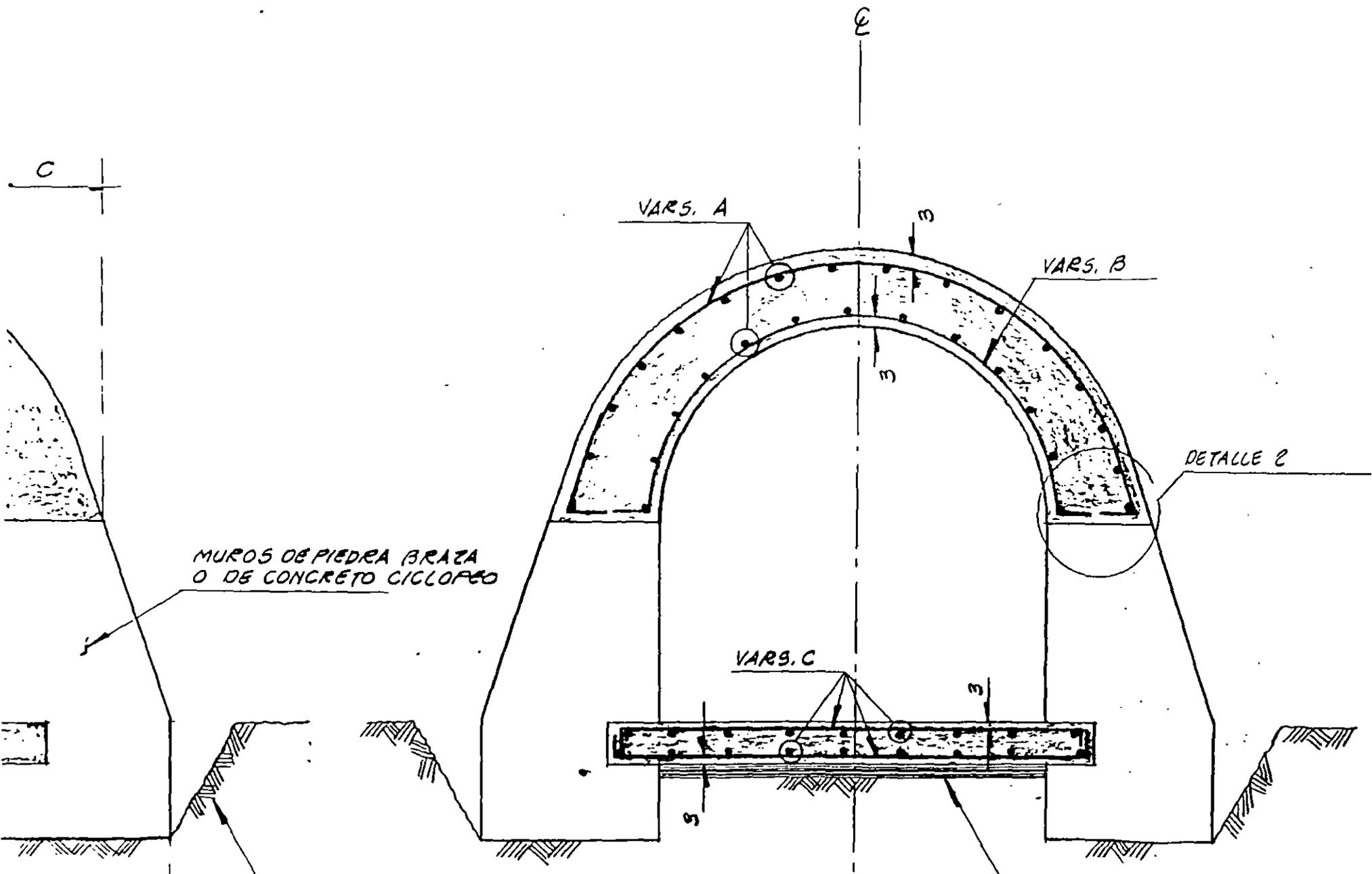
CONCRETO P/ BOVEDA $f_c' = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 CONCRETO P/ PISO $f_c' = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

PESOS VOLUMETRICOS:

CONCRETO REFORZADO $\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$
 RELLENO (1000) $\gamma_r = 1800 \text{ Kg/m}^3$
 MUROS DE PIEDRA $\gamma_p = 2100 \text{ Kg/m}^3$



SECCION TRANSVERSAL
GEOMETRIA



MUROS DE PIEDRA BRAGA
O DE CONCRETO CICLOPEO

VAR.S. A

VAR.S. B

DETALLE 2

VAR.S. C

PLANTILLA DE CONCRETO POBRE
 $f_c' = 100 \text{ Kg/cm}^2$, $e = 5 \text{ cms}$.

TERRENO NATURAL

SECCION TRANSVERSAL

TRANSVERSAL

NOTAS :

1: ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO LO INDICADO EN OTRA UNIDAD.

2: MATERIALES :

CONCRETO $f_c' = 200 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

3: TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO : $3/4''$ (2 CMS.)

4: TODOS LOS ANCLAJES Y TRASLAPES DE VARILLAS NO INDICADOS, EN LOS DETALLES, TENDRAN 40ϕ COMO MÍNIMO.

5: CURAR LOS ELEMENTOS DE CONCRETO POR UN MÍNIMO DE 7 DÍAS PARA EVITAR AGRIETAMIENTOS Y PERDIDAS DE SUS PROPIEDADES DEL CONCRETO.

6: SE CONSIDERA CEMENTO PORTLAND NORMAL. EN CASO DE AGUAS AGRESIVAS, SE RECOMIENDA EL USO DE CEMENTO ESPECIAL (TIPO II)

NOTA IMPORTANTE :

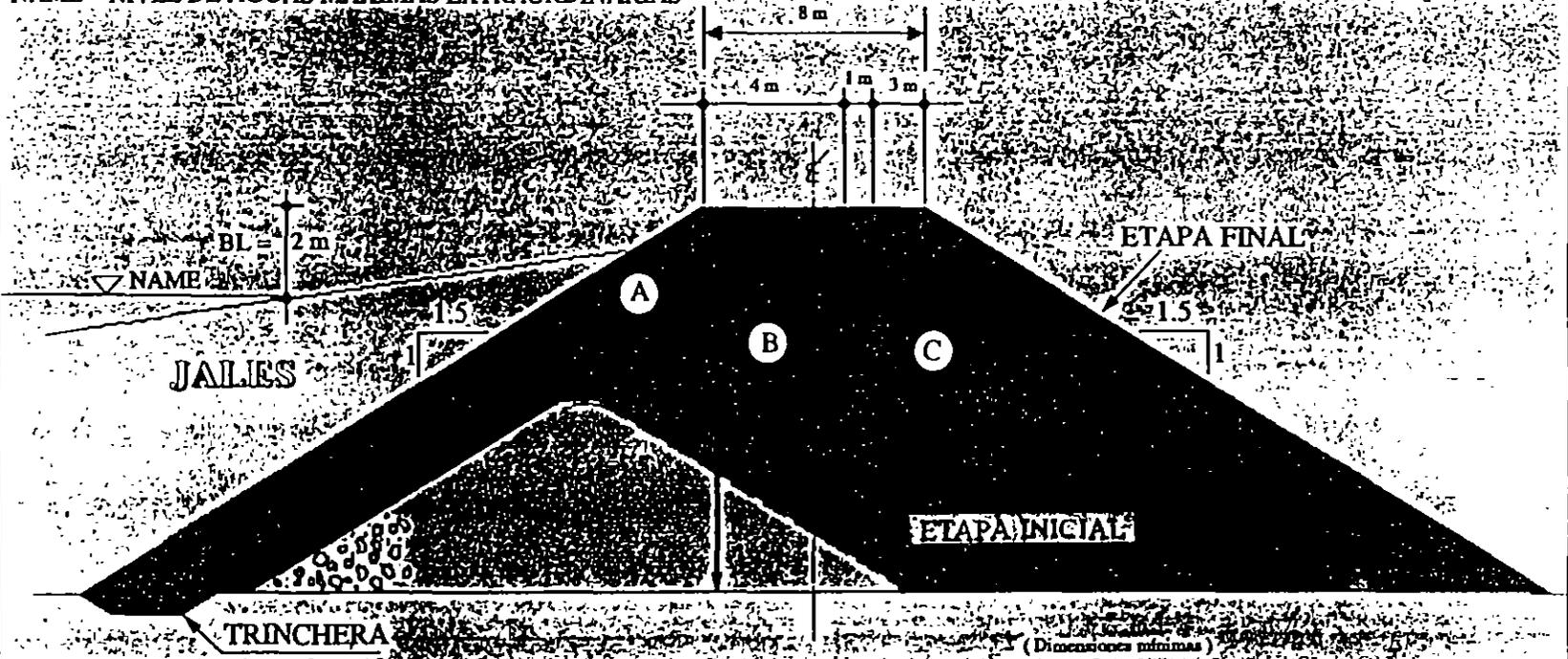
AL TERMINAR UN COLADO, LA JUNTA SE DEBERA DEJAR ESVAJADA Y CORRUGADA PERFECTAMENTE (VER DET. 3).

AL EFECTUAR EL NUEVO COLADO, LA JUNTA SE MOJARA HASTA SATURARLA, LIMPIANDOLA DE POLVO Y RESIDUOS; POSTERIORMENTE SE DEPOSITARA EL NUEVO CONCRETO.

CANTIDADES DE MATERIALES POR METRO DE LONGITUD DE ALCANTARILLA					
CASO	CONCRETO $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ (M^3 .)	CONCRETO $f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ (PLANTILLA) (M^2)	ACERO DE REFZO. $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (Kg)	MUROS DE MAMP. O CONG. CICLOPEO (M^3)	CIMBRA (M^2)
GH = 120 GV = 160	1.18	1.20	VAR. #3 = 12.50 VAR. #4 = 35.82 VAR. #6 = 1.00	1.70	1.88
GH = 160 GV = 180	1.87	1.60	VAR. #4 = 85.10 VAR. #6 = 1.00	2.22	2.51
GH = 200 GV = 200	2.68	2.00	VAR. #4 = 121.88 VAR. #6 = 1.00	2.56	3.20

BL = BORDO LIBRE

NAME = NIVEL DE AGUAS MAXIMAS EXTRAORDINARIAS



- (A) CORAZA ARCILLOSA IMPERMEABLE
- (B) FILTRO PERMEABLE
- (C) ENROCAMIENTO PERMEABLE Y RESISTENTE

CORTINA CONTENEDORA
UNIDAD TIZAPA, EDO. DE MEXICO

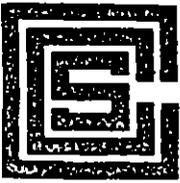
Lámina 2

13. NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES PARA LA CONSTRUCCION DE LA CORTINA CONTENEDORA Y EL DIQUE AUXILIAR EN LA PRESA DE JALES # 2 (ALTERNATIVA 2)

13.1 Enrocamiento

Estará constituido fundamentalmente por fragmentos de roca comprendidos entre 5 y 50 cm. Deberán ser densos y sanos, sin tierra vegetal ni arcilla, como el basalto existente en el lugar.

El material se extenderá y bandeará con tractor de oruga, en capas de espesor comprendido entre 1.5 a 2 veces la dimensión mayor de los fragmentos de roca. De ser económicamente factible, conviene aumentar la compacidad del enrocamiento con equipo compactador vibratorio.



- Se procurará que los fragmentos de roca más chicos queden colocados hacia la zona interna del enrocamiento y, los mas grandes, hacia el talud externo del mismo.

13.2 Filtro

Estará constituido por grava-arena del lugar con menos de 5 % de material fino plástico. Se acomodará y compactará en capas sueltas de 40 cm.

13.3 Coraza Impermeable

El material impermeable podrá obtenerse de los suelos arcillosos del lugar, con o sin gravas (SC, CL). Se extenderá con tractor de orugas en un ancho (mínimo) semejante al de la cuchilla y se compactará con el rodillo vibratorio disponible o el pata de cabra, de preferencia, en capas de 20 a 25 cm de espesor, con una humedad superior en 3 a 5 % a la óptima de compactación "típica".

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CURSO:
**PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION
DE PRESAS DE JALES**

Instructivo de operación

- Criterios básicos constructivos y normas específicas de la obra
- Piezometría y movimientos
- Informes periódicos

ING. GILBERTO VAZQUEZ ALCANTARA



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

C U R S O S A B I E R T O S

PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION DE PRESAS DE JALES

FECHA: DE MAYO 11 Y 12

MATERIAL COMPLEMENTARIO DE LA PAG. 318-a a la 318-0
y
DE la PAG. 605 a la 607

COORDINADOR ACADEMICO:

M. en I. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO.

principio se reconoció que la llamada falla circular no representa exactamente el mecanismo real. Actualmente reciben el nombre genérico de Método Sueco aquellos procedimientos de cálculo de estabilidad de taludes en que se utiliza la hipótesis de falla circular. En 1935 Rendulio propuso la espiral logarítmica como traza de una superficie de deslizamiento más real, pero Taylor en 1937 puso de manifiesto que esta curva, que complica bastante los cálculos, proporciona resultados tan similares a la circunferencia, que su uso práctico probablemente no se justifica.

En la actualidad, la investigación está muy lejos de haber resuelto todos los aspectos del análisis de los taludes y se están estudiando en muchas partes otras teorías y métodos de cálculo.

La Teoría de la Elasticidad y la Plasticidad ofrecen perspectivas de interés, que también están probándose con los mismos fines.

Es preciso hacer una distinción de importancia. Mientras los problemas teóricos de la estabilidad de los taludes distan de estar resueltos y constituyen un reto para los investigadores de la Mecánica de Suelos, los aspectos prácticos del problema están mejor definidos; hoy se construyen taludes muy importantes con factores de seguridad muy bajos, lo cual es indicativo de que los métodos actuales, si bien poco satisfactorios teóricamente, funcionan bastante bien en la práctica: es más, cuando tales métodos se han aplicado cuidadosamente, tras haber investigado correctamente las propiedades de los suelos, la posibilidad de una falla de consecuencias ha demostrado ser realmente muy pequeña.

V-2. Tipos y causas de falla más comunes

Los tipos de falla más frecuentes en taludes son los que se mencionan en lo que sigue:

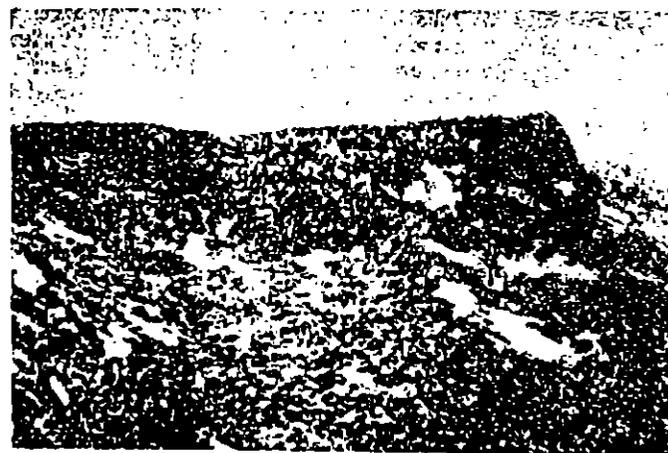
a) *Falla por deslizamiento superficial*

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo; el fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la falta de presión normal confinante que allí existe. Como una consecuencia, la zona mencionada puede quedar sujeta a un flujo viscoso hacia abajo que, generalmente, se desarrolla con extraordinaria lentitud. El desequilibrio puede producirse por un aumento en las cargas actuantes en la corona del talud, por una disminución en la resistencia del suelo al esfuerzo cortante o, en el caso de laderas naturales, por razones de conformación geológica que escapan a un análisis local detallado.

El fenómeno es muy frecuente y peligroso en laderas naturales y, en este caso, generalmente abarca áreas tan importantes que cual-



Deslizamiento superficial de grandes proporciones (carretera Huixtla-Motosintla. El problema fue evitado con cambio de trazo)



Deslizamiento superficial. Nótese los indicios de corrimientos recientes en los cantiles del fondo (carretera directa Tijuana-Ensenada)

quier solución para estabilizar una estructura alojada en esa zona escapa de los límites de lo económico, no quedando entonces más recurso que un cambio en la localización de la obra de que se trate, que evite la zona en deslizamiento. El fenómeno se pone de manifiesto a los ojos del ingeniero por una serie de efectos notables, tales como inclinación de los árboles, por efecto del arrastre producido por las capas superiores del terreno en que enraizan; inclinación de postes, por la misma razón; movimientos relativos y ruptura de bardas, muros, etc.; acumulación de suelos en las depresiones y valles y falta de los mismos en las zonas altas, y otras señales del mismo tipo.

En la actualidad es muy difícil llegar a establecer por un proceso analítico la velocidad y la consideración que llegue a tener el fenómeno. Los factores envueltos son tantos y tan complejos y actúan en periodos de tiempo tan impredecibles que cualquier análisis teórico se hace prácticamente imposible.

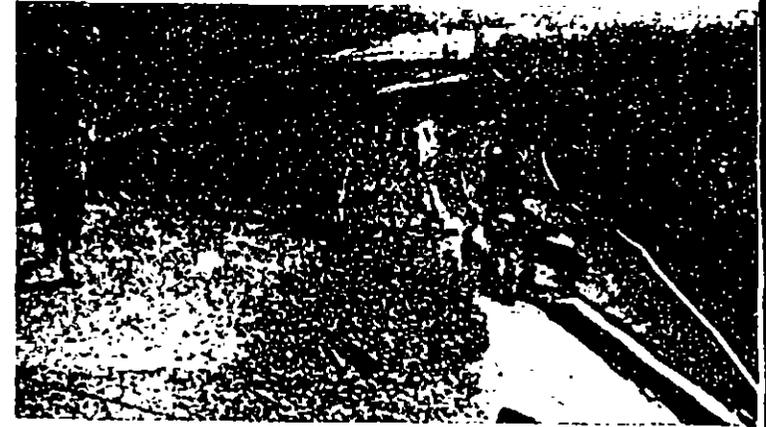
b) Falla por movimiento del cuerpo del talud

En contraste con los movimientos superficiales lentos, descritos en el inciso anterior, pueden ocurrir en los taludes movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo. Estos fenómenos reciben comúnmente el nombre de deslizamiento de tierras. Dentro de éstos existen dos tipos claramente diferenciados. En primer lugar, un caso en el cual se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin error mayor, a una circunferencia. Estas son las fallas llamadas por rotación. En segundo lugar, se tienen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación. Estos planos débiles suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal. Estas son las fallas por traslación.

Las fallas por rotación pueden presentarse pasando la superficie de falla por el pie del talud, sin interesar el terreno de cimentación o pasando adelante del pie, afectando al terreno en que el talud se apoya (falla de base). Además pueden presentarse las llamadas fallas locales, que ocurren en el cuerpo del talud, pero interesando zonas relativamente superficiales. En la fig. V-1 se presentan estos tipos de fallas, así como la nomenclatura usual en taludes simples.



Deslizamiento superficial. Nótese la inclinación del arbolado



Falla por rotación (carretera Guadalajara-Saltilla)



Falla por rotación (carretera Tijuana-Ensenada)

Falla de base. Nótese la salida de la superficie de falla adelante del pie del talud



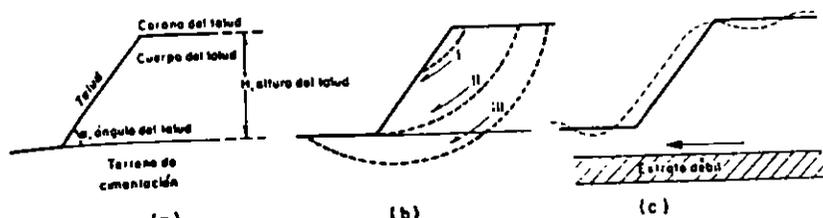


FIG. V-1. Nomenclatura y fallas en el cuerpo de taludes

- a) Nomenclatura
- b) Fallas por rotación
 - I Local
 - II Por el pie del talud
 - III De base
- c) Falla por traslación sobre un plano débil

c) Fallas por erosión

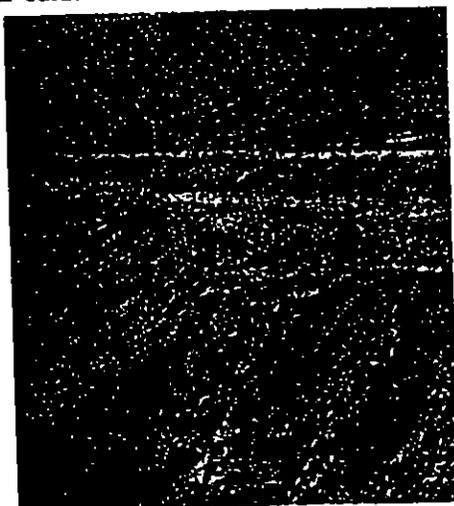
Estas son también fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua, etc., en los taludes. El fenómeno es tanto más notorio cuanto más empinadas sean las laderas de los taludes. Una manifestación típica del fenómeno suele ser la aparición de irregularidades en el talud, originalmente uniforme. Desde el punto de vista teórico esta falla suele ser imposible de cuantificar detalladamente, pero la experiencia ha proporcionado normas que la atenúan grandemente si se las aplica con cuidado.

d) Falla por licuación

Estas fallas ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante. El fenómeno puede ocurrir tanto en arcillas extrasensitivas como en arenas poco compactas.

e) Falla por falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación

Estas fallas se tratarán preferentemente en capítulos subsiguientes de esta obra.



Efecto de la erosión en un talud (carretera Compostela-Puerto Vallarta)

V-3. Taludes en arenas *ALLAS PLANAS*

La estabilidad de un talud homogéneo con su suelo de cimentación, construido con un suelo "puramente friccionante", tal como una arena limpia, es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas constituyentes, por lo cual, para garantizar estabilidad bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena, que en un material suelto seco y limpio se acercará mucho al ángulo de reposo. Por lo tanto, la condición límite de estabilidad es, simplemente:

$$\alpha = \phi \quad (5-1)$$

Sin embargo, si el ángulo α es muy próximo a ϕ , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por el viento o el agua. Por ello es recomendable que en la práctica α sea algo menor que ϕ . La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad como la relación entre los valores de α y ϕ , basta que tal factor tenga un valor del orden de 1.1 ó 1.2 para que la erosionabilidad superficial no sea excesiva.

V-4. El Método Sueco *FALLAS CURVAS (CIRCULARES)*

Como ya se ha dicho, bajo el título genérico de Método Sueco se comprenden todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a falla por rotación, en los que se considera que la superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia. Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud dado tiene garantizada su estabilidad. En lo que sigue se mencionarán los procedimientos para resolver el problema con cada tipo de suelo de los que se consideran.

a) Suelos "puramente cohesivos" ($\phi = 0; c \neq 0$)

Se trata ahora el caso de un talud homogéneo con su suelo de cimentación y en el cual la resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse con la ley:

$$s = c$$

donde c es el parámetro de resistencia comúnmente llamado cohesión. El caso se presenta en la práctica cuando se analizan las condiciones iniciales de un talud en un suelo fino saturado, para el cual la prueba triaxial rápida representa las condiciones críticas.

En este caso el método puede aplicarse según un procedimiento sencillo debido al Dr. A. Casagrande, que puede utilizarse tanto

para estudiar la falla de base como la de pie del talud. La descripción que sigue se refiere a la fig. V-2.

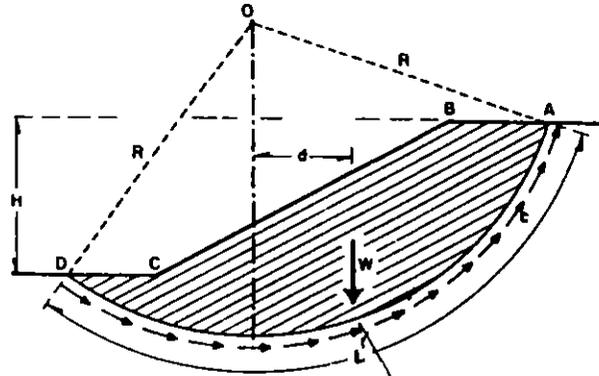


FIG. V-2. Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente "cohesivo"

Considérese un arco de circunferencia de centro en O y radio R como la traza de una superficie hipotética de falla con el plano del papel. La masa de talud que se movilizaría, si esa fuera la superficie de falla, aparece rayada en la fig. V-2. Puede considerarse que las fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra, son el peso del área ABCDA, (nótese que se considera un espesor de talud normal al papel de magnitud unitaria y que bajo esa base se hacen todos los análisis que siguen) más cualesquiera sobrecargas que pudieran actuar sobre la corona del talud. El momento de estas fuerzas en torno a un eje normal a través de O según la fig. V-2, en la que no se consideran sobrecargas, será simplemente:

$$M_m = Wd \tag{5-2}$$

que es el llamado momento motor.

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son los efectos de la "cohesión" a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta. Así:

$$M_R = cLR \tag{5-3}$$

es el momento de esas fuerzas respecto a un eje de rotación normal al plano del papel, por O (momento resistente).

En el instante de falla incipiente:

$$M_m = M_R$$

por lo tanto, en general:

$$\Sigma Wd = cLR$$

donde el símbolo Σ debe interpretarse como la suma algebraica de los momentos respecto a O de todas las fuerzas actuantes (pesos y sobrecargas).

Si se define un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} \tag{5-4}$$

podrá escribirse:

$$F_s = \frac{cLR}{\Sigma Wd} \tag{5-5}$$

La experiencia permite considerar a 1.5 como un valor de F_s compatible con una estabilidad práctica razonable. Debe, pues, de cumplirse para la superficie hipotética seleccionada, que:

$$F_s \geq 1.5$$

Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superficie de falla escogida sea la que represente las condiciones más críticas del talud bajo estudio (círculo crítico). Siempre existirá la posibilidad de que el factor de seguridad resulte menor al adoptar otra superficie de falla. Este hecho hace que el procedimiento descrito se torne un método de tanteos, según el cual deberán de escogerse otras superficies de falla de diferentes radios y centros, calcular su factor de seguridad asociado y ver que el mínimo encontrado no sea menor que 1.5, antes de dar al talud por seguro. En la práctica resulta recomendable, para fijar el F_s mínimo encontrar primeramente el círculo crítico de los que pasen por el pie del talud y después el crítico en falla de base; el círculo crítico del talud será el más crítico de esos dos.

En el Anexo V-a se presentan ideas complementarias debidas a Taylor de gran interés práctico para el análisis sin tanteos de taludes simples en suelos "cohesivos" homogéneos.

Nótese que en el procedimiento anterior, aparte de la falla circular, se está admitiendo que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se está produciendo a la vez a lo largo de toda la superficie de deslizamiento. Esto, en general, no sucede, pues a lo largo de la superficie de falla real la deformación angular no es uniforme y, por lo tanto, los esfuerzos tangenciales, que se desarrollan de acuerdo con ella, tampoco lo serán. Esto implica que la resistencia máxima del material se alcance antes en unos puntos de la superficie que en otros, lo cual conduce a una redistribución de esfuerzos en las zonas vecinas a los puntos en que se alcanzó la resistencia, dependiendo esta redistribución y la propagación de la falla en estos puntos, de la curva esfuerzo-deformación del material con que se trabaje. Si ésta es del tipo plástico deberán a tenerse zonas, a lo largo de la superficie de falla, en las que no haya alcanzado la máxima resistencia, pero

Esta se mantendrá aun cuando la deformación angular progrese; por ello, en el instante de falla incipiente es posible aceptar que, a lo largo de toda la superficie de falla, el material está desarrollando toda su resistencia. Por el contrario, en un material de falla frágil típica, aquellos puntos de la superficie de falla que alcancen la deformación angular correspondiente a su máxima resistencia ya no seguirán cooperando a la estabilidad del talud; esto puede producir zonas de falla que, al propagarse pueden llegar a causar la falla del talud (falla progresiva). Como se discutió en el Capítulo XII del Volumen I de esta obra, la prueba de esfuerzo cortante directo presenta este efecto de falla progresiva y algunos investigadores admiten que el valor menor de la resistencia al corte que con ella se obtiene representa un mejor valor para el análisis de la estabilidad de un talud que el obtenido de una prueba triaxial. Sin embargo, la opinión más general es que el fenómeno de falla progresiva no es en un talud tan acentuado como en una prueba directa de esfuerzo cortante, por lo que la resistencia del suelo en esta prueba puede resultar conservadora. Estos últimos especialistas consideran preferible usar en un cálculo real de la estabilidad de un talud un valor de la resistencia intermedio a los obtenidos en prueba directa y triaxial. La experiencia y criterio de cada proyectista resultan decisivos en este punto para definir la actitud de cada uno.

b) Suelos con "cohesión" y "fricción" ($c \neq 0$; $\phi \neq 0$)

Bajo el anterior encabezado han de situarse aquellos suelos que, después de ser sometidos a la prueba triaxial apropiada, trabajando con esfuerzos totales, y después de definir la envolvente de falla de acuerdo con el intervalo de presiones que se tenga en la obra real, tienen una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

con parámetro de "cohesión" y de "fricción".

De todos los procedimientos de aplicación del Método Sueco a este tipo de suelos, posiblemente el más popular y expedito sea el de las "dovelas", debido a Fellenius (1927), que se expone a continuación.

En primer lugar, se propone un círculo de falla a elección y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas, del modo mostrado en la fig. V-3.a.

El número de dovelas es, hasta cierto punto, cuestión de elección, si bien, a mayor número, los resultados del análisis se hacen más confiables.

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la parte b) de la misma fig. V-3. W_i es el peso de la dovela de espesor unitario. Las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal

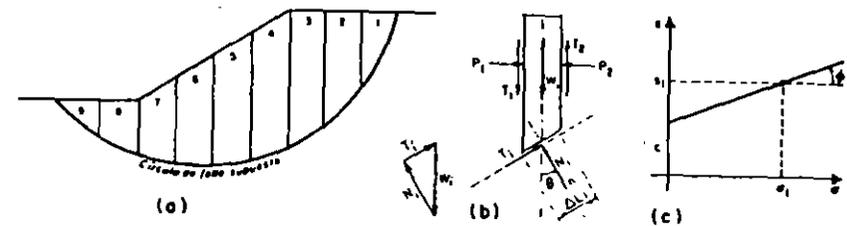


FIG. V-3. Procedimiento de las "Dovelas" o de Fellenius

y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento ΔL_i . Las dovelas adyacentes a la i -ésima, bajo estudio, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

En el procedimiento de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta; es decir, se considera que esas dos fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 , que se consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

El cociente $N_i/\Delta L_i$ se considera una buena aproximación al valor de σ_i , presión normal actuante en el arco ΔL_i , que se considera constante en esa longitud. Con este valor de σ , puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante que se haya obtenido (ver parte c) de la fig V-3) y determinar ahí el valor de s_i , resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante en todo el arco ΔL_i .

Puede calcularse el momento motor debido al peso de las dovelas como

$$M_m = R \sum |T_i| \quad (5-6)$$

Nótese que la componente normal del peso de la dovela, N_i , pasa por O, por ser la superficie de falla un arco de circunferencia, y por lo tanto no da momento respecto a aquel punto. Si en la corona del talud existiesen sobrecargas su momento deberá calcularse en la forma usual y añadirse al dado por la expresión 5-6.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante, s_i , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_R = R \sum s_i \Delta L_i \quad (5-7)$$

Una vez más se está aceptando que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se desarrolla al unisono en todo punto de la superficie de falla hipotética, lo cual, como ya se discutió, no sucede realmente debido a las concentraciones de esfuerzos que se producen

en ciertas zonas, las que tienden a generar más bien fallas progresivas, antes que las del tipo que aquí se aceptan.

Calculados el momento resistente y el motor puede definirse un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{\sum s_i \Delta L_i}{\sum |T_i|} \quad (5-8)$$

La experiencia ha demostrado que una superficie de falla en que resulte $F_s \geq 1.5$ es prácticamente estable. El método de análisis consistirá también en un procedimiento de tanteos, en el cual deberán fijarse distintos círculos de falla, calculando el F_s ligado a cada uno; es preciso que el $F_{s, \min}$ no sea menor de 1.5, en general, para garantizar en la práctica la estabilidad de un talud. El criterio del proyectista juega un importante papel en el número de círculos ensayados, hasta alcanzar una seguridad razonable respecto al $F_{s, \min}$; en general es recomendable que el ingeniero no respaldado por muy sólida experiencia no regatee esfuerzo ni tiempo en los cálculos a efectuar.

El procedimiento arriba descrito habrá de aplicarse en general a círculos de falla de base y por el pie del talud.

La presencia de flujo de agua en el cuerpo del talud ejerce importantísima influencia en la estabilidad de éste y ha de ser tomada en cuenta por los procedimientos descritos en el Volumen III de esta obra.

En el Anexo V-b se tratan algunos trabajos que complementan lo aquí escrito.

c) Suelos estratificados

Frecuentemente se presentan en la práctica taludes formados por diferentes estratos de suelos distintos, que pueden idealizarse en forma similar al caso mostrado en la fig. V-4.

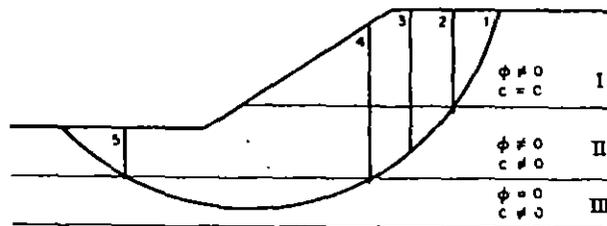


FIG. V-4. Aplicación del Método Suelo a taludes en suelos estratificados

Ahora puede realizarse una superposición de los casos tratados anteriormente. En la figura se suponen tres estratos: el I de material puramente "friccionante", el II de material "friccionante" y "cohe-

sivo" y el III, formado por suelo puramente "cohesivo". Puede considerarse a la masa de suelo deslizante, correspondiente a un círculo supuesto, dividida por dovelas, de modo que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, a fin de lograr la máxima facilidad en los cálculos.

Un problema especial se tiene para obtener el peso de cada dovela. Ahora debe calcularse en sumandos parciales, multiplicando la parte del área de la dovela que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente.

Las dovelas cuya base caiga en los estratos I y II, en el caso de la fig. V-4 deberán de tratarse según el método de Fellenius, aplicando las expresiones 5-6 y 5-7 y trabajando en cada caso con la ley de resistencia al esfuerzo cortante del material de que se trate. Así se obtienen momentos motores y resistentes parciales.

La zona correspondiente al estrato III, siempre con referencia a la fig. V-4, debe tratarse con arreglo a las normas dadas en el inciso a) de esta sección, aplicando las fórmulas 5-2 y 5-3. Así se obtienen otros momentos motor y resistente parciales.

Los momentos motor y resistente totales se obtienen, naturalmente, como suma de los parciales calculados y con ellos puede calcularse el F_s correspondiente al círculo de falla elegido; usando otros arcos de circunferencia se podrá llegar al $F_{s, \min}$ que no debe ser menor de 1.5, al igual que en los casos anteriores.

d) Resumen de hipótesis

Las hipótesis utilizadas en los párrafos anteriores pueden resumirse como sigue:

- 1) Falla circular
- 2) El análisis es bidimensional, respondiendo a un estado de deformación plana
- 3) Es válida la ley de resistencia de Mohr-Coulomb
- 4) La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de deslizamiento
- 5) En su caso, las hipótesis ya comentadas referentes al manejo de las dovelas (no existe interacción entre ellas)
- 6) El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia promedio al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla y los esfuerzos cortantes actuantes medios en dicha superficie.

e) Procedimiento de cálculo con el círculo de fricción

Krey⁴ proporcionó hacia 1936 las ideas que permitieron a los doctores G. Gilboy y A. Casagrande desarrollar un método especial de análisis de estabilidad de taludes respecto a fallas por rotación,

conocido con el nombre de procedimiento del círculo de fricción o, abreviadamente, círculo ϕ .

El procedimiento acepta también que la superficie de deslizamiento de los taludes puede considerarse un cilindro cuya traza con el plano de los cálculos es un arco de circunferencia (círculo de falla). La secuela ya ha sido aplicada en este volumen a problemas de empuje de tierras (ver capítulo IV).

Considérese el talud mostrado en la fig. V-5, con un círculo de falla escogido; con centro en O, del círculo de falla, puede trazarse el círculo de fricción de radio

$$r = R \text{ sen } \phi \quad (5-9)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción del material constituyente del talud.

Si f es la resultante de la reacción normal y de fricción en un elemento de arco de la superficie de falla supuesta, formará con la normal a esta superficie un ángulo ϕ y, por lo tanto, será tangente al círculo de fricción, según se desprende evidentemente de la fig. V-5.

El equilibrio de la masa de suelo deslizante bajo estudio depende de la acción de las siguientes fuerzas:

W, peso de la masa de suelo, que pasa por el centro de gravedad de dicha masa.

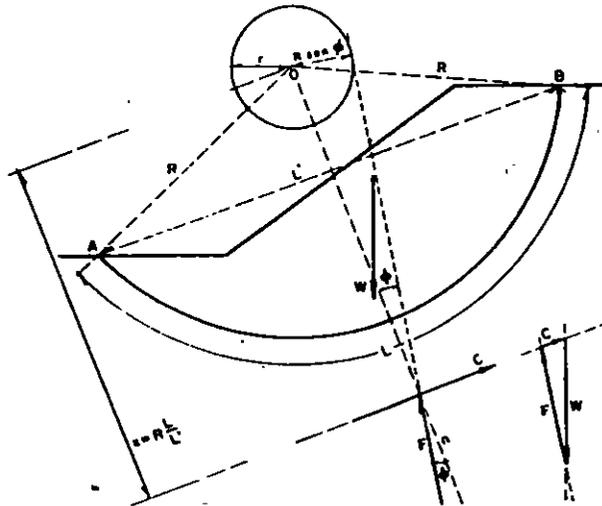


FIG. V-5. Aplicación del círculo de fricción a taludes

C, fuerza total de cohesión desarrollada a lo largo de toda la superficie de deslizamiento y generada por la "cohesión" del suelo.

F, resultante total de las reacciones normales y de fricción.

Se supone que no actúan fuerzas de filtración ni sobrecargas; las primeras de éstas se tomarán en cuenta, según se dijo, con los métodos descritos en el Volumen III de esta obra; las segundas con procedimientos que se desprenden evidentemente de lo que sigue.

La fuerza C puede calcularse, en magnitud, con la expresión

$$C = c_e L' \quad (5-10)$$

donde c_e es la "cohesión" del suelo requerida para el equilibrio y L' la longitud de la cuerda del arco de deslizamiento supuesto. La línea de acción de la fuerza C debe ser paralela a la cuerda AB (fig. V-5), puesto que esta cuerda es la línea que cierra el dinámico de las fuerzas de cohesión que se desarrollan a lo largo de la superficie de falla supuesta. Tomando momentos respecto al punto O podrá escribirse

$$c_e L R = c_e L' x$$

donde x es el brazo de momento correspondiente a la fuerza C, que fija la línea de acción de ésta.

Por lo tanto:

$$x = \frac{L}{L'} R \quad (5-11)$$

Nótese que el valor de x es independiente de c_e . La fuerza F es la resultante total de las fuerzas f que son tangentes al círculo de fricción; estas fuerzas f no constituyen pues un sistema concurrente y la fuerza F no será tangente al círculo de fricción (en la sección IV-10, sin embargo, se consideró tangente, cometiéndose un pequeño error de escasas consecuencias que, por supuesto, puede corregirse en parte adoptando los procedimientos aquí descritos). La posición F respecto a O puede definirse por la expresión

$$d = K R \text{ sen } \phi \quad (5-12)$$

donde

d = distancia de O a F

K = un factor de proporcionalidad mayor que 1, que depende de la distribución de esfuerzos a lo largo del arco AB (fig. V-5) y del ángulo central $AOB = 2\theta$

R, ϕ = los sentidos usuales.

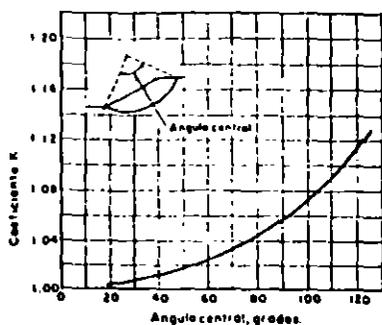


FIG. V-6. Gráfica para obtener el valor de K (Taylor)

Taylor' da una gráfica en que puede encontrarse el valor de K en función del ángulo central $AOB = 2\theta$; la gráfica aparece en la fig. V-6 y está constituida con la hipótesis de una distribución senoidal de esfuerzos normales a lo largo del arco AB, con valor nulo para el esfuerzo en los puntos A y B.

Con las líneas de acción de W y C puede encontrarse su punto de concurrencia, por el cual ha de pasar la fuerza F, pues si la masa deslizante ha de estar en equilibrio, W, C y F han de ser concurrentes.

Con esto se define la línea de acción de F, que pasa por el mencionado punto de concurrencia de W y C y es tangente a una circunferencia con centro en O y radio $KR \text{ sen } \phi$.

Conocidas las líneas de acción de F y C puede construirse con W, conocido en magnitud y posición, un triángulo de fuerzas en el cual puede determinarse la magnitud de C necesaria para el equilibrio.

La "cohesión" del material constituyente del talud es conocida por pruebas de laboratorio y vale c; el valor necesario del parámetro para que el talud sea estable según el cálculo, es decir, para tener la condición de equilibrio de las fuerzas actuantes es, según la expresión 5-10

$$c_s = \frac{C}{L}$$

que puede ya calcularse. Por ello, puede determinarse la relación

$$F_c = \frac{c}{c_s} \tag{5-13}$$

Con lo cual se obtiene un factor de seguridad asociado al círculo escogido en términos de la "cohesión".

Si el valor de ϕ con el cual se construyó el círculo de fricción es el real del suelo, la expresión 5-13 proporciona un factor de seguridad del talud, el que estaría trabajando, pudiera decirse, en condición límite respecto a la fricción.

Cuando se desea que el talud trabaje con seguridad no sólo respecto a la "cohesión" sino también a la fricción puede aplicarse el método del círculo ϕ con un valor de ϕ menor que el real del suelo; se define así un factor de seguridad respecto a la fricción⁴

$$F_\phi = \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \phi_r} \tag{5-14}$$

donde ϕ es el valor real del suelo y ϕ_r el escogido para aplicar el método, menor que el anterior. En estas condiciones se obtendrá para el mismo talud un valor de F_c distinto y menor que si el ϕ_r elegido hubiese sido igual a ϕ .

Existen así infinitas combinaciones posibles de valores de F_c y F_ϕ asociados a un talud dado.

Si se desea que $F_c = F_\phi = F_s$, donde F_s es el factor de seguridad respecto a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, para manejar un solo factor de seguridad ligado a un círculo dado, puede procederse como sigue (Taylor):

Usense varios valores lógicos de ϕ_r en la aplicación del método del círculo ϕ . A cada valor está ligado un F_ϕ y para cada valor puede obtenerse un F_c . Grafiquense esos valores de F_c y F_ϕ correspondientemente, como se muestra en la fig. V-7.

La curva obtenida corta a una recta a 45° en un punto en que

$$F_c = F_\phi = F_s$$

Ese punto indica un valor de F_ϕ y F_c al que corresponde un cierto valor de ϕ_r que es con el que tendría que haberse aplicado el método del círculo ϕ para obtener directamente factores de seguridad iguales respecto a "cohesión" y "fricción", en el círculo de falla tentativo que se esté estudiando.

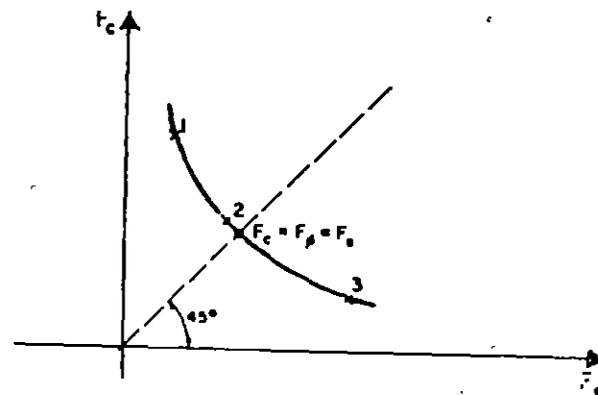


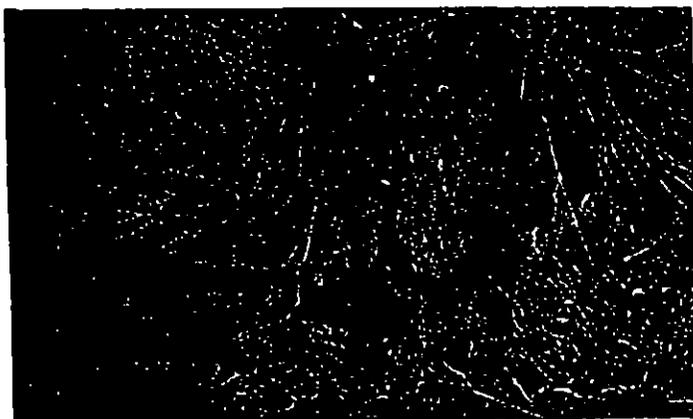
FIG. V.7. Método de Taylor para fijar el factor de seguridad de un talud.

Puede demostrarse que en un suelo homogéneo sin fuerzas de filtración y con círculo crítico de falla de base, una vertical tangente al círculo de fricción pasa por el punto medio del talud. (Anexo V-a).

V-5. Grietas de tensión

Es un hecho experimental que antes de ocurrir un deslizamiento de tierras en el cuerpo de un talud que no sea puramente friccional aparecen en la corona grietas más o menos longitudinales; esto es indicativo de la existencia de un estado de tensiones en esa zona.

La aparición de las grietas causa, en general, los siguientes efectos:



Grieta típica en la corona de un talud en estado de falla incipiente

- a) Una reducción en la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución en el momento resistente, fig. V-8.
- b) Una disminución del momento motor, que se reduce en el peso de la cuña e_1fe .
- c) Una generación de empujes hidrostáticos causados por el agua de lluvia cuando se almacena en la grieta. Estos empujes son desfavorables a la estabilidad del talud.

Terzaghi ha indicado que los dos últimos efectos señalados tienden, en general, a contrarrestarse, por lo que su influencia neta en la estabilidad del talud es despreciable y sólo el primer efecto mencionado ha de ser tomado en cuenta. Para ello el propio Terzaghi ha propuesto, en suelos puramente "cohesivos", substituir la "cohesión" del suelo, obtenida de pruebas de laboratorio, por un valor, c_a , corregido según la relación (fig. V-8)

$$c_a = \frac{\widehat{be}_1}{\widehat{be}} c \quad (5-15)$$

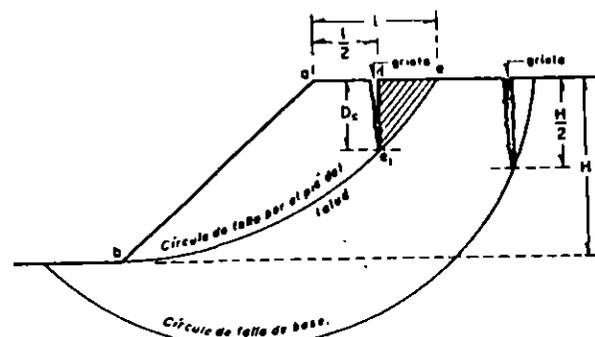


FIG. V-8. Grietas de tensión en la corona de un talud

De esta manera puede hacerse el análisis por los métodos ya indicados, como si no existiese grieta.

La posición de la grieta ha de determinarse previamente a la aplicación de la relación 5-15. Cuando el círculo más crítico posible pasa por el pie del talud, la experiencia indica que la grieta se localiza casi siempre a una distancia del borde del talud mayor que la mitad de la porción de la corona interesada por el círculo (fig. V-8) y puede considerarse, para efectos de análisis, que llega hasta dicho círculo (D_c). Cuando el círculo más crítico posible corresponde a falla de base, la grieta suele localizarse en la práctica a partir del hecho también experimental de que la profundidad máxima observada no sobrepasa $H/2$. Este valor es pues conservador y una vez definido, la grieta puede ser localizada con ayuda del círculo crítico (fig. V-8).

Si se desea tomar en cuenta en los cálculos el efecto del empuje hidrostático del agua almacenada en las grietas, podrá usarse la ecuación

$$\Delta M_m = \frac{1}{2} z_0^2 \gamma_w d \quad (5-16)$$

donde z_0 es la profundidad de la grieta y d es la distancia al centro del círculo, O , del empuje hidrostático, que actúa en el tercio inferior de la profundidad agrietada.

V-6. Fallas por traslación

Como ya se ha indicado, las fallas por traslación de una masa de tierra que forma parte de un talud, ocurren cuando dentro del terreno de cimentación y a relativamente poca profundidad existe un

estrato paralelo a la superficie del terreno o casi paralelo, cuya resistencia sea muy baja. El fenómeno es particularmente frecuente cuando el terreno natural constituye una ladera inclinada, con el plano débil guardando una inclinación similar. En la naturaleza los planos débiles típicos son estratos delgados de arcilla muy blanda o de arena, más o menos fina, sujeta a una subpresión que disminuya los esfuerzos efectivos y rebaje mucho la resistencia del manto al esfuerzo cortante.

En la fig. V-9 se muestra una falla de la naturaleza en estudio.

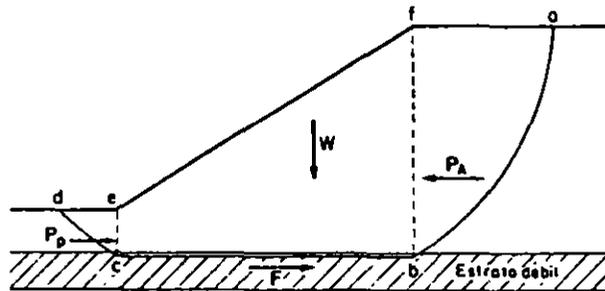


FIG. V-9. Superficie de falla compuesta correspondiente a una falla de traslación

Si se supone que la masa de suelo movilizada es aquella de fronteras $abcd$, puede admitirse que la cuña abf ejerce un empuje activo sobre la parte central $bcef$; bajo tal empuje esta parte trata de deslizarse, oponiéndose a ello una reacción (F) a lo largo de la superficie cb y el empuje pasivo desarrollado en la cuña cde .

Los valores de los empujes activo (P_A) y pasivo (P_P) pueden calcularse ya sea por la Teoría de Coulomb o por la de Rankine, expuestas en el Capítulo IV; conviene considerar horizontales los empujes, lo cual resulta sencillo y ligeramente dentro de la seguridad.

Si el suelo del estrato débil es puramente "cohesivo", el valor de la fuerza F es simplemente $\overline{cb} \cdot c$, donde c es la "cohesión" del material. Si el estrato débil es arenoso y está sujeto a una subpresión que reduzca la presión normal efectiva correspondiente al peso de la masa $ecbf$ en una cantidad importante, la fuerza F deberá calcularse a partir de ese valor deducido de la resistencia, con la presión normal efectiva igual a la total menos la neutral. En el Volumen III de esta obra se darán los métodos para determinar los valores de u .

El factor de seguridad asociado a la superficie compuesta analizada puede definirse como:

$$F_s = \frac{F + P_P}{P_A} \quad (5-17)$$

V-7. Otros métodos de análisis

Rendulic⁴ ha propuesto, como ya se indicó, el uso de la espiral logarítmica como curva de falla más representativa que la circular. En este caso se tiene la ventaja de que las fuerzas de reacción resultantes de los esfuerzos normales y de fricción pasan por el centro de la espiral; a la vez se tienen desventajas que emanan del hecho de que, en general, la curva espiral es más complicada en su manejo que la circunferencia. Taylor¹ ha demostrado que este método de la espiral logarítmica proporciona prácticamente los mismos resultados que el Método Sueco y conduce a superficies de falla de ubicación parecida. Por todo ello, el uso de la espiral en los problemas prácticos es restringido, dado que su aplicación resulta en definitiva más complicada. En el Anexo V-c se insiste más en estos puntos.

En épocas recientes se han aplicado a los análisis de taludes ecuaciones e ideas de tipo elasto-plástico. Entre estos trabajos destacan las aplicaciones de las ecuaciones de Kotter, originalmente obtenidas por este investigador para el caso de un material puramente "friccionante" ($c = 0$) y generalizadas por Carrillo y Jaky para el caso $c \neq 0$, $\phi \neq 0$ ^{8,9}. Estas ecuaciones representan una condición general que deben satisfacer los esfuerzos a lo largo de cualquier superficie de deslizamiento, en condición de falla incipiente. En el Anexo V-c se trata también este tema con mayor amplitud.

V-8. Fallas por licuación

Según ya se mencionó en el volumen I de esta obra, las condiciones para que una masa de arena pueda entrar en licuación son que el material esté saturado y en estado más bien suelto y sea sometido a un efecto dinámico rápido; en estas condiciones ya se discutió el cambio que puede ocurrir en la distribución interna de presiones efectivas y neutrales, sin que se modifique la condición exterior de cargas.

En general, se supone que cualquier talud arenoso, independientemente de su inclinación, puede ser fácilmente licuable cuando su relación de vacíos sea mayor que la crítica; esta condición es relativamente frecuente en presas de relleno hidráulico y en otros lugares en que la arena es depositada en forma muy suelta, pero es relativamente fácil de evitar en terraplenes y formaciones artificiales, construidas con un proceso de compactación.

En formaciones arcillosas se han presentado en ocasiones fallas bruscas similares a las de licuación en arenas, que han sido generalmente atribuidas a dos causas diferentes. La primera, por la dismi-

nación grande de la "cohesión aparente" del material, cuando éste aumenta mucho su humedad. La segunda, por la pérdida de resistencia que tiene lugar en arcillas sensibles a causa de la deformación bajo esfuerzo cortante o por cualquier otra degradación estructural que pueda tener lugar, aun sin cambio en el contenido de agua.

En cualquier caso, el análisis teórico del problema es, aún hoy, muy difícil y tosco, por lo que se hace preciso recurrir casi por completo a conclusiones de la experiencia. En el capítulo XI se vuelve a tratar con mayor detalle este importante problema.

En general, se admite que la expansión con absorción de agua es causa de falla mucho más frecuente que las degradaciones estructurales, a no ser que la sensibilidad de la arcilla sea extrema. Aunque la arcilla es muy poco permeable existen innumerables circunstancias por las que puede absorber agua en un caso dado.

Las fallas rápidas por licuación tienen lugar casi siempre en taludes naturales; no se tiene noticia de que estas fallas se hayan presentado en terraplenes y bordos eficientemente compactados.

Un reconocimiento geológico de la región en que se ubicarán los taludes es fundamental para poder predecir la posibilidad del tipo de fallas bajo estudio; si en la región se presentan deslizamientos de laderas naturales de diferente inclinación podrá pensarse que el problema es probable.

V-9. Algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes

A continuación se indican algunos métodos que han comprobado su valor práctico para mejorar la estabilidad de taludes cuyas condiciones originales no sean satisfactorias.

a) Tender taludes

A primera vista quizá pudiera pensarse que esta solución sea la más obvia y sencilla en la práctica. Sin embargo, ha de tomarse con el debido cuidado desde el punto de vista teórico y muchas veces es irrealizable prácticamente hablando.

Si el terreno constituyente del talud es puramente friccionante la solución es indicada, pues, según se vio, la estabilidad de estos suelos es fundamentalmente cuestión de inclinación en el talud; tendiendo a éste convenientemente, se adquiere la estabilidad deseada. En suelos "cohesivos", por el contrario, la estabilidad del talud está condicionada sobre todo por la altura del mismo y la ganancia al tender el talud es siempre escasa y, en ocasiones, nula (ver Anexo V-a). En suelos con "cohesión" y "fricción", el tender el talud producirá un aumento en la estabilidad general.

Por otra parte, muchos requisitos prácticos, tales como invasión de zonas urbanas, condiciones económicas emanadas del movimien-

to de grandes volúmenes de tierra, etc., hacen imposible al proyectista el pensar en tender los taludes de los terraplenes, bordos, cortes y demás obras similares, en gran cantidad de casos prácticos.

b) Empleo de bermas laterales o frontales

Se denominan *bermas* a masas generalmente del mismo material que el propio talud, que se colocan adecuadamente en el lado exterior del mismo a fin de aumentar su estabilidad. En la fig. V-10 se muestra en esquema una de estas estructuras.

En general una berma produce un incremento en la estabilidad por dos motivos. Uno, por su propio peso, en la parte que queda hacia fuera de la vertical que pasa por el centro del círculo de falla, disminuyendo el momento motor (parte *bcef* de la fig. V-10). Otro, que aumenta el momento resistente, por el incremento en la longitud del arco de falla por efecto de la propia berma.

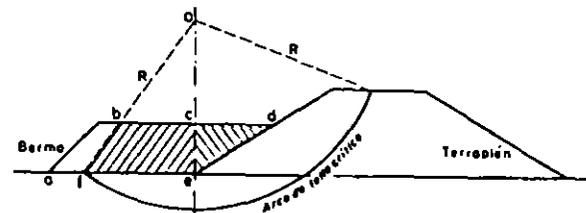


FIG. V-10. Efecto de una berma

Otro efecto importante de las bermas, a veces de gran utilidad, estriba en la redistribución de esfuerzos cortantes que su presencia produce en el terreno de cimentación. En efecto, en ciertas zonas de éste se producen concentraciones de tales esfuerzos que pueden ser muy perjudiciales, sobre todo en terrenos arcillosos altamente sensibles; la presencia de la berma hace que la distribución de esfuerzos sea más favorable y que un mayor volumen del terreno de cimentación coopere a resistir tales esfuerzos.

En los cálculos prácticos ha de tenerse en cuenta que la presencia de la berma modifica la ubicación de la superficie de falla crítica, por lo que su colocación exige un nuevo cálculo de la estabilidad del nuevo talud protegido por la berma. La experiencia ha demostrado que es una buena base para los tanteos el suponer un ancho de berma del orden de la mitad de la base del terraplén y una altura tal que el peso de la berma dé un momento igual al requerido para alcanzar en el talud original el factor de seguridad deseado. A partir de este principio se procederá por tanteos hasta fijar la berma mínima que cumpla su cometido.



Berma utilizada en el camino directo México-Puebla para corregir una falla ocurrida durante la construcción

c) Empleo de materiales ligeros

Se trata ahora de colocar como material de terraplén suelos de peso específico bajo que, por lo tanto, den bajos momentos motores. El tezontle, de origen volcánico, con peso específico del orden de 1 a 1.2 ton/m³ ha sido muy empleado para este fin. Otras soluciones, tales como sustitución de parte del terraplén con tubos, cajones de concreto hueco, etc., en general resultan muy costosas y, por ello, su uso ha sido muy limitado.

d) Consolidación previa de suelos compresibles

Cuando los suelos de cimentación de terraplenes sean mantos compresibles saturados de baja resistencia al esfuerzo cortante, puede inducirse un proceso de consolidación, acelerado en lo posible, que aumente la resistencia del material.

Al construir terraplenes es frecuente y económico recurrir a construir la estructura por partes, no erigiendo una mientras la anterior no haya producido una consolidación suficiente.

En el Capítulo X del Volumen I de esta obra se ha presentado un método para acelerar el proceso de consolidación por medio de drenes verticales cilindricos de arena. Desgraciadamente este procedimiento, eficiente por otra parte, suele resultar bastante costoso en la práctica.

El procedimiento para estimar el aumento de la resistencia al esfuerzo cortante que tiene lugar según el proceso de consolidación

progresa está basado en ideas expuestas y discutidas en los Capítulos X y XII del Volumen I de esta obra.

Supóngase que se trata de un terraplén que se construye sobre un suelo compresible, normalmente consolidado, cuya resistencia no garantiza la estabilidad de la estructura, por lo que se ha decidido erigir la mitad de su altura, esperando para completarla a que el suelo se haya consolidado parcialmente hasta que el aumento de su resistencia sea suficiente.

Bajo carga rápida, supuesto que el terraplén se construye en poco tiempo, la resistencia del suelo de cimentación estará representada por la envolvente de la prueba Rápida Consolidada, obtenida trabajando con esfuerzos totales. Analizando esta envolvente puede verse que la resistencia, s , al esfuerzo cortante es proporcional a la carga con que se haya consolidado al material (fig. V-11).

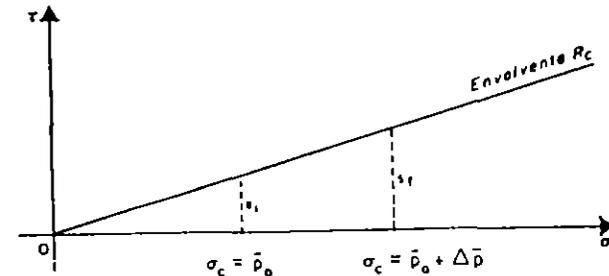


FIG. V-11. Aumento de la resistencia rápida con carga de consolidación

En el manto compresible normalmente consolidado, la resistencia bajo carga rápida será, por lo tanto, proporcional a la profundidad. Al construir la mitad del terraplén se inducirá un proceso de consolidación en el terreno de cimentación, como consecuencia del cual las presiones efectivas aumentarán en todo punto del mismo. La resistencia final en cualquier punto del suelo de cimentación, una vez logrado el 100% de consolidación bajo la nueva carga, puede determinarse a partir de las nuevas presiones efectivas existentes al fin del proceso de consolidación, calculables por los métodos expuestos en el capítulo III. Así, si s_i es la resistencia inicial de un punto de la masa consolidada bajo la presión efectiva por peso propio, \bar{p}_0 , la resistencia final bajo carga rápida, s_f , será la correspondiente a la nueva presión de consolidación $\bar{p}_0 + \Delta\bar{p}$, donde $\Delta\bar{p}$ representa el incremento de presión efectiva que ha producido la mitad primeramente construida del terraplén.

La resistencia en un punto correspondiente a un porcentaje de consolidación entre 0 y 100% tendrá un valor intermedio entre s_i y s_f , el cual podrá interpolarse linealmente entre esos dos, según se desprende obviamente de la fig. V-11.

Si el suelo de cimentación fuera preconsolidado, el problema podrá tratarse como el anterior, pero considerando la envolvente R_c incluyendo el intervalo de preconsolidación.

En ocasiones se ha recurrido en la práctica a algunos otros procedimientos esencialmente equivalentes al arriba expuesto para estimar el aumento de resistencia rápida del suelo por consolidación (Hvorslev¹⁰, Rutledge¹¹).

e) Empleo de materiales estabilizantes

El fin de la solución en estudio es mejorar las cualidades de resistencia de los suelos mezclándoles algunas sustancias que al producir una cementación entre las partículas del suelo natural o al mejorar sus características de fricción aumenten su resistencia en los problemas prácticos. Las sustancias más empleadas han sido cementos, asfaltos y sales químicas. Sin embargo, en la práctica estos procedimientos resultan costosos, por lo que su uso es limitado.

f) Empleo de muros de retención

Cuando un talud es en sí inestable, se ha recurrido con cierta frecuencia a su retención por medio de un muro. La solución, cuando se aplica con cuidado, es correcta aunque, en general, costosa.

Sin embargo, muchas son las precauciones que han de tomarse en cuenta para el proyecto y construcción de los muros. En el capítulo IV se ha tratado el problema general de estas estructuras por lo que aquí sólo se mencionarán algunas precauciones de carácter especial.

En primer lugar ha de cuidarse que la cimentación del muro quede bajo la zona de suelo movilizada por la falla hipotética del talud, pues se han reportado casos en que el muro, en falla por rotación por ejemplo, se moviliza en conjunto con el suelo, resultando totalmente inútil.

En segundo lugar, es preciso tomar precauciones muy especiales en lo referente al drenaje, dotando al muro en su paramento interno de filtros de material permeable, que canalicen a las aguas hacia las salidas que se proyecten a través del muro. En suelos con contenido apreciable de finos plásticos es preciso tener muy presente la posibilidad de que el material del talud se sature, en cuyo caso disminuirá fuertemente su "cohesión aparente", aumentando correspondientemente los empujes que produce contra la estructura. Esta ha sido posiblemente, la principal causa de fallas en muros de retención usados en vías terrestres, canales, etc.

En general, el muro de retención como elemento estabilizador de taludes, constituye una de las estructuras más delicadas en lo refe-

rente a su proyecto y construcción y es recomendable que ambas etapas sean muy cuidadosamente supervisadas por un especialista. Esto, por supuesto, es tanto más cierto cuanto más altas sean las estructuras que se requiera construir y cuanto más plástico sea el suelo por retener.



Deslizamiento por rotación causado por la pérdida de resistencia debida a la saturación de los suelos



Tubería perforada para drenaje interno de un corte de una carretera

g) *Precauciones de drenaje*

La principal y más frecuente causa de problemas derivados de la estabilidad de taludes en obras de ingeniería es, sin duda, la presencia de agua y su movimiento por el interior de la masa de suelo. Estos efectos y el modo de cuantificarlos se detallarán en las partes correspondientes del Volumen III de esta obra, pero es obvio desde este momento que la saturación y el desarrollo de fuerzas de filtración que tiene lugar durante el flujo de agua afectan decisivamente la estabilidad de las masas de suelo.

Salvo el caso especial de las presas de tierra, en donde el flujo es un factor inevitable cuya presencia siempre ha de tomarse en cuenta, en la mayoría de las obras de ingeniería resulta más económico proyectar obras de drenaje que eliminen filtraciones y flujo que proyectar los taludes para soportar esta condición tan desfavorable. Las estructuras comunes, tales como cunetas, contracunetas, alcantarillas, etc., debidamente proyectadas y construidas han demostrado hoy ser indispensables y no es buena la técnica ingenieril que regatee inversión o esfuerzos en esta dirección. En otras ocasiones será preciso pensar en estructuras especiales del tipo de pantallas de drenes protectores, tubería perforada que penetre convenientemente en la masa de suelo y otras muchas.

En este punto se toca un aspecto que ha sido y sigue siendo muy debatido entre los ingenieros de todo el mundo. Se trata de definir si resulta más conveniente proyectar una obra vial, por ejemplo, con todas las precauciones de drenaje en cada lugar, a fin de evitar futuras fallas encareciendo fuertemente la construcción o, por el contrario, si resulta mejor construir con las precauciones elementales e indispensables, ateniéndose al riesgo de falla futura en algún lugar aislado en que las condiciones de filtración y flujo resulten imprevisiblemente críticas. Este último criterio traerá



Trenchera de drenaje para la zona central de una autopista moderna



Otra vista de drenes horizontales para captación de agua en el interior de los cortes de los caminos



Un ejemplo de una solución especial para estabilizar taludes en roca: colocación de barras de anclaje en los bloques sueltos

trastornos en la operación de la obra y acarreará, quizá, riesgos hipotéticos a sus usuarios, por la posibilidad de derrumbes localizados bruscos. Apenas puede dudarse que este último criterio resulta más apropiado para ser usado en países de economía restringida, pues siempre será más barato y económico arreglar fallas en algunos pun-



Otra solución especial a un problema de estabilidad de taludes en roca: el medio viaducto

tos que proteger contra esas fallas cada kilómetro de un camino, por ejemplo. De todas maneras, por sus implicaciones económicas y aún morales, el asunto se presta a toda clase de disquisiciones.



Combinación de soluciones a base de muros de retención y medio viaducto (carretera escénica en Acapulco, Gro.)

En taludes en excavaciones, el bombeo o los métodos electromagnéticos (ver Volumen III de esta obra) se usan hoy comúnmente y los segundos parecen prometedores en los problemas de taludes en general.

h) Soluciones especiales

Además de las soluciones que se han mencionado, existen muchas otras y puede decirse que este es un punto en que el ingenio del proyectista guiado por un buen criterio tiene amplio campo de acción. En caminos, por ejemplo, el uso de terraplenes en diente de sierra ha sido muy socorrido para rebajar altura de terraplenes por concepto de sobre elevación en curva y así eliminar riesgos de falla (fig. V-12). En otros casos sobre,

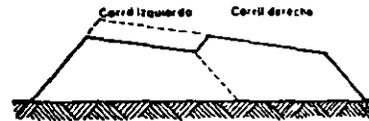


FIG. V-12. Terraplenes en diente de sierra

todo en cortes en roca fracturada, los bloques se cosen materialmente con varillas de acero, pretensadas o no, colocadas en barrenos rellenos con mortero.



Un problema especial: el echado de las rocas favorece su deslizamiento hacia un camino

PRESAS DE JALES
CONSTRUCCION Y OPERACION

- * OBJETIVO.- DISPOSICION DE JALES DE LA MANERA MAS EFICAZ, -
SEGURA Y ECONOMICA PARA LAS CONDICIONES EXISTENT
TES.
MANERA ORDENADA Y PLANEADA
DEPOSITO ESTABLE A LARGO PLAZO
OPERACION CONTINUA: 24 HRS/DIA
PLAN ESPECIFICO DE OPERACION
ANTICIPE A NECESIDADES FUTURAS

- * TECNICAS DE CONSTRUCCION:
ESPIGAS
HIDROCICLONES

- * TECNICAS DE ALMACENAMIENTO:
AGUAS ARRIBA
AGUAS ABAJO
EJE CENTRAL

- * POSICION LINEA ALIMENTADORA:
A NIVEL DEL TERRENO
ELEVADA PERIODICAMENTE

- * SISTEMA DE CERCADO

- * ALMACENAMIENTO MECANICO

- * DIQUES:
PERMEABLES
IMPERMEABLES
ETAPAS
DE TIERRA O ENROCAMIENTO

* DIQUES:

DIQUES DE PIE
BORDOS INICIADORES
LIMPIEZA DE TERRENO
MATERIALES DE CONSTRUCCION
ALTURA Y ANCHURA

* FILTROS Y DRENAJE:

UBICACION Y ALINEAMIENTO
SELECCION DE MATERIALES
COLOCACION
RECUBRIMIENTO CON JALES
MANTENIMIENTO

* EFLUENTES:

VERTEDORES
TORRES DE DECANTACION
BOMBA FLOTANTE
SIFONES
REQUISITOS CONSTRUCCION
OPERACION

* SUPERVISION DURANTE LA CONSTRUCCION:

MEDIDAS CORRECTIVAS PREVIAS AL ALMACENAMIENTO
SUPERVISION DE LA ESTABILIDAD Y LA INFILTRACION

INSPECCION: SUPERFICIE DE INFILTRACION
INFILTRACION DE LOS REVESTIMIENTOS

* REGISTROS:

GENERALIDADES
TONELAJES ENTREGADOS
VOLUMETRICOS Y DE NIVEL
REGISTROS DE EFLUENTES
DRENES
AGUA DE RECUPERACION
CONTAMINACION
NIVEL FREATICO
OTROS
CONSTRUCCION DE DIQUES

- * MANTENIMIENTO GENERAL:
 - ZANJAS PARA EFLUENTES
 - CERCADO PARA ESCURRIMIENTOS
 - SISTEMA DE CONTROL DE EFLUENTES
 - CAMINOS
 - TUBERIAS
 - VALVULAS

- * MEDIDAS CORRECTIVAS: GENERALIDADES
 - DERRAME
 - EROSION EN SUPERFICIE
 - EROSION POR INFILTRACION
 - TUBIFICACION
 - INESTABILIDAD DE TALUDES
 - INESTABILIDAD EN LOS DECANTADORES Y COLECTORES

- * EVALUACION DE LA PRESA:
 - INSPECCION
 - MEDICIONES
 - ANALISIS

- * MEDIDAS CORRECTIVAS DE PRECAUCION:
 - EROSION EN ARROYOS
 - DETERIORIDAD DEL DIQUE
 - INFILTRACION
 - TUBIFICACION
 - INESTABILIDAD DE TALUDES



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

PROYECTO, CONSTRUCCION Y OPERACION DE PRESAS DE JALES

FECHA: DE MAYO 11 Y 12

MATERIAL COMPLEMENTARIO DE LA PAG. 318-a a la 318-0
y
DE la PAG. 605 a la 607

COORDINADOR ACADEMICO:

M. en I. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO.

principio se reconoció que la llamada falla circular no representa exactamente el mecanismo real. Actualmente reciben el nombre genérico de Método Sueco aquellos procedimientos de cálculo de estabilidad de taludes en que se utiliza la hipótesis de falla circular. En 1935 Rendulio propuso la espiral logarítmica como traza de una superficie de deslizamiento más real, pero Taylor en 1937 puso de manifiesto que esta curva, que complica bastante los cálculos, proporciona resultados tan similares a la circunferencia, que su uso práctico probablemente no se justifica.

En la actualidad, la investigación está muy lejos de haber resuelto todos los aspectos del análisis de los taludes y se están estudiando en muchas partes otras teorías y métodos de cálculo.

La Teoría de la Elasticidad y la Plasticidad ofrecen perspectivas de interés, que también están probándose con los mismos fines.

Es preciso hacer una distinción de importancia. Mientras los problemas teóricos de la estabilidad de los taludes distan de estar resueltos y constituyen un reto para los investigadores de la Mecánica de Suelos, los aspectos prácticos del problema están mejor definidos; hoy se construyen taludes muy importantes con factores de seguridad muy bajos, lo cual es indicativo de que los métodos actuales, si bien poco satisfactorios teóricamente, funcionan bastante bien en la práctica; es más, cuando tales métodos se han aplicado cuidadosamente, tras haber investigado correctamente las propiedades de los suelos, la posibilidad de una falla de consecuencias ha demostrado ser realmente muy pequeña.

V-2. Tipos y causas de falla más comunes

Los tipos de falla más frecuentes en taludes son los que se mencionan en lo que sigue:

a) *Falla por deslizamiento superficial*

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo; el fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la falta de presión normal confinante que allí existe. Como una consecuencia, la zona mencionada puede quedar sujeta a un flujo viscoso hacia abajo que, generalmente, se desarrolla con extraordinaria lentitud. El desequilibrio puede producirse por un aumento en las cargas actuantes en la corona del talud, por una disminución en la resistencia del suelo al esfuerzo cortante o, en el caso de laderas naturales, por razones de conformación geológica que escapen a un análisis local detallado.

El fenómeno es muy frecuente y peligroso en laderas naturales y, en este caso, generalmente abarca áreas tan importantes que cual-



Deslizamiento superficial de grandes proporciones (carretera Huixtla-Motaxintla. El problema fue evitado con cambio de trazo)



Deslizamiento superficial. Nótese los indicios de corrimientos recientes en los cantiles del fondo (carretera directa Tijuana-Ensenada)

quier solución para estabilizar una estructura alojada en esa zona escapa de los límites de lo económico, no quedando entonces más recurso que un cambio en la localización de la obra de que se trate, que evite la zona en deslizamiento. El fenómeno se pone de manifiesto a los ojos del ingeniero por una serie de efectos notables, tales como inclinación de los árboles, por efecto del arrastre producido por las capas superiores del terreno en que enraizan; inclinación de postes, por la misma razón; movimientos relativos y ruptura de bardas, muros, etc.; acumulación de suelos en las depresiones y valles y falta de los mismos en las zonas altas, y otras señales del mismo tipo.

En la actualidad es muy difícil llegar a establecer por un proceso analítico la velocidad y la consideración que llegue a tener el fenómeno. Los factores envueltos son tantos y tan complejos y actúan en periodos de tiempo tan impredecibles que cualquier análisis teórico se hace prácticamente imposible.

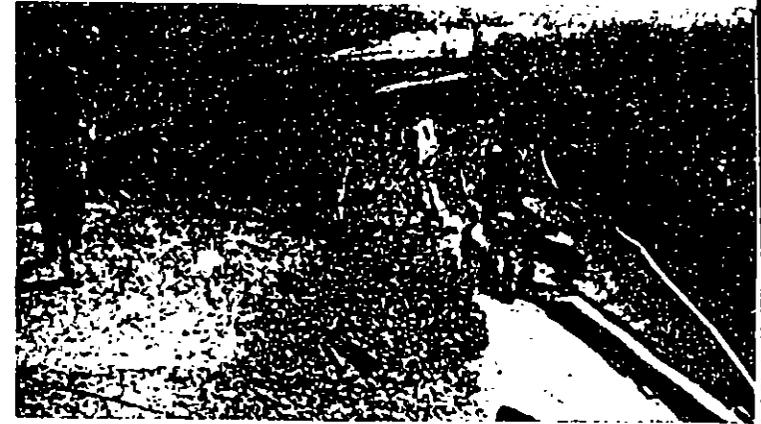
b) Falla por movimiento del cuerpo del talud

En contraste con los movimientos superficiales lentos, descritos en el inciso anterior, pueden ocurrir en los taludes movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo. Estos fenómenos reciben comúnmente el nombre de deslizamiento de tierras. Dentro de éstos existen dos tipos claramente diferenciados. En primer lugar, un caso en el cual se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin error mayor, a una circunferencia. Estas son las fallas llamadas por rotación. En segundo lugar, se tienen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación. Estos planos débiles suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal. Estas son las fallas por traslación.

Las fallas por rotación pueden presentarse pasando la superficie de falla por el pie del talud, sin interesar el terreno de cimentación o pasando adelante del pie, afectando al terreno en que el talud se apoya (falla de base). Además pueden presentarse las llamadas fallas locales, que ocurren en el cuerpo del talud, pero interesando zonas relativamente superficiales. En la fig. V-1 se presentan estos tipos de fallas, así como la nomenclatura usual en taludes simples.



Deslizamiento superficial. Nótese la inclinación del arbolado



*Falla por rotación
(carretera Guadalajara-Salttillo)*



*Falla por rotación
(carretera Tijuana-Ensenada)*

*Falla de base.
Nótese la salida de la superficie de falla adelante del pie del talud*



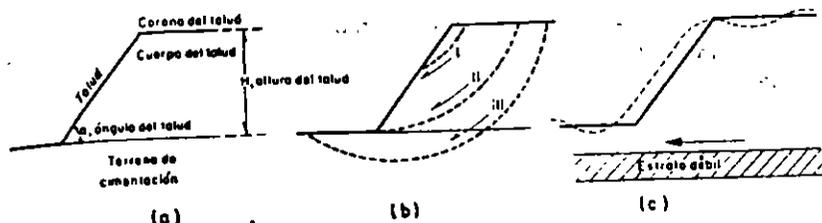


FIG. V-1. Nomenclatura y fallas en el cuerpo de taludes

- a) Nomenclatura
 b) Fallas por rotación
 I Local
 II Por el pie del talud
 III De base
 c) Falla por traslación sobre un plano débil

c) Fallas por erosión

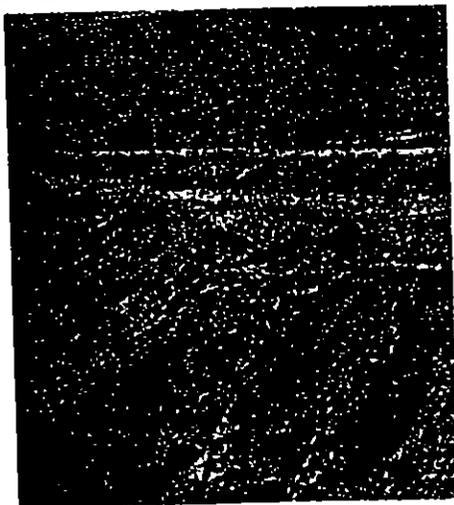
Estas son también fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua, etc., en los taludes. El fenómeno es tanto más notorio cuanto más empinadas sean las laderas de los taludes. Una manifestación típica del fenómeno suele ser la aparición de irregularidades en el talud, originalmente uniforme. Desde el punto de vista teórico esta falla suele ser imposible de cuantificar detalladamente, pero la experiencia ha proporcionado normas que la atenúan grandemente si se las aplica con cuidado.

d) Falla por licuación

Estas fallas ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante. El fenómeno puede ocurrir tanto en arcillas extrasensitivas como en arenas poco compactas.

e) Falla por falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación

Estas fallas se tratarán preferentemente en capítulos subsiguientes de esta obra.



Efecto de la erosión en un talud (carretera Compostela-Puerto Vallarta)

V-3. Taludes en arenas

ALIAS PLANAS

La estabilidad de un talud homogéneo con su suelo de cimentación, construido con un suelo "puramente friccionante", tal como una arena limpia, es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas constituyentes, por lo cual, para garantizar estabilidad bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena, que en un material suelto seco y limpio se acercará mucho al ángulo de reposo. Por lo tanto, la condición límite de estabilidad es, simplemente:

$$\alpha = \phi \quad (5-1)$$

Sin embargo, si el ángulo α es muy próximo a ϕ , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por el viento o el agua. Por ello es recomendable que en la práctica α sea algo menor que ϕ . La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad como la relación entre los valores de α y ϕ , basta que tal factor tenga un valor del orden de 1.1 ó 1.2 para que la erosionabilidad superficial no sea excesiva.

V-4. El Método Sueco

FALLAS CURVAS (CIRCULARES)

Como ya se ha dicho, bajo el título genérico de *Método Sueco* se comprenden todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a falla por rotación, en los que se considera que la superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia. Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud dado tiene garantizada su estabilidad. En lo que sigue se mencionarán los procedimientos para resolver el problema con cada tipo de suelo de los que se consideran.

a) Suelos "puramente cohesivos" ($\phi = 0$; $c \neq 0$)

Se trata ahora el caso de un talud homogéneo con su suelo de cimentación y en el cual la resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse con la ley:

$$s = c$$

donde c es el parámetro de resistencia comúnmente llamado cohesión. El caso se presenta en la práctica cuando se analizan las condiciones iniciales de un talud en un suelo fino saturado, para el cual la prueba triaxial rápida representa las condiciones críticas.

En este caso el método puede aplicarse según un procedimiento sencillo debido al Dr. A. Casagrande, que puede utilizarse tanto

para estudiar la falla de base como la de pie del talud. La descripción que sigue se refiere a la fig. V-2.

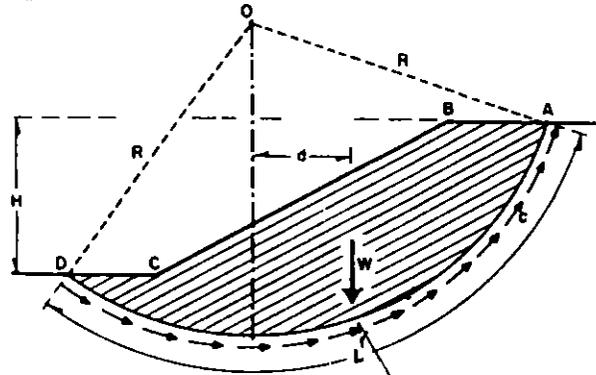


FIG. V-2. Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente "cohesivo"

Considérese un arco de circunferencia de centro en O y radio R como la traza de una superficie hipotética de falla con el plano del papel. La masa de talud que se movilizaría, si esa fuera la superficie de falla, aparece rayada en la fig. V-2. Puede considerarse que las fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra, son el peso del área ABCDA, (nótese que se considera un espesor de talud normal al papel de magnitud unitaria y que bajo esa base se hacen todos los análisis que siguen) más cualesquiera sobrecargas que pudieran actuar sobre la corona del talud. El momento de estas fuerzas en torno a un eje normal a través de O según la fig. V-2, en la que no se consideran sobrecargas, será simplemente:

$$M_m = Wd \tag{5-2}$$

que es el llamado momento motor.

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son los efectos de la "cohesión" a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta. Así:

$$M_R = cLR \tag{5-3}$$

es el momento de esas fuerzas respecto a un eje de rotación normal al plano del papel, por O (momento resistente).

En el instante de falla incipiente:

$$M_m = M_R$$

por lo tanto, en general:

$$\Sigma Wd = cLR$$

donde el símbolo Σ debe interpretarse como la suma algebraica de los momentos respecto a O de todas las fuerzas actuantes (pesos y sobrecargas).

Si se define un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} \tag{5-4}$$

podrá escribirse:

$$F_s = \frac{cLR}{\Sigma Wd} \tag{5-5}$$

La experiencia permite considerar a 1.5 como un valor de F_s compatible con una estabilidad práctica razonable. Debe, pues, de cumplirse para la superficie hipotética seleccionada, que:

$$F_s \geq 1.5$$

Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superficie de falla escogida sea la que represente las condiciones más críticas del talud bajo estudio (círculo crítico). Siempre existirá la posibilidad de que el factor de seguridad resulte menor al adoptar otra superficie de falla. Este hecho hace que el procedimiento descrito se torne un método de tanteos, según el cual deberán de escogerse otras superficies de falla de diferentes radios y centros, calcular su factor de seguridad asociado y ver que el mínimo encontrado no sea menor que 1.5, antes de dar al talud por seguro. En la práctica resulta recomendable, para fijar el F_s mínimo encontrar primeramente el círculo crítico de los que pasen por el pie del talud y después el crítico en falla de base; el círculo crítico del talud será el más crítico de esos dos.

En el Anexo V-a se presentan ideas complementarias debidas a Taylor de gran interés práctico para el análisis sin tanteos de taludes simples en suelos "cohesivos" homogéneos.

Nótese que en el procedimiento anterior, aparte de la falla circular, se está admitiendo que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se está produciendo a la vez a lo largo de toda la superficie de deslizamiento. Esto, en general, no sucede, pues a lo largo de la superficie de falla real la deformación angular no es uniforme y, por lo tanto, los esfuerzos tangenciales, que se desarrollan de acuerdo con ella, tampoco lo serán. Esto implica que la resistencia máxima del material se alcance antes en unos puntos de la superficie que en otros, lo cual conduce a una redistribución de esfuerzos en las zonas vecinas a los puntos en que se alcanzó la resistencia, dependiendo esta redistribución y la propagación de la falla en estos puntos, de la curva esfuerzo-deformación del material con que se trabaje. Si ésta es del tipo plástico llegarán a tenerse zonas, a lo largo de la superficie de falla, en las que se haya alcanzado la máxima resistencia, pero

Esta se mantendrá aun cuando la deformación angular progrese; por ello, en el instante de falla incipiente es posible aceptar que, a lo largo de toda la superficie de falla, el material está desarrollando toda su resistencia. Por el contrario, en un material de falla frágil típica, aquellos puntos de la superficie de falla que alcancen la deformación angular correspondiente a su máxima resistencia ya no seguirán cooperando a la estabilidad del talud; esto puede producir zonas de falla que, al propagarse pueden llegar a causar la falla del talud (falla progresiva). Como se discutió en el Capítulo XII del Volumen I de esta obra, la prueba de esfuerzo cortante directo presenta este efecto de falla progresiva y algunos investigadores admiten que el valor menor de la resistencia al corte que con ella se obtiene representa un mejor valor para el análisis de la estabilidad de un talud que el obtenido de una prueba triaxial. Sin embargo, la opinión más general es que el fenómeno de falla progresiva no es en un talud tan acentuado como en una prueba directa de esfuerzo cortante, por lo que la resistencia del suelo en esta prueba puede resultar conservadora. Estos últimos especialistas consideran preferible usar en un cálculo real de la estabilidad de un talud un valor de la resistencia intermedio a los obtenidos en prueba directa y triaxial. La experiencia y criterio de cada proyectista resultan decisivos en este punto para definir la actitud de cada uno.

b) Suelos con "cohesión" y "fricción" ($c \neq 0$; $\phi \neq 0$)

Bajo el anterior encabezado han de situarse aquellos suelos que, después de ser sometidos a la prueba triaxial apropiada, trabajando con esfuerzos totales, y después de definir la envolvente de falla de acuerdo con el intervalo de presiones que se tenga en la obra real, tienen una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

con parámetro de "cohesión" y de "fricción".

De todos los procedimientos de aplicación del Método Sueco a este tipo de suelos, posiblemente el más popular y expedito sea el de las "dovelas", debido a Fellenius (1927), que se expone a continuación.

En primer lugar, se propone un círculo de falla a elección y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas, del modo mostrado en la fig. V-3.a.

El número de dovelas es, hasta cierto punto, cuestión de elección, si bien, a mayor número, los resultados del análisis se hacen más confiables.

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la parte b) de la misma fig. V-3. W_i es el peso de la dovela de espesor unitario. Las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal

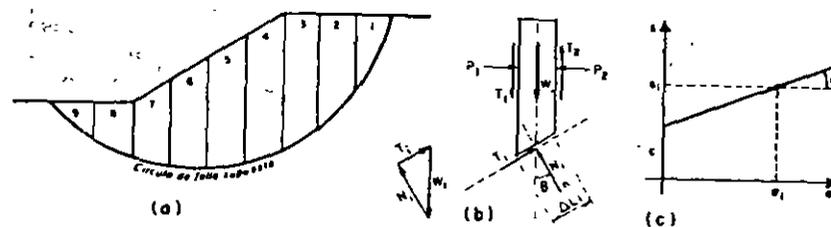


FIG. V-3. Procedimiento de las "Dovelas" o de Fellenius

y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento ΔL_i . Las dovelas adyacentes a la i -ésima, bajo estudio, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

En el procedimiento de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta; es decir, se considera que esas dos fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 , que se consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

El cociente $N_i/\Delta L_i$, se considera una buena aproximación al valor de σ_i , presión normal actuante en el arco ΔL_i , que se considera constante en esa longitud. Con este valor de σ_i puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante que se haya obtenido (ver parte c) de la fig V-3) y determinar ahí el valor de s_i , resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante en todo el arco ΔL_i .

Puede calcularse el momento motor debido al peso de las dovelas como

$$M_m = R \sum |T_i| \quad (5-6)$$

Nótese que la componente normal del peso de la dovela, N_i , pasa por 0, por ser la superficie de falla un arco de circunferencia, y por lo tanto no da momento respecto a aquel punto. Si en la corona del talud existiesen sobrecargas su momento deberá calcularse en la forma usual y añadirse al dado por la expresión 5-6.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante, s_i , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_R = R \sum s_i \Delta L_i \quad (5-7)$$

Una vez más se está aceptando que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se desarrolla al unísono en todo punto de la superficie de falla hipotética, lo cual, como ya se discutió, no sucede realmente debido a las concentraciones de esfuerzos que se producen

en ciertas zonas, las que tienden a generar más bien fallas progresivas, antes que las del tipo que aquí se aceptan.

Calculados el momento resistente y el motor puede definirse un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{\sum S_i \Delta L_i}{\sum |T_i|} \quad (5-8)$$

La experiencia ha demostrado que una superficie de falla en que resulte $F_s \geq 1.5$ es prácticamente estable. El método de análisis consistirá también en un procedimiento de tanteos, en el cual deberán fijarse distintos círculos de falla, calculando el F_s ligado a cada uno; es preciso que el $F_{s, \text{mín}}$ no sea menor de 1.5, en general, para garantizar en la práctica la estabilidad de un talud. El criterio del proyectista juega un importante papel en el número de círculos ensayados, hasta alcanzar una seguridad razonable respecto al $F_{s, \text{mín}}$; en general es recomendable que el ingeniero no respaldado por muy sólida experiencia no regatee esfuerzo ni tiempo en los cálculos a efectuar.

El procedimiento arriba descrito habrá de aplicarse en general a círculos de falla de base y por el pie del talud.

La presencia de flujo de agua en el cuerpo del talud ejerce importantísima influencia en la estabilidad de éste y ha de ser tomada en cuenta por los procedimientos descritos en el Volumen III de esta obra.

En el Anexo V-b se tratan algunos trabajos que complementan lo aquí escrito.

c) Suelos estratificados

Frecuentemente se presentan en la práctica taludes formados por diferentes estratos de suelos distintos, que pueden idealizarse en forma similar al caso mostrado en la fig. V-4.

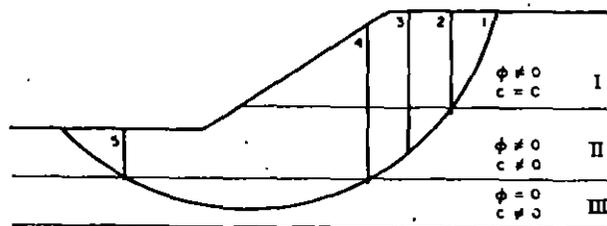


FIG. V-4. Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados

Ahora puede realizarse una superposición de los casos tratados anteriormente. En la figura se suponen tres estratos: el I de material puramente "friccionante", el II de material "friccionante" y "cohe-

sivo" y el III, formado por suelo puramente "cohesivo". Puede considerarse a la masa de suelo deslizante, correspondiente a un círculo supuesto, dividida por dovelas, de modo que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, a fin de lograr la máxima facilidad en los cálculos.

Un problema especial se tiene para obtener el peso de cada dovela. Ahora debe calcularse en sumandos parciales, multiplicando la parte del área de la dovela que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente.

Las dovelas cuya base caiga en los estratos I y II, en el caso de la fig. V-4 deberán de tratarse según el método de Fellenius, aplicando las expresiones 5-6 y 5-7 y trabajando en cada caso con la ley de resistencia al esfuerzo cortante del material de que se trate. Así se obtienen momentos motores y resistentes parciales.

La zona correspondiente al estrato III, siempre con referencia a la fig. V-4, debe tratarse con arreglo a las normas dadas en el inciso a) de esta sección, aplicando las fórmulas 5-2 y 5-3. Así se obtienen otros momentos motor y resistente parciales.

Los momentos motor y resistente totales se obtienen, naturalmente, como suma de los parciales calculados y con ellos puede calcularse el F_s correspondiente al círculo de falla elegido; usando otros arcos de circunferencia se podrá llegar al $F_{s, \text{mín}}$ que no debe ser menor de 1.5, al igual que en los casos anteriores.

d) Resumen de hipótesis

Las hipótesis utilizadas en los párrafos anteriores pueden resumirse como sigue:

- 1) Falla circular
- 2) El análisis es bidimensional, respondiendo a un estado de deformación plana
- 3) Es válida la ley de resistencia de Mohr-Coulomb
- 4) La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de deslizamiento
- 5) En su caso, las hipótesis ya comentadas referentes al manejo de las dovelas (no existe interacción entre ellas)
- 6) El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia promedio al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla y los esfuerzos cortantes actuantes medios en dicha superficie.

e) Procedimiento de cálculo con el círculo de fricción

Krey⁴ proporcionó hacia 1936 las ideas que permitieron a los doctores G. Gilboy y A. Casagrande desarrollar un método especial de análisis de estabilidad de taludes respecto a fallas por rotación.

conocido con el nombre de procedimiento del círculo de fricción o, abreviadamente, círculo ϕ .

El procedimiento acepta también que la superficie de deslizamiento de los taludes puede considerarse un cilindro cuya traza con el plano de los cálculos es un arco de circunferencia (círculo de falla). La secuela ya ha sido aplicada en este volumen a problemas de empuje de tierras (ver capítulo IV).

Considérese el talud mostrado en la fig. V-5, con un círculo de falla escogido; con centro en O , del círculo de falla, puede trazarse el círculo de fricción de radio

$$r = R \text{ sen } \phi \quad (5-9)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción del material constituyente del talud.

Si f es la resultante de la reacción normal y de fricción en un elemento de arco de la superficie de falla supuesta, formará con la normal a esta superficie un ángulo ϕ y, por lo tanto, será tangente al círculo de fricción, según se desprende evidentemente de la fig. V-5.

El equilibrio de la masa de suelo deslizante bajo estudio depende de la acción de las siguientes fuerzas:

W , peso de la masa de suelo, que pasa por el centro de gravedad de dicha masa.

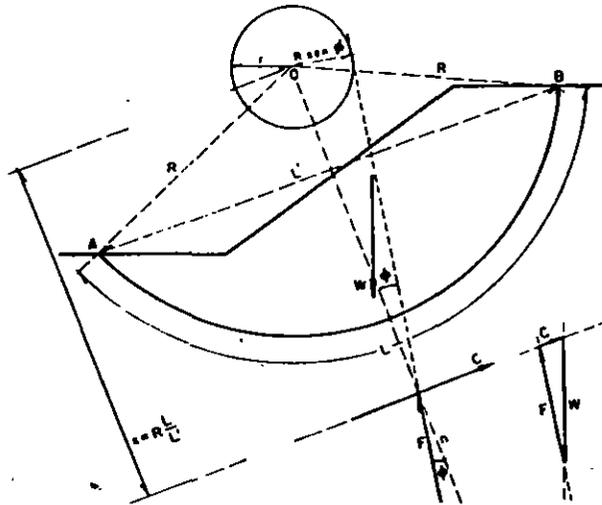


FIG. V-5. Aplicación del círculo de fricción a taludes

C , fuerza total de cohesión desarrollada a lo largo de toda la superficie de deslizamiento y generada por la "cohesión" del suelo.

F , resultante total de las reacciones normales y de fricción.

Se supone que no actúan fuerzas de filtración ni sobrecargas; las primeras de éstas se tomarán en cuenta, según se dijo, con los métodos descritos en el Volumen III de esta obra; las segundas con procedimientos que se desprenden evidentemente de lo que sigue.

La fuerza C puede calcularse, en magnitud, con la expresión

$$C = c_e L' \quad (5-10)$$

donde c_e es la "cohesión" del suelo requerida para el equilibrio y L' la longitud de la cuerda del arco de deslizamiento supuesto. La línea de acción de la fuerza C debe ser paralela a la cuerda AB (fig. V-5), puesto que esta cuerda es la línea que cierra el dinámico de las fuerzas de cohesión que se desarrollan a lo largo de la superficie de falla supuesta. Tomando momentos respecto al punto O podrá escribirse

$$c_e L R = c_e L' x$$

donde x es el brazo de momento correspondiente a la fuerza C , que fija la línea de acción de ésta.

Por lo tanto:

$$x = \frac{L}{L'} R \quad (5-11)$$

Nótese que el valor de x es independiente de c_e . La fuerza F es la resultante total de las fuerzas f que son tangentes al círculo de fricción; estas fuerzas f no constituyen pues un sistema concurrente y la fuerza F no será tangente al círculo de fricción (en la sección IV-10, sin embargo, se consideró tangente, cometiéndose un pequeño error de escasas consecuencias que, por supuesto, puede corregirse en parte adoptando los procedimientos aquí descritos). La posición F respecto a O puede definirse por la expresión

$$d = K R \text{ sen } \phi \quad (5-12)$$

donde

d = distancia de O a F

K = un factor de proporcionalidad mayor que 1, que depende de la distribución de esfuerzos a lo largo del arco AB (fig. V-5) y del ángulo central $AOB = 2\theta$

R, ϕ = los sentidos usuales.

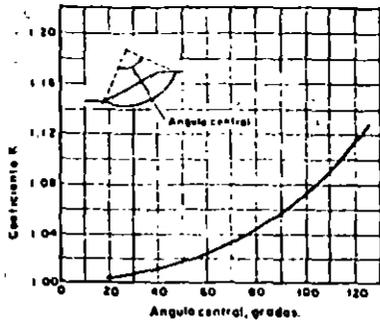


FIG. V-6. Gráfica para obtener el valor de K (Taylor)

Taylor⁷ da una gráfica en que puede encontrarse el valor de K en función del ángulo central $AOB = 2\theta$; la gráfica aparece en la fig. V-6 y está constituida con la hipótesis de una distribución senoidal de esfuerzos normales a lo largo del arco AB, con valor nulo para el esfuerzo en los puntos A y B.

Con las líneas de acción de W y C puede encontrarse su punto de concurrencia, por el cual ha de pasar la fuerza F, pues si la masa deslizante ha de estar en equilibrio, W, C y F han de ser concurrentes.

Con esto se define la línea de acción de F, que pasa por el mencionado punto de concurrencia de W y C y es tangente a una circunferencia con centro en O y radio $KR \text{ sen } \phi$.

Conocidas las líneas de acción de F y C puede construirse con W, conocido en magnitud y posición, un triángulo de fuerzas en el cual puede determinarse la magnitud de C necesaria para el equilibrio.

La "cohesión" del material constituyente del talud es conocida por pruebas de laboratorio y vale c; el valor necesario del parámetro para que el talud sea estable según el cálculo, es decir, para tener la condición de equilibrio de las fuerzas actuantes es, según la expresión 5-10

$$c_s = \frac{C}{L}$$

que puede ya calcularse. Por ello, puede determinarse la relación

$$F_c = \frac{c}{c_s} \quad (5-13)$$

Con lo cual se obtiene un factor de seguridad asociado al círculo escogido en términos de la "cohesión".

Si el valor de ϕ con el cual se construyó el círculo de fricción es el real del suelo, la expresión 5-13 proporciona un factor de seguridad del talud, el que estaría trabajando, pudiérase decir, en condición límite respecto a la fricción.

Cuando se desea que el talud trabaje con seguridad no sólo respecto a la "cohesión" sino también a la fricción puede aplicarse el método del círculo ϕ con un valor de ϕ menor que el real del suelo; se define así un factor de seguridad respecto a la fricción⁸

$$F_\phi = \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \phi_c} \quad (5-14)$$

donde ϕ es el valor real del suelo y ϕ_c el escogido para aplicar el método, menor que el anterior. En estas condiciones se obtendrá para el mismo talud un valor de F_c distinto y menor que si el ϕ_c elegido hubiese sido igual a ϕ .

Existen así infinitas combinaciones posibles de valores de F_c y F_ϕ asociados a un talud dado.

Si se desea que $F_c = F_\phi = F_s$, donde F_s es el factor de seguridad respecto a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, para manejar un solo factor de seguridad ligado a un círculo dado, puede procederse como sigue (Taylor):

Usense varios valores lógicos de ϕ_c en la aplicación del método del círculo ϕ . A cada valor está ligado un F_ϕ y para cada valor puede obtenerse un F_c . Grafiquense esos valores de F_c y F_ϕ correspondientemente, como se muestra en la fig. V-7.

La curva obtenida corta a una recta a 45° en un punto en que

$$F_c = F_\phi = F_s$$

Ese punto indica un valor de F_ϕ y F_c al que corresponde un cierto valor de ϕ_c que es con el que tendría que haberse aplicado el método del círculo ϕ para obtener directamente factores de seguridad iguales respecto a "cohesión" y "fricción", en el círculo de falla tentativo que se esté estudiando.

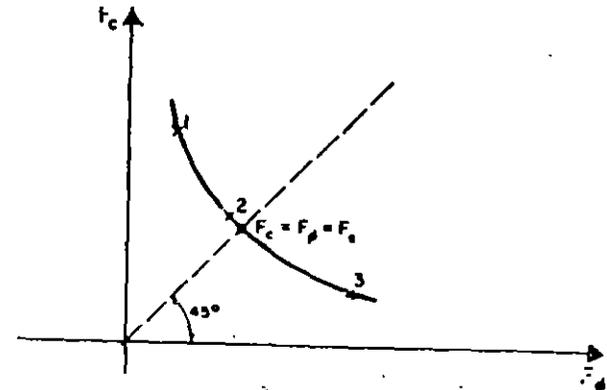


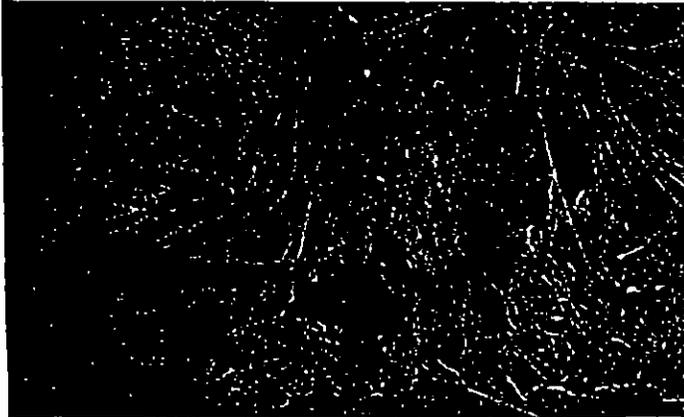
FIG. V-7. Método de Taylor para fijar el factor de seguridad de un talud.

Puede demostrarse que en un suelo homogéneo sin fuerzas de filtración y con círculo crítico de falla de base, una vertical tangente al círculo de fricción pasa por el punto medio del talud. (Anexo V-a).

V-5. Grietas de tensión

Es un hecho experimental que antes de ocurrir un deslizamiento de tierras en el cuerpo de un talud que no sea puramente friccionante aparecen en la corona grietas más o menos longitudinales; esto es indicativo de la existencia de un estado de tensiones en esa zona.

La aparición de las grietas causa, en general, los siguientes efectos:



Grieta típica en la corona de un talud en estado de falla incipiente

- a) Una reducción en la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución en el momento resistente, fig. V-8.
- b) Una disminución del momento motor, que se reduce en el peso de la cuña e_1fe .
- c) Una generación de empujes hidrostáticos causados por el agua de lluvia cuando se almacena en la grieta. Estos empujes son desfavorables a la estabilidad del talud.

Terzaghi ha indicado que los dos últimos efectos señalados tienden, en general, a contrarrestarse, por lo que su influencia neta en la estabilidad del talud es despreciable y sólo el primer efecto mencionado ha de ser tomado en cuenta. Para ello el propio Terzaghi ha propuesto, en suelos puramente "cohesivos", substituir la "cohesión" del suelo, obtenida de pruebas de laboratorio, por un valor, c_a , corregido según la relación (fig. V-8)

$$c_a = \frac{\widehat{be_1}}{\widehat{be}} c \quad (5-15)$$

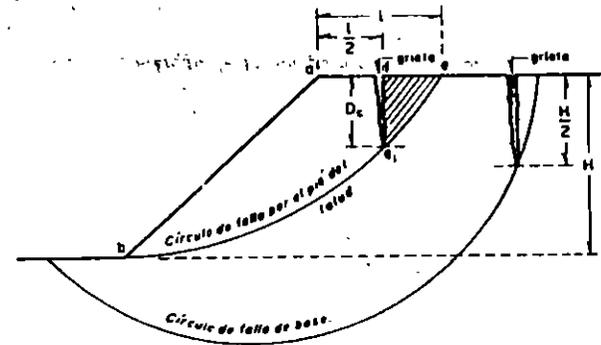


FIG. V-8. Grietas de tensión en la corona de un talud

De esta manera puede hacerse el análisis por los métodos ya indicados, como si no existiese grieta.

La posición de la grieta ha de determinarse previamente a la aplicación de la relación 5-15. Cuando el círculo más crítico posible pasa por el pie del talud, la experiencia indica que la grieta se localiza casi siempre a una distancia del borde del talud mayor que la mitad de la porción de la corona interesada por el círculo (fig. V-8) y puede considerarse, para efectos de análisis, que llega hasta dicho círculo (D_c). Cuando el círculo más crítico posible corresponde a falla de base, la grieta suele localizarse en la práctica a partir del hecho también experimental de que la profundidad máxima observada no sobrepasa $H/2$. Este valor es pues conservador y una vez definido, la grieta puede ser localizada con ayuda del círculo crítico (fig. V-8).

Si se desea tomar en cuenta en los cálculos el efecto del empuje hidrostático del agua almacenada en las grietas, podrá usarse la ecuación

$$\Delta M_m = \frac{1}{2} z_0^2 \gamma_w d \quad (5-16)$$

donde z_0 es la profundidad de la grieta y d es la distancia al centro del círculo, O , del empuje hidrostático, que actúa en el tercio inferior de la profundidad agrietada.

V-6. Fallas por traslación

Como ya se ha indicado, las fallas por traslación de una masa de tierra que forma parte de un talud, ocurren cuando dentro del terreno de cimentación y a relativamente poca profundidad existe un

PRESAS DE JALES
CONSTRUCCION Y OPERACION

- * **OBJETIVO.-** DISPOSICION DE JALES DE LA MANERA MAS EFICAZ, -
SEGURA Y ECONOMICA PARA LAS CONDICIONES EXISTENT
TES.
MANERA ORDENADA Y PLANEADA
DEPOSITO ESTABLE A LARGO PLAZO
OPERACION CONTINUA: 24 HRS/DIA
PLAN ESPECIFICO DE OPERACION
ANTICIPE A NECESIDADES FUTURAS
- * **TECNICAS DE CONSTRUCCION:**
ESPIGAS
HIDROCICLONES
- * **TECNICAS DE ALMACENAMIENTO:**
AGUAS ARRIBA
AGUAS ABAJO
EJE CENTRAL
- * **POSICION LINEA ALIMENTADORA:**
A NIVEL DEL TERRENO
ELEVADA PERIODICAMENTE
- * **SISTEMA DE CERCADO**
- * **ALMACENAMIENTO MECANICO**
- * **DIQUES:**
PERMEABLES
IMPERMEABLES
ETAPAS
DE TIERRA O ENROCAMIENTO

* DIQUES:

DIQUES DE PIE
 BORDOS INICIADORES
 LIMPIEZA DE TERRENO
 MATERIALES DE CONSTRUCCION
 ALTURA Y ANCHURA

* FILTROS Y DRENAJE:

UBICACION Y ALINEAMIENTO
 SELECCION DE MATERIALES
 COLOCACION
 RECUBRIMIENTO CON JALES
 MANTENIMIENTO

* EFLUENTES:

VERTEDORES
 TORRES DE DECANTACION
 BOMBA FLOTANTE
 SIFONES
 REQUISITOS CONSTRUCCION
 OPERACION

* SUPERVISION DURANTE LA CONSTRUCCION:

MEDIDAS CORRECTIVAS PREVIAS AL ALMACENAMIENTO
 SUPERVISION DE LA ESTABILIDAD Y LA INFILTRACION

INSPECCION: SUPERFICIE DE INFILTRACION
 INFILTRACION DE LOS REVESTIMIENTOS

* REGISTROS:

GENERALIDADES
 TONELAJES ENTREGADOS
 VOLUMETRICOS Y DE NIVELES
 REGISTROS DE EFLUENTES
 DRENES
 AGUA DE RECUPERACION
 CONTAMINACION
 NIVEL FREATICO
 OTROS
 CONSTRUCCION DE DIQUES

- * MANTENIMIENTO GENERAL:
 - ZANJAS PARA EFLUENTES
 - CERCADO PARA ESCURRIMIENTOS
 - SISTEMA DE CONTROL DE EFLUENTES
 - CAMINOS
 - TUBERIAS
 - VALVULAS

- * MEDIDAS CORRECTIVAS: GENERALIDADES
 - DERRAME
 - EROSION EN SUPERFICIE
 - EROSION POR INFILTRACION
 - TUBIFICACION
 - INESTABILIDAD DE TALUDES
 - INESTABILIDAD EN LOS DECANTADORES Y COLECTORES

- * EVALUACION DE LA PRESA:
 - INSPECCION
 - MEDICIONES
 - ANALISIS

- * MEDIDAS CORRECTIVAS DE PRECAUCION:
 - EROSION EN ARROYOS
 - DETERIORIDAD DEL DIQUE
 - INFILTRACION
 - TUBIFICACION
 - INESTABILIDAD DE TALUDES