

**BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA**



**FACULTAD DE INGENIERÍA  
MAESTRÍA EN INGENIERÍA (GEOTECNIA)**

**“PROPIEDADES MECÁNICAS DE JALES PARA DISEÑO DE PRESAS”**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA  
(GEOTECNIA)**

P R E S E N T A:

**ING. JOSÉ MARÍA REYES MARIANO**

ASESOR DE TESIS

**M. en I. MIGUEL ANGEL FIGUERAS CORTE**

COASESOR DE TESIS

**M. en I. ÓSCAR JESÚS LUNA GONZÁLEZ**

**PUEBLA, PUEBLA 2014**



No. 0994/2014

**C. JOSÉ MARÍA REYES MARIANO**

Pasante de la Mtría. en Ingeniería (Geotecnia)  
Facultad de Ingeniería, BUAP.  
Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **Propiedades mecánicas de jales para diseño de presas**. Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Geotecnia). Asignándose como Asesor al M.I. Oscar de Jesús Luna González y Co-asesor al M.I. Miguel Ángel Figueras Corte.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

A T E N T A M E N T E  
"PENSAR BIEN, PARA VIVIR MEJOR"  
H. Puebla de Zaragoza, a 1 de abril de 2014.

M. I. EDGAR IRAM VILLAGRAN ARROYO  
DIRECTOR



C.c.p. M.I. Oscar de Jesús Luna González, Asesor del Tema de Tesis  
C.c.p. M.I. Miguel Ángel Figueras Corte, Co-asesor del Tema de Tesis  
C.c.p. Archivo

GJS/MAFC/sco\*


**M. I. Edgar Iram Villagrán Arroyo.**  
**Director de la Facultad de Ingeniería, BUAP**  
**PRESENTE**

En atención al **Oficio No. 0994/2014** en el que usted me nombra asesor de la tesis: **“Propiedades mecánicas de jales para diseño de presas”**, que presenta el alumno de la Maestría en Ingeniería con opción terminal en geotecnia, **C. José María Reyes Mariano**; me permito informar a usted que después de haber revisado el documento correspondiente, *no existe inconveniente alguno en autorizar la impresión de la misma.*

Lo hago de su conocimiento, para los efectos académicos a que haya lugar.

**ATENTAMENTE**

**H. Puebla de Z., a 5 de Septiembre de 2014**

  
**M. I. Miguel Ángel Figueras Corte**  
**Asesor de Tesis**



C. c. p. Mesa de exámenes profesionales

C. c. p. Interesado

C. c. p. Archivo

A mi esposa Nohemi Arias por su amor, comprensión y por impulsarme para terminar esta aventura la cual inicie ya hace algunos años.

A mi hija Andrea Reyes por enseñarme que el amor de un hijo, es un amor pleno.

A mis Padres María Teresa y Juan Francisco por todo el amor y la confianza que me han brindado a lo largo de mi vida.

A mis Hermanos Aarón Guillermo y Luis Francisco.

## AGRADECIMIENTOS

“Educación es aprenderlo ni siquiera sabías que no sabías” Daniel Boorstin

Mi agradecimiento total para Sergio Felipe Zaldivar Reyes, por todo el entusiasmo y sus comentarios para la realización de este trabajo.

A Óscar Jesús Luna Gonzalez, por sentar las bases para la realización de este trabajo.

A Enrique Ibarra Razo por la confianza, facilidades y todo el apoyo brindado para cursar la maestría.

A la empresa Dicimsa, por todas las facilidades proporcionadas para desarrollar el trabajo.

A Miguel Angel Figueras Gabriel Jimenez, por el apoyo, tiempo y orientación brindada para la culminación de este trabajo.

A mis compañeros de maestría: Vivi, Raúl, Pedro, Samuel, Ramón, ellos me brindaron su apoyo incondicional a lo largo de esta trayectoria de diferentes maneras.



## CONTENIDO

<b>LISTA DE TABLAS</b> .....	<b>iii</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>iv</b>
<b>LISTA DE ECUACIONES</b> .....	<b>vi</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>1</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>2</b>
<b>1 ANTECEDENTES</b> .....	<b>5</b>
1.1 Características de Presas de Jales .....	5
1.2 Criterios de análisis y diseño .....	10
1.3 Normatividad en México .....	19
1.4 Caso particular de estudio (jal cicloneado – jal lama).....	21
<b>2 MÉTODOS GEOTÉCNICOS CONVENCIONALES PARA LA ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE JALES</b> .....	<b>24</b>
2.1 Estimación de parámetros de resistencia a través de pruebas de campo y correlaciones semiempíricas.....	24
2.1.1 Prueba de Penetración Estándar .....	24
2.1.2 Prueba de Cono Estático .....	27
2.1.3 Prueba de Dilatómetro de Marchetti.....	30
2.2 Estimación de parámetros de resistencia a través de ensayos de laboratorio sobre probetas reconstituidas .....	31
2.2.1 Ensaye no consolidado no drenado (UU).....	32
2.2.2 Ensaye consolidado drenado (CD).....	34
2.2.3 Ensaye consolidado no drenado (CU).....	35
2.3 Limitantes en la determinación de parámetros de resistencia a través de pruebas de campo, relaciones semiempíricas y ensayos de laboratorio .....	37
<b>3 VERIFICACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA ESTIMADOS</b> .....	<b>38</b>
3.1 Análisis de estabilidad .....	38
3.1.1 Método Ordinario o de Fellenius .....	42
3.1.2 Método de Bishop simplificado.....	43



3.1.3 Método de Janbú.....	44
3.1.4 Método de Mongestern- Price .....	45
3.1.5 Análisis de estabilidad de taludes usando un software comercial (GeoStudio) .....	46
3.2 Verificación de los parámetros de resistencia empleando resultados de análisis de estabilidad <i>versus</i> comportamiento real de la presa de jales en estudio .....	46
3.2.1 Definición del modelo geotécnico preliminar a partir de trabajos de campo y ensayos de laboratorio convencionales .....	47
3.2.2 Reconocimiento del comportamiento geotécnico de estructuras similares dentro del conjunto minero en estudio .....	48
3.2.3 Verificación del nivel de seguridad de estructuras similares mediante análisis de estabilidad .....	48
3.2.4 Interpretación de resultados .....	49
<b>4 CASO DE APLICACIÓN .....</b>	<b>51</b>
4.1 Planteamiento.....	51
4.2 Descripción general del proyecto.....	51
4.3 Reconocimiento y caracterización del sitio .....	52
4.4 Trabajos de campo realizados.....	53
4.5 Parámetros de resistencia estimados a partir de los trabajos de campo .....	57
4.5.1 Modelo Geotécnico .....	57
4.6 Verificación de los parámetros de resistencia obtenidos inicialmente .....	60
4.7 Parámetros de resistencia obtenidos a partir de los análisis de verificación .....	62
<b>5 CONCLUSIONES .....</b>	<b>64</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>67</b>



## LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1. Evaluación de los depósitos para residuos mineros (Orozco S. R. V., 1995).....	11
Tabla 1.2. Parámetros mecánicos que intervienen en los análisis geotécnicos de una Presa de Jales .....	23
Tabla 2.1. Correlaciones entre el ángulo de fricción interna, $\phi$ , y el número de golpes, $N_{SPT}$ , (McGregor y Duncan, 1998) .....	25
Tabla 2.2. Correlaciones entre el ángulo de fricción, $\phi$ y la resistencia de punta del cono, $q_c$ .....	28
Tabla 3.1. Clasificación de taludes de acuerdo con su nivel de estabilidad (modificada a partir de Crozier, 1984).....	50
Tabla 4.1. Profundidad alcanzada mediante las pruebas de dilatómetro que se realizaron en la presa de Jales .....	56
Tabla 4.2. Resumen de Resultados de laboratorio.....	57
Tabla 4.3. Parámetros de resistencia obtenidos a partir de los trabajos de campo.....	60
Tabla 4.4. Parámetros de resistencia obtenidos a partir de la verificación con análisis de estructuras ya existentes en el conjunto minero.....	62



**LISTA DE FIGURAS**

Figura 1.1. Método constructivo: concentración de sólidos ..... 12

Figura 1.2. Método constructivo: aguas arriba con arena cicloneada..... 13

Figura 1.3. Método constructivo: aguas arriba con espigas ..... 13

Figura 1.4. Método constructivo: aguas arriba con enrocamiento ..... 14

Figura 1.5. Método constructivo: aguas arriba con chimenea y delantal ..... 14

Figura 1.6. Método constructivo: aguas arriba con arena cicloneada..... 15

Figura 1.7. Método constructivo: aguas arriba y aguas abajo con enrocamiento y arena cicloneada ..... 16

Figura 1.8. Método constructivo: aguas arriba y aguas abajo con enrocamiento y espigas.. 16

Figura 1.9. Método constructivo: presa convencional, sección graduada ..... 16

Figura 1.10. Método constructivo: aguas arriba con arena cicloneada..... 22

Figura 2.1. Correlaciones semiempíricas entre el ángulo de fricción y el número de golpes 26

Figura 2.2. Correlación semiempírica entre la cohesión no drenada,  $c_u$ , y el número de golpes,  $N_{SPT}$  (Sowers, 1979) ..... 27

Figura 2.3. Correlaciones semiempíricas entre el ángulo de fricción y la resistencia de punta ..... 29

Figura 2.4. Condiciones de carga y esfuerzos impuestos en algunos ensayos de laboratorio utilizados para medir la resistencia del suelo (Sabatini et al., 2002) ..... 32

Figura 2.5. Envolvente de un ensaye triaxial de compresión, tipo UU en muestras con bajo grado de saturación inicial ..... 34

Figura 2.6. Algunos ejemplos de análisis en donde es necesario contar con parámetros desprendidos de una prueba CD ..... 35

Figura 2.7. Evolventes típicas de un ensaye triaxial de compresión, tipo CU: (derecha) Envolvente de falla en términos de esfuerzo totales, (izquierda) Envolvente de falla en términos de esfuerzos efectivos ..... 36

Figura 3.1. Partes principales de un talud y deslizamiento típico (aplicable a Presas de Jales) ..... 38

Figura 3.2. Formas de la superficie de falla (Cuerpo de Ingenieros U.S.A, 2003) a. Circular, b. Cuña, c. General no circular ..... 40

Figura 3.3. Alternativas de procedimiento de localización de los círculos de falla para el análisis de estabilidad de taludes (Cuerpo de Ingenieros U.S.A, 2003) ..... 41

Figura 3.4. (a) Esquema de un sistema típico de análisis usando Fellenius, (b) Polígono de fuerzas usado en el método ..... 42

Figura 3.5. (a) Esquema de un sistema típico de análisis usando Bishop (b) Polígono de fuerzas usado en el método ..... 43



---

Figura 3.6. (a) Esquema de un sistema típico de análisis usando Janbú (b) Gráfica $f_0$ vs $d/L$ .....	45
Figura 4.1. Vista satelital de la ubicación del sitio en estudio (Google Earth, 2013).....	51
Figura 4.2. Vista satelital de la Presa de Jales No. 9 (Google Earth, 2013) .....	52
Figura 4.3. Sección representativa de la presa de jales .....	52
Figura 4.4. Obtención de muestras de jales .....	53
Figura 4.5. Vista panorámica de la cortina de la presa de jales .....	54
Figura 4.6. Ubicación de los SDMT (Google Earth, 2013).....	55
Figura 4.7. Vista general de la realización de los sondeos.....	55
Figura 4.8. Ubicación de los TO (Google Earth, 2013).....	56
Figura 4.9. Perfiles de índice de material (ID) obtenidos de los sondeos de dilatómetro .....	58
Figura 4.10. Perfiles de propiedades mecánicas obtenidos de los SDMT-1 y SDMT-2 .....	59
Figura 4.11. Modelo geotécnico de la presa de jales actual .....	60
Figura 4.12. Análisis de estabilidad considerando el modelo geotécnico obtenido inicialmente .....	61
Figura 4.13. Análisis de estabilidad considerando el comportamiento real de la presa.....	63



---

## LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 2.1.....	25
Ecuación 2.2.....	25
Ecuación 2.3.....	25
Ecuación 2.4.....	25
Ecuación 2.5.....	25
Ecuación 2.6.....	25
Ecuación 2.7.....	25
Ecuación 2.8.....	26
Ecuación 2.9.....	28
Ecuación 2.10.....	28
Ecuación 2.11.....	28
Ecuación 2.12.....	28
Ecuación 2.13.....	28
Ecuación 2.14.....	29
Ecuación 2.15.....	30
Ecuación 2.16.....	30
Ecuación 2.17.....	31
Ecuación 2.18.....	31
Ecuación 3.1.....	39
Ecuación 3.2.....	39
Ecuación 3.3.....	42
Ecuación 3.4.....	43
Ecuación 3.5.....	44
Ecuación 3.6.....	44
Ecuación 3.7.....	47



---

## RESUMEN

En este trabajo se hace una breve descripción de los diferentes métodos constructivos de Presas de Jales, acorde a las condiciones topográficas, geológicas, hidrológicas, geotécnicas, disposición de material y volumen requerido de almacenamiento de jales, de acuerdo con la estimación de explotación de mineral y producción de residuos que hace el complejo minero en cuestión. Por otro lado se muestran los criterios de diseño y análisis que se deben seguir para su construcción, operación y cierre, además se muestra la normatividad vigente que aplica en México para la construcción y operación de una Presa de Almacenamiento de Residuos Mineros (Jales).

Asimismo, se muestran las diferentes pruebas de campo y ensayos de laboratorio que convencionalmente se emplean para estimar o correlacionar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante ( $c$  y  $\phi$ ), en donde se identifican las limitantes intrínsecas que éstas correlaciones o estimaciones tienen para materiales definidos como Jales.

A partir de ello se propone que los parámetros de resistencia obtenidos inicialmente a través de los trabajos geotécnicos, se deben verificar mediante análisis de estabilidad de estructuras existentes dentro del conjunto minero en estudio, asumiendo que al menos éstas tienen un factor de seguridad correspondiente con su comportamiento observado, es decir, el modelo geotécnico definido debe atender a las condiciones reales de la presa en estudio. Con base en lo anterior se analiza la estabilidad de una presa de jales por el método aguas abajo con jales cicloneados y jales lama, en donde se valida el modelo geotécnico obtenido de los trabajos de campo y laboratorio con las condiciones reales de una presa de jales a partir de análisis de estabilidad, mediante la utilización de programas de cómputo.

Posteriormente se generan las siguientes conclusiones: 1) Los métodos de campo y laboratorio geotécnico no están orientados para materiales definidos como jales, por lo que la estimación de parámetros puede no ser certera, 2) En caso de existir estructuras similares se verifica el modelo geotécnico adoptado *versus* la condición y actual de la presa, en caso contrario se adopta los parámetros estimados a partir de los trabajos de campo y laboratorio, 3) Si el factor de seguridad obtenido concuerda con el comportamiento observado en la realidad se adopta el modelo geotécnico, en caso contrario se introducen variables las cuales no pueden ser estimadas mediante los trabajos de campo y laboratorio (por ejemplo la cohesión) para obtener un nivel de seguridad congruente con el comportamiento observado de la estructura.



---

## INTRODUCCIÓN

La actividad minera en México se remonta cuando menos al siglo XVI, ya que la minería fue la base del desarrollo económico, de las comunicaciones de la Nueva España y del México Independiente durante casi cuatro siglos.

El proceso de explotación minera se sintetiza en las siguientes fases: 1) extracción del material, 2) triturado del material, 3) pulverizado del material y 4) tratamiento en planta hidrometalurgia. Ahora bien, los residuos de este proceso de explotación coloquialmente se conocen como jales y son el residuo del proceso de molienda. Es importante enfatizar que el metal que se aprovecha es sólo un pequeño porcentaje del volumen extraído y que la vasta mayoría del material rezagado termina como lodo fino (jales).

Los jales contienen todos los demás constituyentes de la roca, sin el metal aprovechado; entre ellos, metales pesados y otras sustancias tóxicas y no tóxicas; además de los químicos agregados durante el proceso de molienda. Por otra parte, los contaminantes, resultado de ese proceso, se disponen en sitios de mejores condiciones para evitar dispersarse hacia el ambiente.

Resulta importante distinguir entre las presas para almacenamiento de agua y de jales. En las primeras la propiedad fundamental de la cortina contenedora es la impermeabilidad, mientras que las segundas se conciben para depositar residuos mineros; es decir, en las presas de jales el agua se retiene incidentalmente y la propiedad fundamental de la cortina contenedora es la permeabilidad. Por tanto, en el diseño de los depósitos para residuos mineros es importante tomar en cuenta que se trata de presas comúnmente filtrantes.

El método constructivo de las presas de residuos mineros depende principalmente del área disponible para el almacenamiento de jales, del volumen de la fracción de mayor tamaño de los mismos, y de la disponibilidad de otros materiales naturales de construcción (gravas y arenas de río, bancos de roca y suelo, o la propia rezaga de la mina).

La estabilidad depende de la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales constituyentes en la estructura de contención, ya sea de enrocamiento, de materiales de préstamo o los propios jales, en este último caso, la resistencia de los jales está gobernada por la velocidad de consolidación, la eventual cementación entre sus partículas y la rapidez de construcción.



En general, conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) los jales pueden clasificarse como limos (MH, ML), arenas (S), arenas-limosas (SM) y limos arenosos. Puede considerarse que los jales son friccionantes con cohesión casi nula. Otra característica significativa de los jales es que son poco permeables y susceptibles tanto a la erosión interna, como a la superficial provocada por lluvia o escurrimientos someros de agua.

Es importante mencionar que en México actualmente existe la normatividad, que establece el procedimiento para caracterizar los jales, así como las especificaciones y criterios para la caracterización y preparación del sitio, proyecto, construcción, operación y cierre de presas de jales.

El presente trabajo se centra en el estudio de una presa de jales en donde el método constructivo que se emplea es el de aguas abajo con arena cicloneada, en donde la cortina contenedora está formada por jales cicloneados y el material de depositación por jales lama.

En el capítulo 1 se presenta las características generales de los residuos mineros y los diferentes métodos constructivos de presa de jales, así como la complejidad y los criterios a seguir para definir los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, también se muestra el caso particular de una presa de jales por el método aguas abajo con jal cicloneado y jal lama.

En el capítulo 2 se expone las limitantes intrínsecas para la determinación de los parámetros de resistencia de jales mediante el empleo de pruebas de campo, relaciones semiempíricas o ensayos de laboratorio. Los parámetros de resistencia de un suelo están influenciados por muchos factores, entre los que se pueden mencionar: el estado de esfuerzos efectivos, la mineralogía, el arreglo de las partículas de suelo, la conductividad hidráulica, el nivel de carga al que están sometidos, la historia de esfuerzos, la sensibilidad, y otras variables. Estas características son muy particulares y de importancia en los jales, y los métodos convencionales omiten tomarlas en cuenta por las siguientes razones principales:

- No toman en cuenta la depositación muy particular de los jales.
- Las correlaciones semiempíricas no están enfocadas a jales.
- Las correlaciones semiempíricas son estimaciones de los parámetros de resistencia y la variabilidad entre diferentes autores puede ser significativa.



---

En el capítulo 3 se expone que los parámetros obtenidos mediante pruebas de campo y ensayos de laboratorio convencionales, establecen un primer modelo geotécnico, el cual, en algunos casos, pudiera no atender al comportamiento real de la estructura en estudio, por tanto, para mitigar lo anterior y tener una estimación más precisa de estos parámetros se propone realizar análisis de estabilidad verificando que los resultados coincidan con la realidad observada.

En el capítulo 4 se muestra un caso práctico de aplicación, el cual se localiza en el estado de Hidalgo, en donde se aplica la secuencia de pasos y argumentos mostrados en este trabajo.

Finalmente, se presentan los comentarios y conclusiones acordes a los planteamientos mostrados en los capítulos precedentes.



## 1 ANTECEDENTES

### 1.1 Características de Presas de Jales

El término “Jales” es propio de México, ya que proviene del termino náhuatl “xalli” (arena). En otros países de habla hispana recibe distintos nombres, como colas o relaves; en cualquier caso se refieren a los materiales sin valor que se generan durante el beneficio o concentración de minerales.

La Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) considera que los Jales son: “las partículas finas que resultan del procesamiento industrial de varios materiales”, resultando principalmente de la minería de yacimientos metálicos y carboníferos, pero también de la incineración de carbón pulverizado, la transformación de bauxita en alúmina, lavado de materiales finos a través de gravas y arenas o agregados pétreos triturados, desechos producto del dragado y mantenimiento de ríos, puertos y muelles y el minado de depósitos de arcilla para cerámica.(CONAGUA, 2000).

Existen en el país poco más de 80 almacenamientos de residuos mineros (presas de jales) en operación, con altura de hasta 150 m. La gran mayoría están localizados en el norte y el centro de la República, zonas tradicionalmente mineras desde la época virreinal, productoras de oro, plata, plomo, zinc. Existen algunos almacenamientos en el noroeste y el sur del país, asociados también a la producción de los metales tradicionales y además al cobre y otros productos que demanda la industria moderna (grafito, óxido de titanio, hierro, fosfatos).

Dado que los almacenamientos para residuos mineros ocupan en muchas ocasiones cauces de jurisdicción federal, la Comisión Nacional del Agua se ha abocado en años recientes a recabar información general de las características de la mayoría de los almacenamientos activos. Los almacenamientos de residuos mineros en el mundo son obras de ingeniería con una alta incidencia de fallas, algunas mayores. En México, es común que ocurra cuando menos un incidente anual que involucra derrames accidentales de jales a los cauces, causando impactos ambientales y ocasionalmente pérdida de vidas humanas (Ramírez, 2001).

Es posible que en el pasado la ingeniería de diseño y operación de algunos almacenamientos de residuos mineros en México no fue de la calidad necesaria, atendiendo la vulnerabilidad de estas obras. Sin embargo, en el transcurso de la última década ha



crecido la conciencia entre la industria de la minería y las dependencias reguladoras oficiales para mejorar las prácticas usuales de diseño y operación de los depósitos y así reducir los riesgos ambientales y estructurales asociados a los factores geológicos, hidrológicos y sísmicos de cada proyecto.

Por parte de las dependencias reguladoras, es de llamar la atención que cuando menos desde 1990 todo nuevo proyecto de almacenamiento de residuos mineros es revisado por un equipo de especialistas para juzgar sobre su concepción general y arreglo de conjunto (Ramírez, 2001). A su vez, las empresas mineras líderes en su campo desarrollan ahora proyectos mejor elaborados que antaño, recurriendo a firmas de ingeniería especializadas y con base en estudios completos en las disciplinas geológica, hidrológica, ambiental y geotécnica.

Los incidentes más frecuentes en los almacenamientos de residuos mineros de México, son: pérdida del bordo libre por insuficiente capacidad de regulación de escurrimientos pluviales y rotura de conductos que transportan o están en contacto con jales que provocan derrames accidentales de estos residuos. Las pérdidas de bordo libre en ocasiones ocurren por errores de operación al permitir el ascenso del nivel del agua en el vaso por un manejo incorrecto de la secuencia de obturación de los sistemas de captación. En todo caso, la pérdida de bordo libre está asociada a escurrimientos pluviales que no son desviados eficientemente antes de su entrada al almacenamiento. Otros incidentes mayores han sido por deslizamientos de la masa de jales durante sismos severos y por la rotura del talud del almacenamiento por flujo interno del agua a través de la superficie exterior de jales no protegidos adecuadamente.

Por el proceso utilizado en las plantas de concentración, los residuos mineros en México provienen de la aplicación industrial de las siguientes tecnologías: flotación, 70%; cianuración, 16%; separación magnética y gravimétrica, 14% (Ramírez, 2001).

Por el procedimiento constructivo, los almacenamientos de residuos mineros en México están distribuidos como sigue: tipo aguas arriba, 65%; tipo aguas abajo, 35%. Esto es explicable porque el almacenamiento que resulta más económico es precisamente el tipo aguas arriba.

Los almacenamientos tipo aguas arriba conocidos cuentan con un llamado "bordo iniciador", generalmente de enrocamiento. Aunque la intención de este bordo ha sido facilitar el drenaje interior del depósito de jales, en ocasiones han sido tratados con una pantalla impermeable



en el talud de aguas arriba. Por otra parte, cuando la altura total del depósito tipo aguas arriba es considerable (mayor a unos 30 m) y la del bordo iniciador es de poca altura relativa (5 a 10 m), existe el peligro latente de que la línea de corriente superior del flujo interno del agua se acerque a la superficie exterior de los jales.

En estos casos, es necesario colocar gradualmente una coraza de material de banco o rezaga de mina sobre el talud externo de los jales; de no ser así, es indispensable operar el almacenamiento a manera de lograr una playa con el mayor ancho posible, a fin de minimizar el riesgo de falla por flujo interno de agua.

En ninguno de los almacenamientos tipo aguas arriba conocidos en México existe de origen un sistema eficiente de drenaje interno de los jales, no obstante un sistema para este propósito podría lograrse sin grandes erogaciones, pero aumentando en forma importante el margen de seguridad del depósito.

Prácticamente en la totalidad de los almacenamientos de México, el agua decantada del embalse es recirculada mediante bombeo al proceso industrial de la planta concentradora de minerales. Esto es explicable por el valor económico del agua y por la prohibición de las dependencias normativas a descargar en cauces federales agua que no cumpla con la norma de calidad correspondiente. El sistema de recuperación de agua decantada en la mayoría de los depósitos, es con base en alcantarillas y torres con orificios (chinos).

La disposición, elevación relativa y secuencia de obturación de estos orificios permite controlar el nivel del embalse. En ocasiones, una operación errónea de este sistema de recuperación pone en riesgo la seguridad del almacenamiento.

Otros sistemas de recuperación de agua decantada utilizados en México en almacenamientos tipo aguas abajo, es con base en cárcamos o equipos de bombeo flotantes dentro del vaso. En estos casos, el almacenamiento requiere un vertedor de descarga libre localizado convenientemente, para desalojar los escurrimientos pluviales extraordinarios que lleguen al embalse y no sean regulados.

La mayoría de los almacenamientos de residuos mineros en México cuentan con contracunetas o canales de desvío en las márgenes del embalse para minimizar la entrada de agua pluvial al vaso y reducir el riesgo de desbordamiento. No obstante, la falta de mantenimiento o la insuficiencia hidráulica de estos componentes del almacenamiento,



pueden provocar fallas por desbordamiento y derrames accidentales de residuos a los cauces federales.

Se estima que los almacenamientos de residuos mineros activos en México, sin contar a los gigantes del cobre del noroeste, contienen del orden de 200 millones de toneladas de jales. Sólo los llamados almacenamientos gigantes del cobre almacenaban en dos sitios casi 450 millones de toneladas, hasta el año 2000 (Ramírez, 2001).

Los almacenamientos de residuos mineros en México seguirán expuestos a diferentes tipos de riesgo (hidrológicos, ambientales, estructurales, de operación). La industria y las dependencias reguladoras deberán identificar los depósitos con deficiencias hidrológicas para emprender acciones correctivas; asimismo, debiera revisarse la estabilidad estructural cuando menos de los almacenamientos del tipo aguas arriba con alturas importantes (mayores a 50 m), estén o no en zonas sísmicas.

Los nuevos almacenamientos de residuos mineros en México debieran cumplir requisitos de diseño cada vez más estrictos, traducidos básicamente en tres condiciones:

1. Impermeabilizar el fondo de los depósitos cuando las condiciones geohidrológicas del sitio y la geoquímica de los residuos impliquen riesgo de contaminación del acuífero cercano al almacenamiento.
2. Incorporar desde el diseño un sistema eficiente de drenaje interno de los jales que permita desalojar el agua lixiviada y aumente significativamente el margen de seguridad estructural del almacenamiento.
3. Monitoreo de los parámetros de calidad del agua del acuífero más cercano y de las condiciones piezométricas del agua interna del almacenamiento, para evaluar periódicamente su seguridad estructural y ambiental.

De lo anterior se desprende que los estudios básicos de mayor importancia para el diseño de nuevos almacenamientos de residuos mineros en México serán los orientados a conocer a fondo las condiciones geohidrológicas del sitio y los análisis dirigidos a modelar la geometría del flujo interno del agua de los jales y su modificación debido al sistema de drenaje, así como la estimación del caudal de lixiviados que puede infiltrarse y el tiempo requerido para alcanzar el acuífero, en el caso que no exista barrera impermeable artificial en el fondo del almacenamiento.



Los almacenamientos de residuos mineros del futuro de México, deberán resultar más seguros, de mayor capacidad y más económicos, quizás combinando el método de construcción de aguas abajo con el de aguas arriba, (cortina iniciadora en etapas en la parte inferior y almacenamiento tipo aguas arriba en la parte superior). Dispondrán de un sistema de drenaje interno de los jales, una barrera impermeable en el fondo en caso necesario y un diseño generoso para el desvío de los escurrimientos pluviales fuera del almacenamiento.

Por otro lado, las características de este tipo de depósitos son las siguientes:

1. La velocidad de su construcción es lenta (crecimiento  $\pm 3$  cm/día).
2. La frontera entre el embalse de agua decantada y el terraplén no está bien definida.
3. Los jales se separan y depositan en el fondo del embalse por sedimentación.

El método constructivo de las presas de residuos mineros depende principalmente del área disponible para el almacenamiento de jales, del volumen de la fracción de mayor tamaño de los mismos, y de la disponibilidad de otros materiales naturales de construcción (gravas y arenas de río, bancos de roca y suelo, o la propia rezaga de la mina). La estabilidad depende de la resistencia al esfuerzo cortante de los jales, misma que está gobernada por la velocidad del fenómeno de consolidación y la rapidez de construcción.

En general, conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) los jales pueden clasificarse como limos (MH, ML), arenas (S), arenas- limosas (SM) y limos arenosos. Puede considerarse que los jales son friccionantes con cohesión casi nula. Otra característica significativa de los jales es que son poco permeables y susceptibles tanto a la erosión interna, como a la superficial provocada por lluvia o escurrimientos someros de agua.

Por su baja permeabilidad, la presión hidrodinámica del agua libre contenida en los intersticios, tiende a aumentar inmediatamente conforme se va sobrecargando el depósito al tiempo de sobre-elevarlo, lo cual contribuye a disminuir aún más la resistencia al esfuerzo cortante de los jales. En contraste, si se permite la consolidación de los mismos, la resistencia al esfuerzo cortante tiende a aumentar, y como resultado se mejora la estabilidad del depósito.

Los mecanismos más comunes que dan origen a las fallas en los depósitos de residuos mineros son: la erosión interna de la masa de jales por la acción de las fuerzas de filtración durante el flujo de agua y la influencia de éstas como fuerzas desestabilizadoras en los



taludes del depósito. Otras causas de falla son la acción de fuerzas sísmicas, vibraciones por voladuras incontroladas o el desbordamiento provocado por avenidas extraordinarias.

Ahora bien, para garantizar la estabilidad de una presa de jales, se deben estimar parámetros mecánicos de los jales, los cuales serán depositados en la presa, para lograr definir de manera aproximada sus parámetros, actualmente se utilizan métodos de exploración geotécnicos directos e indirectos en presas adyacentes o cercas a una nueva o en algunos casos para el diseño de una sobreelevación.

Para definir los parámetros mecánicos de los jales, es posible utilizar cualquier método de exploración geotécnico, sin embargo, dada la naturaleza del material y depositación, existe incertidumbre en la estimación de los valores ya que en muchos de los casos se opta por estimar los parámetros mediante correlaciones empíricas, las cuales no fueron hechas para este tipo de materiales y se puede llegar a sobrestimar los parámetros mecánicos adoptados para el diseño geotécnico y en consecuencia tener diseños poco conservadores, lo cual puede llevar a una falla de la cortina de la presa.

Actualmente, ya es de uso común la utilización de programas de cómputo en donde se puede realizar análisis de estabilidad de una presa de jales existente, con base en la geometría, topografía y, por otro lado, trabajos de exploración geotécnica mediante la utilización de métodos directos de tal suerte que se puedan estimar, mediante correlaciones y resultados de laboratorio un mosaico de parámetros mecánicos y con ello obtener los parámetros que más se aproximan a la condición real de la presa. Finalmente definiendo los parámetros mecánicos de los jales que se dispondrán para una nueva presa o una sobreelevación se da a la tarea de realizar los análisis de estabilidad los cuales tendrán menor incertidumbre en su diseño ya que se parte de la estimación y las condiciones de una estructura existente.

## **1.2 Criterios de análisis y diseño**

Con la experiencia que se tiene en la solución de problemas o en el reforzamiento de los depósitos para residuos mineros (jales) provenientes de las plantas concentradoras, es conveniente actualizar los criterios básicos para el proyecto, la construcción y operación de tales obras, para asegurar su buen comportamiento.



A continuación se describen someramente los elementos constitutivos de los depósitos para residuos mineros (cortina contenedora, vaso de almacenamiento, sistema decantador drenante y vertedor de excedencias), así como las propiedades más importantes (permeabilidad y resistencia al esfuerzo cortante), los métodos constructivos (“aguas arriba”, “aguas abajo” o combinados), la selección de sitios (riesgos, ingeniería económica y protección ambiental), clasificación general de las obras (17 categorías, según la topografía, la hidrología y la sismicidad del sitio) y la geometría de la cortina, así como varias recomendaciones generales que conviene aplicar en todos los casos. Lo más importante en la evaluación relativa de los depósitos para residuos mineros consiste en estimar y apreciar bien el riesgo que las cortinas contenedoras o los apilamientos plantean frente a los fenómenos que se describen a continuación y en función del método constructivo como se muestra en la Tabla 1.1.

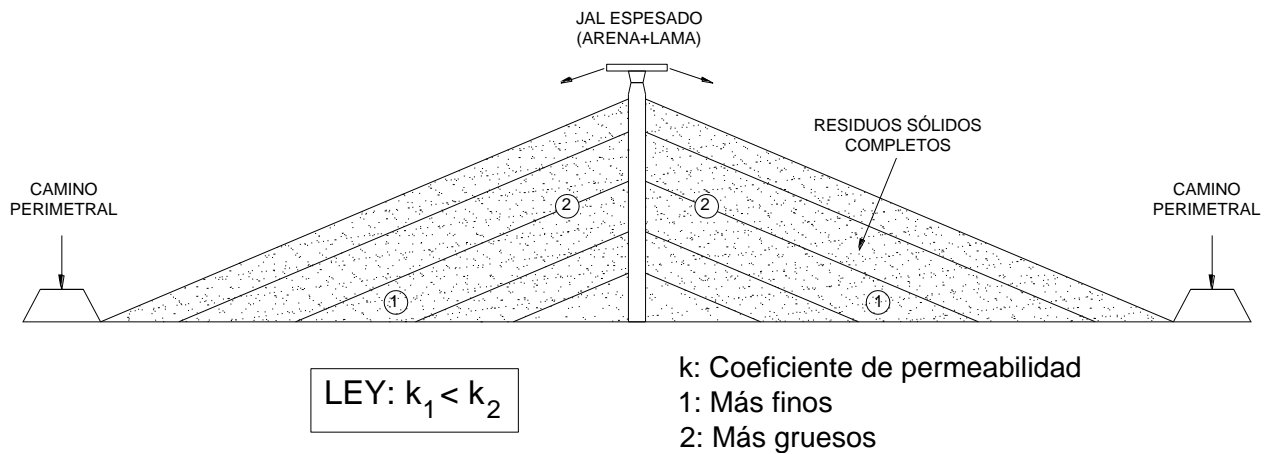
Los métodos constructivos aplicables en la construcción de presas (Tabla 1.1) se muestran de la Figura 1.1 a la Figura 1.9.

**Tabla 1.1. Evaluación de los depósitos para residuos mineros (Orozco S. R. V., 1995)**

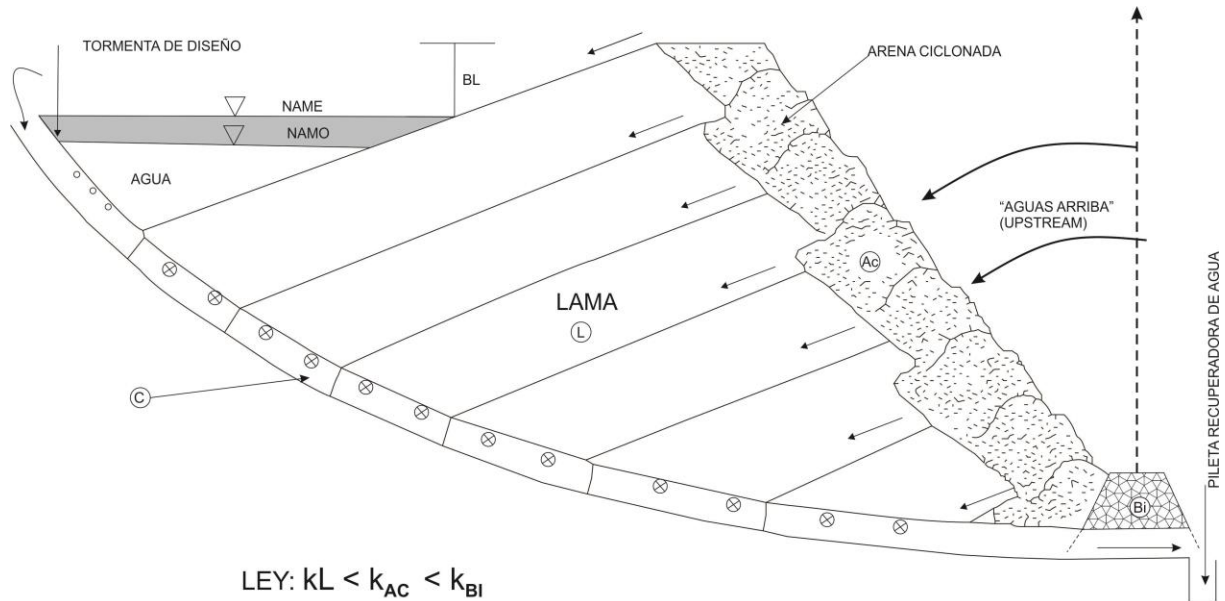
Método Constructivo		Susceptibilidad de la cortina						IR	
		LC	DL	Erosión			TU		
				FL	EO	DE			
Concentración de Sólidos		I	5	6	4	2	5	6	5
Aguas arriba	Arena cicloneada	II	1	1	1	1	1	1	6
	Espigas	II	2	2	2	4	3	3	6
Aguas abajo	Enrocamiento	IV	6	6	6	6	6	6	2
	Chimenea y delantal	V	6	5	5	6	3	6	3
	Arena cicloneada y compactada	VI	3	2	2	2	2	4	1
Aguas abajo y aguas arriba	Enrocamiento y Arena cicloneada	VIII	4	4	4	4	3	5	3
	Enrocamiento y espigas	VIII	5	5	5	5	3	5	4



Presas convencionales	Sección graduada	IX	6	5	6	6	5	6	1
LC: Licuación	DL: Deslizamiento	FL: Fluvial	EO: eólica						
DE: Derrame	TU: Tubificación	IR: Inversión Relativa			4: Bajo				
1: Muy Alto	2: Alto	3: Medio							
5: Muy bajo	6: Nulo								

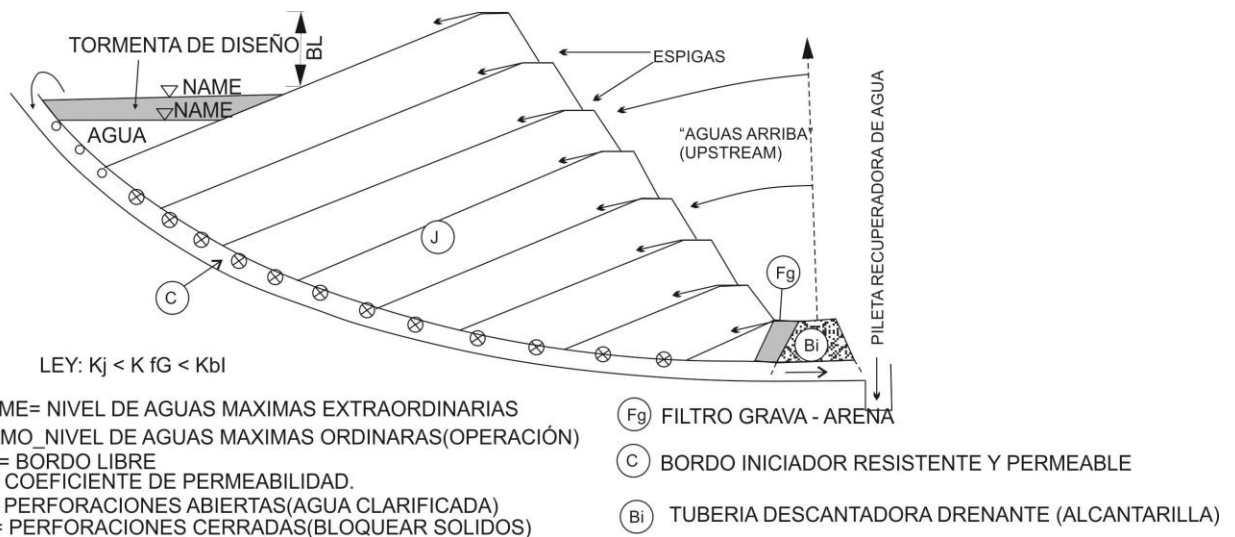


**Figura 1.1. Método constructivo: concentración de sólidos**



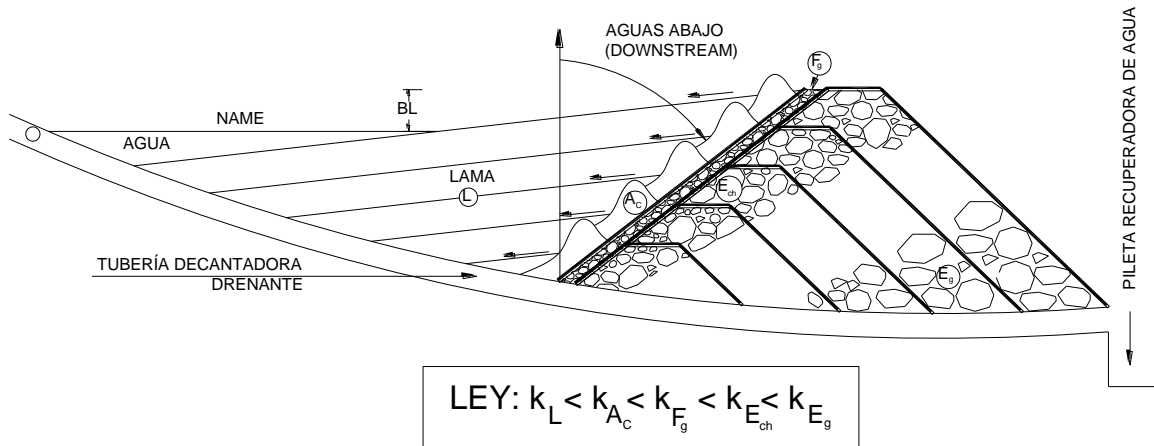
- NAME= NIVEL DE AGUAS MAXIMAS EXTRAORDINARIAS  
 NAMO\_NIVEL DE AGUAS MAXIMAS ORDINARAS(OPERACIÓN)  
 BL= BÓRDO LIBRE  
 K= COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD.  
 O= PERFORACIONES ABIERTAS(AGUA CLARIFICADA)  
 ⊗= PERFORACIONES CERRADAS(BLOQUEAR SOLIDOS)
- (AC) CORAZA ARENOSA RESISTENTE Y PERMEABLE  
 (C) BORDO INICIADOR RESISTENTE Y PERMEABLE  
 (BI) TUBERIA DESCANTADORA DRENANTE (ALCANTARILLA)

**Figura 1.2. Método constructivo: aguas arriba con arena cicloneada**



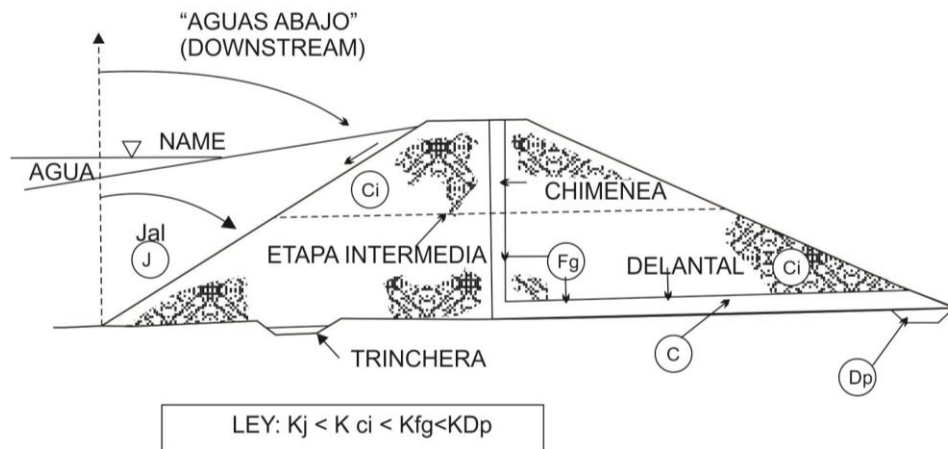
- NAME= NIVEL DE AGUAS MAXIMAS EXTRAORDINARIAS  
 NAMO\_NIVEL DE AGUAS MAXIMAS ORDINARAS(OPERACIÓN)  
 BL= BÓRDO LIBRE  
 K= COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD.  
 O= PERFORACIONES ABIERTAS(AGUA CLARIFICADA)  
 ⊗= PERFORACIONES CERRADAS(BLOQUEAR SOLIDOS)
- (Fg) FILTRO GRAVA - ARENA  
 (C) BORDO INICIADOR RESISTENTE Y PERMEABLE  
 (BI) TUBERIA DESCANTADORA DRENANTE (ALCANTARILLA)

**Figura 1.3. Método constructivo: aguas arriba con espigas**



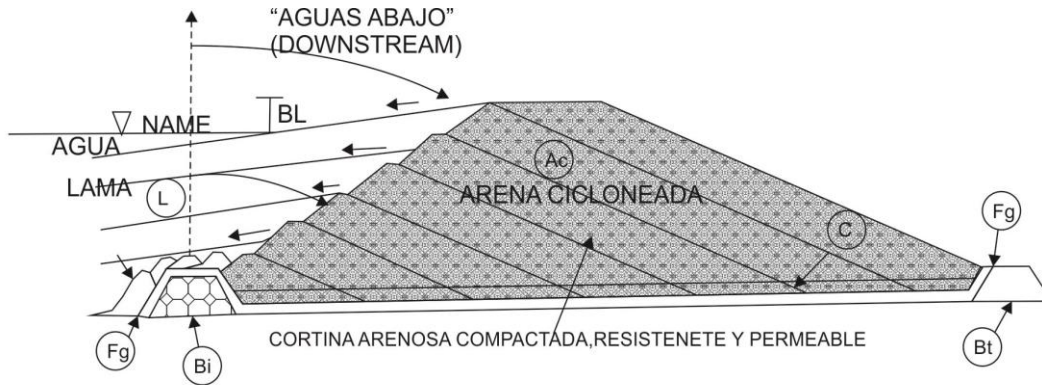
- |   |                           |
|---|---------------------------|
| NAME: Nivel Máximo de Aguas Extraordinarias | Ac: Arena cicloneada      |
| BL: Bordo Perimetral                        | Fg: Filtro de grava-arena |
| k: Coeficiente de permeabilidad             | Ech: Enrocamiento Chico   |
| o: Perforaciones abiertas                   | Eg: Enrocamiento Grande   |

**Figura 1.4. Método constructivo: aguas arriba con enrocamiento**



- |  |  |
|--|--|
| BL= BORDO LIBRE                              | (Ci) CORTINA IMPERMEABLE DE SUELO COMPACTADO |
| NAME= NIVEL DE AGUAS MAXIMAS EXTRAORDINARIAS | (Fg) FILTRO GRAVA - ARENA                    |
| K= COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD.             |  |

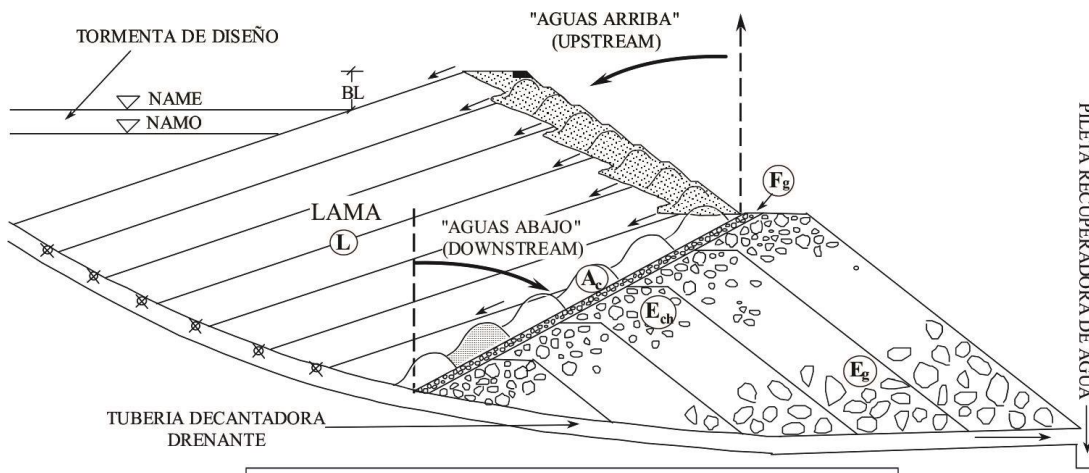
**Figura 1.5. Método constructivo: aguas arriba con chimenea y delantal**



LEY:  $K_L < K_{Ac} < K_{Fg} < K_{Bi} \text{ ó } t$

- NAME= NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS EXTRAORDINARIAS (Bi) BORDO INCIADOR RESISTENTE Y PERMEABLE  
 BL= BORDO LIBRE (Bt) BORDO TERMINAL RESISTENTE Y PERMEABLE  
 (Fg) FILTRO DE GRAVA-ARENA

**Figura 1.6. Método constructivo: aguas arriba con arena cicloneada**

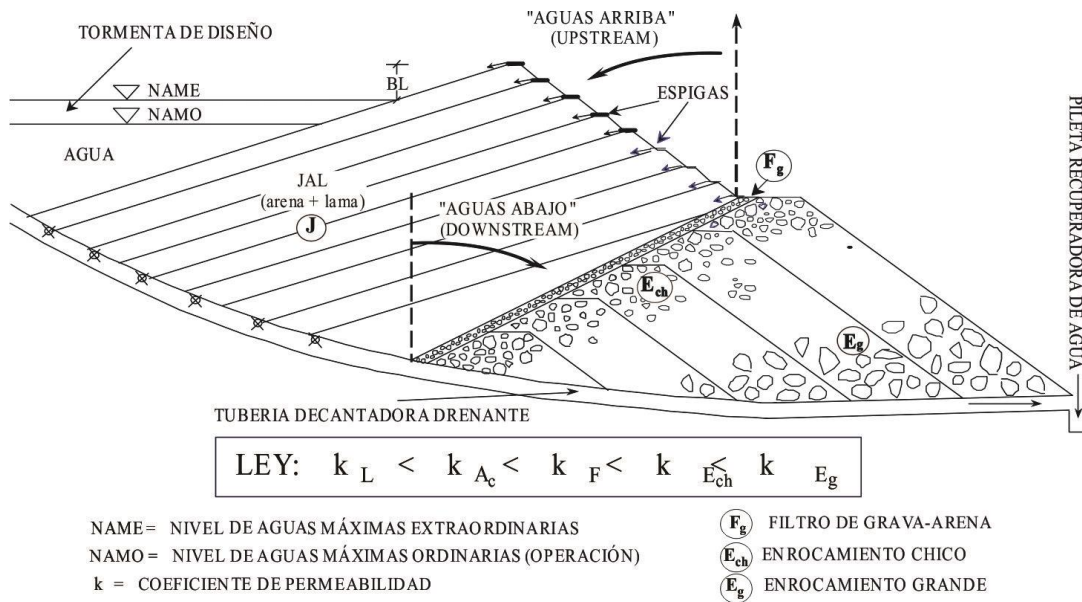


LEY:  $k_L < k_{Ac} < k_F < k_{Ech} < k_{Eg}$

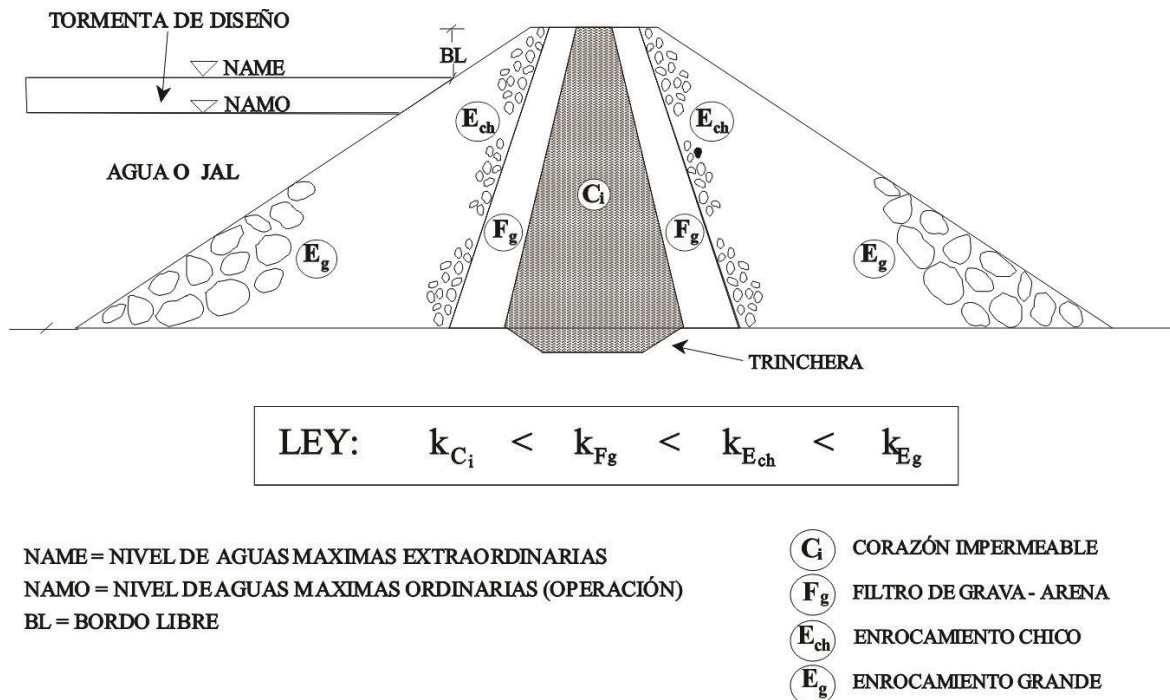
- NAME = NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS EXTRAORDINARIAS (Ac) ARENA "CICLONEADA"  
 NAMO = NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS ORDINARIAS (OPERACIÓN) (Fg) FILTRO DE GRAVA-ARENA  
 k = COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (Ech) ENROCAMIENTO CHICO  
 (Eg) ENROCAMIENTO GRANDE



**Figura 1.7. Método constructivo: aguas arriba y aguas abajo con enrocamiento y arena cicloneada**



**Figura 1.8. Método constructivo: aguas arriba y aguas abajo con enrocamiento y espigas**



**Figura 1.9. Método constructivo: presa convencional, sección graduada**



A continuación se describe la susceptibilidad de las cortinas de las presas de jales en función del mecanismo desestabilizador y el método constructivo que se emplea, adicionalmente se puntualizan algunos aspectos importantes que se deben considerar durante la fase de diseño de presas de jales:

- **Licuación:** de acuerdo con los métodos constructivos descritos en la Tabla 1.1 e ilustrados de la Figura 1.1 a la Figura 1.9, el más vulnerable de los casos corresponde al procedimiento aguas arriba con arena cicloneada. Los métodos constructivos aguas abajo con chimenea y delantal, aguas abajo con enrocamiento y la presa convencional son los más confiables, ya que fundamentalmente corresponden a materiales colocados en capas, con equipos de construcción que aseguran una alta compacidad y trabazón entre sus partículas sólidas. Los demás casos corresponden a situaciones intermedias, de acuerdo con la escala relativa indicada en la Tabla 1.1. También el método constructivo de concentración de jales es poco vulnerable a la licuación por la alta compacidad de los jales consolidados, según se explica más adelante.
- **Deslizamiento de Talud:** el caso más desfavorable corresponde al método aguas arriba con arena cicloneada, ya que cuando la superficie libre del agua dentro de la cortina contenedora está muy cerca del talud exterior de material suelto, hay propensión a filtraciones y empujes hidrodinámicos que reducen el factor de seguridad contra deslizamiento. En cambio, el método aguas abajo con enrocamiento y el apilamiento para concentrar los sólidos, es menos susceptible al deslizamiento de talud. Con el método de apilamiento, durante la construcción y operación de la obra, se está permitiendo el secado por evaporación del agua en las diversas capas, que conlleva a la contracción de la masa de los jales espesados (sólidos con poca humedad). Esto produce una configuración típica de agrietamiento, hasta llegar al límite de contracción (*LC*) en cuanto a humedad se refiere, lo cual induce gradualmente una alta compacidad de los residuos mineros. Por otro lado, en las siguientes coladas de jales se rellenan las grietas con sólidos, lo cual impide la expansión de los jales anteriores ya compactos. Todo esto da al conjunto una gran resistencia al deslizamiento de talud y, desde luego, a la licuación. Los métodos de aguas abajo con chimenea y delantal, aguas abajo y aguas arriba con enrocamiento y espigas y presa convencional con sección graduada son en cierto grado más propensos al deslizamiento de talud, a no ser que se proyecten estas obras con un margen de seguridad más amplio.
- **Erosión pluvial:** en la Tabla 1.1 se muestra que el método aguas arriba con arena cicloneada se tiene mayor susceptibilidad a la erosión por lluvias. La condición más



resistente corresponde al método aguas abajo con enrocamiento y presa convencional con sección graduada.

- **Erosión eólica:** En la Tabla 1.1 se ilustra el orden relativo del riesgo a este fenómeno ocasionado por el viento; el caso más propenso es el del método aguas arriba con arena cicloneada. Los mejores casos corresponden a los métodos con enrocamiento aguas abajo o con chimenea y delantal y a la presa convencional con sección graduada.
- **Tubificación:** el caso más desfavorable también se refiere al método aguas arriba con arena cicloneada y los casos más resistentes a este fenómeno corresponden a los métodos de concentración de sólidos con apilamiento, aguas arriba con arena cicloneada, aguas abajo con chimenea y delantal y presa convencional con sección graduada, de acuerdo con la Tabla 1.1.
- **Inversión económica:** Respecto a la inversión económica relativa indicada en la Tabla 1.1, la inversión más elevada resulta al aplicar los métodos aguas abajo con arena cicloneada y compactada y construir presas convencionales con sección graduada. Por otro lado, los métodos aguas arriba con arena cicloneada o espigas son los de más baja inversión.

Los criterios geotécnicos básicos que se deben considerar en la fase de diseño de presas de jales son los siguientes:

1. Es altamente recomendable que las cortinas contenedoras tengan forma de arco con la concavidad hacia aguas abajo, a fin de evitar los esfuerzos de tensión que conllevan al debilitamiento en la resistencia a la tubificación, así como a las fallas progresivas de estas obras. Deberá recordarse que, como límite, la línea recta podría adoptarse en el trazo de las cortinas, pero nunca arcos con la convexidad hacia aguas abajo (concavidad hacia aguas arriba).
2. En todos los casos conviene adoptar un sistema de control de calidad que incluya tanto la geometría y los acabados, como los materiales y los procedimientos constructivos, desde la planificación y el proyecto de las obras, hasta su construcción, conservación y operación, con la supervisión y el control de calidad idóneos para cumplir con los niveles de calidad estipulados por el dueño de la obra, dentro de la normatividad exigida por las autoridades.
3. Efectuar todos los estudios de carácter geotécnico, hidráulico, hidrológico, económico, ecológico, topográfico, etc., con el fin de apoyar el proyecto en todas sus etapas (a nivel de gran visión, anteproyecto y detalle) y lograr, durante la construcción y la operación simultáneas, los niveles de calidad que exige la seguridad de estas obras.



4. Conviene seguir las recomendaciones indicadas en la NOM-141-SEMARNAT-2003, referentes a los análisis de estabilidad, la instrumentación y los sistemas decantadores drenantes, en función del método constructivo elegido para cada topografía, hidrología y sismicidad que se presente dentro de la clasificación general propuesta para México.
5. Establecer claramente todas las actividades que pertenezcan a cada etapa de desarrollo, hasta llegar al colmado y cierre de las obras, con el fin de dejar previstas las acciones a seguir en casos de contingencias y otros incidentes. Esto se refiere a los vertedores de excedencias durante la operación de la obra y al vertedor definitivo cuando ésta se abandone, así como al sistema decantador drenante que se construye y opera desde un principio y hasta el final de las actividades. Además, deberá respetarse el bordo libre (*BL*) establecido en el proyecto, así como la secuencia del proceso constructivo para no inducir esfuerzos indeseables en la masa de materiales y otros efectos adversos que propicien la inseguridad por los conceptos de riesgo indicados en la Tabla 1.1. En general, se proponen valores mínimos de *BL* de 1 m para zonas secas, 2 m para zonas húmedas y 3 m para zonas ciclónicas. El agua libre en el vaso de almacenamiento deberá alejarse lo más posible de las cortinas contenedoras. En el caso del apilamiento de residuos sólidos, el agua escurrirá hacia el camino perimetral, cuya construcción será hecha a manera de bordo contenedor, la cual se llevará a una pileta de recuperación o a un repeso proyectado exprofeso en la parte más baja de la obra completa. El agua recuperada se llevará a la planta concentradora para su reutilización.
6. Debe establecerse con toda claridad el manejo de las aguas superficiales dentro del vaso de almacenamiento, tratando de evitar obras de desvío costosas e innecesarias por desconocimiento del funcionamiento de estas obras de ingeniería.
7. Conviene respetar la relación de permeabilidades indicadas de la Figura 1.1 a la Figura 1.9, para cada método constructivo clasificado en la Tabla 1.1.
8. Es muy importante disponer en cada caso particular del instructivo de operación de la obra, además de otros instructivos que se aplican en su oportunidad, como son: el de supervisión y control de calidad, el de conservación y el propio de la construcción de la obra.

### 1.3 Normatividad en México

De conformidad a lo dispuesto por el artículo 47 fracción I de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, con fecha 17 de septiembre de 2003 se publicó el Proyecto de



---

Norma Oficial Mexicana NOM-141-SEMARNAT-2003, que establece los requisitos para la caracterización del sitio, proyecto, construcción, operación y cierre de presas de jales en el Diario Oficial de la Federación (DOF).

La Norma Oficial Mexicana en materia de residuos mineros nace a razón de las siguientes consideraciones:

- Que tanto el crecimiento industrial como de la población han contribuido a la generación de residuos, algunos de ellos peligrosos para el equilibrio ecológico y el ambiente.
- Que la regulación de los residuos peligrosos está considerada en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, como asunto de alcance general de la Nación y de interés de la Federación.
- Que debido a los impactos significativos que los residuos provenientes de plantas de beneficio de minerales producen sobre el medio ambiente, se hace necesario su control.
- Que las presas de jales son uno de los sistemas para la disposición final de los residuos sólidos generados por el beneficio de minerales contemplados en el Reglamento de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente en Materia de Residuos Peligrosos, y deben reunir condiciones de máxima seguridad, a fin de garantizar la protección de la población, las actividades económicas y sociales y, en general, el equilibrio ecológico.
- Que los jales provenientes del beneficio de antimonio, de óxidos de cobre, de piritas de cobre, de plomo y de zinc, están listados como peligrosos en la NOM-052-SEMARNAT-1993.
- Que la NOM-053-SEMARNAT-1993, 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.
- Que 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, establecido en la NOM-053-SEMARNAT-1993, no es aplicable a los residuos mineros de acuerdo a los resultados de estudios avalados por la comunidad científica nacional e internacional.
- Que el método de prueba que establece el procedimiento para determinar la peligrosidad de los jales, propuesto en esta Norma Oficial Mexicana fue desarrollado y estandarizado para determinar las características que hacen peligrosos por su



toxicidad a matrices sólidas, como son los residuos mineros y está aceptado por la comunidad científica nacional e internacional.

El almacenamiento de los jales puede efectuarse en el lugar donde se generen, conforme a la información obtenida de la caracterización del sitio, aplicando los criterios de protección ambiental especificados en esta Norma Oficial Mexicana para cada etapa. En el caso que se requiera ubicar una presa de jales en áreas naturales protegidas, la autorización estará sujeta a la evaluación en materia de impacto ambiental, así como a lo dispuesto en el Decreto del Área Natural Protegida y el Programa de Manejo Respectivo. Si existen zonas y obras que por sus características se consideran patrimonio histórico o cultural, se debe cumplir con lo establecido en las leyes aplicables.

En caso de que se pretenda ocupar un cauce natural de corriente y/o zona federal, se deberá solicitar el permiso por ocupación y/o concesión de zona federal y construcción de obra hidráulica a la Comisión Nacional del Agua, la cual determinará su procedencia.

En caso de que durante la caracterización del sitio, se identifiquen especies en riesgo, de conformidad con lo establecido en la Norma Oficial Mexicana NOM-059-SEMARNAT-2001, se deben considerar las medidas que garanticen la sobrevivencia de los individuos y la permanencia de la población afectada. Cuando el proyecto se prevea localizarlo en alguna región terrestre prioritaria, se debe hacer del conocimiento de la autoridad competente.

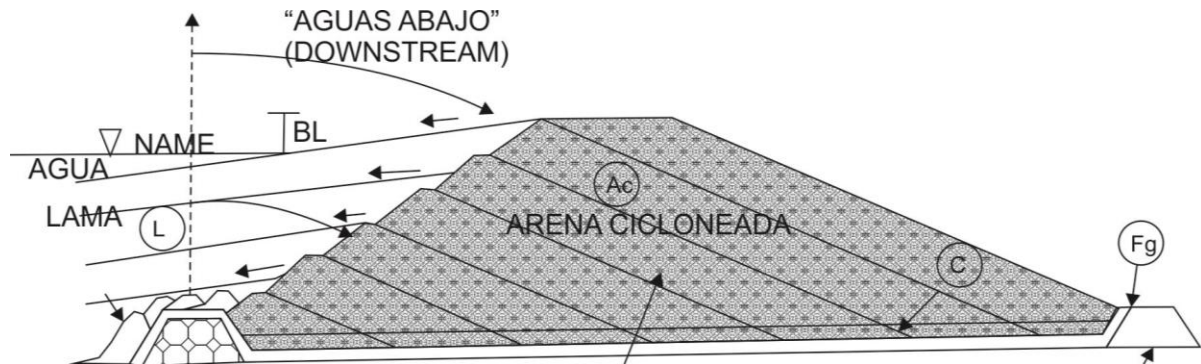
Los estudios, proyectos de ingeniería y demás información técnica o científica utilizada y/o generada de acuerdo a esta Norma, así como la evidencia de su cumplimiento, debe mantenerse clasificada y disponible para que la autoridad verifique su existencia y contenido en el momento que lo considere necesario. Los resultados, análisis y conclusiones de los estudios generados previo a la preparación del sitio, deben integrarse en la sección correspondiente del Informe Preventivo.

La Norma Oficial Mexicana no concuerda con norma internacional alguna, ni norma mexicana por no existir al momento de su elaboración.

#### **1.4 Caso particular de estudio (jal cicloneado – jal lama)**

El presente trabajo se centra en el estudio de una presa de jales en donde el método constructivo que se emplea es el de aguas abajo con arena cicloneada, en donde la cortina

contenedora está formada por jales cicloneados y el material de depositación por jales lama. En la Figura 1.10 se muestra de manera esquemática las características de este tipo de presas de jales.



**Figura 1.10. Método constructivo: aguas arriba con arena cicloneada**

El método aguas abajo consiste en la construcción de un bordo iniciador de material impermeable, sobre el cual, y hacia el talud exterior, se van depositando los gruesos del jal previamente cicloneados. A medida que se van depositando se van formando capas, las cuales se compactan con equipos especializados sin interrumpir la operación de depositación de estos jales gruesos a medida que se va incrementando la altura de la cortina. Este método es uno de los más utilizados en los proyectos mineros, por ser el que ofrece mayor seguridad en todos los aspectos, incluyendo el de una eventual falla por licuación asociada con la actividad sísmica del sitio. Adicionalmente, su empleo ofrece las ventajas siguientes:

- Mediante una compactación puede obtenerse una buena estabilidad de la cortina causa principal por la que ha encontrado su mayor uso en zonas sísmicas.
- La línea de saturación en la cortina es reducida en la medida que se requiera utilizando filtros de material permeable.
- La línea de saturación en la cortina es reducida en la medida que se requiera utilizando filtros de material permeable.

Ahora bien, con la intención de definir el comportamiento geotécnico actual y futuro de la presa de jales ante diferentes condiciones de carga, es de vital importancia definir sus propiedades de resistencia al esfuerzo cortante ( $c$ ,  $\phi$ ), de deformación ( $E$ ,  $\nu$ ), hidráulicas ( $k$ ) y dinámicas ( $E_{din}$ ,  $\nu_{din}$ ). En la Tabla 1.2 se muestra un resumen de los parámetros mecánicos



que se deben estimar en los jales y que intervienen en la realización de los análisis geotécnicos mediante los que se evalúa el nivel de seguridad de una Presa de Jales.

Se enfatiza que el presente trabajo se centra en el estudio de la estimación de los parámetros de resistencia de residuos mineros, los cuales son fundamentales en la ejecución de los análisis de estabilidad de Presas de Jales.

**Tabla 1.2. Parámetros mecánicos que intervienen en los análisis geotécnicos de una Presa de Jales**

Parámetros Mecánicos	Variables que intervienen	Análisis Geotécnicos en los que intervienen
<b>Resistencia</b>	$c, \phi$	<b>Análisis de estabilidad (Factores de seguridad)</b>
Deformabilidad	$E, \nu$	Análisis esfuerzo-deformación (Desplazamientos)
Hidráulicos	$k$	Análisis de estabilidad (Tubificación)
Dinámicos	$E_{din}, \nu_{din}$	Análisis de comportamiento

$c$ : cohesión

$E$ : módulo de deformabilidad

$k$ : permeabilidad

$\nu$ : relación de Poisson dinámica

$\phi$ : ángulo de fricción

$\nu$ : relación de Poisson

$E_{din}$ : módulo de deformabilidad dinámico



## 2 MÉTODOS GEOTÉCNICOS CONVENCIONALES PARA LA ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE JALES

### 2.1 Estimación de parámetros de resistencia a través de pruebas de campo y correlaciones semiempíricas

Actualmente, es práctica común estimar los parámetros de resistencia de un depósito de suelo a través del empleo de pruebas de campo y correlaciones semiempíricas; en Presas de Jales las pruebas de mayor empleo son las tres siguientes:

- Prueba de Penetración Estándar (ASTM – D 1586)
- Prueba de Cono Estático (ASTM – D 3441)
- Prueba de Dilatómetro de Marchetti (ASTM – D 6635)

A continuación se hace una exposición de aquellas correlaciones que, en conjugación con las pruebas de campo anteriores, son de utilidad para estimar los parámetros de resistencia ( $c$ ,  $\phi$ ) de un depósito de suelo.

#### 2.1.1 Prueba de Penetración Estándar

Para estimar los parámetros de resistencia de un depósito de suelo mediante el empleo de los resultados de la prueba de penetración estándar y correlaciones semiempíricas, es necesario definir con antelación si el comportamiento del suelo es puramente friccionante o puramente cohesivo. En lo que sigue se muestran algunas correlaciones que, en la práctica común, se aplican para estimar los parámetros de resistencia de un depósito de suelo, cohesión ( $c$ ) o fricción ( $\phi$ ), según sea el caso.

##### 2.1.1.1 Correlaciones semiempíricas aplicables a materiales puramente friccionantes

Para estimar el ángulo de fricción ( $\phi$ ) de un depósito de suelo a partir de los resultados de la prueba de penetración estándar, diversos autores han propuesto una amplia variedad de correlaciones semiempíricas que se han expresado mediante ecuaciones o gráficos en donde el valor de  $\phi$  depende del número de golpes ( $N_{SPT}$ ) obtenido en la prueba de penetración estándar (SPT).



Algunas de las ecuaciones que se han propuesto para correlacionar  $\phi$  con  $N_{SPT}$  se muestran en la Tabla 2.1, y en la Figura 2.1 se muestran los gráficos correspondientes para cada una de las correlaciones semiempíricas enlistadas.

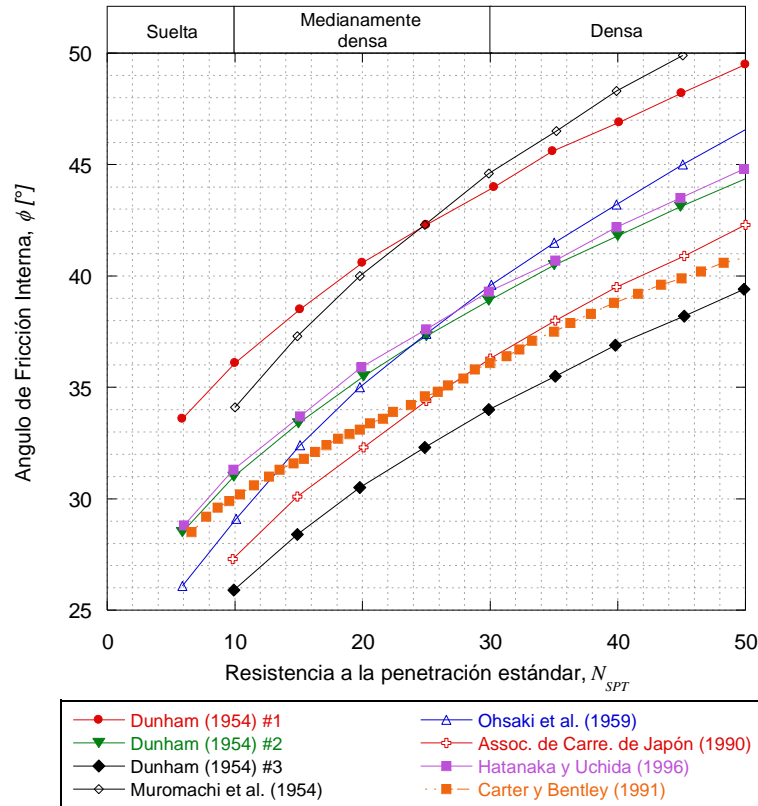
Por otra parte, uno de los gráficos más ampliamente utilizados para obtener  $\phi$  a partir de  $N_{SPT}$  es el propuesto originalmente por Peck et al. (1974) y modificado posteriormente por Carter y Bentley (1991), este gráfico también se muestra en la Figura 2.1. De los gráficos mostrados en este apartado destaca la gran variabilidad en la estimación de  $\phi$  según la correlación semiempírica empleada. Supongamos un valor de  $N_{SPT}$  igual a 15, mientras que al emplear Carter y Bentley (1991) el valor sería de 31°, al emplear Dunham (1954, #1) sería 39°.

**Tabla 2.1. Correlaciones entre el ángulo de fricción interna,  $\phi$ , y el número de golpes,  $N_{SPT}$ , (McGregor y Duncan, 1998)**

Tipo de suelo	Ángulo de fricción, $\phi$ [°]	No. de ecuación	Referencia
Partículas de suelo angulares y bien graduadas	$\phi = \sqrt{12N_{SPT}} + 25$	Ecuación 2.1	Dunham (1954) (#1)
Partículas de suelo redondeadas y bien graduadas o partículas angulares y mal graduadas	$\phi = \sqrt{12N_{SPT}} + 20$	Ecuación 2.2	Dunham (1954) (#2)
Partículas redondeadas y suelos mal graduados	$\phi = \sqrt{12N_{SPT}} + 15$	Ecuación 2.3	Dunham (1954) (#3)
Suelos arenosos	$\phi = \sqrt{20N_{SPT}} + 15$	Ecuación 2.4	Ohsaki et al. (1959)
Suelos granulares	$\phi = 3.5\sqrt{N_{SPT}} + 20$	Ecuación 2.5	Muromachi et al. (1974)
Suelos arenosos (aplicable para $N_{SPT} > 5$ )	$\phi = \sqrt{15N_{SPT}} + 15$	Ecuación 2.6	Asoc. de carreteras de Japón (1990)
Suelos arenosos	$\phi = \sqrt{20N_{SPT}} + 20$	Ecuación 2.7	Hatanaka et al.(1996)

\*El valor del  $N_{SPT}$  deberá corregirse según cada autor, aquí para referencia se presentan de manera indistinta, para enfatizar las diferencias esenciales entre cada una de las correlaciones.

$\phi$ : ángulo de fricción  $N_{SPT}$ : número de golpes corregido



**Figura 2.1. Correlaciones semiempíricas entre el ángulo de fricción y el número de golpes**

2.1.1.2 Correlaciones semiempíricas aplicables a materiales puramente cohesivos

En suelos puramente cohesivos, es posible estimar la cohesión (en términos de esfuerzos totales,  $c_u$ ) empleando la ecuación propuesta por Terzaghi y Peck (1948):

$$c_u = \frac{N_{SPT}}{0.15} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

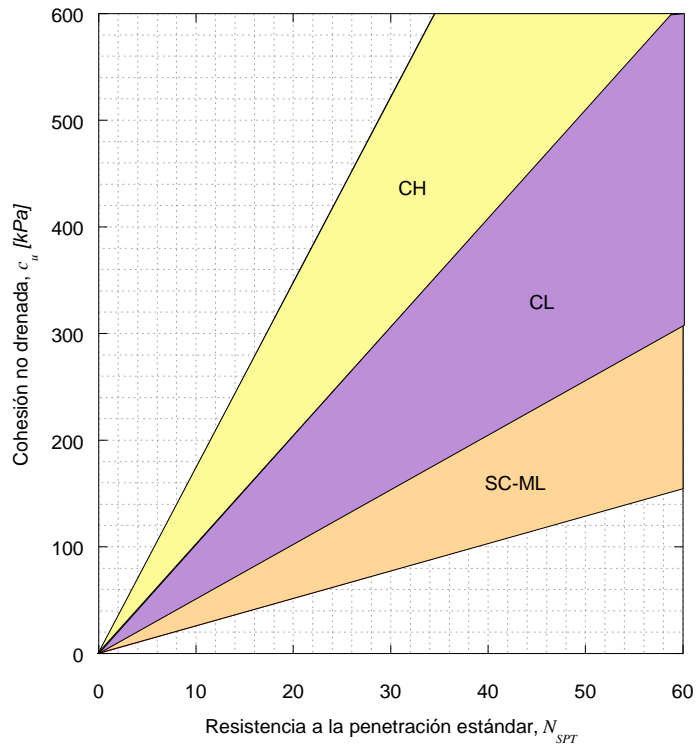
donde:

- $c_u$  = cohesión en términos de esfuerzos totales [kPa]
- $N_{SPT}$  = número de golpes en la prueba de penetración estándar ( $N_{SPT} > 5$ )

Sowers (1979) propuso estimar el valor de  $c_u$  a través del gráfico de la Figura 2.2, en el cual además del valor de  $N_{SPT}$  se toma en cuenta la clasificación SUCS del suelo.



A partir de lo anterior, supóngase que el valor de  $N_{SPT}$  es igual a 40 golpes y que se trata de un suelo clasificado como CL, al emplear Terzaghi y Peck (1948) el valor de  $c_u$  sería 267 kPa, en tanto que con Sowers (1979) estaría comprendido entre 200 y 400 kPa.



**Figura 2.2. Correlación semiempírica entre la cohesión no drenada,  $c_u$ , y el número de golpes,  $N_{SPT}$  (Sowers, 1979)**

### 2.1.2 Prueba de Cono Estático

Para estimar los parámetros de resistencia de un depósito de suelo mediante el empleo de los resultados de la prueba de cono estático y correlaciones semiempíricas, al igual que para el caso de la prueba de penetración estándar, se debe definir con antelación si el comportamiento del suelo es puramente friccionante o puramente cohesivo. En lo que sigue se muestran algunas correlaciones que, en la práctica común, se aplican para estimar los parámetros de resistencia de un depósito de suelo, cohesión ( $c$ ) o fricción ( $\phi$ ), según sea el caso.



2.1.2.1 Correlaciones semiempíricas aplicables a materiales puramente friccionantes

Para estimar el ángulo de fricción mediante los resultados obtenidos de la prueba de cono estático (CPT, por sus siglas en inglés), es común emplear ecuaciones que tomen en cuenta el efecto del nivel de esfuerzos efectivos ( $p'_0$ ), algunas de las más comúnmente empleadas son las que se resumen en la Tabla 2.2, y en la Figura 2.3 se muestran los gráficos correspondientes para cada una de las correlaciones semiempíricas enlistadas.

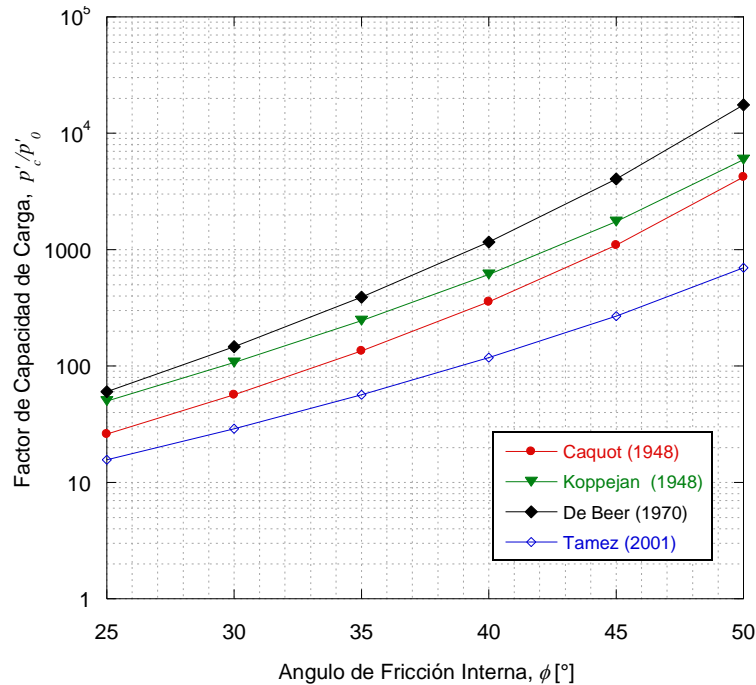
**Tabla 2.2. Correlaciones entre el ángulo de fricción,  $\phi$  y la resistencia de punta del cono,  $q_c$**

Ecuación para estimar el ángulo de fricción, $\phi$ [°]	No. de ecuación	Referencia
$\frac{q'_c}{p'_0} = 10^{3.04 \tan \phi}$	Ecuación 2.9	Caquot (1948)
$\frac{q'_c}{p'_0} = 1.3e^{(2.5\pi - \phi) \tan \phi} \frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin^2 \phi}$	Ecuación 2.10	Koppejan (1948)
$\frac{q'_c}{p'_0} = 1.3e^{(2\pi - \tan \phi)} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$	Ecuación 2.11	De Beer (1970)
$\phi = 29^\circ + \sqrt{q'_c + u}$ + 5° gravas - 5° arena limosa	Ecuación 2.12	Bowles (1996)
$\frac{q'_c}{p'_0} = (1 + \tan \phi) \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$	Ecuación 2.13	Tamez (2001)

$q'_c$ : resistencia de punta del cono

$p'_0$ : esfuerzo efectivo

$\phi$ : ángulo de fricción



**Figura 2.3. Correlaciones semiempíricas entre el ángulo de fricción y la resistencia de punta**

A partir de lo anterior, supóngase que el valor de  $q_c'/p'_0$  es igual a 100, al emplear De Beer (1970) el valor de  $\phi$  sería 28°, en tanto que con Tamez (2001) sería igual a 39°.

2.1.2.2 Correlaciones semiempíricas aplicables a materiales puramente cohesivos

En suelos puramente cohesivos, en términos generales es posible estimar la cohesión no drenada ( $c_u$ ) empleando la ecuación siguiente:

$$c_u = \frac{q_c - P_0}{N_k} \quad \text{Ecuación 2.14}$$

donde:

$c_u$  = cohesión en términos de esfuerzos totales

$q_c$  = resistencia de punta del cono

$p_0$  = esfuerzo de confinamiento

$N_k$  = coeficiente de correlación empírico, la Ecuación 2.15 fue propuesta por Robertson y Campanella (1983) y es función del índice de plasticidad ( $I_p$ )



$$N_k = 13 + \frac{5.5}{50} I_p (\pm 2) \quad \text{Ecuación 2.15}$$

Tamez (2001) ha estimado el coeficiente de correlación empírico ( $N_k$ ) particular para las arcillas de la ciudad de México, y propone la siguiente expresión para estimar el valor de  $c_u$ :

$$c_u = \begin{cases} \text{Arcillas} & \begin{cases} 5 < q_c < 10 & q_c / 14 \\ q_c > 10 & q_c / 13 \end{cases} \\ \text{Limos arcillosos duros} & \begin{cases} q_c > 10 & q_c / 24 \end{cases} \end{cases} \quad \text{Ecuación 2.16}$$

Con base en las ecuaciones anteriores, se desprende que si bien la Ecuación 2.14 es de carácter general, el valor del coeficiente de correlación empírico ( $N_k$ ) dependerá de las características particulares de cada depósito de suelo.

### 2.1.3 Prueba de Dilatómetro de Marchetti

A través de la ejecución del Dilatómetro de Marchetti se obtienen tres parámetros característicos del depósito de suelo, los cuales sirven como base para estimar sus propiedades de resistencia, estos parámetros son los siguientes:

- $I_D$ , Índice de material: relacionado con el tipo de suelo.
- $K_D$ , Índice de esfuerzos horizontales: relacionado con la razón de sobreconsolidación del suelo ( $OCR$ ).
- $E_D$ , Módulo Dilatómetro: determinado a partir de la teoría de la elasticidad y relacionado con las propiedades de deformabilidad del suelo.

A continuación se presentan las principales correlaciones semiempíricas aplicables para la estimación de los parámetros de resistencia del depósito de suelo. Para su empleo, al igual que en las dos pruebas anteriores, es necesario suponer que el comportamiento del depósito de suelo es puramente friccionante o bien puramente cohesivo.

#### 2.1.3.1 Correlaciones semiempíricas aplicables a materiales puramente friccionantes

En suelos puramente friccionantes, en términos generales es posible estimar el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) empleando la ecuación propuesta por Marchetti (1997), y que se expresa como sigue:



$$\phi = 27^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D \quad \text{Ecuación 2.17}$$

### 2.1.3.2 Correlaciones semiempíricas aplicables a materiales puramente cohesivos

En suelos puramente cohesivos, en términos generales es posible estimar la cohesión no drenada ( $c_u$ ) empleando la ecuación propuesta por Marchetti (1980), y que se expresa como sigue:

$$c_u = 0.22 p'_0 \left( \frac{1}{2} K_D \right)^{1.25} \quad \text{Ecuación 2.18}$$

donde:

$c_u$  = cohesión en términos de esfuerzos totales

$K_D$  = índice de esfuerzos horizontales, obtenido a través de la ejecución de la Prueba de Dilátometro

$p'_0$  = esfuerzo efectivo en la profundidad analizada

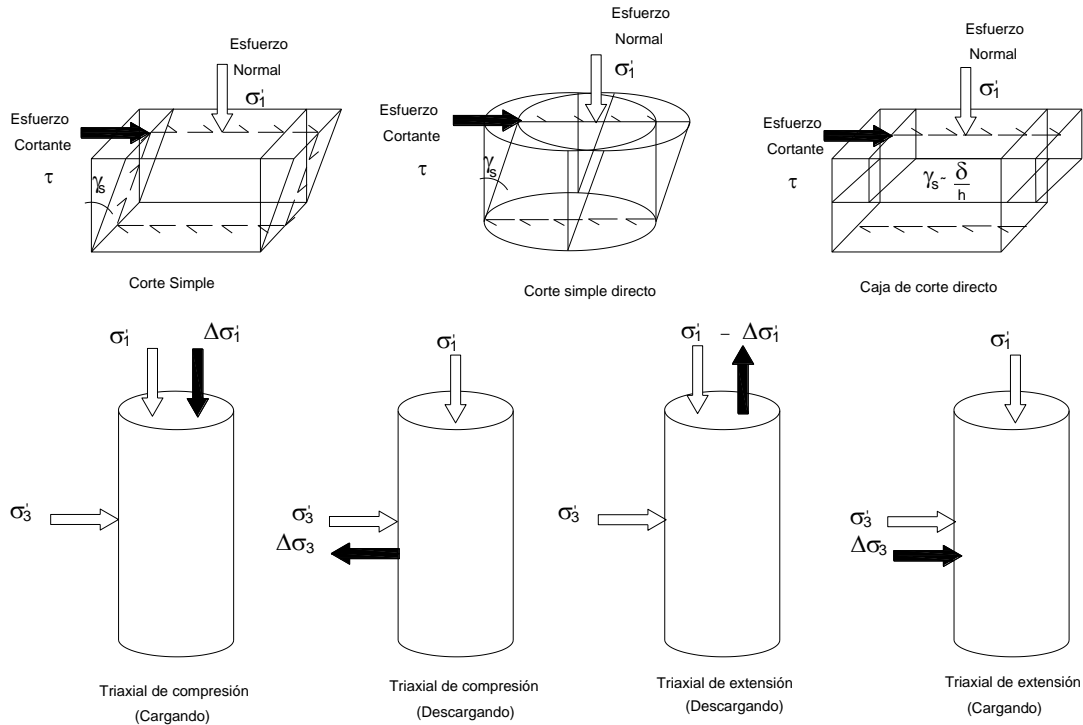
## 2.2 Estimación de parámetros de resistencia a través de ensayos de laboratorio sobre probetas reconstituidas

Como se ha descrito anteriormente, el comportamiento de los jales es primordialmente de carácter friccionante; por tanto, obtener muestras inalteradas para ensayarlas en laboratorio resulta un proceso poco menos que imposible, ya sea que se empleen muestreadores de pared delgada (tipo Shelby) o con brocas de corte y receptor de pared delgada (como el barril Denison, por ejemplo).

Dado lo anterior, generalmente se toman muestras alteradas de jales con el fin de reconstituir probetas al peso volumétrico de campo (el cual se puede determinar en superficie con calas volumétricas, pero se desconoce con certeza a profundidad), para posteriormente realizar los ensayos convencionales en cámara triaxial o corte directo, y finalmente obtener sus parámetros de resistencia. Las probetas que se emplean en estos ensayos, se obtienen labrando muestras inalteradas o reproducidas en el laboratorio de acuerdo a las condiciones de campo



Los parámetros de resistencia al cortante,  $c$  y  $\phi$ , son medidos a través de ensayos de laboratorio tales como las pruebas triaxiales, la prueba de corte simple, la prueba de compresión simple, entre otros. En la Figura 2.4 se muestran las condiciones de carga y esfuerzos impuestos en los ensayos mencionados para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.



**Figura 2.4. Condiciones de carga y esfuerzos impuestos en algunos ensayos de laboratorio utilizados para medir la resistencia del suelo (Sabatini et al., 2002)**

A continuación se describe brevemente la obtención de los parámetros de resistencia de un depósito de suelo mediante el empleo pruebas en cámara triaxial.

### 2.2.1 Ensayo no consolidado no drenado (UU)

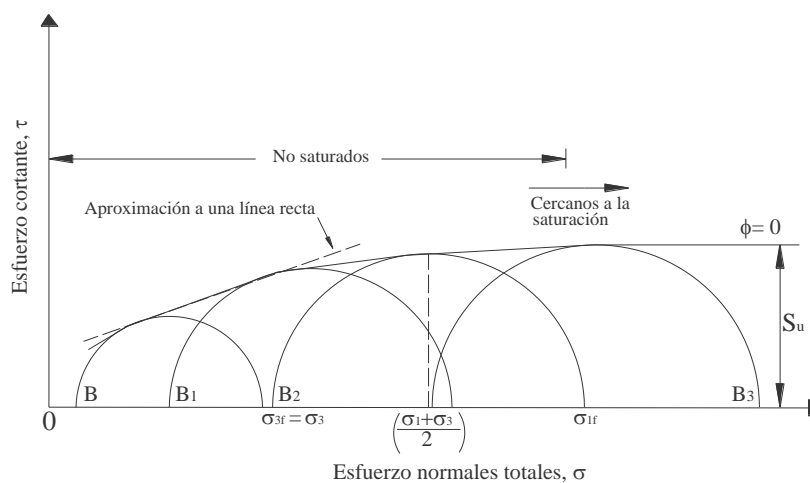
Para la realización de este tipo de prueba, una probeta cilíndrica, inalterada o reconstruida, se sujeta a una presión de confinamiento en la cámara triaxial, y posteriormente se somete a esfuerzo cortante en compresión a una tasa constante de deformación axial, sin que haya drenaje o consolidación en ninguna etapa del ensaye. Por medio de esta prueba, se mide la resistencia al esfuerzo cortante no drenada del suelo,  $S_u$  y se establecen sus relaciones



esfuerzo-deformación. La resistencia a compresión del suelo se determina en términos de esfuerzos totales, por lo que el resultado de resistencia depende de la presión de poro desarrollada durante la carga. Si el espécimen está 100% saturado, la consolidación no puede ocurrir cuando se aplica la presión de confinamiento, ni durante la etapa de corte, ya que no se permite el drenaje. Con base en lo anterior, si varios especímenes del mismo material son ensayados, y si todos ellos tienen aproximadamente el mismo contenido de agua y relación de vacíos, tendrán aproximadamente la misma resistencia al esfuerzo cortante no drenada. La envolvente de falla de Mohr-Coulomb será usualmente una línea recta horizontal sobre el rango completo del esfuerzo de confinamiento aplicado al espécimen.

Si el ensaye se realiza a deformación controlada en suelos cohesivos, la velocidad a la cual se va a someter el espécimen, es aproximadamente de 1%/min para materiales plásticos y 0.3%/min para materiales frágiles que alcanzan el máximo esfuerzo a una deformación entre 3% a 6%, según lo indica la norma ASTM D2850-95.

Si los especímenes están parcialmente saturados o son especímenes compactados, la consolidación puede ocurrir cuando se le aplica la presión de confinamiento y durante el corte, aun cuando el drenaje no sea permitido. Por lo que si varios especímenes, parcialmente saturados, del mismo tipo de suelo son ensayados a diferentes esfuerzos de confinamiento, no tendrán la misma resistencia al cortante no drenada; ya que la envolvente de falla de Mohr-Coulomb para ensayos triaxiales de compresión no consolidados-no drenados en suelos parcialmente saturados es usualmente una curva. Por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante es función del esfuerzo normal aplicado como se muestra en la Figura 2.5.





**Figura 2.5. Envoltente de un ensaye triaxial de compresión, tipo UU en muestras con bajo grado de saturación inicial**

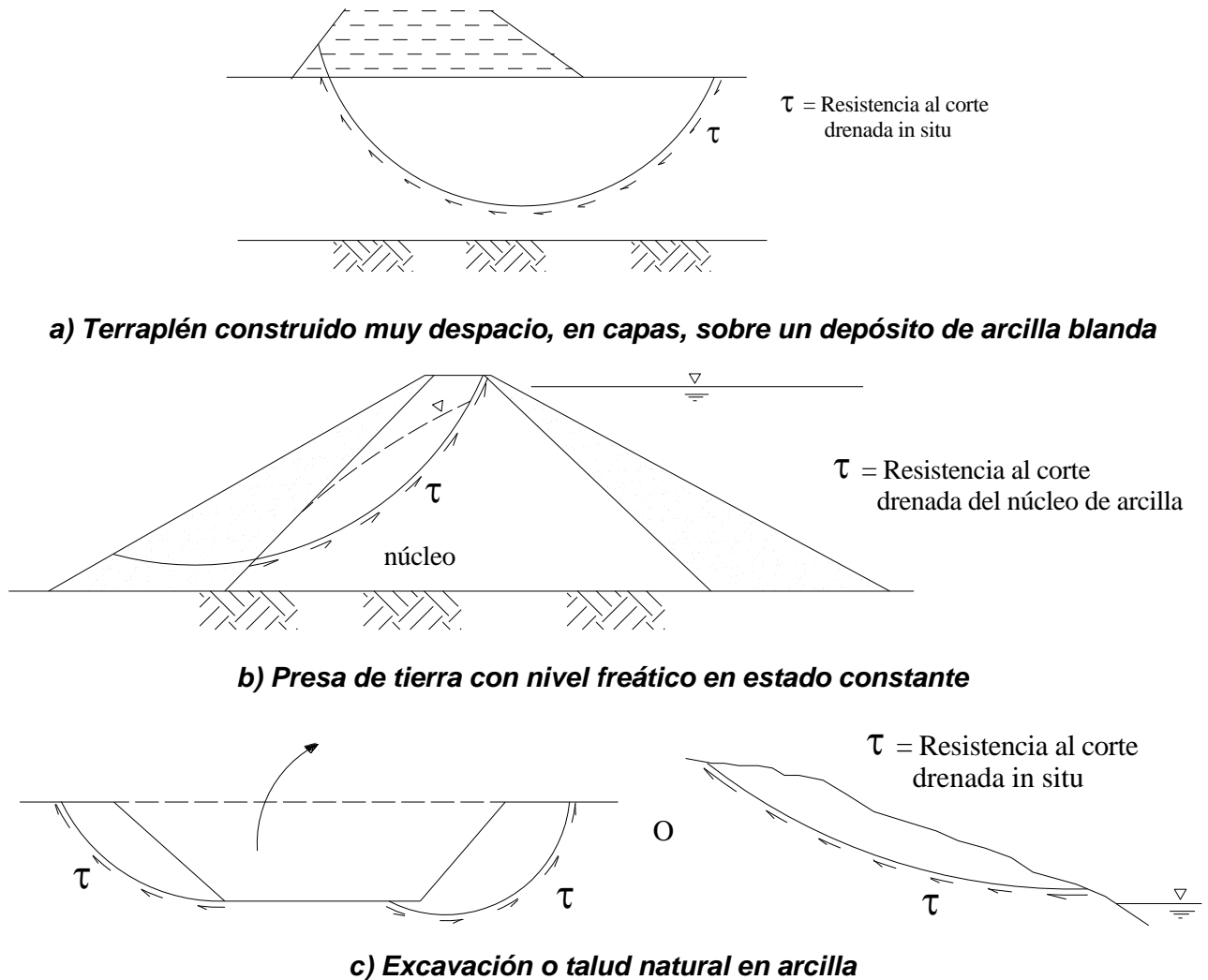
La resistencia no consolidada-no drenada es aplicable a situaciones donde se asume que las cargas tendrán lugar tan rápidamente que no habrá tiempo suficiente para permitir que la presión de poro inducida sea disipada y que la consolidación ocurra durante el periodo de carga. La resistencia a compresión determinada usando este procedimiento puede no aplicar en casos donde las condiciones de carga en el campo difieren significativamente de aquellas utilizadas en este método de ensaye.

### 2.2.2 Ensaye consolidado drenado (CD)

En este tipo de prueba, se permite que el espécimen se consolide completamente en la etapa de la aplicación de la presión de confinamiento, previo a la realización de la aplicación del cortante. Durante el corte, la carga se aplica a una tasa lo suficientemente lenta para permitir el drenaje del agua de poro y evitar que se presente presión de poro. La característica importante de esta prueba es que los esfuerzos aplicados a la muestra son efectivos, lo cual permite la evaluación de parámetros de resistencia de esfuerzos efectivos tales como  $c'$  y  $\phi$ . Este ensaye modela la condición a largo plazo (drenada) del suelo.

La condición consolidada-drenada (CD) es la más crítica para el caso de periodos largos de infiltración en presas de tierra y de estabilidad en excavaciones de taludes en arcillas blandas y rígidas, Figura 2.6.

Cabe mencionar, que en la práctica, no es fácil llevar a cabo este tipo de prueba en el laboratorio, ya que para asegurar que realmente no se induzca presión de poro durante el corte en especímenes de materiales con permeabilidades bajas, la tasa de carga debe ser muy lenta, lo cual implica que el tiempo requerido para que el espécimen falle, oscila entre un día hasta varias semanas. Adicionalmente, este largo tiempo, conlleva a problemas en la práctica de laboratorio, ya que pueden producirse escapes o filtraciones en válvulas, sellos, y en la membrana que cubre la muestra. Como consecuencia, en muchas ocasiones es utilizado el ensaye consolidado-no drenado (CU), ya que mediante éste es posible medir las presiones de poro inducidas y por lo tanto calcular los esfuerzos efectivos en el espécimen.



**Figura 2.6. Algunos ejemplos de análisis en donde es necesario contar con parámetros desprendidos de una prueba CD**

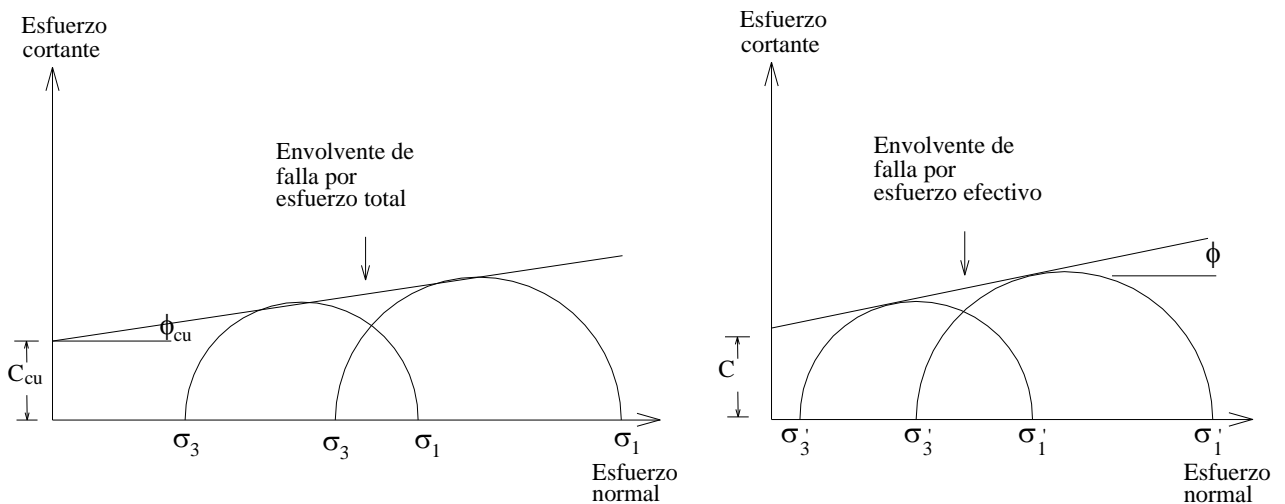
### 2.2.3 Ensaye consolidado no drenado (CU)

La parte inicial de este ensaye es similar a la del ensaye CD en cuanto a que se le permite al espécimen consolidarse bajo la carga de presión de confinamiento. Sin embargo, la etapa de aplicación del esfuerzo cortante ocurre con las líneas de drenaje cerradas, por lo que se desarrolla presión de poro. Por medio de esta prueba se pueden determinar los esfuerzos totales y efectivos y la compresión axial, midiendo la carga axial, deformación axial y la presión de poro del agua; asimismo, proporciona información útil en la determinación de las



propiedades de resistencia y deformación de suelos cohesivos tales como envolventes de resistencia de Mohr-Coulomb y módulo de Young, para lo cual generalmente son ensayados 3 especímenes a diferentes esfuerzos efectivos de confinamiento para definir la envolvente de falla (Figura 2.7). La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo saturado en compresión triaxial depende de los esfuerzos aplicados, tiempo de consolidación, tasa de deformación y la historia de esfuerzos experimentada por el suelo.

Este tipo de pruebas es aplicable a las condiciones de campo donde los suelos que han sido consolidados completamente bajo un estado de esfuerzos son sujetos a un cambio en dicho estado, sin el tiempo suficiente para que se continúen consolidando (condición no drenada). Adicionalmente, se ha observado que los parámetros para esfuerzos efectivos evaluados en la mayoría de los suelos con el ensaye CU midiendo presión de poro, son similares a los obtenidos en el ensaye CD, por lo que puede ser aplicada a condiciones de campo donde puede ocurrir el drenaje completo (condición drenada) o donde la presión de poro inducida por la carga puede ser estimada; lo cual hace que el ensaye CD no sea necesario para ciertas aplicaciones típicas.



**Figura 2.7. Evolventes típicas de un ensaye triaxial de compresión, tipo CU: (derecha) Envolvente de falla en términos de esfuerzo totales, (izquierda) Envolvente de falla en términos de esfuerzos efectivos**



### 2.3 Limitantes en la determinación de parámetros de resistencia a través de pruebas de campo, relaciones semiempíricas y ensayos de laboratorio

Las limitantes asociadas a la determinación de los parámetros de resistencia de jales mediante el empleo de pruebas de campo, relaciones semiempíricas o ensayos de laboratorio son las siguientes:

- De acuerdo con Sabatini et al. (2002), los parámetros de resistencia de un suelo están influenciados por muchos factores, entre los que se pueden mencionar: el estado de esfuerzos efectivos, la mineralogía, el arreglo de las partículas de suelo, la conductividad hidráulica, el nivel de carga al que están sometidos, la historia de esfuerzos, la sensibilidad, y otras variables. Estas características son muy particulares y de importancia en los jales, y los métodos convencionales omiten tomarlas en cuenta por las siguientes razones principales:
  - No toman en cuenta la depositación muy particular de los jales.
  - Las correlaciones semiempíricas no están enfocadas a jales.
  - Las correlaciones semiempíricas son estimaciones de los parámetros de resistencia, y la variabilidad entre diferentes autores puede ser significativa.

Con base en los argumentos anteriores, el presente trabajo de tesis plantea la siguiente hipótesis:

- Los parámetros obtenidos mediante trabajos de campo y laboratorio convencionales, establecen un **primer modelo geotécnico**, el cual generalmente proporciona **una estimación conservadora de los parámetros de resistencia de los jales**.

Con el objetivo de comprobar la hipótesis anterior, se propone realizar la siguiente prueba:

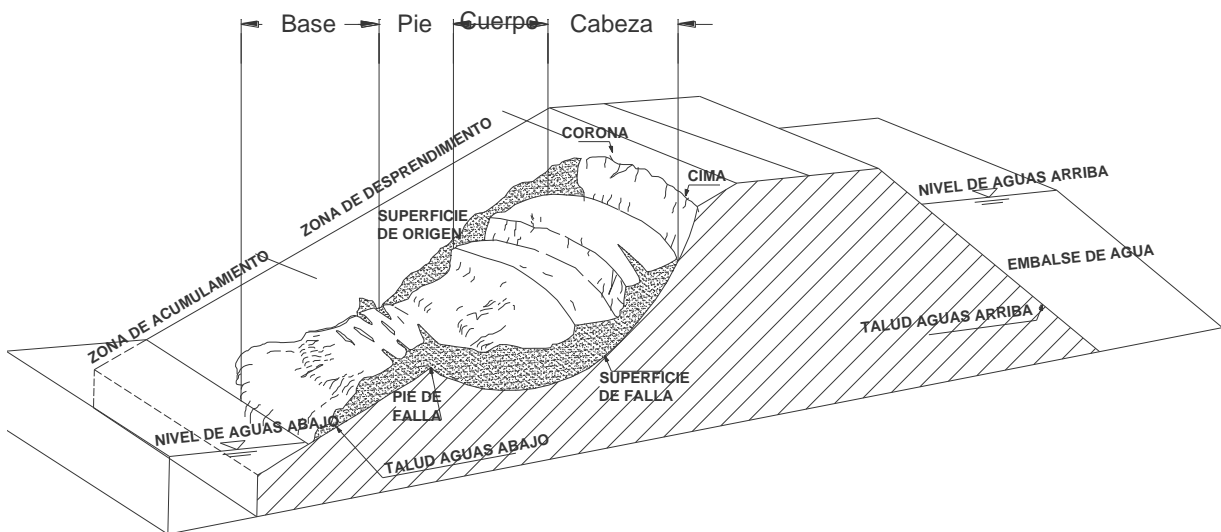
- Contrastar los parámetros obtenidos en un primer modelo geotécnico versus análisis de estabilidad de estructuras similares ya construidas dentro del conjunto minero en estudio.

En el capítulo siguiente se desarrolla este planteamiento.

### 3 VERIFICACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA ESTIMADOS

#### 3.1 Análisis de estabilidad

Existen algunos términos generales para definir las partes de un talud y que también son cabalmente aplicables al estudio de presas de jales. Una presa está conformada por un talud aguas arriba y otro aguas abajo. En la Figura 3.1 se muestran las partes principales de un deslizamiento típico en el talud aguas abajo, el cual comprende una parte alta o superior convexa con una cabeza, cima, cresta o escarpe, donde se presentan procesos de denudación o erosión, una parte intermedia semi-recta y una parte baja o inferior cóncava con un pie, pata o base, en la cual ocurren principalmente procesos de depositación.



**Figura 3.1. Partes principales de un talud y deslizamiento típico (aplicable a Presas de Jales)**

Los análisis tradicionales de tipo equilibrio límite para evaluar la estabilidad de taludes han estado en uso por muchas décadas atrás para taludes sujetos a fuerzas gravitacionales (Fellenius 1927, Terzaghi 1943, Taylor 1948, Janbú 1954, Petterson 1955, Bishop 1955). Posteriormente surgieron procesos iterativos de cálculo matemáticamente más rigurosos y para superficies de falla no circulares como los desarrollados por Morgenstern y Price (1965) y Spencer (1967). Finalmente con el avance tecnológico estos algoritmos han sido introducidos en códigos de programas de computadora, por ejemplo: SLOPE/W de Geostudio (2007) o SLIDE de Rocscience (2006) que facilitan y agilizan los cálculos.



El objetivo de este tipo de análisis es determinar los factores de seguridad ante cargas que pueden causar la falla de la masa de suelo. Las soluciones a estos problemas frecuentemente se obtienen por las leyes de la estática, asumiendo superficies de falla de formas simples y usando el criterio de falla Mohr-Coulomb.

El principio básico que incluyen estos tipos de análisis es el cálculo de los momentos o fuerzas actuantes y los momentos o fuerzas resistentes. En las superficies circulares donde existe un centro de giro se consideran los momentos actuantes y resistentes.

En un análisis determinístico, el factor de seguridad contra la falla es tomado como la relación entre las fuerzas resistentes y los momentos o fuerzas actuantes, como se indica en la Ecuación 3.1 y Ecuación 3.2, respectivamente. El talud es considerado estable si el factor de seguridad es mayor que 1.

$$FS = \frac{\sum \text{Fuerzas disponibles al cortante}}{\sum \text{Fuerzas cortantes en la superficie de falla}} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

$$FS = \frac{\sum \text{Momento resistente disponible}}{\sum \text{Momentos actuantes}} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

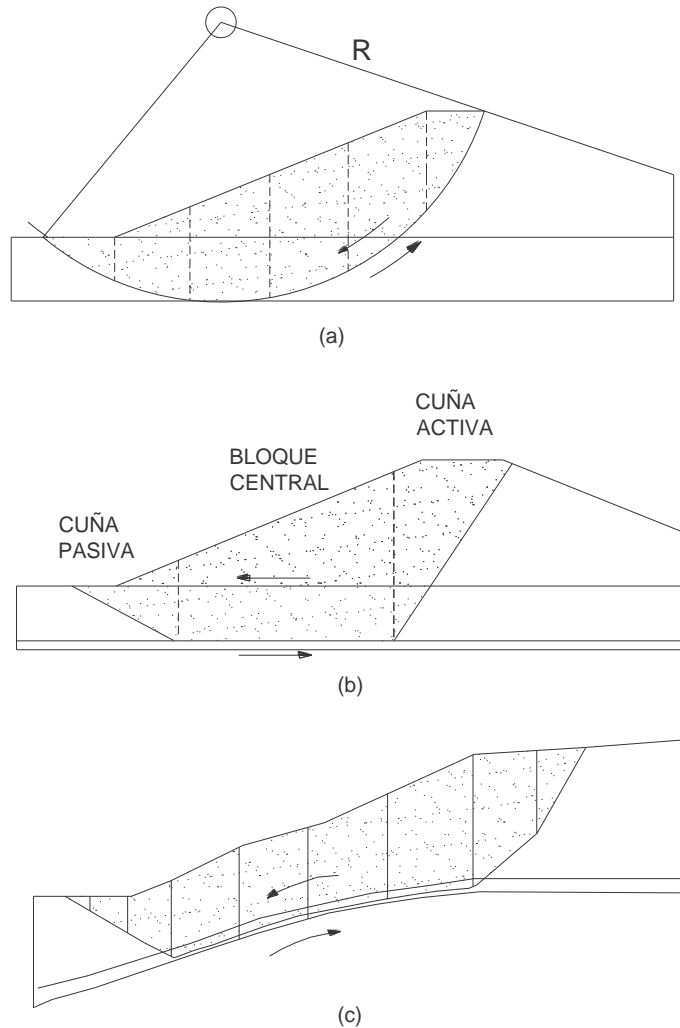
donde:

$FS$  = Factor de Seguridad

En los métodos de equilibrio límite el factor de seguridad se asume igual para todos los puntos a lo largo de la superficie de falla, sin embargo, se considera una metodología aceptable para determinar el nivel de seguridad de un talud.

Las técnicas de equilibrio límite se utilizan cuando las fallas corresponden a los deslizamientos de traslación o de rotación sobre superficies de falla determinadas. Se pueden estudiar superficies planas, circulares, logarítmicas, parabólicas y combinaciones de éstas. En los últimos años, se han desarrollado algunos modelos de superficies de falla con forma no circular. En la Figura 3.2 se muestran los tipos de falla más comunes según el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos.

Las fallas observadas en los materiales relativamente homogéneos, ocurren a lo largo de las superficies curvas. Por facilidad de cálculo, las superficies curvas se asimilan a círculos y la mayoría de los análisis de estabilidad de taludes se realizan suponiendo fallas circulares.

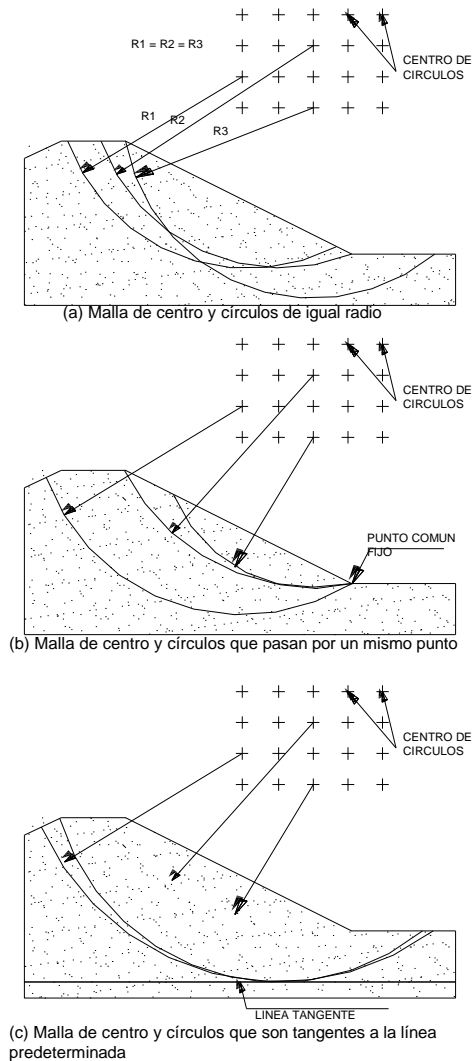


**Figura 3.2. Formas de la superficie de falla (Cuerpo de Ingenieros U.S.A, 2003) a. Circular, b. Cuña, c. General no circular**

La localización de los círculos de falla generalmente se hace dibujando una malla para centros de giro de los círculos y desde esos puntos se trazan los círculos utilizando algunos de los siguientes criterios: círculos de igual diámetro, círculos que pasan por un mismo punto o círculos tangentes a una o varias líneas determinadas. El objetivo de estos procesos es encontrar una superficie de falla dentro de un rango de superficies de fallas potenciales, hallando el mínimo factor de seguridad de todas esas.



Los factores de seguridad para todos y cada uno de los círculos se calculan por medio de una o varias de las alternativas presentadas en la Figura 3.3 y el factor de seguridad,  $FS$ , del talud es el mínimo  $FS$  obtenido de todos los círculos analizados.



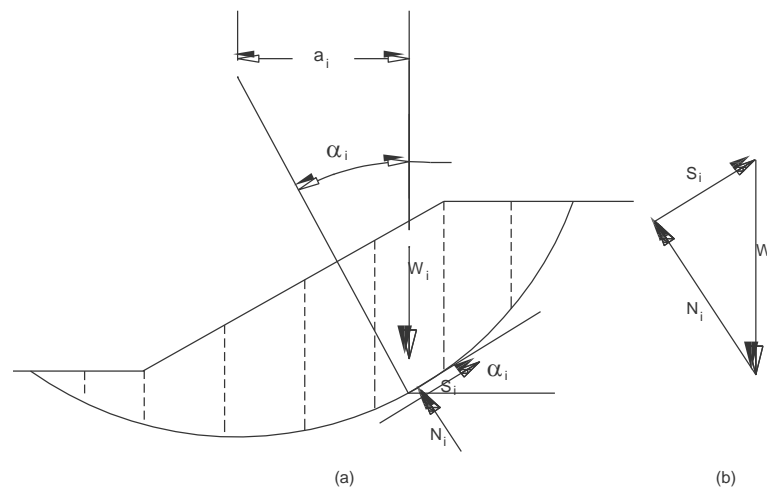
**Figura 3.3. Alternativas de procedimiento de localización de los círculos de falla para el análisis de estabilidad de taludes (Cuerpo de Ingenieros U.S.A, 2003)**

A continuación se presentan algunos métodos tradicionales de estabilidad de taludes.



### 3.1.1 Método Ordinario o de Fellenius

El método de Fellenius es conocido también como método ordinario, método Sueco o método de las dovelas. Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en dovelas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada dovela y con la sumatoria de los momentos con respecto al centro del círculo (producidos por estas fuerzas) se obtiene el factor de seguridad. El método ordinario o de Fellenius solamente satisface el equilibrio de momentos, pero no el de fuerzas. En este método se desprecian la interacción entre dovelas, Figura 3.4.



**Figura 3.4. (a) Esquema de un sistema típico de análisis usando Fellenius, (b) Polígono de fuerzas usado en el método**

Al realizar la sumatoria de momentos con respecto al centro del círculo (Figura 3-4) se obtiene la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\sum [c\Delta l + (W \cos \alpha - u\Delta l \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

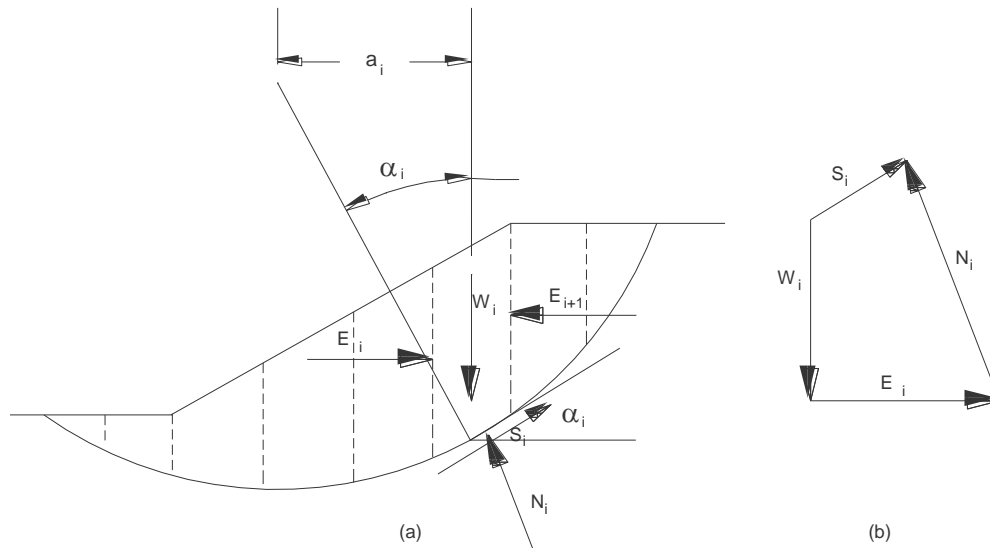
donde:

- $FS$  = Factor de Seguridad
- $\alpha$  = ángulo del radio del círculo de falla
- $W$  = peso de cada dovela
- $u$  = Presión de poro
- $\Delta l$  = longitud del arco del círculo en la base de la dovela
- $c$  y  $\phi$  parámetros de resistencia del suelo.



### 3.1.2 Método de Bishop simplificado

Bishop (1955) presentó un método utilizando dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las dovelas. Bishop (1955) asume que las fuerzas entre dovelas son horizontales, (Figura 3.5), es decir, no toma en cuenta las fuerzas de cortante.



**Figura 3.5. (a) Esquema de un sistema típico de análisis usando Bishop (b) Polígono de fuerzas usado en el método**

La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón, se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo con la expresión:

$$FS = \frac{\sum \left[ \frac{c\Delta l \cos \alpha + (Wu\Delta l \cos \alpha) \tan \phi}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi) / FS} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

donde:

- $FS$  = Factor de Seguridad
- $\alpha$  = ángulo del radio del círculo de falla
- $W$  = peso de cada dovela
- $u$  = Presión de poros
- $\Delta l$  = longitud del arco del círculo en la base de la dovela
- $c$  y  $\phi$  parámetros de resistencia del suelo



Aunque existen métodos de mayor precisión que el método de Bishop, las diferencias de los factores de seguridad calculados, no son grandes. La principal restricción del método de Bishop simplificado, es que solamente considera superficies circulares de falla.

### 3.1.3 Método de Janbú

El método simplificado de Janbú se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son horizontales y no tienen en cuenta las fuerzas de cortante. Janbú considera que las superficies de falla no necesariamente son circulares y establece un factor de corrección  $f_o$ . Este factor depende de la curvatura de la superficie de falla. Estos factores de corrección son solamente aproximados y se basan en análisis de 30 a 40 casos. En algunos casos, la suposición de  $f_o$  puede ser una fuente de inexactitud en el cálculo del factor de seguridad. Sin embargo, para algunos taludes la consideración de este factor de curvatura representa el mejoramiento del análisis, el cual se realiza de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

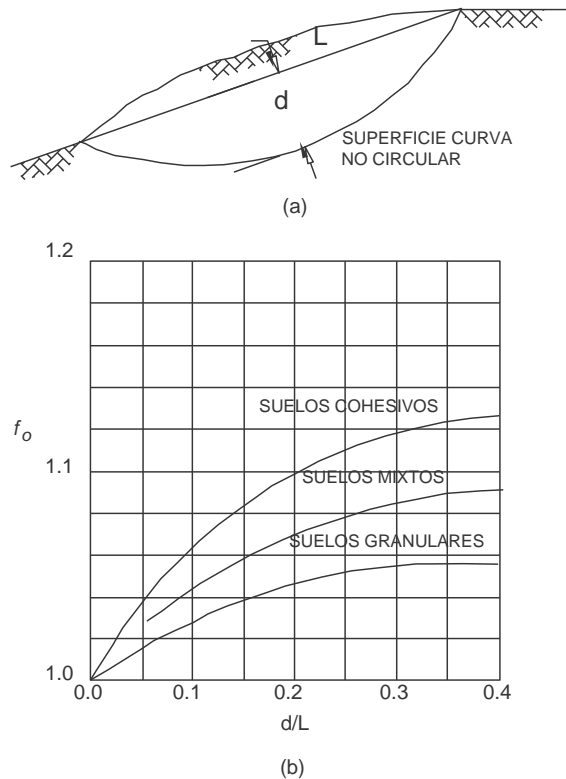
$$FS = \frac{f_o \sum \left[ (c\Delta l + (W - u\Delta l) \tan \phi) \frac{1}{\cos \alpha * m_\alpha} \right]}{\sum (W \tan \alpha)} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\text{sen } \alpha \tan \phi}{FS} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

donde:

- $FS$  = factor de Seguridad
- $\alpha$  = ángulo del radio del círculo de falla
- $W$  = peso de cada dovela
- $u$  = presión de poros
- $\Delta l$  = longitud del arco del círculo en la base de la dovela
- $c$  y  $\phi$  parámetros de resistencia del suelo
- $f_o$  = factor de corrección, por ejemplo Figura 3.6
- $m_\alpha$  = factor que es función de  $FS$ ,  $\alpha$  y  $\phi$

El método de Janbú no satisface el equilibrio de momentos. Para un mejor detalle de este método referirse a Suárez (2009).



**Figura 3.6. (a) Esquema de un sistema típico de análisis usando Janbú (b) Gráfica  $f_0$  vs  $d/L$**

### 3.1.4 Método de Morgenstern- Price

El método de Morgenstern y Price (1965) asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas. Esta función puede considerarse constante. La posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas, lo hace un método muy riguroso.

Sin embargo, esta suposición de funciones diferentes tiene muy poco efecto sobre el cálculo del factor de seguridad cuando se satisface el equilibrio estático. El método de Morgenstern-Price, es un método muy preciso, prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suelo. Este método satisface tanto el equilibrio de momentos como el de fuerzas.



### 3.1.5 *Análisis de estabilidad de taludes usando un software comercial (GeoStudio)*

SLOPE/W es un software de GeoStudio (2007) que usa la teoría del equilibrio límite para calcular el factor de seguridad de taludes en depósitos de suelo. La formulación comprensiva de SLOPE/W hace posible analizar fácilmente problemas de estabilidad de taludes simples y complejos usando varios métodos para calcular el factor de seguridad, entre los que destacan el de Fellenius, Bishop, Janbú, Morgenstern-Price, entre otros. Los análisis pueden ser realizados utilizando parámetros determinísticos o probabilísticos. El programa en condiciones estáticas requiere como datos de entrada el peso específico, ángulo de fricción interna y la cohesión del material.

Para determinar la presión de poro se utiliza la teoría de flujo de agua a través de suelos basada en la Ley de Darcy. La aproximación gráfica a través de la línea de corriente superior se calcula con la aplicación SEEP/W del programa GeoStudio. SEEP/W Usa la teoría de flujo publicada por Lambe y Whitman (1969) para simular el flujo no confinado a través de una presa de tierra homogénea. Los resultados obtenidos en este módulo se utilizan en el desarrollo de análisis de estabilidad de taludes mediante el software SLOPE/W.

### **3.2 Verificación de los parámetros de resistencia empleando resultados de análisis de estabilidad *versus* comportamiento real de la presa de jales en estudio**

Tal y como se mencionó anteriormente, en este trabajo se plantea que los parámetros obtenidos mediante pruebas de campo y ensayos de laboratorio convencionales, al ser aplicados a presas de jales, establecen un primer modelo geotécnico, el cual generalmente proporciona una estimación conservadora de los parámetros de resistencia de los jales; por tanto, para mitigar lo anterior y tener una estimación más precisa, se propone que estos parámetros se deben verificar al contrastarse con análisis de estabilidad de estructuras similares ya construidas dentro del conjunto minero en estudio. En caso de que el Conjunto Minero en estudio sea un proyecto totalmente nuevo, se deberán adoptar los parámetros inicialmente estimados.

A continuación se presentan los elementos que se deben tomar en cuenta para llevar a cabo dicha verificación de parámetros.



### 3.2.1 *Definición del modelo geotécnico preliminar a partir de trabajos de campo y ensayos de laboratorio convencionales*

A partir de los trabajos de campo y ensayos de laboratorio, se deberá construir un primer modelo geotécnico con las siguientes características:

#### 3.2.1.1 Estratigrafía

En el estudio de Presas de Jales, la definición de la estratigrafía debe abarcar dos zonas principales: la zona del vaso (jales lama) y la zona de la cortina (jales cicloneados), debiéndose identificar subzonas que indiquen una clara diferencia en su comportamiento geotécnico. Asimismo, deberán definirse de manera clara las condiciones geotécnicas del desplante de la misma.

#### 3.2.1.2 Propiedades de resistencia de los estratos

Debe contarse con un número suficiente de pruebas de laboratorio o de campo que permitan definir las propiedades de resistencia de los jales lama y jales cicloneados, pues de éstas dependerá el comportamiento geotécnico de la Presa de Jales.

Ya que interesa el comportamiento de la Presa de Jales, tanto en la etapa de construcción, como de servicio, es importante contar con las propiedades de resistencia de los suelos no-drenados y drenados, respectivamente.

#### 3.2.1.3 Estado inicial de esfuerzos y condiciones piezométricas

Los esfuerzos geostáticos se calculan a partir del producto del espesor de cada estrato por su peso volumétrico efectivo, tomando en cuenta la profundidad media de la línea de corriente. El esfuerzo vertical efectivo inicial ( $\sigma_v'$ ) se calcula sumándole al esfuerzo geostático las presiones de poro. Finalmente, los esfuerzos horizontales,  $\sigma_h'$ , se estiman mediante el coeficiente de tierras en reposo,  $\sigma_h' = K_0 \sigma_v'$ . Conocer el estado inicial de esfuerzos es fundamental, pues la resistencia de la masa de suelo es función directa del nivel de esfuerzos efectivos, de acuerdo con la ley de resistencia Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi$$

Ecuación 3.7



donde:

$\tau$  = resistencia al esfuerzo cortante

$\sigma'$  = esfuerzos efectivos normales en el plano de análisis

$c$  y  $\phi$  parámetros de resistencia del suelo

### 3.2.2 Reconocimiento del comportamiento geotécnico de estructuras similares dentro del conjunto minero en estudio

Para llevar a cabo la verificación de los parámetros de resistencia, es fundamental conocer el comportamiento geotécnico real de estructuras similares a la que se pretende construir o ampliar, para ello se debe elaborar un plan de reconocimiento exhaustivo de éstas estructuras, tomando en cuenta lo siguiente:

- Revisión de la bitácora de funcionamiento de la estructura en estudio; la cual, de acuerdo con la NOM-141-SEMARNAT-2013, es obligación del Complejo Minero tener actualizada y registrar en ella el comportamiento de la estructura en estudio ante eventos sísmicos, lluvias extraordinarias y otras posibles eventualidades que pudiesen impactar en su comportamiento.
- Verificar la existencia de los siguientes indicadores de comportamiento anómalo de las estructuras:
  - Deslizamientos activos.
  - Desplazamientos recientes y bien definidos que denoten un mecanismo de falla claro.
  - Grietas longitudinales o transversales, al eje de la presa.
  - Surgimiento de escalonamientos de material.
  - Corrimientos relativos de material.
  - Evidencias de deslizamientos pasados, por ejemplo, acumulación de material al pie de las estructuras.

### 3.2.3 Verificación del nivel de seguridad de estructuras similares mediante análisis de estabilidad

Para realizar la verificación de los parámetros de resistencia, se propone obtener factores de seguridad mediante análisis de estabilidad, tomando en cuenta los siguientes puntos (Abramson *et al.*, 2002):



1. Geometría del talud de la estructura similar, incluyendo un modelo estratigráfico del sitio (contactos entre los materiales que intervienen).
2. Presiones de poro existentes en la masa de suelo en el momento que se esté analizando. Estas son necesarias para llevar a cabo un análisis de esfuerzos efectivos.
3. Las cargas externas que actúan sobre el talud de la estructura en el momento que se esté analizando.
4. Pesos volumétricos de los materiales involucrados.
5. Resistencia de los materiales a lo largo de la superficie de falla.
6. Aplicación de las metodologías de análisis de estabilidad propuestas por Fellenius, Bishop, Janbú o Morgenstern-Price, según corresponda con las condiciones del sitio.

Al integrar los puntos del 1 al 6 se obtendrán Factores de Seguridad asociados con las condiciones de análisis realizadas.

### 3.2.4 Interpretación de resultados

Finalmente, para interpretar los resultados obtenidos (Factores de Seguridad), se propone compararlos con la clasificación de taludes de acuerdo con su nivel de estabilidad que se indican en la Tabla 3.1, esta clasificación fue originalmente propuesta por Crozier (1984) y se ha modificado para tomar en cuenta los criterios de Alberro (1987) y Derek (2005).

Si el  $FS$  determinado mediante los análisis de estabilidad coincide con el comportamiento geotécnico de estructuras similares observado durante la etapa de reconocimiento, entonces es loable tomar como válidos los parámetros de resistencia estimados inicialmente.

En caso contrario, de acuerdo con Abramson *et al.* (2002) las propiedades de resistencia de los materiales, se deben volver a estimar con mayor certeza a través de la aplicación de análisis de estabilidad adicionales, mediante los cuales se obtenga el factor de seguridad coincidente con las condiciones de estabilidad que presenta el talud en campo, Tabla 3.1.

Para hacer lo anterior es necesario introducir nuevas variables, como por ejemplo cohesión efectiva ( $c'$ ), tal que el factor de seguridad que se obtenga sea congruente con el comportamiento real observado de la estructura analizada.



**Tabla 3.1. Clasificación de taludes de acuerdo con su nivel de estabilidad (modificada a partir de Crozier, 1984)**

Clasificación de acuerdo con Crozier (1984)	Características generales del talud de la Presa de Jales	FS en condiciones normales de operación
Clase I	Taludes con deslizamientos activos. El material está continuamente en movimiento, los deslizamientos son recientes y bien definidos.	< 1.00
Clase II	Taludes frecuentemente sujetos a nuevos o a la reactivación de deslizamientos pasados. El intervalo de recurrencia de estos eventos es menor a cinco años.	≈ 1.10
Clase III	Taludes poco frecuentemente sujetos a nuevos o a la reactivación de deslizamientos pasados. El intervalo de recurrencia de estos eventos puede ser tan grande como cinco años.	≈ 1.20
Clase IV	Taludes que no presentan evidencia de deslizamientos pero que se considera que es probable que fallen en el futuro. Generalmente el potencial de deslizamiento se evidencia mediante la aplicación de análisis de esfuerzos o bien mediante el comportamiento de taludes análogos.	<1.3
Clase V	Taludes que no presentan evidencia de deslizamientos pasados y que mediante análisis de esfuerzos o bien mediante el comportamiento de taludes análogos, se pueden considerar como estables.	> 1.5

## 4 CASO DE APLICACIÓN

### 4.1 Planteamiento

Existe un complejo minero ubicado en el estado de Hidalgo, el cual cuenta con diversas presas construidas mediante el método de depositación de jales cicloneados “aguas abajo”. Para evaluar la estabilidad de la Presa en condiciones actuales y posiblemente para una futura sobreelevación, se efectuaron trabajos de campo y laboratorio que permitieron definir en primera instancia las características geotécnicas de la cortina y el vaso. A continuación se describen los trabajos de exploración geotécnica realizadas en las zona de interés, también se presentan los trabajos de laboratorio ejecutados con las muestras extraídas superficialmente durante la campaña de exploración geotécnica. Asimismo, se interpreta el modelo geotécnico derivado de la información de campo y de laboratorio, y por último se muestran los análisis de equilibrio límite realizados para verificar las propiedades de resistencia de los jales.

### 4.2 Descripción general del proyecto

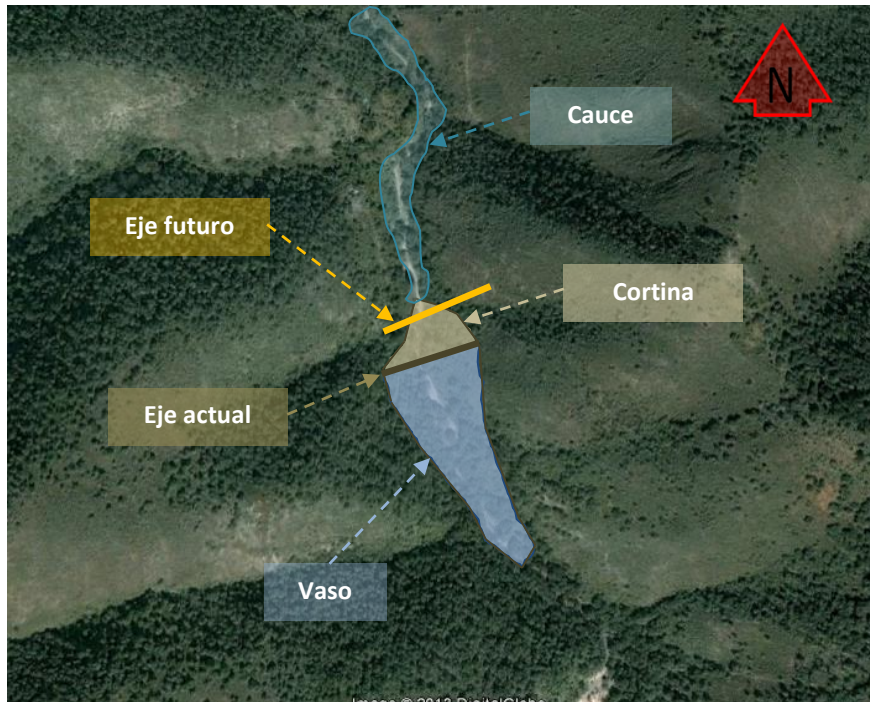
El área de estudio se ubica al Sur del estado de Hidalgo, a 140 kilómetros al norponiente de Pachuca, pasando por los poblados de Actopan e Ixmiquilpan, Figura 4.1.



**Figura 4.1. Vista satelital de la ubicación del sitio en estudio (Google Earth, 2013)**

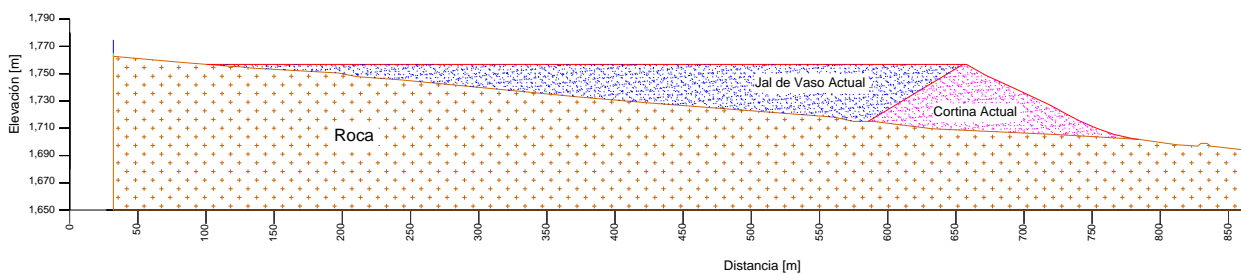
### 4.3 Reconocimiento y caracterización del sitio

Se realizaron varios recorridos por la zona en estudio para determinar la ubicación de los trabajos de exploración geotécnica. La zona de estudio incluye el eje longitudinal actual y posible eje futuro de la cortina, el vaso de la presa y el cauce aguas abajo de la cortina, tal como se muestra en la Figura 4.2.



**Figura 4.2. Vista satelital de la Presa de Jales No. 9 (Google Earth, 2013)**

En la Figura 4.3 se muestra la sección longitudinal a partir de los levantamientos de topografía recientes de la presa de jales, donde se puede observar su conformación, altura, la cortina y el vaso.

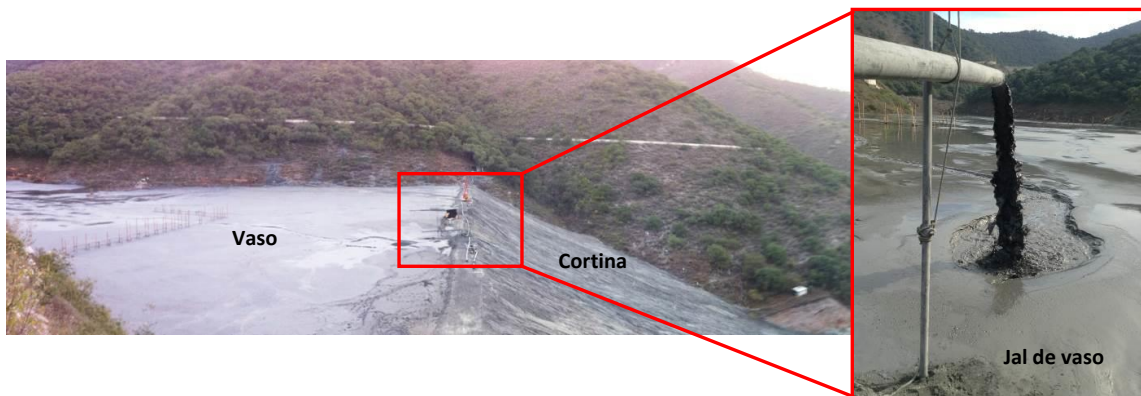


**Figura 4.3. Sección representativa de la presa de jales**

#### 4.4 Trabajos de campo realizados

La exploración geotécnica realizada en la Presa de Jales consistió en la obtención de muestras representativas del jal de vaso y de la cortina, sondeos mediante el equipo de dilatómetro de Marchetti (DMT); adicionalmente se instalaron de tubos de observación para definir la posición del agua.

Durante la depositación de material en el vaso y cortina de la Presa, los residuos mineros o jales son discretizados por el tamaño de partícula; sin embargo, este material sufre un proceso de sedimentación que influye en las propiedades del material conforme aumenta la profundidad. Para determinar las propiedades índice de dichos materiales se obtuvieron muestras; directamente de los tubos empleados para ciclonear el material (M-01 y M-02, Figura 4.4), una en la periferia del vaso (M-03) y otra hacia el centro del vaso (M-04).



**a. Cicloneo de jales al centro de la corona de la cortina**



**b. Ubicación de los puntos de obtención de muestras (Google Earth, 2013)**

**Figura 4.4. Obtención de muestras de jales**

Por otro lado, con la intención de mostrar la cortina y la apariencia producto de la depositación de los jales cicloneados los cuales configuran la propia cortina en la Figura 4.5 se muestra una panorámica de la cortina de la presa de jales.



***Figura 4.5. Vista panorámica de la cortina de la presa de jales***

Con la finalidad de caracterizar los jales tanto de la cortina como de la zona del vaso de la Presa se realizaron dos sondeos aplicando la técnica del dilatómetro de Marchetti (DMT). El DMT-1 se realizó en la corona de la cortina de la Presa de Jales, mientras que el DMT-2 se realizó en la zona del vaso. En la Figura 4.6 se muestra la ubicación de estos dos sondeos, mientras que en la Figura 4.7 se presenta la ejecución de los sondeos mediante el equipo de Dilatometro de Marchetti, por otro lado en la Tabla 4.1 se muestra la profundidad alcanzada en cada uno de los sondeos.

Al finalizar los sondeos de dilatómetro DMT-1 y DMT-2 se continuó la perforación con avance controlado para la instalación de los tubos de observación, con la finalidad de medir el nivel de agua en los dos puntos explorados. A partir de las lecturas tomadas en los tubos se determinó que en la zona de la cortina (TO-1) el nivel de agua se encuentra a 31.64 m de profundidad, a partir del nivel superior de la cortina, mientras que en la zona del vaso (TO-2),

el nivel de agua se encuentra a 22.51 m de profundidad. En la Figura 4.8 se muestra la ubicación de los tubos de observación.



**Figura 4.6. Ubicación de los SDMT (Google Earth, 2013)**



**Figura 4.7. Vista general de la realización de los sondeos**



**Tabla 4.1. Profundidad alcanzada mediante las pruebas de dilatómetro que se realizaron en la presa de Jales**

Sondeo	Profundidad [m]
DMT-1	28.0
DMT-2	18.5



**Figura 4.8. Ubicación de los TO (Google Earth, 2013)**

Tal como se mencionó en la sección anterior, para determinar las propiedades índice de los jales tanto del vaso como de la cortina, se obtuvieron cuatro muestras representativas de los mismos, las cuales fueron etiquetadas, protegidas y trasladadas adecuadamente al laboratorio de mecánica de suelos para realizarles pruebas índice. Las pruebas de laboratorio que se llevaron a cabo fueron las siguientes:

- Propiedades índice:
  - Contenido de agua.
  - Límites de consistencia.



- Porcentaje de finos.
- Densidad de sólidos.

La Tabla 4.2 muestra un resumen de los resultados de laboratorio obtenidos.

**Tabla 4.2. Resumen de Resultados de laboratorio**

No. de muestra	Muestra	$w$ [%]	$G_s$	$F$ [%]	$w_L$ [%]	$w_P$ [%]
1	Jal de vaso	29	2.6	81	23	7
2	Jal de cortina	17	2.4	23	-	-
3	Camino de acceso a sondeo DMT-2	5	-	24	-	-
4	DMT-2	29	2.6	89	24	8

$w$ : Contenido de agua

$F$ : Porcentaje de finos

$w_P$ : Límite plástico

$G_s$ : Densidad de sólidos

$w_L$ : Límite Líquido

#### 4.5 Parámetros de resistencia estimados a partir de los trabajos de campo

Para el análisis de equilibrio límite de la Presa de Jales es preciso definir el modelo geotécnico que agrupen las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante de los jales de vaso y de la cortina. Como parte de la interpretación conjunta de la información de campo geotécnica y de laboratorio, se formuló el modelo geotécnico que se describe a continuación.

##### 4.5.1 Modelo Geotécnico

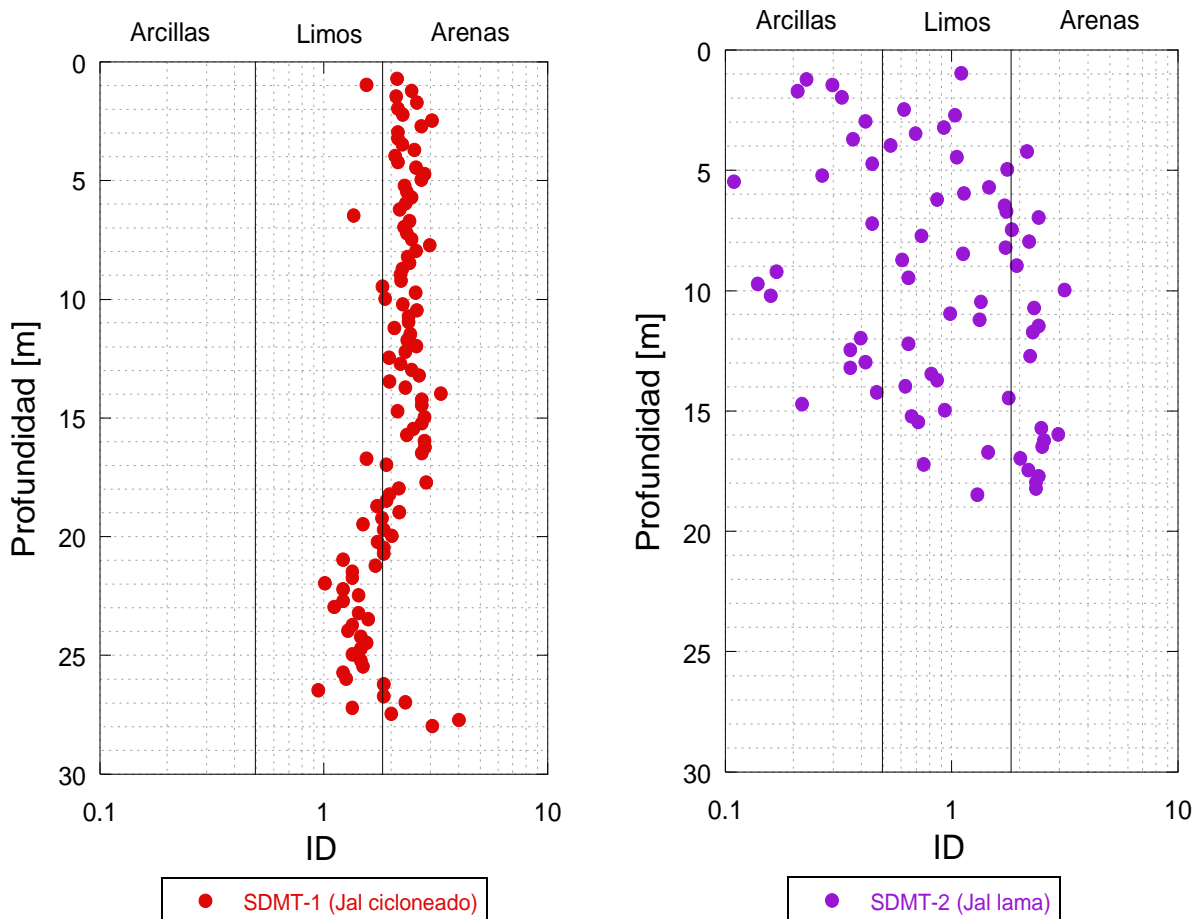
El modelo geotécnico de inicio tanto de los jales del vaso como de la cortina se determinó a partir de los resultados de los sondeos de dilatómetro realizados. Se consideraron los perfiles de los sondeos obtenidos en cada DMT.

De acuerdo a los registros de los DMT, los materiales de la cortina presentan valores del índice de material ( $I_D$ ) entre 1.37 y 4.05, mientras que para los jales del vaso los valores se encuentran entre 0.11 y 3.18, (Figura 4.9). De acuerdo con la bibliografía, el índice de



material ( $I_D$ ) es un indicativo del tipo de suelo, el cual si bien no es un resultado de pruebas de laboratorio, si responde a parámetros que reflejan un comportamiento mecánico del medio. De esta forma se tiene la siguiente clasificación:

- Arcilla  $0.1 < I_D < 0.6$
- Limos  $0.6 < I_D < 1.8$
- Arena  $1.8 < I_D < 10$



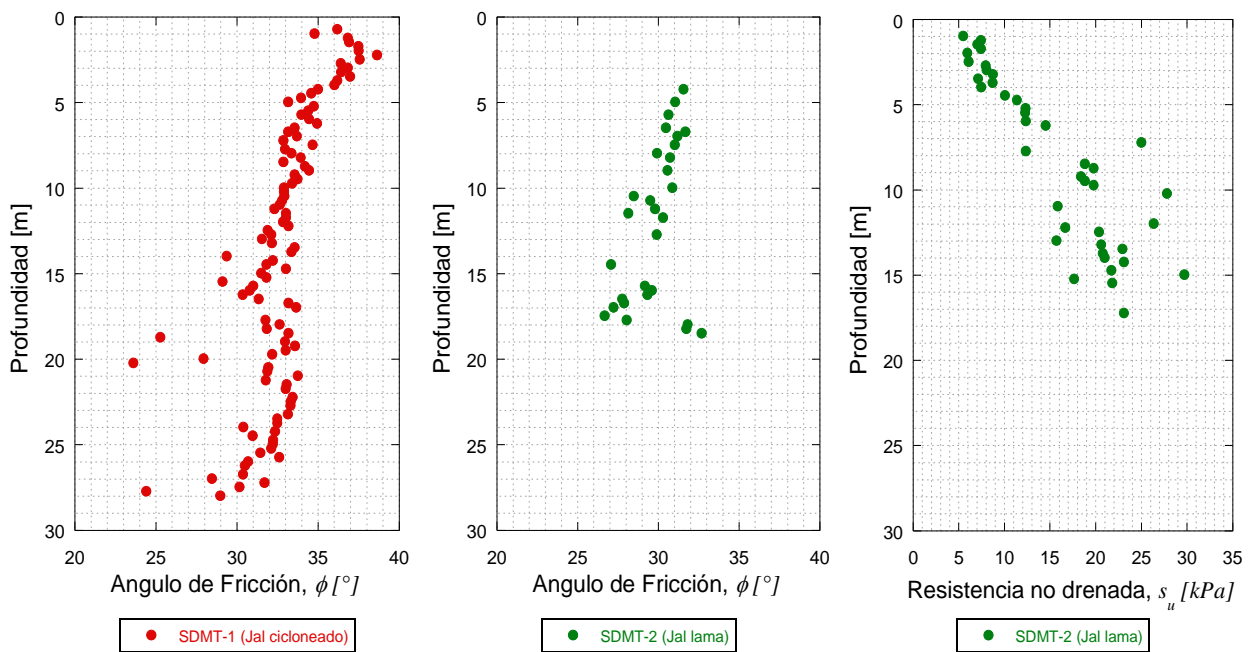
**Figura 4.9. Perfiles de índice de material ( $I_D$ ) obtenidos de los sondeos de dilatómetro**

Tomando en cuenta esta clasificación, con base en los resultados del DMT-1, los primeros 18.0 m del material de la cortina son predominantemente suelos arenosos, con valores de  $I_D$  mayores a 1.8. A partir de los 18.0m los materiales se encuentran en la zona de limos, muy cercanos a la zona de arenas. En cuanto a los jales del vaso (jal lama), con base en los



resultados del DMT-2, los materiales tienen un comportamiento friccionantes con intercalaciones importantes de materiales que se comportan como materiales cohesivos.

En cuanto a las propiedades mecánicas de los materiales, los resultados del DMT-1 nos indican que los materiales de la cortina (jales cicloneados), en general, tienen un comportamiento friccionante, con ángulos de fricción entre  $28^\circ$  y  $38^\circ$ , (Figura 3.4). Es importante mencionar que los valores más altos del ángulo de fricción se presentan en la superficie; conforme aumenta la profundidad el ángulo de fricción disminuye, lo cual es atribuido al incremento del confinamiento en las partículas de materiales granulares. De esta forma, para los primeros 18.0 m de material de la cortina se tienen ángulos de fricción entre  $30^\circ$  y  $38^\circ$ , asignando como valor representativo  $33^\circ$ , mientras que de 18.0 m en adelante el ángulo de fricción se encuentra entre  $28^\circ$  y  $33^\circ$ , con un ángulo representativo de este estrato de  $30^\circ$ .



**Figura 4.10. Perfiles de propiedades mecánicas obtenidos de los SDMT-1 y SDMT-2**

De esta forma, y sabiendo que para los materiales de la cortina se tiene una densidad de sólidos de  $2.41$  y contenido de agua de  $17.27\%$ , se obtiene un peso volumétrico del material de  $20 \text{ kN/m}^3$ , mientras que para los jales del vaso la densidad de sólidos es de  $2.64$  y el contenido de agua es de  $29.45\%$ , obteniendo un peso volumétrico de  $19.2 \text{ kN/m}^3$ .



Finalmente, las propiedades geomecánicas para los materiales de la cortina y el vaso se exponen en la Tabla 4.3, asimismo en la Figura 4.11 se presenta la sección geotécnica en donde se muestra los jales lama, jales cicloneados superiores y jales cicloneados inferiores.

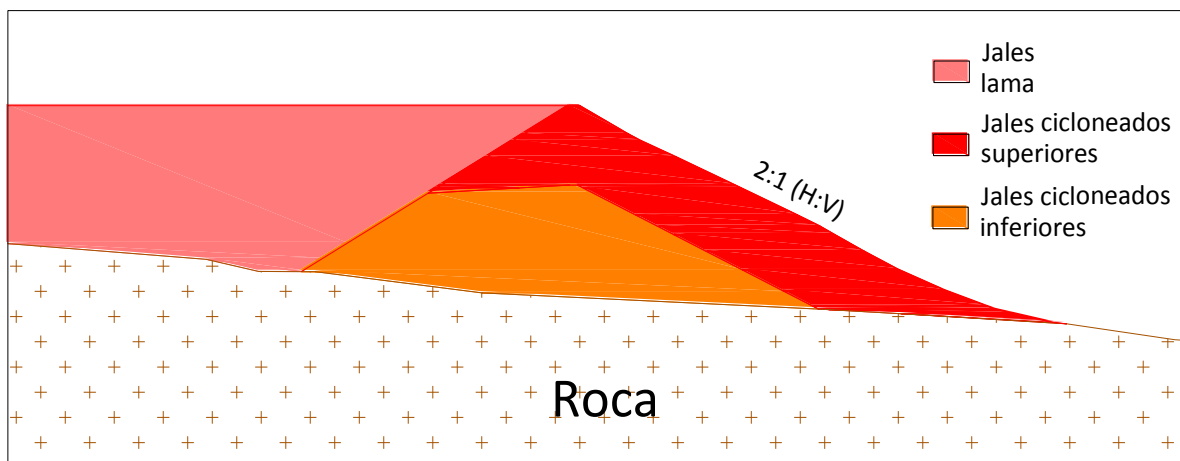
**Tabla 4.3. Parámetros de resistencia obtenidos a partir de los trabajos de campo**

Material	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kPa]	$\phi$ [°]
Jales de lama	19.2	0.0	29
Jales cicloneados superiores	20	0.0	33
Jales cicloneados inferiores	20	0.0	30

$\gamma$ : Peso volumétrico

c: Cohesión

$\phi$ : Ángulo de fricción



**Figura 4.11. Modelo geotécnico de la presa de jales actual**

#### 4.6 Verificación de los parámetros de resistencia obtenidos inicialmente

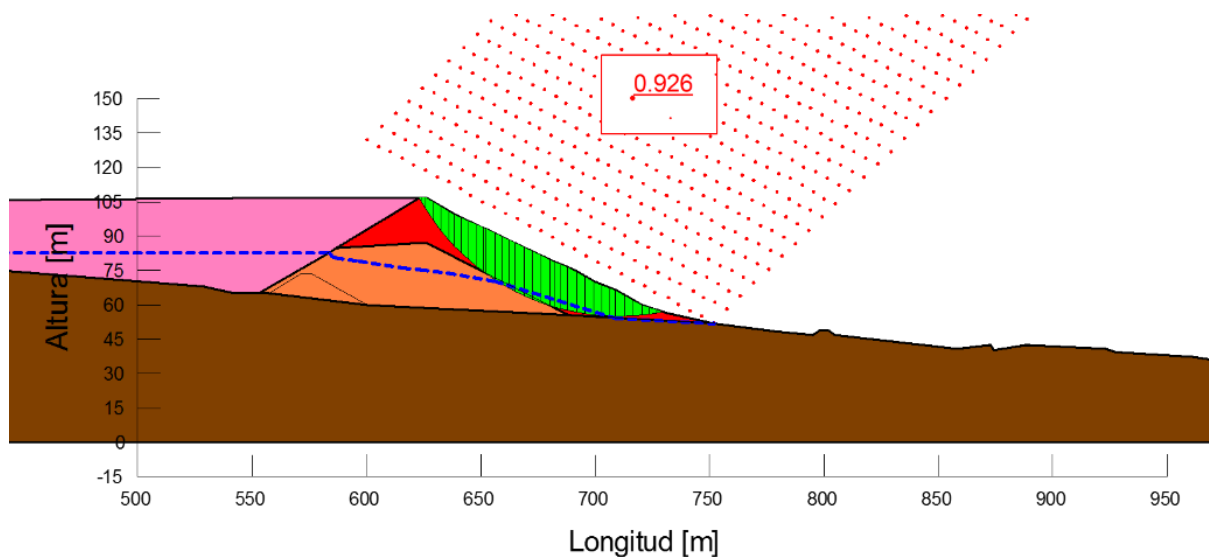
A partir de la interpretación del modelo geotécnico producto de los trabajos de campo y laboratorio y por otro lado considerando los levantamientos y secciones topográficas actualizadas de la presa de jales se realizó el análisis de equilibrio límite con un software comercial en donde se introduce los parámetros de resistencia de los materiales y se dibuja



la sección topográfica más representativa, con la finalidad de conocer el factor de seguridad mínimo de la presa en estudio.

Los análisis se realizaron para condiciones estáticas. Adicionalmente, no se consideró carga hidráulica ya que existe abatimiento de la línea superior de flujo debido a la presencia de un dren inferior y del uso de bombas en campo, lo cual se comprobó con las lecturas de los tubos de observación instalados en campo. Todos los análisis se realizaron con el software GEO-SLOPE (2007).

En la Figura 4.12 se puede observar que el factor de seguridad es menor a la unidad, lo cual indicaría que la presa ha fallado, es decir, los resultados obtenidos de los análisis no coinciden con la realidad ya que en la inspección realizada en la presa, no se evidenciaron zonas de inestabilidad como por ejemplo desplazamientos, presencia de grietas o corrimientos de material.



**Figura 4.12. Análisis de estabilidad considerando el modelo geotécnico obtenido inicialmente**

En efecto, el factor de seguridad obtenido con este primer modelo geotécnico no corresponde con la realidad, y como se ha comentado en los capítulos precedentes, los parámetros de resistencia obtenidos para los jales producto de trabajos de campo y laboratorio no fueron certeros, por lo que se deben agregar parámetros adicionales de resistencia, en este caso la cohesión.



#### 4.7 Parámetros de resistencia obtenidos a partir de los análisis de verificación

Con base en los resultados de los análisis de equilibrio límite, recorridos de campo e información topográfica actual, se dio a la tarea de definir un modelo geotécnico que atendiera a las condiciones reales actuales de la presa.

Como se ha mencionado en capítulos anteriores hay parámetros que no es posible definir mediante correlaciones semiempíricas a partir de los trabajos de campo y laboratorio. En este caso particular, el parámetro de resistencia que se pueden estimar es el ángulo de fricción  $\phi$ , pero la cohesión es despreciada tanto en la estimación con los sondeos de campo como en la reproducción de muestras de suelo para ensayos de laboratorio, por lo que se propone incorporarla en el modelo. Sin embargo, la pregunta es ¿qué valor de cohesión corresponde al modelo?. En efecto, primero debemos definir un FS acorde a las condiciones de estabilidad observadas en la estructura y posteriormente se agregará un valor de cohesión al modelo tal que lleguemos a ese FS estipulado.

Con base en lo anterior y atendiendo a la literatura especializada sobre estructuras terreas, donde se menciona que para estructuras existentes las cuales no presentan evidencias de inestabilidad, el factor mínimo que se debe de tener es de FS=1.3, se consideró una cohesión de entre 15 y 20 kPa para el modelo geotécnico definitivo, (Tabla 4.4). En la Figura 4.13 se muestra el factor de seguridad obtenido al utilizar el nuevo modelo geotécnico, el cual es congruente con las condiciones reales de la presa.

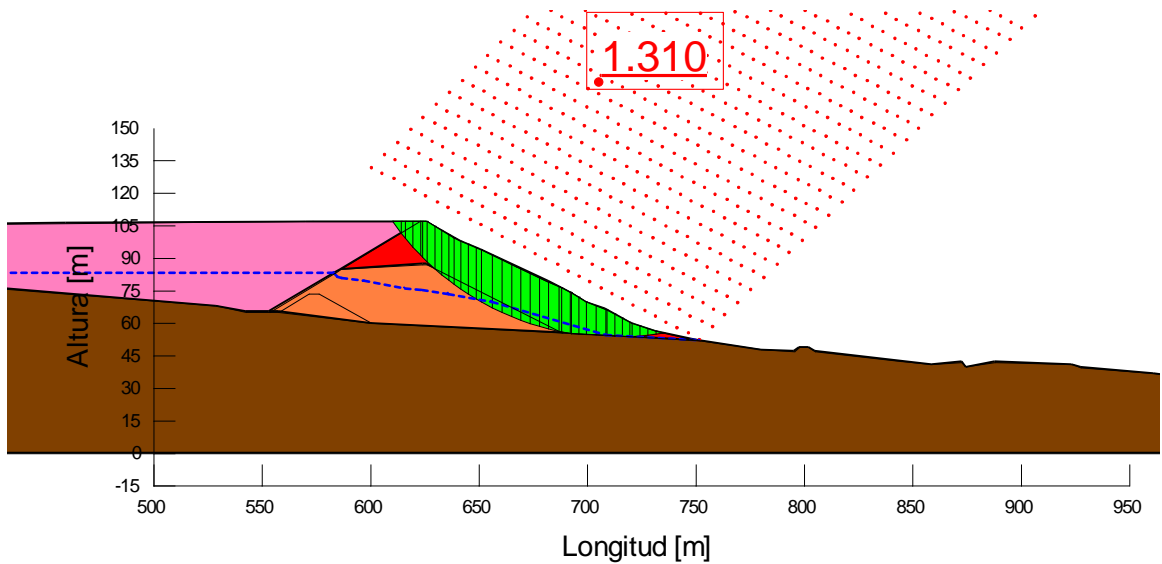
**Tabla 4.4. Parámetros de resistencia obtenidos a partir de la verificación con análisis de estructuras ya existentes en el conjunto minero**

Material	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kPa]	$\phi$ [°]
Jales de lama	19.2	20.0	29
Jales cicloneados superiores	20	15.0	33
Jales cicloneados inferiores	20	15.0	30

$\gamma$ : Peso volumétrico

c: Cohesión

$\phi$ : Ángulo de fricción



**Figura 4.13. Análisis de estabilidad considerando el comportamiento real de la presa**

Finalmente, se hace saber que para este caso de aplicación se parte de que la presa existe, se sabe de su comportamiento a lo largo del tiempo y finalmente se realizaron recorridos en la presa en donde se muestra el buen comportamiento actual, por lo que es posible aplicar lo comentado, en caso de no contar con estructuras existentes en la zona de estudio se deberá adoptar las propiedades mecánicas obtenidas producto de los trabajos de campo y laboratorio o la literatura especializada sobre presas de jales.



## 5 CONCLUSIONES

El principal objetivo del presente trabajo es contrastar los parámetros de resistencia obtenidos de pruebas de campo y laboratorio en materiales de residuos mineros (jales) versus condiciones de presas existentes o similares dentro de un complejo minero mediante la aplicación de análisis de estabilidad.

En la primera parte de este trabajo se presentaron los antecedentes de lo que se conoce como una presa de residuos mineros (jales), sus características y los distintos métodos constructivos, los cuales son reconocidos por la normatividad vigente en México, centrándonos en el estudio de las presas de Jales tipo: Jales cicloneados- jales lama.

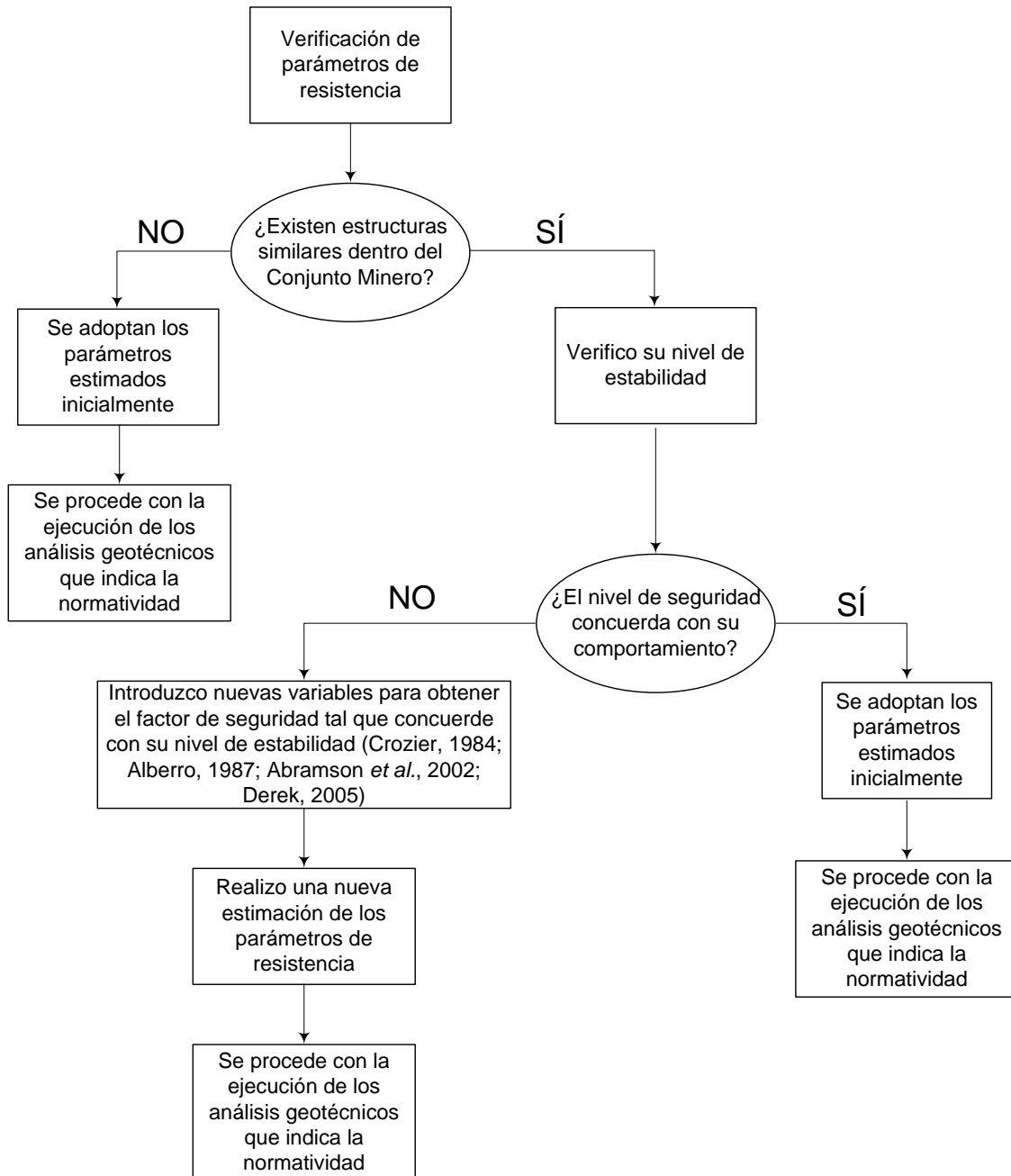
Se mostraron las limitantes asociadas a la determinación de los parámetros de resistencia de jales mediante el empleo de pruebas de campo, relaciones semiempíricas o ensayos de laboratorio convencionales. Se hizo especial énfasis a los señalado por Sabatini *et al.* (2002) en donde se señala que los parámetros de resistencia de un suelo están influenciados por muchos factores, entre los que se pueden mencionar: el estado de esfuerzos efectivos, la mineralogía, el arreglo de las partículas de suelo, la conductividad hidráulica, el nivel de carga al que están sometidos, la historia de esfuerzos, la sensibilidad, y otras variables. Estas características son muy particulares y de importancia en los jales, y los métodos convencionales:

- No toman en cuenta la depositación muy particular de los jales.
- Sus correlaciones semiempíricas no están enfocadas a jales.
- Al ser correlaciones, intrínsecamente son estimaciones de los parámetros de resistencia y la variabilidad entre diferentes autores puede ser significativa.

En este trabajo se plantea que los parámetros de resistencia obtenidos mediante pruebas de campo y ensayos de laboratorio convencionales, al ser aplicados a presas de jales, establecen un primer modelo geotécnico, el cual generalmente proporciona una estimación conservadora de los parámetros de resistencia de los jales; por tanto, para mitigar lo anterior y tener una estimación más precisa de estos parámetros se propone que estos parámetros sean verificados, al contrastarse con análisis de estabilidad de estructuras similares ya construidas dentro del conjunto minero.



Mediante la investigación realizada en este trabajo se propone verificar los parámetros de resistencia de Jales, aplicando análisis de estabilidad del comportamiento geotécnico de estructuras similares que se encuentren dentro del conjunto minero en estudio. El diagrama de flujo que se presenta a continuación resume de manera esquemática el proceso de verificación de dichos parámetros.





---

Con base en los argumentos planteados, se presenta un caso de aplicación, el cual se localiza en el estado de Hidalgo.

En conclusión, puede decirse que este trabajo contribuye a definir de mejor manera los parámetros de resistencia de los materiales llamados jales a partir de empatar los resultados obtenidos de los trabajos de campo y laboratorio versus análisis de estabilidad, los cuales deben atender a las condiciones históricas y actuales de una presa de residuos mineros semejante dentro del complejo minero.



---

## REFERENCIAS

1. **Abramson, L.W, Lee, T.S., Sharma, S. and Boyce, G.M. (2002).** *Slope stability and stabilization methods.* John Wiley & Sons, New York.
2. **Alberro J. (1987).** *Líneas características y estabilidad de las excavaciones en las arcillas del valle de México,* Simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica en Suelos Blandos, SMMS, pp. 313-320.
3. **ASTM D1586 – 11** *Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils.*
4. **ASTM D2850 – 95** *Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils.*
5. **ASTM D3435 – 01** *Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer.*
6. **ASTM D3441 – 05** *Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Tests of Soil (Withdrawn 2014).*
7. **Bowles, J.(1996).** *Foundation Analysis and Design.* Mc Graw Hill (ed.), México, D.F.
8. **Carter, M. and Bentley, S. P. (1991).** *Correlations of Soil Properties.* Pentech Press Publishers, London.
9. **CONAGUA (2000).** *Manual de presas de jales.*
10. **Crozier, M.J. (1984).** *Field Assesment of Slope Instability.* In: D. Brunsen & D.B. Prior, (eds.), *Slope Instability:* 103-142. New York: John Wiley & Sons.
11. **De Beer, E. E. (1948).** *Données concernant la resistance au cisaillement deduites des essais de pénétration en profondeur,* Géotechnique, Vol 1.
12. **Derek, H. (2005).** *Landslides in Practice,* New York: Ed. John Wiley & Sons.



13. **Dunham, J. W., (1954).** *Pile foundations for buildings.* Proc. ASCE Soil Mechanics and Foundation Division.
14. **Hatanaka, M. and Uchida, A. (1996).** *Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils.* Soils and Foundations, 36(4): 1-9.
15. **Japan Road Association (1990).** *Specifications for Highway Bridges, Part IV.*
16. **Lambe T. W. y Whitman R. V. (1969).** Soil Mechanics, John Wiley, New York.
17. **Marchetti D. et al.(2007).** Risultato di prove in sito mediante Dilatometro (DMT). Proc. 23rd Italian Conf SMGE, Padova, May 2007.
18. **Marchetti, S (1980).** In situ test by Flat Dilatometer, Journal of Geotechnical Engineering Division, pp 299-321.
19. **McGregor, J. A. y Duncan, J. M. (1998).** *Performance and Use of the Standard Penetration Test in Geotechnical Engineering Practice.* Center for Geotechnical Practice and Research. Virginia Tech.
20. **Muromachi, T., Oguro, I., and Miyashita, T. (1974).** *Penetration Testing in Japan.* Proc. European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Vol. 1, pp. 193-200.
21. **Norma Oficial Mexicana NOM-141-SEMARNAT-2003** *que establece el procedimiento para caracterizar los jales, así como las especificaciones y criterios para la caracterización y preparación del sitio, proyecto, construcción, operación y postoperación de presas de jales,* septiembre de 2004.
22. **Orozco S. R. V., 2005,** *Criterios de proyectos, construcción y operación para presas de jales en México. X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Guadalajara, Jal.*
23. **Ramírez Rodríguez E. (2001).** *Almacenamiento de residuos mineros en México,* CONAGUA, SMMS, México.



- 
24. **Sabatini et al. (2002).** *Evaluation of Soil and Rock Properties*, Geotechnical Engineering Circular N° 5.
  25. **Sabatini, P.J., Bachus R.C., P.W. Mayne, J.A. Schneider, T.E. Zettler (2002).** *Geotechnical Engineering. Evaluation of Soils and Rock Properties*. FHWA.
  26. **Sowers, G. F. (1979).** *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, 4th edition. Macmillan, 621, New York
  27. **Tamez, E. (2001).** *Ingeniería de Cimentaciones*, TGC Geotecnia, México.
  28. **Terzaghi, K. y Peck, R. B. (1948).** *Soil Mechanics in Engineering Practice*, New York: Ed. John Wiley.

