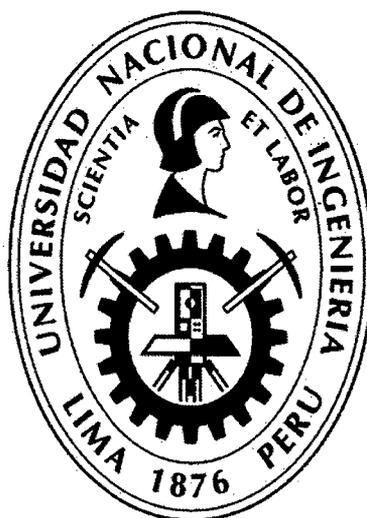


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE ESTABILIDAD DE
TALUDES POR EL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE DE
DEPÓSITOS DE DESMONTE DE MINA**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Andrés Reyes Parra

Lima - Perú

2015

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

*A mi familia, por brindarme la paz,
amor y herramientas necesarias
para superarme día a día.*

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi alma máter la Universidad Nacional de Ingeniería, por haber inculcado en mí el deseo de aprender, investigar y construir para nuestro país; de igual manera a los profesores y compañeros, quienes con sus enseñanzas despertaron en mí el amor por la ingeniería civil y en particular por la ingeniería geotécnica.

Un agradecimiento muy especial a mi asesor, el ingeniero Denys Parra Murrugarra, quien con su amistad, experiencia, consejos y entusiasmo por la ingeniería hizo posible esta investigación de manera exitosa. Asimismo, a la empresa Anddes Asociados SAC, quien confió en mí y brindó su apoyo incondicional para poder culminar esta investigación.

Del mismo modo, agradezco a Murray Fredlund, Hai Hua Lu, Zenón Aguilar, Leonardo Salas, Jimmy Mendoza, Renzo Ayala, Waldo Huallanca, Pilar Garma, Mayu Tincopa y Keith Pérez por sus valiosos consejos, observaciones y apoyo desinteresado para la realización de esta investigación.

Agradezco también a mis amigos de la facultad de ingeniería civil Erick, Jesús, Harold, Christian, Germán, Jairo y Daniel, por ser parte de cinco años inolvidables de mi vida, de quienes aprendí que todo es posible con mucho esfuerzo y humildad.

Finalmente, a mi familia, por estar conmigo en todos los momentos que necesité de ellos, en especial a mis padres y mi hermano quienes han sido parte de cada acierto, error, caída y triunfo que he tenido.

ÍNDICE

RESUMEN	4
LISTA DE TABLAS	5
LISTA DE FIGURAS	6
LISTA DE SÍMBOLOS	10
LISTA DE SIGLAS	11
INTRODUCCIÓN	13
1. CAPÍTULO I: GENERALIDADES	15
1.1 MINERÍA	15
1.2 MINERÍA EN EL PERÚ	16
1.3 PRINCIPALES ESTRUCTURAS MINERAS	18
1.3.1 Depósitos de relave	19
1.3.2 Pilas de lixiviación	19
1.3.3 Depósitos de desmonte de mina	21
1.3.4 Presas de almacenamiento de agua	23
1.3.5 Depósitos de material inadecuado y topsoil	24
1.4 ESTADO DE LA PRÁCTICA DEL DISEÑO DE ESTRUCTURAS MINERAS	25
1.4.1 Diseño civil y geotécnico en la realidad peruana	25
1.4.2 Oportunidades de mejora	28
2. CAPÍTULO II: MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE	31
2.1 EL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE	31
2.2 Procedimientos bidimensionales del método de equilibrio límite	32
2.2.1 Procedimiento del talud infinito	33
2.2.2 Procedimiento de la espiral logarítmica	34
2.2.3 Procedimiento del círculo sueco	36
2.2.4 Procedimiento simplificado de Bishop	39
2.2.5 Procedimiento simplificado de Janbu	40
2.2.6 Procedimiento de Spencer	41
2.2.7 Procedimiento de Morgenstern y Price	43
2.2.8 Procedimiento General de Equilibrio Límite (GLE)	44
2.3 Procedimientos tridimensionales del método de equilibrio límite	46
2.3.1 Sherard et al. (1963); Lambe y Whitman (1969)	46
2.3.2 Anagnosti (1969)	47
2.3.3 Baligh y Azzouz (1975), Azzouz y Baligh (1978), Azzouz et al. (1981)	47

2.3.4	Hovland (1977)	49
2.3.5	Chen (1981), Chen y Chameau (1982)	50
2.3.6	Lovell (1984), Thomaz y Lovell (1988)	52
2.3.7	Dennhardt y Forster (1985)	55
2.3.8	Leshchinsky et al. (1985), Leshchinsky y Baker (1986), Leshchinsky y Huang (1992b)	55
2.3.9	Ugai (1985, 1988)	58
2.3.10	Cavounidis (1987)	59
2.3.11	Hungr (1987), Hungr et al. (1989), Hungr (2001)	60
2.3.12	Gens et al. (1988)	63
2.3.13	Xing (1988)	64
2.3.14	Seed et al. (1990)	65
2.3.15	Lam y Fredlund (1993)	65
2.3.16	Yamagami y Jiang (1996, 1997)	67
2.3.17	Huang y Tsai (2000) Huang et al. (2002)	67
2.3.18	Chang (2002)	68
2.3.19	Chen et al. (2003)	69
2.3.20	Jiang y Yamagami (2004)	70
2.3.21	Cheng y Yip (2007)	70
2.3.22	Zheng (2009)	72
2.3.23	Sun et al. (2011)	72
2.3.24	Resumen de procedimientos 3D	73
2.4	INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA DE LOS BORDES	75
2.5	Precisión del método de equilibrio límite	77
2.5.1	Método de la mecánica de los continuos	78
2.5.2	Validación de los métodos de equilibrio límite y mecánica de los continuos	80
2.5.3	Ventajas del método de equilibrio límite	82
2.5.4	Discusión	82
3.	CAPÍTULO III: ESTADO DEL ARTE EN LA INDUSTRIA MINERA	84
3.1	GENERALIDADES	84
3.2	INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS DE CAMPO	84
3.3	ENSAYOS DE LABORATORIO	90
3.4	CARACTERIZACIÓN	91
3.5	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	91

3.5.1	Generalidades	91
3.5.2	Problemas bidimensionales	95
3.5.3	Problemas tridimensionales	99
4.	CAPÍTULO IV: PROGRAMA DE CÓMPUTO SVSLOPE	106
4.1	INTRODUCCIÓN	106
4.2	SVSLOPE	107
4.2.1	Geometría 2D y 3D	108
4.2.2	Procedimientos de análisis 2D y 3D	116
4.2.3	Superficies de falla y métodos de búsqueda	116
4.2.4	Otras características	120
5.	CAPÍTULO V: ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE DEPÓSITOS DE DESMONTE DE MINA	122
5.1	INTRODUCCIÓN	122
5.1.1	Antecedentes	122
5.1.2	Justificación	123
5.2	CASOS DE ESTUDIO	124
5.2.1	Caso DDM1	125
5.2.2	Caso DDM2	131
5.2.3	Caso DDM3	141
5.3	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	148
5.3.1	Análisis bidimensional	148
5.3.2	Validez de los modelos tridimensionales	152
5.3.3	Análisis tridimensional	154
6.	CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	157
6.1	CONCLUSIONES	157
6.2	RECOMENDACIONES	164
	BIBLIOGRAFÍA	166
	ANEXOS	176

RESUMEN

En la práctica actual de la ingeniería geotécnica en Perú, las principales estructuras mineras son diseñadas en base a análisis de estabilidad bidimensionales haciendo uso del método de equilibrio límite. Mediante esta herramienta se simplifica la geometría tridimensional de pilas de lixiviación, depósitos de desmonte de mina, presas de relaves, entre otros, a secciones bidimensionales. Sin embargo, en la realidad peruana la topografía, estratigrafía de los suelos de cimentación y la geometría del diseño de estas estructuras ha demostrado que la simplificación que supone el uso de secciones puede resultar en diseños conservadores, no representativos e ineficientes, en detrimento de la rentabilidad de la estructura. A pesar de que existen algunos avances en cuanto al uso de análisis de estabilidad tridimensionales, estos están circunscritos dentro del ambiente académico y han sido poco aplicados dentro de la práctica actual en el mundo.

Para mejorar los diseños geotécnicos y superar la problemática de estructuras tridimensionalmente complejas, la presente investigación realizó una exhaustiva revisión de los procedimientos tridimensionales formulados en base al método de equilibrio límite. Asimismo, se revisaron los actuales estándares técnicos y prácticas del diseño de estructuras mineras en el Perú. Se describió, también, el programa de cómputo SVSLOPE, que en su módulo tridimensional tiene la capacidad de ejecutar análisis de estabilidad tridimensionales muy confiables.

Con la finalidad de sentar las bases para futuros diseños de estructuras mineras mediante análisis tridimensionales, la presente investigación identificó aquellos requisitos que se deben cumplir para que un análisis tridimensional sea viable, válido y representativo. Así también, se ejecutaron análisis tridimensionales en depósitos de desmonte de mina, cada uno de ellos representando diferentes condiciones típicas de análisis que se encuentran en la práctica. Los depósitos de desmonte de mina son estructuras relativamente sencillas y a partir de esta investigación han permitido sentar las bases de futuros análisis tridimensionales en otros tipos de estructuras mineras.

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1	Canon minero generado y distribuido de 1996 a 2013	17
Tabla 1.2	Perspectivas para la inversión minera en Perú	17
Tabla 2.1	Principales características de los procedimientos bidimensionales más usados en el método de equilibrio límite	45
Tabla 2.2	Principales características de los procedimientos tridimensionales revisados.	73
Tabla 5.1	Propiedades de los materiales del modelo para el DDM1	126
Tabla 5.2	Resultados de los análisis de estabilidad 2D y 3D del DDM1.	130
Tabla 5.3	Propiedades de los materiales del modelo para el DDM2	133
Tabla 5.4	Resultados de los análisis de estabilidad 2D y 3D del DDM2	139
Tabla 5.5	Propiedades de los materiales del modelo para el DDM3	143
Tabla 5.6	Resultados de los análisis de estabilidad 2D y 3D del DDM3	148
Tabla 5.7	Resultados de los análisis de estabilidad 2D y 3D de los casos estudiados	156

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Vistas panorámicas de depósitos de relave con diques de relave grueso, ubicados en el centro (arriba) y norte (abajo) del Perú	20
Figura 1.2	Vista panorámica del frente de una pila de lixiviación	21
Figura 1.3	Conformación del suelo de baja permeabilidad e instalación de la geomembrana, como parte del sistema de revestimiento de una pila de lixiviación	21
Figura 1.4	Panorámica de una mina al norte de Perú. Nótese la playa del depósito relaves a la derecha, el campamento y plantas de procesos en medio y el depósito de desmonte de mina cubriendo casi por completo una cadena montañosa a la izquierda. En años posteriores se cubrirá la cadena montañosa en su totalidad	22
Figura 1.5	Vista de un depósito de desmonte de mina conformado sobre montañas y sobre varios valles, dejando espacio para estructuras como chancadoras en zonas más planas	23
Figura 1.6	Presa de agua en inspección	23
Figura 1.7	Depósito de material inadecuado. Nótese lo inclinado del talud global	24
Figura 1.8	Depósito de topsoil. Nótese la coloración del material orgánico	25
Figura 2.1	Superficie de falla del procedimiento del talud infinito	33
Figura 2.2	Superficie de falla del procedimiento de la espiral logarítmica, modificado en base a Duncan y Wright (2005) ⁽²⁵⁾	36
Figura 2.3	Superficie de falla del procedimiento del círculo sueco, modificado en base a Duncan y Wright (2005) ⁽²⁵⁾	37
Figura 2.4	Esquema general para los procedimiento de dovelas, según Fredlund y Krahn (1977) ⁽³³⁾	38
Figura 2.5	Factor de corrección para el procedimiento modificada de Janbu	42
Figura 2.6	Función de fuerzas entre dovelas $f(x)$ para el procedimiento de Morgenstern y Price	44
Figura 2.7	Punto de aplicación de la fuerza normal en las formulaciones de Morgenstern y Price y GLE	45
Figura 2.8	Procedimiento de peso ponderado	47
Figura 2.9	Taludes analizados por Baligh y Azzouz (1975) ⁽⁹⁾	48
Figura 2.10	Vista frontal de la superficie de falla de Chen y Chameau (1982) ⁽¹⁷⁾	51
Figura 2.11	Modelo esquemático en BLOCK3	53
Figura 2.12	Superficie de falla en forma de cuchara dividido en columna	54

Figura 2.13	Sistema de coordenadas para el procedimiento de Leschinsky y Baker (1986) ⁽⁶⁰⁾	57
Figura 2.14	Diagrama de cuerpo libre de la columna uso en el procedimiento de Hungr (1987) ⁽⁴⁵⁾	61
Figura 2.15	Modelo de falla rotacional y friccionante empleado por Hungr (1989) ⁽⁴⁶⁾	62
Figura 2.16	Modelo de validación empleado por Lam y Fredlund (1993) ⁽⁵⁶⁾	66
Figura 2.17	Modelo cónico truncado usado como modelo comparativo por Huang et al. (2002) ⁽⁴³⁾	68
Figura 2.18	Problema presentado por Chen et al. (2003) ⁽¹⁸⁾ del proyecto Xiao Wan en China	70
Figura 2.19	Diagrama de cuerpo libre para una columna de suelo en la extensión del procedimiento de Morgenstern y Price, según Cheng y Yip (2007) ⁽²⁰⁾	71
Figura 2.20	Diagrama de cuerpo libre para un cilindro diferencial vertical, según Zheng (2009) ⁽⁹⁰⁾	72
Figura 2.21	Esquema de una fallas traslacional, según Stark y Eid (1998) ⁽⁷⁹⁾	76
Figura 3.1	Excavación con maquinaria de una calicata	85
Figura 3.2	Ejecución de un ensayo de densidad de campo por el método del cono de arena	86
Figura 3.3	Determinación de la granulometría global en campo de suelos granulares y posterior ensayo en laboratorio	86
Figura 3.4	Ejecución de una perforación diamantina moderna, sobre terreno natural	87
Figura 3.5	Ejecución de un ensayo de refracción sísmica	88
Figura 3.6	Ejecución de una ensayo DPL sobre material de relave fino	89
Figura 3.7	Equipo del ensayo de corte directo a gran escala	90
Figura 3.8	Vista en planta de un depósito de desmonte de mina y sección típica de análisis	95
Figura 3.9	Planta (arriba) y sección (abajo) de un depósito de desmonte de mina homogéneo	96
Figura 3.10	Vista en planta (arriba) de un depósito de relaves y sección típica de análisis (abajo), emplazado en un valle amplio y relativamente poco profundo	97
Figura 3.11	Planta (arriba) y sección (abajo) de una pila de lixiviación, proyectada en una zona relativamente plana y con una geometría homogénea en su frente principal	98
Figura 3.12	Vista en planta (arriba) de una pila de lixiviación y sección (abajo)	99

	típica de análisis, proyectada en una zona relativamente plana	
Figura 3.13	Planta (arriba) y sección (abajo) de un depósito de relaves construido en un valle profundo y angosto, cuya sección de análisis es crítico pero no representativa	100
Figura 3.14	Planta (arriba) y secciones (medio y abajo) de análisis de un depósito de desmonte de mina que presenta en su cimentación una gran variabilidad de suelos de diferentes orígenes y resistencias	101
Figura 3.15	Planta (arriba) y sección (abajo) de análisis de un depósito de desmonte emplazado en una valle angosto y de geometría compleja	102
Figura 3.16	Planta y sección de análisis de una pila de lixiviación de gran altura y de geometría piramidal	103
Figura 3.17	Planta y sección de análisis de una pila de lixiviación emplazada en una valle angosto con varias quebradas y de arreglo complejo	104
Figura 3.18	Planta (arriba) y sección (abajo) de análisis de una pila de lixiviación de gran altura localizada en una quebrada angosta y agreste	105
Figura 4.1	Modelo 3D que ilustra los principales concepto de geometría en SVSLOPE 3D	110
Figura 4.2	Modelo 3D generado mediante el estrujamiento de una sección típica	111
Figura 4.3	Modelo generado mediante la importación de superficies	113
Figura 4.4	Modelo generado mediante la interpolación de secciones	115
Figura 5.1	Ubicación (centro) del DDM1 dentro de los límites del proyecto minero	125
Figura 5.2	De arriba hacia abajo: vista en planta y secciones 1-1' y 2-2' del DDM1	127
Figura 5.3	Modelo geotécnicos para el análisis de estabilidad y superficies de fallas para la secciones 1-1' (arriba) y 2-2' (abajo)	128
Figura 5.4	Modelo geotécnico 3D para el análisis de estabilidad del DDM1 y superficie de falla para la extrusión de la sección 1-1'	130
Figura 5.5	Vista en planta de la superficie de falla 3D, columnas y materiales resistentes para el modelo geotécnico del DDM1	131
Figura 5.6	Ubicación (arriba) del DDM2 dentro de los límites del proyecto minero	132
Figura 5.7	De arriba hacia abajo: vista en planta y secciones 1-1', 2-2' y 3-3' del DDM2	134

Figura 5.8	Modelo geotécnicos para el análisis de estabilidad y superficies de fallas para la secciones 1-1' (arriba) 2-2' (medio) y 3-3' (abajo)	136
Figura 5.9	Modelo geotécnico 3D para el análisis de estabilidad del DDM2 y superficie de falla relacionada a la sección 1-1'	140
Figura 5.10	Vista en planta de la superficie de falla 3D, columnas y materiales resistentes para el modelo geotécnico del DDM2	140
Figura 5.11	Ubicación del DDM3 previo (arriba) y posterior (abajo) al diseño	142
Figura 5.12	De arriba hacia abajo: vista en planta y secciones 1-1' y 2-2' del DDM3	144
Figura 5.13	Modelo geotécnicos para el análisis de estabilidad y superficies de fallas para la secciones 1-1' (arriba) y 2-2' (abajo)	145
Figura 5.14	Modelo geotécnicos 3D para el análisis de estabilidad del DM3 de las Zonas 1 (arriba) y 2 (abajo)	149
Figura 5.15	Vistas en planta de las superficies de falla 3D, columnas y materiales resistentes para los modelos geotécnicos del DDM3: Zona 1 (arriba) y Zona 2 (abajo)	150

LISTA DE SÍMBOLOS

<i>a</i>	: Distancia perpendicular entre la resultante de las fuerzas de agua y el centro de rotación
<i>A</i>	: Resultantes de las fuerzas de agua
<i>c'</i>	: Cohesión efectiva del suelo
<i>e</i>	: Distancia vertical del centroide de cada dovela al centro de rotación
<i>d</i>	: Distancia perpendicular entre la carga puntual y el centro de rotación
<i>E</i>	: Fuerzas entre dovelas horizontales
<i>f</i>	: Distancia perpendicular de la fuerza normal con el centro de rotación
<i>f_o</i>	: Factor de corrección del factor de seguridad de Janbu simplificado
<i>f(x)</i>	: Función de fuerzas entre dovelas
<i>F_H</i>	: Fuerzas horizontales
<i>F_V</i>	: Fuerzas verticales
<i>k</i>	: Coeficiente sísmico
<i>K_A</i>	: Coeficiente de presión de tierra activa
<i>K_O</i>	: Coeficiente de tierra geo-estático
<i>K_T</i>	: Coeficiente de presión de tierra de Akhtar (2011) ⁽¹⁾
<i>l</i>	: Ancho del plano de falla o distancia entre los bloques deslizantes del suelo para taludes infinitos
<i>l_c</i>	: Longitud de sección cilíndrica de una superficie de falla
<i>l_e</i>	: Longitud de sección elipsoidal de una superficie de falla
<i>l_n</i>	: Longitud de sección cónica de una superficie de falla
<i>L</i>	: Longitud del arco del círculo sueco o carga puntual (fuerzas por unidad de longitud) para dovelas
<i>L</i>	: Lado izquierdo asumido
<i>M_o</i>	: Momento con respecto al centro de la circunferencia
<i>N</i>	: Fuerza normal en el plano de falla
<i>r_o</i>	: Radio inicial de la espiral logarítmica
<i>r_x</i>	: Radio en la dirección x de la elipsoide
<i>r_y</i>	: Radio en la dirección y de la elipsoide
<i>r_z</i>	: Radio en la dirección z de la elipsoide
<i>R</i>	: Radio asociado con la fuerza cortante movilizada S_m
<i>R</i>	: Lado derecho asumido
<i>S</i>	: Fuerza cortante en el plano de falla

S_m	: Criterio de falla en términos del esfuerzo cortante
u	: Presión de poros
W	: Peso o masa del bloque deslizante o dovela de ancho b y altura h
x	: Distancia horizontal entre el centro de la circunferencia y el centro de gravedad de la masa deslizante o dovela
x_0	: Coordenada en la dirección x del centro de la elipsoide
X	: Fuerzas entre dovelas verticales
y_0	: Coordenada en la dirección y del centro de la elipsoide
Z	: Distancia del talud al plano de falla para taludes infinitos
z_0	: Coordenada en la dirección z del centro de la elipsoide
α	: Ángulo entre la tangente al centro de la base de cada dovela y la horizontal
β	: Ángulo de inclinación del talud para taludes infinitos
γ	: Peso unitario del suelo
θ	: Ángulo de rotación de la espiral logarítmica o de las fuerzas entre dovelas medido desde la horizontal
λ	: Constante de fuerzas entre dovelas
σ'	: Esfuerzo normal en el plano de falla
τ_{max}	: Resistencia cortante
ϕ	: Ángulo de fricción del suelo
ϕ_d	: Ángulo de fricción desarrollado de la espiral logarítmica
ϕ'	: Ángulo de fricción efectivo del suelo
ω	: Ángulo entre la carga puntal y la horizontal

LISTA DE SIGLAS

2D	: Bidimensional
3D	: Tridimensional
DD	: Dirección de deslizamiento
DDM1	: Depósito de desmonte de mina de primer caso analizado
DDM2	: Depósito de desmonte de mina de segundo caso analizado
DDM3	: Depósito de desmonte de mina de tercer caso analizado
DF	: Diferencias finitas
DPL	: Ensayo de penetración ligera dinámica

EF	:	Elementos finitos
EL	:	Equilibrio límite
FRR	:	Factor de reducción de resistencia
FS	:	Factor de seguridad
$FS_{\text{corregido}}$:	Factor de seguridad corregido por el procedimiento de Janbu simplificado
FS_f	:	Factor de seguridad basado en el equilibrio de fuerzas horizontales
FS_m	:	Factor de seguridad basado en el equilibrio de momentos
FS_o	:	Factor de seguridad sin corregir por el procedimiento de Janbu simplificado
FS 2D	:	Factor de seguridad del análisis bidimensional
FS 3D	:	Factor de seguridad del análisis tridimensional
FS 3D/2D	:	Razón entre los factores de seguridad calculados de los análisis tridimensional y bidimensional
GCL	:	Revestimiento geosintético de arcilla
GLE	:	Procedimiento general de equilibrio límite
GPS	:	Procedimiento general de dovelas de Janbu
LPT	:	Ensayo de penetración a gran escala
MAM	:	Análisis de microtrepidaciones en arreglos multicanal
MASW	:	Arreglo multicanal de ondas superficiales
SPT	:	Ensayo de penetración estándar

INTRODUCCIÓN

La presente investigación involucró la ejecución de análisis tridimensionales de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite en diferentes tipos de depósitos de desmonte de mina enfocados en su aplicación en la práctica de la ingeniería geotécnica en el Perú, en particular en la industria minera. Esto requirió una completa revisión de los procedimientos de análisis tridimensionales del método de equilibrio límite, prácticas estándares actuales en cuanto al análisis de estabilidad taludes e identificar un programa de cómputo capaz de modelar apropiadamente la geometría de estructuras de tierra y aplicar los últimos avances de análisis tridimensional. Asimismo, se identificaron las virtudes y defectos de la actual práctica en la verificación de estabilidad de taludes, que incluyen las limitaciones de los análisis bidimensionales y casos en donde estos podrían ser muy conservadores.

Teniendo en cuenta lo expresado en el párrafo anterior, se estructuró la presente investigación en 6 capítulos, los cuales son descritos a continuación de forma breve.

El capítulo I consistió en el presentar la importancia y el desarrollo de la minería en el Perú, con la finalidad de resaltar su impacto en la economía peruana durante los últimos años y para el futuro. De la misma manera, se revisaron las principales estructuras de tierra que conforman una unidad minera. Por último, se describió el estado de la práctica actual en cuanto al diseño de instalaciones mineras, desde el punto del diseño civil y geotécnico, así como también se señalaron oportunidades de mejora.

Por otro lado, en el capítulo II se describió a detalle el método de equilibrio y se realizó una revisión exhaustiva de los principales procedimientos bidimensionales así como de la mayoría de los procedimientos tridimensionales publicados hasta la fecha. Finalmente, se hizo resaltar la importancia y precisión del método de equilibrio límite frente a otros como el de la mecánica de los continuos.

En el capítulo III se realizó una revisión al actual estado del arte del análisis e estabilidad de taludes de estructuras mineras en el Perú. Primero, se enfocaron los temas de investigaciones geotécnicas de campo, ensayos de laboratorio y caracterización de las propiedades de resistencia cortante. Luego, se detallaron casos de análisis en el Perú, en donde análisis bidimensionales resultan apropiados y representativos así como otros en donde ya no lo son y se requieren análisis tridimensionales para evaluar apropiadamente su estabilidad.

Asimismo, en el capítulo IV se presentó el programa de cómputo SVSLOPE, el cual ejecuta análisis tanto bidimensionales, como tridimensionales por el método de equilibrio límite. Se describieron sus principales características como las herramientas de generación de geometría, procedimientos de análisis, herramientas de búsqueda de superficies de falla crítica, entre otros.

En el capítulo V se resumieron los principales aportes de las revisiones y descripciones realizadas en los capítulos anteriores para validar los análisis tridimensionales y su aplicación en la práctica. Luego, se analizaron tres casos de depósitos de desmonte de mina de diferentes características tanto geométricas como geológicas mediante análisis bidimensionales y tridimensionales, evaluándose sus resultados.

Finalmente, en el capítulo VI, a partir de los resultados obtenidos de la revisión de información, descripción del estado de la práctica y análisis tridimensionales de depósitos de desmonte de mina, se formularon conclusiones y recomendaciones con el propósito de sentar las bases para ejecutar análisis tridimensionales en el diseño de estructuras mineras.

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 MINERÍA

La minería es la extracción selectiva de minerales y otros materiales de la corteza terrestre de los cuales se puede obtener un beneficio económico. Entre los tipos de materiales extraídos por la minería están los metales, carbón, esquisto, piedras preciosas, caliza, sillar, sal, grava, arcilla, entre otros. En términos más amplios, la minería incluye la extracción de recursos no renovables como petróleo, gas natural o incluso agua.

La minería de metales y piedras es una actividad que data desde la prehistoria. En el inicio de la civilización, la humanidad usaba piedras cerámicas y, tiempo después, metales encontrados en la superficie, para fabricar herramientas y armas. La mina más antigua conocida en los registros arqueológicos es Lion Cave (Cueva del León) en Suazilandia, África, en donde hombres del paleolítico hace 43 000 años buscaban hematita para fabricar pigmentos color ocre. El autor griego Diodoro Sículo describe las minas de oro de Nubia, que fueron parte de la minería del Antiguo Egipto. Los romanos emplearon métodos de extracción minera a gran escala, mediante el uso de grandes cantidades de agua a través de acueductos. Es conocido también que durante la época colonial americana, los conquistadores españoles expropiaron oro y plata de los nativos americanos, la mayoría proveniente de minas del centro y sur de América.

La naturaleza de los procesos mineros crea un potencial impacto negativo en el medio ambiente durante la operación y por muchos años después de que la mina es cerrada. Los potenciales efectos en el medio ambiente incluyen erosión, karsticidad, pérdida de biodiversidad y contaminación del suelo, aguas superficiales y aguas subterráneas por parte de los químicos involucrados en los procesos mineros. Esta potencial contaminación puede también afectar a la salud de poblaciones locales si no es controlada adecuadamente. Debido a esto la mayoría de los países en todo el mundo han adoptado normativas para regular y moderar los impactos negativos; esta normativa incluye el desarrollo de estudios de impacto ambiental (EIA), gestión ambiental, planes de cierre de mina y monitoreo ambiental durante la operación y posterior al cierre. En ese sentido

la minería moderna ha demostrado que siguiendo las normativas y los estándares internacionales, esta actividad extractiva puede convivir de manera sostenible con el medio ambiente.

1.2 MINERÍA EN EL PERÚ

El Perú es un país de antigua tradición minera, la cual se mantiene activa debido a la presencia de grandes compañías transnacionales que operan dentro del marco legal peruano. El Perú cuenta con un enorme potencial geológico: la presencia de la cordillera de los Andes a lo largo del territorio peruano constituye su principal fuente de recursos naturales. A nivel mundial y latinoamericano, el Perú se ubica entre los primeros productores de diversos metales (oro, plata, cobre, plomo, zinc, estaño, molibdeno, telurio, entre otros), lo cual es el reflejo no solo de la abundancia de recursos y capacidad de producción de la actividad minera peruana, pero también de la estabilidad de las políticas económicas peruanas, sobre todo de los últimos 20 años. Los minerales producidos en el Perú son de gran demanda en el mercado mundial actual, cuyo desarrollo se basa en la producción y la industria. Estados Unidos, China, Suiza, Japón, Canadá y la Unión Europea son los principales demandantes de minerales.

La importancia del sector minero en la economía peruana se puede cuantificar evaluando el canon minero. Según el ordenamiento jurídico peruano, el canon minero es la participación efectiva y adecuada de la que gozan los gobiernos regional y locales (municipalidades distritales y provinciales) del total de ingreso y rentas obtenidas por el Estado debido a la explotación económica de los recursos mineros (metálicos y no metálicos). En ese sentido, efectuada la recaudación y regularización anual del impuesto a la renta, el Estado transfiere el 50% de los ingresos captados por dicho concepto a las zonas en donde se explotó el recurso minero. En la Tabla 1.1 se muestran los montos generados y distribuidos desde 1996 a 2013.

Tabla 1.1 Canon minero generado y distribuido de 1996 a 2013

Año	Canon generado (miles de soles)	Canon distribuido (miles de soles)
1996	172 981	15 375
1997	136 924	110 937
1998	52 684	169 428
1999	68 665	86 514
2000	90 288	55 361
2001	168 537	81 278
2002	369 606	135 933
2003	532 000	285 826
2004	1 158 500	451 289
2005	2 166 293	888 140
2006	4 254 379	1 746 378
2007	4 435 674	5 157 001
2008	3 434 452	4 435 674
2009	3 086 988	3 434 452
2010	4 156 857	3 086 988
2011	5 097 315	4 156 857
2012	3 800 819	5 097 315
2013	No difundido	3 800 819

(Fuente: Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía, 2014⁽⁷⁶⁾)

A pesar de la actual crisis económica mundial, la industria minera ha mantenido un panorama alentador. En la Tabla 1.2 se muestran proyectos de gran envergadura con montos de inversión importantes, que demuestran que la minería en el Perú es uno de los pilares de la economía nacional.

Tabla 1.2 Perspectivas para la inversión minera en Perú

Compañía Minera	Inversión (millones)	Fecha estimada	Metal	Región
Ampliaciones				
Compañía Minera Antamina	US\$ 1100	2011	Cobre	Ancash
Shougang Hierro Perú	US\$ 1000	2011	Hierro	Ica
Sociedad Minera Cerro Verde	US\$ 1000	2012	Cobre	Arequipa
Southern Perú – Cujone y Toquepala	US\$ 600	2012	Cobre	Moquegua y Tacna
Refinería Cajamarquilla	US\$ 500	2011	Zinc	Lima
Minera Barrick Misquichilca	US\$ 400	2012	Oro	La Libertad
Bayóvar	US\$ 300	2012	Fosfatos	Piura
Sociedad Minera El Brocal	US\$ 197	2011	Polimetálico	La Libertad
Proyectos en cartera – EIA aprobado				
Anglo American - Quellaveco	US\$ 3000	2014	Cobre	Moquegua
Minera Yanacocha - Conga	US\$ 3000	2014	Oro	Cajamarca
Minera Chinalco - Toromocho	US\$ 2200	2013	Cobre	Junín
Xstrata Perú - Antapaccay	US\$ 1500	2012	Cobre	Cusco

Compañía Minera	Inversión (millones)	Fecha estimada	Metal	Región
Norsemont Perú - Constancia	US\$ 846	2013	Cobre	Cusco
Chariot Resources – Mar Cobre	US\$ 744	2012	Cobre	Ica
Rio Alto Mining – La Arena	US\$ 360	2012	Oro y cobre	La Libertad
Proyectos en cartera – EIA presentado y en evaluación				
Xstrata Perú – Las Bambas	US\$ 4200	2014	Cobre	Apurímac
Southern Perú - Tia Maria	US\$ 950	2012	Cobre	Arequipa
Beark Creek – Santa Ana	US\$ 51	2012	Plata	Puno
Proyectos en cartera – Exploración				
Nanjinzhao Group – Pampa de Pongo	US\$ 3280	2012	Hierro	Arequipa
Lumina Copper - Galeno	US\$ 2500	2014	Cobre	Cajamarca
Apurímac Ferrum – Hierro Apurímac	US\$ 2300	Por definir	Hierro	Apurímac
Metminco Limited – Los Calatos	US\$ 2200	Por definir	Cobre	Moquegua
Southern Perú – Los Chancas	US\$ 1200	2013	Cobre	Apurímac
Rio Tinto – La Granja	US\$ 1000	2014	Cobre	Cajamarca

(Fuente: Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía, 2014⁽⁷⁶⁾)

1.3 PRINCIPALES ESTRUCTURAS MINERAS

En la actualidad, las compañías mineras modernas alrededor del mundo operan diversos tipos de estructuras específicamente diseñadas para almacenar materiales. Estos materiales son removidos, producidos o usados por la propia mina; algunos de ejemplos de estos son: relave, mineral, desmonte de mina, material inadecuado excedente de construcción, agua, material orgánico o topsoil, entre otros. Estas estructuras son diseñadas bajo estrictos estándares de ingeniería, de seguridad y ambientales.

Entre las estructuras más importantes dentro de una operación minera se encuentran los depósitos de relave, pilas de lixiviación, depósitos de desmonte de mina, depósitos de material inadecuado, depósitos de topsoil y presas de agua. También existen los tajos, labores subterráneas, plantas de beneficio y de procesos, entre otros, sin embargo, estas últimas no forman parte del alcance de la presente tesis.

1.3.1 Depósitos de relave

El relave es un material pastoso producto de un proceso mecánico y químico que consiste en el chancado, molienda y concentración del mineral extraído en mina. En el chancado y molienda el tamaño de las partículas del mineral es reducido, de manera que las partículas individuales producidas varían en su contenido de mineral o ley. El propósito de la concentración es separar las partículas de alta ley (concentrado) de aquellas de baja ley, conocidas como relaves. Los métodos de concentración varían de acuerdo al tipo de mineral, entre los más usados se encuentran la separación por gravedad, la separación magnética y la flotación, siendo esta última la más usada en la industria.

El relave producido en la planta de beneficio es trasladado hacia un depósito mediante tuberías; el depósito está constituido por un dique de retención y está ubicado por lo general en una quebrada o valle de gran extensión. Dependiendo del tipo de relave y el método de disposición más óptimo, el dique puede conformarse con relleno estructural o con el propio relave. Los depósitos de relaves constituyen estructuras riesgosas por el gran volumen de material que llegan a almacenar y por la propia naturaleza del relave que contiene químicos y elementos que pueden dañar el medio ambiente, siendo muchas veces generadores de drenaje ácido. En la Figura 1.1 se muestran dos vistas de depósitos de relaves ubicados en valles estrechos dentro del Perú, cuyos diques y embalse están constituidos por relave grueso y relave fino, respectivamente, como consecuencia de la separación del relave mediante cicloneo.

1.3.2 Pilas de lixiviación

La roca de alta ley o mineral, es extraída usualmente del tajo mediante voladuras controladas. Las rocas que poseen el mineral de mayor ley son separadas y chancadas para reducir su tamaño. Si bien se puede continuar reduciendo su tamaño bajo procesos de molienda, por lo general este proceso es costoso y solo es rentable si la ley es alta, por lo que cuando la ley es relativamente baja se opta por lixiviar el material.

La lixiviación es la extracción de materiales de un sólido al contacto con un líquido solvente; en el caso del oro y la plata, los minerales son extraídos al contacto con soluciones cianuradas; en el caso del cobre, níquel y uranio se utilizan soluciones ácidas.

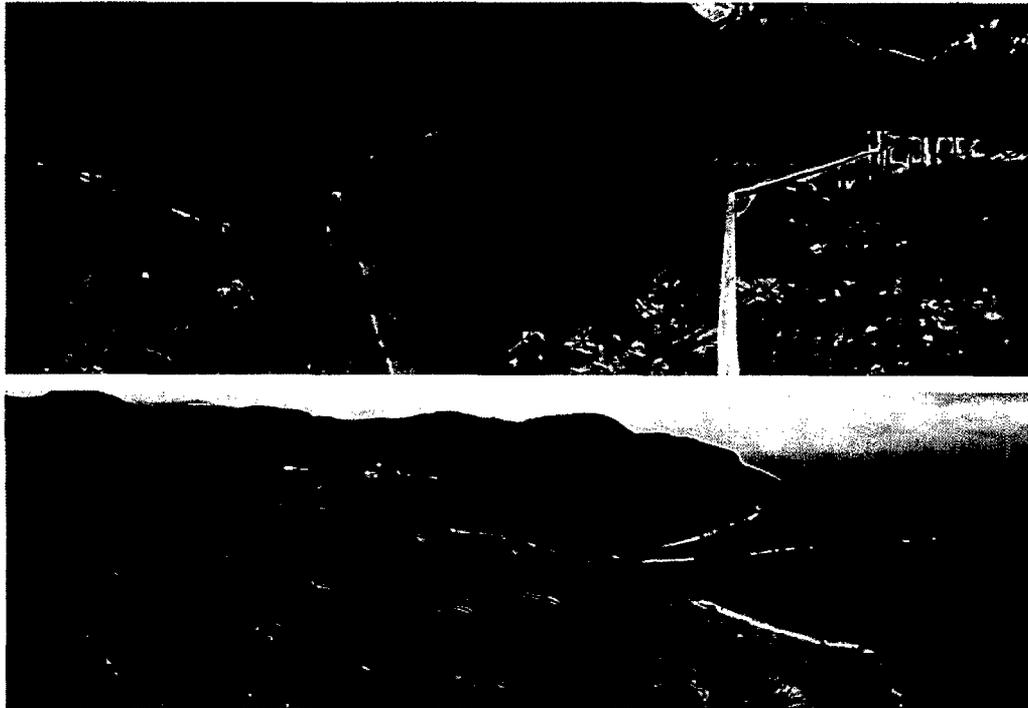


Figura 1.1 Vistas panorámicas de depósitos de relave con diques de relave grueso, ubicados en el centro (arriba) y norte (abajo) del Perú.

Para ejecutar el proceso de lixiviación de manera eficiente y rentable, el mineral se apila en banquetas o "lifts" de tal manera que garantice el adecuado proceso de lixiviación del mineral durante un periodo de tiempo con una solución química que disuelve el metal presente en el mineral, para posteriormente recolectar la solución acuosa rica en mineral por medio de sistemas de colección instalados por debajo del apilamiento. Dicha estructura es denominada pila de lixiviación y está compuesta, de manera general, por el propio apilamiento de mineral, la solución acuosa rica en mineral propia de la lixiviación, bermas perimetrales, sistemas de colección y un sistema de revestimiento que funge de barrera entre la solución y la cimentación de la pila. En la Figura 1.2 se muestra una pila de lixiviación típica.



Figura 1.2 Vista panorámica del frente de una pila de lixiviación.

El sistema de revestimiento es, desde el punto de vista geotécnico, la componente de la pila más importante debido a que la estabilidad física de la misma es controlada por el comportamiento mecánico de la barrera impermeable empleada y del control del nivel agua de la solución rica. En la Figura 1.3 se muestra el proceso constructivo de un sistema de revestimiento compuesto por geomembrana y suelo de baja permeabilidad.



Figura 1.3 Conformación del suelo de baja permeabilidad e instalación de la geomembrana, como parte del sistema de revestimiento de una pila de lixiviación.

1.3.3 Depósitos de desmonte de mina

El desmonte de mina o mineral de baja ley, es el material rocoso removido por medio de voladura en tajos o excavaciones subterráneas para poder exponer el mineral económico. En consecuencia, y en particular en el caso de operaciones de cielo abierto o tajos, el desmonte de mina es producido en grandes volúmenes, la mayoría de las veces mayores que los del propio mineral o

relaves. La demanda de mineral en la actualidad es alta, por lo que las compañías mineras operan en zonas mineralizadas profundas o de relativa baja ley, lo que incrementa aún más el volumen de desmonte de mina que tienen que remover y, en consecuencia, almacenar. Este material es almacenado en depósitos cuyo objetivo es operar al menor costo posible, por lo que generalmente se conforman con taludes al volteo (ángulo de reposo) y sistemas perimetrales de colección de agua de escorrentía.

A diferencia de los depósitos de relaves o pilas de lixiviación, cuyas ubicaciones dentro de la operación minera son seleccionadas con anticipación y con mayor prioridad, los depósitos de desmonte de mina deben adecuarse al terreno restante; en la Figura 1.4 y Figura 1.5 se muestra esta realidad. Debido al gran volumen almacenado en estos depósitos, una eventual falla constituye un riesgo serio para la operación minera, pudiendo desencadenar deslizamientos masivos de material rocoso.



Figura 1.4 Panorámica de una mina al norte de Perú. Nótese la playa del depósito relaves a la derecha, el campamento y planta concentradora en medio y el depósito de desmonte de mina cubriendo casi por completo una cadena montañosa a la izquierda. En años posteriores se cubrirá la cadena montañosa en su totalidad.



Figura 1.5 Vista de un depósito de desmonte de mina conformado sobre montañas y sobre varios valles, dejando espacio para estructuras como chancadoras en zonas más planas.

1.3.4 Presas de almacenamiento de agua

Dentro de una operación minera es muchas veces necesario controlar el cauce de quebradas activas o ríos circundantes, por lo que es usual que se construyan presas de tierra con este propósito. El agua puede ser usada por la mina para sus procesos, consumo humano y actividades agrícolas de las localidades circundantes. La magnitud de la presa depende del caudal de diseño y la extensión de la misma depende de las condiciones topográficas de la quebrada principal. Las fallas de presas de agua constituyen un serio riesgo para las instalaciones de la operación minera y las localidades circundantes debido al potencial masivo flujo de agua a grandes velocidades. En la Figura 1.6 se muestra una fotografía de una presa de agua en el sur del Perú.



Figura 1.6 Presa de almacenamiento de agua en inspección.

1.3.5 Depósitos de material inadecuado y topsoil

Actualmente, es obligación de la compañía minera manejar suelos removidos del terreno natural como consecuencia de la construcción de sus estructuras, en particular los relacionados al movimiento de tierras. El material inadecuado es aquel que es removido del terreno natural para poder llegar al nivel de cimentación, que en el caso de pilas de lixiviación o dique de depósitos, puede ser de gran volumen y muy heterogéneos, consistiendo muchas veces de suelos saturados. Estos materiales se disponen también en depósitos de menor envergadura pero que constituyen también un desafío tanto para el diseño como para su operación por la variabilidad de los materiales que se disponen dentro de ellos, pudiendo necesitarse de taludes globales de muy poca pendiente, tal y como se muestra en la Figura 1.7.

Así también, es responsabilidad de la operación minera el administrar responsablemente el material orgánico superficial o topsoil dentro de su propiedad. El topsoil es retirado del terreno natural durante las actividades de construcción y dispuesto temporalmente en depósitos, como el mostrado en la Figura 1.8. El objetivo es que al término de las actividades mineras, las estructuras sean clausuradas con coberturas adecuadamente diseñadas, que incluyen una capa final de suelo orgánico con fines de soportar vegetación, de tal manera que sean ambientalmente compatibles con su entorno natural; este efecto se logra colocando el material orgánico previamente acumulado en depósitos.



Figura 1.7 Depósito de material inadecuado. Nótese lo inclinado del talud global.



Figura 1.8 Depósito de topsoil. Nótese la coloración del material orgánico.

1.4 ESTADO DE LA PRÁCTICA DEL DISEÑO DE ESTRUCTURAS MINERAS

El diseño de las estructuras descritas anteriormente es encargado por lo general a empresas consultoras especialistas en ingeniería civil y se realiza bajo estrictos estándares de calidad ingenieriles y ambientales, ampliamente aceptados por la comunidad minera internacional.

Estos estándares, sin embargo, están en constante evolución, debiendo adaptarse a las realidades de cada país en donde se aplica. La experiencia y el criterio van de la mano con la normatividad y legislación aplicable al diseño de ingeniería de este tipo de estructuras.

1.4.1 Diseño civil y geotécnico en la realidad peruana

En el Perú, la minería lidia con factores que hacen que el diseño, construcción y operación de sus estructuras sean un reto. Las minas peruanas operan por encima de los 2500 m.s.n.m. en terrenos agrestes y montañosos típicos de la cordillera de los Andes. La topografía es agresiva en el sentido de presentar retos y complicaciones adicionales no previstos en la práctica estándar de la ingeniería civil. Desde el punto de vista del diseño de depósitos de relave, desmonte de mina, pilas de lixiviación, entre otros, los consultores se enfrentan al problema de determinar la ubicación más idónea para construir las, debiendo cumplir los siguientes requisitos:

- Su construcción debe impactar el medio ambiente en la menor medida que sea posible.

- Se debe satisfacer el volumen a almacenamiento requerido para la operación.
- Se debe garantizar la estabilidad física de la estructura.
- Se debe procurar tener los menores costos de movimientos de tierras y materiales durante la construcción y operación.

1.4.1.1 Medio ambiente

En los estudios de impacto ambiental se establecen las zonas en donde se deben emplazar las estructuras mineras. Estas son elegidas de tal manera que se evite, en la medida de lo posible, el contacto directo con viviendas locales, flora, fauna, fuentes de agua, etc. Es importante tener en cuenta que toda obra de ingeniería tiene una responsabilidad social y ambiental y por lo que la ubicación y el diseño debe estar en función a este concepto.

1.4.1.2 Volumen a almacenar

Los terrenos montañosos de los Andes peruanos condiciona que la mayoría de las estructuras mineras de grandes dimensiones se emplacen en quebradas o valles, en su mayoría estrechos y con pendientes y taludes naturales empinados. Por esta razón, el impacto en el valle elegido es alto, debido principalmente a que se impactan grandes extensiones de terreno, por lo que se necesitan diques de retención voluminosos, entre otros detalles.

La ubicación de los diques de contención de los depósitos de relave y presas de retención de agua condiciona la capacidad de almacenamiento, por lo que su elección es crítica en el diseño. Muchas veces, el volumen masivo a almacenar condiciona a que estos diques se ubiquen necesariamente en zonas riesgosas, desde el punto de vista constructivo y geotécnico.

El concepto para el caso de pilas de lixiviación es elegir una zona llana y amplia, sin embargo, esta condición solo se da en casos muy particulares; en general, las únicas zonas disponibles son valles estrechos en zonas montañosas. Para maximizar el volumen de almacenamiento y recuperación de mineral, se debe también especificar el proceso de llenado o apilamiento de mineral en la pila

(plan de carga o de apilamiento). Los taludes empinados de los valles ocasionan que se generen potenciales zonas de falla a través del sistema de revestimiento y que se requieran técnicas especiales de construcción.

Debido a que la prioridad para la ubicación de las estructuras se centra en los depósitos de relave, presas de agua y pilas de lixiviación, los depósitos de desmonte de mina quedan relegados a zonas más empinadas, poco convencionales; por lo general, en los lados de las montañas, lo que ocasiona que ocupen grandes extensiones de terreno.

Para los casos de los depósitos de material inadecuado y de topsoil se tienen condiciones similares, sin embargo, son los depósitos de desmonte de mina los más voluminosos e impactan grandes áreas dentro de la concesión minera.

1.4.1.3 Estabilidad física

Los diseños geotécnicos de los depósitos de relave, desmonte mina y pilas de lixiviación siguen las pautas y recomendaciones generales de la práctica internacional. El diseño incluye investigaciones geotécnicas de campo tales como mapeos-geológicos geotécnicos, perforaciones, calicatas, trincheras, ensayos geofísicos, pruebas de resistencia *in situ*, entre otros, además de un extenso programa de laboratorio para caracterizar los suelos de la cimentación, materiales de canteras a ser usados en la construcción, mineral, desmonte, relaves, etc. según sea el caso.

El análisis de estabilidad, la parte más importante del diseño geotécnico, se realiza empleando el método de equilibrio límite, simplificando la geometría y materiales de la estructura en secciones bidimensionales (2D) que sean tanto críticas como representativas de la misma. Sin embargo, en el Perú esta simplificación del problema de estabilidad, que en realidad es tridimensional (3D), a secciones 2D ha probado ser una herramienta muy conservadora y su aplicación puede ser cuestionada.

En la realidad peruana, los suelos de cimentación son muy variados en su origen geológico, distribución espacial y parámetros de resistencia cortante. Dentro de

un área en particular se pueden encontrar suelos residuales, morrénicos y aluviales de diferentes potencias y características. Adicionalmente, las configuraciones de las pilas de lixiviación, depósitos de desmonte de mina y algunas otras estructuras mineras, suelen ser geoméricamente complejas, por lo que la elección de secciones de análisis representativas es una tarea complicada, optándose por elegir secciones con las condiciones más críticas en términos de estabilidad. Asimismo, las demandas de capacidad de almacenamiento, como se mencionó anteriormente, ocasionan que se presenten problemas no previstos en la práctica regular, que incluyen la construcción en terrenos muy empinados y sobre suelos que usualmente serían removidos.

1.4.1.4 *Movimiento de tierras*

Los costos en movimientos de tierra masivos están también relacionados al diseño geotécnico. Para llegar al nivel de cimentación apropiado para construir los diques de los depósitos, eliminar materiales débiles de la cimentación que constituyan potenciales superficies de falla y para evitar asentamientos considerables, se remueven potencias importantes de suelo natural. Sin embargo, en muchos emplazamientos los suelos pueden tener potencias muy importantes, por lo que el análisis de estabilidad debe contemplar en sus modelos estos materiales inadecuados.

1.4.2 Oportunidades de mejora

En base a lo descrito anteriormente, se puede concluir que el diseño de estructuras de almacenamiento en un proyecto o unidad minera está supeditado a encontrar una locación que garantice el volumen o tonelaje de almacenamiento requerido y cuyos costos de construcción sean aceptables, lo que genera que el arreglo de la disposición de dichos materiales sea geoméricamente complejo para aprovechar al máximo el espacio disponible. La decisión en cuanto a la ubicación de estas estructuras es tomada mucho antes de comprobar si estas presentarán o no problemas en cuanto a la estabilidad física de la estructura.

En consecuencia, el diseño geotécnico debe adecuarse a estas condiciones. Durante las fases de diseño en la práctica actual, se ejecutan gradualmente

investigaciones de campo, ensayos de laboratorio y análisis geotécnicos para garantizar la estabilidad física de la estructura. Los terrenos agresivos y suelos heterogéneos de los Andes peruanos y los diseños geoméricamente complejos de las estructuras mineras ocasionan que durante las fases de diseño se hagan cambios importantes en función de las potenciales inestabilidades de los taludes de diseño. Estos cambios pueden involucrar modificaciones en cuanto al volumen de movimiento de tierras, configuración de las estructuras, origen de los materiales de construcción, entre otros. Asimismo, usualmente se plantean medidas u obras de estabilización, criterios de diseño especiales y en el peor de los casos se plantea la disminución de la capacidad de almacenamiento e incrementar costos en los materiales de construcción.

Todas estas decisiones críticas están basadas en los análisis de estabilidad 2D, que para la realidad peruana pueden resultar muy conservadores y económicamente perjudiciales. En la comunidad internacional, existen investigaciones muy generales que evalúan el uso de análisis 3D frente a los 2D; no obstante, estos están circunscritos en su mayoría dentro del campo académico, sin ninguna aplicación práctica explícita. Las investigaciones referidas indican que los factores de seguridad para una estructura son mayores al analizarlas en condiciones 3D, en comparación con un análisis 2D. El denominado "efecto 3D" es potencialmente mayor para la realidad peruana, sin embargo, la comunidad ingenieril en el Perú no ha realizado ningún esfuerzo para cuantificar el grado de conservadurismo asumido en los análisis de estabilidad 2D en comparación con un análisis de estabilidad 3D. A juicio del autor, esto se debe principalmente a las siguientes razones:

- El análisis de estabilidad 2D ha probado ser conservador y útil, al ser aplicado correctamente durante las últimas décadas.
- Las principales ventajas del análisis de estabilidad 3D han sido investigadas solo dentro del ámbito académico. No se tienen registros sobresalientes de aplicaciones del análisis de estabilidad 3D dentro de la práctica.
- La ausencia de un programa de cómputo amigable que satisfaga la demanda de modelamiento de estructuras complejas en 3D.

- Desconocimiento general de la teoría en la que se fundamentan los análisis 3D.

El propósito de la presente tesis es describir, analizar y entender los procedimientos de los análisis de estabilidad 2D y 3D por el método de equilibrio límite, describir el estado de la práctica del diseño geotécnico de estructuras mineras en Perú y aplicar el análisis de estabilidad 3D en el diseño en particular de depósitos de desmonte de mina. Esta aplicación servirá como un primer paso en la aplicación de análisis de estabilidad 3D en otros tipos de estructuras eventualmente más complejas; además se podrá cuantificar el “efecto 3D” presente en diseños reales. Las estructuras a analizar a lo largo de esta tesis serán los depósitos de desmonte de mina, debido a que las características de esta estructura la hacen el primer paso natural para investigar los análisis 3D. Analizar integralmente depósitos de relaves o pilas de lixiviación incluiría evaluar fallas traslacionales, análisis de infiltración, etc., en 3D, escapando del alcance de la presente tesis. En consecuencia, esta investigación pretende también sentar las bases para que se desarrollen estos tipos de evaluaciones más avanzadas.

Para mantener consistencia con la terminología usada por investigadores pasados y para un mejor entendimiento, se ha hecho una clara distinción entre los términos “método” y “procedimiento”. Equilibrio límite es un método, mientras que Bishop o Spencer son procedimientos dentro del método de equilibrio límite. Asimismo, dentro del marco de esta tesis, el término “estructuras mineras” estará referido en general a los depósitos de relave, pilas de lixiviación, depósitos de desmonte de mina, material inadecuado, topsoil y presas de almacenamiento de agua. Sin embargo, fuera del alcance de esta tesis, el término se puede extender a tajos, excavaciones subterráneas, plantas de procesos, etc.

CAPÍTULO II: MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE

2.1 EL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE

En la práctica actual, los problemas de estabilidad de taludes son resueltos mediante el método de equilibrio límite (EL), usando procedimientos bidimensionales (2D) debido, principalmente, a su simplicidad y general entendimiento. Los cálculos consisten en determinar un factor de seguridad (FS) usando uno de muchos procedimientos de EL, cada uno de ellos usando la misma definición del FS y las mismas ecuaciones de equilibrio estático (Duncan y Wright, 2005⁽²⁵⁾).

En el método de EL, el FS es definido como el mínimo factor por el cual la resistencia del suelo debe ser reducida para llevar al talud en análisis al borde de la falla. Se asume que la masa de suelo está al borde del colapso y las ecuaciones de equilibrios son resueltas para el FS desconocido (Akhtar, 2011⁽¹⁾). Tres ecuaciones o condiciones de equilibrio tienen que ser satisfechas:

- Equilibrio de fuerzas en la dirección vertical.
- Equilibrio de fuerzas en la dirección horizontal.
- Equilibrio de momentos en cualquier punto.

Todos los procedimientos de EL usan al menos una de estas ecuaciones para calcular el FS. Algunos procedimientos satisfacen todas las condiciones de equilibrio, otras solo algunas. (Duncan y Wright, 2005⁽²⁵⁾). Las ecuaciones de equilibrio estático que resuelven el FS pueden ser escritas de la misma manera para todos los procedimientos de EL si se reconoce que se satisface el equilibrio de momentos y/o el de fuerzas (Fredlund y Krahn, 1977⁽³³⁾).

Los procedimientos 2D asumen que el talud es infinitamente largo en la dirección perpendicular al plano de interés, donde predomina el estado de deformación plana, y, por lo tanto, desestiman todo efecto tridimensional (3D) que el talud pueda poseer. Naturalmente, todos los taludes y superficies de falla no son infinitamente largos y menos aún simétricos, de manera que los efectos 3D pueden influenciar la estabilidad del talud. Gitirana et al. (2008)⁽³⁸⁾ afirma que los

FS de los análisis 3D (de aquí en adelante FS 3D) son mayores que los mínimos FS de los análisis 2D (de aquí en adelante FS 2D) entre un 15% y 50%, siendo estas diferencias mayores cuando se analizan fallas traslacionales (Stark y Eid, 1998⁽⁷⁹⁾; Arellano y Stark, 2000⁽⁴⁾) como en el caso de pilas de lixiviación. A continuación se describirán los procedimientos 2D y 3D del método de EL que el autor consideró que poseen importancia histórica y también relevancia en la práctica actual.

2.2 PROCEDIMIENTOS BIDIMENSIONALES DEL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE

En general, existen dos formas de satisfacer el equilibrio estático para los procedimientos 2D del método de EL. Algunos procedimientos 2D consideran el equilibrio de la masa de suelo deslizante como una unidad, por lo que las ecuaciones de equilibrio son escritas para un solo cuerpo. En otros procedimientos 2D, la masa de suelo deslizante es dividida en dovelas verticales y las ecuaciones son escritas y resueltas para cada una de ellas; estos procedimientos 2D se conocen como procedimientos de dovelas.

Para ambos tipos de procedimientos 2D, siempre existirán más incógnitas (fuerzas, puntos de aplicación de las fuerzas, entre otros) que número de ecuaciones de equilibrio, lo que significa que el cálculo del FS es estáticamente indeterminado. Por lo tanto, todos los procedimientos realizan asunciones o simplificaciones para disminuir el número de incógnitas y resolver el FS; cada procedimiento se diferencia en el tipo de asunción que realiza.

Es importante establecer, finalmente, que la descripción de la resistencia cortante de los suelos en esta tesis se hará en base al criterio de Mohr-Coulomb. En general, el criterio de falla en términos del esfuerzo cortante (S_m) expresado en función del FS y la resistencia cortante de Mohr-Coulomb es:

$$S_m = \frac{\tau_{max}}{FS} = \frac{c' + \sigma' \tan \phi'}{FS} \quad (2.1)$$

En donde τ_{max} es la resistencia cortante, c' y ϕ' la cohesión y ángulo de fricción efectivo del suelo, respectivamente, σ' es el esfuerzo normal en el plano de falla y l el ancho del plano de falla. La Ecuación 2.1 puede ser modificada si se desea expresar la resistencia del suelo en término de esfuerzos totales o de resistencia cortante movilizada.

2.2.1 Procedimiento del talud infinito

Como su nombre lo sugiere, en el procedimiento del talud infinito se asume que el talud se extiende infinitamente en toda dirección y que el desplazamiento ocurre en una masa de suelo deslizante a lo largo de un plano paralelo a la cara del talud (Taylor, 1948⁽⁸¹⁾).

Debido a que el talud es infinito, los esfuerzos serán los mínimos en cualquier plano perpendicular al talud, como los planos A-A' y B-B' de la Figura 2.1. Las ecuaciones de equilibrio se derivan considerando un bloque rectangular como el mostrado en la Figura 2.1. Las fuerzas en los extremos del bloque son idénticas en magnitud, opuestas en dirección y colineales, por lo que se balancean y se pueden ignorar en las ecuaciones de equilibrio.

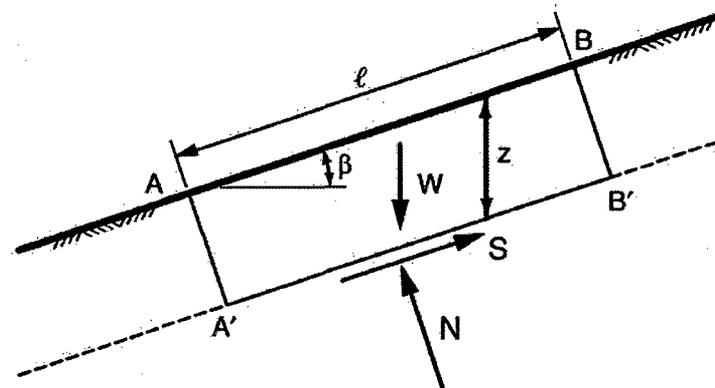


Figura 2.1 Superficie de falla del procedimiento del talud infinito (Fuente: Duncan y Wright, 2005⁽²⁵⁾).

Sumando las fuerzas en las direcciones perpendicular y paralela al plano de falla, se tiene:

$$S = W \operatorname{sen} \beta \quad (2.2)$$

$$N = W \operatorname{cos} \beta \quad (2.3)$$

En donde S y N son las fuerzas cortantes y normales en el plano de falla, respectivamente, β es ángulo de inclinación del talud y del plano de falla y W es el peso del bloque deslizante. Considerando un bloque de una unidad de espesor en la dirección perpendicular al plano de la Figura 2.1, W es expresado como:

$$W = \gamma l z \operatorname{cos} \beta \quad (2.4)$$

En donde γ es el peso unitario del suelo, l la distancia entre los bordes del bloque deslizante y z la distancia del talud al plano de falla. Al dividir las fuerzas normales y cortantes de las Ecuaciones 2.2 y 2.3 entre al área del plano de falla (considerando una longitud l) y sustituyendo la Ecuación 2.4, se tiene:

$$S_m = \gamma z \operatorname{cos} \beta \operatorname{sen} \beta \quad (2.5)$$

$$\sigma = \gamma z \operatorname{cos}^2 \beta \quad (2.6)$$

Finalmente, sustituyendo las Ecuación 2.5 y 2.6 en 2.1 se obtiene el FS para esfuerzos totales.

$$FS = \frac{c + \gamma z \operatorname{cos}^2 \beta \tan \phi}{\gamma z \operatorname{cos} \beta \operatorname{sen} \beta} \quad (2.7)$$

Este procedimiento satisface el equilibrio de fuerzas explícitamente y el de momentos implícitamente, por lo que se puede considerar que satisface por completo los requerimientos de equilibrio estático. Este procedimiento es apropiado para taludes homogéneos y que se consideren infinitos y en particular para suelos no cohesivos, dado que el FS no depende de la profundidad.

2.2.2 Procedimiento de la espiral logarítmica

En este procedimiento planteado por Frohlich (1953)⁽³⁶⁾, se asume que la superficie de falla es una espiral logarítmica, como se muestra en la Figura 2.2.

Un punto central y un radio inicial (r_0), definen a la espiral. El radio de la espiral varía con respecto al ángulo de rotación (θ) alrededor del punto central de esta de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi_d} \quad (2.8)$$

En donde ϕ_d es el ángulo de fricción desarrollado, que depende de ϕ y del FS. La Ecuación 2.1 se puede expresar en término de resistencia cortante desarrollada de la siguiente manera:

$$S_m = c_d + \sigma \tan \phi_d \quad (2.9)$$

Un espiral logarítmica tiene la propiedad de que el radio extendido desde el centro de la espiral a un punto de la superficie de falla intersecta al esfuerzo normal en dicho punto de la superficie con un ángulo ϕ_d , como se señala en la Figura 2.2. Debido a esta propiedad, las fuerzas resultantes producidas por los esfuerzos normales y la fracción friccional de los esfuerzos cortantes actúan a lo largo de dicha línea a través del centro de la espiral, y en consecuencia no generan un momento neto alrededor de dicho centro. Las únicas fuerzas que producen momento entonces serían aquellas debido a la cohesión desarrollada a lo largo de la superficie de falla. Una ecuación de equilibrio puede ser escrita entonces, al sumar momentos alrededor del centro de la espiral en donde solo el FS es una incógnita.

En este procedimiento se logra una solución estáticamente determinada al asumir una superficie de falla en particular (espiral logarítmica), no necesitándose asunciones adicionales. Los equilibrios de fuerza, si bien no son mencionados, son incluidos implícitamente en el procedimiento. Debido a que satisface todas las ecuaciones de equilibrio, el procedimiento de la espiral logarítmica es relativamente preciso, siendo, teóricamente, el mejor procedimiento del método de equilibrio límite para el análisis de taludes homogéneos. Este procedimiento es actualmente usado en algunos programas de diseño de taludes mecánicamente estabilizados (Duncan y Wright, 2005⁽²⁵⁾).

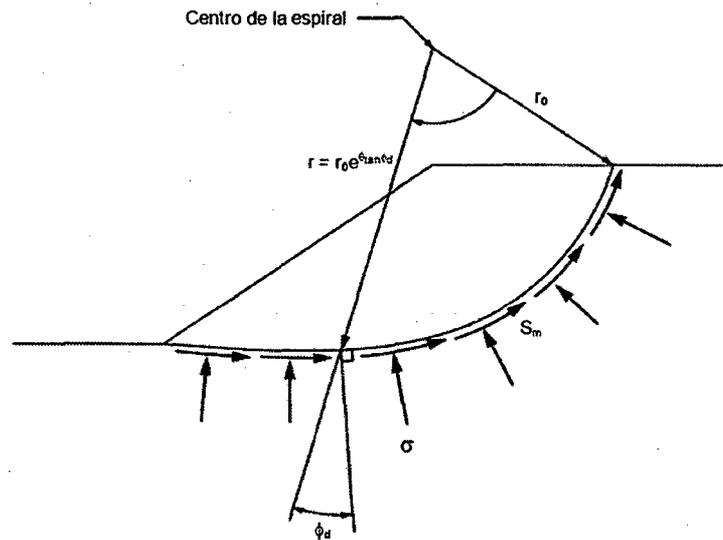


Figura 2.2 Superficie de falla del procedimiento de la espiral logarítmica, modificado en base a Duncan y Wright (2005)⁽²⁵⁾.

2.2.3 Procedimiento del círculo sueco

El procedimiento del círculo sueco asume que la superficie de falla de la masa de suelo analizada es un arco de circunferencia y se realiza una suma de momentos alrededor del centro del mismo para calcular el FS, como se muestra en la Figura 2.3. Petterson hace referencia a este procedimiento en 1916 (Petterson, 1955)⁽⁶⁷⁾; sin embargo, fue formalizado hace más de 90 años por Fellenius en 1922 (Fellenius, 1922)⁽²⁸⁾; Skempton, 1948⁽⁷⁵⁾. El círculo sueco analiza taludes homogéneos y heterogéneos en donde su resistencia es definida solo por la cohesión del suelo, es decir, con un ángulo de fricción nulo (resultando, en consecuencia, en un caso especial del procedimiento de la espiral logarítmica). Por esta razón, el círculo sueco es también conocido como el procedimiento $\phi = 0$.

En base a la Figura 2.3; en donde W es la masa de la masa deslizante, R el radio del arco, x la distancia horizontal entre el centro de la circunferencia y centro de gravedad de la masa deslizante, S_m la fuerza cortante, L la longitud del arco y tomando la suma de momentos en el centro del arco de circunferencia, se tiene:

$$\sum M_o = 0$$

$$Wx = S_m R \tag{2.10}$$

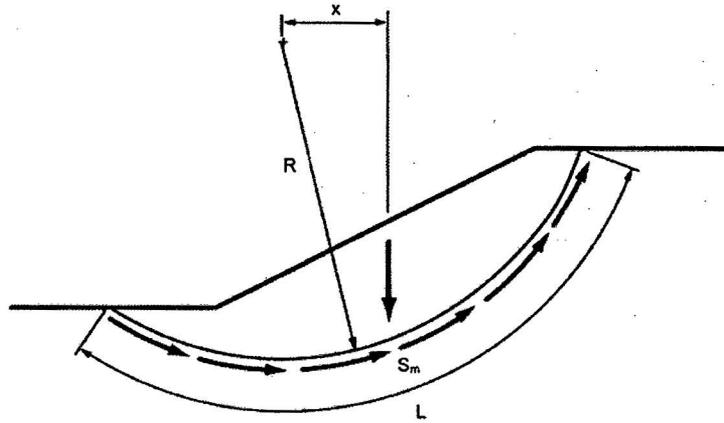


Figura 2.3 Superficie de falla del procedimiento del círculo sueco, modificado en base a Duncan y Wright (2005)⁽²⁵⁾

Notar que este procedimiento asume que las fuerzas normales a la superficie de falla actúan a través del centro del círculo y las fuerzas cortantes actúan a la misma distancia del mismo centro. La Ecuación 2.1 para estas condiciones es:

$$S_m = \frac{\tau_{max}}{FS} = \frac{cL}{FS} \tag{2.11}$$

Sustituyendo la Ecuación 2.10 en 2.11 y resolviendo para el FS, se tiene:

$$FS = \frac{cLR}{Wx} \tag{2.12}$$

Este método, al ser un caso especial de la espiral logarítmica, satisface por completo las ecuaciones de equilibrio estático, asumiendo un suelo cohesivo y una superficie de falla circular.

Estudio de Fredlund y Krahn (1977)

Fredlund y Krahn (1977)⁽³³⁾ realizaron una comparación de los procedimientos 2D de dovelas más usados en la práctica. Usando una misma notación de símbolos y procedimientos consistentes para calcular los FS, plantearon todos

los procedimientos para un caso general que incluye una superficie de falla compuesta, parcialmente sumergido y con cargas puntuales y sísmicas en el talud. El esquema usado por estos autores se presenta en la Figura 2.4; y fue usado de aquí en adelante en la descripción de los procedimientos de dovelas del método de EL.

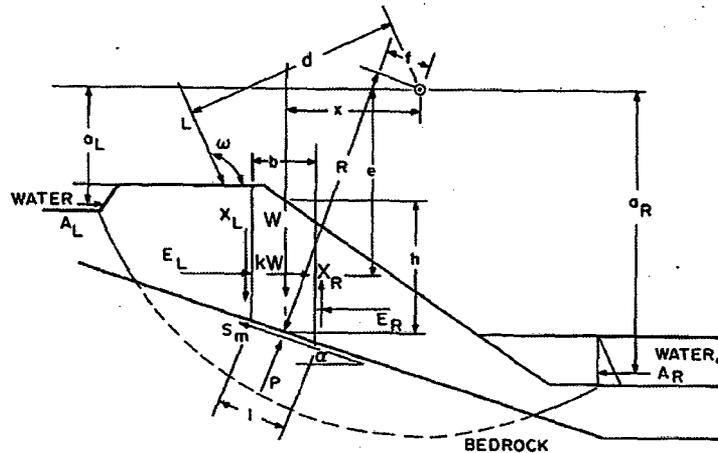


Figura 2.4 Esquema general para los procedimientos de dovelas, según Fredlund y Krahn (1977)⁽³³⁾.

En donde:

- W : Peso de la dovela de ancho b y altura h
- P : Fuerza normal en la base de la dovela sobre una longitud l
- R : Radio asociado con la fuerza cortante movilizada S_m
- f : Distancia perpendicular de la fuerza normal con el centro de rotación
- x : Distancia horizontal de la dovela al centro de rotación
- α : Ángulo entre la tangente al centro de la base de cada dovela y la horizontal
- E : Fuerzas entre dovelas horizontales
- L : Lado izquierdo asumido
- R : Lado derecho asumido
- X : Fuerzas entre dovelas verticales
- k : Coeficiente sísmico
- e : Distancia vertical del centroide de cada dovela al centro de rotación
- L : Carga puntual (fuerza por unidad de longitud)
- ω : Ángulo entre la carga puntal y la horizontal
- d : Distancia perpendicular entre la carga puntal y el centro de rotación

- A : Resultantes de las fuerzas de agua
a : Distancia perpendicular entre la resultante de las fuerzas de agua y el centro de rotación
 S_m : Fuerza cortante movilizada en la base de la dovela. Es una fracción de la resistencia cortante, que puede ser definida por el criterio de Mohr-Coulomb, de acuerdo a la ecuación 2.13

$$S_m = \frac{c'l + (P - ul)\tan\phi'}{FS} \quad (2.13)$$

- c' : Cohesión efectiva del suelo
 ϕ' : Ángulo de fricción efectivo del suelo
u : Presión de poros
FS : Factor de seguridad

2.2.4 Procedimiento simplificado de Bishop

Bishop (1955)⁽¹⁰⁾ presentó dos diferentes procedimientos mediante el uso de dovelas: el procedimiento “completo” de Bishop y el procedimiento “simplificado” o “modificado” de Bishop. El procedimiento completo de Bishop incluía las fuerzas verticales y horizontales entre dovelas, pero sin especificar qué asunciones o detalles fueron asumidos para satisfacer el equilibrio estático (Duncan y Wright, 2005⁽²⁵⁾). Por otro lado, el procedimiento simplificado de Bishop no toma en cuenta las fuerzas cortantes entre dovelas (pudiendo asumirse que son horizontales, ver Figura 2.4), y usa el equilibrio de fuerzas verticales y momentos alrededor de un centro de rotación para calcular el FS. Sumando las fuerzas verticales se tiene que:

$$\sum F_V = 0$$

$$W = P \cos \alpha + S_m \sin \alpha \quad (2.14)$$

Substituyendo la Ecuación 2.13 en 2.14 y resolviendo para P se tiene que:

$$P = \left[W - \frac{c'l \sin \alpha}{FS} + \frac{ul \tan \phi' \sin \alpha}{FS} \right] / m_\alpha \quad (2.15)$$

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{FS}$$

El FS es calculado tomando la sumatoria de momentos en un punto de rotación:

$$\sum M_0 = 0$$

$$\sum S_m R = \sum Wx - \sum Pf + \sum kWe \pm Aa + Ld \quad (2.16)$$

Finalmente, se introducen las ecuaciones 2.13 y 2.15 en 2.16 y se resuelve para el FS:

$$FS = \frac{\sum [c' lR + (P - ul)R \tan \phi']}{\sum Wx - \sum Pf + \sum kWe \pm Aa + Ld} \quad (2.17)$$

La formulación original de Bishop solo es aplicable para superficies de falla rotacionales. Sin embargo, la Ecuación 2.17 presentada por Fredlund y Krahn (1977)⁽³³⁾ incorpora las variables necesarias para que sea aplicable para fallas compuestas.

2.2.5 Procedimiento simplificado de Janbu

Janbu (1954⁽⁴⁹⁾, 1973⁽⁵⁰⁾) presentó el Procedimiento General de Dovelas (GPS), el cual solo satisface el equilibrio de fuerzas (Duncan y Wright, 2005⁽²⁵⁾). El GPS produce valores de FS idénticos a aquellos calculados por procedimientos más rigurosos; sin embargo, no siempre produce soluciones que converjan a un error aceptable. El procedimiento simplificado de Janbu (Janbu et al., 1956⁽⁵¹⁾; Janbu, 1973⁽⁵⁰⁾) está basado en la asunción de que las fuerzas entre dovelas son solo horizontales. La fuerza normal es calculada sumando fuerzas en la dirección vertical, ignorando las fuerzas de corte entre dovelas, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\sum F_V = 0$$

$$W = (X_R - X_L) + P \cos \alpha + S_m \sin \alpha \quad (2.18)$$

Si se desestiman las fuerzas verticales X_R y X_L (ver Figura 2.4), resulta la misma ecuación calculada en el procedimiento simplificado de Bishop (Ecuación 2.14). Del equilibrio de fuerzas horizontales se tiene:

$$\sum F_H = 0$$

$$\sum S_m \cos \alpha = \sum (E_L - E_R) + \sum P \sin \alpha + \sum kW \pm Aa - L \cos \omega \quad (2.19)$$

La suma de las fuerzas entre dovelas se cancelan en este análisis. Introduciendo el criterio de falla de la Ecuación 2.13 y la fuerza normal de la Ecuación 2.18 en 2.19 y resolviendo para el FS, se tiene que:

$$FS_o = \frac{\sum [c' \cos \alpha + (P - ul) \tan \phi' \cos \alpha]}{\sum P \sin \alpha + \sum kW \pm Aa - L \cos \omega} \quad (2.20)$$

Donde FS_o representa un FS de seguridad sin corregir debido a la desestimación de las fuerzas de corte entre dovelas, lo que resulta en un ángulo entre dovelas de cero. Para compensar por la desestimación en mención, Janbu (1973)⁽⁵⁰⁾ propuso un factor de corrección, f_o , que está en función de la geometría de la masa deslizante y los parámetros de resistencia del suelo. El factor de corrección es obtenido por Janbu (1973)⁽⁵⁰⁾ en base a cálculo usando tanto el procedimiento GPS como el procedimiento simplificado de Janbu. El FS corregido, $FS_{\text{corregido}}$, se obtiene simplemente multiplicando f_o por FS_o :

$$FS_{\text{corregido}} = f_o \times FS_o \quad (2.21)$$

La Figura 2.5 muestra la variación de f_o como una función de la geometría del talud y el tipo de suelo.

2.2.6 Procedimiento de Spencer

El procedimiento de Spencer (1967)⁽⁷⁷⁾ satisface todas las condiciones de equilibrio, tanto la suma de fuerzas en las direcciones vertical y horizontal y el equilibrio de momentos. El procedimiento de Spencer fue inicialmente planteado para superficies de falla circulares, sin embargo, luego fue extendido para

superficies no circulares. El procedimiento de Spencer se basa en la asunción de que la resultante de que todas las resultantes de las fuerzas entre dovelas son paralelas, es decir, tiene la misma inclinación. La inclinación entre las dovelas es desconocida, por lo que se calcula como parte de la solución usando la siguiente relación entre la magnitud de las fuerzas de corte y normal entre dovelas:

$$\lambda f(x) = \tan\theta = \frac{X_L}{E_L} = \frac{X_R}{E_R} \quad (2.22)$$

En donde $f(x) = 1$ (función constante), $\lambda = \tan\theta$ y $\theta =$ ángulo resultante de la fuerza entre dovelas medido desde la horizontal.

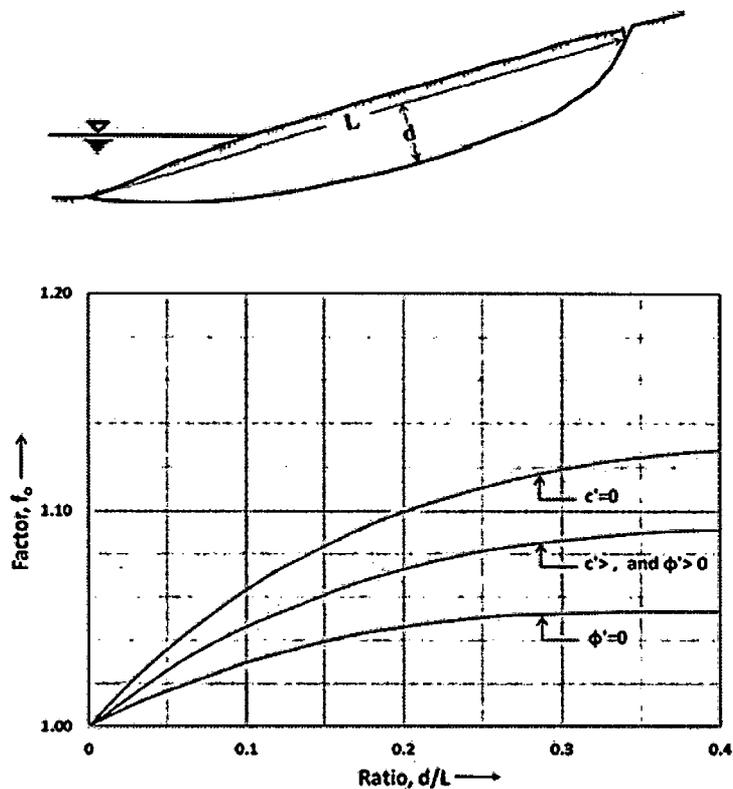


Figura 2.5 Factor de corrección para el procedimiento modificada de Janbu
(Fuente: Akhtar, 2011⁽¹⁾).

La fuerza normal es derivada de la misma manera que en el procedimiento simplificado de Janbu, excepto que las fuerzas de corte entre dovelas se incluyen, como en la Ecuación 2.18. Sustituyendo las Ecuaciones 2.13 y 2.22 en 2.18, se tiene:

superficies no circulares. El procedimiento de Spencer se basa en la asunción de que la resultante de que todas las resultantes de las fuerzas entre dovelas son paralelas, es decir, tiene la misma inclinación. La inclinación entre las dovelas es desconocida, por lo que se calcula como parte de la solución usando la siguiente relación entre la magnitud de las fuerzas de corte y normal entre dovelas:

$$\lambda f(x) = \tan\theta = \frac{X_L}{E_L} = \frac{X_R}{E_R} \quad (2.22)$$

En donde $f(x) = 1$ (función constante), $\lambda = \tan\theta$ y $\theta =$ ángulo resultante de la fuerza entre dovelas medido desde la horizontal.

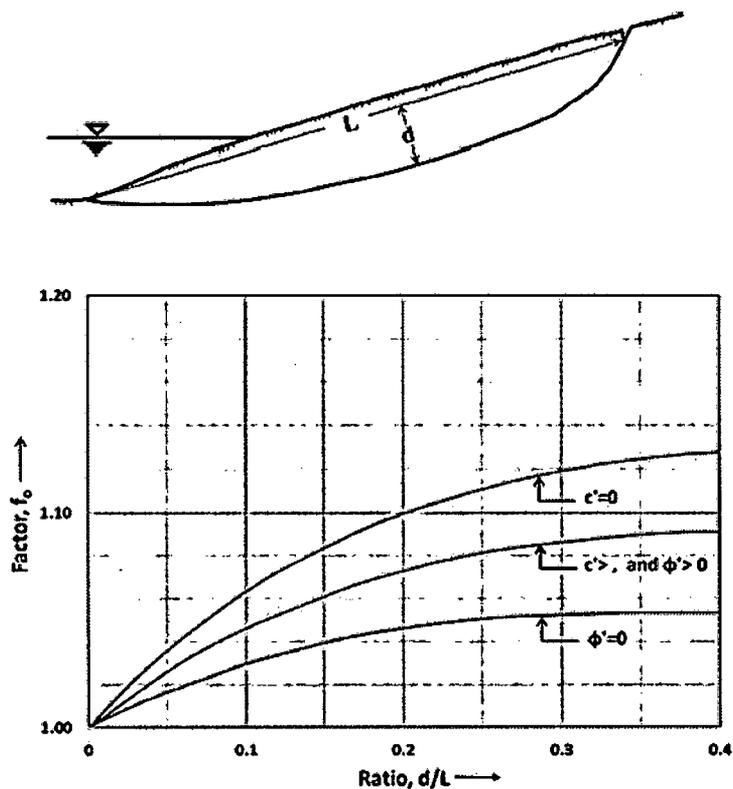


Figura 2.5 Factor de corrección para el procedimiento modificada de Janbu
 (Fuente: Akhtar, 2011⁽¹⁾).

La fuerza normal es derivada de la misma manera que en el procedimiento simplificado de Janbu, excepto que las fuerzas de corte entre dovelas se incluyen, como en la Ecuación 2.18. Sustituyendo las Ecuaciones 2.13 y 2.22 en 2.18, se tiene:

$$P = \left[W - (E_R - E_L)\tan\theta - \frac{c'l\text{sen } \alpha}{FS} + \frac{ul\tan\phi'\text{sen } \alpha}{FS} \right] / m_\alpha \quad (2.23)$$

Las fuerzas horizontales entre dovelas se obtienen del equilibrio horizontal de fuerzas:

$$\sum F_H = 0$$

$$P\text{sen } \alpha + kW = (E_R - E_L) + S_m\text{sen } \alpha \quad (2.24)$$

Spencer (1967)⁽⁷⁷⁾ derivó dos ecuaciones para el FS. La primera está basada en el equilibrio de momentos y la segunda en el equilibrio de fuerzas horizontales. El FS basado en el equilibrio de momentos (FS_m) es el mismo que el usado en el procedimiento simplificado de Bishop:

$$FS_m = \frac{\sum [c'lR + (P - ul)R\tan\phi']}{\sum Wx - \sum Pf + \sum kW e \pm Aa + Ld} \quad (2.25)$$

De manera similar, el FS basado en el equilibrio de fuerzas horizontales (FS_f) es el mismo que el usado en el procedimiento simplificado de Janbu:

$$FS_f = \frac{\sum [c'l\cos \alpha + (P - ul)\tan\phi'\cos \alpha]}{\sum P\text{sen } \alpha + \sum kW \pm Aa - L\cos\omega} \quad (2.26)$$

El procedimiento de Spencer calcula dos valores de FS para cada valor asumido de ángulo de fuerzas entre dovelas (θ). El FS será aquel calculado para un valor de θ que resulte en los mismos valores de FS_m y FS_f .

2.2.7 Procedimiento de Morgenstern y Price

Morgenstern y Price (1965)⁽⁶⁶⁾ presentaron un procedimiento riguroso que satisface todas las condiciones de equilibrio y asume la relación descrita en la Ecuación 2.22 para las fuerzas entre dovelas, en donde $f(x)$ es una función dada; la Figura 2.6 presenta funciones típicas para $f(x)$. En consecuencia, este procedimiento calcula el FS de una manera análoga al procedimiento de

Spencer. El procedimiento de Morgenstern y Price es similar al de Spencer si la función de fuerzas entre dovelas es una constante ($f(x) = 1$). Para una función constante (ver Figura 2.6), el procedimiento de Morgenstern y Price resulta en FS similares a aquellos obtenidos por el procedimiento de Spencer.

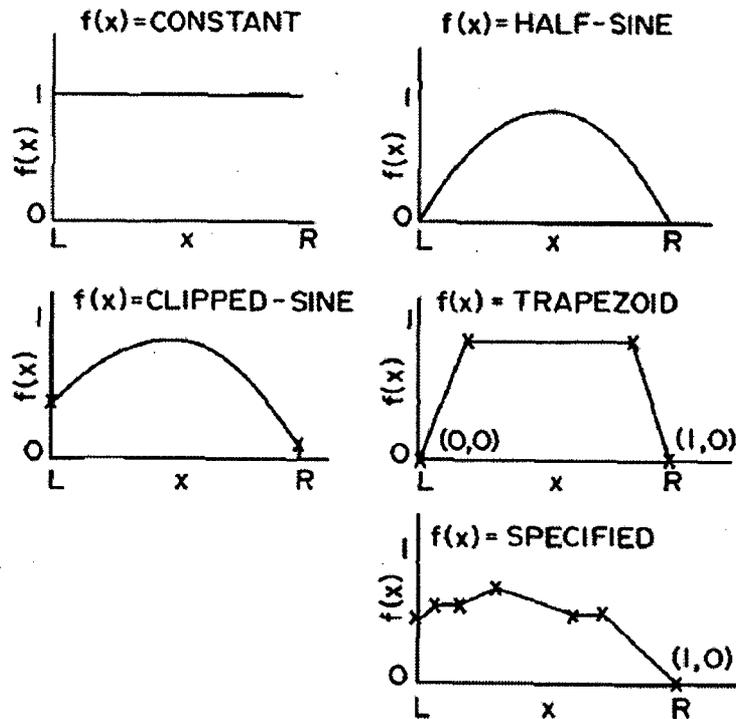


Figura 2.6 Función de fuerzas entre dovelas $f(x)$ para el procedimiento de Morgenstern y Price
 (Fuente: Fredlund y Krahn, 1977⁽³³⁾).

2.2.8 Procedimiento General de Equilibrio Límite (GLE)

El procedimiento General de Equilibrio Límite (GLE) fue planteado por Fredlund et al. (1981)⁽³⁴⁾ bajo el mismo concepto de equilibrio y asunciones que el método de Morgenstern y Price. Sin embargo, existe una pequeña diferencia en la manera en la que la fuerza normal es aplicada sobre la base de la dovela (Figura 2.7). El procedimiento de Morgenstern y Price usa una integración a lo largo del talud, y esto resulta en una variación lineal de la fuerza normal en la base de la dovela; como consecuencia, la fuerza normal resultante P puede tener una pequeña separación del centro de la dovela. La formulación de GLE asume que la fuerza resultante normal actúa en el centro de la dovela.

En la Tabla 2.1 presenta un resumen de las principales características de los procedimientos 2D de dovelas más usados, y que han sido implementados satisfactoriamente en la mayoría de los programas de cómputo geotécnicos.

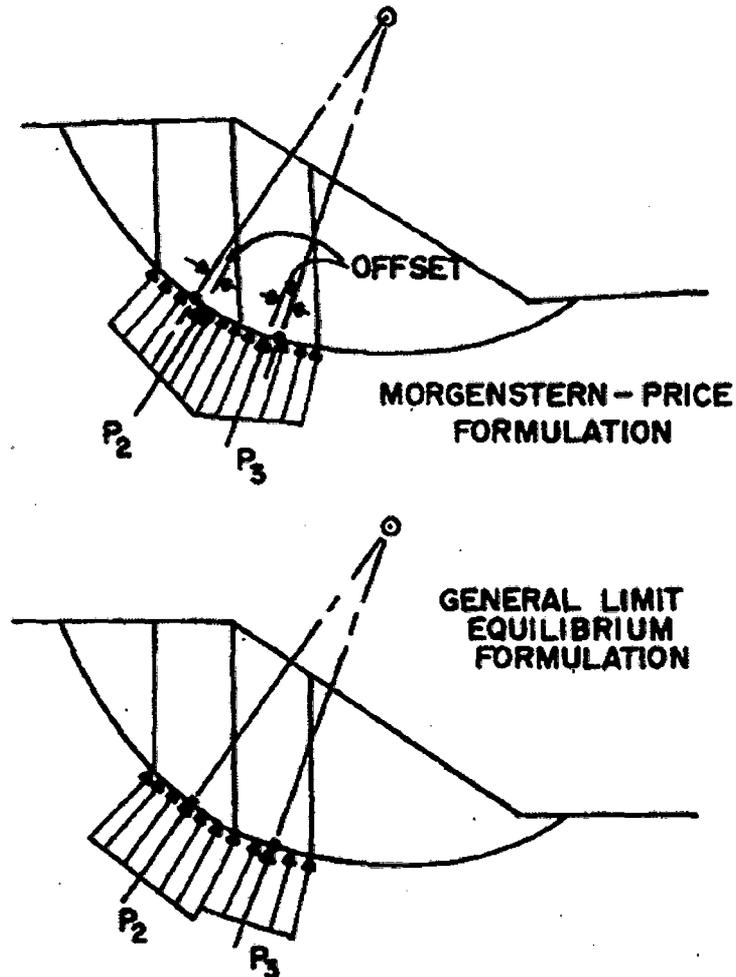


Figura 2.7 Punto de aplicación de la fuerza normal en las formulaciones de Morgenstern y Price y GLE (Fredlund et al., 1981⁽³⁴⁾).

Tabla 2.1 Principales características de los procedimientos bidimensionales más usados en el método de equilibrio límite

Procedimiento	Ecuaciones de equilibrio que satisface	Asunciones
Simplificado de Bishop	Vertical y momento	Fuerzas entre dovelas son horizontales
Simplificado de Janbu	Vertical y horizontal	Fuerzas entre dovelas son horizontales
Spencer	Todas	Fuerzas entre dovelas son paralelas
Morgenstern y Price	Todas	Fuerzas de corte y normal entre dovelas están relacionadas por $X/E = \lambda f(x)$

Procedimiento	Ecuaciones de equilibrio que satisface	Asunciones
General de Equilibrio Límite	Todas	Fuerzas de corte y normal entre dovelas están relacionadas por $X/E = \lambda f(x)$

Fuente: Elaboración propia

2.3 PROCEDIMIENTOS TRIDIMENSIONALES DEL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE

Desde los 1960's, muchos investigadores han propuesto procedimientos 3D para el análisis de estabilidad de taludes basados en el método de EL. Duncan (1996)⁽²⁴⁾, Albatanieh (2006)⁽²⁾, Akhtar (2011)⁽¹⁾ y Kalatehjari y Ali (2013)⁽⁵³⁾ realizaron extensas revisiones de la mayoría de estos. Sin embargo, tras más de cinco décadas, la mayoría de ingenieros geotécnicos no han aceptado los procedimientos 3D en comparación con la gran cantidad de procedimientos 2D usados hoy en día.

Extender los procedimientos 2D del método de EL requiere una mayor cantidad de asunciones para que el problema sea estáticamente determinado (Akhtar, 2011⁽¹⁾). Asimismo, el construir una geometría 3D de un talud real y determinar la superficie de falla y dirección de deslizamiento críticas son algunos de los conceptos no completamente desarrollados y entendidos por los ingenieros geotécnicos. Las siguientes secciones proveen una revisión de la mayoría de los procedimientos 3D presentados en el pasado por investigadores.

2.3.1 Sherard et al. (1963); Lambe y Whitman (1969)

Un concepto inicial para evaluar los efectos 3D es el procedimiento de promedio ponderado (Sherard et al., 1963⁽⁷⁴⁾; Lambe y Whitman, 1969⁽⁵⁷⁾). Este procedimiento sugiere usar tres secciones paralelas a través de un talud y calcular el FS mediante un análisis 2D (de aquí en adelante FS 2D) para cada sección. Un FS ponderado del análisis 3D es calculado usando el peso por encima de la superficie de falla (ver Figura 2.8) en cada sección como ponderación.

Este procedimiento no es un verdadero procedimiento 3D debido a que no toma en cuenta la resistencia de fuerzas entre las secciones. Sin embargo, puede proveer razonables resultados si la superficie de falla se reduce gradualmente a medida que se acerca a los bordes de la masa deslizante, de manera que el uso de tres o más secciones captura las fuerzas de los lados. Este procedimiento no es recomendable para fallas traslacionales (Akhtar, 2011⁽¹⁾).

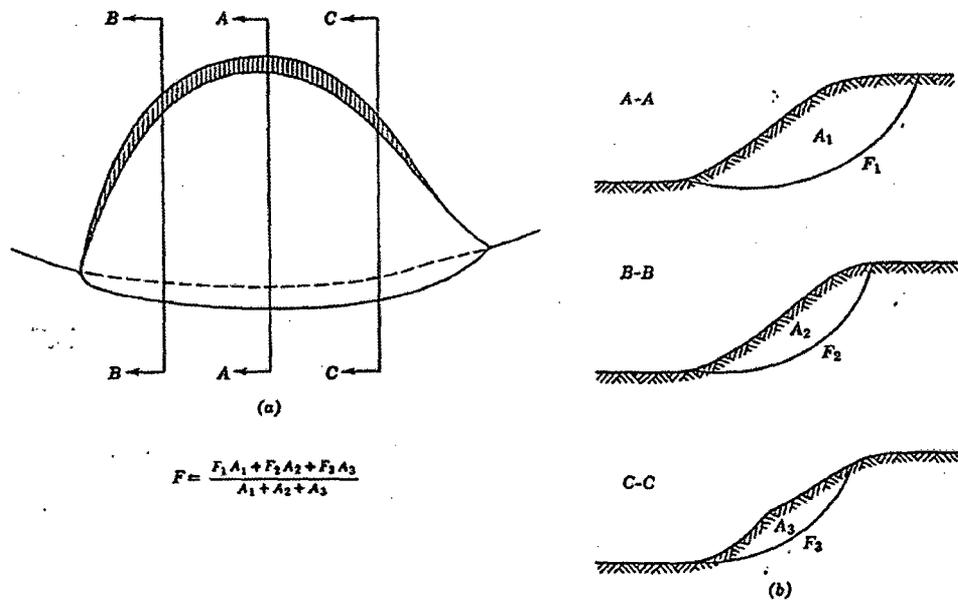


Figura 2.8 Procedimiento de peso ponderado (Fuente: Lambe y Whitman, 1969)⁽⁵⁷⁾.

2.3.2 Anagnosti (1969)

Anagnosti (1969)⁽³⁾ presentó una extensión del procedimiento 2D de Morgenstern y Price a 3D, señalando que el número de asunciones estáticas necesarias para satisfacer las ecuaciones de equilibrio 3D es cuatro veces las necesitadas para un análisis 2D. En consecuencia, más asunciones son necesarias para resolver un problema de estabilidad en 3D. La principal limitación del procedimiento de Anagnosti (1969)⁽³⁾ es que la superficie de falla 3D no es especificada. Su investigación señala que los factores de seguridad del análisis 3D (de aquí en adelante FS 3D) son mayores que los FS 2D para los casos evaluados por el autor.

2.3.3 Baligh y Azzouz (1975), Azzouz y Baligh (1978), Azzouz et al. (1981)

Baligh y Azzouz (1975)⁽⁹⁾ examinaron los efectos de borde (lados de la superficie de falla 3D) en la estabilidad de taludes homogéneos y cohesivos al extender el procedimiento 2D del círculo sueco a 3D. La superficie de falla es tomada como una superficie de revolución cilíndrica de longitud finita. El programa de cómputo STAB3D fue desarrollado para analizar los efectos de borde y fue usado para realizar los análisis 3D.

En sus análisis, Baligh y Azzouz (1975)⁽⁹⁾ consideraron dos superficies de falla finitas, cada una de ellas compuestas por una sección cilíndrica de longitud l_c con lados cónicos o elipsoidales de longitud l_n o l_e , respectivamente (ver Figura 2.9). Para problemas de estabilidad de taludes de corte verticales arcillosos y falla por el pie, el análisis demostró que los FS 3D son mayores que los FS 2D.

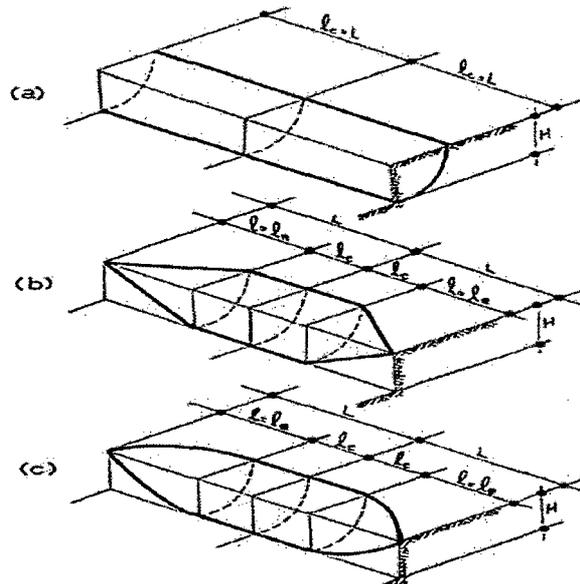


Figura 2.9 Taludes analizados por Baligh y Azzouz (1975)⁽⁹⁾.

Baligh y Azzouz (1975)⁽⁹⁾ concluyeron también que los efectos 3D tienden a incrementar el FS 3D, aunque para algunas longitudes de falla, l/H mayor a cuatro, el FS 3D se aproxima al FS 2D. Adicionalmente, los FS 3D obtenidos al usar los bordes elípticos son menores a los calculados cuando se usaron los bordes cónicos, concluyendo que estos últimos son los que pueden simular la geometría de fallas reales. Ningún caso histórico fue evaluado para confirmar este punto. No obstante, Baligh y Azzouz (1975)⁽⁹⁾ analizaron un caso histórico y encontraron que los efectos de borde incrementaron el FS 3D en un 19 y 34%.

Azzouz y Baligh (1978b)⁽⁶⁾ presentaron procedimientos 3D para suelos cohesivos y no cohesivos. La superficie de falla es asumida nuevamente cilíndrica con bordes cónicos o elipsoidales. La determinación de la distribución de esfuerzos normales en 3D es la mayor limitación de estos procedimientos.

Azzouz et al. (1981)⁽⁷⁾ analizaron cuatro casos históricos de presas, rápidamente cargadas hasta la falla, cimentadas sobre arcillas usando el programa de cómputo STAB3D. Los análisis indicaron que la razón entre el FS 3D y FS 2D (de aquí en adelante FS 3D/2D) varía entre 1.07 a 1.30, concluyéndose que los efectos de borde tienden a incrementar el FS 3D.

2.3.4 Hovland (1977)

Hovland (1977)⁽⁴¹⁾ presentó un procedimiento 3D general que satisface el equilibrio de momentos y que divide a la masa deslizante en columnas, empleando por primera vez el concepto de columnas como el equivalente 3D de las dovelas. Este procedimiento es análogo al método ordinario de dovelas (Fellenius, 1927⁽²⁹⁾), y en donde se asume que los lados verticales de las columnas de suelo no poseen fricción.

Hovland (1977)⁽⁴¹⁾ aplicó su procedimiento para dos casos especiales. El primero involucró una presa cimentada sobre arcillas blandas, de manera que pudiera compararlo con el procedimiento de Baligh y Azzouz (1975)⁽⁹⁾, obteniendo resultados similares. El segundo caso involucró una superficie de falla en forma de bloque deslizante (falla traslacional), encontrando que cuando la cohesión se aproxima a cero, se obtiene el menor valor de FS 3D/2D. Adicionalmente, Hovland (1977)⁽⁴¹⁾ indicó que suelos arenosos tienden a experimentar superficies de falla con forma de bloques deslizantes y que en algunas situaciones extremas el FS 3D es menor que el FS 2D; no obstante, ninguno de los casos evaluados es un caso histórico con un FS conocido.

Finalmente, Hovland (1977)⁽⁴¹⁾ afirma que el FS 3D es usualmente mayor que el FS 2D para suelos cohesivos pero que puede ser menor para suelos no cohesivos. Hovland (1977)⁽⁴¹⁾ también afirma que se necesitan estudios

adicionales para determinar la forma de la superficie de falla 3D como un función de los parámetros de resistencia Mohr-Coulomb.

Steiner (1978)⁽⁸⁰⁾ mostró que Hovland (1977)⁽⁴¹⁾ asume implícitamente que no existen fuerzas horizontales; no obstante, estas son importantes en los análisis 3D. Azzouz y Baligh (1978a)⁽⁵⁾ y Steiner (1978)⁽⁸⁰⁾ también señalan que el procedimiento Hovland (1977)⁽⁴¹⁾ produce resultados erróneos para suelos no cohesivos.

2.3.5 Chen (1981), Chen y Chameau (1982)

Chen (1981)⁽¹⁶⁾ y Chen y Chameau (1982)⁽¹⁷⁾ propusieron un procedimiento 3D de análisis de estabilidad que utiliza el concepto de EL y que puede ser aplicado a cualquier tipo de superficie de falla. La masa deslizante, que se asume que es homogénea y simétrica, es dividida en columnas verticales, en una suerte de extensión del procedimiento de dovelas. Los equilibrios de fuerzas verticales y horizontales y de momentos son satisfechos para cada columna así como para la masa de suelo deslizante. Los autores asumen que las fuerzas de corte entre columnas son paralelas a la base de cada columna y que están en función de la posición de la columna en la masa deslizante. Las fuerzas entre columnas tienen la misma inclinación en toda la masa. El programa de cómputo LEMIX fue desarrollado para realizar análisis en base a su procedimiento.

El primer caso estudiado por Chen (1981)⁽¹⁶⁾ es un cilindro con bordes semi-elipsoidales (Figura 2.10). Esta superficie de falla es simétrica y fue analizada usando LEMIX. Las comparaciones de estos resultados con aquellos que resultan de aplicar el procedimiento de Hovland (1977)⁽⁴¹⁾ muestran que este último produce FS 3D más bajos. También se encontró que el procedimiento de Chen (1981)⁽¹⁶⁾ no siempre es conservador cuando se consideran las presiones de poros (Akhtar, 2011⁽¹⁾). Los resultados de LEMIX también fueron comparados usando el procedimiento 2D de Spencer. Los resultados típicos indicaron que:

- A medida que la longitud de la superficie de falla se incrementa, el valor de FS 3D/2D decrece y el problema se aproxima a una condición de deformación plana.

- A pendientes más pronunciadas para el talud en análisis, menor el valor de FS 3D/2D.
- Para suelos con valores de cohesión altos y bajos ángulos de fricción, las presiones de poros pueden causar que los efectos de los bordes sean mayores.

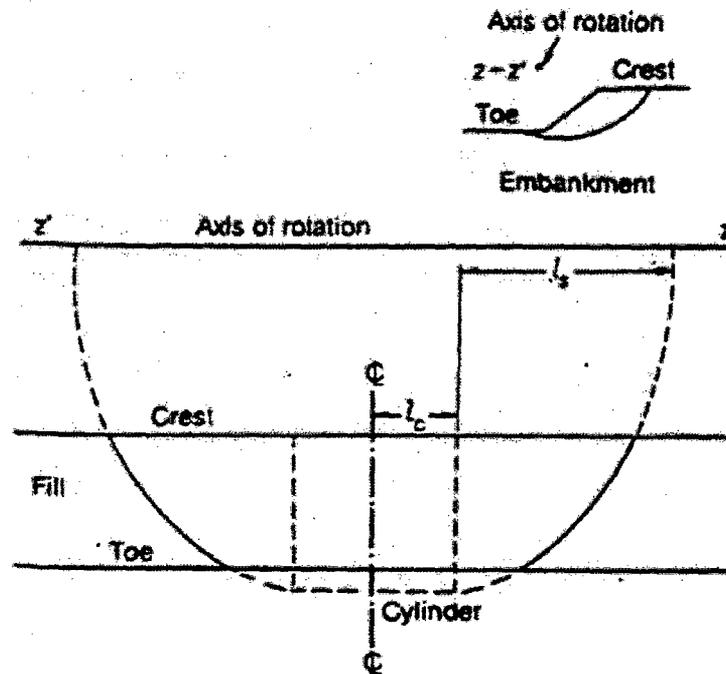


Figura 2.10 Vista frontal de la superficie de falla de Chen y Chameau (1982)⁽¹⁷⁾.

Adicionalmente, Chen y Chameau (1982)⁽¹⁷⁾ afirman que para un suelo con cohesión, el FS 3D es mayor que el FS 2D debido a que los efectos causados por los bordes elipsoidales resultan en un talud más estable. También afirman que el FS 3D puede ser menor que el FS 2D para suelos no cohesivos. Sin embargo, admiten que se requiere mayor investigación para evaluar las implicaciones de sus conclusiones. Chen y Chameau (1982)⁽¹⁷⁾ no usaron su procedimiento para evaluar casos historia.

Diversos investigadores cuestionaron la validez de la afirmación "en algunas circunstancias el FS 3D obtenido para suelos no cohesivos puede ser ligeramente menor que para el caso 2D" de Chen y Chameau (1982)⁽¹⁷⁾. Estos investigaciones afirman que el FS 2D para alguna sección en los bordes elipsoidales siempre será mayor que el FS 2D para la sección crítica central.

Más aun, afirman que las fuerzas de corte entre columnas contribuyen a las fuerzas resistentes y cuestionan otros aspectos como asunciones básicas y términos claves del trabajo de Chen y Chameau (1982)⁽¹⁷⁾. Se concluye, entonces, que el FS 3D debería de ser mayor que el FS 2D.

2.3.6 Lovell (1984), Thomaz y Lovell (1988)

Lovell (1984)⁽⁶³⁾ presentó un procedimiento 3D que es una extensión del procedimiento de dovelas a 3D. Este procedimiento de columnas satisface el equilibrio de fuerzas horizontales y verticales y de momentos, además puede ser aplicado a cualquier superficie de falla simétrica. Asimismo, se asume que las fuerzas cortantes resultantes en las caras entre columnas son paralelas a la base de cada columna y que las fuerzas resultantes tiene la misma inclinación a lo largo de cada fila de columnas.

Lovell (1984)⁽⁶³⁾ propuso que el valor de FS 3D/2D debe ser considerado como un factor en el análisis, lo que es similar al concepto de diseño LRFD. Lovell (1984)⁽⁶³⁾ afirma que valores muy altos de FS 3D/2D implican un análisis 2D muy conservador. Lovell (1984)⁽⁶³⁾ analizó dos tipos de falla diferentes. La primera es una falla traslacional representada en la Figura 2.11 que fue analizada en el programa de cómputo BLOCK3. Los resultados de un análisis en una presa con una capa de suelo débil indicaron que:

- El valor de FS 3D/2D es típicamente mayor que uno.
- Para valores pequeños de L/H, el efecto 3D es más pronunciado.
- A menor la resistencia de la capa débil, el efecto 3D es mayor.
- A medida que la superficie de falla se aproxima a la forma de un bloque, el valor FS 3D/2D puede ser menor que la unidad.

La segunda superficie de falla examinada consistió en una superficie rotacional representada por una sección central cilíndrica de bordes elipsoidales (Figura 2.12). El programa LEMIX fue usado para analizar esta superficie. La sección central cilíndrica fue usada en el análisis 2D debido a que esta posee la superficie crítica. Lovell (1984)⁽⁶³⁾ indicó que Chen (1981)⁽¹⁶⁾ llegó a las siguientes conclusiones para fallas rotacionales:

- El valor de FS 3D/2D es mayor para suelos cohesivos.
- Presiones de poros altas pueden causar valores de FS 3D/2D más altos en suelos cohesivos.
- El valor de FS 3D/2D decrece solo un poco a medida que la longitud del cilindro incrementa.
- El valor de FS 3D/2D es usualmente mayor que la unidad pero puede ser menor para suelos no cohesivos.

Lovell (1984)⁽⁶³⁾ no usó ningún caso historia para verificar sus conclusiones.

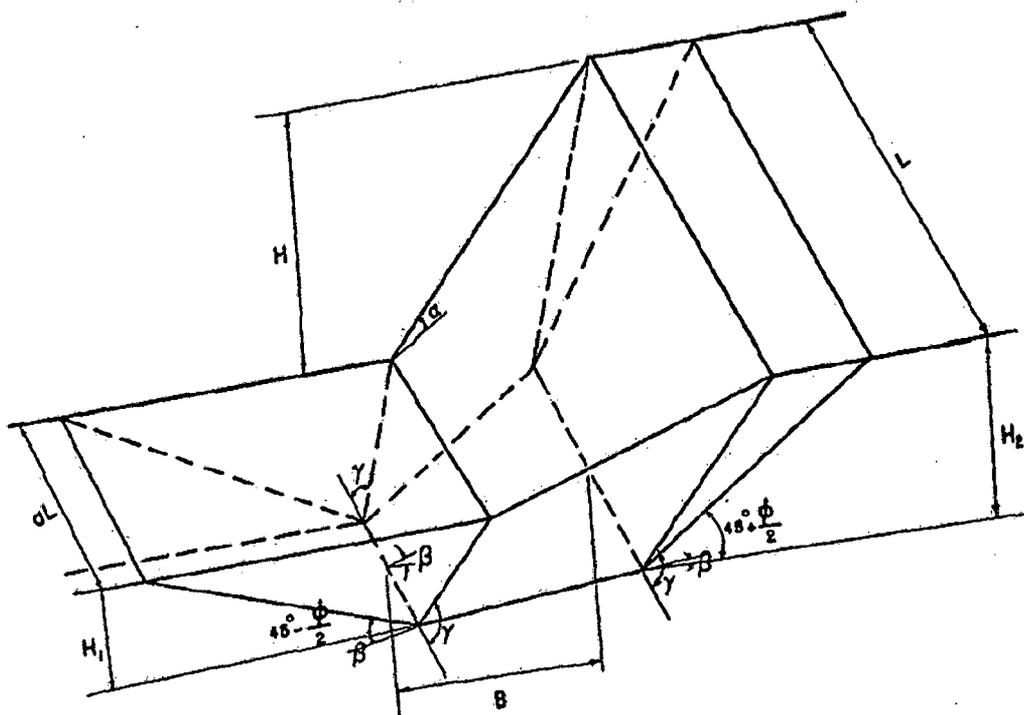


Figura 2.11 Modelo esquemático en BLOCK3 (Fuente: Lovell, 1984⁽⁶³⁾).

Thomaz y Lovell (1988)⁽⁸²⁾ propusieron un procedimiento 3D que es una generalización del procedimiento de columnas propuesto por Chen (1981)⁽¹⁶⁾. Su procedimiento satisface todas las condiciones de equilibrio. Los autores desarrollaron el programa de cómputo 3DPCSTABL, que permite la generación de superficies 3D aleatorias mientras se busca automáticamente la superficie de falla crítica. Para hacer el problema determinado, Thomaz y Lovell (1988)⁽⁸²⁾ asumieron lo siguiente:

- La superficie de falla es simétrica con respecto al eje principal de deslizamiento.
- Las fuerzas en los lados de las columnas actúan a lo largo de la línea vertical central de cada lado.
- Las fuerzas de corte entre columnas son paralelas a la base de cada columna.
- Las fuerzas entre columnas en los lados de estas tienen la misma inclinación a lo largo de toda la masa de falla.

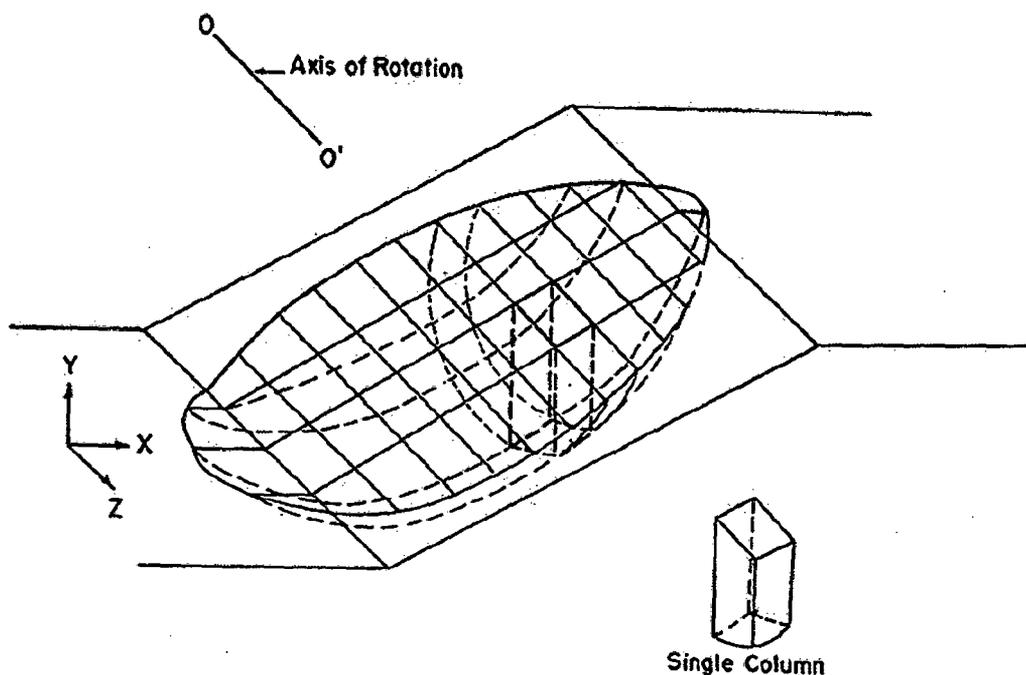


Figura 2.12 Superficie de falla en forma de cuchara dividida en columnas (Fuente: Lovell, 1984⁽⁶³⁾).

Thomaz y Lovell (1988)⁽⁸²⁾ realizaron estudios paramétricos para evaluar la influencia de variar los parámetros de resistencia, inclinación de talud y presión de poros en el valor de FS 3D/2D y la posición de la superficie de falla 3D crítica. Thomaz y Lovell (1988)⁽⁸²⁾ compararon los resultados de su programa de cómputo con los resultados de PCSTABL5, que es un programa de cómputo de análisis 2D basado en el procedimiento de dovelas. Sus resultados mostraron que el valor de FS 3D/2D es siempre mayor que la unidad para suelos cohesivos y disminuye a medida que el talud es más pronunciado. Sin embargo, el valor de FS 3D/2D puede ser menor que la unidad para suelos no cohesivos y que este

valor incrementa a medida que la inclinación del talud aumenta. Adicionalmente, encontraron que los efectos 3D son incluso mayores cuando existen presiones de poros. Los autores no utilizaron este procedimiento para analizar casos historia, ni compararon sus resultados con los de otros autores.

2.3.7 Dennhardt y Forster (1985)

Dennhardt y Forster (1985)⁽²³⁾ propusieron un procedimiento 3D para estimar la estabilidad de taludes que es referido como el procedimiento "Whole-failure-body" o procedimiento de falla masiva, introduciendo por primera vez este concepto. Su procedimiento satisface todas las condiciones de equilibrio y puede ser aplicado a cualquier superficie de falla simétrica. Dennhardt y Forster (1985)⁽²³⁾ asumen que los esfuerzos de corte movilizados actúan en la dirección del vector tangente a la superficie de falla. Además, ellos introducen una función trigonométrica que describe la distribución de los esfuerzos normales en la superficie de falla en lugar de considerar la relación esfuerzo-deformación del suelo. Estas asunciones son tan confiables como aquellas hechas para las fuerzas entre dovelas (Akhtar, 2011⁽¹⁾).

Sus evaluaciones indicaron que los FS 3D son siempre mayores que los FS 2D. Asimismo, afirman que su procedimiento es más confiable que los desarrollados por Baligh y Azzouz (1975)⁽⁹⁾ y por Hovland (1977)⁽⁴¹⁾. Sin embargo, no realizan comparaciones de sus resultados con otros análisis 3D, ni aplican su procedimiento en casos historia.

2.3.8 Leshchinsky et al. (1985), Leshchinsky y Baker (1986), Leshchinsky y Huang (1992b)

El procedimiento 3D desarrollado por Leshchinsky et al. (1985)⁽⁵⁹⁾ es un procedimiento matemáticamente riguroso basado en EL y cálculo variacional. Este procedimiento puede ser aplicado a cualquier superficie de falla, sin embargo, los autores limitan sus análisis a problemas simétricos por simplicidad de resolución numérica. Las condiciones de equilibrio global son satisfechas, además este procedimiento permite analizar masas deslizantes con cohesión, ángulo de fricción interna y presiones de poros variables.

Leshchinsky et al. (1985)⁽⁵⁹⁾ describen su procedimiento como una formulación variacional mejorada del problema de estabilidad de taludes 3D introducido por Kopacsy (1957)⁽⁵⁴⁾. Ellos afirman que su estudio se enfocó en la existencia de un FS mínimo en los problema de EL variacional y consideran que su aplicación a problemas 3D se justifica porque su procedimiento es equivalente a aquel basado en el teorema del límite superior de la plasticidad (Akhtar, 2011⁽¹⁾). Los autores analizaron una serie de casos de taludes homogéneos hipotéticos, cuyos resultados indicaron lo siguiente:

- Las superficies de falla críticas son “suavizadas”.
- El FS calculado de superficies de falla limitadas o locales (modo de falla 3D) es mayor que aquellos obtenidos en superficies de falla cilíndricas (modo de falla 2D).
- La diferencia en los FS 3D y 2D decrecen a medida que el ángulo de fricción o la inclinación del talud se reduce.
- El FS 3D es independiente de la distribución de los esfuerzos normales sobre la superficie de falla.
- La dirección de las fuerzas de corte en la superficie de falla depende de la geometría de la superficie, mas no de la distribución normal de esfuerzos.
- Superficies de falla profundas son productos de ángulos de fricción interna e inclinaciones de taludes bajas.

Leshchinsky et al. (1985)⁽⁵⁹⁾ no usaron su procedimiento para analizar casos historia ni compararon sus resultados con otros procedimientos 3D.

Leshchinsky y Baker (1986)⁽⁶⁰⁾ modificaron el procedimiento 3D de Leshchinsky et al. (1985)⁽⁵⁹⁾ al limitarlo para fallas simétricas. Ellos analizan una mitad de cualquier problema simétrico (ver Figura 2.13), mientras que en el procedimiento original se analiza la masa deslizante completa. Adicionalmente, Leshchinsky y Baker (1986)⁽⁶⁰⁾ analizaron en particular superficies de falla consistentes en una zona central cilíndrica y lados esféricos para investigar sus efectos.

Los resultados en los problemas hipotéticos indicaron que los efectos de los bordes son más pronunciados en suelos cohesivos. Los autores comparan sus resultados con los de otros procedimientos 3D, encontrando que coinciden con los de Baligh y Azzouz (1975)⁽⁹⁾ y Azzouz y Baligh (1978b)⁽⁶⁾ para taludes verticales en suelos cohesivos. Sin embargo, los resultados del procedimiento variacional de Ugai (1985)⁽⁸³⁾ aplicado a taludes de suelos cohesivos calculan valores de FS ligeramente menores. Finalmente los resultados de los procedimientos de Hovland (1977)⁽⁴¹⁾ y Chen y Chameau (1982)⁽¹⁷⁾ aplicados a taludes de suelos no cohesivos son opuestos a los de Leshchinsky y Baker (1986)⁽⁶⁰⁾. Estos argumentan que el valor de FS 3D/2D se acerca a la unidad a medida que la cohesión se aproxima a cero, mientras que Hovland (1977)⁽⁴¹⁾ y Chen y Chameau (1982)⁽¹⁷⁾ afirman que dicho valor es menor a la unidad. Una vez más, Leshchinsky y Baker (1986)⁽⁶⁰⁾ no aplican sus procedimientos en casos históricos.

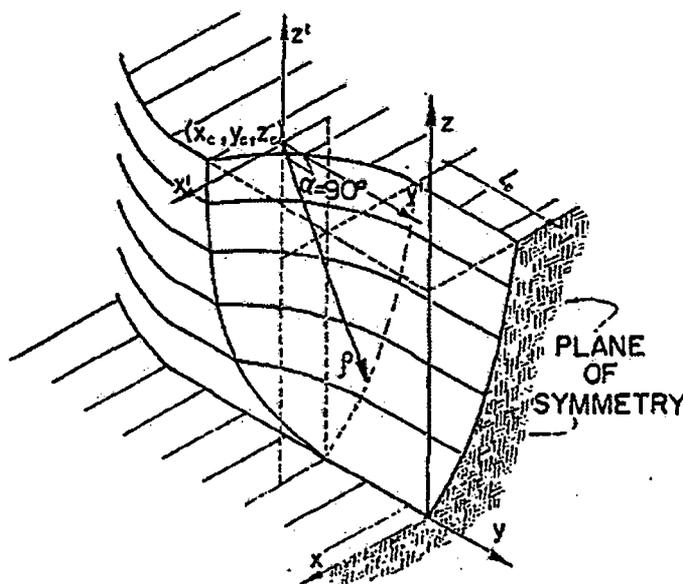


Figura 2.13 Sistema de coordenadas para el procedimiento de Leshchinsky y Baker (1986)⁽⁶⁰⁾.

Leshchinsky y Huang (1992b)⁽⁶²⁾ presentaron un procedimiento de análisis 3D matemáticamente riguroso y generalizado que puede ser aplicado a cualquier superficie de falla simétrica, siendo una extensión del procedimiento 2D desarrollado por Leshchinsky y Huang (1992a)⁽⁶¹⁾. Todas las ecuaciones de equilibrio son satisfechas a través de "un proceso matemático en donde el esfuerzo normal sobre una superficie de falla específica es parte de la solución".

Los autores utilizan este procedimiento para analizar superficies de falla consistentes en una sección central cilíndrica con bordes elipsoidales una superficie de falla en forma de espiral logarítmica. Los resultados indicaron que el FS 3D es siempre mayor que el FS 2D. Leshchinsky y Huang (1992b)⁽⁶²⁾ afirman también que la resistencia cortante producto de *back-analysis* son sobreestimadas cuando los efectos de borde son ignorados. Los autores no analizan casos historia ni comparan sus resultados con los de otros procedimientos.

2.3.9 Ugai (1985, 1988)

Ugai (1985)⁽⁸³⁾ propuso un procedimiento 3D para analizar taludes verticales de suelos cohesivos basado en EL y cálculo variacional. Este procedimiento satisface todas las condiciones de equilibrio, permite determinar la superficie de falla 3D crítica y permite la evaluación de los efectos 3D en el FS.

Ugai (1985)⁽⁸³⁾ empleó EL para probar que “la superficie de falla crítica de los taludes de suelos cohesivos inclinados es una superficie rotacional”. Este procedimiento asume que la geometría de la superficie de falla está compuesta de una sección central cilíndrica con bordes curvados que terminan en una sección plana. Aunque el autor afirma que este procedimiento puede ser aplicado para taludes con cualquier inclinación, no brinda mayores detalles de esta variable en su análisis.

Ugai (1985)⁽⁸³⁾ usó su procedimiento variacional para analizar otras seis superficies de falla además de la superficie asumida inicialmente, siendo estas: una cónica, una elipsoidal, un cilíndrica con bordes planos, un cilíndrica con bordes cónicos, una cilíndrica con bordes elipsoidales y una cilíndrica con bordes cónicos y con planos. Las comparaciones demostraron que el menor valor de FS 3D/2D es el calculado para la superficie asumida inicialmente, es decir, la de sección cilíndrica central con bordes curvados que terminan en una sección plana. En sus conclusiones, el autor afirma que sus conclusiones aplican para taludes cohesivos verticales; sin embargo, no analiza casos historia para probarlo.

Ugai (1988)⁽⁸⁴⁾ presentó un procedimiento 3D que extiende el procedimiento de dovelas 2D de Fellenius (1936)⁽³⁰⁾ a 3D. La masa de falla es dividida en columnas verticales y se asume que la superficie de falla está compuesta de un centro cilíndrico y bordes elipsoidales. Se satisface el equilibrio de momentos para la masa deslizante, además, se asume que la resultante de fuerzas entre columnas que actúa en los lados verticales de cada columna es paralela a la base de esta. Ugai (1988)⁽⁸⁴⁾ también extiende los procedimientos 2D de Bishop, Janbu simplificado y Spencer a 3D.

Ugai (1988)⁽⁸⁴⁾ analizó un talud de suelo no cohesivo hipotético usando la extensión 3D del procedimiento de Fellenius (1936)⁽³⁰⁾ así como el de Hovland (1977)⁽⁴¹⁾. Los resultados indicaron que estos dos calculaban FS 3D menores a los FS 2D calculados por el procedimiento 2D de Fellenius (1936)⁽³⁰⁾. Los procedimientos 3D como extensiones de los procedimientos de Bishop, Janbu Simplificado y Spencer no brindaron dichos resultados. Por otro lado, los resultados del análisis paramétrico realizado también por Ugai (1988)⁽⁸⁴⁾ señalaron lo siguiente:

- A medida que la relación entre la longitud de la superficie de falla y la altura del talud disminuyen, los efectos 3D son mayores.
- Los efectos 3D son mayores para suelos cohesivos.
- El valor de FS 3D/2D puede ser menor que la unidad para suelos no cohesivos usando el procedimiento de Fellenius (1936)⁽³⁰⁾.

Ugai (1988)⁽⁸⁴⁾ analizó tres casos historia y reportó que los efectos 3D incrementan el FS entre 5 y 30% en suelos cohesivos.

2.3.10 Cavounidis (1987)

Cavounidis (1987)⁽¹³⁾ demostró que el mínimo FS 3D es siempre mayor que el mínimo FS 2D para un mismo talud. El autor empleó simple álgebra para demostrarlo y afirma que sus argumentos son válidos solo para análisis mediante el método de EL. Cavounidis (1987)⁽¹³⁾ afirma también que los resultados presentados por Hovland (1977)⁽⁴¹⁾ y Chen y Chameau (1982)⁽¹⁷⁾, que indican que el valor de FS 3D/2D es menor que la unidad para taludes no

cohesivos, fueron obtenidos o bien por comparar FS inapropiados o por usar asunciones sin justificación alguna. Adicionalmente, Cavounidis (1987)⁽¹³⁾ asegura que las comparaciones entre FS 3D y FS 2D para un talud son solo significativas si se comparan los FS 3D y FS 2D mínimos.

2.3.11 Hungr (1987), Hungr et al. (1989), Hungr (2001)

Hungr (1987)⁽⁴⁵⁾ presentó un procedimiento 3D que es una extensión del procedimiento simplificado de Bishop. El procedimiento 3D planteado involucra asunciones análogas a aquellas echas por Bishop para su procedimiento 2D: la primera asume que las fuerzas de corte verticales actuantes en los caras longitudinales y laterales de cada columna pueden ser desestimadas en la ecuación de equilibrio vertical; la segunda asume que el equilibrio de fuerzas vertical para cada columna y el equilibrio de momentos para el total de las columnas son suficientes para determinar todas las fuerzas desconocidas. Este procedimiento puede ser considerado como uno de columnas.

Hungr (1987)⁽⁴⁵⁾ usó el programa de cómputo CLARA-3 para realizar análisis 3D con los ejemplos presentados por Chen y Chameau (1982)⁽¹⁷⁾. La Figura 2.14 presenta el diagrama de cuerpo libre típico usado en CLARA-3. Los resultados mostraron que el procedimiento de Hungr (1987)⁽⁴⁵⁾ estima valores del FS 3D mayores a los reportados por Chen y Chameau (1982)⁽¹⁷⁾. Adicionalmente, para materiales no cohesivos, Hungr (1987)⁽⁴⁵⁾ muestra que el valor de FS 3D/2D es cercano a la unidad pero nunca menor.

Hungr (1987)⁽⁴⁵⁾ analizó también varios ejemplos de superficies de fallas traslacionales 3D usando bloques simétricos y asimétricos y materiales tanto completamente cohesivos como no cohesivos. Los resultados indicaron que el procedimiento de Hungr (1987)⁽⁴⁵⁾ concuerda con aquellos análisis de fallas por bloque derivados de la teoría de mecánica de rocas. Hungr (1987)⁽⁴⁵⁾ no analizó ningún caso historia. Cavounidis (1988)⁽¹⁴⁾ criticó a Hungr (1987)⁽⁴⁵⁾ por confiar en su "intuición" en lugar de basar su procedimiento en geometrías encontradas en campo y consideraciones geotécnicas.

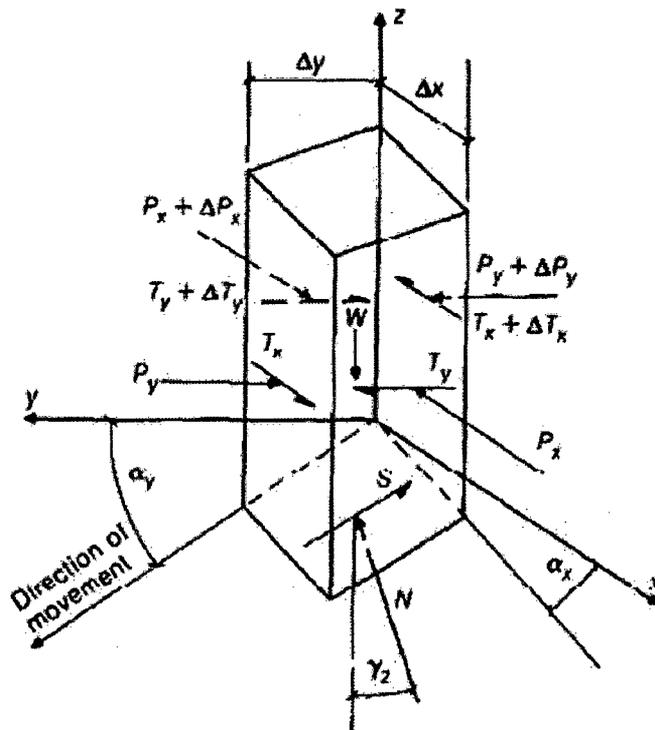


Figura 2.14 Diagrama de cuerpo libre de la columna usado en el procedimiento de Hungr (1987)⁽⁴⁵⁾.

Hungr et al. (1989)⁽⁴⁶⁾ presentaron una extensión 3D del procedimiento simplificado de Bishop que incluye las modificaciones sugeridas por Fredlund y Krahn (1977)⁽³³⁾ que hacen que el procedimiento de Bishop aplique también para superficies no rotacionales. Hungr et al. (1989)⁽⁴⁶⁾ derivaron también el FS del equilibrio de fuerzas horizontal en la dirección de deslizamiento, lo que es equivalente a extender el procedimiento simplificado de Janbu a 3D.

El procedimiento de Hungr et al. (1989)⁽⁴⁶⁾ fue implementado en el programa CLARA-3 y fue comparado con otros procedimientos 3D y casos historia; los resultados fueron presentados por Hungr et al. (1989)⁽⁴⁶⁾ (ver Figura 2.15). Las comparaciones que los procedimientos de Baligh y Azzouz (1975)⁽⁹⁾, Dennhardt y Forster (1985)⁽²³⁾, Leshchinsky et al. (1985)⁽⁵⁹⁾, Gens et al. (1988)⁽³⁷⁾ y Xing (1988)⁽⁶⁶⁾ mostraron que los FS 3D calculados usando CLARA-3 son coherentes y muy cercanos. Hungr et al. (1989)⁽⁴⁶⁾ analizó los casos historia de los deslizamientos de Lodalen, Noruega y el de Valiont de 1963, demostrando que su procedimiento predice apropiados FS 3D para fallas simétricas y rotacionales. Sin embargo, los resultados tienden a ser conservadores para algunas fallas no

rotacionales y asimétricas. Los autores indican en qué casos CLARA-3 no debe ser usado.

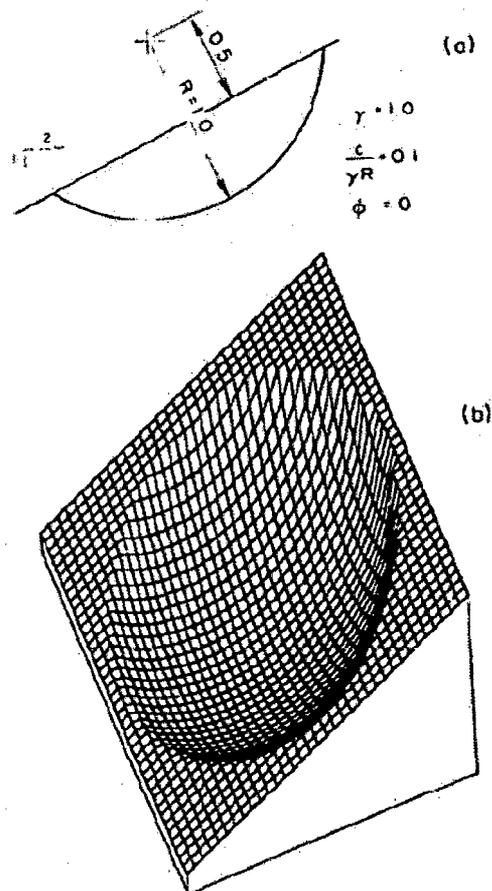


Figura 2.15 Modelo de falla rotacional y friccionante empleado por Hungr (1989)⁽⁴⁶⁾.

Hungr (2001)⁽⁴⁷⁾ presentó una extensión 3D del procedimiento de Morgenstern y Price. Esta extensión aborda el problema de manera similar a lo propuesto por Lam y Fredlund (1993)⁽⁵⁶⁾ y Hungr (1997)⁽⁴⁷⁾ combinado con la asunción de que la resultante de fuerzas entre columnas en la superficie lateral de estas es paralela a la base de cada columna. Es usado también el mismo esquema iterativo empleado por Hungr (1987)⁽⁴⁵⁾ y Hungr et al. (1989)⁽⁴⁶⁾ en la extensión 3D del procedimiento de Bishop. Sin embargo, tanto las fuerzas normales como de corte en las caras de las columnas son incluidas en el análisis. Debido a la relación entre el procedimiento de Morgenstern y Price y el de Spencer explicada anteriormente, el mismo esquema iterativo es usado para la extensión 3D del procedimiento de este último.

Finalmente, se puede resumir que Hungr (1987⁽⁴⁵⁾, 2001⁽⁴⁷⁾) y Hungr et al. (1989)⁽⁴⁶⁾ formularon extensiones 3D actualmente aceptadas para los procedimientos de Bishop simplificado, Janbu simplificado, Spencer y Morgenstern y Price.

2.3.12 Gens et al. (1988)

Gens et al. (1988)⁽³⁷⁾ desarrollaron un procedimiento 3D muy similar al de Baligh y Azzouz (1975)⁽⁹⁾ pero considerando un mayor rango de geometría para los bordes. Se desarrolló el programa de cómputo F3SLOP, que permite analizar diversa geometrías para los bordes. Gens et al. (1988)⁽³⁷⁾ encontraron que los mínimos FS 3D son calculados cuando se analizan geometrías con bordes que emplean una familia de curvas potenciales. Los autores también afirman que los bordes de forma elipsoidal proporcionan buenas estimaciones del FS 3D para la mayoría de los casos prácticos. Los resultados también mostraron que la superficie de falla crítica 3D es más superficial que la correspondiente para el caso 2D, y que existe un valor crítico de factor de profundidad (relación entre la profundidad máxima vertical de la masa deslizante y la altura del talud) pasado el cual la superficie de falla crítica no penetrará. Asimismo, los autores concluyen que la longitud de la masa deslizante decrece a medida que el talud se hace más pronunciado, y que incrementa a medida que el factor de profundidad es mayor.

Gens et al. (1988)⁽³⁷⁾ usaron su procedimiento 3D para analizar once casos historia de fallas a corto plazo de cortes de arcillas blandas y saturadas. Ellos afirman que las condiciones del suelo en campo y las geometrías se pueden considerar taludes netamente cohesivos, saturados, homogéneos e isotrópicos. Los valores de FS 3D/2D variaron entre 1,03 a 1,30 para los once casos evaluados. Los resultados también indicaron que el procedimiento predijo el modo de falla (por el talud, pie o cimentación) pero no la verdadera superficie de falla. Sin embargo, los autores solo consideraron un tipo de problema de estabilidad de taludes: arcillas blandas saturadas, y además no comparan su procedimiento con otros existentes.

2.3.13 Xing (1988)

Xing (1988)⁽⁸⁶⁾ propuso un procedimiento 3D aplicable para taludes cóncavos en vista en planta que satisface el equilibrio de momentos y fuerzas verticales y horizontales. Este procedimiento simple pero práctico es análogo al método ordinario de dovelas y puede ser aplicado a cualquier masa homogénea con taludes cóncavos en vista en planta. La geometría de la superficie de falla se asume elíptica.

La superficie de falla, que se asume simétrica, es dividida en columnas verticales. Fuerzas normales y de corte actuando en la base y lados de cada columna, peso y fuerzas en los extremos de la masa causadas por la presión lateral del suelo son consideradas en este procedimiento. El autor asume que:

- Una fuerza resistente, causada por las fuerzas en los extremos de la masa deslizante, actúa en la base de cada columna.
- La resistencia cortante en la base de cada columna es una función de la fuerza resistente.
- Las fuerzas que actúan en los lados de cada columna que son perpendiculares a la dirección de movimiento son desestimadas.

Xing (1988)⁽⁸⁶⁾ usó su procedimiento para un talud cóncavo, axisimétrico y homogéneo en vista en planta, reportando que el FS 3D incrementa a medida el radio de curvatura relativo (relación entre el radio de curvatura y la altura vertical del talud) disminuye, y que el FS 3D se aproxima a uno de talud recto a medida que el radio de curvatura relativo se incrementa. Los resultados también indican que el FS 3D se incrementa a medida de que el coeficiente de presión de tierra activa (K_A) se incrementa.

Para poder comparar su procedimiento 3D con otros 2D, Xing (1988)⁽⁸⁶⁾ analizó taludes con superficie de falla circulares y compuestas. Seis ejemplos fueron analizados en los que variaron la geometría de la superficie de falla, propiedades de suelo y las presiones de poro. Los resultados indican que el FS 3D es siempre mayor que el 2D para los ejemplos analizados. Los procedimientos 2D empleados por el autor incluyen el de Bishop Simplificado, Janbu Simplificado,

Spencer y Morgenstern y Price. Sin embargo, Xing (1988)⁽⁸⁶⁾ no emplea su procedimiento 3D para analizar casos historia.

2.3.14 Seed et al. (1990)

Seed et al. (1990)⁽⁷²⁾ desarrollaron dos procedimientos 3D para analizar la falla de los taludes del "Kettleman Hills Hazardous Waste Landfill" en California. El primer procedimiento es denominado un "análisis de bloques múltiples y equilibrio de fuerzas". En este, la masa deslizante es dividida en cinco bloques cuyos límites se asumen verticales. Para evaluar el potencial de deslizamiento de la masa, este primer procedimiento considera el equilibrio de fuerzas horizontales y verticales de cada bloque, además de los esfuerzos de los límites entre bloques. Sin embargo, el equilibrio de momento no es considerado. Este procedimiento además asume que las fuerzas laterales actuando en los límites de los bloques son horizontales y que solo fuerzas normales actúan en los límites verticales entre bloques.

El segundo procedimiento es referido como un "análisis de bloques múltiples que permite movimientos diferenciales dentro de la masa deslizante". En este, la masa deslizante es dividida en once bloques con bordes verticales, considerándose que cada uno tiene fuerzas activas o pasivas. Este procedimiento no satisface equilibrio de fuerzas o momentos; sin embargo, los autores afirman que esta es una situación aceptable en algunos análisis 2D, por lo tanto, desarrollan un "análisis exploratorio" para descubrir qué resultados pueden ser obtenidos para este talud siniestrado en evaluación.

En adición a los análisis 3D, los autores desarrollan una serie de análisis 2D basados en "procedimientos convencionales de equilibrio de fuerzas". Ellos analizan diez secciones diferentes de la masa deslizante que son tipificadas con un bloque activo en un lado y uno pasivo en el otro lado. Los resultados indican los FS 3D son menores a los FS 2D.

2.3.15 Lam y Fredlund (1993)

Lam y Fredlund (1993)⁽⁵⁶⁾ presentaron un procedimiento 3D basado en satisfacer equilibrio de fuerzas para cada columna y equilibrio de momentos para la masa deslizante, en lo que es una extensión directa del procedimiento GLE. Una de las geometrías usadas en su investigación es presentada en la Figura 2.16. Los autores consideran varias condiciones estáticas, número de ecuaciones disponibles y el número de incógnitas en estas ecuaciones. Para una masa deslizante de N número de columnas en la dirección paralela al deslizamiento y M número de columnas en la dirección perpendicular al deslizamiento, Lam y Fredlund (1993)⁽⁵⁶⁾ muestran que este procedimiento de columnas es indeterminado. Las ecuaciones de equilibrio involucran el uso de un gran número de incógnitas relacionadas a las fuerzas entre columnas, que se resuelven al asumir relaciones entre estas, de manera similar el procedimiento GLE.

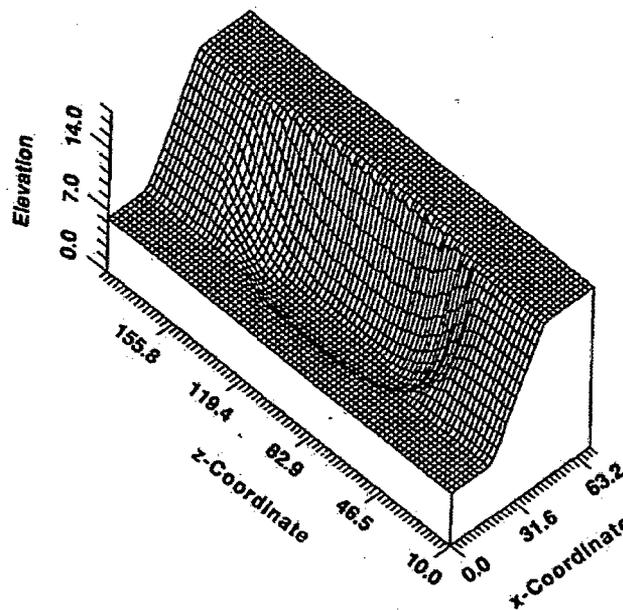


Figura 2.16 Modelo de validación empleado por Lam y Fredlund (1993)⁽⁵⁶⁾.

Lam y Fredlund (1993)⁽⁵⁶⁾ desarrollaron un programa de cómputo, 3D-SLOPE, para evaluar su procedimiento, validándolo con los propuestos por Xing (1988)⁽⁸⁶⁾ y Hungr et al. (1989)⁽⁴⁶⁾. Los autores concluyen también que la extensión 3D del procedimiento de Bishop, también implementada en 3D-SLOPE, provee resultados aceptables para fallas rotacionales pero cuestionables para fallas traslaciones. Asimismo, los autores señalan que las extensiones 3D del método ordinario de dovelas y del procedimiento simplificado de Janbu (sin el factor de corrección) subestiman los FS 3D. Finalmente, Lam y Fredlund (1993)⁽⁵⁶⁾

encontraron que el FS 3D no es relativamente sensible a la función de fuerzas entre columnas. Al usar este procedimiento se pueden tener problemas de convergencia debido a que se emplean procedimientos numéricos de prueba y error para resolver las grandes ecuaciones de carácter no lineal del procedimiento.

2.3.16 Yamagami y Jiang (1996, 1997)

Yamagami y Jiang (1996⁽⁸⁷⁾, 1997⁽⁸⁸⁾) propusieron el primer procedimiento 3D que incluye la dirección de deslizamiento (DD) en el cálculo del FS, permitiendo hallar un FS 3D para la DD crítica de un determinado talud. Este método es una extensión del procedimiento simplificado de Janbu y aplicado a columnas verticales, en donde la resultante de fuerzas entre estas se relaciona a la inclinación de la base de las columnas. Yamagami y Jiang (1996⁽⁸⁷⁾, 1997⁽⁸⁸⁾) emplearon el equilibrio de fuerzas horizontales y verticales para establecer dos ecuaciones para el FS 3D. Luego minimizan el FS 3D hallado al rotar los ejes del sistema y cambiando la DD. La disposición de las columnas verticales es recalculado tras cada cambio en la DD, y se calcula tras un intenso proceso iterativo el FS 3D para la DD crítica. Cheng y Yip (2007)⁽²⁰⁾ afirman que este procedimiento consume muchos recursos computacionales y resulta impráctico su uso.

2.3.17 Huang y Tsai (2000) Huang et al. (2002)

Huang y Tsai (2000)⁽⁴²⁾ propusieron un procedimiento de análisis 3D basado en el de Bishop para superficies asimétricas en donde la DD es incluida en la determinación del FS 3D. El procedimiento satisface el equilibrio de momentos en la dirección perpendicular y paralela a la dirección de deslizamiento. Las dos componentes de la fuerza cortante necesarias para resistir el deslizamiento son calculadas usando esta condición de equilibrio. Solo se considera el equilibrio de fuerzas verticales pero se desestiman las fuerzas cortantes verticales de las columnas. Chen et al. (2006)⁽¹⁹⁾ afirma que este procedimiento no es riguroso debido a que no satisface el equilibrio de fuerzas para la totalidad de la masa deslizante.

Huang et al. (2002)⁽⁴³⁾ desarrollaron un procedimiento 3D equivalente al GPS de Janbu con algunas simplificaciones en las fuerzas de corte transversales. Este procedimiento presenta algunos problemas de convergencia, de manera similar al GPS de Janbu, por lo que su aplicación es limitada para problemas prácticos. La Figura 2.17 presenta uno de los modelos evaluados por Huang et al. (2002)⁽⁴³⁾. Adicionalmente, los autores indican que su procedimiento no incorpora la resistencia cortante de los bordes de la masa deslizante, paralela a la dirección de deslizamiento por lo que puede inducir error al calcular FS 3D para fallas traslacionales con bordes verticales.

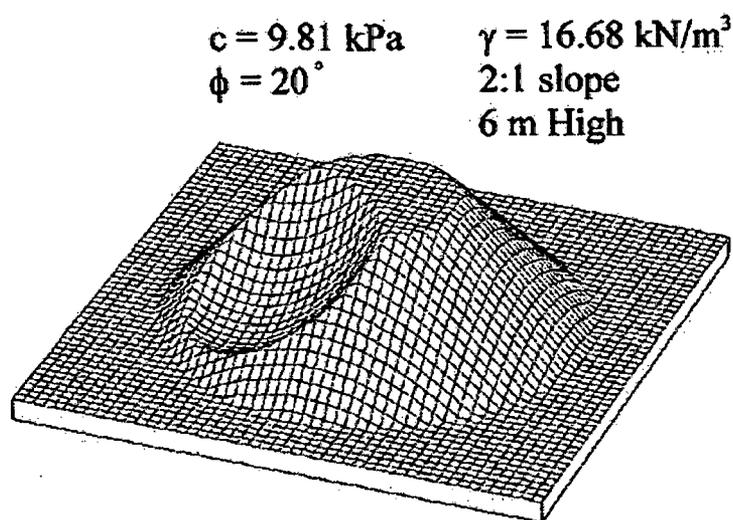


Figura 2.17 Modelo cónico truncado usado como modelo comparativo por Huang et al. (2002)⁽⁴³⁾.

Cheng y Lau (2008)⁽²¹⁾ indicaron que debido a que las direcciones de deslizamiento de las columnas de suelos no son únicas en los procedimientos de Huang y Tsai (2000)⁽⁴²⁾ y Huang et al. (2002)⁽⁴³⁾, el proceso de cálculo del FS en algunos casos es incorrecto debido a que algunas columnas se separan de otras. Adicionalmente Cheng y Yip (2007)⁽²⁰⁾ demuestran que frente a una frente a cargas perpendiculares al eje de las columnas, estos procedimientos pueden tener problemas de convergencia.

2.3.18 Chang (2002)

Chang (2002)⁽¹⁵⁾ desarrolló un procedimiento 3D basado en el mecanismo de falla observado en la falla de 1988 del "Kettleman Hills Hazardous Waste Landfill" en California. Usando el concepto de EL, el procedimiento asume que la

masa deslizante es un sistema en bloques en donde el contacto entre estos se produce en planos inclinados. Los esfuerzos cortantes en la superficie de deslizamiento y el contacto entre bloques son evaluados basados en el grado de resistencia cortante movilizada en estos contactos. El FS 3D es calculado en base al equilibrio de fuerzas de cada bloque y del sistema completo. Luego de comparar su procedimiento con otras soluciones para problemas hipotéticos, Chang (2002)⁽¹⁵⁾ concluye:

- Su procedimiento es, por lo general, preciso para fallas traslacionales; sin embargo, tiende a sobre-estimar los FS 3D para fallas rotacionales hasta en un 10%.
- Debido al esquema de bloques asumido, el procedimiento no es completamente aplicable para arenas densas o materiales sobre consolidados bajo condiciones drenadas.

2.3.19 Chen et al. (2003)

Chen et al. (2003)⁽¹⁸⁾ desarrollaron un procedimiento 3D que usa la definición convencional del FS al reducir los parámetros que definen la resistencia cortante hasta llevar a un determinado talud al borde de la falla, asumiendo condiciones análogas el procedimiento de Spencer. Se asumió una superficie de falla de tipo rotacional, en donde se emplearon diversas asunciones para establecer los equilibrios de fuerza y momentos. Todas las fuerzas verticales y dos de las cuatro fuerzas verticales entre columnas fueron desestimadas, asimismo, la inclinación de la resultante de las fuerzas entre columnas se asumieron constantes. Adicionalmente, la dirección de la resistencia cortante en la base de cada columna, que coincide con la DS, se asumió igual a una constante angular desconocida. Para determinar el FS 3D, se utilizó el equilibrio de fuerzas y momentos de toda la masa deslizante; dichas ecuaciones involucran el cálculo del FS 3D, la inclinación de la resultante de las fuerzas entre columnas y la DS. Chen et al. (2003)⁽¹⁸⁾ determinó estos valores usando el método numérico de Newton-Raphson.

Los autores emplearon su procedimiento para comparar la soluciones de problemas presentados por ellos (ver Figura 2.18) y los compararon con los

resultados de usar otros procedimientos como los de Hungr et al. (1989)⁽⁴⁶⁾, Lam y Fredlund (1993)⁽⁵⁶⁾, Huang y Tsai (2000)⁽⁴²⁾, entre otros. La comparación demostró diferencias entre los FS 3D de entre 1% y 2,3% con respecto a las extensiones 3D de los procedimientos de Spencer y Morgenstern y Price presentados por Lam y Fredlund (1993)⁽⁵⁶⁾ y Hungr (2001)⁽⁴⁷⁾.

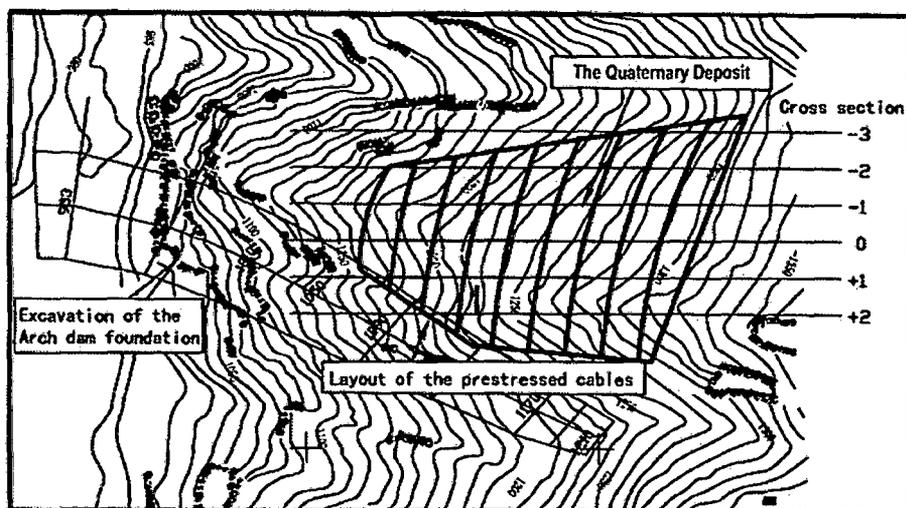


Figura 2.18 Problema presentado por Chen et al. (2003)⁽¹⁸⁾ del proyecto Xiao Wan en China.

2.3.20 Jiang y Yamagami (2004)

Jiang y Yamagami (2004)⁽⁵²⁾ propusieron un procedimiento 3D para analizar la estabilidad de montículos cónicos basados en el método de EL, cálculo variacional y el procedimiento de Spencer. La resultante de todas las fuerzas entre columnas se asumió que actúa en los lados de las columnas con una dirección e inclinación definida. Jiang y Yamagami (2004)⁽⁵²⁾ establecieron dos ecuaciones diferentes para el FS con respecto al equilibrio de fuerzas horizontales y de momentos. Luego, el FS 3D es definido al simultáneamente resolver estas ecuaciones para diferentes valores de inclinación de las fuerzas entre columnas. Los autores concluyen que el usar el equilibrio de fuerzas y momentos para el cálculo del FS 3D incrementa la confiabilidad en los resultados para la mayoría de taludes simétricos.

2.3.21 Cheng y Yip (2007)

Cheng y Yip (2007)⁽²⁰⁾ desarrollaron una serie de procedimientos 3D extendiendo las formulaciones de Bishop simplificado, Janbu simplificado y Morgenstern y Price, primero planteando esta última y luego reduciéndola a las primeras basándose en el diagrama de cuerpo libre presentado en la Figura 2.19. Los autores afirman que las principales ventajas de su formulación son:

- Simple extensión del procedimiento 2D referido.
- Una única y crítica DD puede ser determinada.
- Mejor convergencia y mayor eficiencia para el cálculo de la DD.
- Los resultados de su estudio son acordes a los resultados de otros investigadores.
- Es aplicable para problemas altamente asimétricos y que incluyan cargas horizontales transversales.

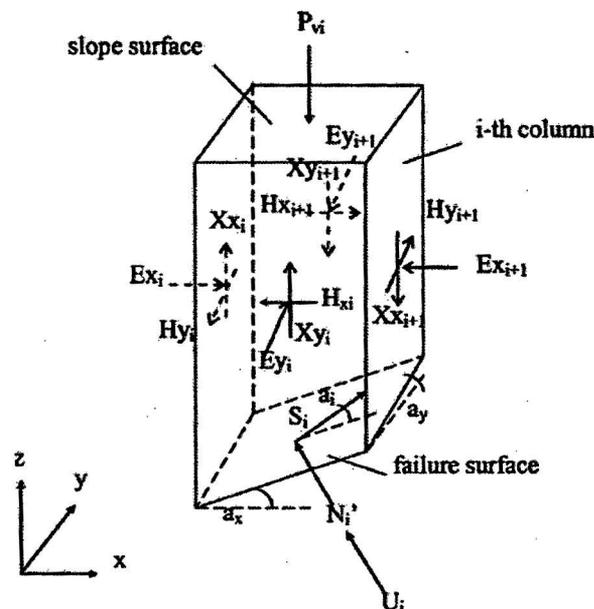


Figura 2.19 Diagrama de cuerpo libre para una columna de suelo en la extensión del procedimiento de Morgenstern y Price, según Cheng y Yip (2007)⁽²⁰⁾.

Cheng y Yip (2007)⁽²⁰⁾ basaron su formulación en las asunciones de Huang y Tsai (2000)⁽⁴²⁾ y Huang et al. (2002)⁽⁴³⁾ y superan las limitaciones que estos últimos presentaron, en particular las de convergencia frente a cargas horizontales transversales, entre otros. Asimismo, los autores demuestran que su técnica para encontrar la DD es más eficiente que la presentada por Yamagami y Jiang (1996⁽⁸⁷⁾, 1997⁽⁸⁸⁾).

2.3.22 Zheng (2009)

Zheng (2009)⁽⁹⁰⁾ presentó un procedimiento 3D que considera la falla de la masa deslizante en su totalidad en lugar de discretizarla en columnas; la masa posee un diagrama de cuerpo libre similar al de la Figura 2.20 al considerar un cilindro diferencial. El autor asumió la superficie de falla es de una geometría general y una DD arbitraria. Este procedimiento satisface seis condiciones de equilibrio para la masa deslizante y usa un vector de integración para cada una de ellas. Los valores desconocidos en estas ecuaciones incluyen el FS 3D y el esfuerzo normal total en la superficie de falla. El sistema es resuelto para encontrar un valor de FS 3D, que es positivo y existe en sus sistema no lineal de ecuaciones para una DD apropiada.

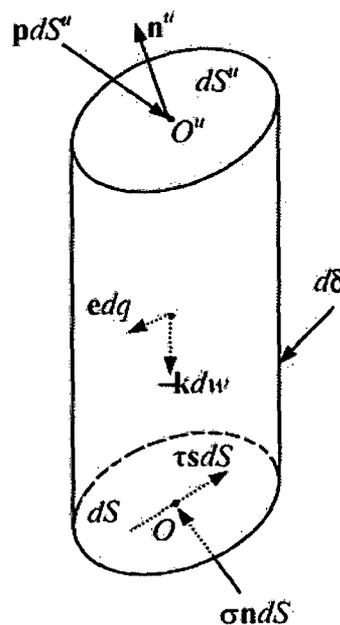


Figura 2.20 Diagrama de cuerpo libre para un cilindro diferencial vertical, según Zheng (2009)⁽⁹⁰⁾.

2.3.23 Sun et al. (2011)

Sun et al. (2011)⁽⁷⁸⁾ propusieron un procedimiento 3D basado en el procedimiento de Morgenstern y Price y desarrollado sobre el sistema de fuerzas desarrollado por Zheng (2009)⁽⁹⁰⁾. Por lo tanto, no se realizaron asunciones en cuanto a fuerzas internas, no se dividió la masa deslizante en columnas y todas

las ecuaciones de equilibrio fueron satisfechas. Además de usar el sistema no lineal de Zheng (2009)⁽⁹⁰⁾, un sistema de interpolación más sofisticado fue usado para realizar una mejor aproximación de la distribución de esfuerzos normales en superficies de falla de geometría complejas. Sun et al. (2011)⁽⁷⁸⁾ demostró, en base a análisis de problemas prácticos, que el FS 3D es mayor que el FS 2D

2.3.24 Resumen de procedimientos 3D

La Tabla 2.2 resume las principales características de los procedimientos 3D revisados, incluyendo su base teórica, geometría de la superficie de falla y el valor del FS 3D/2D determinado en cada investigación.

Tabla 2.2 Principales características de los procedimientos tridimensionales revisados

Procedimiento	Base teórica	Geometría de la superficie de falla	FS 3D/2D
Anagnosti (1969) ⁽³⁾	Morgenstern y Price	No especificada	>1
Baligh y Azzouz (1975) ⁽⁹⁾	Círculo sueco	Simétrica, cilíndrica con lados cónico o elipsoidales	>1
Hovland (1977) ⁽⁴¹⁾	Método ordinario de dovelas	Simétrica, cilíndrica con lados cónicos	>1 para suelos cohesivos, <1 para suelos no cohesivos
Azzouz y Baligh (1978b) ⁽⁶⁾	Círculo sueco	Simétrica, cilíndrica con lados cónico o elipsoidales	>1
Chen (1981) ⁽¹⁶⁾ , Chen y Chameau (1982) ⁽¹⁷⁾	Spencer	Simétrica, cilíndrica con lados cónicos o elipsoidales	>1 para suelos cohesivos, <1 para suelos no cohesivos
Lovell (1984) ⁽⁶³⁾	Spencer	Simétrica, cilíndrica con lados elipsoidales	>1 para suelos cohesivos y no siempre para suelos no cohesivos
Dennhardt y Forster (1985) ⁽²³⁾	Equilibrio límite	Simétrica, elipsoidal	>1
Leshchinsky et al. (1985) ⁽⁵⁹⁾	Equilibrio límite y cálculo variacional	Simétrica, esférica y cilíndrica	>1
Ugai (1985) ⁽⁸³⁾	Equilibrio límite y cálculo variacional	Cortes verticales, cilíndrico con lados curvos	>1
Leshchinsky y Baker (1986) ⁽⁶⁰⁾	Equilibrio límite y cálculo	Simétrica, cilíndrica con lados curvos	>1

Procedimiento	Base teórica	Geometría de la superficie de falla	FS 3D/2D
	variacional		
Hungr (1987) ⁽⁴⁵⁾	Bishop simplificado	Simétrica, rotacional con sección central circular	>1
Gens et al. (1988) ⁽³⁷⁾	Círculo sueco	Simétrica, cilíndrica con lados planos o curvos	>1
Thomaz y Lovell (1988) ⁽⁸²⁾	Spencer	Simétrica	>1 para suelos cohesivos y no siempre para suelos no cohesivos
Ugai (1988) ⁽⁸⁴⁾	Fellenius (1936) ⁽³⁰⁾ , Bishop simplificado y Spencer	Simétrica, cilíndrica con lados elipsoidales	>1 para suelos cohesivos, <1 para suelos no cohesivos
Xing (1988) ⁽⁸⁶⁾	Método ordinario de dovelas	Simétrica, revolución elíptica	>1
Hungr et al. (1989) ⁽⁴⁶⁾	Bishop y Janbu simplificado	Simétrica, rotacional	>1
Leshchinsky y Huang (1992b) ⁽⁶²⁾	Equilibrio límite y cálculo variacional	Simétrica y generalizada	>1
Lam y Fredlund (1993) ⁽⁵⁶⁾	General de equilibrio límite	Simétrica y generalizada	>1
Yamagami y Jiang (1996) ⁽⁸⁷⁾ , 1997 ⁽⁸⁸⁾	Janbu simplificado	Simétrica, rotacional	>1
Huang y Tsai (2000) ⁽⁴²⁾	Equilibrio límite	Generalizada, semi-esférica.	>1
Hungr (2001) ⁽⁴⁷⁾	Morgenstern y Price	Simétrica	>1
Chang (2002) ⁽¹⁵⁾	Análisis de bloque deslizante	Asimétrica	>1
Huang et al. (2002) ⁽⁴³⁾	Procedimiento general de dovelas	Generalizada	>1
Chen et al. (2003) ⁽¹⁸⁾	Spencer	Generalizada rotacional	>1
Jiang y Yamagami (2004) ⁽⁵²⁾	Spencer y cálculo variacional	Simétrica, rotacional	>1
Cheng y Yip (2007) ⁽²⁰⁾	Bishop y Janbu	Generalizada, esférica	>1

Procedimiento	Base teórica	Geometría de la superficie de falla	FS 3D/2D
	simplificado y Morgenstern y Price		
Zheng (2009) ⁽⁹⁰⁾	Equilibrio límite	Generalizada	>1
Sun et al. (2012) ⁽⁷⁸⁾	Morgenstern y Price	Generalizada	>1

Fuente: Elaboración propia

2.4 INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA DE LOS BORDES

Como ha sido mencionado anteriormente, los análisis 2D por el método de equilibrio límite están basados en condiciones de deformación plana, asumiendo que la sección de análisis es homogénea o no variable a lo largo de la dirección perpendicular a la dirección de deslizamiento o falla. Por lo tanto, los efectos 3D, como los efectos de los bordes, son desestimados. Esta asunción puede afectar el cálculo del FS severamente, particularmente en análisis de estructuras relativamente angostas con taludes con ángulos mayores a 20° (Lefebvre y Duncan, 1973⁽⁵⁸⁾).

Stark y Eid (1998)⁽⁷⁹⁾ y Arellano y Stark (2000)⁽⁴⁾ mostraron que para el caso de fallas traslacionales o en bloque, la diferencia entre el FS 2D y FS 3D puede llegar a ser de 40% basándose en casos historia evaluados, tal como el presentado en la Figura 2.21. Stark y Eid (1998)⁽⁷⁹⁾ y Arellano y Stark (2000)⁽⁴⁾ citan las siguientes razones:

- Taludes que fallan de modo traslacional o en bloque usualmente poseen una resistencia cortante movilizada mayor o menor en la parte posterior de la falla que a lo largo de toda su base. En el caso de estructuras mineras, esta realidad aplica particularmente a pilas de lixiviación, en donde el mineral posee una resistencia cortante mucho mayor que la del sistema de revestimiento. Sistemas de revestimiento comunes en la realidad peruana consisten en suelos de baja permeabilidad arcillosos o GCL (*geosynthetic clay liner*) y geomembranas texturadas.
- Fallas traslacionales pueden ocurrir en superficies relativamente planas debido la capa débil ubicada debajo de la falla.

- Fallas traslacionales son desarrolladas bajo condiciones de corte drenadas. Esto facilita el estimar la resistencia cortante movilizada de los materiales al ejecutar *back-analysis*, debido a que las presiones de poro inducidas por el corte no tiene que ser calculadas, solo las presiones hidrostáticas.

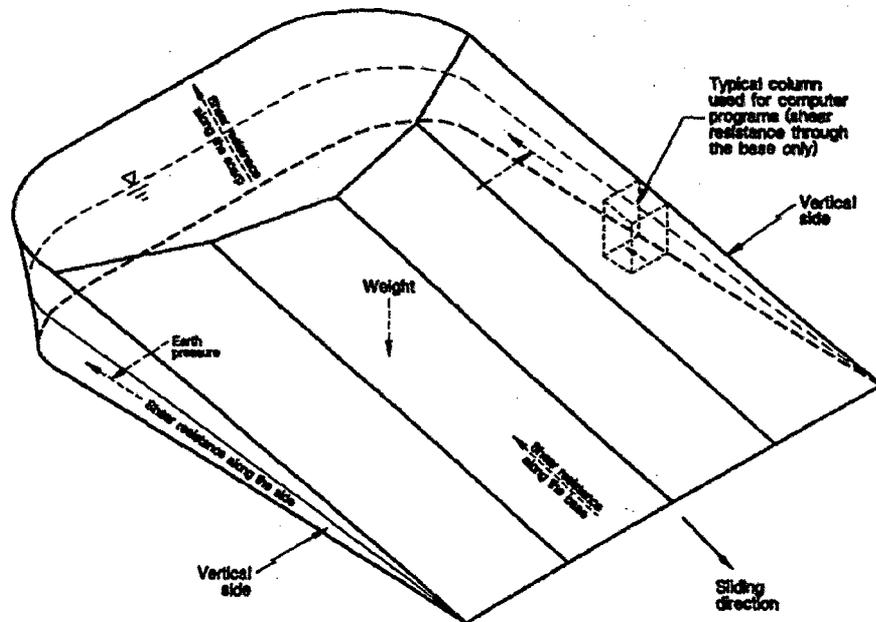


Figura 2.21 Esquema de una fallas traslacional, según Stark y Eid (1998)⁽⁷⁹⁾.

A medida que aumenta la inclinación de los bordes o lados de la superficie de falla paralelos a la dirección de deslizamiento, la superficie de corte disminuye. Por lo tanto, en fallas traslacionales, bordes o lados verticales proveen la menor cantidad de resistencia cortante 3D, debido a que los esfuerzos normales actuando en los bordes son generados por “presión lateral de tierra” (Akhtar, 2011⁽¹⁾).

En la mayoría de los programas de análisis de estabilidad 3D, las resistencias de los bordes debido a la cohesión o fricción generada por la “presión de tierra” aplicada en los bordes verticales de la superficie de deslizamiento no son calculadas (Reyes et al., 2014⁽⁷⁰⁾). Stark y Eid (1998)⁽⁷⁹⁾, Arellano y Stark (2000)⁽⁴⁾, Eid et al. (2006)⁽²⁷⁾ y Eid (2010)⁽²⁶⁾ han propuesto técnicas para incluir la resistencia de los bordes en el cálculo del FS 3D. Básicamente, las técnicas

usan el concepto de incluir las fuerzas calculadas mediante jentes de presión de tierra.

Akhtar (2011)⁽¹⁾ realizó un estudio paramétrico para mejorar las técnicas anteriores y definir un coeficiente de presión de tierra adecuado, usando análisis 3D mediante los procedimientos de elementos finitos y diferencias finitas. Akhtar (2011)⁽¹⁾ encontró un coeficiente de presión de tierra (K_T), que está dentro del rango de los valores de los coeficientes de tierra geo-estáticos (K_0) y activo (K_A), provee un mejor estimado de la resistencia cortante en los bordes verticales. Es importante mencionar que el concepto de presión de tierra es solo usado como una aproximación razonable de los valores de la resistencia cortante de los bordes, sin embargo, no explica la presión lateral aplicada a la masa deslizante. La presión de tierra en realidad no es aplicable para la definir la resistencia cortante de los bordes debido a que la resistencia es desarrollada a lo largo de estos a medida que la masa deslizante se mueve perpendicular a esta presión.

2.5 PRECISIÓN DEL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE

Los problemas de estabilidad de taludes pueden considerarse los más importantes dentro de la ingeniería geotécnicas, por lo que se han desarrollado una vasta cantidad de métodos para analizar este problema, como el método de equilibrio límite (EL), plasticidad límite, mecánica de los continuos, cálculo variacional, entre otros. Duncan (1996)⁽²⁴⁾ señala que si bien puede ser muy complicado calcular el correcto FS, es siempre posible calcular valores suficientes precisos de FS. Esta conclusión está basada en el descubrimiento que todos los métodos considerados precisos siempre proveen FS muy similares.

En la práctica, los métodos de EL y de mecánica de los continuos son lo más usados. La elección entre uno y otro es una preferencia personal y disponibilidad de información y herramientas informáticas para el usuario. A continuación, el método de la mecánica de los continuos será descrito y comparados con el de EL, con un énfasis en la precisión de este último.

2.5.1 Método de la mecánica de los continuos

El poder computacional de la mecánica de los continuos es muy bien conocido dentro de la ingeniería (Griffiths y Marquez, 2007⁽⁴⁰⁾). Hace algunos años, este método solo era usado en análisis de deformaciones, por lo que su potencial para el cálculo del FS era ignorado. La mecánica de los continuos tiene la habilidad de modelar problemas complejos sin asunciones simplificadoras, lo que constituye una gran ventaja sobre el método de EL, en particular para el caso 3D. Dentro del método de la mecánica de los continuos se tienen los procedimientos de los elementos finitos (EF), diferencias finitas (DF), elementos discretos, elementos de borde, entre otros. Investigadores como Griffiths y Lane (1999)⁽³⁹⁾, Chugh (2003)⁽²²⁾ y Griffiths y Marquez (2007)⁽⁴⁰⁾ han realizado análisis de estabilidad taludes usando los procedimientos de EF y DF y demostraron que estos proveen resultados similares a los obtenidos por el método de EL. A continuación se señalan las principales características del método de la mecánica de los continuos en su aplicación al análisis de estabilidad de taludes.

Elementos finitos y Diferencias finitas

El procedimiento de EF permite obtener una solución numérica aproximada sobre un cuerpo o continuo sobre el que están definidas ciertas ecuaciones diferenciales que caracterizan el comportamiento físico del cuerpo analizado. El continuo es dividido en un número de elementos volumétricos consistentes cada uno de nodos. Variables como esfuerzos y desplazamientos varían a lo largo de cada elemento usando ecuaciones específicas controlados por parámetros. La formulación de EF requiere el ajuste de estos parámetros para minimizar la energía y se resuelve empleando un esquema matricial implícito.

El procedimiento de DF emplea un método numérico para la solución de ecuaciones diferenciales para valores iniciales de esfuerzos y desplazamientos. Este procedimiento resuelve ecuaciones diferenciales mediante un método explícito, derivando velocidades y desplazamientos de los esfuerzos y fuerzas calculados previamente.

Es relevante mencionar que los procedimientos de EF y DF resultan en ecuaciones algebraicas idénticas, incluso cuando estas son derivadas de diferentes maneras.

Ventajas de la mecánica de los continuos en el análisis de estabilidad de taludes

Griffith y Lane (1999)⁽³⁹⁾ resumieron las ventajas del procedimiento de FE, que también son aplicables a otros como el de DF, de la siguiente manera:

- La geometría y ubicación de la superficie de falla no debe ser asumida o especificada. La falla ocurre “naturalmente” a lo largo de la masa de suelo a medida que su resistencia cortante es incapaz de mantener los esfuerzos cortantes.
- La masa de suelo no es dividida en dovelas o columnas (para los casos 2D y 3D, respectivamente) por lo que no son necesarias asunciones para las fuerzas entre los lados de estas.
- Además del FS, se obtiene datos de deformación como consecuencia del análisis.
- Las fallas progresivas pueden ser monitoreadas.

Propiedades del suelo

Los procedimientos de la mecánica de los continuos requieren parámetros elásticos del suelo además de los de resistencia. En general, se requieren los mismos valores que para el método de EL (peso específico, ángulo de fricción, cohesión). Los parámetros elásticos incluyen el ángulo de dilatación, que controla la deformación volumétrica, y dos parámetros elásticos independientes que pueden ser el módulo de Poisson, módulo elástico, módulo de *bulk* o el módulo de corte.

Hummah et al. (2005)⁽⁴⁴⁾ señalaron la importancia de estimar apropiadamente los parámetros elásticos debido a su influencia en el cálculo del FS para análisis de taludes con varias capas de suelo y en particular en los casos en los que las deformaciones son necesarias.

Cálculo del Factor de seguridad

Los programas de cómputo que aplican el método de la mecánica de los continuos ofrecen la técnica de la reducción de resistencia para modelar fallas progresivas. En esta técnica tanto la cohesión (c') como la tangente del ángulo de fricción ($\tan\phi'$) son reducidos progresivamente hasta llevar al talud en análisis al estado de equilibrio límite. Los valores reducidos se definen de la siguiente manera:

$$c'_{red} = \frac{c'}{FRR} \quad (2.27)$$

$$\phi'_{red} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan\phi'}{FRR} \right) \quad (2.28)$$

En donde FRR es el factor de reducción de resistencia. El FS del talud es el valor de FRR para el cual el talud se encuentra al borde del colapso. Evidentemente, la definición de FRR para este método es similar a la del FS del método de EL.

2.5.2 Validación de los métodos de equilibrio límite y mecánica de los continuos

Akhtar (2011)⁽¹⁾ llevó a cabo una serie de análisis de validación para comparar los diferentes métodos y procedimientos de análisis de estabilidad taludes, usando problemas 2D y 3D propuestos por Fredlund y Krahn (1977)⁽³³⁾, Xing (1988)⁽⁸⁶⁾, Lam y Fredlund (1993)⁽⁵⁶⁾, entre otros. Los análisis de EL 2D y 3D fueron realizados usando el programa CLARA-W (Hung, 2001⁽⁴⁷⁾), que posee los procedimientos 2D y extensiones 3D de Bishop, Janbu, Spencer y Morgenstern y Price. Los análisis de EF 2D y 3D fueron realizados usando el programa de cómputo PLAXIS 2D V.9 (Brinkgreve y Broere, 2008⁽¹²⁾) y PLAXIS 3D Tunnel V.2 (Brinkgreve y Broere, 2004⁽¹¹⁾), respectivamente. Los resultados de los análisis de EL y DF 2D fueron verificados usando el programa de cómputo XSTABL (Sharma, 1996⁽⁷³⁾) y FLAC/Slope 6.0 (Itasca Consulting Group, 2010⁽⁴⁸⁾).

Akhtar (2011)⁽¹⁾ evaluó lo señalado anteriormente de la siguiente para para el caso 2D:

- Se evaluaron dos secciones, al primera correspondiente a un talud homogéneo (falla rotacional) y la segunda un talud con una capa débil (falla traslacional). Ambas secciones fueron propuestas por Fredlund y Krahn (1977)⁽³³⁾.
- Los resultados de los análisis por el método de EL realizados en CLARA-W fueron comparados con los publicados por Fredlund y Krahn (1977)⁽³³⁾.
- Los resultados de CLARA-W fueron verificados también con XSTABL.
- Los resultados de los análisis de EF y DF fueron comparados con lo de EL obtenidos de CLARA-W usando el procedimiento de Spencer.

Los resultados reportados por Akhtar (2011)⁽¹⁾ indican que todos los procedimientos del método de EL producen resultados similares y están en concordancia con los resultados del método de la mecánica de los continuos. Como consecuencia, Akhtar (2011)⁽¹⁾ señala que los resultados de los análisis por el método de EL en 2D y 3D pueden ser comparados con los del método de la mecánica de los continuos.

Para el caso de los análisis 3D, el procedimiento fue el siguiente:

- Se evaluó un primer modelo consistente en la extrusión a 3D del primer problema 2D evaluado anteriormente. El segundo modelo consistió en una superficie falla esférica en un talud cohesivo.
- Los resultados del análisis 3D de EL usando CLARA-W fueron comparados con los resultados publicados por diversos autores.
- Los resultados de CLARA-W fueron comparados con los calculados por el método del EF.
- Se empleó también el procedimiento de promedio ponderado para calcular el FS 3D en base a secciones 2D. Los resultados fueron comparados con los resultados 3D de EL y EF.

Los resultados reportados por Akhtar (2011)⁽¹⁾ indican que los procedimientos 3D de EL presentados por diversos autores están en concordancia con el método de

la mecánica de los continuos. La diferencia entre los FS 3D entre los diferentes métodos y procedimientos 3D es menor que 12%, lo que es aceptable para los métodos 2D (Duncan, 1996⁽²⁴⁾).

2.5.3 Ventajas del método de equilibrio límite

En base al estudio de Duncan (1996)⁽²⁴⁾, Albatanieh (2006)⁽²⁾, Akhtar (2011)⁽¹⁾ y la experiencia del autor, se pueden describir las siguientes importantes ventajas del método de EL sobre los procedimientos de EF y DF:

- El modelamiento geotécnico para analizar taludes mediante el método de EL es mucho más sencillo y de rápida ejecución que el método de la mecánica de los continuos, además de necesitar menos datos de entrada.
- El método de EL no requiere definir condiciones borde, a diferencia del método de la mecánica de los continuos.
- Los análisis por EL consumen mucho menos recursos computacionales y tiempo (de 5 hasta 20 segundos para modelos densos) en comparación con los análisis por EF y DF (hasta varias horas, dependiendo del procedimiento constructivo, densidad de malla y modelos constitutivos empleados).
- En los análisis por EL, la superficie de falla puede ser definida para poder realizar *back-analysis*.
- Es relativamente sencillo modelar superficies 3D para el método de EL al interpolar múltiples secciones bidimensionales o usando superficies generadas por programas de cómputo de diseño geométrico. El generar modelos 3D de estas características para analizarlas mediante el método de la mecánica de los continuos es complicado y consume mucho tiempo.

2.5.4 Discusión

Los estudios revisados y la experiencia del autor permiten llegar a varias conclusiones en cuanto a la precisión del método de EL y la de sus diferentes procedimientos 2D y 3D. Estas serán discutidas en los siguientes párrafos.

Para los análisis 2D por el método de EL, los procedimientos de Spencer y Morgenstern y Price (y en consecuencia también GLE) producen resultados razonables de FS 2D para superficies de falla de cualquier geometría. Sin embargo, debido a la necesidad de seleccionar una función de fuerzas entre dovelas para los procedimientos de Morgenstern y Price y GLE, el procedimiento de Spencer es considerado el más apropiado dentro de la práctica de la ingeniería. Los procedimientos de Bishop y Janbu simplificados son usados para análisis rutinarios y comparativos, en particular para fallas rotacionales y traslaciones, respectivamente.

Para los análisis 3D por el método de EL, las extensiones 3D aceptadas (como las codificadas en CLARA-W) de los procedimientos de Bishop simplificado, Janbu simplificado, Spencer y Morgenstern y Price (y en consecuencia también GLE), proveen resultados que difieren en menos de 3% para el caso de taludes homogéneos. Sin embargo, para casos más complejos y asimétricos, las diferencias puede ser mayores, por lo que se prefiere el uso de la extensión 3D del procedimiento de Spencer (Reyes y Parra, 2014⁽⁶⁹⁾; Reyes et al., 2014⁽⁷⁰⁾). Las extensiones 3D de los procedimientos de Morgenstern y Price y GLE usualmente presentan problemas de convergencia para este tipo de casos. En general, las extensiones 3D de los procedimientos de Bishop y Janbu simplificados constituyen alternativas viables dentro del análisis 3D. Finalmente, el procedimiento del peso ponderado puede proveer un estimado inicial razonable del FS 3D al usar de 3 a 4 secciones 2D en su cálculo.

CAPÍTULO III: ESTADO DEL ARTE EN LA INDUSTRIA MINERA

3.1 GENERALIDADES

La industria minera peruana sigue los lineamientos generales de la industria minera mundial, en particular las normativas y recomendaciones brindadas por entes reguladores canadienses y estadounidenses. En lo que respecta al diseño geotécnico, este sigue también los lineamientos de los entes mencionados anteriormente, sin embargo, en el Perú se ha desarrollado a lo largo de los últimos 20 años una experiencia propia producto de las especiales condiciones de la geografía y geología de las minas peruanas. Estas condiciones han, en algunos aspectos, elevado el nivel técnico y de complejidad de los diseños geotécnicos, sin embargo, en otros aspectos estas han limitado el alcance y desarrollo de estos.

El presente capítulo describe los aspectos del diseño geotécnico de estructuras mineras en la práctica actual, con un énfasis en particular en los análisis de estabilidad de taludes.

3.2 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS DE CAMPO

Actualmente, las investigaciones geotécnicas de campo para proyectos mineros de mediana a gran envergadura incluyen excavaciones, ensayos manuales, mecánicos, geofísicos y auscultaciones visuales que se complementan entre sí. Todas estas tiene como propósito caracterizar: el suelo de cimentación, materiales de construcción y el material a contener (relave, mineral, entre otros).

Las excavaciones a cielo abierto o calicatas (ver Figura 3.1) son básicas y permiten auscultar el terreno natural de manera directa y tomar muestras disturbadas e inalteradas (para arcillas, limos y arenas arcillosas) del suelo de cimentación, además de verificar de manera directa la presencia de agua superficial y definir en la mayoría de los casos los niveles de cimentación. Así también, las calicatas son fundamentales en los estudios de canteras y mapeos geológico-geotécnicos. Las muestras de suelo de las calicatas son usadas con propósitos de determinar su granulometría, plasticidad y humedad natural. En

caso el suelo se desee usar como material de construcción, estas muestras se pueden someter a ensayos de compactación, de abrasión, de resistencia, de permeabilidad, químicos, entre otros. Las muestras inalteradas son sometidas también a ensayos similares para caracterizar el suelo de cimentación; solo en algunos casos particulares (suelos arenosos y gravosos) las muestras disturbadas son remoldeadas para simular en laboratorio las condiciones del suelo natural, en términos de resistencia o permeabilidad.



Figura 3.1 Excavación con maquinaria de una calicata.

Finalmente, en las calicatas se realizan ensayos como el de densidad por el método del cono de arena (ver Figura 3.2) o reemplazo por agua, permeabilidad, resistencia con penetrómetro o veleta, entre otros. Es importante mencionar también que durante los últimos años la caracterización de suelos granulares de gran tamaño, como el desmonte de mina y mineral, se viene realizando mediante la determinación de su granulometría global en campo, realizado en una excavación a cielo abierto (ver Figura 3.3).

Dentro de la industria minera, las calicatas son realizadas mayormente con una máquina excavadora, por lo que la profundidad máxima de estas depende del alcance de la máquina, variando entre 4 y 6 m, y el número de calicatas depende de la extensión del área a estudiar, de la importancia de la estructura o cantera y del nivel de ingeniería del estudio.



Figura 3.2 Ejecución de un ensayo de densidad de campo por el método del cono de arena.



Figura 3.3 Determinación de la granulometría global en campo de suelos granulares y posterior ensayo en laboratorio.

Las perforaciones diamantinas son ejecutadas para auscultar el terreno a grandes profundidades, principal limitación de las calicatas. Las perforaciones se realizan utilizando máquinas perforadoras especiales (ver Figura 3.4) que introducen tuberías de diámetros estandarizados empleando una broca diamantina u otras herramientas de corte. La roca y suelo que ingresan dentro

de la tubería de perforación son extraídas, obteniéndose por lo general muestras disturbadas. Estas muestras son caracterizadas en campo; en particular la roca sigue un procedimiento de caracterización geomecánica con el propósito de determinar sus propiedades de resistencia cortante.

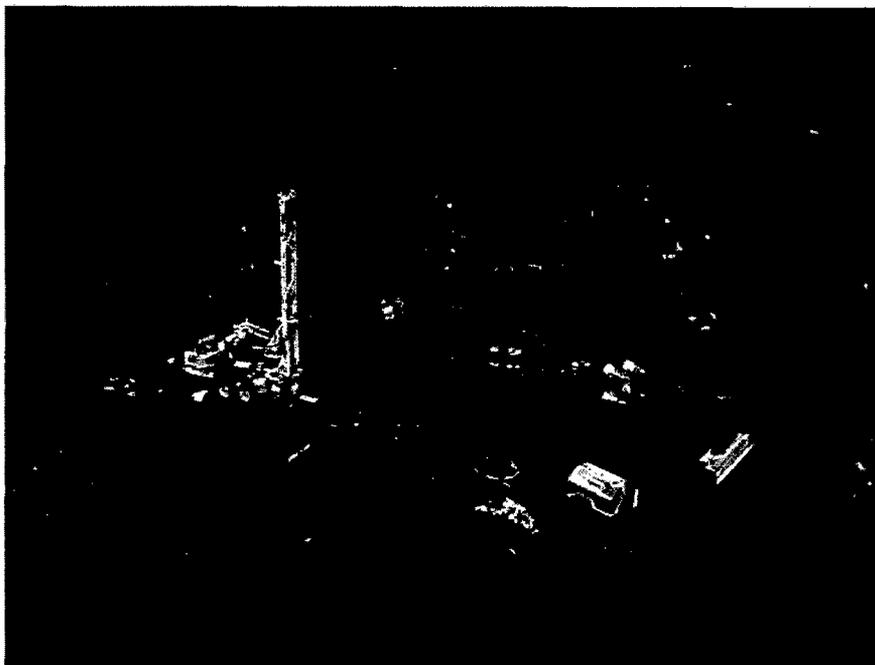


Figura 3.4 Ejecución de una perforación diamantina moderna, sobre terreno natural.

Usualmente las máquinas perforadoras están acondicionadas para realizar ensayos de resistencia como el ensayo de penetración estándar (SPT) y el ensayo de penetración a gran escala (LPT); así también se pueden realizar ensayos de permeabilidad o bombeo como Lefranc o Lugeon. Las perforaciones permiten la instalación de piezómetros para el monitoreo de aguas subterráneas, así como el retiro de muestras inalteradas en aparatos especiales (tubo Shelby). Las profundidades de las perforaciones pueden variar desde 20 a 200 m, dependiendo de la altura máxima de la estructura a diseñar. Finalmente, las perforaciones, en conjunto con los ensayos geofísicos, permiten definir secciones geológicas-geotécnicas útiles para los propósitos de análisis geotécnicos, por lo que el número de perforaciones a ejecutar depende de la disponibilidad de accesos, ensayos geofísicos complementarios, extensión del área a estudiar y etapa de ingeniería del proyecto.

Durante los últimos años los ensayos geofísicos se han convertido en sondeos fundamentales dentro de todo diseño geotécnico. Los ensayos de refracción sísmica (ver Figura 3.5), arreglos multicanales de ondas superficiales (MASW), análisis de microtrepidaciones en arreglos multicanal (MAM), entre otros, comparten la característica que de manera indirecta se puede auscultar la estratigrafía de un perfil. Estos ensayos miden la velocidad de propagación de las ondas a través de la masa de suelo, infiriendo así sus propiedades dinámicas y estratigrafía en conjunto con calicatas, perforaciones o literatura. Los ensayos geofísicos se realizan en menor tiempo que cualquier perforación, y a un costo mucho menor, sin embargo, no son un reemplazo directos de estos, debido a que siempre se debe auscultar el terreno de manera directa.



Figura 3.5 Ejecución de un ensayo de refracción sísmica.

Los ensayos de resistencia, como los descritos SPT, LPT, además del ensayo de penetración ligera dinámica (DPL) (ver Figura 3.6), complementan la información recolectada de las investigaciones mencionadas anteriormente. Los ensayos SPT y LPT pueden ser usados en el análisis geotécnico (correlaciones, evaluación del potencial de licuación, etc.) si se garantiza la calidad de los mismos y sobre todo si se logra medir la energía desarrollada por estos equipos.

Los ensayos DPL son usados por lo general para definir los niveles de cimentación sobre suelos blandos o muy sueltos, en donde realizar excavaciones profundas es un riesgo para los operadores y supervisores de campo. Finalmente, se manejan herramientas de auscultaciones para taludes rocosos (estaciones geomecánicas, ensayos de resistencia para roca en campo, etc.) con el que se diseñan taludes rocosos.

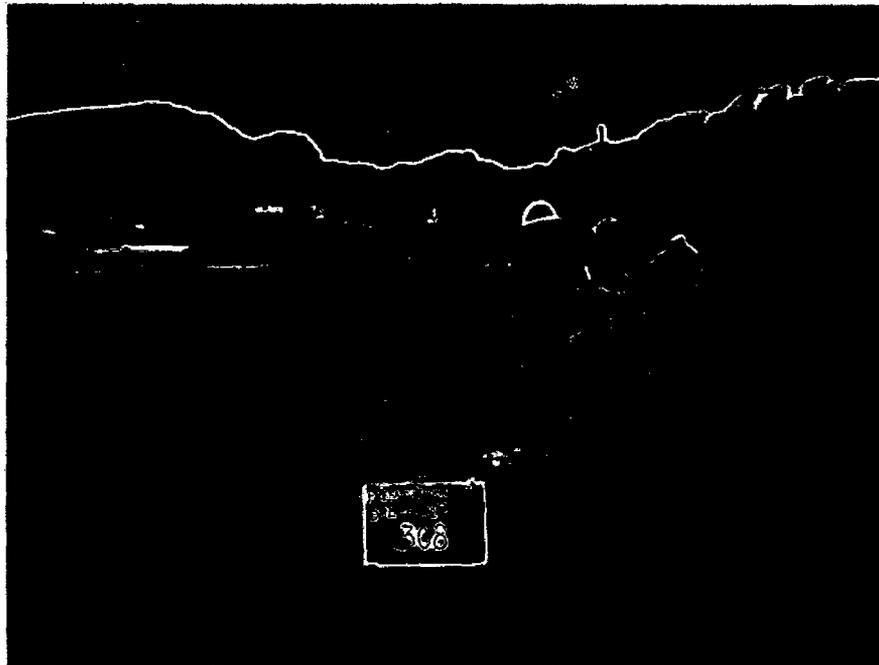


Figura 3.6 Ejecución de una ensayo DPL sobre material de relave fino.

Todas las investigaciones descritas anteriormente forman parte de los programas de campo ejecutados para el diseño de las estructuras mineras objetivo de la presente tesis, pudiéndose realizar algunas adicionales si el proyecto lo requiere. El carácter relativamente complejo y costos de estas investigaciones son el reflejo de años de experiencia de la industria, la cual emplea la mayoría estas herramientas para caracterizar correctamente los suelos de cimentación y materiales de construcción. La variabilidad espacial, origen geológico y de características físicas, mecánicas y químicas de estos materiales dentro de la realidad peruana, además de la magnitud de las estructuras mineras, hacen dicha inversión necesaria.

3.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos geotécnicos tienen como objetivo caracterizar las propiedades físicas (tamaño, plasticidad, humedad, etc.), mecánicas (resistencia cortante, compresibilidad, entre otros) y químicas (salinidad, generación de ácidos, etc.) de los materiales involucrados en el diseño de la estructura minera. Los resultados de los ensayos de laboratorio permitirán evaluar los materiales de la cimentación y su idoneidad dentro del entorno de la estructura. Esto permitirá, posteriormente, caracterizar los materiales y asignarles propiedades que definan su comportamiento mecánico.

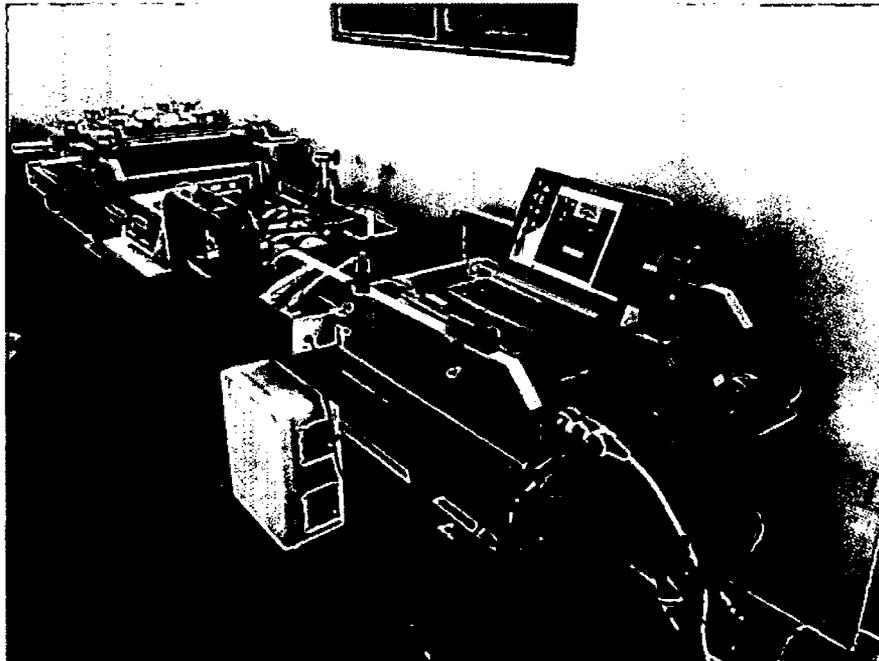


Figura 3.7 Equipo del ensayo de corte directo a gran escala.

Los ensayos de granulometría, plasticidad y humedad son estándares para clasificar los suelos. Para los análisis de estabilidad de taludes por el método de EL, en general los ensayos más importantes son los de gravedad específica y de resistencia cortante. Adicionalmente, para ejecutar análisis de infiltración, deformación y en general para la caracterización, son necesarios ensayos de compactación, peso volumétrico, permeabilidad, consolidación, entre otros. Asimismo, dado el ambiente sísmico que experimenta el territorio peruano, los ensayos dinámicos también forman parte de los programas de laboratorio de estructuras importantes. Finalmente algunas estructuras requieren de ensayos

más especiales, como lo son el ensayo de corte directo a gran escala en interfases de materiales geosintéticos (ver Figura 3.7) para el caso de pilas de lixiviación, ensayos de decantación y consolidación inducida para el caso de depósito de relave, el empleo de curvas homotéticas para ensayar suelos granulares para los casos de desmonte de mina y mineral, entre otros.

3.4 CARACTERIZACIÓN

Los resultados de la investigación de campo, ensayos de campo y de laboratorio deben ser analizados en conjunto. Toda esta información es usualmente empleada para, en el caso de análisis de estabilidad por el método de EL, asignar propiedades de resistencia cortante a los materiales involucrados en el diseño geotécnico.

Por lo general, se emplea el modelo constitutivo de Mohr Coulomb para suelos naturales y materiales de construcción. Este modelo requiere asignar el peso, ángulo de fricción y cohesión del suelo, tal y como es definido dentro del criterio de falla de este modelo. Los pesos naturales, secos y saturados se extraen de los ensayos de densidad y ensayos de laboratorio; la cohesión y fricción se obtienen de correlaciones a partir de los ensayos de campo, y de ensayos de laboratorio de resistencia cortante, verificándose su coherencia con resultados pasados en materiales similares o los publicados en la literatura existente. Es importante mencionar que para la definición de los parámetros de resistencia cortante se debe tener cuenta la variabilidad espacial de los materiales, el método de muestreo, reconstitución de la muestra, entre otros. Es natural, por lo tanto, reducir en cierto grado los parámetros de resistencia tomando en cuenta estas consideraciones.

3.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

3.5.1 Generalidades

En la práctica, los análisis de estabilidad de taludes se realizan en su mayoría empleando el método de EL. Para esto, se seleccionan una o más secciones de manera que estas sean representativas de la estructura. Esta representatividad

se refiere a que la sección represente la geometría de la estructura, estratigrafía de la cimentación, el mecanismo de falla (rotacional o traslacional) y dirección de falla o deslizamiento del talud, por lo que la sección elegida debe también de representar condiciones críticas de los puntos descritos anteriormente. Estructuras grandes y complejas, como las que se encuentran en muchos proyectos en el Perú, pueden necesitar el uso de una mayor cantidad de secciones para evaluar la estabilidad de las zonas que las componen, por lo que esta práctica es casi un estándar, dependiendo de la complejidad geométrica y de cimentación de la estructura.

En resumen, las secciones se eligen bajo un criterio de representatividad y condiciones críticas. Mediante el empleo de un software comercial, estas se analizan empleando procedimientos rigurosos 2D como el de Spencer o Morgenstern y Price, debido a que el uso de estos resultan en factores de seguridad confiables. Los factores de seguridad deben superar los mínimos recomendados por la autoridad competente, o bajo los lineamientos de códigos internacionales. Los procedimientos de Bishop o Janbu simplificados prácticamente ya no son utilizados y cuando lo son sirven básicamente como medio de comparación. En general, el mecanismo de falla de la mayoría de estructuras mineras es asumido como rotacional dada la naturaleza homogénea de la estructura almacenada o cimentación, a no ser que se encuentren potenciales planos de falla (como en el caso de pilas de lixiviación) o superficies de deslizamientos, en cuyo caso se emplean fallas traslacionales. Los programas de cómputo modernos incluyen a su vez técnicas de la búsqueda de superficies de falla compuestas mediante procesos de iteración y optimización, siendo esta práctica común cuando se cuentan con materiales heterogéneos en la cimentación.

Los modelos geotécnicos para los análisis de construyen en base la información de la investigación geotécnica y ensayos de laboratorio. En todo emplazamiento minero, se puede conocer a detalle la topografía de la zona, así como también el diseño o arreglo geométrico de la estructura a analizar. Asimismo, la información geotécnica, obtenida de un adecuado programa de investigaciones de campo y laboratorio, permite conocer a un nivel de detalle razonable la composición estratigráfica de los suelos de cimentación; el empleo de ensayos geofísicos ha

permitido extrapolar la información de perforaciones y calicatas dentro del área de interés, permitiendo así incrementar el nivel de conocimiento de la cimentación. Los ensayos de laboratorio en los últimos años ha desarrollado niveles de sofisticación bastante superiores comparados con los empleados en la década de los noventa. Entre los más reciente avances tenemos:

- La caracterización de suelos granulares gruesos (desmonte de mina, enrocado, mineral) se viene realizando mediante el empleo de curvas homotéticas o paralelas, que permiten obtener no solo parámetros de resistencia cortante más confiables sino también el comportamiento esfuerzo deformación real del material.
- El suelo de cimentación se caracteriza mediante una gran cantidad de ensayos de campo y de laboratorio, cruzándose la información entre estos y permitiendo una adecuada caracterización del material.
- Los materiales de construcción (relleno estructural, relleno masivo, suelo de baja permeabilidad, geomembrana, etc.) son también sometidos a ensayos de campo y laboratorio detallados antes, durante y después de la construcción. Estos siguen también un control de calidad ingenieril durante su construcción o instalación, que a pesar de que puede ser defectuoso u óptimo, permite evaluar luego la calidad del material instalado.
- Es una práctica cada vez más común re-evaluar los parámetros geotécnicos de los materiales descritos anteriormente y geometría de la estructura minera, ya sea durante la construcción u operación de la misma. Esto permite conocer más a detalle las condiciones en las que se construyó la estructura y re-analizar su estabilidad.

A base a lo expuesto anteriormente podemos concluir que existe la posibilidad práctica de realizar un análisis de estabilidad que capture todos los esfuerzos de la investigación geotécnica, ensayos de laboratorio y caracterización geotécnica con el propósito de realizar una evaluación óptima y real de la estructura. Sin embargo, no se ha ahondado ni realizado mayor investigación en actualizar la herramienta de análisis: el método de EL en 2D. Esto se puede deber, a juicio del autor, a las siguientes razones:

- Falta de herramientas de cómputo amigables que permitan realizar análisis más reales en 3D.
- Poca difusión y falta de entendimiento de los procedimientos de análisis 3D, sus ventajas y aplicabilidad dentro de la comunidad geotécnica.
- Ausencia de una normativa o código internacional que refiera la necesidad de realizar análisis 3D o en su defecto valores de factores de seguridad mínimos en 3D.
- El análisis 2D es “efectivo”, es decir, existe la percepción de que estos son suficientemente buenos. Los análisis 2D son conservadores, y pueden ser suficientes en realidades diferentes a la peruana donde la topografía del terreno no es agresiva o lo es mucho menos. Sin embargo, en la realidad peruana, en donde la simplificación del problema 3D a 2D es irreal, los análisis 2D son muy conservadores. Esto tiene como consecuencia el diseño de taludes y obras de estabilización en detrimento del presupuesto del propietario.
- La comunidad internacional no ha desarrollado ni aplicado con énfasis el análisis 3D en casos prácticos, debido a que en realidades ajenas a las peruanas (efectos topográficos, suelos de cimentación heterogéneos, entre otros) los “efectos 3D” no son de mayor importancia.

Actualmente, no se cuenta con mayor experiencia ni casos de estudios de análisis de estabilidad 3D en estructuras mineras, por lo que su aplicabilidad ni importancia ha sido explorada. Los trabajos de Reyes y Parra (2014)⁽⁶⁹⁾ y Reyes et al. (2014)⁽⁷⁰⁾ describen las primeras dos aplicaciones de este tipo de análisis en un depósito de desmonte de mina y pila de lixiviación, respectivamente, y demuestran la importancia y potencialidad de esta herramienta.

En los siguientes acápites del presente subcapítulo, se describirán casos prácticos de análisis de estructuras mineras, en los cuales los análisis 2D resultan apropiados y razonablemente conservadores. Asimismo, se describirán los casos en los que los análisis 2D resultan muy conservadores, irreales y poco representativos de la estructura analizada, y en donde un análisis 3D resulta mucho más apropiado.

3.5.2 Problemas bidimensionales

Las Figuras 3.8 y 3.9 muestran vistas en planta de dos depósitos de desmonte de mina, cuya geometría y condición de cimentación son homogéneas y relativamente simples. En ambas figuras también se muestran secciones representativas y críticas que fueron empleadas para el análisis de estabilidad de cada una de ellas.

Estos constituyen ejemplos de estructuras en donde el análisis bidimensional resulta adecuado y en donde la simplificación del problema de estabilidad, inherentemente 3D, a una sección 2D es justificable y óptima. Nótese que estas estructuras son construidas en las laderas de las montañas, a manera de relleno lateral.

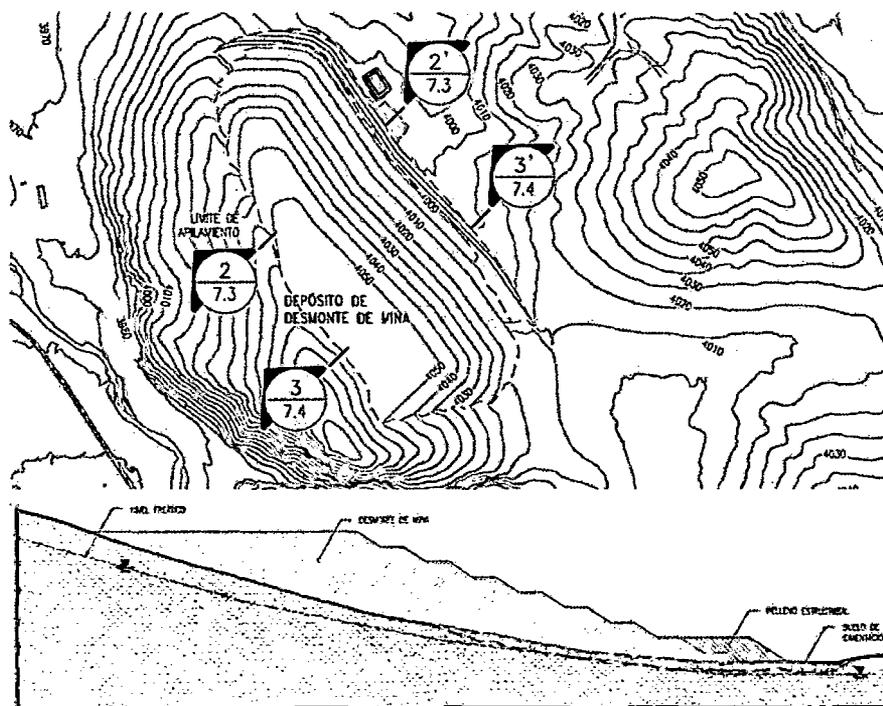


Figura 3.8 Vista en planta de un depósito de desmonte de mina y sección típica de análisis.

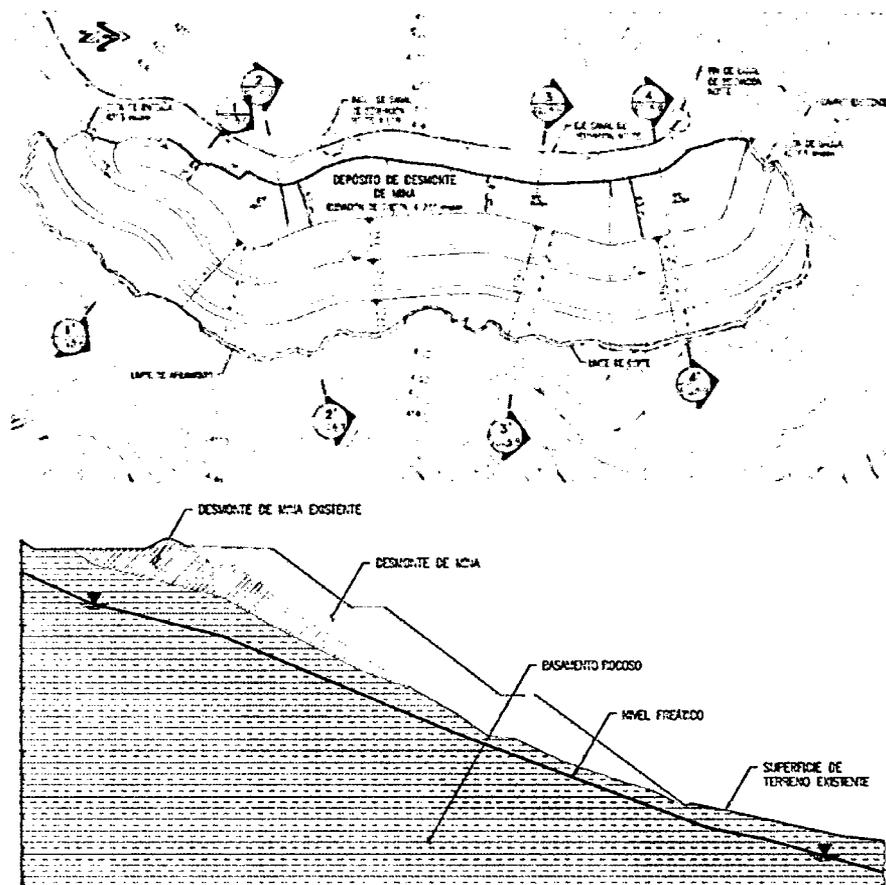


Figura 3.9 Planta (arriba) y sección (abajo) de un depósito de desmonte de mina homogéneo.

La Figura 3.10 muestra una vista en planta de un depósito de relaves. El dique del mismo tiene un tramo recto y se encuentra emplazado sobre una valle amplio de profundidad considerablemente menor que su ancho. Si bien la condición de cimentación en el centro del valle puede variar considerablemente con aquella en los bordes del mismo, se puede considerar adecuado un análisis 2D para esta estructura, principalmente debido a la poca profundidad del valle, su amplitud y la geometría simple y rectilínea del dique de retención.

Por lo general, las estructuras de retención con diques como depósitos de relaves o presas de almacenamiento de agua son evaluados mediante un análisis 2D; sin embargo, muchas veces la geometría casi triangular del valle puede resultar en análisis muy conservadores.

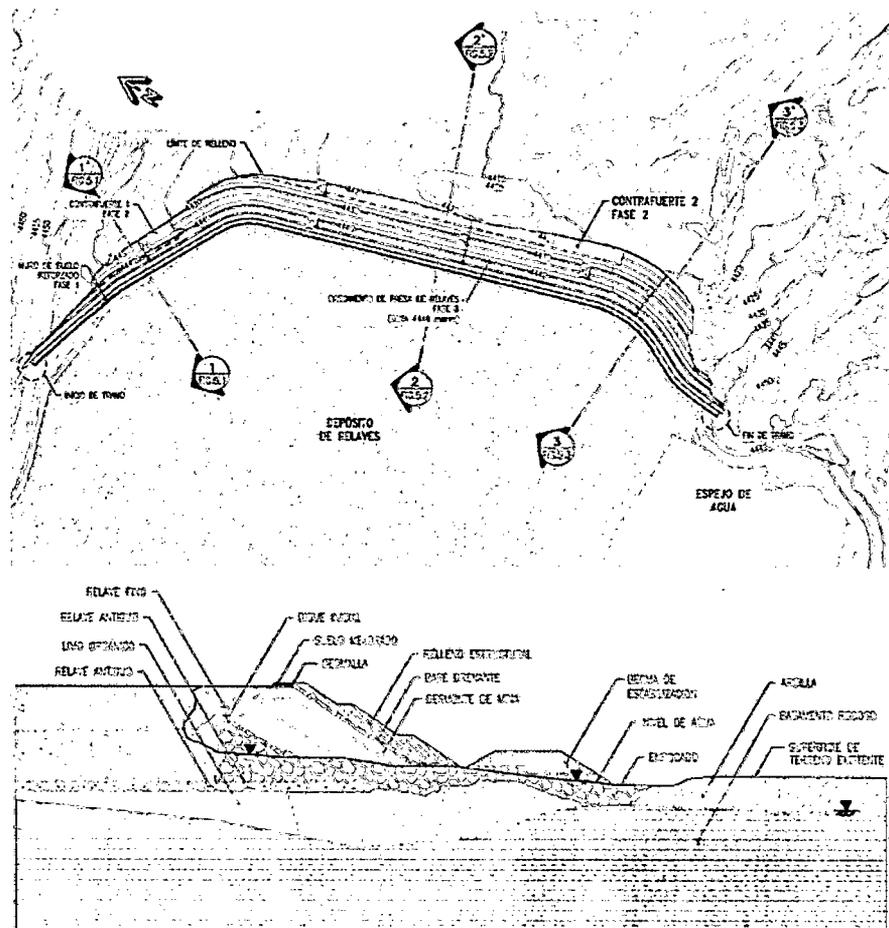


Figura 3.10 Vista en planta (arriba) de un depósito de relaves y sección típica de análisis (abajo), emplazado en un valle amplio y relativamente poco profundo.

En las Figuras 3.11 y 3.12 se muestran las vistas en planta y secciones de análisis de dos pilas de lixiviación construidas sobre zonas relativamente planas, en comparación con los típicos valles angostos peruanos, locaciones de la mayoría de pilas de lixiviación en Perú. En estos dos casos particulares, un análisis 2D se puede considerar adecuado, siempre tomando en cuenta que esta herramienta será siempre conservadora.

Sin embargo, los efectos 3D en pilas de lixiviación son más importantes (Reyes et al., 2014⁽⁷⁰⁾), por lo que se puede argumentar que para los casos presentados en las Figuras 3.11 y 3.12, los análisis 2D son prácticos por su facilidad de ejecución y por lo tanto aplicables, pero pueden no representar la verdadera condición de estabilidad.

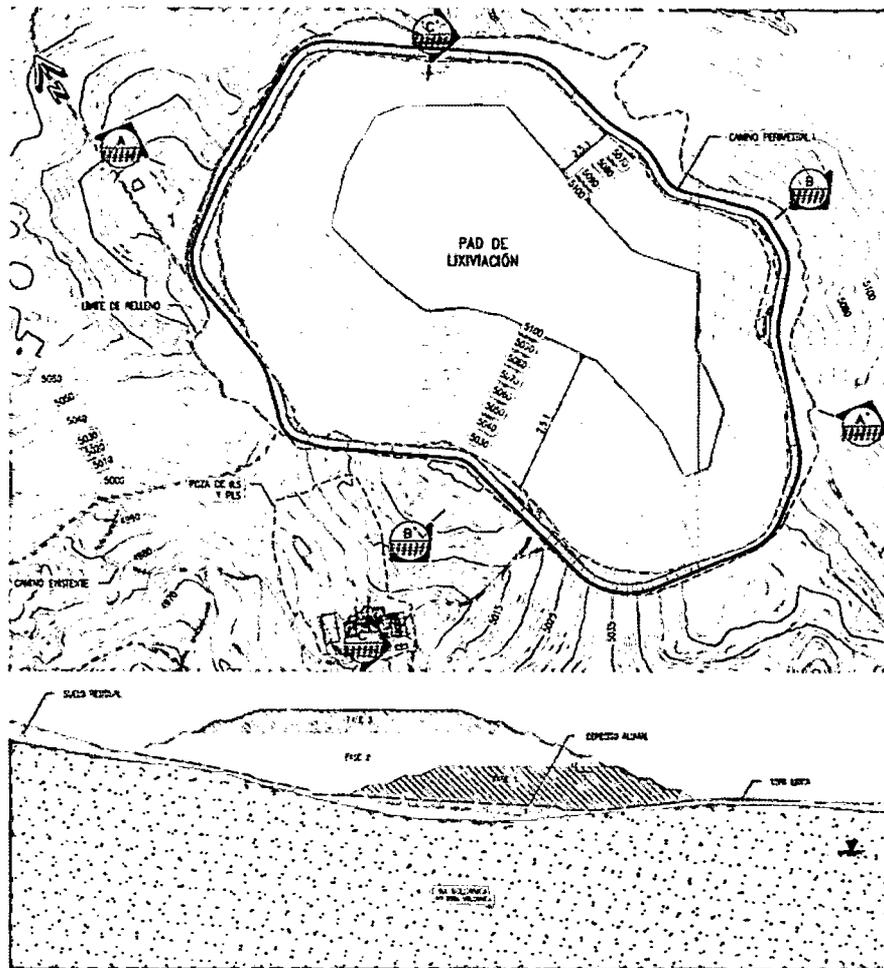


Figura 3.11 Planta (arriba) y sección (abajo) de una pila de lixiviación, proyectada en una zona relativamente plana y con una geometría homogénea en su frente principal.

De lo señalado anteriormente, se puede observar que existen diversos casos en donde los análisis 2D pueden ser considerados adecuados, siendo estos en su mayoría aplicaciones en terrenos relativamente planos, rellenos laterales y con condiciones de cimentación homogéneas. Es importante mencionar que existe un grado de conservadurismo asumido en este análisis que se considera aceptable para los casos prácticos de diseño.

Sin embargo, estas condiciones en la práctica ingenieril peruana se presentan en pocas ocasiones, siendo el caso general el emplazar estructuras mineras y de otros tipos en valles angostos, con condiciones de cimentación heterogéneas y variables en distribución y resistencia, y topografía agreste que genera diseños o arreglos geométricos complejos para la estructura. Los efectos 3D en estos casos pueden ser importantes.

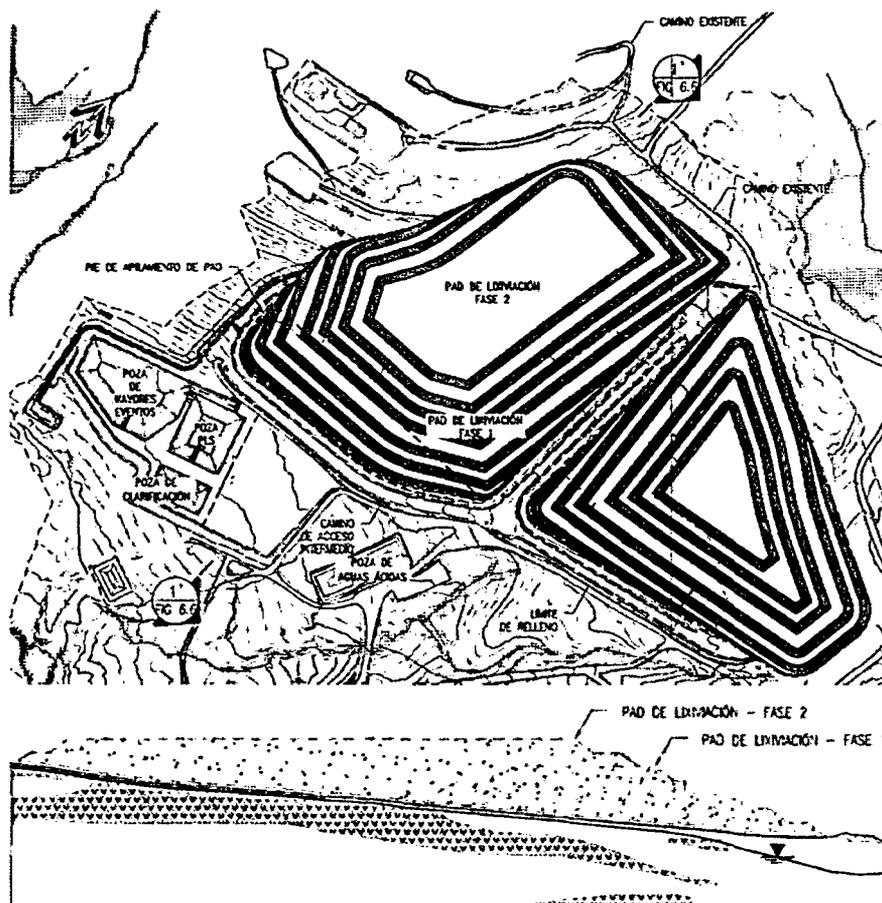


Figura 3.12 Vista en planta (arriba) de una pila de lixiviación y sección (abajo) típica de análisis, proyectada en una zona relativamente plana.

3.5.3 Problemas tridimensionales

Las Figura 3.13 muestra vistas en planta y sección de un depósito de relaves emplazado en un valle profundo y angosto, en donde la condición de cimentación cambia de manera considerable a lo largo del eje del dique. La sección de análisis es crítica mas no es representativa del dique del depósito, por lo que el diseño es conservador en un grado desconocido.

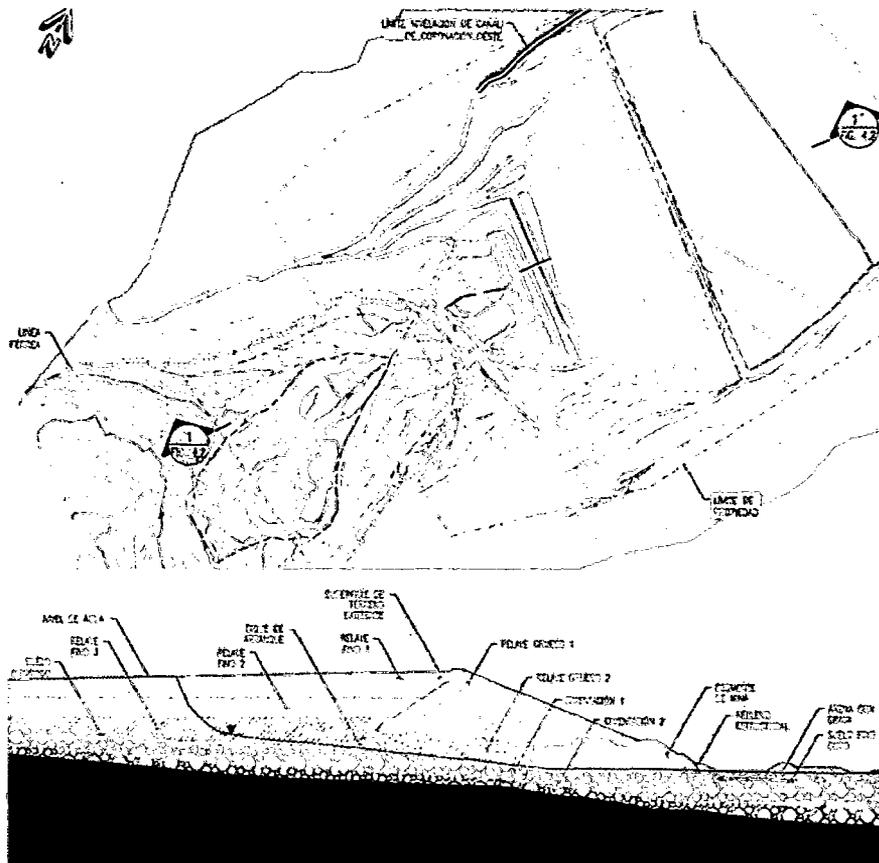


Figura 3.13 Planta (arriba) y sección (abajo) de un depósito de relaves construido en un valle profundo y angosto, cuya sección de análisis es crítico pero no representativa.

En la Figura 3.14 se presenta la vista en planta de un depósito de desmonte de gran tamaño, ubicado a largo de un valle angosto de una zona relativamente plana. Asimismo, esta figura presenta las dos secciones de análisis en donde se puede observar claramente la variabilidad espacial de los suelos de cimentación. El análisis 2D resulta muy conservador en el sentido de que, al solo analizarse secciones críticas, se asume que dicha distribución de los materiales de la cimentación es homogénea a lo largo de todo el botadero.

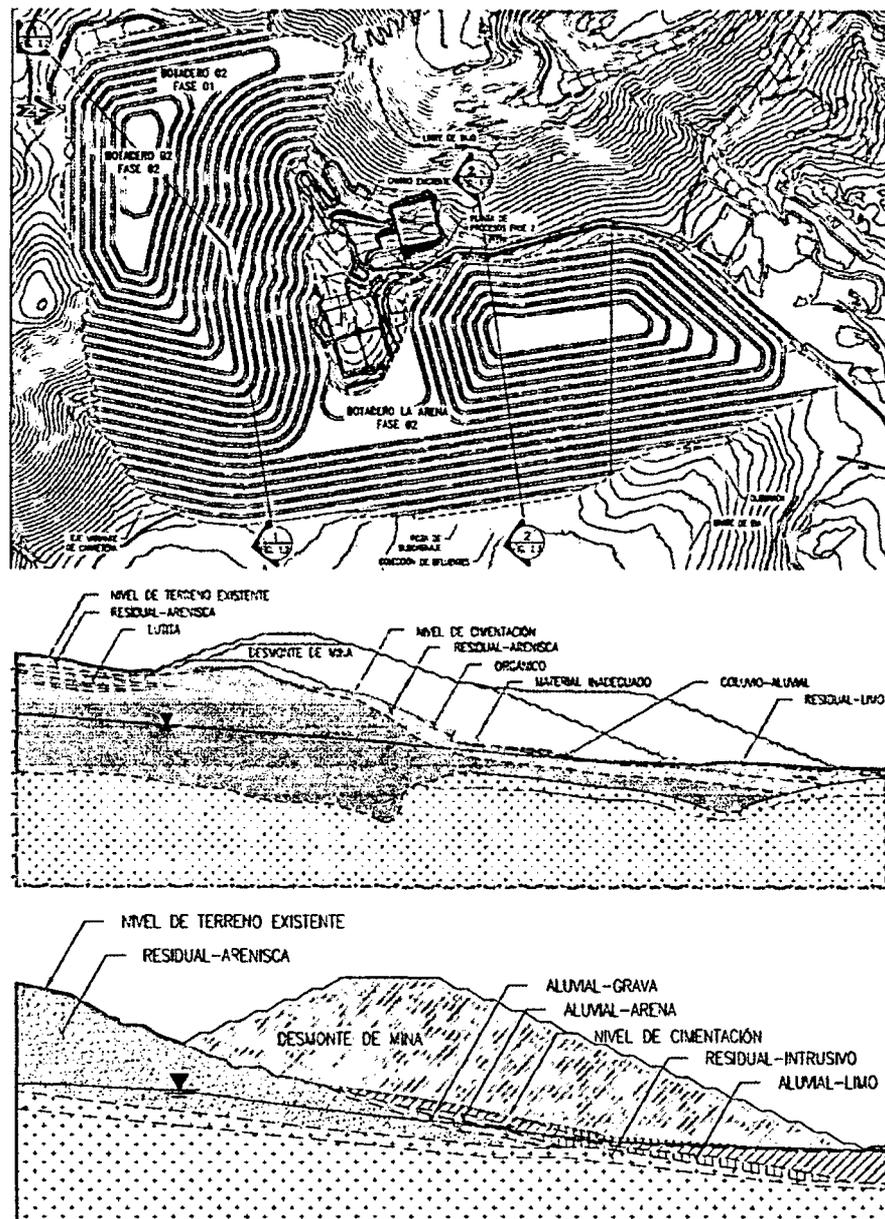


Figura 3.14 Planta (arriba) y secciones (medio y abajo) de análisis de un depósito de desmonte de mina que presenta en su cimentación una gran variabilidad de suelos de diferentes orígenes y resistencias.

En la Figura 3.15 se presenta otro caso de depósito de desmonte de mina en donde el arreglo del mismo es de geometría compleja debido principalmente a que se emplaza en un valle angosto, generando que la sección empleada para el análisis sea crítica mas no representativa de la estructura. El diseño, basado en un análisis 2D, resulta muy conservador.

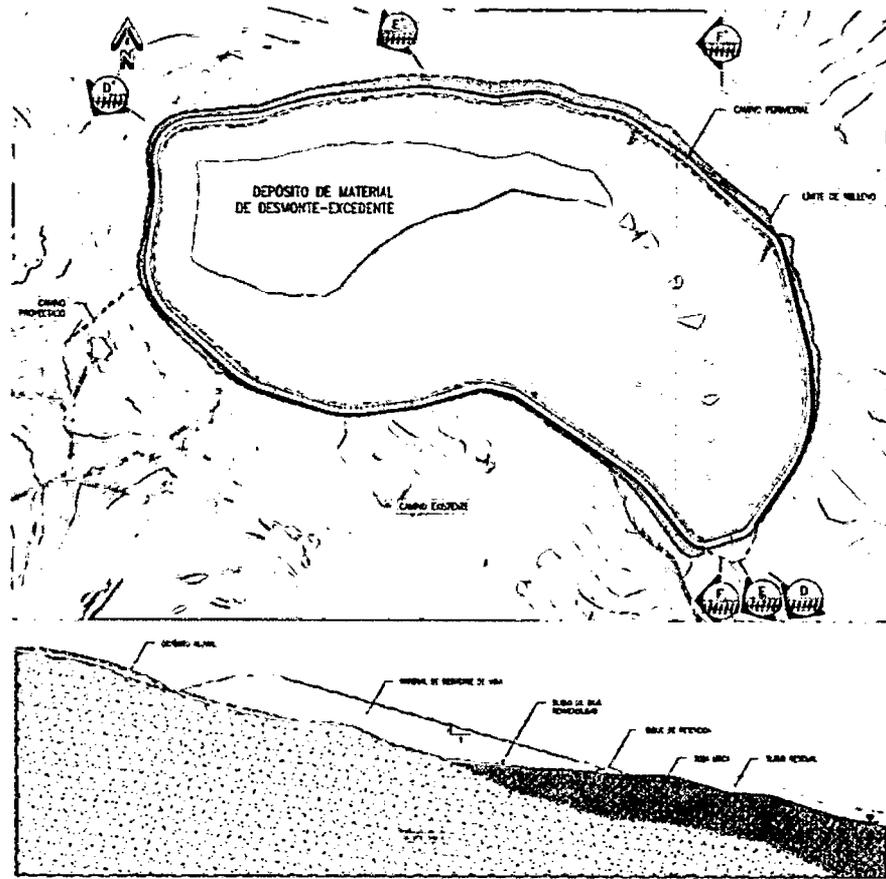


Figura 3.15 Planta (arriba) y sección (abajo) de análisis de un depósito de desmorte emplazado en una valle angosto y de geometría compleja.

La Figura 3.16 presenta la planta y sección de análisis de una pila de lixiviación localizada en un valle con paredes verticales pero no con la estrechez similar a algunos ejemplos presentados anteriormente. La cimentación es homogénea, conformada mayormente por un basamento rocoso de mediana calidad. Las secciones de análisis, y en particular la presentada en la Figura 3.16, son elegidas por ser críticas al capturar la mayor altura de la pila. Sin embargo, esta sección no representa la estructura debido a que la pila no es homogénea en la dirección perpendicular al plano de la sección, teniendo esta una forma piramidal. Los factores de seguridad para secciones paralelas a la principal pero alejadas de la cresta son claramente mayores, por lo que el análisis resulta conservador. Un análisis 2D se puede considerar aceptable, sin embargo, el grado de conservadurismo asumido puede ser muy importante, resultando en un diseño también conservador en detrimento del presupuesto del cliente.

conservadurismo asumido en este diseño en particular, encontrando que FS 3D fueron mayores a los FS 2D entre un 20 y 86%.

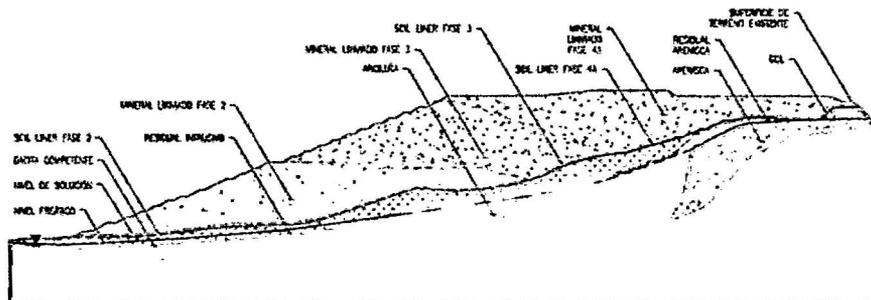
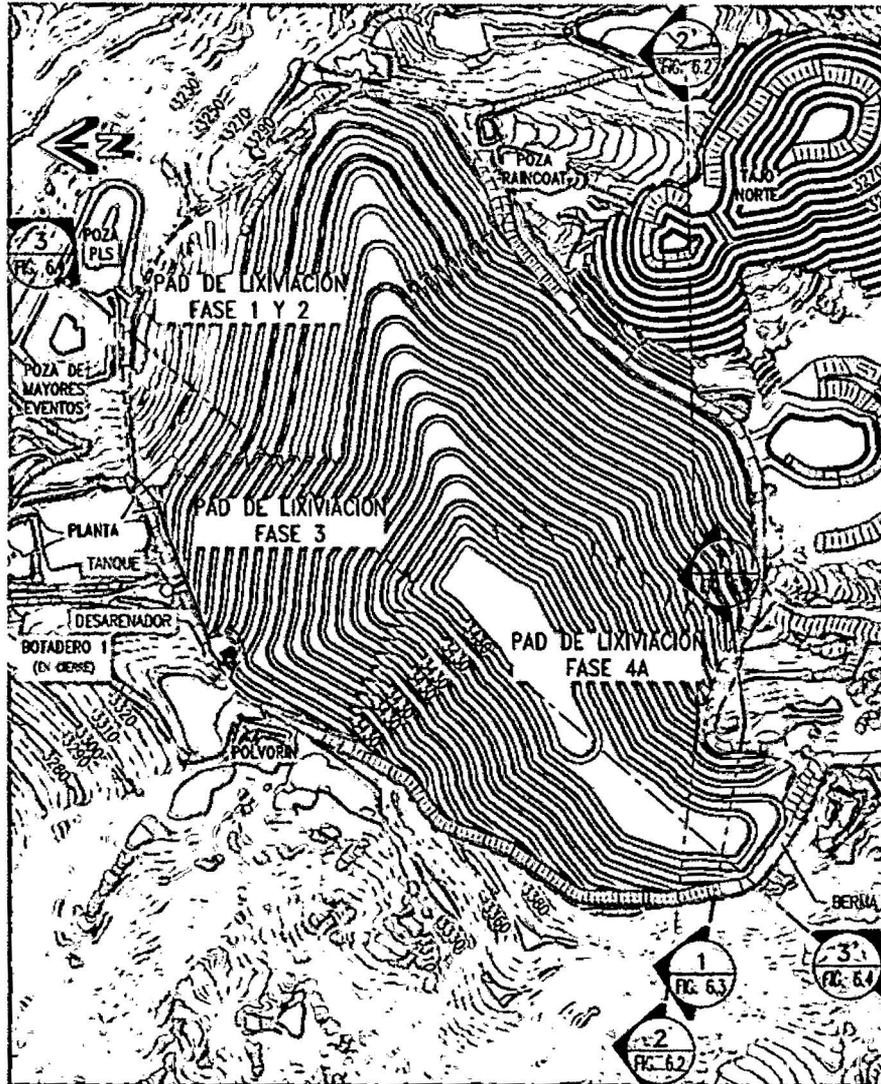


Figura 3.17 Planta (arriba) y sección (abajo) de análisis de una pila de lixiviación emplazada en una valle angosto con varias quebradas y de arreglo complejo.

4. CAPÍTULO IV: PROGRAMA DE CÓMPUTO SVSLOPE

4.1 INTRODUCCIÓN

Actualmente, existen una gran cantidad de programas de cómputo que ejecutan análisis de estabilidad mediante procedimiento 2D. Estos programas tienen incluidos en sus códigos computacionales la mayoría de los procedimientos 2D descritos en la presente tesis, pudiéndose aplicar todos estos en cualquier análisis 2D. Como se mencionó anteriormente, no existe razón para no aplicar los procedimientos más avanzados como los de Spencer, Morgenstern y Price o el procedimiento GLE, dado que estos son los más rigurosos y por lo general los programas de cómputo verifican sus formulaciones comparando resultados con aquellos publicados en literatura. Los procedimientos no rigurosos (Bishop simplificado, Janbu simplificado, etc.) por lo general no son empleados; no obstante, cuando lo son sirven básicamente para verificar que no existe ningún problema numérico inherente en el programa de cómputo empleado.

Sin embargo, para ejecutar análisis 3D, las opciones en cuanto a programas de cómputo son mucho más limitadas. A criterio del autor, existen tres características importantes que un programa debe cumplir para que sea adecuado su uso como herramienta práctica para realizar análisis 3D:

- El programa debe ofrecer herramientas versátiles y prácticas para la creación de la geometría del modelo y de las superficies de falla 3D. Estas pueden incluir la interpolación de secciones, importación de superficies de otros programas de dibujo ingenieril, entre otros.
- El programa debe incluir los últimos avances en cuanto a la teoría del análisis 3D, que aún continúan en mejora continua. Esto supone, además, que el programa debe actualizarse periódicamente, para incluir no solo mejoras provenientes del ámbito académico, sino también mejoras que provienen de aplicar el programa en la práctica, es decir, en casos reales.
- El programa debe ser transparente, en el sentido de que el usuario debe tener la posibilidad de verificar y revisar a detalle la geometría del

modelo, el método de búsqueda de la superficie de falla, el procedimiento 3D empleado y los resultados finales.

Uno de los programas de cómputo geotécnicos más modernos es el SVOFFICE 2009 (Fredlund y Thode, 2012⁽³⁵⁾), desarrollado por la compañía SoilVision Systems Limited de Saskatoon, Saskatchewan, Canadá. SVOFFICE agrupa en un paquete computacional una gran cantidad de programas de modelamiento numérico geotécnico, incluyendo análisis estabilidad, esfuerzo-deformación, análisis térmico, análisis de flujo, entre otros.

4.2 SVSLOPE

SVSLOPE es el programa de cómputo que forma parte de SVOFFICE 2009 que realiza los análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite, ofreciendo la posibilidad de realizarlo en 2D y 3D, teniendo los módulos SVSLOPE 2D y SVSLOPE 3D, respectivamente. SVSLOPE incluye los clásicos procedimientos 2D de dovelas, acoplando procedimientos modernos probabilísticos y nuevos algoritmos para la búsqueda de la superficie de falla crítica, estos dos últimos enfocados en el análisis 2D. Entre sus principales características se tiene:

- Análisis probabilísticos avanzados (Monte Carlo, Hipercúbico Latino, entre otros).
- Análisis de sensibilidad 1D y 2D.
- Variabilidad espacial para las propiedades de materiales.
- 14 procedimientos 2D y 3D para el cálculo del FS.
- Al acoplarse con un análisis de flujo, SVSLOPE realiza análisis de flujo transitorio o parcialmente saturado.
- Avanzados algoritmos de búsqueda de la superficie de falla crítica.
- Método de análisis 2D y 3D basado en elementos finitos.
- 14 modelos de rotura de suelo (Mohr-Coulomb, Hoek-Brown, anisotrópico, cuatro tipos de modelos de resistencia no saturados, entre otros).

La primera versión de SVSLOPE se denominó SVDYNAMIC, y fue lanzada al mercado en setiembre de 2003. Esta fue desarrollada basado en las

investigaciones de Baker (1980)⁽⁶⁾, Yamagami y Ueta (1988)⁽⁶⁹⁾, Pham y Fredlund (2003)⁽⁶⁸⁾ y Fredlund y Gitirana (2003)⁽³²⁾. SVDYNAMIC es, aparentemente, el primer programa de cómputo comercial en emplear la metodología de la programación dinámica para determinar de manera óptima la superficie de falla crítica y su correspondiente FS. SVSLOPE, lanzado en 2008, reemplazó a SVDYNAMIC como una herramienta más completa, rediseñada para su empleo comercial y práctico en el análisis de estabilidad de taludes.

A continuación, se describen las principales características del SVSLOPE: concepto de geometría y generación de modelos 2D y 3D, procedimientos de análisis 2D y 3D y algoritmos de búsqueda de la superficie de falla crítica. En general, la interfaz gráfica y la presentación del modelo geotécnico y resultados son muy similares al resto de programas geotécnicos, por lo que estos detalles no serán descritos en la presente tesis.

4.2.1 Geometría 2D y 3D

El programa cuenta con un espacio de dibujo CAD, en el cual se visualiza la geometría 2D o 3D, según sea el caso, que uno ingresa a SVSLOPE. Mediante este espacio de dibujo, se puede crear o modificar el modelo. Todo modelo 2D o 3D en SVSLOPE es creado usando las siguientes entidades:

- **Regiones:** Similar al concepto de capas en AutoCAD. Cada región puede tener asignada o contener formas. Las propiedades de los materiales son asignadas a las regiones, por lo tanto estas son aplicadas a todas las formas de la región.
- **Formas:** Bloques geométricos básicos que incluyen polígonos cerrados o círculos. Cualquier número de formas pueden ser asignadas a una región. En SVOFFICE en general, por defecto se asigna una forma a una región, pudiendo esta opción ser cambiada. En 3D, las formas se extrudan verticalmente a través de las superficies para definir bloques específicos en el modelo.
- **Superficies:** Bloques básicos para la construcción de un modelo 3D. Los modelos 3D son definidos por una serie de superficies, una sobre otra. Cada superficie se puede generar con una grilla, una expresión

matemática o una constante. “Bloques” de modelamiento específicos pueden ser definidos mediante la proyección de las formas de regiones en una superficie específica.

- **Capas:** Volumen contenido entre dos superficies adyacentes. Por lo tanto, en todo modelo 3D existe una capa menos que el número de superficies.

Toda entidad geométrica puede ser ingresada mediante las herramientas de dibujo que provee la interfaz CAD de dibujo, ya sea pegando datos directamente desde otros programas como Microsoft Excel, ingresando coordenadas o mediante la importación de archivos DXF de AutoCAD o archivos ESRI ASCII. En general, el autor recomienda emplear la importación de archivos DXF de AutoCAD para realizar análisis 2D (empleando SVSLOPE 2D), dado que esta práctica es la común entre otros programas de cómputo similares, lográndose siempre resultados satisfactorios.

Como se mencionó anteriormente, la región es el bloque básico para construir un modelo 2D. Una región representa una porción física de un material que se desea modelar en SVSLOPE 2D. Las regiones se pueden entender como una pila de papeles transparente sobre los cuales se puede dibujar. Para los análisis 2D, se deben de emplear regiones (con uno o más formas definidas en cada una de ellas) que representen el modelo de análisis geotécnico.

La creación de un modelo 3D requiere un entendimiento claro de los elementos de dibujo y conceptos de la geometría en SVSLOPE 3D. Las regiones 3D son definidas en una vista en planta y atraviesan las superficies verticalmente, generando la posibilidad de definir varios materiales entre dos superficies, es decir, en una misma capa. Asimismo, en 3D una sola forma es permitida dentro de una región, por lo que estos términos en práctica significan lo mismo. Como se mencionó anteriormente, una capa está definida entre dos superficies, y las propiedades de los materiales solo pueden ser asignadas al volumen contenido entre dos superficies (una capa) y bordeado por una región 3D (definida en planta). La Figura 4.1 muestra un ejemplo simple en donde se presentan varios tipos de suelo (Soil A, B, C y D) bordeados por regiones (Region 1, 2 y 3) en capas (Layer 1, 2, 3 y 4) definidas entre dos superficies (Surface 1, 2, 3, 4 y 5).

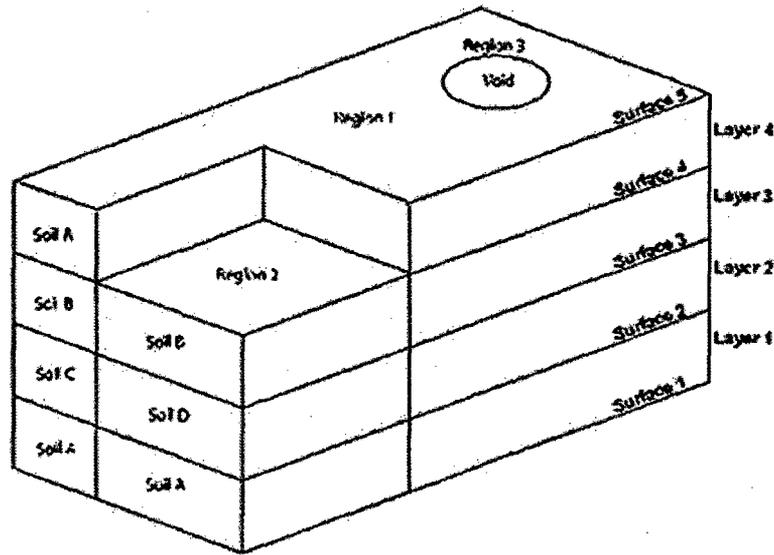


Figura 4.1 Modelo 3D que ilustra los principales conceptos de geometría en SVSLOPE 3D
(Fuente: Fredlund y Thode, 2012⁽³⁵⁾).

El concepto de geometría en SVSLOPE 3D y los métodos para definirla son variados. Sin embargo, estos conceptos y métodos han sido desarrollados para todos los programas de cómputo dentro de SVOFFICE, por lo que tienen aplicaciones en modelos 2D y 3D para análisis térmicos, flujo, etc. Es por esta razón que la presente tesis se enfocará en los tres métodos de ingreso de geometría 3D (y los conceptos asociados a cada uno de estos) que son los mejores para aplicar en análisis geotécnicos, en base a la experiencia y criterio del autor.

4.2.1.1 Estrujado de secciones 2D

La forma más sencilla y básica de creación de un modelo 3D es mediante el estrujado o “alargamiento” de una sección 2D previamente dibujada, tal como se muestra en la Figura 4.2. El usuario puede señalar la longitud de estrujado o “ancho” del modelo. Mediante el estrujado, los conceptos geométricos 3D de SVSLOPE pasan a un segundo plano, dado que las regiones 3D, superficies y propiedades de materiales son creadas y asignadas automáticamente, según sean el caso. Estos modelos sencillos son aplicables si se quiere evaluar de manera preliminar algún “efecto 3D” de un tipo de falla sencillo. Se generan

modelos básicos, sencillos, rápidamente pero cuya aplicación es limitada en la práctica.

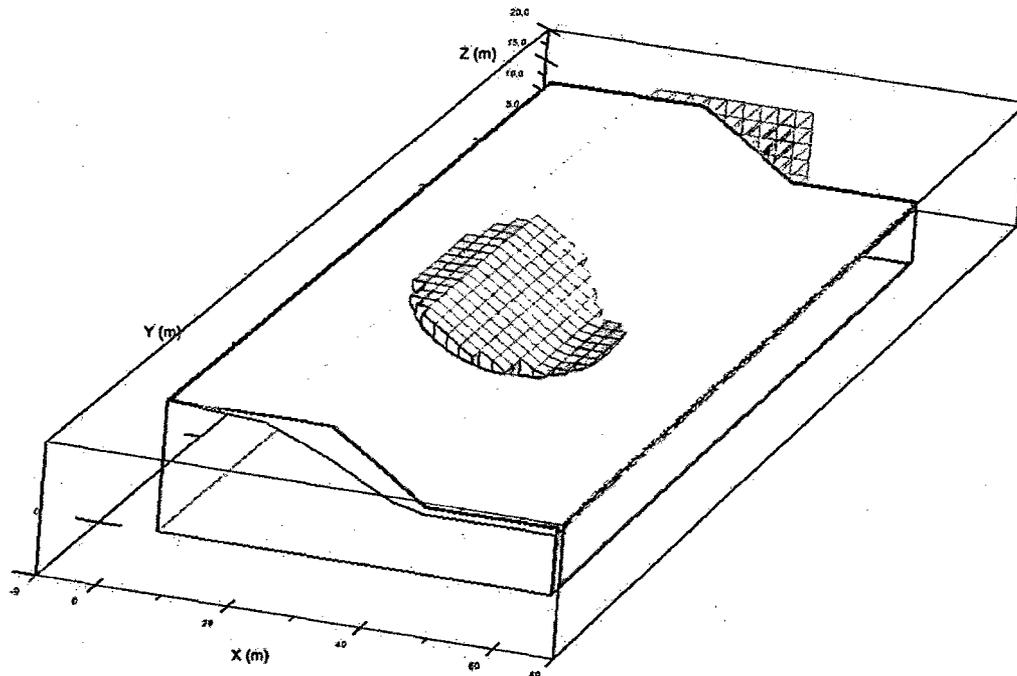


Figura 4.2 Modelo 3D generado mediante el estrujamiento de una sección típica.

4.2.1.2 Importación de Superficies

Las superficies tienen la característica principal de que dos de estas definen una capa en la cual se definen propiedades de un material. Además, este material debe estar dentro de una región 3D que se define en planta bajo condiciones 2D. Sin embargo, la naturaleza de los suelos hace que definir la estratigrafía empleando regiones sea una labor complicada para el usuario, por lo que no es recomendable su uso.

Por lo tanto, la importación de superficies es solo recomendable para análisis en los cuales la cimentación no posea una estratigrafía complicada, debido a que se debe contar con el modelo 3D de la misma, definidas en superficies. Por ejemplo, si se cuenta con una cimentación con uno o dos estratos de suelo y se cuenta con la información suficiente para definir la estratigrafía 3D a lo largo de toda el área de interés para el análisis, se pueden emplear superficies para modelar el problema de estabilidad. Asimismo, para el caso de fallas

traslacionales (aplicable en pilas de lixiviación), en donde la superficie de falla 3D básicamente atraviesa dos o tres materiales, la importación de superficies es el método recomendado.

Bajo las consideraciones descritas anteriormente, el procedimiento recomendado para generar superficies es el siguiente:

- Se debe contar con suficiente información para generar la superficie de un estrato de suelo en particular. Notar que un estrato de suelo está definido entre dos superficies. La superficie puede ser generada en cualquier entorno de dibujo CAD, siempre sustentado su geometría en base a un criterio geológico-geotécnico.
- Luego de generada la geometría, esta debe importarse en el programa de cómputo AutoCAD Civil 3D. Este programa permitirá extraer un listado de puntos que definan toda la geometría. Los puntos deben de contar con coordenadas X e Y además de su respectiva elevación. El programa de cómputo empleará la superficie para definir estos puntos; el usuario debe definir el espaciamiento de estos en base a cuán denso y preciso se desea el modelo. Luego, estos puntos pueden ser extraídos mediante un archivo de .CSV o .XYZ, que almacena las coordenadas y elevaciones.
- En SVSLOPE 3D, se debe ingresar a la opción de importación de superficies, luego a la opción de *"import scatter data"*, en donde se puede importar el archivo de puntos generado anteriormente. En esta opción se hará uso de la herramienta de grillas que provee SVSLOPE 3D: la superficie está definida por grillas o un enmallado espaciado homogénea o heterogéneamente, cada punto de la grilla (o intersecciones del enmallado) poseen coordenadas mas no elevaciones, por lo que el usuario puede definir la elevación para así generar una superficie de cualquier complejidad o forma. Es así que, tras definir un espaciamiento de grilla (que depende la precisión que se desee en el modelo y del tamaño y peso del archivo de cómputo), un método de interpolación y un archivo de puntos, el programa empleará estos últimos para definir mediante interpolaciones, las elevaciones del enmallado que define una superficie.

- Una vez que el programa haya calculado las elevaciones de todos los puntos que definen la grilla de la superficie, en base al archivo de puntos importado desde AutoCAD Civil 3D, la superficie queda definida. Se puede seguir el mismo procedimiento para el resto de superficies. Es importante mencionar que el espaciamiento de los puntos capturados en AutoCAD Civil 3D no necesariamente debe coincidir con el espaciamiento de grilla en SVSLOPE 3D. Se recomienda que el espaciamiento en el primero sea pequeño, es decir, que se capture una gran cantidad de puntos que definan la superficie. En SVSLOPE 3D se puede emplear un espaciamiento de grilla diferente, dado que este programa empleará los puntos anteriormente generados para interpolar con precisión las elevaciones que definan la grilla. Con un mismo archivo de puntos, se pueden generar varias superficies con diferente espaciamiento de grilla, precisión y peso de archivo (que influye en el tiempo de cálculo del FS y en general en la trabajabilidad en el programa de cómputo).
- Finalmente, se debe dibujar una región en planta, que puede abarcar toda el área de las superficies importadas. Es con la definición de esta región que concluye la generación de la geometría en SVSLOPE 3D.

En la Figura 4.3 se presenta un ejemplo de un modelo 3D generado a través del método de importación de superficies.

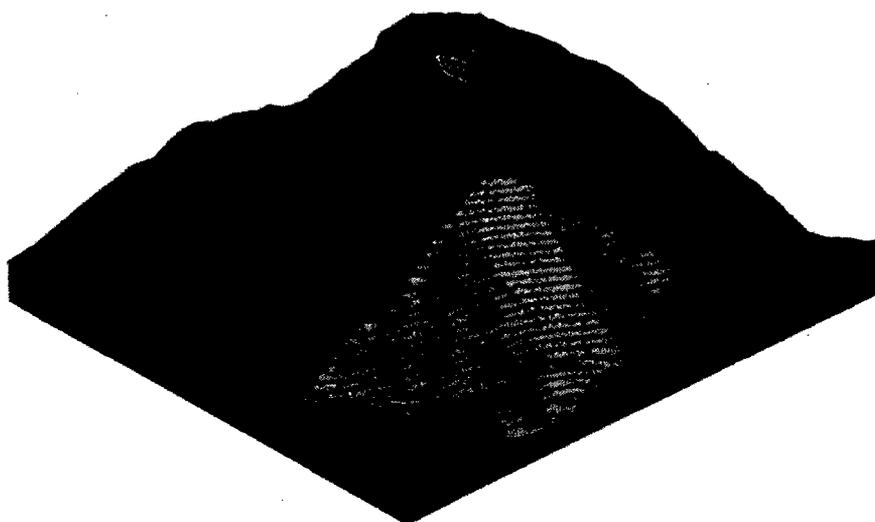


Figura 4.3 Modelo 3D generado mediante la importación de superficies.

4.2.1.3 Interpolación de secciones

La interpolación de secciones supone ingresar al programa un número mínimo de dos secciones con un espaciamiento definido por el usuario para que el programa las interprete e interpole, generando un modelo 3D. Como en el caso del estrujamiento de una sección, al interpolar secciones el concepto de SVSLOPE 3D de regiones 3D pasa a un segundo plano al generarse los modelos; la superficie, sin embargo, es de importancia.

Este procedimiento es recomendado para cualquier tipo de falla y bajo cualquier condición de cimentación, sin embargo, es necesario por lo general un número considerable de secciones para representar adecuadamente la cimentación real. Esto supone, además, que existan un gran número de investigaciones geotécnicas que sustenten geológica y geotécnicamente las secciones a emplearse. Por lo tanto, es natural elegir el método de importación de superficie para fallas traslaciones como en pilas de lixiviación, debido a su facilidad de generación y a que no se necesita un gran número de investigaciones para definir la cimentación.

El procedimiento a seguir para generar un modelo 3D mediante la interpolación de secciones es el siguiente:

- Se debe elegir la estructura a analizar un mínimo de dos secciones paralelas que se emplearán para generar el modelo 3D. Por lo tanto, el número y el espaciamiento, que no necesariamente tiene que ser constante, dependerá del grado de precisión que se desea para el modelo.
- Cada sección debe contener los estratos de suelo a analizar, y cada uno de ellos debe sustentarse en investigaciones geotécnicas e interpretación geológica-geotécnica.
- El concepto de superficie 3D se mantiene, siendo este el detalle más importante al definir las secciones. Cada estrato de suelo estará definido entre dos líneas en cada sección, cada línea representando a una superficie, y todas las superficies deben de estar definidas en todas las secciones. De esta manera, el programa podrá identificar qué línea de

una sección interpolar con otra de la sección contigua, y así sucesivamente. Cada línea de las secciones definirá una superficie. El usuario debe asegurarse que en cada sección exista el mismo número de superficies que en el resto, y que cada superficie está superpuesta una sobre la otra.

- Una vez dibujada la sección con la correcta definición de líneas (o superficies) en cada una de ellas, se deberán capturar los puntos que definen cada una de las líneas y almacenarlas en un archivo .CSV o .XYZ. Cada sección deberá generar el mismo número de archivos que de superficies.
- En SVSLOPE 3D, se deberá ingresar a la opción de interpolación de secciones, definir el número de estas y su espaciamiento. Luego, por cada sección, se deberá importar cada archivo que define las superficies. Esta operación se deberá repetir para cada sección. A medida que se importan las secciones, se podrá visualizar la interpolación que el programa va desarrollando. Es importante mencionar que el número de puntos que se emplean para dibujar un línea de superficie se reflejará en el número de regiones 3D que se generarán como producto de la interpolación de secciones.
- Finalmente, luego de ingresar toda la información, se puede revisar el modelo 3D, así como verificar que el programa ha interpretado e interpolado las secciones de manera correcta.

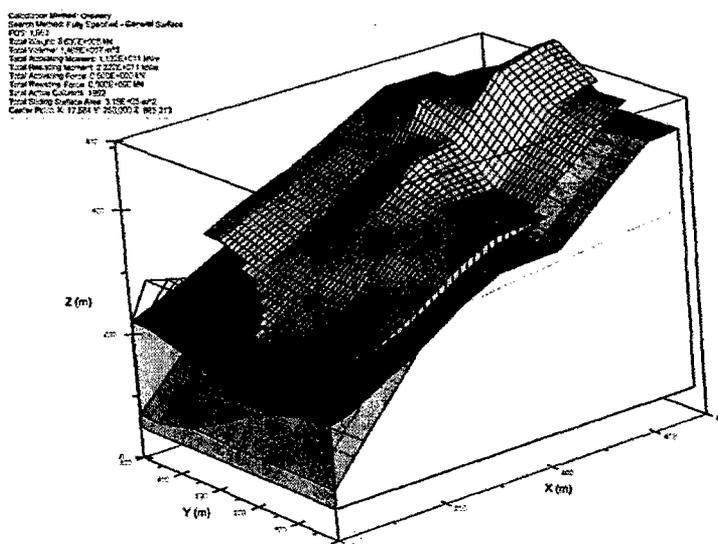


Figura 4.4 Modelo 3D generado mediante la interpolación de secciones.

En la Figura 4.4 se presenta un ejemplo de un modelo 3D generado a través del método de importación de secciones.

4.2.2 Procedimientos de análisis 2D y 3D

SVSLOPE tiene definidos todos los procedimientos 2D del método de equilibrio límite descritos en la presente tesis (Fredlund et al., 2011⁽³¹⁾), además de incluir algunos adicionales como el procedimiento del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers, 1970⁽⁸⁵⁾), el procedimiento de Lowe y Karafiath (1959)⁽⁶⁴⁾ y el de Sarma (1973)⁽⁷¹⁾. En este sentido, SVSLOPE 2D es muy similar al resto de programas de cómputo. Sin embargo, también incluye procedimientos más avanzados que combinan el método de equilibrio límite con el de la mecánica de los continuos, como el procedimiento de Kulhawy (1969)⁽⁵⁵⁾. Este último emplea los esfuerzos calculados por el procedimiento de elementos finitos como datos de entrada para el cálculo de fuerzas en las dovelas del método de equilibrio límite.

Para los análisis 3D, SVSLOPE emplea columnas como extensiones directas de las dovelas del análisis 2D. Por lo tanto, el programa incluye extensiones de todos los procedimientos 2D de SVSLOPE, incluyendo el procedimiento de Kulhawy. Las extensiones se basan en el trabajo de Lam y Fredlund (1993)⁽⁵⁶⁾ y son similares a las de Hungr (2001)⁽⁴⁷⁾, que son las más aceptadas comercialmente. Es importante mencionar que no existe programa comercial que incluya procedimientos más avanzados, como los publicados a partir del 2002, que incluyen el cálculo del equilibrio en varias direcciones. SVSLOPE 3D realiza el cálculo del FS 3D en una sola dirección y bajo la asunción de una geometría 3D simétrica, sin embargo, Lam y Fredlund (1993)⁽⁵⁶⁾ argumentaron que las componentes generadas por asimetría no influyen en gran medida en el cálculo del FS 3D (Lu, 2014⁽⁶⁵⁾), por lo que los cálculos se consideran aceptables. Se espera que en el futuro se implementen nuevos procedimientos 3D con los cuales se pueda investigar a detalle la influencia de la asimetría en los FS 3D.

4.2.3 Superficies de falla y métodos de búsqueda

Parte de la validez y precisión de un análisis de estabilidad de taludes radica en el conocimiento y entendimiento del mecanismo de falla de un talud, sea rotacional o traslacional, y de la determinación de la superficie de falla crítica. Por esta razón, el usuario de un programa de cómputo debe conocer cómo este define su superficie de falla y cómo realizar la búsqueda de la crítica. SVSLOPE 2D evalúa fallas rotacionales y traslacionales mediante una gran variedad de métodos de búsqueda, desde los clásicos y empleados en la práctica hasta los más modernos. La mayoría de las metodologías de búsqueda que se pueden encontrar en los programas de cómputo se basan en las mismas consideraciones teóricas y cuentan con bastante sustento académico como práctico, por lo que se consideran fiables.

4.2.3.1 Análisis 2D

En cuanto a las superficies de falla rotacionales, definidas por un centro y radio de circunferencia, SVSLOPE 2D presenta tres métodos de búsqueda: la grilla y tangente, "*slope search*" y "*autorefine search*". Los tres métodos están presentes en la mayoría de los programas de cómputo, como Slide o UTEXAS. En general, el más usado y recomendado es "*slope search*", el cual mediante un proceso de prueba y error evalúa un número constante de superficie de fallas para encontrar aquella con el menor FS 2D; su precisión depende cómo se define el rango de entrada y salida de la superficie de falla en el modelo. Este método de búsqueda ha probado, durante la experiencia del autor, proporcionar los menores FS 2D en el menor tiempo de cómputo, en comparación con las otras metodologías.

Para evaluar superficies traslacionales, SVSLOPE 3D presenta cinco métodos de búsqueda: "*block search*", "*segments search*", "*path search*", optimización de Greco y programación dinámica. El método de "*block search*" está incluido en muchos programas y consta de definir pequeñas áreas o puntos que formarán parte de los vértices de la falla traslacional. Este método es aplicable si se conoce la capa débil que genera este mecanismo de falla, como en una pila de lixiviación. Sin embargo, SVSLOPE 2D no ha desarrollado este método al nivel de complejidad que requiere la práctica. "*Segments search*" es un método similar al anterior, en donde se definen solo puntos que serán los vértices de la superficie de falla; este método solo es recomendable para evaluar muros de

contención. Los últimos tres métodos están orientados a casos en donde la superficie de falla traslacional es difícil de definir, usualmente bajo la presencia de varios tipos de suelos de diferentes resistencias cortantes, espesores y distribución en el modelo geotécnico. Empleando las tres, se puede encontrar con muy buena precisión, en particular mediante el método de Greco y el de programación dinámica. Greco está basado en la técnica de optimización de Monte Carlo, ampliamente usada en la mayoría de programas de cómputo geotécnicos; SVSLOPE 2D presenta una solución particular de esta metodología (Fredlund et al., 2011⁽³¹⁾). Finalmente, el procedimiento de programación dinámica representa uno de los últimos avances en cuanto la búsqueda de la superficie de falla crítica, y dado que SVSLOPE 2D ha sido desarrollado bajo la supervisión de los autores de dicha metodología, los algoritmos implementados son bastante confiables y se recomienda su uso no solo para fallas traslacionales sino también para rotacionales.

4.2.3.2 Análisis 3D

La definición de la superficie falla 3D es de mucha importancia, debido a que el programa presenta herramientas que pueden usarse para representar el mecanismo de falla real o esperado en el talud a analizar. El entendimiento de los principios y la combinación de estas permiten al usuario emplear el método de búsqueda de la superficie de manera correcta.

Superficie de falla elipsoidal

En general, las superficies de fallas rotacionales poseen geometrías elipsoidales, definidas por la siguiente ecuación:

$$\frac{(x - x_0)^2}{r_x^2} + \frac{(y - y_0)^2}{r_y^2} + \frac{(z - z_0)^2}{r_z^2} = 1 \quad (4.1)$$

Las elipsoides tienen como centro el punto de coordenadas (x_0, y_0, z_0) , y son simétricas sobre su eje de rotación horizontal ($r_x = r_z$) y perpendicular a dirección de deslizamiento. Se definen, además, mediante un plano tangente horizontal con el cual se determina r_z , y una relación de aspecto (r_x/r_y). Una relación de

aspecto de 1 indica que la superficie de falla es una esfera, mientras que una relación de aspecto de valor muy grande, como 1000, indica que la superficie de falla se puede considerar como un cilindro.

El método de búsqueda de grilla y tangente en su extensión 3D es el que evalúa de manera natural este tipo de superficies de falla. Las grillas están definidas por paralelepípedos, cuyos vértices son los centros de los elipsoides de prueba. Las tangentes son planos horizontales de diferentes cotas que definirán el valor de r_z para cada elipsoide. Finalmente, se pueden elegir rangos de variación de la relación de aspecto para variar la geometría para cada combinación de grilla y tangente. En general, se recomienda el empleo de esta superficie y método de búsqueda para cualquier tipo de falla rotacional.

Cuñas multiplanares

Mediante planos que modelan cuñas o bloques de falla, se pueden simular fallas traslacionales, siguiendo conceptos similares a los usados en mecánica de rocas. Cada plano está definido por un buzamiento, dirección de buzamiento y coordenadas que definan una posición en el espacio 3D. Además, a cada plano se le puede asignar propiedades de discontinuidad empleando cualquier criterio de rotura incluido en SVSLOPE. El usuario puede definir los planos que considere necesario, bajo la consideración que la superficie de falla quedará definida como aquella formada por el plano más alto situado por debajo la superficie superior del modelo, esta condición aplica para cada columna.

Mediante el uso de las cuñas, SVSLOPE 3D tiene la posibilidad de evaluar fallas en bloque en estructuras como pilas de lixiviación. Sin embargo, el método de búsqueda que aplica para cuñas, "moving wedges", solo realiza variaciones de la coordenadas 3D que definen los planos, mas no de sus buzamientos ni direcciones de buzamiento, por lo que su aplicabilidad es limitada, requiriendo esfuerzo adicional del usuario para la búsqueda de la superficie de falla crítica. En general, no existe ningún programa de cómputo en la actualidad que tenga un método de búsqueda de mejores características para fallas traslacionales.

Superficies completamente definidas

SVSLOPE 3D permite evaluar superficies completamente definidas, es decir, sin búsqueda ni iteraciones, solo con la información de la geometría de una superficie de falla en particular. Estas pueden estar definidas de la misma manera en que se definen superficies de cualquier geometría (archivos de puntos y grillas), ingresando el centro y radios para una elipsoide, mediante un juego de planos para formar una cuña, o mediante la combinación de dos de cualquiera de las descritas anteriormente. SVSLOPE 3D calculará el FS 3D para la única superficie, sin ninguna búsqueda.

Esta opción es válida para realizar *back-analysis* o retro análisis, en donde se búsqueda determinar la resistencia cortante del suelo conociendo una superficie de falla 3D. Asimismo, mediante esta opción se pueden evaluar algunas fallas 3D en pilas de lixiviación, variando manualmente y tras cada cálculo los ángulos de buzamientos y dirección de buzamientos de los planos de la cuña.

4.2.4 Otras características

4.2.4.1 Dovelas y Columnas

SVSLOPE 2D emplea los procedimientos clásicos basados en dovelas para calcular los FS 2D del método de equilibrio límite. El número de dovelas a emplear para un análisis básico puede variar entre 20 a 30, habiendo casos en donde, dependiendo de la geometría de la superficie de falla, es necesario incrementarlas hasta 50. SVSLOPE 2D, como la mayoría de programas de cómputo similares, permite editar fácilmente el número de dovelas.

El número de columnas, siendo estas las extensiones 3D de las dovelas, también son editables en SVSLOPE 3D. El cálculo del FS 3D es influenciado por el número de columnas, así como también el tiempo de cómputo. El autor recomienda que el número de columnas para análisis preliminares sea no menor de 5000 y para cálculos definitivos mayor a 10 000.

4.2.4.2 Dirección de deslizamiento

En los análisis 2D, al elegir una sección en planta durante el modelamiento se está asumiendo también de manera implícita una dirección de deslizamiento o falla del talud de la estructura a analizar. De manera análoga, en SVSLOPE 3D el usuario debe definir una dirección de deslizamiento, de manera que el programa realice los cálculos del FS 3D en esa dirección. Esto implica cálculos de los pesos de las columnas, resistencia cortante bajo un criterio de rotura definido en esa dirección, presiones de poros y la influencia de algún tipo de refuerzos, entre otros. SVSLOPE 3D permite también asignar un rango de variación de la dirección de deslizamiento de manera que el programa pueda encontrar la crítica para una determinada zona de la estructura.

4.2.4.3 Propiedades de los materiales y elementos de refuerzo

SVSLOPE tiene incluido en su base de datos la mayoría de los modelos constitutivos más usados en la práctica, entre los que se incluyen los criterios de rotura de Mohr Coulomb, modelo bilineal, Hoek-Brown, relación esfuerzo normal-esfuerzo cortante, entre otros. Además, se incluyen 4 modelos de resistencia del no saturada. Todos estos modelos son aplicables para análisis 2D y 3D.

Asimismo, el programa permite el emplear diferentes tipos de refuerzos de geosintéticos, concreto, acero, entre otros, para análisis 2D y 3D. Estos incluyen geotextiles, geomallas, anclajes, *soil nailing*, *grouting*, etc. La aplicación 3D es mucha más realista que la simplificación 2D, especialmente para refuerzos aislados como los anclajes. Sin embargo, más investigación es necesaria para evaluar los efectos 3D en estos tipos de análisis.

4.2.4.4 Resistencia de los bordes en fallas traslacionales

Como fue mencionado anteriormente, la resistencia cortante en los bordes verticales de fallas traslacionales es estimada usando diferentes técnicas que son basadas en el cálculo de la resistencia mediante coeficiente de presión. SVSLOPE 3D emplea el coeficiente de presión de tierra geostático (K_0). Sin embargo, cálculos de la resistencia cortante de los bordes usando K_0 puede sobreestimar el valor de FS 3D (Akhtar, 2011)⁽¹⁾.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE DEPÓSITOS DE DESMONTE DE MINA

5.1 INTRODUCCIÓN

5.1.1 Antecedentes

Como se ha mencionado a lo largo del desarrollo de la presente tesis, los análisis de estabilidad de taludes de estructuras de tierra, en particular de aquellas operadas por la industria minera, son realizados en secciones 2D. En consecuencia, las principales estructuras mineras como depósitos de desmonte de mina, pilas de lixiviación, depósitos de relave, etc. son diseñadas a partir de análisis de estabilidad 2D. Así también, se han detallado muchos casos en los cuales estos diseños pueden resultar muy conservadores, debido a efectos topográficos, resistencia de los bordes, heterogeneidad de los materiales involucrados en el análisis, entre otros.

En la realidad peruana, estos efectos suelen ser mayores y se pueden observar claramente en las secciones de análisis, dado que estas muchas veces no son representativas de la estructura que se analiza. Para este tipo casos, los análisis 3D son la mejor opción, sin embargo, estos no han sido aplicados dentro de la práctica de la ingeniería geotécnica debido, a juicio del autor, a las siguientes razones:

- Falta de herramientas de cómputo amigables que permitan realizar análisis más reales en 3D.
- Poca difusión y falta de entendimiento de los procedimientos de análisis 3D, sus ventajas y aplicabilidad dentro de la comunidad geotécnica.
- Ausencia de una normativa o código internacional que refiera la necesidad de realizar análisis 3D o en su defecto valores de factores de seguridad mínimos en 3D.
- El análisis 2D es "efectivo", es decir, existe la percepción de que estos son suficientemente buenos. Los análisis 2D son conservadores, lo cual puede ser aceptable en realidades diferentes a la peruana, en donde la simplificación del problema 3D a 2D es irreal, los análisis 2D son muy

conservadores. Esto tiene como consecuencia el diseño de taludes y obras de estabilización en detrimento del presupuesto del propietario.

- La comunidad internacional no ha desarrollado ni aplicado con énfasis el análisis 3D en casos prácticos, debido a que en realidades diferentes a las peruanas (efectos topográficos, suelos de cimentación heterogéneos, entre otros) los "efectos 3D" son de menor importancia.

5.1.2 Justificación

A lo largo del desarrollo de esta investigación se han presentado nuevos desarrollos teóricos y tecnológicos que pueden permitir resolver los puntos anteriores. Es así pues que, a juicio del autor, un análisis 3D eficiente y real de una estructura minera puede ser desarrollado si:

- Se conoce la base teórica de los análisis 3D por el método de equilibrio límite (procedimiento 3D, influencia de la resistencia de los bordes, dirección de deslizamiento, entre otros), así como los mecanismos de falla 3D asociados a la estructura a analizar.
- Se tiene información geotécnica suficiente para definir a detalle las propiedades de los materiales involucrados en el análisis y su distribución espacial (estratigrafía). Asimismo, se debe conocer a detalle la topografía y geometría de la estructura a analizar.
- Se debe contar con un soporte informático (software) capaz de procesar la información geotécnica, topográfica y geométrica para representar fielmente la estructura a analizar. Asimismo, dicho software debe tener implementado los procedimientos 3D más aceptados y demás aspectos teóricos propios de este tipo de análisis.

Durante los últimos 5 años, las nuevas investigaciones académicas, desarrollos informáticos y la consolidación de los conocimientos geotécnicos teóricos y prácticos en cuanto al análisis de estabilidad de estructuras mineras, han permitido resolver los aspectos mencionados anteriormente, haciendo viable el desarrollo de análisis 3D.

El capítulo II presentó los procedimientos 3D que pueden emplearse y su base teórica. Actualmente existe un estándar alto dentro de la industria minera con respecto a las investigaciones geotécnicas y ensayos de laboratorio que permiten conocer a detalle la composición de los materiales y suelos involucrados en el análisis, como es descrito en el capítulo III. Finalmente, programas como SVSLOPE 3D han probado tener las herramientas necesarias para desarrollar evaluaciones 3D fiables, como se describe a detalle en el capítulo IV.

Con el propósito de aplicar los avances y desarrollos descritos anteriormente en estructuras mineras, el presente capítulo presenta 3 casos de análisis 3D en depósitos de desmonte de mina. Estas estructuras representan el primer paso en introducir este tipo de evaluaciones 3D en la práctica de la ingeniería geotécnica. Los depósitos de desmonte de mina, en general, presentan mecanismos de falla de tipo rotacional, lo cual simplifica su análisis. Asimismo, se cuenta con suficiente información geotécnica para definir propiedades de materiales y estratigrafía. Finalmente, el programa de cómputo SVSLOPE, que fue usado en estos análisis, cuenta con todas las herramientas necesarias para analizar correctamente este tipo de estructuras.

Futuros análisis 3D a estructuras como presas de tierra o de relave podrán basarse en las conclusiones a las que se lleguen en esta tesis, además de incorporar la influencia de presiones de agua y análisis de infiltración, necesarios para su análisis. Así también, evaluaciones 3D en pilas de lixiviación requerirán mayor investigación en cuanto a la definición de la geometría de la superficie de falla traslacional y motor de búsqueda de la misma.

5.2 CASOS DE ESTUDIO

A continuación, se describen 3 casos de análisis de estabilidad de taludes de depósitos de desmonte de mina, cada uno con diferencias significativas en cuanto a la concepción del análisis. Para los casos de estudio, se señalan su contexto, investigaciones geotécnicas ejecutadas y descripción de los análisis de estabilidad 2D y 3D.

5.2.1 Caso DDM1

5.2.1.1 Generalidades

El primer caso de estudio (DDM1) formó parte del estudio de ingeniería de un proyecto minero localizado al sur del Perú, en el departamento de Cusco. Como parte de este estudio, se proyectó la construcción de 6 depósitos de desmonte de mina, material inadecuado y material orgánico. EL DDM1 fue uno de los depósitos de desmonte de mina proyectados más voluminoso e importante. En la Figura 5.1 se puede observar la ubicación del mismo dentro de la propiedad de la mina. Durante el desarrollo de este estudio, se llevó a cabo un mapeo geológico-geotécnico integral de la zona, se identificaron canteras para materiales de préstamos, además de ejecutarse una revisión de información de estudios anteriores, estudio hidrológico, investigaciones geotécnicas, ensayos de laboratorio, análisis geotécnicos de estabilidad y finalmente el diseño civil e hidráulico de los depósitos y estructuras asociadas. A continuación se describen las principales actividades relacionadas al diseño geotécnico del DDM1.

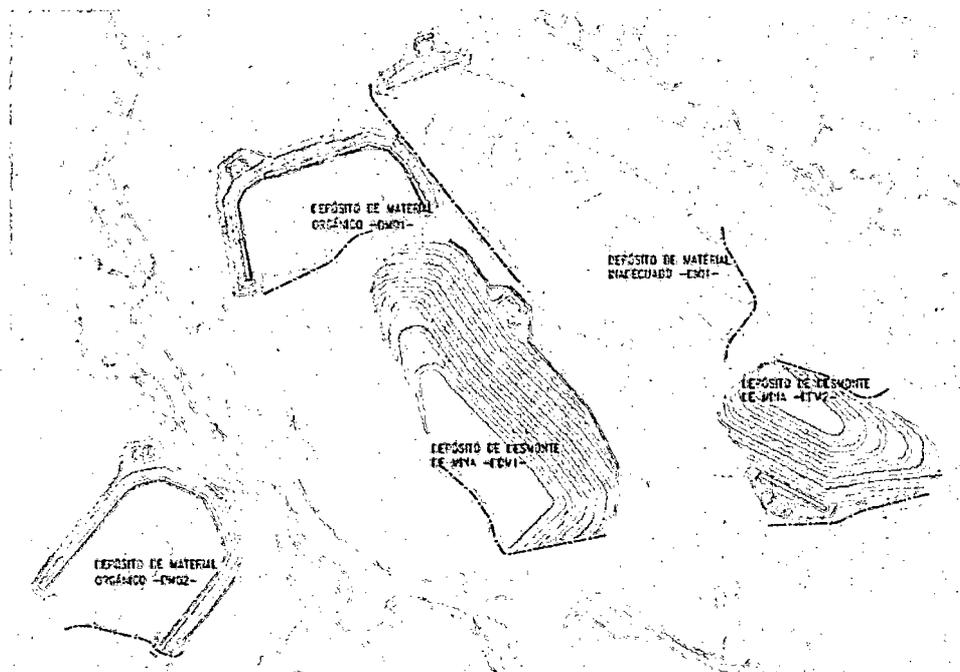


Figura 5.1 Ubicación (centro) del DDM1 dentro de los límites del proyecto minero.

5.2.1.2 Caracterización geotécnica

Investigaciones de campo

De la revisión de información de estudios geotécnicos anteriores, se contaron con más de 200 calicatas excavadas en la zona de interés y decenas de perforaciones ejecutadas en etapas de diseño preliminares que, en complemento con las cerca de 80 calicatas, 32 ensayos DPL y 10 ensayos de densidad de campo, permitieron definir la estratigrafía de la cimentación y tomar muestras representativas de los materiales involucrados en el diseño geotécnicos del DDM1.

Ensayos de laboratorio y propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales fueron definidas en base a las investigaciones geotécnicas de campo y la revisión de información y se presentan en la Tabla 5.1. En general, la cimentación estuvo conformada por estratos superficiales de suelo de origen aluvial y deluvial, de características arenosas y arcillosas saturadas y de compacidad suelta o blanda a medianamente densa o firme; el resto de la cimentación está conformada por basamento rocoso. Este material se encontró presente en una potencia no mayor a 5 m en el pie del DDM1, como es mostrado en la Figura 5.2. El estrato de suelo de cimentación, presente en las dos secciones de la Figura 5.2, se podría considerar constante y homogéneo a lo largo de todo el pie del área de emplazamiento del DDM1, así como su propia altura de apilamiento.

Tabla 5.1 Propiedades de los materiales del modelo para el DDM1

Material	Peso específico total (kN/m ³)	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción (°)
Desmonte de mina	18,0	0	35
Suelo de cimentación (esfuerzos efectivos)	17,0	5	23
Suelo de cimentación (esfuerzos totales)	17,0	35	15
Basamento rocoso	22,5	120	25

Fuente: Elaboración propia

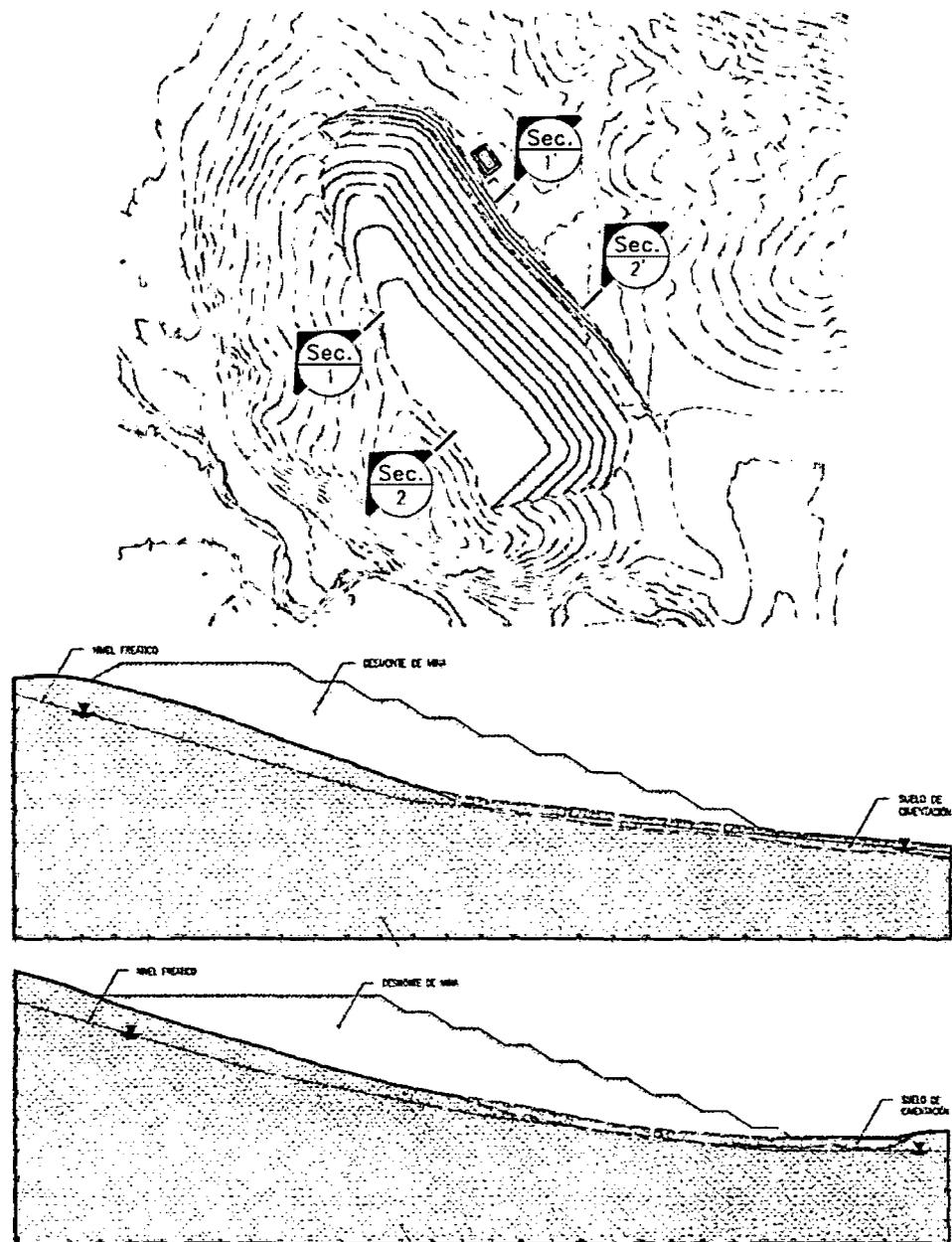


Figura 5.2 De arriba hacia abajo: vista en planta y secciones 1-1' y 2-2' del DDM1.

Análisis Bidimensional

Como es común en la práctica actual, la verificación de la estabilidad de los taludes del DDM1 se realizó mediante un análisis 2D por el método de equilibrio límite y calculando el FS 2D por el procedimiento de Spencer. Dado que la estratigrafía del suelo de cimentación es homogénea, las dos secciones presentadas en la Figura 5.2, que fueron empleadas en el análisis 2D, son representativas tanto para la condición estratigráfica como para la geometría del

apilamiento del desmonte de mina. Por lo tanto, el análisis 2D ejecutado para el diseño del DDM1 es aceptable y con un grado de conservadurismo adecuado, en comparación con un análisis 3D. La Figura 5.3 presenta los modelos geotécnicos de las secciones analizadas en el programa SVSLOPE 2D, en donde se pueden observar los materiales y las superficies de falla rotacionales o circulares para los casos estáticos. En el Anexo A se muestran los resultados gráficos para todos los casos evaluados. Finalmente, en la Tabla 5.2 se muestran los FS 2D para los casos estáticos y pseudo-estáticos, habiéndose utilizado para este último un coeficiente sísmico de 0,18, que representa la sismicidad de la zona del proyecto.

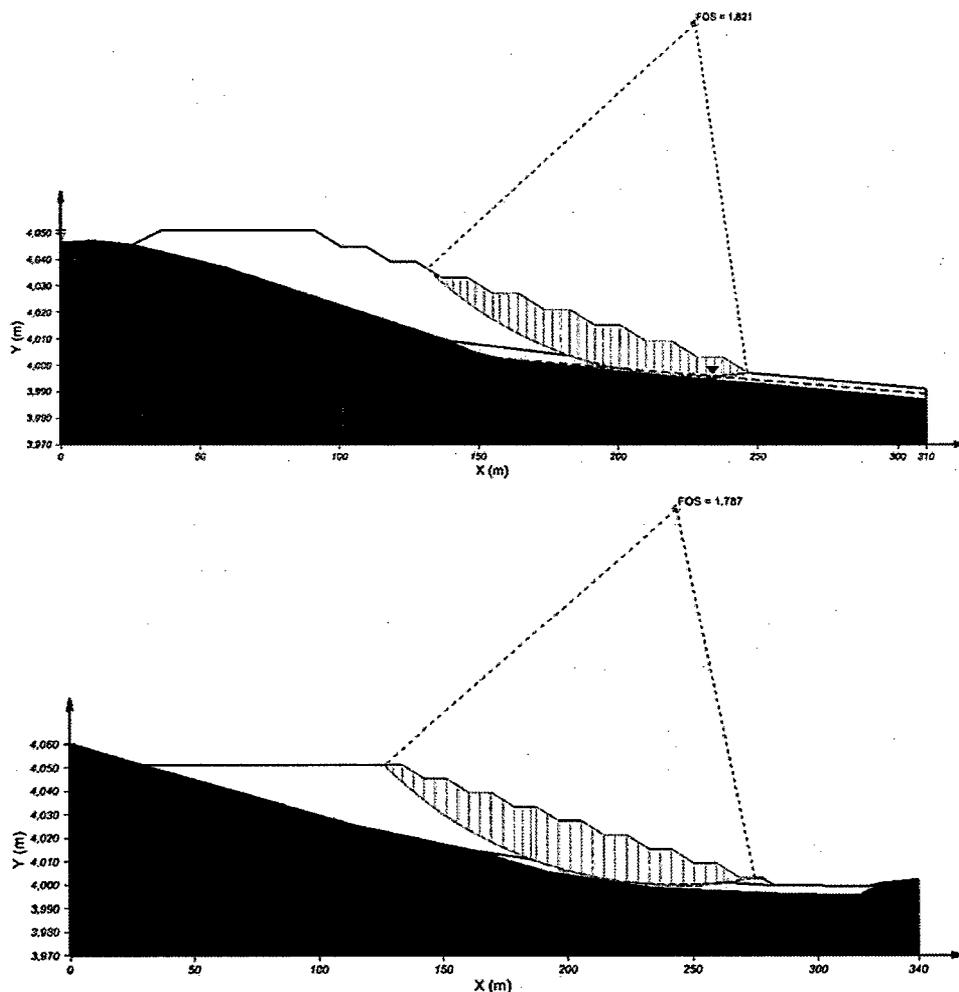


Figura 5.3 Modelo geotécnicos para el análisis de estabilidad y superficies de fallas para la secciones 1-1' (arriba) y 2-2' (abajo).

5.2.1.3 Análisis tridimensional

Con el propósito de evaluar las diferencias entre los FS 2D y 3D para esta investigación, se elaboró un modelo 3D del proyecto DDM1. Si bien el análisis 2D se consideró como adecuado, este modelo solo constituye un ejercicio para comparar los análisis 2D y 3D, además de emplear una de las herramientas de generación de superficies 3D y un método de búsqueda de la superficie de falla crítica. En el acápite 5.1.2 se describieron aquellos puntos necesarios para los cuales un análisis 3D es eficiente y real, cumpliéndose para este caso aquellos referidos al entendimiento de la teoría del análisis 3D y al uso de un software competente (SVSLOPE 3D). Sin embargo, si bien la cimentación del DDM1 fue bien caracterizada, no sucede lo mismo con el material de desmonte a depositar, cuyos parámetros fueron estimados. Por esa razón este análisis 3D es solo referencial y cumple el objetivo de evaluar las diferencias entre los análisis 2D y 3D.

Debido a que las secciones empleadas en el análisis 2D son representativas y el DDM1 es relativamente homogéneo con respecto a las secciones 1-1' y 2-2', se eligió el método de estrujamiento de secciones para generar el modelo 3D. Como se mencionó anteriormente, este método permite evaluar rápidamente el "efecto 3D" de estructuras de las características del DDM1. Para este propósito, se emplearon los modelos 2D de las secciones 1-1' y 2-2', generados previamente en SVSLOPE 2D, y se estrujaron en SVSLOPE 3D una longitud de 400 m, que es la longitud promedio del DDM1. Es importante mencionar que este método genera automáticamente las regiones, superficies y capas requeridas por el SVSLOPE 3D como parte de su concepto de geometría 3D.

Luego, en contraste con el análisis 2D en el que se usó el método "*slope search*" para ubicar la superficie de falla crítica, para el análisis 3D se empleó el método de grilla y tangente en la mitad del modelo. Se determinó para ambos modelos que los centros y radios de las superficies de falla coinciden para los análisis 2D y 3D. Finalmente, se evaluó la relación de aspecto de la elipsoide más crítica, determinándose un valor de 2.5, que es aquel que genera una falla en toda la longitud del DDM1 sin excederse de sus límites. Esto concuerda con la asunción

de que una relación de aspecto muy grande converge a un superficie de falla 2D, señalado en el acápite 4.2.3.2.

En la Tabla 5.2 se presentan los resultados de los factores de seguridad para los casos evaluados (extrusiones de secciones 1-1' y 2-2' y casos estáticos y pseudo-estáticos de coeficiente sísmico de 0,18) y calculados con el procedimiento de Spencer. Asimismo, en el Anexo A se presentan las salidas gráficas de los análisis 3D para todos los casos.

Tabla 5.2 Resultados de los análisis de estabilidad 2D y 3D del DDM1

Sección/ Modelo	Análisis	Factor de seguridad		FS 3D/2D		Relación de aspecto
		Estático	Pseudo- estático	Estático	Pseudo- estático	
1-1'	2D	1,82	1,07	1,11	1,16	-
2-2'	2D	1,79	1,02	1,14	1,21	-
Extrusión 1-1'	3D	2,02	1,24	-	-	2,5
Extrusión 2-2'	3D	2,04	1,23	-	-	2,5

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 5.4 se muestra el modelo 3D de la extrusión de la sección 1-1' y la superficie de falla crítica. Como se mencionó anteriormente, la relación de aspecto crítica es aquella que genera una superficie que cubre la longitud del modelo, debido a que es uno homogéneo y estrujado.

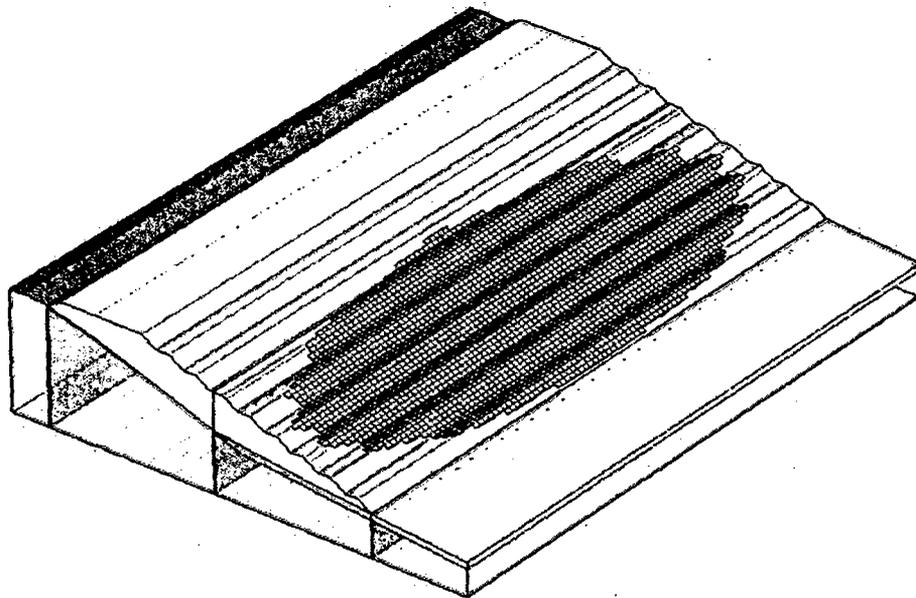


Figura 5.4 Modelo geotécnico 3D para el análisis de estabilidad del DDM1 y superficie de falla para la extrusión de la sección 1-1'.

Finalmente, en la Figura 5.5 se presenta una vista en planta de la misma superficie de falla presentada en la Figura 5.4. En esta se puede observar la geometría de la elipse y las columnas involucradas en el cálculo del FS 3D en forma de grillas; los colores (amarillo para el desmonte y gris para el suelo de cimentación) representan a los materiales con los que se calcularon las resistencias cortantes en las bases de las mismas, es decir, señalan cuáles materiales resisten el movimiento de la masa deslizando.

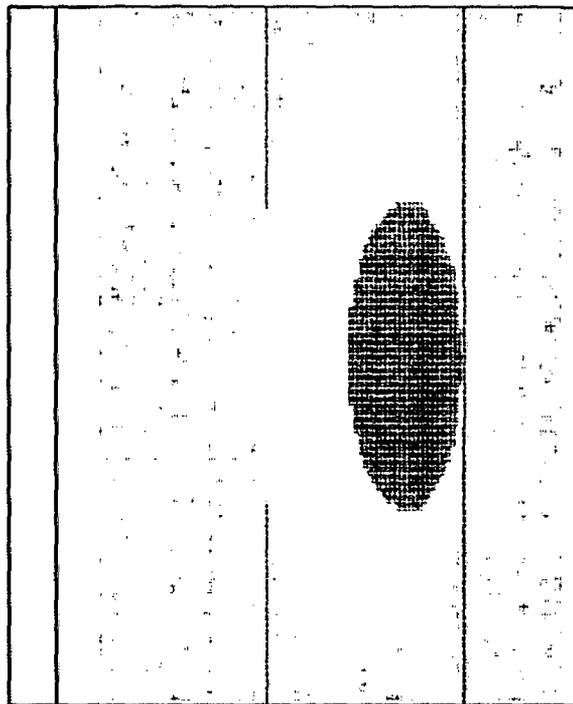


Figura 5.5 Vista en planta de la superficie de falla 3D, columnas y materiales resistentes para el modelo geotécnico del DDM1.

5.2.2 Caso DDM2

5.2.2.1 Generalidades

El segundo caso de estudio (DDM2) formó parte del estudio de ingeniería detalle de un segundo proyecto minero también localizado al sur del Perú, en el departamento de Cusco. Como parte de este estudio, se proyectó el diseño del pad de lixiviación en sus 3 fases y del depósito de desmonte de mina, fundamentales para el proceso de inicio de operación de la mina. El depósito de

desmonte de mina, o DDM2, se encuentra localizado en una quebrada estrecha y geoméricamente compleja.

En la Figura 5.6 se muestra la ubicación del DDM2 con respecto al pad de lixiviación del proyecto y estructuras afines. Durante el desarrollo del estudio, se llevó a cabo un mapeo geológico-geotécnico integral de la zona, se identificaron canteras de materiales de préstamo, además de realizarse una revisión de información completa de los estudios de etapas anteriores de la ingeniería e investigaciones geotécnicas complementarias. Asimismo, se realizó un estudio hidrológico, análisis geotécnicos de estabilidad y deformación estática, diseño civil y diseño hidráulico del pad, DDM2 y estructuras asociadas como pozas, accesos internos, entre otros.



Figura 5.6 Ubicación (arriba) del DDM2 dentro de los límites del proyecto minero.

5.2.2.2 Caracterización geotécnica

Investigaciones de campo

De la revisión de información de estudios geotécnicos anteriores, se contaron con más de 100 calicatas excavadas en las zonas de interés y decenas de

perforaciones ejecutadas en las etapas de diseño anteriores. Adicionalmente, durante el desarrollo de la ingeniería de detalle se ejecutaron cerca de 200 calicatas complementarias que permitieron definir con bastante precisión los materiales que componen tanto el suelo de cimentación como los materiales de construcción del pad, DDM2 y estructuras asociadas. Estas investigaciones permitieron definir la estratigrafía de la cimentación y tomar muestras representativas de los materiales involucrados en el diseño de estas.

Ensayos de laboratorio y propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales, como en el caso del DDM1, fueron definidas en base a las investigaciones geotécnicas de campo y la revisión de información. Las propiedades de los materiales involucrados en el diseño del DDM2 se presentan en la Tabla 5.3.

En general, en la zona del emplazamiento del DDM2 la cimentación estuvo conformada por suelos residuales de origen volcánico, sueltos o blandos de acuerdo a su clasificación. Este material se encontró presente de manera homogénea en potencias superiores a los 40 m en toda el área de emplazamiento del DDM2, como es mostrado en la Figura 5.7. El suelo residual volcánico, presente en las tres secciones de la Figura 5.7, es constante y homogéneo en todas estas y lo largo de la base del DDM2, sin embargo, la geometría o arreglo del apilamiento es variable y heterogéneo no solo en las secciones sino también desde la vista en planta.

Tabla 5.3 Propiedades de los materiales del modelo para el DDM2

Material	Peso específico total (kN/m ³)	Cohesión (kPa)	Angulo de fricción (°)
Desmonte de mina	18,0	0	38
Suelo residual volcánico	19,0	30	23

Fuente: Elaboración propia

Análisis bidimensional

Como es común en los estudios de ingeniería en Perú, la verificación de la estabilidad de los taludes del DDM2 se realizó mediante un análisis 2D por el

método de equilibrio límite y calculando el FS 2D por el procedimiento de Spencer.

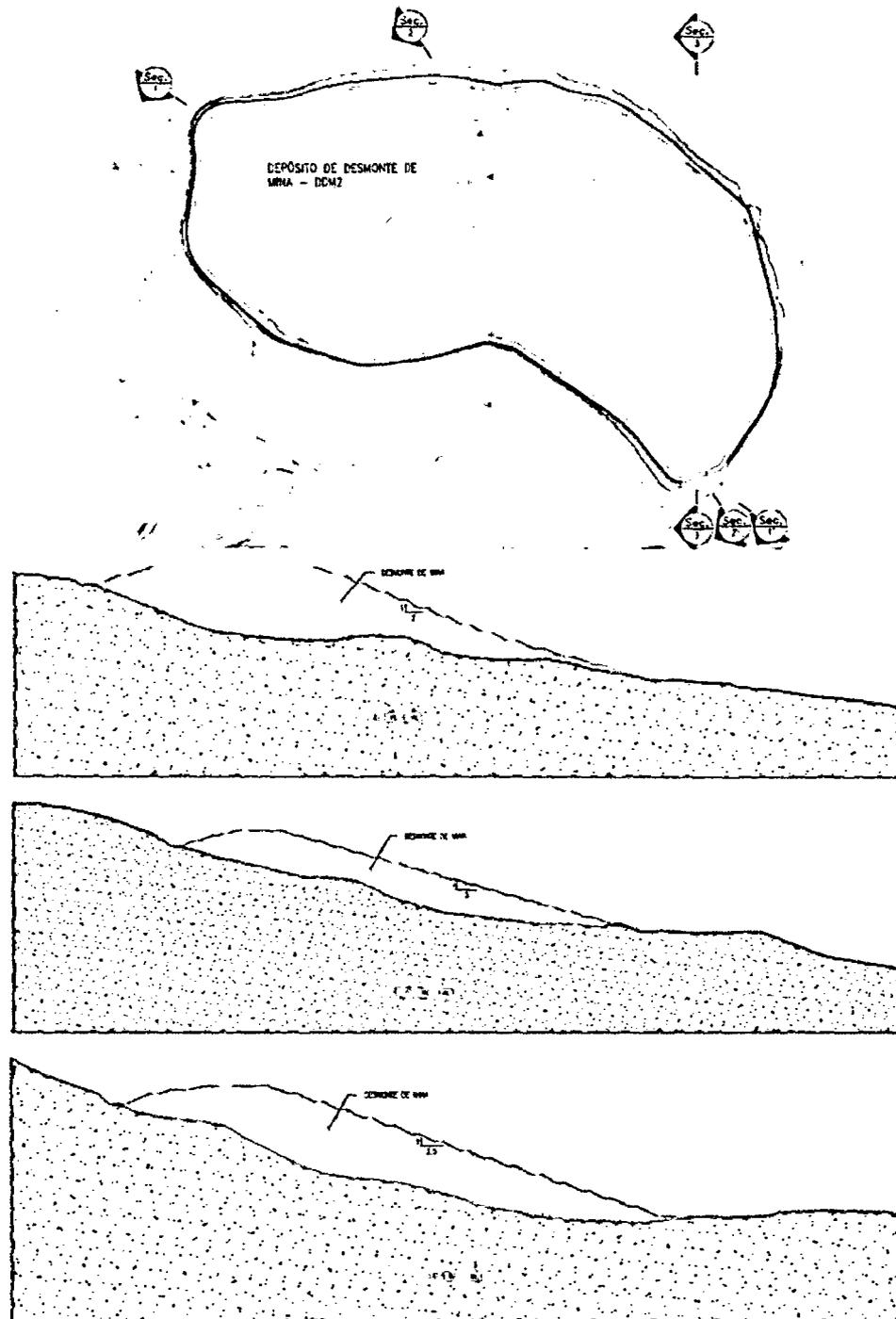


Figura 5.7 De arriba hacia abajo: vista en planta y secciones 1-1', 2-2' y 3-3' del DDM2.

Si bien la estratigrafía del suelo de cimentación es homogénea, las tres secciones presentadas en la Figura 5.7 no son representativas de la estructuras, en particular por la geometría del apilamiento. La dificultad de elegir una sección representativa forzó a elegir tres secciones críticas mas no completamente representativas, con el objetivo de garantizar con seguridad la estabilidad del DDM2 en diferentes direcciones de deslizamiento (DD).

Por lo tanto, el análisis 2D ejecutado para el diseño del DDM2 es conservador, en un grado desconocido, en comparación con un análisis 3D. La Figura 5.8 presentá los modelos geotécnicos de las secciones analizadas en el programa SVSLOPE 2D, en donde se pueden observar los materiales y las superficies de fallas rotacionales para los casos estáticos. Es importante mencionar que las secciones analizadas corresponden al diseño del DDM2 luego de haberse realizado un ligero decremento del talud global como medida de estabilización. En el Anexo A se muestran los resultados gráficos para todos los casos evaluados. Finalmente, en la Tabla 5.4 se muestran los FS 2D para los casos estático y pseudo-estático, en este caso el coeficiente sísmico utilizado fue de 0,20, que representa la sismicidad de la zona.

5.2.2.3 Análisis tridimensional

Con el propósito de evaluar las diferencias entre los FS 2D y 3D para esta investigación, se elaboró un modelo 3D del proyecto DDM2. Debido a que el análisis 2D se consideró relativamente conservador, este modelo permitirá evaluar el grado de conservadurismo asumido en este proyecto en particular, cuyas condiciones de análisis son bastante comunes en el diseño de estructuras de tierra en el Perú.

Asimismo, este modelo constituyó otro ejercicio de modelamiento 3D, al emplear otro método de generación de superficies. Así como para el análisis 3D del DDM1, el material de desmonte a depositar del DDM2 no fue apropiadamente caracterizado, cuyos parámetros fueron estimados. Esta realidad contrasta con la de la cimentación, en donde se contaron con numerosas investigaciones geotécnicas. Por esta razón el análisis 3D es referencial, no pudiéndose usar

directamente para diseño o para remediación, mas solo cumple el objetivo de evaluar las diferencias entre los análisis 2D y 3D.

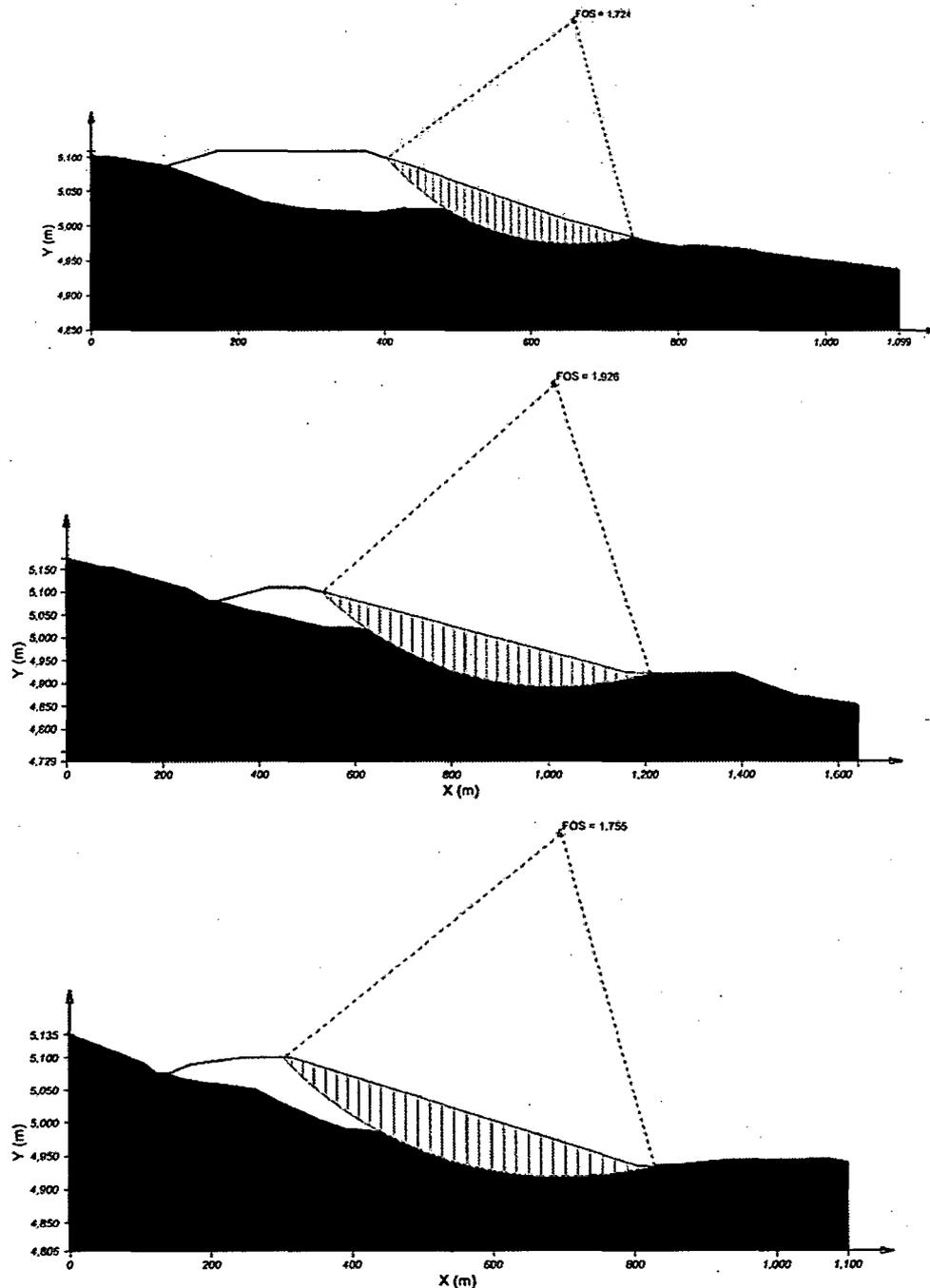


Figura 5.8 Modelo geotécnicos para el análisis de estabilidad y superficies de fallas para la secciones 1-1' (arriba) 2-2' (medio) y 3-3' (abajo).

Como las secciones del análisis 2D no son representativas, no se han empleado estas para generar el modelo 3D, es decir, ni por el método de estrujamiento ni

por el de interpolación de secciones. Para el DDM2, se empleó la importación de superficies, debido a que en el análisis solo participan dos materiales: el suelo residual volcánico, ubicado debajo de la topografía; y el desmonte de mina. Para este propósito, se contó con información detallada de la topografía de la zona, la superficie de nivelación y de apilamiento de desmonte del DDM2: estas superficies fueron combinadas e importadas en el SVSLOPE 3D. El procedimiento fue el siguiente:

- El primer material a modelar es el del suelo de cimentación. Este material, representado como una capa dentro de SVSLOPE 3D, se encuentra limitado por dos superficies: topografía y superficie de nivelación por encima y el fondo del modelo por debajo. Por lo tanto, en el programa de dibujo AutoCAD Civil 3D se combinaron las superficies de nivelación y topografía. Esta fue importada por el SVSLOPE 3D mediante el procedimiento descrito en el acápite 4.2.1.2, espaciando las grillas y puntos en una distancia de 5 m. Esta superficie representa adecuadamente la geometría real de la zona y nivelación. El fondo del modelo se definió simplemente como un plano horizontal a una cota determinada por debajo de la topografía.
- El segundo material es el desmonte de mina del DDM2. En este caso, este material se encuentra entre la nivelación, que es parte de la superficie superior del suelo de cimentación, y el propio apilamiento, también contenido solo dentro del área del DDM2. Por este motivo, se combinaron la superficies de la topografía y apilamiento, de manera que entre esta y la anterior (topografía y nivelación) queda definido el desmonte. Fuera del área de la nivelación y apilamiento, la capa es nula, es decir, las superficies están pegadas dado que comparten la misma geometría de la topografía.
- Finalmente, se verificó a detalle que el programa no haya generado errores geométricos y que el grillado de 5 m representen adecuadamente la geometría general del DDM2.

Nuevamente, se empleó el método de grilla y tangente para determinar la superficie de falla elipsoidal crítica. Es importante mencionar que el método de "slope search" aún no ha sido implementado para análisis 3D. Debido a que la

geometría del apilamiento de desmonte del DDM2 es compleja, se evaluaron diferentes direcciones de deslizamiento, empezando por aquellas definidas por las secciones previamente analizadas y en particular en la dirección de la sección 1-1', que posee el menor FS 2D.

Las grillas y tangentes fueron rotadas por el programa de acuerdo a las indicaciones del usuario para encontrar la DD crítica. Se recomienda seguir el siguiente procedimiento:

- En SVSLOPE 3D, elegir una dirección de deslizamiento y un rango de variación de la misma, de preferencia empezar con aquella dirección con el menor FS 2D. De los resultados, definir una dirección de deslizamiento. En caso existan dos direcciones diferentes con FS 3D bajo, evaluar ambas con las indicaciones posteriores.
- En base a la superficie de falla 2D, definir un grillado de densidad baja (número de grillas relativamente pequeño), usar dos a tres planos tangentes y una relación de aspecto de 1. Enfocar la búsqueda en la posición de la sección 2D de referencia.
- A medida que se ubica la superficie crítica, realizar una variación de 0,5 a 3 de la relación de aspecto.
- A partir de los resultados anteriores, reducir el tamaño de la grilla y reducir levemente su densidad. Así también, emplear nuevos planos tangentes y relaciones de aspectos.
- Una vez que los resultados indiquen los planos tangente y relaciones de aspecto críticas, enfocar nuevamente la grilla en la zona con el FS 3D más bajo y densificar la misma.
- Evaluar otra zona de la estructura a analizar, en base a otra sección 2D y dirección de deslizamiento.

Para ampliar el alcance de los resultados de este modelo, se realizaron comparaciones de 3 superficies de falla 3D, relacionadas a las 3 secciones empleadas en el análisis 2D. Es decir, se evaluaron 3 mecanismos de falla directamente relacionadas a la zona de influencia de las 3 secciones previamente analizadas, evaluando así la verdadera superficie de falla 3D crítica en todo el DDM2 y comparando resultados. Sin embargo, de acuerdo al estudio

de Cavounidis (1987)⁽¹³⁾ descrito en el acápite 2.3.10, las comparaciones entre FS 3D y FS 2D para un talud son solo significativas si los mínimos FS 3D y FS 2D son comparados, por lo que se determinaron las secciones críticas dentro del área de cada mecanismo de falla 3D evaluado.

En la Tabla 5.4 se presentan los resultados de los factores de seguridad para los mecanismos de falla 3D evaluados: A, B y C, relacionados a las secciones 1-1', 2-2' y 3-3', respectivamente. Nuevamente, todos los FS 2D y 3D fueron calculados por el procedimiento de Spencer. En el caso mecanismo de falla A, la sección empleada en el análisis 2D coincide con la sección de menor FS 2D dentro de la misma, tanto en posición y DD; en el resto de casos, las secciones críticas para cada mecanismo de falla no coinciden con aquellas empleadas en el análisis 2D, estando en realidad paralelas y espaciadas entre 50 y 100 m de la sección original. Los valores de la relación FS 3D/2D válidos están resaltados en la Tabla 5.4. En el Anexo A se presentan las salidas gráficas de los análisis 3D para todos los casos.

Tabla 5.4 Resultados de los análisis de estabilidad 2D y 3D del DDM2

Sección/ Mecanismo de falla	Análisis	Factor de seguridad		FS 3D/2D		Relación de aspecto
		Estático	Pseudo- estático	Estático	Pseudo- estático	
1-1'	2D	1,72	1,02	1,28	1,28	-
2-2'	2D	1,93	1,07	1,13	1,12	-
3-3'	2D	1,76	1,03	1,16	1,13	-
B-B'	2D	1,66	0,98	1,31	1,22	-
C-C'	2D	1,59	0,97	1,28	1,20	-
A	3D	2,21	1,31	-	-	0,75
B	3D	2,18	1,20	-	-	0,75
C	3D	2,04	1,16	-	-	1,10

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 5.9 se muestra en el modelo 3D del DDM2 y la superficie de falla crítica A, o la relacionada a la sección 1-1' y su DD. Como se puede observar, el ancho de la superficie de falla se encuentra limitada por la geometría 3D del DDM2, lo que es ignorado por un análisis 2D.

Finalmente en la Figura 5.10 se presenta una vista en planta de la misma superficie de falla presentada en la Figura 5.9. En esta se puede observar la geometría de la elipse y las columnas involucradas en el cálculo del FS 3D en

forma de grillas. Los colores (amarillo para el desmonte y rojo oscuro marrón rojizo para el suelo de cimentación) indican qué materiales son empleados para el cálculo de la resistencia cortante de las bases de cada columna. La línea recta representa la DD, que coincide con la de la sección 1-1'.

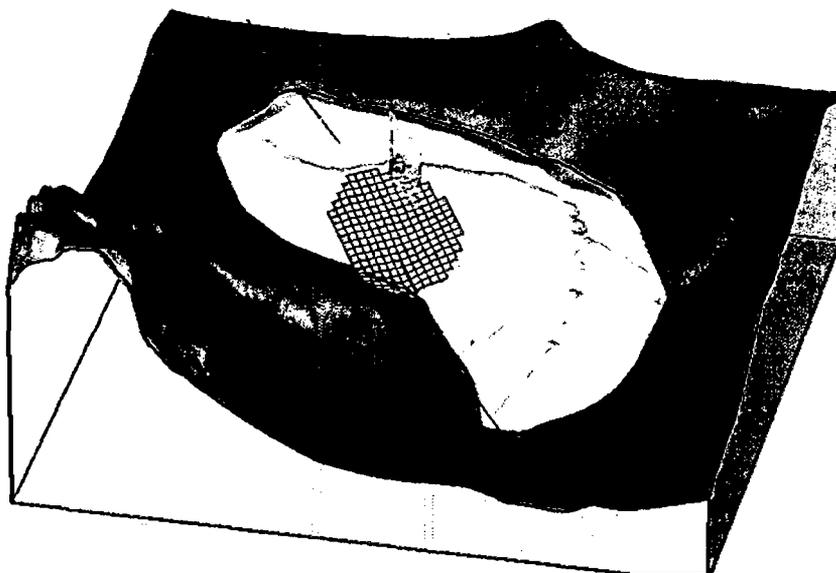


Figura 5.9 Modelo geotécnico 3D para el análisis de estabilidad del DDM2 y superficie de falla relacionada a la sección 1-1'.

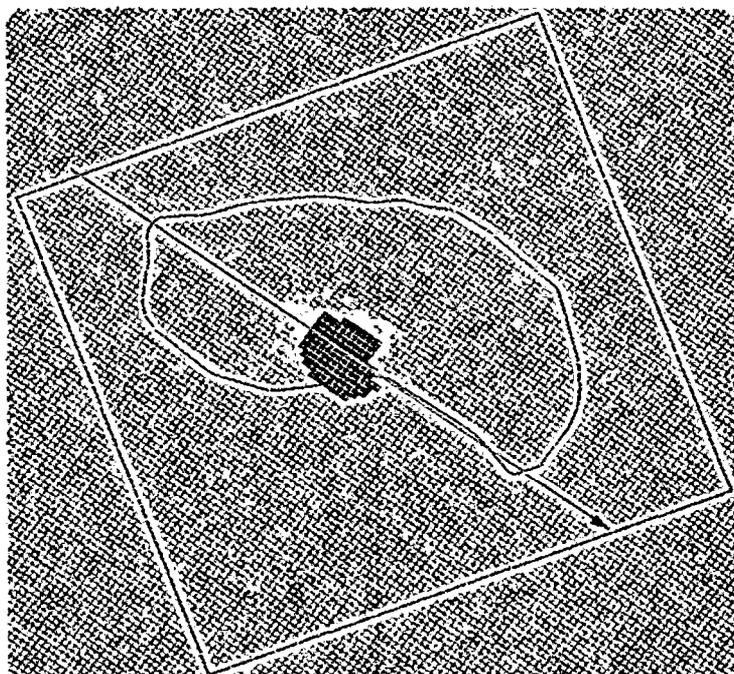


Figura 5.10 Vista en planta de la superficie de falla 3D, columnas y materiales resistentes para el modelo geotécnico del DDM2.

5.2.3 Caso DDM3

5.2.3.1 Generalidades

El tercer caso de estudio (DDM3) formó parte de un ambicioso plan de expansión que actualmente se encuentra en desarrollo, por parte de una de las minas de oro más importantes del norte del país. Como parte de este estudio, se proyectó la expansión del depósito de desmonte de mina en la única zona disponible para ello dentro del límite de propiedad de la mina.

En la Figura 5.11 se ilustra la ubicación del DDM3, señalando la ubicación previa y posterior a su diseño. Durante el desarrollo del estudio de expansión, se realizaron investigaciones geotécnicas tales como mapeo geológico-geotécnico superficial, más de 120 calicatas, 31 ensayos DPL, 91 ensayos SPT, 30 ensayos LPT y más de 20 perforaciones diamantinas.

5.2.3.2 Caracterización geotécnica

Investigaciones de campo

La vasta información recolectada de las investigaciones descritas anteriormente permitió definir la geología y estratigrafía del suelo de cimentación, conformada por suelos residuales de origen volcánico, suelos aluviales y coluviales, en su mayoría arcillosos y arenosos. Estudios de estabilidad preliminares establecieron una inestabilidad debida principalmente a la compacidad blanda y suelta de estos suelos, por lo que se requirieron de un mayor número de investigaciones en la zona para poder definir con mayor detalle la estratigrafía de la zona.

Finalmente, se a partir de la extensa campaña de perforaciones, se determinó la existencia un gran número de lentes de 5 m de espesor en promedio de suelos arcillosos blandos de diferentes orígenes geológicos, además de suelos gravosos y arenosos, todos repartidos heterogéneamente en el área de interés.

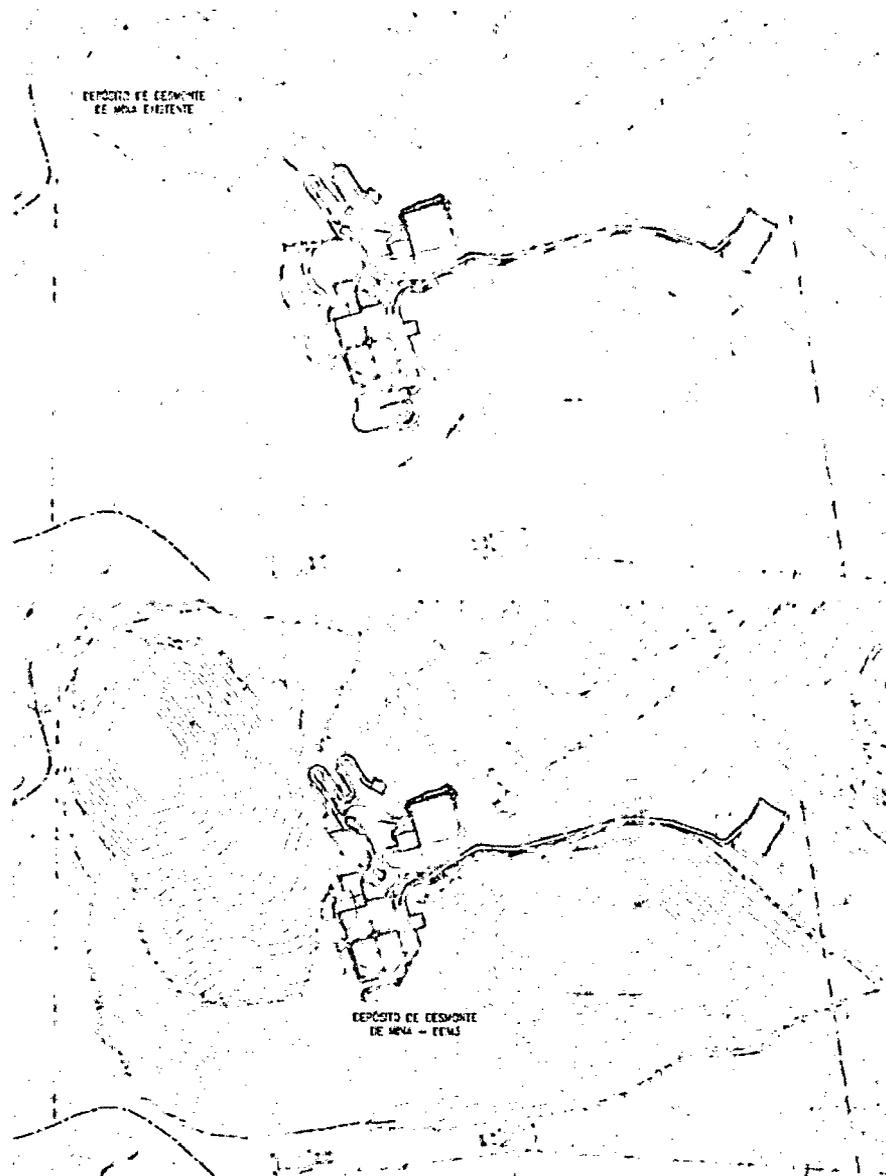


Figura 5.11 Ubicación del DDM3 previo (arriba) y posterior (abajo) al diseño.

Ensayos de laboratorio y propiedades de los materiales

De manera análoga, se llevaron a cabo numerosos ensayos de laboratorio para definir las propiedades de resistencia cortante de todos los materiales identificados durante la investigación geotécnica. En la Tabla 5.5 se presentan los parámetros de resistencia de los materiales para los análisis de estabilidad, obtenidos a partir de los trabajos de campo y ensayos de laboratorio.

En general, los suelos que comprometen a la estabilidad del DDM3 son aquellos suelos de arcillosos y limosos de origen aluvial y residual, que están presentes en la cimentación heterogéneamente repartidos. Por otro lado, la geometría del apilamiento es relativamente simple y homogénea en comparación al del DDM2. En la Figura 5.12 se muestra la vista en planta del DDM3 y dos secciones de dos zonas del DDM3.

Tabla 5.5 Propiedades de los materiales del modelo para el DDM3

Material	Peso específico total (kN/m ³)	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción (°)
Desmonte de mina	19,0	0	37
Material inadecuado	14,0	0	12
Suelo coluvial	17,0	0	30
Suelo aluvial arcilloso	19,0	30	16
Suelo aluvial limoso	18,0	10	13
Suelo aluvial arenoso	18,0	14	23
Suelo aluvial gravoso	19,0	0	30
Suelo residual de arenisca	19,0	25	18
Suelo residual de granodiorita	17,0	30	17
Basamento rocoso	123,0	120	20

Fuente: Elaboración propia

Análisis Bidimensional

Así como en el diseño del DDM1 y DDM2, la estabilidad de los taludes del DDM3 fue verificada mediante un análisis 2D por el método de equilibrio límite y calculando el FS 2D por el procedimiento de Spencer. A diferencia de los análisis del DDM1 y DDM2, la cimentación del DDM3 es compleja y heterogénea, de manera que secciones paralelas en diferentes zonas exhiben una geometría y distribución de los suelos de cimentación muy diferentes, tal como se observa en las Figuras 5.12 y 5.13. Por este motivo, durante la etapa de diseño se evaluaron las dos secciones más críticas, una por cada zona del DDM3 y que representan a una DD cada una. La Zona 1 tiene como sección crítica a 1-1' y la Zona 2 tiene a la 2-2', todas estas presentadas en la Figura 5.12. Nuevamente, cada sección representa a la parte más crítica de cada zona; sin embargo, estas no son representativas de la condición completa de la cimentación. Por lo tanto, el análisis 2D ejecutado para el diseño del DDM3 es conservador, en un grado desconocido, en comparación con un análisis 3D.

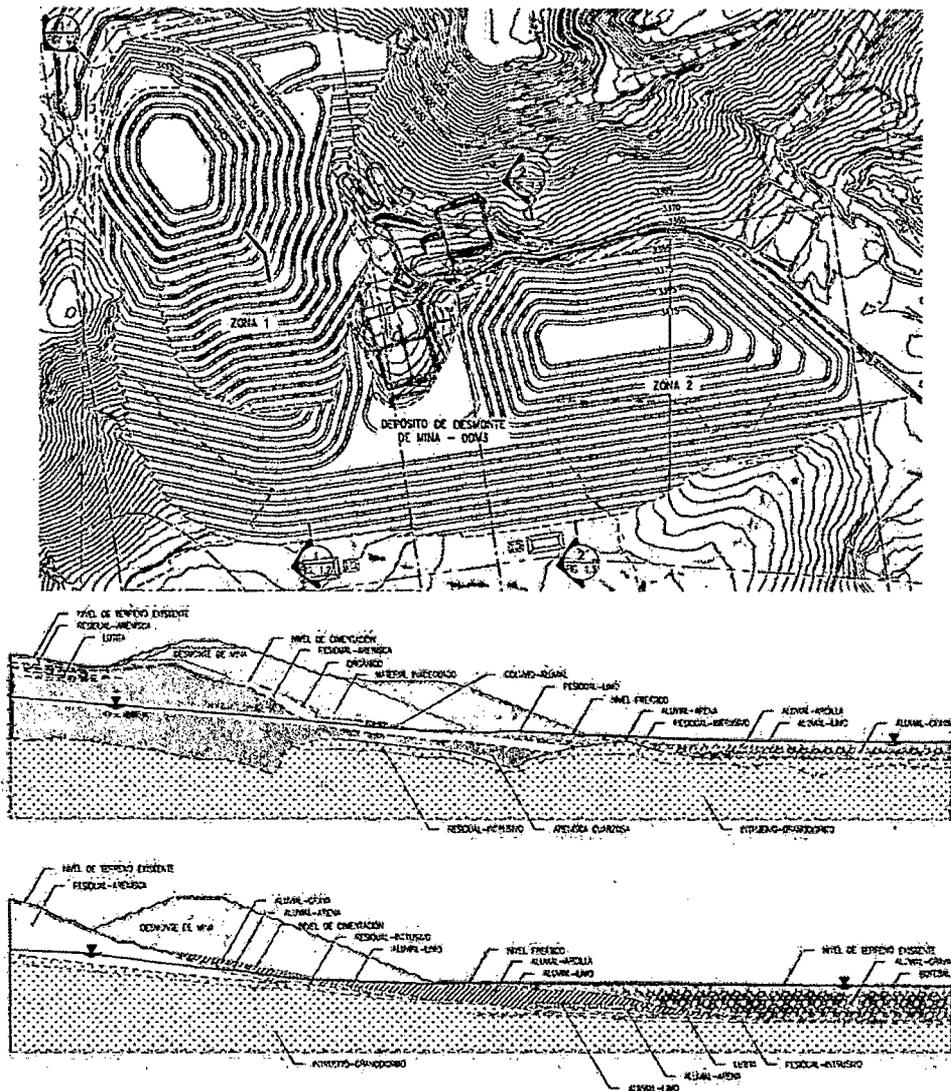


Figura 5.12 De arriba hacia abajo: vista en planta y secciones 1-1' y 2-2' del DDM3.

La Figura 5.13 presenta los modelos geotécnicos para las dos secciones analizadas en SVSLOPE 2D, en donde se pueden observar los materiales y las superficies fallas rotacionales para los casos estáticos, que cruzan los lentes de suelos blandos. Los resultados indicaron una condición de inestabilidad que no se pudo mejorar para el diseño a largo plazo, principalmente debido a las limitaciones de espacio que impidieron el uso de diques o contrafuertes. Asimismo, no se pudo disminuir el talud global del botadero debido a que esto significaba una disminución de la capacidad de almacenamiento del DDM3, hecho que complicaba el desarrollo del proyecto dada la limitación de espacio en los alrededores para la disposición de desmonte de mina, haciéndolo inviable. Por esta razón, se recomendó la ejecución de un análisis 3D que pudiera

capturar la variabilidad de la cimentación. En el Anexo A se muestran los resultados gráficos para todos los casos evaluados. Finalmente, en la Tabla 5.6 se muestran los FS 2D para los casos estáticos y pseudo-estáticos, para lo cual se utilizó un coeficiente sísmico de 0,10, el cual representaba la sismicidad de la zona.

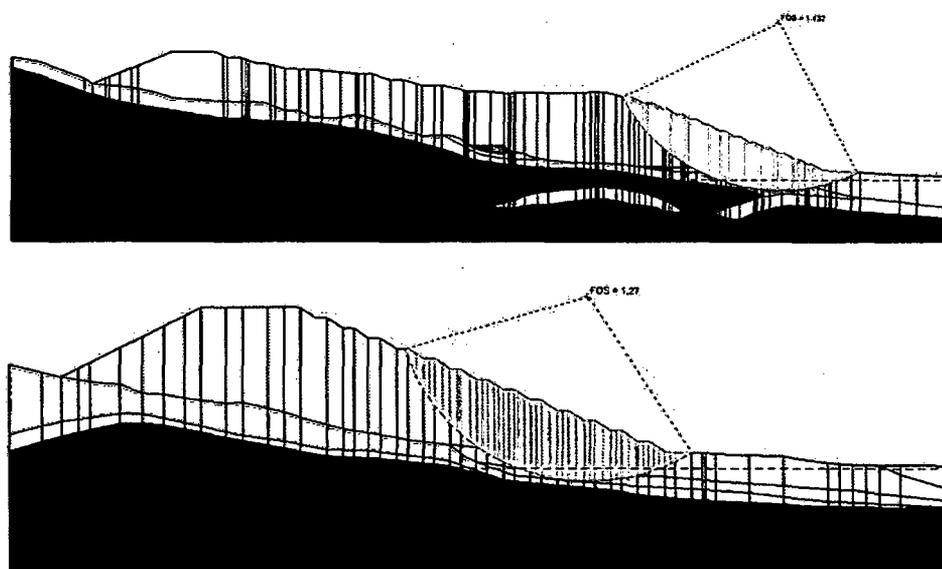


Figura 5.13 Modelo geotécnicos para el análisis de estabilidad y superficies de fallas para la secciones 1-1' (arriba) y 2-2' (abajo).

5.2.3.3 Análisis tridimensional

A diferencia de los análisis 3D desarrollados para el DDM1 y DDM2, el presente análisis fue parte del diseño del mismo, dada las condiciones particulares del proyecto, así como debido al requerimiento del propietario y a que se cumplen las condiciones descritas en la presente investigación para que un análisis 3D sea real y representativo, en este caso relacionado a la significativa variabilidad de la cimentación.

Para la fecha del desarrollo de este proyecto, se contaban tanto con las herramientas informáticas como con el conocimiento necesario para realizar un análisis 3D. Asimismo, la abundante información geotécnica permitió definir a detalle la complicada estratigrafía de la zona, así como sus parámetros de

resistencia. Finalmente, se contó con información topográfica y de diseño a detalle.

Las secciones del análisis 2D no pueden ser usadas para generar el modelo 3D mediante la extrusión de estas, dada la heterogeneidad de la cimentación. Por otro lado, la generación de superficies implicaría para importarlas y construir el modelo 3D supondría la creación de numerosas superficies 3D en base a las perforaciones de la zona. Si bien existen algunos programas geológicos para generar modelos 3D, la complejidad de la cimentación DDM3 hace esta tarea muy complicada y difícil de supervisar desde el punto de vista geotécnico, es decir, el verificar que cada superficie sea coherente y seguir el procedimiento en AutoCAD Civil 3D es una tarea muy laboriosa. Por este motivo, se decidió el generar secciones en base a la abundante información geotécnicas disponible e interpoladas para generar dos modelos 3D, uno para la Zona 1 y otro para la Zona 2, las cuales representan las condiciones más reales de configuración geométrica del DDM3. Para ambos casos, se siguió el siguiente procedimiento:

- Dadas las direcciones de deslizamiento definidas por las secciones 1-1' y 2-2' para ambas zonas, se elaboraron 15 y 19 secciones paralelas a estas, respectivamente, espaciadas 50 m una de otra. Para este propósito, se hizo uso en cada una de ellas de la información de las investigaciones geotécnicas realizadas como parte del proyecto. Estas secciones fueron revisadas para asegurarse que los estratos tengan continuidad o un término de acuerdo a las perforaciones y ensayos de campo.
- Una vez generadas las secciones, se identificaron la cantidad de superficies necesarias para generar todos los estratos de cada modelo. Es importante mencionar que las superficies abarcan toda el área del modelo, y que dos superficies generan una capa siempre que estén dentro de una región definidas en planta. Para el caso de interpolación de secciones, como se señaló en el acápite 4.2.1.3, el enfoque es identificar el número de superficies y definir las en todas las secciones; las regiones se generan automáticamente. Así también, dado que existe algunos materiales en lentes puntuales en algunas partes de la cimentación, algunas superficies serán similares en su definición salvo en las zonas

donde estas se presenten, de manera análoga al concepto usado para generar superficies en el DDM2: dos superficies contiguas comparten parte de su definición. En base a esa revisión, se determinó que para la Zona 1, el modelo necesitó 8 superficies, mientras que para la Zona 2 se necesitaron 11 superficies.

- Luego, los puntos que componen las secciones son exportados a un archivo de Microsoft Excel, el cual SVSLOPE 3D puede importar. De esta manera, se define con un archivo de puntos cada una de las superficies de todas las secciones de ambos modelos.
- El programa interpoló las secciones en función a la definición de superficies y espaciamiento de estas. Finalmente, se verificó que SVSLOPE 3D ejecutara la interpolación correctamente, pudiéndose observar los lentes de suelos, cambios en la cimentación, entre otros.

Así como en el análisis 3D del DDM2, se empleó el método de grilla y tangente, evaluándose las direcciones de deslizamiento definidas por las secciones del análisis 2D. Se siguió el mismo procedimiento de búsqueda de la superficie de falla que el realizado en el análisis 3D del DDM2.

Los modelos de las Zonas 1 y 2 fueron analizados para los casos estáticos y pseudo-estáticos, utilizando para este último un coeficiente sísmico de 0,10. Para describir a detalle los modelos, se generaron 3 secciones paralelas a las DD de cada zona, espaciadas cada una 100 m y ubicadas dentro de sus mecanismos de falla. Así, por cada zona, se contaron con 3 secciones de análisis además de las originales del análisis 2D, todas paralelas. De esta manera, se realizaron comparaciones de los FS 3D de secciones contenidas en cada superficie de falla, determinándose correctamente el menor FS 2D para evaluar el valor de FS 3D/2D.

En la Tabla 5.6 se presentan los resultados de los FS 3D para las dos zonas y todos los resultados de los FS 2D para los análisis adicionales en la secciones de la superficies de falla 3D. Nuevamente, como en los casos anteriores, todos los FS 2D y 3D fueron calculados por el procedimiento de Spencer. Los valores de FS 3D/2D válidos están resaltados en la Tabla 5.4. En el Anexo A se presentan las salidas gráficas de los análisis 2D y 3D para todos los casos.

Tabla 5.6 Resultados de los análisis de estabilidad 2D y 3D del DDM3

Sección/ Mecanismo de falla	Análisis	Factor de seguridad		FS 3D/2D		Relación de aspecto
		Estático	Pseudo- estático	Estático	Pseudo- estático	
Z1-1	2D	1,23	0,94	1,30	1,26	-
Z1-2	2D	1,46	1,10	1,10	1,07	-
Z1-3 (1-1')	2D	1,43	1,10	1,12	1,07	-
Z1-4	2D	1,72	1,27	0,93	0,93	-
Z1	3D	1,60	1,18	-	-	1,00
Z2-1	2D	1,34	1,02	1,00	0,98	-
Z2-2	2D	1,22	0,92	1,10	1,09	-
Z2-3	2D	1,21	0,91	1,11	1,10	-
Z2-4 (2-2')	2D	1,27	0,96	1,06	1,04	-
Z2	3D	1,34	1,00	-	-	1,70

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 5.14 se muestran los modelos 3D para las Zonas 1 y 2 del DDM3, así como sus respectivas superficies de falla. Finalmente en la Figura 5.15 se presentan las vistas en planta de las superficies de falla para los modelos de las Zonas 1 y 2. Los colores indican la influencia de una gran variedad de materiales a la resistencia cortante de las columnas que influyen en los resultados de los análisis de estabilidad 3D. Así también, señalan las vistas en planta de las secciones adicionales evaluadas para cada superficie de falla.

5.3 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

A continuación, se analizan y comparan los resultados de los análisis 2D y 3D ejecutados en los 3 casos de estudio. Se pone énfasis en los conceptos que respaldan los análisis 2D y 3D y los propios resultados de este último.

5.3.1 Análisis bidimensional

Los casos de estudio evaluados fueron parte de estudios de proyectos reales de ingeniería, desarrollados para la industria minera en el Perú. Por lo tanto, estos siguieron los estándares modernos y prácticas actuales de ingeniería geotécnica. Las investigaciones geotécnicas ejecutadas para los 3 proyectos incluyeron la mayoría de las investigaciones descritas en la presente tesis, en diferentes escalas, dependiendo de la magnitud de la estructura a diseñar. De igual manera, los ensayos de laboratorio en todos los casos permitieron definir las

propiedades físicas y mecánicas de la mayoría de los materiales involucrados en el análisis.

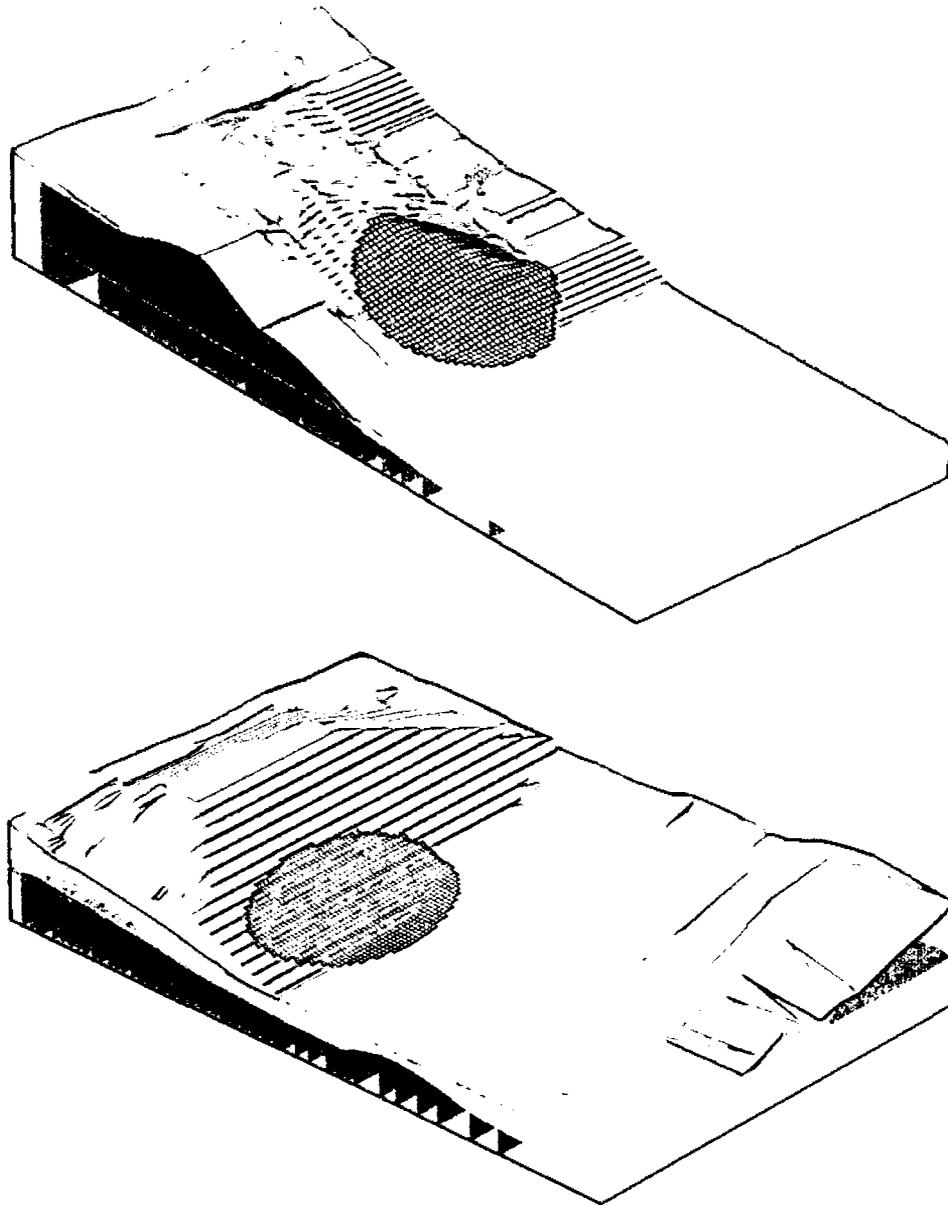


Figura 5.14 Modelos geotécnico 3D para el análisis de estabilidad del DDM3 de las Zonas 1 (arriba) y 2 (abajo).

En base a esta información, se ejecutaron, como la práctica actual lo recomienda, análisis bidimensionales tras seleccionar secciones cuyo objetivo es que sean tanto representativas y críticas de la estructura a analizar. Para los depósitos de desmonte de mina, esta tarea se resume en seleccionar secciones

que representen tanto el apilamiento de la estructura, como la composición estratigráfica de su cimentación.

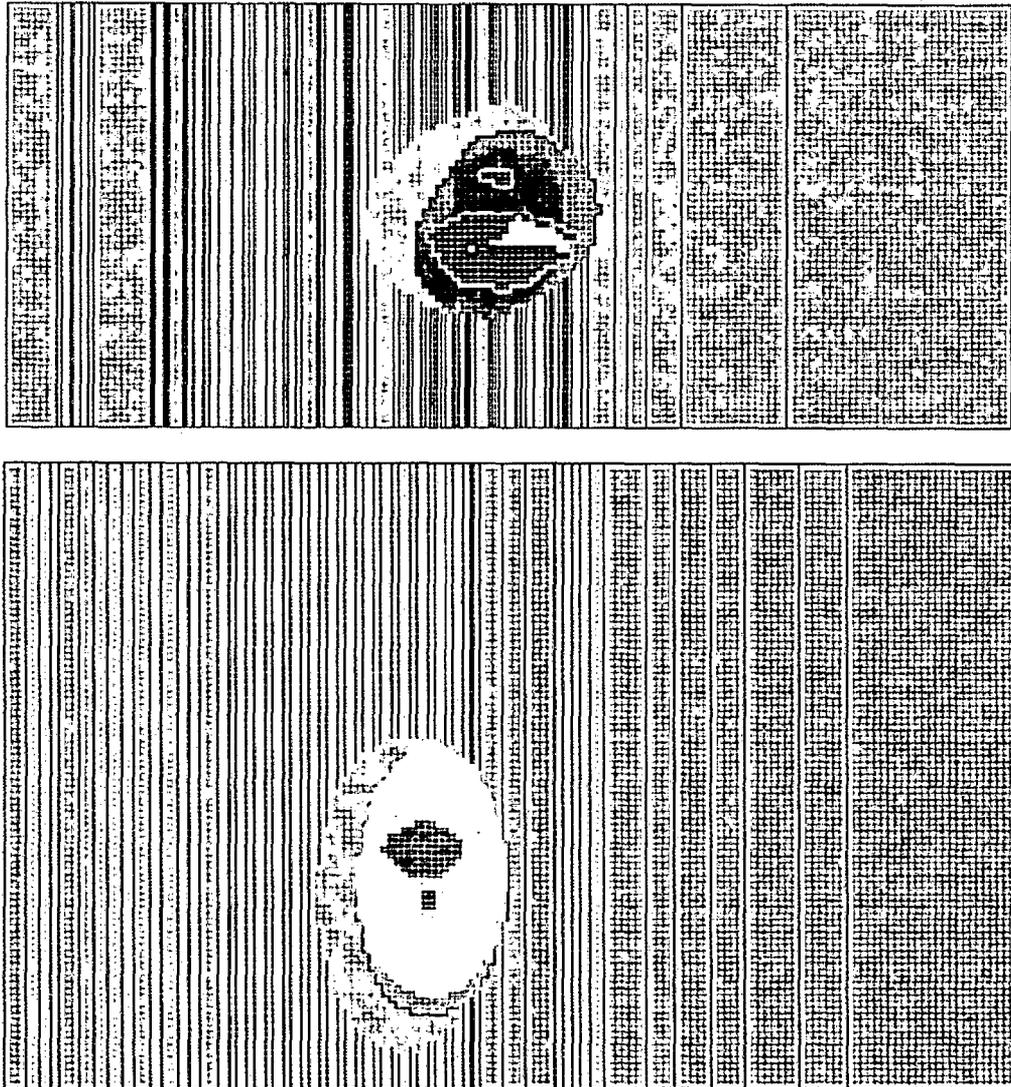


Figura 5.15 Vistas en planta de las superficies de falla 3D, columnas y materiales resistentes para los modelos geotécnicos del DDM3: Zona 1 (arriba) y Zona 2 (abajo).

Para el caso del DDM1, esta tarea es completada apropiadamente, dada la homogeneidad y relativa simpleza de esta estructura. Las dos secciones capturan la geometría y estratigrafía del apilamiento y cimentación (ver Figura 5.2). Por lo tanto, los análisis 2D y sus resultados son representativos del DDM1: los valores promedio de los FS 2D fueron de 1,80 y 1,05 para los casos estáticos y pseudo-estáticos, respectivamente, superiores a los mínimos recomendados de 1,5 y 1,0.

En el caso de DDM2, si bien la cimentación es homogénea, la topografía y el apilamiento de esta estructura son complejos, debido principalmente a que está emplazado en un valle angosto y en curva. Esto generó que se analizaran 3 secciones, presentadas en la Figura 5.7, con la finalidad de analizar tanto las diferentes zonas del apilamiento, como condiciones críticas (referidas a la altura del apilamiento). Cada sección pretende capturar potenciales fallas que abarcan zonas del apilamiento que no necesariamente son continuas o “infinitas” en la dirección opuesta a la del desplazamiento. En consecuencia, los análisis 2D resultaron conservadores pero sin un indicador concreto de qué grado de conservadurismo es asumido. Es importante mencionar que el talud global del DDM2 fue ajustado en diseños preliminares para que la estructura sea estable de acuerdo a los resultados de los análisis 2D, obteniéndose para el diseño final valores entre 1,72 y 1,96 para el caso estático y 1,02 y 1,07 para el caso pseudo-estático.

Finalmente, el DDM3 presentó condiciones aún más complejas. Si bien en las secciones evaluadas la topografía y geometría del apilamiento fueron relativamente homogéneas, la estratigrafía de la cimentación fue muy variable y estuvo compuesta de muchos materiales con diferentes propiedades de resistencia y distribuidos heterogéneamente a lo largo de todo el emplazamiento del DDM3. Esta realidad hizo compleja la tarea de seleccionar secciones 2D tanto representativas como críticas de la estructura. Los análisis 2D en secciones en diferentes zonas del DDM3 resultaron en valores de FS 2D muy variables y muchos de estos por debajo de los mínimos recomendados de 1,5 y 1,0 para los casos estáticos y pseudo-estáticos, respectivamente. Asimismo, no se pudieron efectuar medidas de estabilización como el uso de contrafuertes o cambios en el talud global por limitaciones de espacio y de capacidad de almacenamiento. Durante el desarrollo del diseño geotécnico del DDM3, se zonificó la estructura en dos Zonas y se seleccionó una sección para cada una de estas, ambas señaladas como “representativas” pero no de la geometría del apilamiento, mas no “completamente críticas” de la cimentación, es decir, se tenía conocimiento de otras secciones con condiciones de cimentación más críticas. Los resultados de los FS 2D de ambas secciones fueron presentadas de manera referencial como el índice de la estabilidad del DDM3; sin embargo, se

requirió de un análisis 3D para evaluar la verdadera condición de estabilidad de esta estructura.

En resumen, se evaluaron tres depósitos de desmonte de mina mediante análisis 2D con diferentes condiciones, tanto geométricas y topográficas así como de la composición de su respectiva cimentación. En todos estos se han señalado si los análisis 2D son adecuados, en cuáles se desconoce el grado de conservadurismo y en cuales el análisis 2D resulta considerablemente inadecuado y conservador.

5.3.2 Validez de los modelos tridimensionales

Como se mencionó anteriormente, se generaron modelos 3D para todos los casos evaluados, con diferentes objetivos y características. Para los 3 depósitos de desmonte de mina evaluados se contaron con la mayoría de los requisitos para generar un modelo 3D apropiadamente:

- Se contó con una vasta cantidad de investigaciones y ensayos de campo, así como ensayos de laboratorio que, en conjunto con la información topográfica y de diseño, permitieron definir tanto las propiedades de los materiales involucrados en el diseño de las estructuras, así como su propia geometría.
- Se hizo uso de la revisión de investigaciones anteriores y conocimientos de análisis de estabilidad de taludes 3D descritos en la presente tesis, tanto para la aplicación del método de equilibrio límite, como la búsqueda de las superficies de falla críticas, evaluación de resultados, entre otros.
- Se empleó para todos los casos el programa de cómputo SVSLOPE 3D, que, como fue descrito en el capítulo 4, incluye los últimos desarrollos relaciones al análisis 3D, tanto teóricos como en herramientas de generación de superficie, entre otros.

Para el caso del DDM1, se creó el modelo 3D con el objetivo de evaluar el FS 3D para un caso considerado adecuado para un análisis 2D; de esta manera se puede tener un orden magnitud de cuánto es la relación FS 3D/2D en estructuras relativamente homogéneas y ordinarias. Además, es importante mencionar que

el desmonte de mina no fue caracterizado a detalle, por lo que los resultados del análisis 3D son referenciales. Para la generación del modelo 3D, se empleó la herramienta del estrujamiento de secciones, el cual se consideró adecuado dada la homogeneidad geométrica del DDM1.

En el caso del DDM2, el modelo 3D fue generado con el objetivo de evaluar la relación FS 3D/2D en estructuras con geometrías o arreglos heterogéneos, en donde las secciones de los análisis 2D no capturan ni pueden representar apropiadamente los depósitos, al menos no de una manera realista. Esta condición geométrica es común depósitos de desmonte de mina, así como en otras estructuras mineras. Así como en el caso del DDM1, tampoco se contó con información detallada de las características del desmonte de mina, por lo que resultados del análisis 3D son referenciales y no se pueden usar como base para algún diseño posterior. Para generar el modelo en SVSLOPE 3D, se hizo uso de la importación de superficies, generadas en base a la topografía y diseño del DDM2; esta herramienta se consideró adecuada dado que los materiales son homogéneos y sencillos de representar mediante superficies sobrepuestas una sobre otra.

El modelo 3D del DDM3 fue creado con el objetivo de evaluar el FS 3D de esta estructura, y compararlo con los FS 2D calculados previamente, en un estructura cuya complejidad y heterogeneidad 3D yace en la estratigrafía del suelo de cimentación. Condiciones similares no son muy comunes, sin embargo, las limitaciones de espacio dentro de las concesiones mineras han generado que las compañías opten por emplazar sus estructuras en terrenos antes descartados por las características de su cimentación. A diferencia de los anteriores casos, el desmonte de mina fue caracterizado a detalle, encontrándose que es homogéneo y con parámetros y granulometría similares a lo largo de todas las zonas muestreadas. Por lo tanto, el análisis 3D podría ser usado para diseño o para plantear medidas de estabilización. Finalmente, se empleó la interpolación de secciones para generar el modelo 3D, debido principalmente a que esta herramienta es adecuada para tipos de problemas con muchos estratos siempre que cada sección tenga suficiente información geotécnica que la valide.

En resumen, para todos los casos se evaluaron fallas rotacionales elipsoidales mediante el procedimiento de Spencer en su extensión 3D, empleándose en general método de grilla y tangente. Los resultados dependen de la precisión de esta búsqueda y el número de columnas empleadas en el modelo, que varía entre 5 000 a 8 000.

5.3.3 Análisis tridimensional

Los análisis 3D fueron desarrollados siguiendo los últimos desarrollos de programas de cómputo y aspectos teóricos relacionados al análisis de estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite. Dado que la herramienta actual más común es el análisis 2D, los resultados de los análisis 3D fueron evaluados en base a la relación del FS 3D/2D, geometría de las superficies de falla y a las posibles fuentes que incrementen la diferencia entre los resultados de los análisis 2D y 3D. Esto permitirá en futuras investigaciones ampliar los casos analizados, mediante análisis de sensibilidad tanto geométricos como paramétricos, y proponer normas o guías para realizar diseños reales mediante análisis 3D.

Los resultados del análisis 3D del DDM1 indican una relación del FS 3D/2D de 1,11 a 1,14 para el caso estático y ligeramente mayores de 1,16 a 1,21 para el caso pseudo-estático. Estos resultados son coherentes con los reportes e investigaciones previas en cuenta a la relación de los FS 3D/2D para materiales no cohesivos, el cual es el caso del desmonte de mina. La geometría de la falla coincidió en sección con la del análisis 2D, y tuvo un valor de relación de aspecto de 2,5. Este valor estuvo limitado por la longitud del propio DDM1, lo que hace suponer que de tener un longitud mayor, la relación del FS 3D/2D disminuiría debido a que se estaría asemejando a una condición 2D ideal. Sin embargo, fallas con relaciones de aspecto muy grandes no han sido reportados en las limitadas investigaciones disponibles, por lo que los resultados del análisis del DDM1 representan un buen indicador de valores típicos para la relación del FS 3D/2D de estructuras homogéneas.

Los resultados del análisis 3D del DDM2 indican valores de FS 3D/2D de 1,12 a 1,28, para todos los mecanismos de falla y condiciones estáticas y pseudo-

estáticas, al comparar los FS 3D con aquellos calculados del análisis 2D de diseño. Sin embargo, estas relaciones no son válidas dado que la correcta comparación es con el mínimo valor del FS 2D en secciones dentro de la superficie de falla. Por lo tanto, el análisis 3D permitió identificar secciones 2D paralelas a las iniciales con menores FS 2D, al menos para los dos últimos mecanismos de falla. En este sentido, el análisis 3D permitió identificar también la dificultad de no solo elegir secciones representativas sino también completamente críticas, tarea compleja para el caso 2D que, sin embargo, es mucho más sencillo cuando se tiene un modelo 3D elaborado y se emplean las herramientas del SVSLOPE 3D. Comparando los valores adecuados, se encontraron incrementos de FS de 28% a 31% para el caso estático y de 20% a 28% para el caso pseudo-estático, considerablemente mayor a lo determinado en el DDM1. Estos resultados son superiores a los promedios reportados en la literatura y constituyen los primeros para un caso de un depósito de desmonte de mina de geometría o arreglo complejo. Los anchos de las fallas o las relaciones de aspecto estuvieron limitados por la geometría angosta de la quebrada del DDM2, lo que también influyó en los valores relativamente altos de FS 3D/2D. Finalmente es importante resaltar que en un principio y de acuerdo al resultados de los análisis de diseño 2D, la DD crítica era aquella definida por la sección 1-1'. Sin embargo, el análisis 3D identificó que la DD crítica es la del mecanismo de falla C, relacionada a las sección 3-3' y con el menor valor de FS 2D real en C-C'.

Para el caso del DDM3, los modelos de las Zonas 1 y 2 presentan valores de FS 3D/2D de 1,26 a 1,30 y 1,11 a 1,10, respectivamente. No se realiza una comparación directa con los FS 2D de las secciones empleadas durante el diseño dado que se conocía a priori la presencia de otras secciones con menores FS 2D. La Zona 1 exhibe mayores FS 3D/2D, en un orden similar a lo obtenido para el DDM2, mientras que la Zona 2 presenta valores de FS 3D/2D similares a los del DDM1. Asimismo, los FS 2D calculados en diferentes secciones de las Zonas 1 y 2 muestran una gran variabilidad de FS 2D para la primera y valores con menor variabilidad para la segunda. La relación de aspecto, que estuvo limitado por la propia geología del emplazamiento del DDM3, tuvo valores de 1,00 y 1,70 para las Zonas 1 y 2. La variabilidad de los FS 2D y las relaciones de aspecto influyeron ampliamente en los valores de FS

3D/2D: para el caso de la Zona 1, el amplio rango de FS 2D y la elipsoide relativamente angosta fueron influenciaron los valores altos de FS 3D/2D para los casos estáticos y pseudo-estáticos; para la Zona 2, los valores similares del FS 2D y la ancha elipsoide ocasionaron que el FS 3D/2D sea relativamente bajo, similar a lo reportado en la literatura. Así también, la Zona 1 presenta estratos más potentes de los materiales blandos y sueltos, mientras que la Zona 2 presenta una mayor cantidad de estratos menos potentes que eventualmente no influyen el FS 3D a una gran escala. Finalmente, y al igual que para el DDM2, se resalta la importancia y dificultad de elegir secciones 2D tanto críticas y/o representativas de estructuras con geometría, topografía o estratigrafía compleja.

La Tabla 5.7 presente un resumen de los FS 3D y FS 2D más representativos de los 3 casos evaluados.

Tabla 5.7 Resultados de los análisis de estabilidad 2D y 3D de los casos estudiados

Sección/ Mecanismo de falla	Análisis	Factor de seguridad		FS 3D/2D		Relación de aspecto
		Estático	Pseudo- estático	Estático	Pseudo- estático	
DDM1						
1-1'	2D	1,82	1,07	1,11	1,16	-
Extrusión 1-1'	3D	2,02	1,24	-	-	2,5
2-2'	2D	1,79	1,02	1,14	1,21	-
Extrusión 2-2'	3D	2,04	1,23	-	-	2,5
DDM2						
1-1'	2D	1,72	1,02	1,28	1,28	-
A	3D	2,21	1,31	-	-	0,75
B-B'	2D	1,66	0,98	1,31	1,22	-
B	3D	2,18	1,20	-	-	0,75
C-C'	2D	1,59	0,97	1,28	1,20	-
C	3D	2,04	1,16	-	-	1,10
DDM3						
Z1-1	2D	1,23	0,94	1,30	1,26	-
Z1	3D	1,60	1,18	-	-	1,00
Z2-3	2D	1,21	0,91	1,11	1,10	-
Z2	3D	1,34	1,00	-	-	1,70

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

El presente trabajo ha sido desarrollado en cuatro etapas: la primera realizó una revisión incisiva del método de EL, enfocándose en los más importantes procedimientos 2D y la mayoría de los procedimientos 3D; la segunda estuvo dirigida al estado de la práctica del análisis de estabilidad de estructuras mineras, presentándose casos en donde los análisis 2D resultan apropiados y otros en donde podrían requerirse análisis 3D. La tercera parte presentó el programa de cómputo SVSLOPE, el cual emplea el método de EL para realizar los más modernos análisis 2D y 3D de estabilidad de taludes; finalmente la cuarta parte presentó análisis 3D a tres proyectos reales de depósitos de desmonte de mina, con diferentes configuraciones y condiciones, en donde se analizaron sus resultados. Todas estas partes de la investigación conllevaron a las siguientes conclusiones:

6.1.1. La minería en el Perú representa una de las mayores actividades económicas para el país. La actual industria minera se rige bajo normas y estándares internacionales que en los últimos años han elevado la calidad del diseño de sus estructuras de tierra, suponiendo un reto adicional para los ingenieros geotécnicos a cargo de sus diseños.

6.1.2. La geografía y geología peruana presenta características que la práctica internacional no toma en cuenta para sus estándares. Esto ha generado que en Perú se hayan desarrollado técnicas y herramientas particulares para diseñar, construir y operar estructuras de tierras en las operaciones mineras, en particular en los Andes peruanos. Sin embargo, ninguna de estas mejoras en el pasado se ha enfocado en mejorar las herramientas de análisis de estabilidad de taludes, que se desarrollan actualmente bajo condiciones 2D.

6.1.3. Actualmente, la verificación de la estabilidad de taludes de estructuras mineras, en particular en condiciones sísmicas, condiciona el diseño de las mismas, pudiendo generar costos adicionales importantes en su construcción y operación. Debido a esto, una de las más importantes oportunidades de mejora

en el diseño geotécnico de este tipo de estructuras es la aplicación de análisis 3D de estabilidad que logren capturar la complejidad topográfica, geométrica y geológica de pilas de lixiviación, depósitos de desmonte de mina, presas relave, entre otros.

6.1.4. Los análisis 3D no han sido desarrollados ni usados en la práctica aun. Esto se debe principalmente a: los análisis 2D han probado ser útiles, sencillos y conservadores; así también, no existen casos de estudio prácticos de análisis 3D realizado en estructuras reales ni usado en diseños; la ausencia de un programa de cómputo comercial que satisfaga las demandas de un modelamiento 3D; y al desconocimiento general de la teoría en la que se fundamentan los análisis 3D.

6.1.5. Los procedimientos 2D del método de equilibrio límite son bastante populares y relativamente sencillos de comprender. Entre los más usados se tiene el Bishop simplificado, Janbu simplificado, Spencer, Morgenstern y Price y GLE, siendo estos tres últimos los recomendados y apropiados para tareas de diseño.

6.1.6. Los procedimientos 3D han sido desarrollados desde los sesenta. Los primeros investigadores plantearon procedimientos específicamente para casos de estudio, superficies de falla homogéneas, materiales cohesivos, no cohesivos, entre otros. A partir de la década de 1970, se desarrollaron programas de cómputo académicos relativamente simples, que sirvieron de soporte para los procedimientos 3D planteados. Algunos de estos procedimientos eran comparaciones de casos historia y datos reales. En la década de 1980 y tras el avance computacional, se plantearon procedimientos más complejos con asunciones y superficies de falla más generales. Desde los años 1990, se plantearon procedimientos generales y mucho más aceptados por la comunidad internacional. Asimismo, en los últimos años se han planteado procedimientos que incluyen la determinación del DD crítica, superficies de falla heterogéneas, entre otros detalles.

6.1.7. En base a las investigaciones revisadas, los FS 3D son siempre mayores que los FS 2D, en incrementos que varían desde un 10% a valores de hasta 86%, siendo estos muy variables y dependiente de la geometría del modelo y

propiedades de los materiales. Aquellas investigaciones que afirman lo contrario asumieron condiciones erróneas o compararon equívocamente los FS. Asimismo, los procedimientos 3D más aceptados son las extrapolaciones 3D de los métodos de Bishop simplificado, Janbu simplificado, Spencer, Morgenstern y Price y GLE, todos basados en el método de columnas que son las extrapolaciones naturales de las clásicas dovelas.

6.1.8. La resistencia de los bordes de las superficies de falla, en particular en el caso de fallas traslacionales, es muy importante, y puede influir en el valor del FS 3D en incrementos de hasta un 86% para algunos de los casos más sencillos evaluados. La resistencia de los bordes es aplicable para el caso de pilas de lixiviación.

6.1.9. El uso de los procedimientos 2D de Bishop simplificado, Janbu simplificado y en particular el de Spencer, así como de sus extensiones 3D, han probado su precisión al resultar en FS 2D y FS 3D muy similares a aquellos calculados por los procedimientos EF y DF. En consecuencia, los procedimientos de Morgenstern y Price y GLE comparten también el mismo grado de precisión. Sin embargo, estos dos últimos procedimientos pueden presentar problemas de convergencia numérica.

6.1.10. La práctica actual del análisis de estabilidad de taludes de estructuras mineras incluye un enfoque integral, planificado desde la concepción y planteamiento adecuado de las investigaciones geotécnicas de campo. Estas deben de permitir conocer, en un detalle que es función del nivel del estudio, la composición estratigráfica del emplazamiento, volúmenes de materiales de construcción, material inadecuado, permitir la toma de muestras, entre otros. Asimismo, el programa de ensayos de laboratorio debe evaluar las características físicas, mecánicas y químicas de los materiales de construcción y de aquellos que conformarán el modelo geotécnico de análisis. La caracterización de las propiedades de resistencia estos materiales debe tener en cuenta las condiciones de análisis a ejecutar y los modelo constitutivos a emplear. En todas estas etapas, actualmente se vienen ejecutando algunos ensayos o consideraciones especiales en materiales como desmonte de mina o mineral lixiviado, que forman parte del estado del arte y que resaltan la

importancia, inversión y nivel técnico enfocado en estos materiales. En consecuencia, en la actualidad existe la posibilidad práctica de realizar un análisis de estabilidad que capture todos los esfuerzos de la investigación geotécnica, ensayos de laboratorio y caracterización con el propósito de realizar una evaluación óptima y real de la estructura.

6.1.11 En la práctica actual, los análisis de estabilidad se realizan en condiciones 2D en todas las estructuras mineras, a pesar de que existen muchos casos en los cuales las secciones empleadas no pueden capturar la complejidad geométrica, topográfica o estratigráfica de dicha estructura. Actualmente, el criterio es elegir secciones en condiciones críticas y relativamente representativas. El número de secciones empleadas es directamente proporcional a la complejidad topográfica o geométrica de la estructura a analizar.

6.1.12. Los ingenieros geotécnicos peruanos encargados de los diseños de estructuras mineras no realizan análisis 3D debido a: falta de herramientas informáticas amigables, poca difusión y falta de entendimiento de la teoría y ventajas del análisis 3D, ausencia de una normativa o código internacional, relativa "eficiencia" y confiabilidad de los análisis 2D y a la ausencia de avances en el tema por parte de la comunidad internacional.

6.1.13. SVSLOPE, desarrollado por la compañía canadiense SoilVision, es un programa de cómputo que en su módulo de análisis 3D, ejecuta análisis por el método de equilibrio límite empleando los últimos avances en el tema, incluyendo el empleo extensiones 3D aceptadas de los procedimientos de Bishop simplificado, Spencer, Morgenstern y Price, columnas, diversas herramientas de búsquedas de superficies de falla, herramientas para la generación de superficies y modelos 3D, entre otros. En la actualidad constituye una de los mejores programas de cómputos comerciales, sino el mejor, para realizar este tipo de análisis a nivel mundial.

6.1.14. En base la investigación presentada en los capítulos I, II, III y IV, se puede afirmar que un análisis 3D es eficiente y verdaderamente representativo de una estructura si: se conoce la base teórica de los análisis 3D así como

información para definir los mecanismos de falla asociados a la estructura, se cuenta con suficiente información geotécnica y geométrica para poder definir a detalle ambas características de los materiales involucrado en el análisis 3D, y si se posee una herramienta de cómputo capaz de procesar la información geométrica y paramétrica, ejecutar los análisis 3D con las consideraciones sugeridas y capaz de representar las superficies o mecanismos de falla de la estructura, sean rotacionales o traslacionales.

6.1.15. La representatividad del análisis 3D depende mucho la calidad de información que se tenga y si cumplen las consideraciones descritas anteriormente. Actualmente, en muchos proyectos mineros se cuenta con suficiente información geotécnica, geográfica y de diseño para encaminar el diseño geotécnico hacia un análisis más integral. Sin embargo, la principal razón que dificulta el desarrollo de este tipo de análisis en la práctica radica en la ausencia de un criterio para definir un mínimo FS 3D, aun no planteado en ninguna norma internacional.

6.1.16. Se evaluaron 3 casos de estudio, consistentes en los depósitos de desmonte de mina DDM1, DDM2 y DDM3, con la finalidad de aplicar el programa SVSLOPE 3D y las herramientas y consideraciones de análisis descritas en la presente investigación en proyectos reales, comparar resultados de FS 2D y FS 3D y sentar las bases para el desarrollo de una normativa o criterio de diseño 3D. Solo depósitos de desmonte de mina fueron evaluados debido a que la relativa simplicidad de su composición (desmonte de mina y cimentación) y mecanismo de falla (rotacional de forma elipsoidal) permitió obtener conclusiones más sólidas. Evaluaciones en otras estructuras mineras, como pilas de lixiviación, requieren de mayor investigación en particular por la complejidad de definir las geometrías de falla traslacionales, típicas de estructuras con sistemas de revestimiento.

6.1.17. El análisis 3D del DDM1 se empleó para evaluar la influencia de los efectos 3D en un depósito de geometría y condición de cimentación ideal, de características 2D u homogéneo. Los valores del FS 3D/2D hallados fueron de 1,11 a 1,21 con relaciones de aspecto que cubrieron todo el ancho del modelo. Estos valores son similares a los reportados en la literatura, en donde los

modelos analizados tuvieron el mismo concepto de homogeneidad o simetría. Esto indica que este incremento del FS se puede esperar para estructuras de tierra de fallas rotacionales con condiciones similares.

6.1.18. El análisis 3D del DDM2 evaluó un depósito con condiciones de cimentación homogéneas pero con una topografía y, en consecuencia, arreglo de desmonte complejos. El FS incrementa de 2D a 3D en 28% en promedio con relaciones de aspecto limitadas por la geometría del apilamiento, influenciando el los FS 3D. Estos valores son superiores a los reportados en literatura para fallas rotacionales. Los resultados indican la importancia de los efectos 3D en el análisis de estructuras de tierra similares, con condiciones topográficas muy comunes en los diseños geotécnicos en Perú.

6.1.19. La evaluación de estabilidad 3D del DDM3 analizó un depósito con condiciones de cimentación heterogéneas y muy variables que incluyeron la presencia de lentes de arcilla y suelos sueltos débiles, y una geometría de apilamiento de desmonte relativamente simple. Dado el tamaño del DDM3, se emplearon dos modelos 3D por separado para los cálculos: Zona 1 y Zona 2. Los valores del FS 3D/2D hallados fueron de 1,28 en promedio para la Zona 1 y de 1,10 en promedio para la Zona 2, con relaciones de aspecto de 1,00 y 1,70, respectivamente. La mayor potencia de suelos blandos y heterogeneidad de las secciones individuales de la Zona 1 con respecto a la Zona 2 influyó en el mayor valor de FS 3D/2D de la primera, similar a lo calculado para el DDM2. La Zona 1, en contraste, exhibió un valor de FS 3D/2D similar a aquel calculado para el DDM1, de condiciones homogéneas. Estos resultados indican que en casos de elevada complejidad se requieren ejecutar análisis 3D particulares para evaluar la influencia de los efectos 3D en el FS en casos de cimentación heterogénea. Así también, se concluye que no necesariamente los valores del FS 3D/2D son los mismos a lo largo de una misma estructura.

6.1.20. Las evaluaciones 3D demostraron la importancia de poder representar a detalle las condiciones geométricas de la estructura a evaluar. Esto supone representar tanto el apilamiento de la estructura, topografía y estratos de suelo de la cimentación. Incertidumbres geométricas o geológicas tiene una gran

influencia en el FS 3D, hecho experimentado durante análisis preliminares de los casos de estudio.

6.1.21. Los parámetros empleados en un análisis 3D no deben de asumirse ligeramente, sino deben de estar respaldados por una cantidad adecuada de ensayos y criterio ingenieril. Estos deben de capturar la variabilidad espacial inherente de los suelos naturales. En caso se encuentren suelos variables o heterogéneos, se deben incluir estos en el modelo 3D. El análisis preliminar del DDM3 demostró que una caracterización inadecuada de la cimentación puede resultar en FS 3D variables.

6.2.22. El procedimiento de Spencer fue empleado en los análisis 2D y 3D y probó ser el más estable numéricamente, en comparación con el de Morgenstern y Price y GLE, empleados en análisis preliminares. Asimismo, la complejidad del análisis 3D genera que los procedimientos de Bishop simplificado y Janbu simplificado no se asemejen a los calculados por los de Spencer, Morgenstern y Price y GLE.

6.2.23. La geometría, dirección de deslizamiento y relación de aspecto influye significativamente en el cálculo del FS 3D. Se debe analizar a detalle tanto la ubicación de los centros de las superficies de falla así como diferentes direcciones de deslizamientos y relaciones de aspecto. Para los centros y direcciones de deslizamiento, se pueden empezar las evaluaciones basándose en los análisis 2D. Las relaciones de aspecto son una consecuencia de la complejidad de la geometría del modelo. Por este motivo, el empleo de una herramienta informática versátil como el SVSLOPE 3D es necesario.

6.2.24. La elección de secciones críticas y representativas es una tarea más compleja que lo asumido previamente por la práctica actual, en particular para estructuras similares al DDM2 y DDM3. Durante las etapas de diseño, se asumió que estas representaron las condiciones más críticas y representativas. Sin embargo, con la ayuda de un modelo 3D, se identificaron secciones paralelas y relativamente cercanas a las originales con menores FS 2D. Se puede concluir, entonces, que se debe incrementar el esfuerzo en identificar secciones críticas

para los análisis 2D o, en su defecto, ejecutar análisis 3D en particular para estructuras como las descritas anteriormente.

6.2.25. Los valores de FS 3D/2D resultaron, aparentemente, muy similares. Para dos casos, se obtuvieron FS 3D/2D promedio de 1,28, mientras que para otros el valor promedio fue de 1,10. Sin embargo, las diferentes condiciones en que estas fueron halladas, niveles de coeficiente sísmico variables y relaciones de aspecto diferentes indican que estos valores no necesariamente serán similares para otras estructuras de tierra. Es decir, no se puede afirmar los efectos 3D tendrán la misma influencia en estructuras con condiciones análogas.

6.2.26. Las superficies de fallas elipsoidales se asumieron como adecuadas dada la relativa homogeneidad de los materiales de desmonte evaluados. Las condiciones de borde asumidas por el programa corresponden aquellas relacionadas a bordes elipsoidales y definidas por las columnas de suelos.

6.2.27. La investigación, análisis y resultados de la presente tesis demuestran la viabilidad de ejecución de análisis 3D en la práctica del diseño geotécnica de estructuras mineras. Los resultados representan un indicador más realista e integral de la estabilidad de taludes de estas, pudiendo permitir optimizar los diseños al prescindir de estructuras de estabilización, movimientos de tierra o cambios en el talud global. En casos de similar complejidad y avanzado diseño geotécnico como el del DDM3, es viable aplicar análisis 3D en diseño, siempre que la definición de los criterios de análisis sea concienzuda y nunca menor que aquellos empleados en los análisis 2D.

6.2 RECOMENDACIONES

6.2.1. La comunidad ingenieril peruana no puede ignorar la influencia económica de los efectos 3D en proyectos de gran envergadura. Se recomienda, en consecuencia, determinar el impacto en la factibilidad de proyectos mineros a partir del empleo de los análisis 3D para optimizar diseños, en términos de movimiento de tierras y capacidades de almacenamiento.

6.2.3. Es recomendado el empleo del SVSLOPE 3D para futuros análisis 3D y para cualquier tipo de estructuras geotécnicas.

6.2.2. Se recomienda empezar a emplear análisis 3D en diseños geotécnicos de estructuras en donde se posea información suficiente que haga factible el empleo de esta herramienta. Esto permitirá primero cuantificar los incrementos del FS y posteriormente, tras una base de datos importante, realizar diseño mediante análisis 3D.

6.2.3. Se recomienda mayor investigación para la aplicación de análisis 3D en pilas de lixiviación, dada la mayor incertidumbre en analizar y definir superficies de falla traslacionales. Asimismo, se debe evaluar también la influencia de las presiones de poros en análisis 3D en presas de relaves y agua.

6.2.4. En futuras investigaciones se debe ejecutar análisis paramétricos en función de geometría, parámetros de resistencia y mecanismo de falla, para establecer un código o normativa para los análisis 3D. Así también, en dichas investigaciones y por separado para los diferentes tipos de estructuras mineras, se debe evaluar el riesgo de falla mediante un análisis 2D y luego emplear dicho riesgo en una evaluación 3D. Esto puede permitir definir un criterio de análisis 3D, o mínimo FS 3D, siempre diferente para cada tipo de estructura.

6.2.5. Se recomienda generar modelos 3D mediante la herramienta de estrujamiento de secciones para determinar el límite inferior del valor de FS 3D/2D, que se puede considerar como un indicador de cuán conservador el análisis 2D es para una estructura.

6.2.6. Se recomienda extender la investigación en cuanto a la determinación del coeficiente sísmico a emplear análisis pseudo-estáticos 3D, puesto que las recomendaciones y metodologías para definir el coeficiente en mención fueron desarrolladas con la base de análisis 2D. Las implicancias de los efectos 3D en la definición del coeficiente sísmico deben ser evaluadas para concluir de manera categórica si estos efectos tienen la misma magnitud para los casos estáticos como sísmicos.

BIBLIOGRAFÍA

1. Akhtar, K. *Three dimensional slope stability analyses for natural and manmade slopes*, Tesis de PhD. Urbana, Illinois: University of Illinois at Urbana-Champaign, 2011.
2. Albataineh, N. *Slope stability analysis using 2D and 3D methods*, Tesis de M.Sc., University of Akron, OH, 2006.
3. Anagnosti, P. *Three dimensional stability of fill dams*, Soil mechanics and foundation engineering; Proc. int. conf., Mexico City, 1969, 2: 275-280.
4. Arellano, D. y Stark, T.D. *Importance of three dimensional slope stability analysis in practice*. En Proceedings of Slope stability 2000 Specialty Conference (pp. 18-32), Denver, Colorado, USA. American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Technical Publication, 2000
5. Azzouz, A.S. y Baligh M.M. *Discussion: Three dimensional slope stability analysis method by H.J. Hovland*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1978a, 104(GT 9), 1206-1208.
6. Azzouz, A.S. y Baligh M.M. *Three dimensional stability of slopes*. Publicación N° PB-285 740, National Technical Information Service, U.S. Department of Commerce, 1978b.
7. Azzouz, A.S., Baligh, M.M. y Ladd, C.C. *Three-dimensional stability analysis of four embankment failures*. En Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Suecia, 1981, vol. 3, 343-346.
8. Baker, R. *Determination of the Critical Slip Surface in Slope Stability Computations*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1980, 4, pp. 333-359.

9. Baligh, M.M. y Azzouz, A.S. *End effects on the stability of cohesive slopes*. ASCE journal of the geotechnical engineering division 101(GT 11), 1975, 1105-1117
10. Bishop, A.W. *The use of slip circle in the stability of slopes*. Geotechnique, 1955, 5(1): 7-17.
11. Brinkgreve, R.B.J. y Broere, W. *PLAXIS 3D Tunnel V.2 Professional Versional*. PLAXIS bv, P.O. Box 57, 2600 AN Delft, Holanda, 2004.
12. Brinkgreve, R.B.J. y Broere, W. *PLAXIS 2D V.9*. PLAXIS bv, P.O. Box 57, 2600 AN Delft, Holanda, 2008.
13. Cavounidis, S. *On the ratio of factors of safety in slope stability analysis*. Geotechnique, 1987 37(2): 207-210.
14. Cavounidis, S. *Discussion: An extension of Bishop's simplified method of slope stability analysis to three dimensions by Hungr, O*. Geotechnique, 1988, 38(1), 155-156.
15. Chang, M. *A 3-D slope stability analysis method assuming parallel lines of intersection and differential straining of block contacts*. Canadian Geotechnical Journal, 2002, 39, 799-811.
16. Chen, R.H. *Three dimensional slope stability analysis*. Purdue University, JHRP Report, 1981, 81-17.
17. Chen, R.H. y Chameau, J.L. *Three-Dimensional limit equilibrium analysis of slopes*. Geotechnique, 1982, 32(1), 31-40.
18. Chen, Z.Y., Mi, H. y Wang, X. *A simplified method for 3D slope stability analysis*. Canadian geotechnical journal, 2003, 40: 675-683.

19. Chen, Z.Y., Yin, J.H. y Wang, Y.J. *The three dimensional slope stability analysis: Recent advances and a forward look*. Advances in Earth Structures: Research to Practice (GSP 151), ASCE, 2006, 1-42.
20. Cheng, Y.M. y Yip, C.J. *Three-dimensional asymmetrical slope stability analysis-Extension of Bishops, Janbus and Morgenstern Prices technique*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(12), 1544-1555.
21. Cheng y Lau. *Slope stability analysis and stabilization*. Routledge, Nueva York, 2008.
22. Chugh, A.K. *On the boundary conditions in slope stability analysis*. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 2003, 27: 905-926.
23. Dennhardt, M. & Forster, W. *Problems of three dimensional slope stability*. Soil mechanics and foundation engineering; Proc. int. conf., San Francisco, 1985, 2: 427-431.
24. Duncan, J.M. *State of the art: limit equilibrium and finite element analysis of slopes*. Journal of geotechnical engineering, 1996, 122: 577-596. ASCE.
25. Duncan, J.M. y Wright, S.G. *Soil strength and slope stability*. Hoboken, New Jersey. John Wiley, 2005.
26. Eid, H.T. *Two and three dimensional analyses of translational slides in soils with nonlinear failure envelopes*. Canadian Geotechnical Journal, 2010, 47(4), pp. 388-399.
27. Eid, H.T., Elleboudy, A.M., Elmarsafawi, H.G., y Salama, A.G. *Stability analysis and charts for slopes susceptible to translational failure*. Canadian Geotechnical Journal, 2006, 43(12), pp. 1374-1388.

28. Fellenius, W. *Statens Jarnvagaras Geotekniska Commission*. Estocolmo, Suecia, 1922.
29. Fellenius, W. *Erdstatische berechnungen mit reibung und kohasion*. Berlin, 1927.
30. Fellenius, W. *Calculation of the stability of earth dams. Large Dams*; Trans. cong. 4: 445-462. International Commission on Large Dams of the World Power Conference, 1936.
31. Fredlund, D.G., Fredlund, M., Feng, T. y Lu, H. *SVSLOPE Theory Manual*, SoilVision Systems Ltd. Saskatoon, Saskatchewan, Canada, 2011.
32. Fredlund, D.G., Gitirana Jr., G.F.N. *Analysis of Transient Embankment Stability using the Dynamic Programming Method*. Proceedings of the 56th Canadian Geotechnical Conference, Winnipeg, Canada. Sep. 29 to Oct. 1, 2003, Vol. 1, pp. 807-814.
33. Fredlund, D.G. y Krahn, J. *Comparison of slope stability methods of analysis*. Canadian geotechnical journal, 1977, 14: 429-439.
34. Fredlund, D.G., Krahn, J. y Pufahl, D.E. *The relationship between limit equilibrium slope stability methods*. Soil mechanics and foundation engineering. En Proceedings of the international conference. Estocolmo, 1981. 3:409-416.
35. Fredlund, M. y Thode, R. *SVOFFICE 2009 1D/2D/3D Finite Element Modeling Software, User's Manual*. SoilVision Systems Ltd. Saskatoon, Saskatchewan, Canada, 2012.
36. Frohlich, O.K. *The factor of safety with respect to sliding of a mass of soil along the arc of a logarithmic spiral*. En Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Suiza, 1953, Vol 2, pp. 230-233.

37. Gens, A., Hutchinson, J. & Cavounidis S. *Three-dimensional analysis of slides in cohesive soils*. Geotechnique, 1988, 38(1): 1-23.
38. Gitirana, G., Santos, M.A. y Fredlund, M.D. *Three dimensional analysis of the Lodalen landslide*. En Proceedings of the GeoCongress 2008, New Orleans, USA, 2008.
39. Griffith, G.V. y Lane P.A. *Slope stability analysis by finite elements*. Geotechnique, 1999, 49(3): 387-403.
40. Griffith, G.V. y Marquez R.M. *Three dimensional slope stability analysis by elasto-plastic finite elements*. Geotechnique, 2007, 57(6): 537-546.
41. Hovland, H.J. *Three dimensional slope stability analysis method*. Journal of the geotechnical division 103 (GT 9), 1977, 971-986. ASCE.
42. Huang, C.C. y Tsai, C.C. *New method for 3D and asymmetric slope stability analysis*. Journal of geotechnical and environmental engineering, 2000, 126(10): 917-927. ASCE.
43. Huang, C.C., Tsai, C.C. y Chen Y.H. *Generalized method for three dimensional slope stability analysis*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 2002, 128(10): 836-848. ASCE.
44. Hummah, R.E., Yacoub, T.E., Corkum, B. y Curran, J.H. *A comparison of finite element slope stability analysis with conventional limit-equilibrium investigation*. Proceedings of 58th Canadian Geotechnical and 6th Joint IAHCNC and CGS Groundwater Specialty Conferences, GeoSask 2005, Saskatoon, 480-87.
45. Hungr, O. *An extension of Bishop's simplified method of slope stability analysis to three-dimensions*. Geotechnique, 1987, 37(1): 113-117.

46. Hungr, O., Salgado, F.M. & Byrne, P.M. *Evaluation of a three-dimensional method of slope stability analysis*. Canadian geotechnical journal, 1989, 26: 679-686.
47. Hungr, O. *User's manual CLARA-W: slope stability analysis in two or three dimensions for microcomputers*. West Vancouver: O. Hungr. Geotechnical Research Inc. 2001.
48. Itasca Consulting Group . *FLAC/Slope 6.0 – Fast Lagrangian Analysis of continua*. Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota. 2010.
49. Janbu, N. *Application of composite slip surfaces for stability analyses. European conference on stability of earth slopes*. Discussion, 1954. 3:43-49. Estocolmo.
50. Janbu, N. *Slope stability computations*. En R.C. Hirschfeld y S.J. Poulos (eds.). Embankment-dam engineering: Casagrande volume. 47-86. Hoboken, Nueva Jersey: John Wiley. 1973.
51. Janbu, N., Bjerrum, L. y Kjaemsli, B. *Veiledning ved losning av fundamenteringsoppgaver*. Norwegian geotechnical institute. Publicación, 1956, 16. Oslo.
52. Jiang, J.C. y Yamagami, T. *Three-dimensional slope stability analysis using an extended Spencer method*. Journal of the Japanese Geotechnical Society of Soils and Foundations, 2004, 44(4), 127-135.
53. Kalatehjari, K. y Ali, N. *A review of three-dimensional slope stability analyses based on limit equilibrium method*. 2013, Electronic journal of engineering 18.
54. Kopacsy, J. *Three dimensional stress distribution and slip surface in earth works at rupture*. En Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1957, 339-442.

55. Kulhawy, F.H. *Finite element analysis of the behavior of embankments*. Tesis de PhD, California, University of California at Berkeley. 1969.
56. Lam, L. y Fredlund, D.G. *A general limit equilibrium model for three dimensional slope stability analysis*. Canadian geotechnical journal, 1993, 30:905-919.
57. Lambe, T.W. y Whitman, R.V. *Soil mechanics*. John Wiley and Sons, Nueva York. 1969.
58. Lefebvre, G. y Duncan, J.M. *Three dimensional finite element analyses of dam*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation, 1973, 99(SM7), pp. 495-507.
59. Leshchinsky, D., Baker R. & Silver M.L. *Three dimensional analysis of slope stability*. International journal for numerical and analytical method in geomechanics, 1985, 9: 199-223.
60. Leshchinsky, D. y Baker, R. *Three-dimensional slope stability: End Effects*. Soils and Foundations, 1986 26(4), 98-110.
61. Leshchinsky, D. y Huang, C. *Generalized slope stability analysis: interpretation, modification and comparison*. Journal of geotechnical engineering, 1992a, 118(10): 1559-1576. ASCE.
62. Leshchinsky, D. y Huang, C.. *Generalized three-dimensional slope stability analysis*. Journal of geotechnical engineering, 1992b, 118(11): 1748-176. ASCE.
63. Lovell, C.W. *Three-dimensional analysis of landslides*. En Proceeding of the 4th International Symposium on Landslides, Toronto, 1984, 451-455.
64. Lowe, J. y Karafiath, L. *Stability of earth dams upon drawdown*. Proceedings of the First PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, 1959, Vol. 2, pp. 537-552.

65. Lu, H. *Comunicación personal*, 2014.
66. Morgenstern, N.R. y Price, V.W. *The analysis of the stability of general slip surfaces*. *Geotechnique*, 1965, 15(1): 79-93.
67. Petterson, K.E. *The early history of circular sliding surfaces*. *Geotechnique*, 1955, 5(4), 275-296.
68. Pham, H.T.V. y Fredlund, D.G. *The Application of Dynamic Programming to Slope Stability Analysis*. *Canadian Geotechnical Journal*, 2003, 40(4), pp. 830-847.
69. Reyes, A. y Parra, D. *3D slope stability analysis by the limit equilibrium method of a mine waste dump*. *Proceedings of the 18th International Conference on Tailings and Mine Waste 2014: 257-271*, Octubre 5-8, Keystone, Colorado, EEUU. Colorado State University, 2014.
70. Reyes, A., Garma, P. y Parra, D. *3D slope stability analysis by the limit equilibrium method of a heap leach pad*. D. van Zyl e I. Gonzáles (eds.). *Proceedings of Heap Leach Solutions 2014: 257-271*, Noviembre 10-13, Lima, Perú. InfoMine Inc. 2014.
71. Sarma, S.K. *Stability of embankments and slopes*. *Geotechnique*, 1973, 23(3), 423-433.
72. Seed, R.B., Mitchel, J.K. y Seed, H.B. *Kettleman hills waste landfill slope failure. II: stability analysis*. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1990, 116(4), 669-689.
73. Sharma, S. *Reference Manual XSTABL Version 5: An Integrated Slope Stability Analysis Program for Personal Computers*. Interactive Software Designs, Inc., Moscú, Idaho. 1966.

74. Sherard, J.L., Woodward, R.J.; Gizienski, S.F. y Clevenger, W.A. *Earth rock dams: Engineering problems of design and construction*. Jon Wiley and Son, Nueva York. 1963.
75. Skempton, A.W. *The $\phi = 0$ analysis of stability and its theoretical basis*. En Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam, 1948, Vol. 1, pp. 72-78.
76. Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía
http://www.snmpe.org.pe/nuestros-sectores-snmpe/mineria_nuestros_sectores/presentaciones.html.
77. Spencer, E. *A method for analysis of stability of embankments assuming parallel inter-slice forces*. Geotechnique, 1967, 17(1): 11-26.
78. Sun, G., Zheng, H. y Jiang, W. *A global procedure for evaluating stability of three-dimensional slopes*. Natural hazards, 2012, 61(3): 1083-1098.
79. Stark, T.D. y Eid, H.T. *Performance of three-dimensional slope stability methods in practice*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1998, 124 (11), pp. 1049-1060.
80. Steiner, W. *Discussion: 3-D slope stability analysis method by H.J. Hovland*. Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE, 1978, 104(GT 9), 1208-1209.
81. Taylor, D.W. *Fundamentals of Soil Mechanics*. Winley, Hoboken, NJ. 1948.
82. Thomaz, J.E. y Lovell, C.W. *Three dimensional slope stability analysis with random generation of surface*. Landslides; Proc. int. Symp, 1988: 778-78.
83. Ugai, K. *Three-dimensional stability analysis of vertical cohesive slopes*. Soil and foundations, 1985, 25(3): 41-48.

84. Ugai, K. *Three-dimensional slope stability analysis by slice methods*. Numerical methods in geomechanics; Proc. int. conf., Innsbruck, 1988: 1369-1374.
85. U.S. Army Corps of Engineers. *Engineering and Design: Stability of Earth and Rock-Fill Dams, Engineer Manual EM 1110-2-1902*. Department of the Army, Corps of Engineers, Office of the Chief of Engineers, Washington, DC, April. 1970.
86. Xing, Z. *Three-dimensional stability analysis of concave slopes in plan view*. Journal of geotechnical engineering division, 1988, 114(6): 658-671. ASCE.
87. Yamagami, T. y J.C. Jiang. *Determination of the sliding direction in three-dimensional slope stability analysis*. En los Proceedings of the 2nd International Conference of Soft Soil Engineering, Par 1, Nanjing: Hohai University Press, 1996, 567-572.
88. Yamagami, T. y J.C. Jiang. *A Search for the Critical Surface in Three-dimensional Slope Stability analysis*. Soils and Foundation, 1997, 37(3), 1-16.
89. Yamagami, T. y Ueta, Y. *Search for Noncircular Slip Surfaces by the Morgenstern-Price method*. Proceedings of the 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Austria, 1988, pp. 1335-1340.
90. Zheng, H. *Eigenvalue problem from the stability analysis of slopes*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 2009, 135(5): 647-656.

ANEXOS

ANEXO A

RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

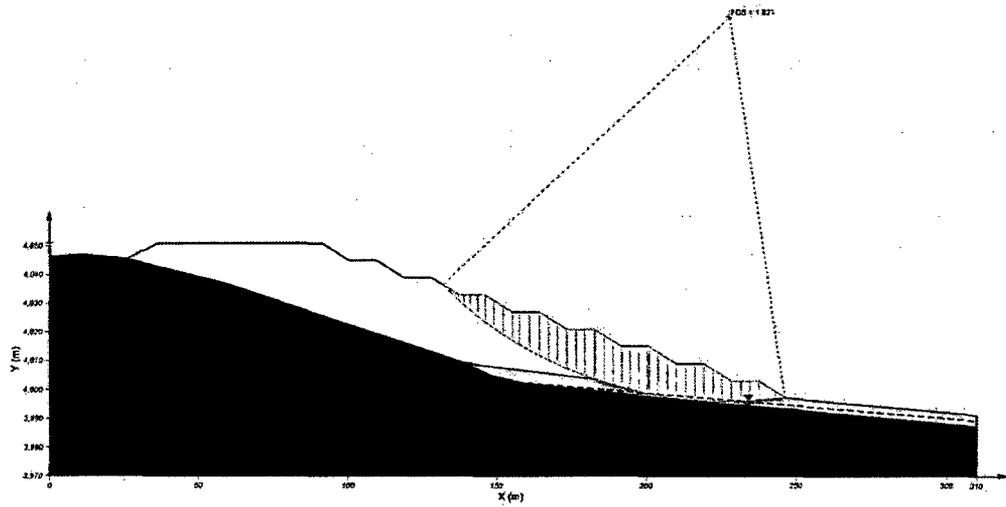


Figura N° A.1 Análisis 2D de sección 1-1' - DDM1

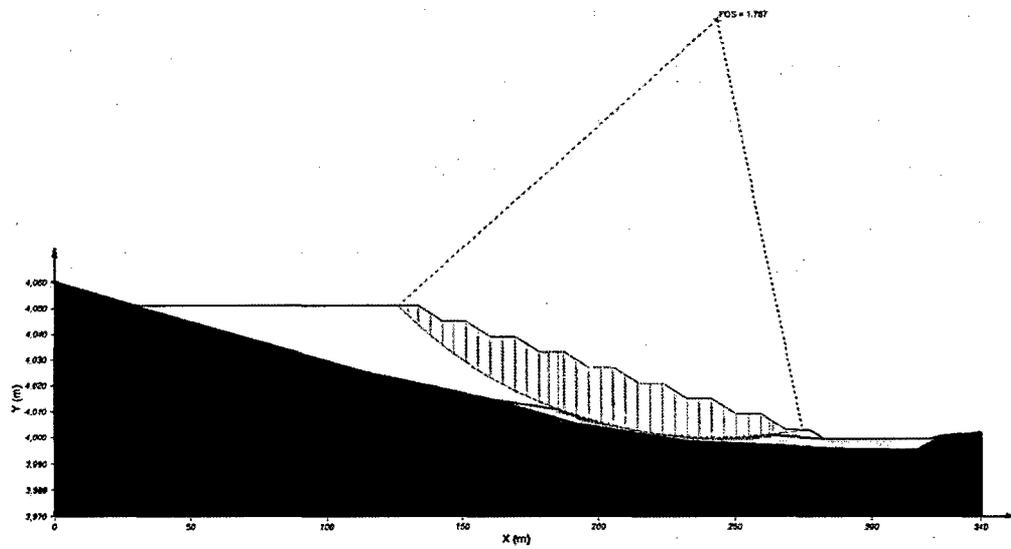


Figura N° A.2 Análisis 2D de sección 2-2' - DDM1

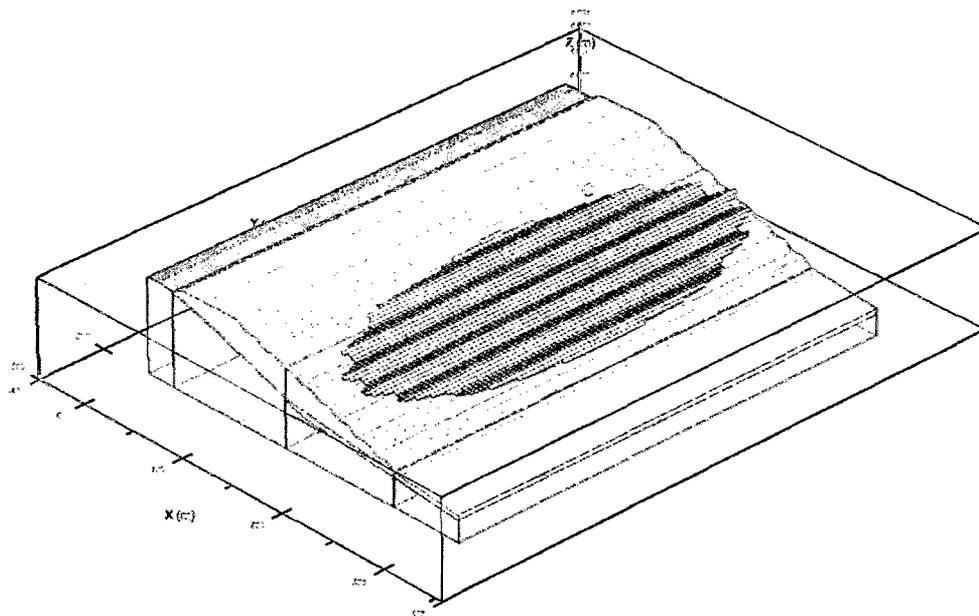


Figura N° A.3 Análisis 3D de extrusión de sección 1-1' - DDM1

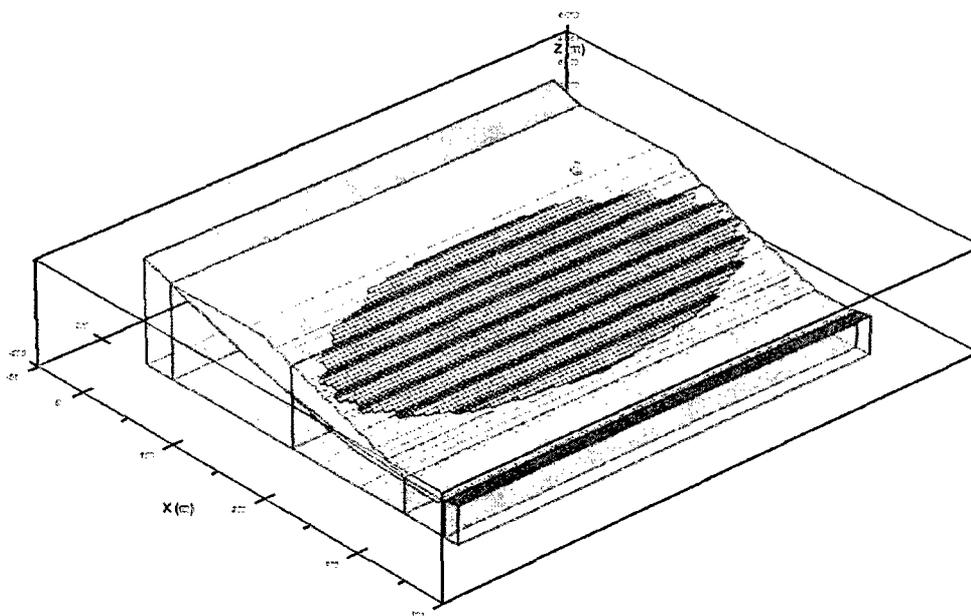


Figura N° A.4 Análisis 3D de extrusión de sección 2-2' - DDM1

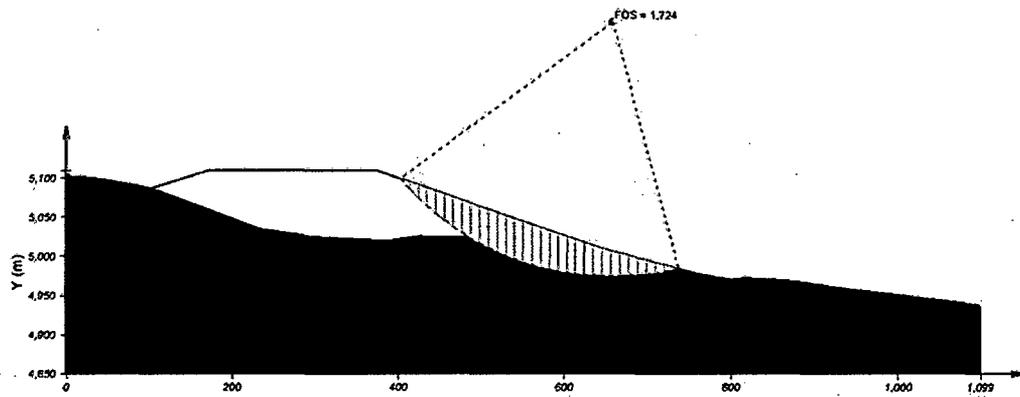


Figura N° A.5 Análisis 2D de sección 1-1' – DDM2

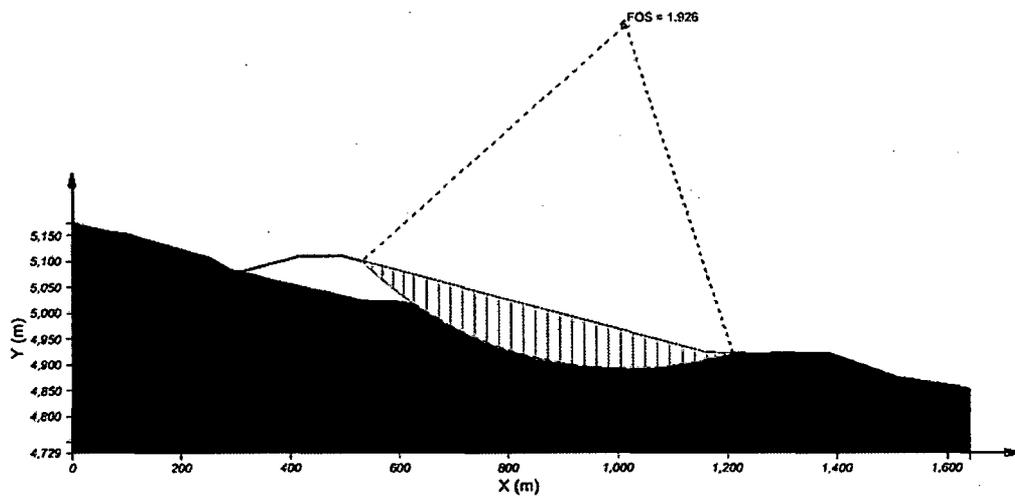


Figura N° A.6 Análisis 2D de sección 2-2' – DDM2

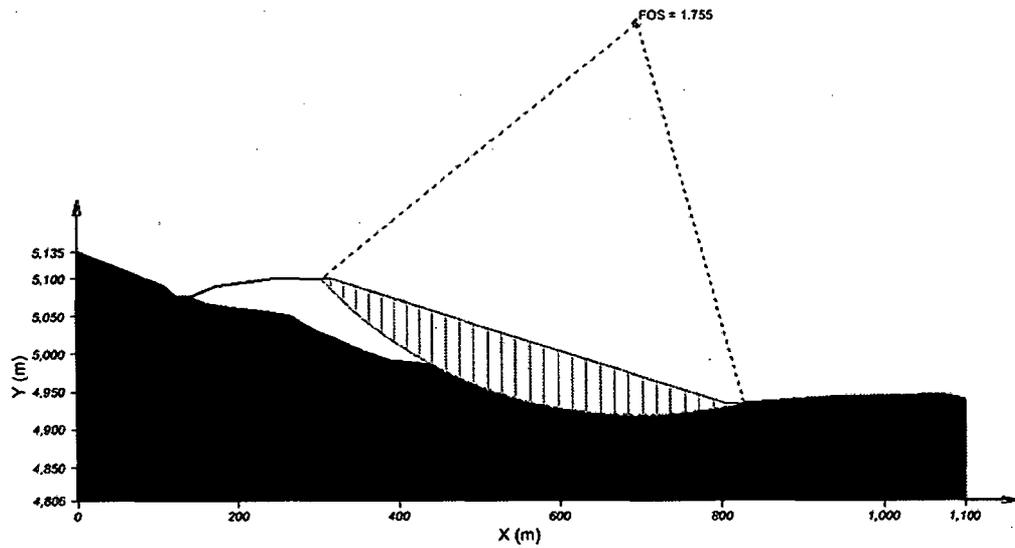


Figura N° A.7 Análisis 2D de sección 3-3' – DDM2

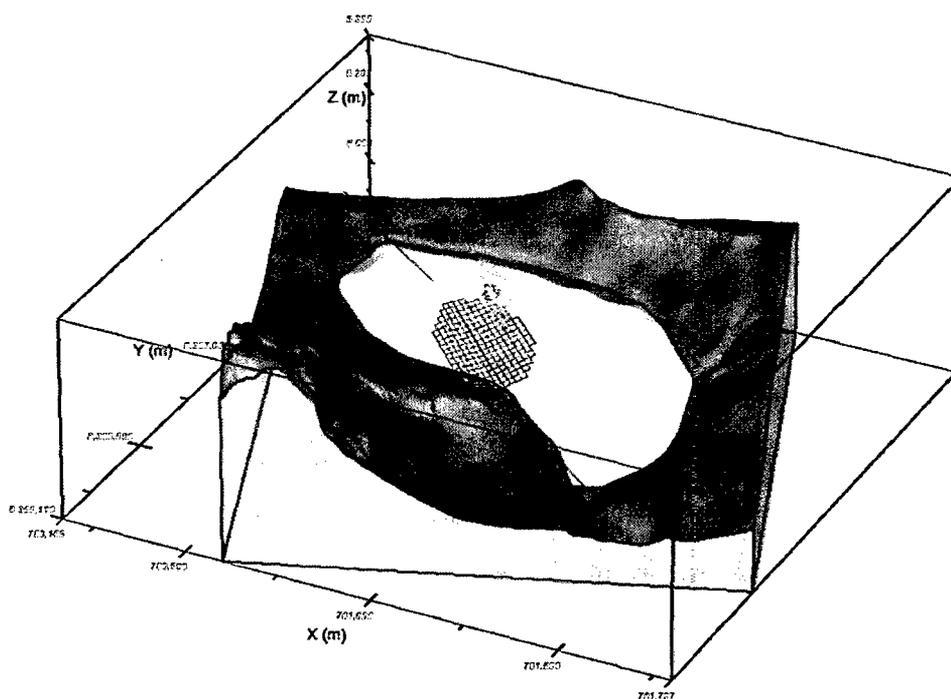


Figura N° A.8 Análisis 3D de mecanismo de falla A – DDM2

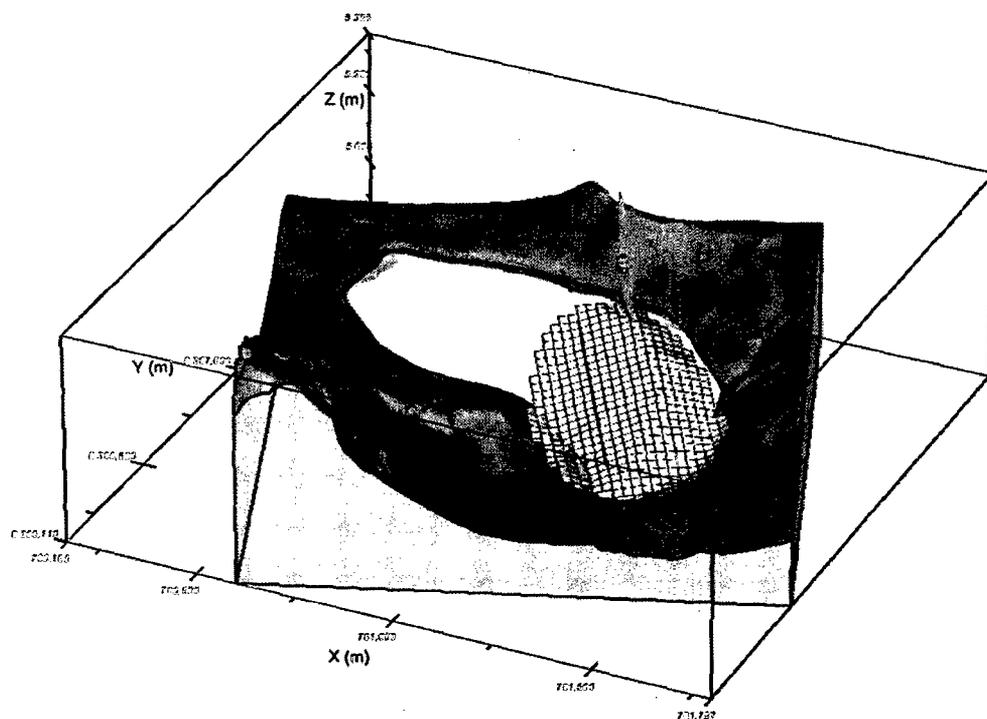


Figura N° A.9 Análisis 3D de mecanismo de falla B – DDM2

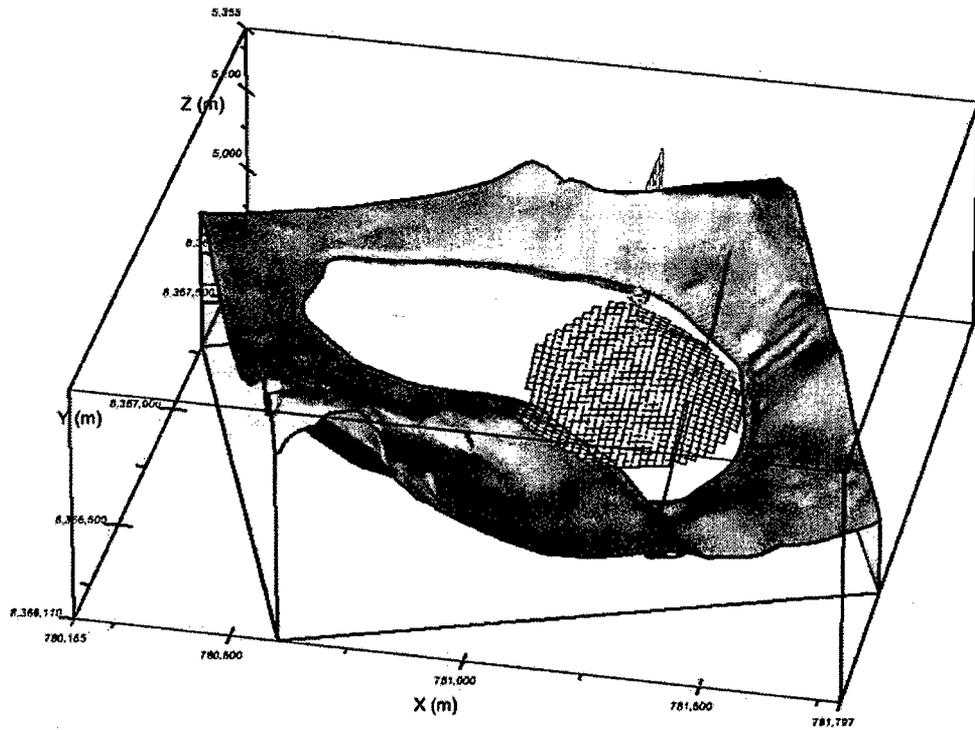


Figura N° A.10 Análisis 3D de mecanismo de falla C – DDM2

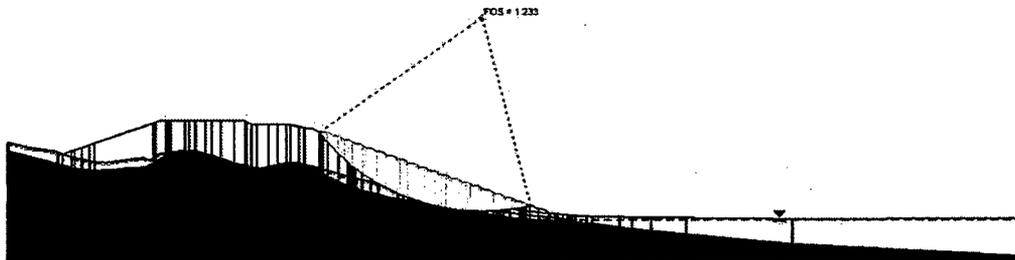


Figura N° A.11 Análisis 2D de sección Z1-1 – DDM3

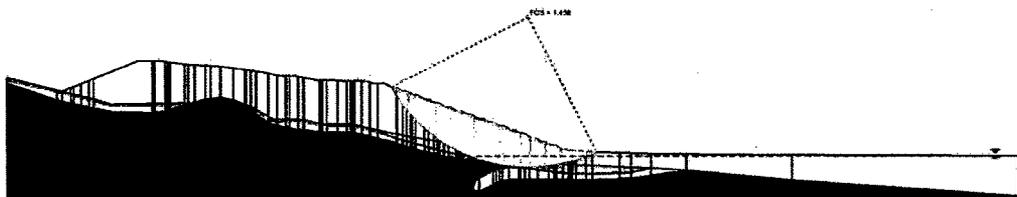


Figura N° A.12 Análisis 2D de sección Z1-2 – DDM3

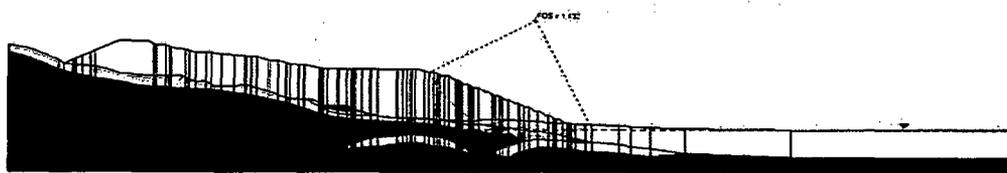


Figura N° A.13 Análisis 2D de sección Z1-3 (1-1') – DDM3

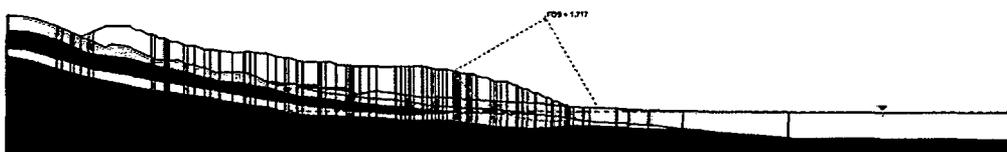


Figura N° A.14 Análisis 2D de sección Z1-4 – DDM3

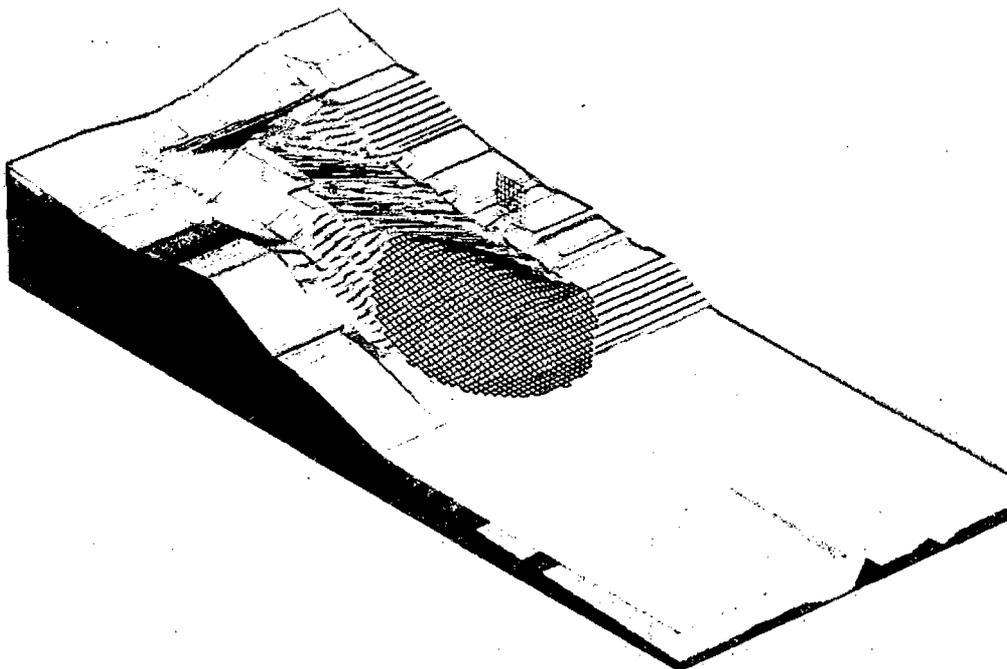


Figura N° A.15 Análisis 3D de Zona 1 – DDM3

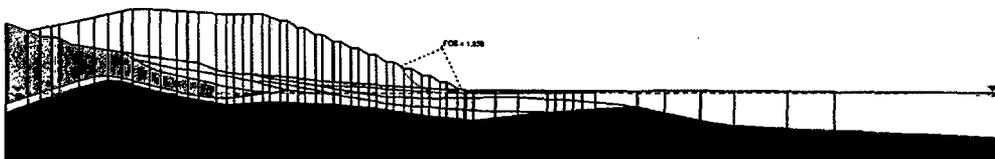


Figura N° A.16 Análisis 2D de sección Z2-1 – DDM3

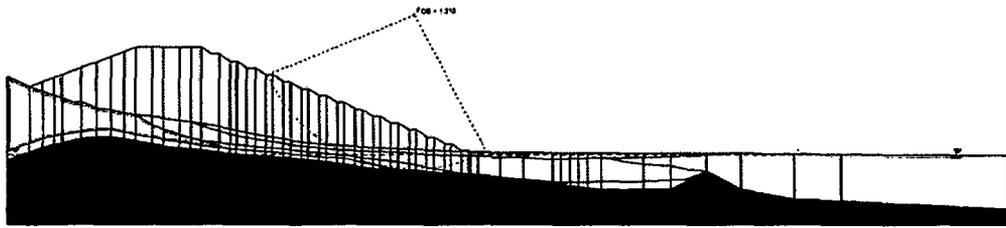


Figura N° A.17 Análisis 2D de sección Z2-2 – DDM3

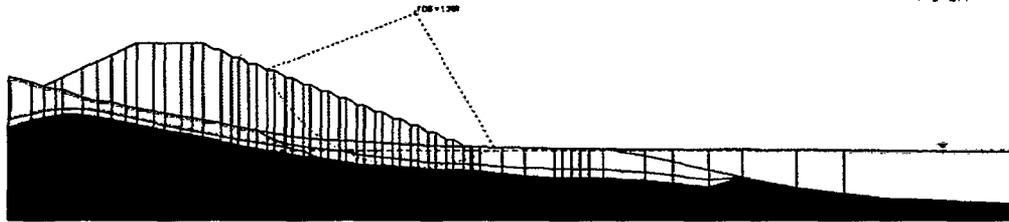


Figura N° A.18 Análisis 2D de sección Z2-3 – DDM3

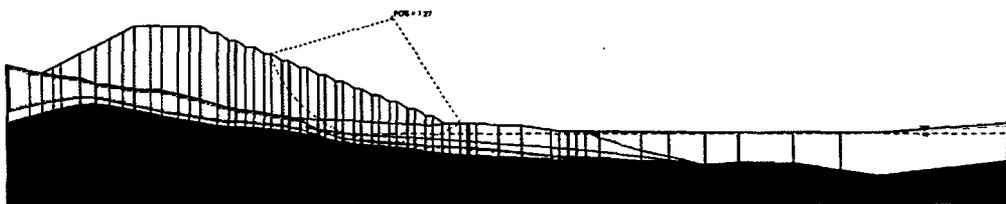


Figura N° A.19 Análisis 2D de sección Z2-4 (2-2')– DDM3

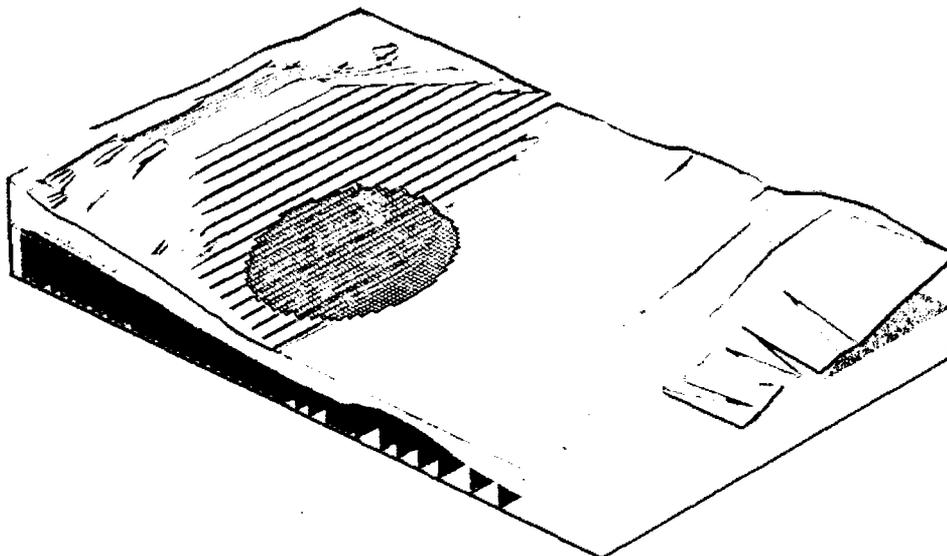


Figura N° A.20 Análisis 3D de Zona 2 – DDM3