

# ESTABILIDAD DE BARRANCAS SOBRE EL RIO PARANA

## Modelado por métodos numéricos\*

Departamento de Ingeniería Civil  
Facultad Regional Paraná  
Universidad Tecnológica Nacional

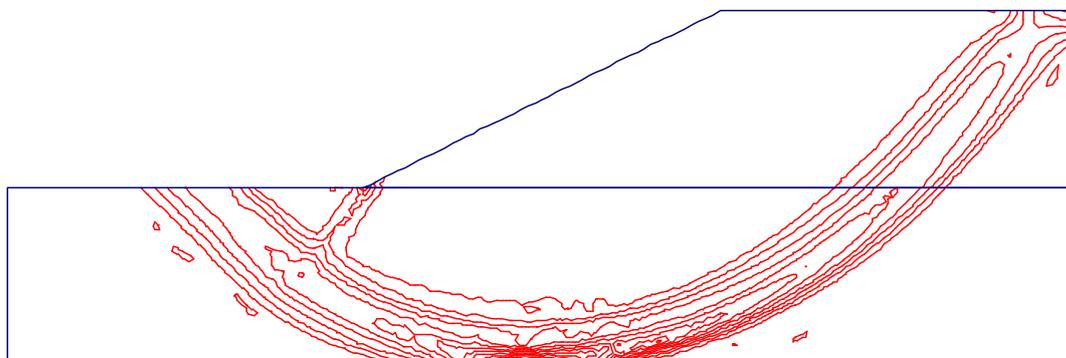
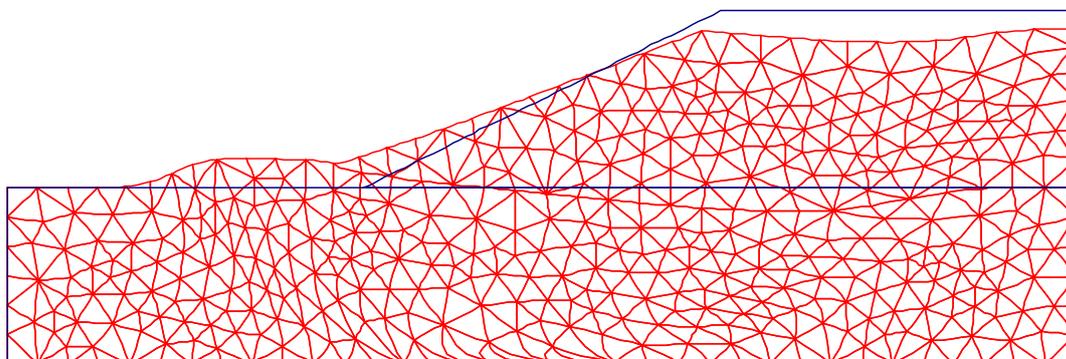
Juan M. Franco<sup>(1)</sup>, Arturo M. Cassano<sup>(2)</sup>, Gustavo L. Bolla<sup>(3)</sup>

(\*) Proyecto CCPRPA262H

(1) Becario BINID, Cátedra de Elasticidad y Plasticidad

(2) Codirector, Cátedra de Cimentaciones

(3) Director, Cátedra de Cimentaciones





## 1 - INTRODUCCIÓN

### El problema de deslizamientos de las barrancas sobre el río Paraná

Los movimientos de laderas y taludes son procesos geológicos muy destructivos y afectan a las poblaciones directa o indirectamente. Pueden causar deterioros graves en infraestructura, industrias, viviendas, e incluso llegan a provocar heridas y muertes en seres humanos.



Figura 1-1. Barrancas sobre el río Paraná, al norte de la ciudad homónima

En la República Argentina, en particular en el área de estudio de este trabajo, las barrancas sobre la costa de la provincia de Entre Ríos del río Paraná, los deslizamientos son bastante comunes y afectan en gran medida a las economías regionales cuando suceden en zonas pobladas. Desde la ciudad de La Paz, al norte, hasta el sur de la ciudad de Diamante, existe un sistema de barrancas que acusa permanente inestabilidad con marcada periodicidad. Figura 1-1.

Esta recurrencia de derrumbes y movimientos sobre ciudades como La Paz, Santa Elena, Hernandarias, Paraná y Diamante, ha puesto en jaque a organismos municipales, provinciales y nacionales que han debido realizar estudios, proyectos y obras muy costosas para reconstruir zonas dañadas y prevenir futuras fallas. Figura 1-2.



Figura 1-2. Zona crítica bajo una torre de 500kV proveniente de Salto Grande

En la prevención y estudio del grado de seguridad de las zonas afectadas, hacen entrada las metodologías propuestas en este trabajo, brindando predicciones rápidas y precisas.

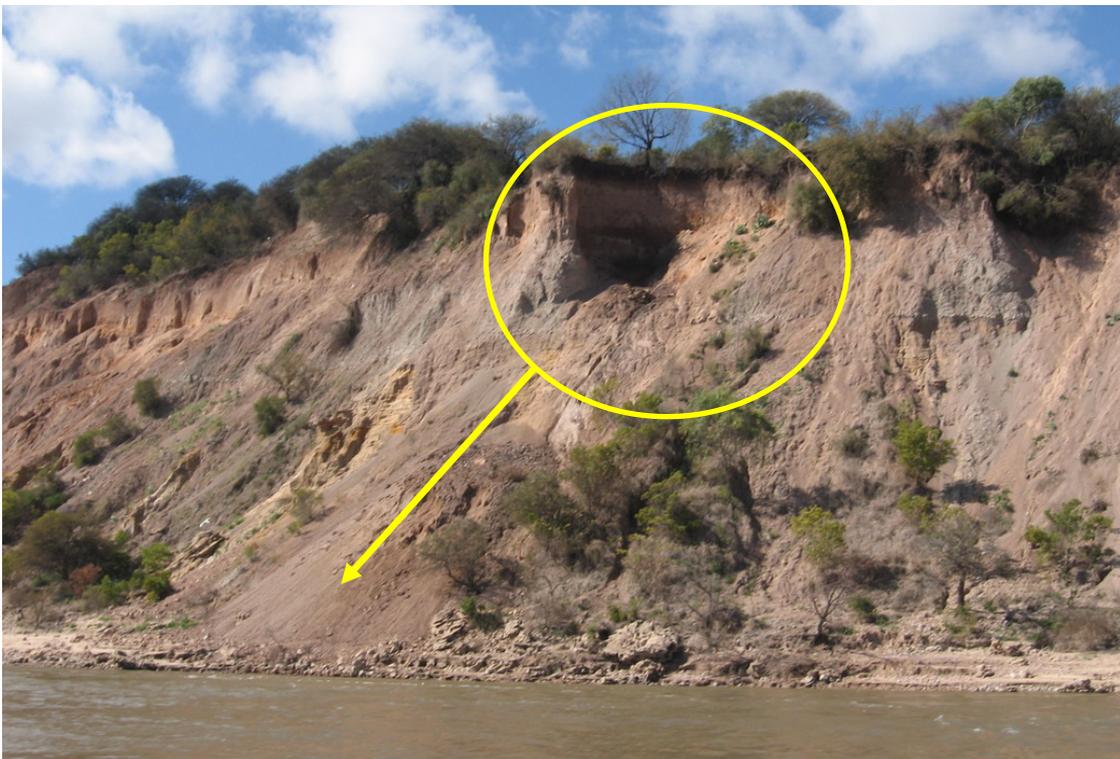
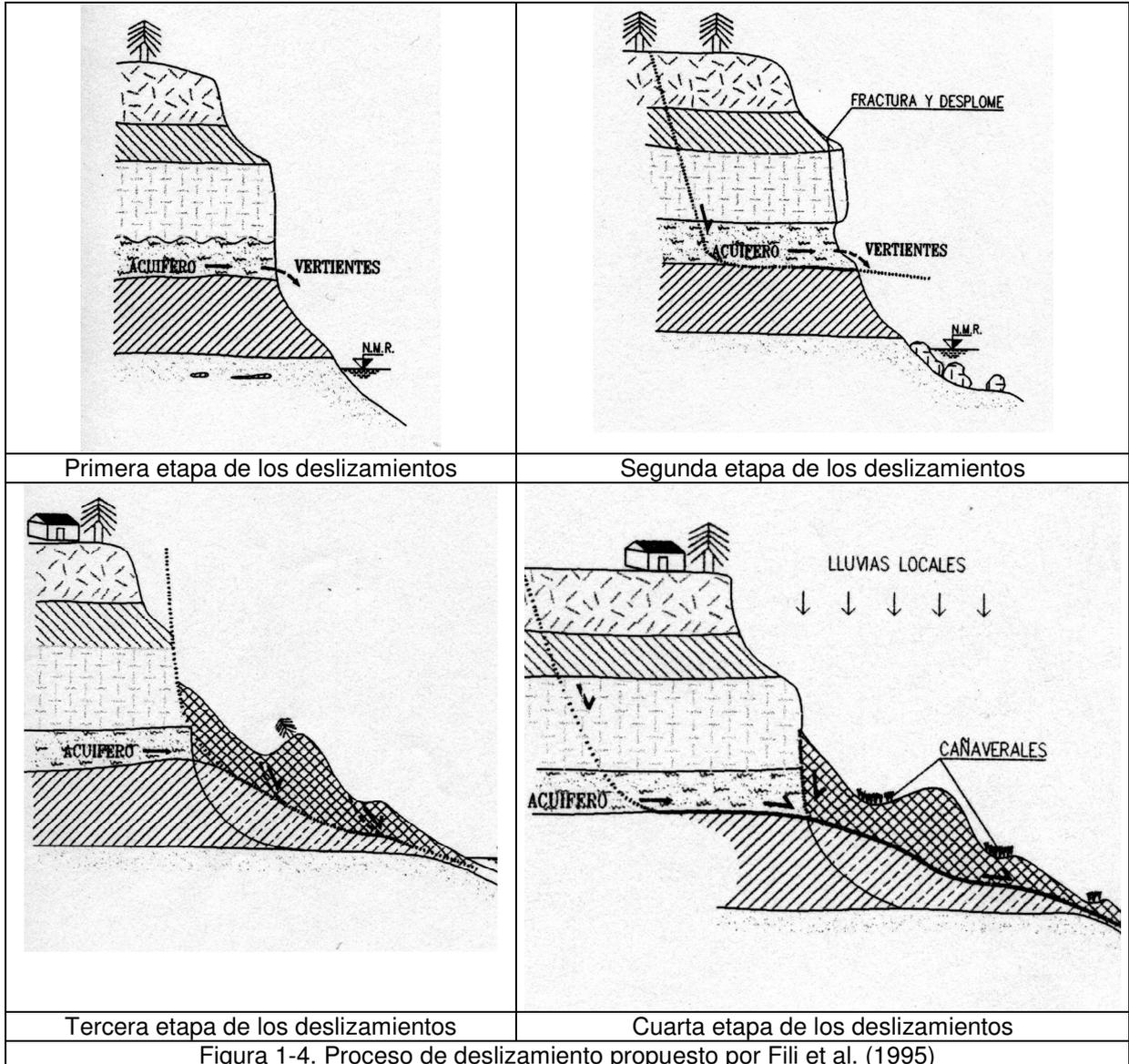


Figura 1-3. Deslizamiento en zona despoblada

Los movimientos que se observan pueden ser de tipos variados, pero predominan los propiamente denominados “deslizamientos”, que consisten en movimientos de traslación por corte a lo largo de una o varias superficies, que pueden ser detectadas o predichas por diversos métodos. Figura 1-3.



El movimiento de la masa de suelo puede no iniciarse simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla y puede involucrar a una sola unidad de suelo o comprender varias masas semi-independientes. Estos “deslizamientos” pueden obedecer a procesos naturales o a la desestabilización de masas de tierra por acción directa o indirecta del hombre: deforestación, cortes en laderas, rellenos, cambio en el flujo de aguas superficiales o subterráneas, etc. En la Figura 1-4. se puede observar un análisis por etapas del proceso de deslizamiento, propuesto por Fili et al. (1995), donde se involucran las diferentes unidades geotécnicas y los factores climáticos locales.



Los deslizamientos, a su vez, pueden subdividirse en dos tipos, denominados deslizamientos rotacionales, y translacionales o planares. Esta diferenciación es de suma importancia pues puede definir, en el caso de las técnicas clásicas, el método de análisis y la solución de estabilización a emplearse.

El deslizamiento rotacional se caracteriza porque la superficie de falla es una curva cuyo centro aproximado de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del bloque deslizado. Figura 1-5. El movimiento genera áreas de hundimientos en su parte más alta y otras de deslizamientos y acumulación de material en la base del talud o ladera. Figuras 1-6 y 1-7.

El deslizamiento planar o de traslación se caracteriza por ser una reptación lenta (generalmente de material acumulado por otros derrumbes anteriores) con poca modificación en sus niveles verticales.



En general este tipo de deslizamiento está asociado a la presencia de abundante agua en la masa de suelo.



Figura 1-5- Derrumbe de la corona de la barranca



Figura 1-6- Acumulación de material deslizado



Figura 1-7. Construcción en riesgo por deslizamiento rotacional

## 2 - DESCRIPCION DE LA ZONA DE ESTUDIO

### Unidades litoestratigráficas

Como referencia de las unidades que componen el macizo en estudio, se describen brevemente las unidades litoestratigráficas de la secuencia sedimentaria aflorante en las barrancas del Río Paraná. Esto se basa, fundamentalmente en los trabajos previos de Fili, M. F. et al (1995), Sanguinetti, J. A. (1995) y PROINSA (1999).

#### Formación Paraná (Mioceno Superior)

Unidad de origen marino, constituida en su parte superior y media por bancos de calcáreos fosilíferos, arcillas verdes, arenas grises, finas y medianas. Generalmente por debajo de cota 10m (IGM) la unidad es predominantemente arenosa, constituyendo el acuífero principal de la región. La base de la Formación está constituida por arcillas de extensión regional y es comúnmente identificada como "arcilla azul" en los perfiles de las perforaciones más profundas.

#### Formación Alvear (Pleistoceno)

Fili et al (1995) han designado formalmente bajo este nombre a los calcáreos tabicados que sobreyacen aquí a la Formación Paraná y más al norte, entre las ciudades de Paraná y La Paz, a la Formación Ituzaingó. Hacia el sur se extiende hasta la entrada del arroyo Nogoyá en el delta. Entre los tabiques de tosca incluye limos arcillosos castaños y verdosos con manchas de manganeso. Suele formar bancos compactos y muy duros; en las perforaciones realizadas en la región se la conoce vulgarmente como "piedra mora".

#### Grupo Punta Gorda (Pleistoceno)

También Fili et al (1995), agrupan aquí a las unidades del "Pampeano" que se depositaron "antes de establecerse la actual red de drenaje". La unidad descrita precedentemente integra la base del grupo y se le superponen arcillas grises verdosas y rojizas, en partes limoarenosas, con abundante contenido de calcáreo. La parte superior del grupo equivale a lo que al norte de la ciudad de Paraná se conoce como *Formación Hernandarias*. En la zona de Diamante no se ha detectado presencia de bancos yesíferos en estos sedimentos como es frecuente en la Formación Hernandarias.



### Formación Tezanos Pinto (Pleistoceno Superior)

Esta designación formal (Fili et al, 1995) comprende a los loess que coronan la parte superior de las barrancas del Paraná. Comprende lo que, en concordancia con el "informe de Anteproyecto" (Sanguinetti, 1995) fue denominada como Unidad Geotécnica 1 (UG1).

## Perfiles típicos en las barrancas sobre el río Paraná

En las zonas estudiadas donde se visualizan deslizamientos previos, pueden identificarse dos bloques fundamentales: **el macizo natural y el macizo deslizado**. Al identificarse la secuencia estratigráfica de la zona estudiada, respetando las denominaciones originales ya citadas, pueden encontrarse seis unidades geotécnicas en los taludes en su estado natural, y es posible diferenciar tres unidades geotécnicas adicionales en el macizo deslizado; todas ellas, se hallan involucradas en la problemática de los deslizamientos. A continuación se realiza una descripción de ambas formaciones.

### El macizo natural

#### Unidad geotécnica N°1: LIMOS LOESSICOS ARCILLOSOS

Está compuesta por limos loessicos y arcillosos de baja potencia.

En algunos casos presentan tabicados calcáreos y abundantes concreciones de carbonatos.

Son de estructura masiva, de color castaño claro, de baja humedad natural y plasticidades medias a bajas.

En deslizamientos recientes presentan taludes verticales o levemente negativos hasta el techo de la unidad geotécnica subyacente. Figura 2-1.



Figuras 2-1. Geometría de los taludes deslizados

Cuando los sistemas de drenaje superficial de la unidad son deficientes, ya sea por la conformación natural del perfil cercano al límite del talud, o por intervención humana (explotación deficiente de canteras), se produce la acumulación de agua en superficie. El líquido almacenado puede migrar hacia las unidades subyacentes, aumentar las presiones de poros e incrementar drásticamente el riesgo de deslizamiento.



Rango de parámetros físicos y resistentes UG1

	min	max
Limite líquido %	32	52
Indice plástico %	7	14
$\Gamma_h$ (tn/m <sup>3</sup> )	1,80	1,90
$\Gamma_d$ (tn/m <sup>3</sup> )	1,55	1,65
$\Phi^q$ (r-nc-nd)	10	14
c (kg/cm <sup>2</sup> )-(r-nc-nd)	0,40	0,80
Potencia del manto (m)	2	10
Clasificación SUCS	ML/MH	

Unidad geotécnica N°2: ARCILLAS CASTAÑO ROJIZAS

Está compuesta por un estrato arcilloso de mediana a alta plasticidad y de estructura compacta. Sus características son similares a la formación Hernandarias, de distribución regional, cubriendo una vasta zona de la provincia de Entre Ríos.

Yace bajo los limos loessicos y está restringida por un nivel de tosca calcárea inferior que puede conformar un banco pétreo de no más de 15cm de espesor.

Rango de parámetros físicos y resistentes UG2

	min	max
Limite líquido %	58	67
Indice plástico %	20	40
$\Gamma_h$ (tn/m <sup>3</sup> )	1,78	1,90
$\Gamma_d$ (tn/m <sup>3</sup> )	1,40	1,65
$\Phi^q$ (r-nc-nd)	9	13
c (kg/cm <sup>2</sup> )-(r-nc-nd)	0,7	0,90
Potencia del manto (m)	8	16
Clasificación SUCS	CH/MH	

Unidad geotécnica N°3: LIMO ARCILLOSO

Está compuesta por un estrato de limos y arcillas de mediana plasticidad y con tabicados calcáreos en su estructura. Son de color gris verdoso, a veces con presencia de material tipo MI de baja plasticidad. La concentración de calcáreo aumenta hacia el piso de las unidad, observándose al final un horizonte pétreo duro, de alta densidad baja humedad pero de poca potencia.

Rango de parámetros físicos y resistentes UG3 (no pétreo)

	Min	max
Limite líquido %	40	60
Indice plástico %	15	33
$\Gamma_h$ (tn/m <sup>3</sup> )	1,85	1,95
$\Gamma_d$ (tn/m <sup>3</sup> )	1,60	1,70
$\gamma_s$ (tn/m <sup>3</sup> )	2,60	2,70
$\Phi^q$ (r-nc-nd)	15	17
c (kg/cm <sup>2</sup> )-(r-nc-nd)	0,30	0,50
Potencia del manto (m)	8	16
Clasificación SUCS	CL/CH	

Rango de parámetros físicos y resistentes UG3 (pétreo)

	Min	max
$\gamma_h$ (tn/m <sup>3</sup> )	2,05	2,15
$\gamma_d$ (tn/m <sup>3</sup> )	1,95	2,03
$\gamma_s$ (tn/m <sup>3</sup> )	2,55	2,62
$\Phi^q$	33	37
C (kg/cm <sup>2</sup> )	0,8	1,00
Potencia del manto (m)	0,50	0,70



#### Unidad geotécnica N°4: ARENAS FINAS Y LIMOS ARCILLOSOS

Está compuesta por arenas muy finas y pulverulentas y limos finamente arcillosos interestratificados. Esta unidad tiene un nivel de permeabilidad muy superior a los demás estratos en virtud del contenido arenoso en su estructura.

Dado su carácter de acuífero secundario, su comportamiento hidrogeológico tiene gran importancia en la ocurrencia de los deslizamientos de las barrancas.

Presenta una conformación laminada de 3 a 6 metros de potencia, compuesto por capas de arenas con capas arcillosas y limosas.

No se trata de una estructura masiva, pues sus capas se separan muy fácilmente, por lo cual su permeabilidad horizontal adquiere un papel fundamental en el funcionamiento del acuífero.

Cuando el material de ésta unidad es removido y mezclado presenta aspecto homogéneo tipo lomo arcilloso ML o ML/CL, pero en la realidad, su comportamiento hidráulico está muy condicionado por su características estratificas sedimentarias.

Las características granulométricas del material en su conjunto acusan más del 90 % pasante el tamiz 200 y hasta el 40% pasante el tamiz 240. Su plasticidad es media a baja.

En general la UG4 es muy difícil de visualizar a cielo abierto, mediante la observación de taludes vivos, dado que éste sector casi siempre está cubierto con el producto de los suelos removidos de anteriores deslizamientos. No obstante, se han podido reconocer en algunos sectores despejados mediante movimiento de suelos realizados con el auxilio de maquinarias.

En estas zonas se puede observar el transporte de los finos hacia el exterior por efecto de drenaje, y la erosión permanente a nivel del límite exterior del talud, lo que produce a mediano plazo una configuración en voladizo de las capas sobreyacentes. Figura 2-2.



Figura 2-2. Vista parcial de la UG4

#### Rango de parámetros físicos y resistentes UG4

	Min	max
Limite líquido %	32	45
Indice plástico %	4	15
$\gamma_h$ (tn/m <sup>3</sup> )	1,77	2,03
$\Phi^q$ (r-nc-nd)	25	35
C (kg/cm <sup>2</sup> )-(r-nc-nd)	0,30	0,50
Potencia del manto (m)	0,09	0,11
Clasificación SUCS	CL/ML	



**Unidad geotécnica N°5: ARCILLAS VERDES DE ALTA PLASTICIDAD**

Se trata de un manto arcilloso perteneciente a la Fm. Paraná, y su piso se ubica cerca del nivel medio del río.

Esta conformado por suelos arcillosos de alta plasticidad con algunas intercalaciones discontinuas de láminas arenosas, de pocos centímetros de espesor que no alteran sus características geotécnicas generales.

Esta unidad cumple un papel relevante en la estabilidad del perfil deslizado y se distinguen dos sectores bien diferenciados, según su posición en el sistema de estudio:

- a) La zona del macizo indisturbado, donde los niveles de saturación no alcanzan el 100%, pero su techo recibe el caudal de aporte de la UG4, ofreciendo un límite prácticamente impermeable a la percolación vertical del macizo.
- b) La zona de reptación de los materiales provenientes de anteriores deslizamientos, constituyendo una superficie de falla por donde se desarrollan los movimientos. Acumulan sistemáticamente agua superficial de los niveles superiores. El material ha sido removido y amasado, estimándose que su resistencia alcanza valores residuales. En estado de equilibrio límite presentan fenómenos de fluidificación que conllevan a la separación de las barrancas del macizo deslizado.

**Rango de parámetros físicos y resistentes UG5 a)**

	Min	max
Limite líquido %	80	100
Indice plástico %		
$\Gamma_h$ (tn/m <sup>3</sup> )		
$\Gamma_d$ (tn/m <sup>3</sup> )		
$\gamma_s$ (tn/m <sup>3</sup> )		
$\Phi^q$ (r-nc-nd)	8	10
c (kg/cm <sup>2</sup> )-(r-nc-nd)	0,70	0,90
Potencia del manto (m)	10	14
Clasificación SUCS	CH/MH	

**Rango de parámetros físicos y resistentes UG5 b)**

	Min	max
$\Gamma_h$ (tn/m <sup>3</sup> )		
$\Gamma_d$ (tn/m <sup>3</sup> )		
$\gamma_s$ (tn/m <sup>3</sup> )		
$\Phi^q$ (r-nc-nd)	4	6
c (kg/cm <sup>2</sup> )-(r-nc-nd)	0,25	0,35
Potencia del manto (m)	12	5

**Unidad geotécnica N°6: ARENAS DE LA FORMACION PARANA**

Está compuesta por un manto de arenas finas densas con intercalaciones arcillosas de pocos decímetros de espesor, con algunos niveles cementados de mediana a gran dureza (areniscas y cuarcitas) que no constituyen un estrato continuo. El nivel general de su techo presenta gran regularidad y bajo éste manto yace un manto de arcillas verdes de gran potencia.

**Rango de parámetros físicos y resistentes UG6**

	Min	max
$\Gamma_h$ (tn/m <sup>3</sup> )	1,70	1,80
$\gamma_s$ (tn/m <sup>3</sup> )	1,90	2,10
$\Phi^q$ (r-nc-nd)	34	38
Clasificación SUCS	SP	



## El macizo deslizado

En éste sector de estudio se pueden distinguir tres unidades geotécnicas, dos de las cuales son producto de la evolución periódica de la barranca y han sido caracterizadas según su posición relativa en al macizo deslizado; y otra por deposición del río en las adyacencias de la costa, a saber:

### Unidad geotécnica N°7: ARCILLAS VERDES DESLIZADAS

Corresponde a las arcillas verdes ubicadas adyacentes al macizo no deslizado. Figura 2-3.

El amasado del material descompactado acusa características resistentes menores que los de la UG5, inclusive se pueden considerar algo menores que la resistencia residual de la superficie de reptación UG5 b). Además tienen un mayor grado de saturación producto de las acumulaciones del agua superficial. Figura 2-4.



Figura 2-3. Superficie de falla en las arcillas verdes deslizadas

### Unidad geotécnica N°8: ARCILLAS Y LIMOS CASTAÑOS DESLIZADOS

Proviene de la mezcla de las capas superiores deslizadas de la barranca y son de color castaño y castaño rojizo. Presentan en superficie depósitos discontinuos de bloques pétreos producto de los niveles superiores de tosca calcárea.

Rango de parámetros físicos y resistentes UG7 UG8

	Min	max
$\Gamma_h$ (tn/m <sup>3</sup> )		
$\Gamma_d$ (tn/m <sup>3</sup> )		
$\gamma_s$ (tn/m <sup>3</sup> )		
$\Phi^2$ (r-nc-nd)	4	6
c (kg/cm <sup>2</sup> )-(r-nc-nd)	0,05	0,15
Potencia del manto (m)	variables	



Figura 2-4. Acumulaciones de agua y canales de drenaje superficial en UG7 y UG8

#### Unidad geotécnica N°9: LIMOS BLANDOS GRISES OSCUROS

Son limos muy blandos normalmente consolidados, depositados por el río sobre la franja costera que en ciertos casos se juntan con el macizo deslizado.

Rango de parámetros físicos y resistentes UG7 UG8

	Min	max
Limite líquido %	35	40
Indice plástico %	15	21
$\Gamma_h$ (tn/m <sup>3</sup> )		
$\Gamma_d$ (tn/m <sup>3</sup> )		
$\gamma_s$ (tn/m <sup>3</sup> )		
$\Phi^o$ (r-nc-nd)	2	4
c (kg/cm <sup>2</sup> )-(r-nc-nd)	0,05	0,15
Potencia del manto (m)	variable	
Clasificación SUCS	ML	

### Hidrogeología

La cubierta superficial está compuesta por loess y limos loessoides, con concreciones calcáreas, que en la literatura geológica se han designado formalmente como Formación Tezanos Pinto (Pleistoceno Superior). Constituye lo que en el "Estudio de Anteproyecto" (Sanguinetti, 1995), se designa como Unidad Geotécnica 1. Por sus características permite la rápida infiltración de las aguas pluviales en las áreas de topografía más llana.

Tanto en pozos "de balde" de la zona rural, como en proximidad de las barrancas se ha podido constatar que esta unidad, en muchos lugares, presenta niveles saturados que constituyen un acuífero freático que en las barrancas se observan algunos sitios de descarga.

La base "impermeable" para este primer horizonte acuífero la constituye, regionalmente, la capa de arcillas rojizas y limos con capas de tosca en la base, que está representada por las unidades UG 2 y UG 3.



Dentro de la barranca, la UG4 funciona como un acuífero semiconfinado, recargándose por la percolación de la napa freática presente en la UG1 y por infiltración a través de las unidades 2 y 3, acusa niveles piezométricos por encima de su techo con alturas entre 5 y 11m. Este acuífero está conformado por capas alternadas de arenas pulverulentas y pequeños espesores de arcillas que le otorgan características horizontales estratificadas.

Su espesor varía entre 3 y 5 m en el interior de la barranca, y 4 a 6m en el borde.

Su conductividad hidráulica está en orden de  $5 \times 10^{-4}$  cm/seg.

El flujo drenante hacia el macizo deslizado el cual subyace sobre capas prácticamente impermeables, produce la saturación del mismo generando sobrepresiones neutras desestabilizantes, cuyas alturas piezométricas alcanzan el límite superior del macizo deslizado

### 3 - EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN TALUDES

En la práctica corriente de la ingeniería, la condición de estabilidad de un talud (genéricamente dicho) se define en términos de un número, denominado “factor de seguridad”, o “coeficiente de seguridad”, el cual es obtenido matemáticamente como resultado de un “análisis de estabilidad”. Obviamente, la certeza del número resultante depende de la simple condición que el modelo se aproxime lo más fielmente posible a la realidad.

De forma general, los factores que influyen en el comportamiento del talud en cuanto a la estabilidad, son, entre otros:

- Geometría del talud.
- Parámetros geotécnicos.
- Presencia de grietas de tensión.
- Sobrecargas y cargas dinámicas.
- Agua freática y flujos.
- Propiedades tensión - deformación de los estratos presentes.
- Etc.

Si en un análisis se tienen en cuenta con razonable aproximación los factores anteriores, evidentemente el resultado obtenido del mismo gozará de la misma razonable aproximación, reduciéndose las incertidumbres y el margen de error posible. En el otro extremo, cuanto más “suposiciones” se realicen acerca de los factores que afectan la estabilidad, las incertidumbres aumentan, pudiendo llegar al extremo donde todo resultado obtenido, por más que provenga del software más refinado, carece de toda validez, ya que está basado sobre supuestos y no sobre determinaciones concretas.

Al momento de evaluar la estabilidad de un talud, pueden definirse (de manera no excluyente), las siguientes etapas:

- Determinación del nivel de riesgo: en base al mismo se definen todas las actuaciones siguientes. En otras palabras, las inversiones económicas dependen de lo que se pretenda “salvar”.
- Campaña: estudio exhaustivo de las condiciones topográficas, geotécnicas, geológicas, hidrológicas, climáticas, etc., con objeto de determinar las condiciones más desfavorables para el comportamiento del talud. Todo parámetro que **pueda ser medido, debe ser medido y nunca debe ser supuesto**.
- Modelación: aquí es donde entra en juego toda la información obtenida en la etapa anterior. Es decir: se debe tener un número suficiente de “datos” que permita hacerse una idea fiable de la geometría, de las características geotécnicas de los materiales en juego, de los estados de carga y de las condiciones más desfavorables.
- Determinación del factor de seguridad: esta es, básicamente, la etapa de “cálculo”, donde actualmente el uso de la computadora se ha impuesto de manera prácticamente total sobre los cálculos manuales. Se debe decidir sobre: estabilidad a corto o largo plazo, presiones totales o efectivas, minoración o no de la cohesión, etc. Una vez determinadas las anteriores, el modelo se “carga” en un software (específico o no), y el mismo “calcula” el factor de seguridad (FS).
- Decisión: en función del resultado obtenido siguiendo el proceso anterior, se evalúan las acciones a tomar (si es que son necesarias) y las recomendaciones en cuanto a las acciones antrópicas sobre el talud.

Todo aquel que ha trabajado con taludes, reconoce la dificultad que atañe la última etapa mencionada, ya que el nivel de confianza en los resultados obtenidos depende de los sucesivos



niveles de confianza asumidos en las etapas anteriores. Si la fase de investigación ha sido profunda y se tiene confianza en la modelación efectuada, no caben dudas acerca de las acciones a tomar. Contrariamente, si han quedado lagunas en el proceso, el valor que se obtenga del FS carece de importancia, ya que es ficticio.

Suponiendo que todas las fases del análisis se han cubierto con la suficiente garantía, el valor que se tome para el FS aceptable, depende en primer lugar del riesgo involucrado, y luego de las actuaciones implicadas para lograrlo, ya que es deseable el equilibrio entre inversión y resultado. En relación con esto es que, cuando se plantean como necesarias ciertas obras de remediación, no siempre es deseable lograr un FS alto, ya que el mismo implica actuaciones excesivamente costosas.

## La determinación del factor de seguridad

Los métodos de análisis convencional de estabilidad de taludes investigan el equilibrio de una masa de suelo, limitada inferiormente por una superficie potencial de deslizamiento, y superiormente por la superficie del talud. El equilibrio de la masa potencialmente deslizante se determina mediante la comparación de las fuerzas y los momentos tendientes a deslizar la misma y aquellos que tienden a estabilizarla.

La mayoría de los métodos utilizan un análisis bidimensional (2D), tomando una sección característica del talud y consideran un estado plano de deformación (la sección analizada representa el comportamiento de cualquier otra sección considerada).

Si la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla excede la necesaria para proveer el equilibrio, se dice que la masa de suelo es **estable**. Contrariamente, si la resistencia al corte es insuficiente, la masa es **inestable**. La condición de estabilidad, depende de varios factores:

- Peso propio.
- Fuerzas externas (sobrecargas en el pie o en la corona).
- Presiones hidrostáticas.
- Fuerzas sísmicas.
- Resistencia al corte de los estratos involucrados.
- Presiones de poro.
- Refuerzos interiores.
- Etc.

La estabilidad de un talud se mide en términos del **factor de seguridad** (FS), el cual es definido en términos de resistencia como la relación entre la resistencia disponible ( $s$ ) y la resistencia requerida para el equilibrio ( $\tau$ ):

$$FS = \frac{s}{\tau} \quad (1)$$

Si la resistencia al corte se evalúa en términos de tensiones efectivas, el factor de seguridad se expresa como:

$$FS = \frac{c' + (\sigma - u) \cdot \tan(\phi')}{\tau} \quad (2)$$

Donde  $c'$  y  $\phi'$  representan la cohesión y el ángulo de fricción interna, expresados en términos de tensiones efectivas;  $\sigma$  es la tensión normal sobre el plano de falla, y  $u$  representa la presión de poros, por lo que  $(\sigma - u)$  representa la tensión normal en términos efectivos, que actúa sobre el plano de falla.



## Métodos de Equilibrio Límite

### Generalidades

Los métodos de equilibrio límite para la determinación del factor de seguridad son, por lejos, los más extendidos y utilizados por todos los ingenieros geotécnicos. Razones para lo anterior son: simplicidad en la formulación, abundancia de software para el cálculo computacional, y por sobre todas las cosas, que han probado ser aplicables en la mayoría de los casos reales analizados.

En los métodos de equilibrio límite (LEM por sus siglas en inglés), el factor de seguridad se calcula haciendo uso de las ecuaciones de equilibrio de la estática (fuerzas, momentos o ambas), aplicadas a la masa total de suelo potencialmente deslizante, esto es, como mencionamos, aquella limitada por la superficie del talud y por una superficie potencial de deslizamiento asumida para el cálculo.

En los LEM, se calculan las tensiones de corte a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento ( $\tau_m$ ) y se relacionan con la resistencia al corte y el factor de seguridad, utilizando las ecuaciones anteriores:

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - u) \cdot \tan(\phi')}{FS} \quad (3)$$

El factor de seguridad es calculado repetidamente, asumiendo distintos valores, y calculando la tensión de corte, hasta que se cumple la siguiente condición a lo largo de la superficie total de deslizamiento:

$$\tau = \tau_m \quad (4)$$

En efecto, la resistencia se minora por medio del factor de seguridad hasta que (en el límite) se alcanza la condición de equilibrio.

La ecuación (3) puede escribirse de la siguiente manera:

$$\tau = \frac{c'}{FS} + \frac{(\sigma - u) \cdot \tan(\phi')}{FS} \quad (5)$$

En la expresión (5), el primer término representa el aporte de la cohesión a la resistencia al corte, mientras que el segundo, representa la contribución de la fricción interna.

La mayoría de los LEM utilizan, para la aplicación de las ecuaciones de la estática, el artificio de dividir la masa potencialmente deslizante en un número finito de **rebanadas** o **dovelas** (en inglés, *slices*), por lo que los métodos usualmente también son conocidos como **métodos de las dovelas**.

En general, las fuerzas que actúan sobre una dovela cualquiera se muestran en la Figura 3-1.

Se incluyen:

- Peso propio de la dovela ( $W$ ).
- Fuerzas normales en ambas caras de la dovela ( $E$ ), *fuerzas normales interdovelas*.
- Fuerzas cortantes entre dovelas ( $X$ ), *fuerzas rasantes interdovelas*.
- Fuerza normal en la base de la dovela ( $N$ ).
- Fuerza rasante en la base de la dovela ( $S$ ).

A excepción del peso propio de la dovela, todas las demás son desconocidas y deben ser calculadas a condición que se satisfaga el equilibrio. Sin embargo, la fuerza rasante en la base de la dovela puede no ser considerada directamente como incógnita. La misma puede escribirse de la siguiente manera, en términos de otras cantidades. La base de la dovela tiene una longitud conocida  $\Delta L$ , por lo tanto, la fuerza rasante  $S$  en la base de la dovela será:

$$S = \tau \cdot \Delta L \quad (6)$$

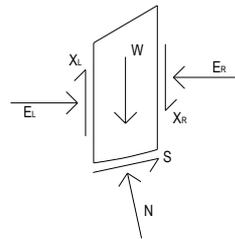
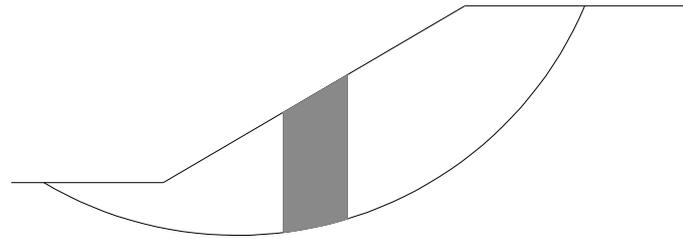


Figura 3-1

Haciendo uso de la ecuación (5):

$$S = \frac{c' \cdot \Delta L}{FS} + \frac{(\sigma - u) \cdot \Delta L \cdot \tan(\phi')}{FS} \quad (7)$$

Notando que, la fuerza normal  $N$  en la base de la dovela es el producto de la tensión normal por la dimensión de la base de la dovela, la ecuación (7) toma finalmente la forma:

$$S = \frac{c' \cdot \Delta L}{FS} + \frac{(N - u \cdot \Delta L) \cdot \tan(\phi')}{FS} \quad (8)$$

La última expresión relaciona la fuerza rasante ( $S$ ) y la fuerza normal ( $N$ ) en la base de la dovela, con el factor de seguridad ( $FS$ ). De esta manera, si ( $N$ ) y ( $FS$ ) pueden ser determinados a partir de las ecuaciones de equilibrio estático, la fuerza rasante está también determinada. Esta última expresión resulta solo de la definición del factor de seguridad y de la ley de resistencia que se supone tendrá el / los estrato / s de suelo que componen la masa en equilibrio límite.

En la tabla siguiente se listan las incógnitas y las ecuaciones disponibles para el cálculo, siguiendo los lineamientos anteriores, y suponiendo una masa dividida en n dovelas:

INCOGNITAS	
Factor de seguridad (FS)	1
Fuerzas normales en la base de la dovela (N)	n
Fuerzas normales interdovelas (E)	n-1
Fuerzas rasantes interdovelas (X)	n-1
Ubicación de las fuerzas normales en la base de la dovela	n
Ubicación de la fuerza normal interdovela	n-1
<b>TOTAL INCOGNITAS</b>	<b>5n-2</b>
ECUACIONES	
Equilibrio de fuerzas en dirección horizontal	n
Equilibrio de fuerzas en dirección vertical	n
Equilibrio de momentos	n
<b>TOTAL ECUACIONES</b>	<b>3n</b>

De acuerdo a la anterior, el problema estático es indeterminado. Para alcanzar una solución estáticamente determinada, es necesario igualar el número de incógnitas al número de ecuaciones disponibles. Esto implica que deben realizarse **suposiciones** acerca de alguna o algunas de las incógnitas.



La variedad de LEM utilizados en la práctica contiene diversos tipos de suposiciones, las cuales hacen que el problema original devenga en uno que sea determinado. Inicialmente se asume que el punto de aplicación de la fuerza normal en la base de la dovela actúa centradamente. Luego se realizan suposiciones acerca de la magnitud, la dirección y el punto de aplicación de las fuerzas interdovelas. Los LEM también difieren en la condición de equilibrio que satisfacen (de fuerzas, de momentos o ambas). Así, los métodos que satisfacen **todas** las ecuaciones de equilibrio se denominan **completos**, mientras que aquellos que no lo hacen, se denominan **incompletos**.

#### Limitaciones

En general, los métodos completos son más “exactos” que aquellos que no satisfacen todas las condiciones de equilibrio, y por lo tanto, son preferibles ante los incompletos. No obstante, estos últimos son, en ocasiones, suficientemente aproximados para su uso en aplicaciones prácticas, incluyendo chequeos manuales y cálculos preliminares.

Respecto del FS, los LEM asumen que su **valor se mantiene constante a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento** (significativo cuando la superficie de falla “corta” a estratos de diferente resistencia), y que **se aplica con el mismo valor tanto al término cohesivo de la resistencia como al friccionante**. Aunque el FS no es constante para todos los puntos de la superficie, un valor “promedio” computado con la suposición anterior conduce a valores razonables de la condición de estabilidad.

Debido a que los LEM están basados solamente en las consideraciones de la estática, no se tiene en cuenta de ninguna manera y en ninguna etapa del cálculo, la relación **tensión - deformación** y la relación **deformación – desplazamientos**, de modo que, como resultado, **no se satisface la compatibilidad de deformaciones**. En relación con esto, cabe también destacar que los LEM no tienen en cuenta la configuración tensional inicial del talud.

En el cuadro siguiente se enumeran las limitaciones más importantes de éstos métodos:

#### LIMITACIONES

Constancia del factor de seguridad a lo largo de la superficie de falla.

Relación tensión – deformación no considerada.

Distribución tensional inicial no considerada.

Problemas de convergencia (en algunos métodos), esquemas iterativos de solución.

## Método General de Equilibrio Límite

El método general de equilibrio límite (GLE por sus siglas en inglés) fue desarrollado en Canadá en los años 1970, e incluye todos los aspectos inherentes a todos los LEM (de ahí su denominación de “general”).

La formulación del GLE está basada en **dos ecuaciones del factor de seguridad** y permite diversas **condiciones y rangos de fuerzas interdovelas** (normales – cortantes). La idea de las dos ecuaciones del factor de seguridad fue propuesta en primer término por Spencer (1967).

Las ecuaciones utilizadas para el cálculo son las siguientes:

- La sumatoria de fuerzas en dirección vertical **para cada dovela** se utiliza para el cálculo la fuerza normal en la base de la dovela ( $N$ ).
- La sumatoria de fuerzas en dirección horizontal **en cada dovela** se utiliza para computar la fuerza normal interdovela ( $E$ ).
- La sumatoria de momentos respecto de un punto arbitrario, de las fuerzas que actúan **en todas las dovelas**. Esta ecuación es la que da como resultado el **factor de seguridad de momentos**.
- La sumatoria de fuerzas en dirección horizontal **para todas las dovelas**, se utiliza para obtener el **factor de seguridad de fuerzas**.

Debido que, hasta aquí, el análisis sigue siendo indeterminado, deben realizarse suposiciones acerca de la dirección de la resultante de las fuerzas interdovelas. Para ello se utiliza una **función de fuerzas interdovelas**, de modo que, con esta función y con las fuerzas normales ( $E$ ), se calculan las fuerzas cortantes ( $X$ ). Luego se calculan los factores de seguridad en función del porcentaje utilizado



de la función de fuerzas interdovelas ( $\lambda$ ). Los valores de  $F_m$  y de  $F_f$  (factor de seguridad de momentos y de fuerzas respectivamente) que satisfacen el equilibrio, calculados en función de  $\lambda$ , convergen al factor de seguridad del GLE.

Utilizando únicamente la formulación del GLE, especificando distintos tipos de relaciones  $E-X$  (fuerzas normales – fuerzas cortantes) y la satisfacción solo de una u otra condición de equilibrio, se obtienen las formulaciones de los métodos clásicos mas conocidos.

Expresiones para el cálculo

Según la Figura 3-2, la expresión del factor de seguridad obtenido por equilibrio de momentos:

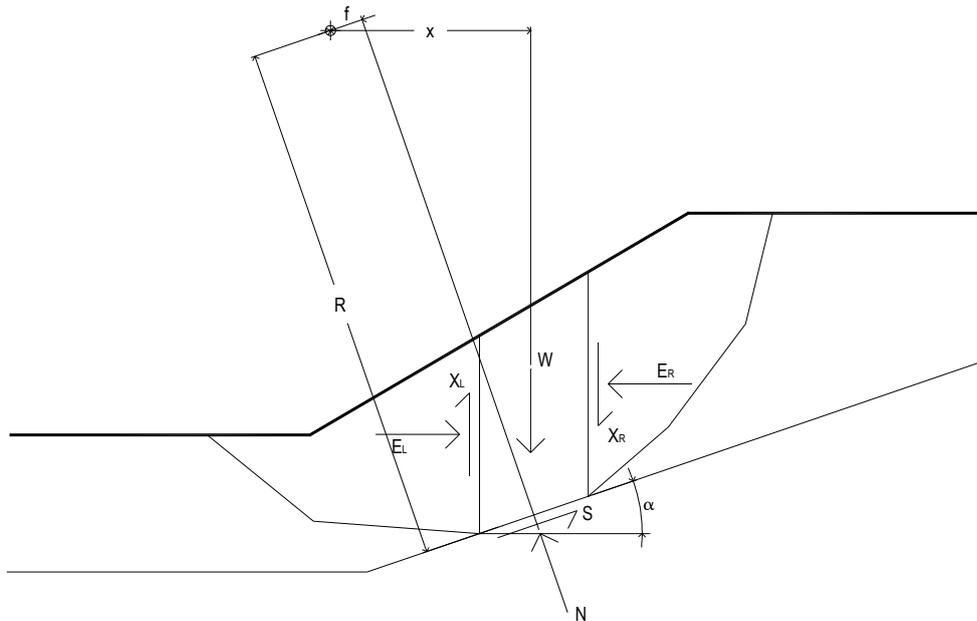


Figura 3-2

$$F_m = \frac{\sum (c' \cdot \Delta L \cdot R + (N - u \cdot \Delta L) \cdot R \cdot \tan(\phi'))}{\sum W \cdot x - \sum N \cdot f} \quad (9)$$

Evidentemente el término correspondiente a  $N \cdot f$  asume valores distintos de cero para superficies de falla no circulares. El factor de seguridad obtenido a partir del equilibrio de fuerzas en dirección horizontal está dado por:

$$F_f = \frac{\sum (c' \cdot \Delta L \cdot \cos(\alpha) + (N - u \cdot \Delta L) \cdot \tan(\phi') \cdot \cos(\alpha))}{\sum N \cdot \sin(\alpha)} \quad (10)$$

La fuerza N (normal en la base de la dovela) está dada por la condición del equilibrio de fuerzas en dirección vertical:

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) - \frac{c' \cdot \Delta L \cdot \sin(\alpha) + u \cdot \Delta L \cdot \sin(\alpha) \cdot \tan(\phi')}{FS}}{\cos(\alpha) + \frac{\sin(\alpha) \cdot \tan(\phi')}{FS}} \quad (11)$$

El valor de FS a introducir en la ecuación estará dado por  $F_m$  o  $F_f$ , según se esté evaluando el factor en términos de momentos o de fuerzas. En la literatura de la estabilidad de taludes, el denominador se expresa por medio del factor  $m_\alpha$ .



Una observación importante en esta instancia es que, según la ecuación (11), la fuerza normal en la base de la dovela depende de las fuerzas cortantes interdovelas ( $X$ ). Por tanto, el valor de  $N$  será diferente según el método considere a las fuerzas cortantes.

La ecuación (11) es no lineal, por lo que no puede resolverse directamente, puesto que tanto los valores de  $X$  y de  $FS$  son desconocidos. El esquema de solución será, por tanto, iterativo, y la secuencia de resolución es la siguiente:

Se comienza despreciando las fuerzas interdovelas (normales y rasantes), computando la fuerza normal en la base de la dovela directamente considerando solamente la actuación del peso propio de la dovela:

$$N = W \cdot \cos(\alpha) \quad (12)$$

Esta ecuación simplificada permite obtener valores “de partida” del factor de seguridad. El factor de seguridad obtenido mediante esta ecuación simplificada es el correspondiente al **método ordinario de las dovelas**, denominado también como **método de Fellenius**.

Ignorando las fuerzas cortantes, la ecuación (11) toma la forma siguiente:

$$N = \frac{W - \frac{c' \cdot \Delta L \cdot \text{sen}(\alpha) + u \cdot \Delta L \cdot \text{sen}(\alpha) \cdot \tan(\phi')}{FS}}{\cos(\alpha) + \frac{\text{sen}(\alpha) \cdot \tan(\phi')}{FS}} \quad (13)$$

Utilizando esta ecuación para el cálculo de  $N$ , el factor de seguridad respecto de los momentos ( $F_m$ ) es el factor de seguridad obtenido por el **método simplificado de Bishop**, mientras que el resultante respecto de las fuerzas ( $F_f$ ), es el factor de seguridad obtenido por el **método simplificado de Janbú**.

En cuanto a las fuerzas normales ( $E$ ), el equilibrio para cada dovela establece:

$$(E_L - E_R) - N \cdot \text{sen}(\alpha) + S \cdot \cos(\alpha) = 0 \quad (14)$$

Sustituyendo mediante la ecuación (8):

$$E_R = E_L + N \cdot \left( -\text{sen}(\alpha) + \frac{\tan(\phi') \cdot \cos(\alpha)}{FS} \right) + \frac{(c' \cdot \Delta L - u \cdot \Delta L \cdot \tan(\phi')) \cdot \cos(\alpha)}{FS} \quad (15)$$

Puesto que para la primera dovela (a la izquierda), el valor de  $E_L$  es nulo, puede resolverse la ecuación para  $E_R$ , y así sucesivamente, procediendo hacia la derecha, se completa el cálculo de las fuerzas normales interdovelas. Nótese que los valores de  $E$  dependen del factor de seguridad, siendo nuevamente la ecuación no lineal.

Una vez que las fuerzas normales interdovelas son conocidas, se procede al cálculo de las fuerzas rasantes ( $X$ ), obtenidas como porcentaje de las fuerzas ( $E$ ), según la formulación empírica debida a Morgenstern y Price (1965):

$$X = E \cdot \lambda \cdot f(x) \quad (16)$$

En la anterior,  $f(x)$  determina la dirección relativa de la resultante de las fuerzas interdovelas, y  $\lambda$  es un porcentaje (en forma decimal) de la función usada.

Las funciones típicas utilizadas son:

- Constante.
- Media onda senoidal.
- Trapezoidal.
- Etc.

Debe recordarse que las fuerzas  $X$  son necesarias para el cálculo de la fuerza normal en la base de cada dovela. El procedimiento es el siguiente:



Estabilidad de barrancas sobre el río Paraná. Modelado por métodos numéricos.

- Escogida la función  $f(x)$ , donde  $x$  es la coordenada horizontal de cada una de las dovelas, se calcula su valor para la dovela en la cual se desea conocer el valor de  $X$ .
- Se toma el valor de  $E$  calculado para la misma dovela, según ecuación (15).
- Se especifica el valor de  $\lambda$  utilizado.
- Finalmente, se calcula  $X$  con la ecuación (16).

Una vez que son conocidas las fuerzas rasantes interdovelas ( $X$ ), como se ha mencionado, es posible el cálculo de la fuerza normal en la base de la dovela ( $N$ ). Por lo tanto, pueden calcularse también los valores de los factores de seguridad  $F_m$  y  $F_f$ , que evidentemente dependerán del valor de  $\lambda$  que se utilizó para el cálculo de  $X$ .

En la figura 3-3 se muestra un gráfico típico de variación de los factores de seguridad en función de  $\lambda$ , en el cual se aprecian las diferencias entre los factores de seguridad de acuerdo a los distintos métodos.

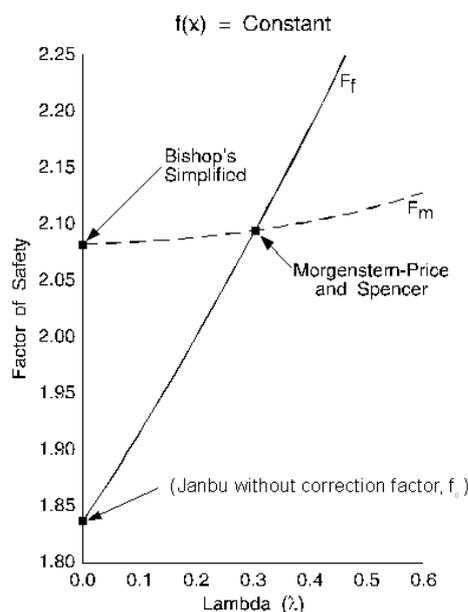


Figura 3-3

Las dos suposiciones más importantes del **método simplificado de Bishop** son: ignorar las fuerzas rasantes interdovelas y satisfacer solamente el equilibrio de momentos. En la terminología del método general, la no consideración de las fuerzas  $X$  significa que  $\lambda$  es nulo (ver ecuación (16)). De esta manera, el valor de  $FS$  para el método de Bishop cae en la curva de  $F_m$  y corresponde al punto donde  $\lambda=0$ . De la misma manera, el **método simplificado de Janbú**, también ignora las fuerzas  $X$ , pero solo satisface el equilibrio de fuerzas. Entonces, el  $FS$  caerá en la curva de  $F_f$ , nuevamente donde  $\lambda=0$ . Los factores de seguridad obtenidos por los métodos completos de **Morgenstern – Price** o **Spencer**, están determinados por los puntos donde las curvas de  $F_m$  y  $F_f$  se intersecan, por lo que estos últimos satisfacen ambas condiciones de equilibrio. Evidentemente, el punto de intersección de ambas curvas depende del valor de  $\lambda$ , como asimismo de la función de fuerzas interdovelas  $f(x)$ .

#### Formas de la superficie potencial de falla

Todos los métodos de equilibrio límite requieren la especificación de una superficie potencial de deslizamiento, a lo largo de la cual se computa el factor de seguridad. Los cálculos son repetidos para un número suficiente de ellas hasta asegurar que se ha encontrado una superficie (cinemáticamente admisible) donde el **factor de seguridad es mínimo**. La forma de la superficie de falla dependerá de la geometría del talud, la estratigrafía de los estratos involucrados, y las características de los materiales. Para el cálculo, de forma general, la superficie puede ser asumida como **circular** o **compuesta por una serie de líneas rectas**.



Las formas usualmente asumidas para las superficies, son las siguientes. Figuras 3-4, 3-5, 3-6.

- **Circular:** las fallas observadas en taludes de suelos relativamente homogéneos ocurren a lo largo de superficies curvadas, no generalmente circulares. No obstante, la superficie circular es escogida dada su conveniencia para el cálculo de los momentos, utilizando el centro del círculo como centro de giro. Las superficies circulares son usualmente utilizadas para comenzar el análisis de estabilidad, o para evaluar de manera definitiva taludes de suelos homogéneos. La definición de una superficie circular está dada por dos parámetros: a) coordenadas del centro de rotación y, b) radio del círculo.
- **Bloque:** la falla en bloque se define por tres líneas rectas, definiendo tres zonas: una zona activa, una zona central y una zona pasiva. Este tipo de superficie puede ser apropiada para taludes donde se incluye dentro de la estratigrafía, una delgada zona relativamente “blanda” respecto de los estratos adyacentes. Este tipo de falla se produce por una especie de “patinaje” sobre el estrato blando. La definición de la falla está dada por la delimitación de la zona central y la inclinación de las rectas que delimitan las zonas activa y pasiva.
- **General:** la mayoría de los taludes tienen superficies de falla que se apartan de la clásica definición circular o en bloque. El término “general” refiere a una superficie de falla constituida por una serie de segmentos rectos de cualquier longitud e inclinados cualquier ángulo. En lo reciente, las superficies analizadas por el software tienen esta forma, y se utilizan para diseño o verificación de cálculos realizados con las superficies comunes. Son también de aplicación cuando se cuenta con una geometría y estratigrafía complejas. La definición de esta superficie está dada por las coordenadas de todos los puntos que la generan.

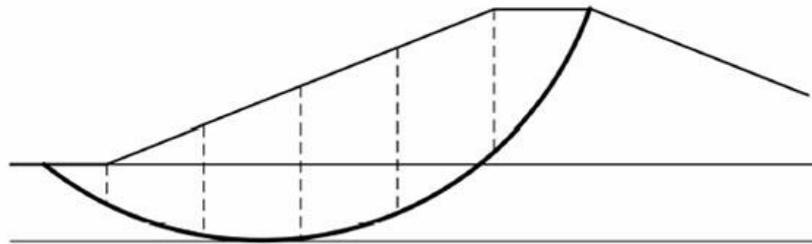


Figura 3-4

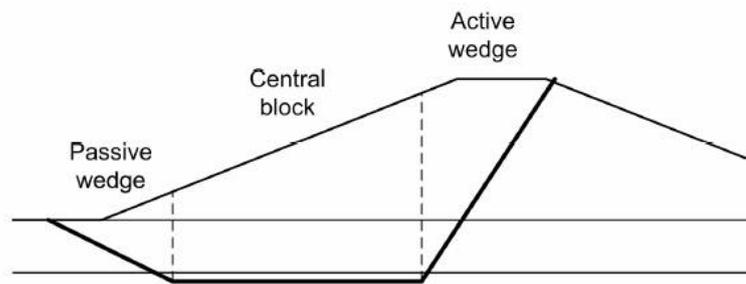


Figura 3-5

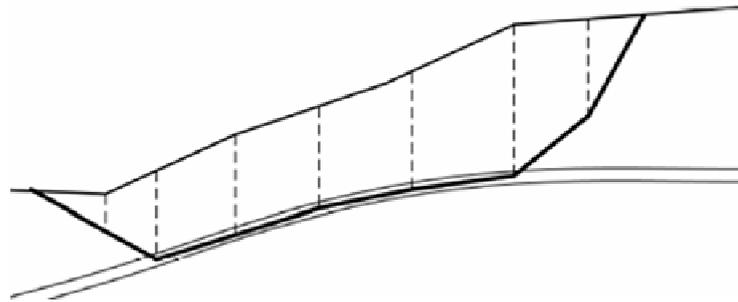


Figura 3-6

Ubicación de la superficie crítica de falla

Se define como **superficie crítica** a aquella superficie potencial de deslizamiento a lo largo de la cual, el factor de seguridad es **mínimo**. Puesto que, los distintos métodos de análisis utilizan distintas suposiciones, la ubicación de la superficie crítica puede variar según sea el método utilizado. No obstante, sea cual sea el método utilizado, el procedimiento a seguir es sistemático: analizar un número suficiente de superficies potenciales hasta encontrar aquella donde el *FS* sea mínimo. Los esquemas de búsqueda varían en función de la superficie analizada:

- **Circular:** la definición del círculo está dada por las coordenadas de su centro y alguna de las siguientes: a) el radio, b) un punto de paso y, c) un plano al cual la superficie (cuya traza en el plano es el círculo) es tangente. Figuras 3-7, 3-8, 3-9. Los esquemas de búsqueda trabajan de la siguiente manera: se usan dos variables (p.e. las coordenadas del centro y el radio), de las cuales una se deja constante y se varía la restante, hasta encontrar (en ese sub esquema) el *FS* mínimo.

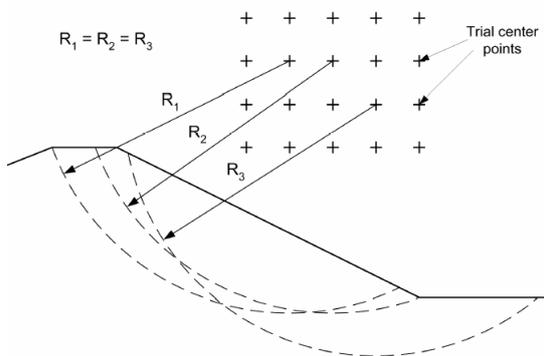


Figura 3-7

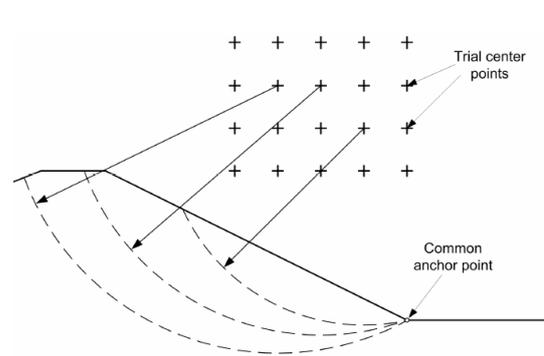


Figura 3-8

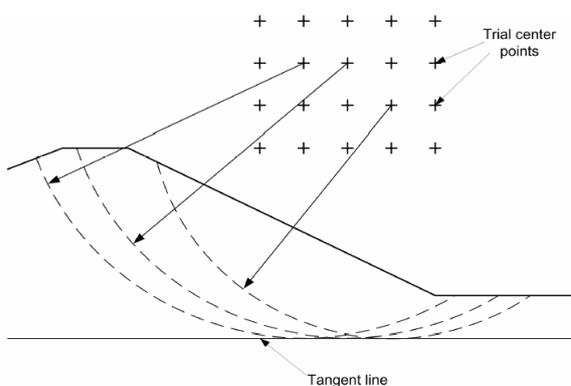


Figura 3-9

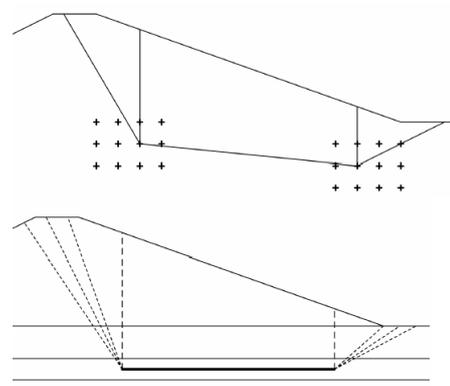


Figura 3-10

- **Bloque:** el esquema de búsqueda involucra la variación de las coordenadas que delimitan la base del bloque central, y especificando los ángulos de inclinación de las rectas que delimitan



la zonas activa y pasiva. El esquema se repite para todos los pares formados hasta que se encuentra la superficie de mínimo  $FS$ . Figura 3-10.

- **General:** el método se muestra en la figura 11. Se asume una superficie potencial, constituida por una serie de puntos unidos por líneas rectas. Se calcula el  $FS$  para tal superficie. Luego, todos los puntos se dejan fijos, salvo uno, denominado “punto flotante”, el cual es desplazado horizontal y / o verticalmente distancias pequeñas. Se recalcula el  $FS$  para la nueva locación del punto flotante. Una vez que se ha procedido con todos los puntos (teniendo por tanto una serie de valores de  $FS$ ), se calcula una nueva ubicación de la superficie de falla. Se repite el proceso hasta que no se noten cambios significativos ni en el  $FS$  ni en la ubicación de la superficie crítica de deslizamiento.

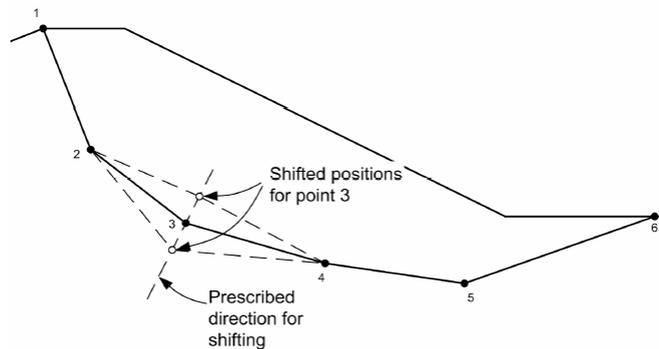


Figura 3-11

## Método ordinario de dovelas

Este método también se conoce como **método Sueco** o **método de Fellenius**. Fue el primer método desarrollado basado en el artificio de las dovelas. En este método, **se ignoran todas las fuerzas interdovelas**. El peso de la dovela ( $W$ ) se descompone en fuerzas paralela ( $S$ ) y perpendicular ( $N$ ) a la dirección de su base. La fuerza  $N$  se utiliza para computar la resistencia al corte disponible, mientras que  $S$  representa la fuerza movilizada por efecto gravitacional.

El factor de seguridad ( $FS$ ) está dado por la relación entre la resistencia disponible total (computada a lo largo de la superficie de falla) y la resistencia movilizada. La expresión está dada entonces por:

$$FS = \frac{\sum (c' \cdot \Delta L + (W \cdot \cos(\alpha) - u \cdot \Delta L) \cdot \tan(\phi'))}{\sum W \cdot \sin(\alpha)} \quad (17)$$

Un aspecto importante de este método surge del análisis, para cada dovela, de las fuerzas actuantes. Dado que no se consideran las fuerzas interdovelas, las actuantes no se encuentran en equilibrio (recuérdese que el método sueco solo satisface el equilibrio de momentos). Otra consideración es que, según la definición de los métodos de equilibrio límite, la resistencia en la base de la dovela **no es la disponible total**, sino **la disponible total dividida por FS**.

Debido a su “estáticamente pobre” definición, el método de Fellenius da resultados no realistas, consecuentemente, no debe ser utilizado en la práctica profesional.

## Método simplificado de Bishop

Este método tiene en consideración las fuerzas normales interdovelas ( $E$ ), no así las rasantes ( $X$ ). La ecuación para derivar la fuerza normal en la base de la dovela ( $N$ ) está dada por la ecuación (13). Una vez que se ha obtenido el valor de  $N$ , el factor de seguridad se calcula por medio de la ecuación (9).



Se ha mencionado ya que, debido que  $N$  es función de  $FS$  y que  $FS$  es función de  $N$ , la ecuación resulta ser no lineal, debiendo procederse mediante iteraciones. Para iniciar el proceso iterativo, es necesario contar con un valor inicial de  $FS$ . El mismo puede calcularse mediante el método ordinario de dovelas (Fellenius), mediante la expresión (17). Con tal valor, se calcula nuevamente el valor del  $FS$ . Si las diferencias superan un valor de corte especificado (el mínimo fijado por el calculista), se recalcula nuevamente el  $FS$ , tomando como valor de partida, el último  $FS$  rechazado. En la mayoría de los casos, el proceso toma dos o tres intentos, por tanto, la convergencia es rápida.

Al tener en cuenta las fuerzas normales interdovelas, si bien no se satisfacen todas las condiciones de equilibrio, el método de Bishop muestra una formulación "estáticamente" mas refinada que el correspondiente de Fellenius. Este método es aceptado como método estándar de cálculo en la práctica profesional.

### Método simplificado de Janbú

Este método es similar al método de Bishop en lo referente a la consideración de las fuerzas interdovelas, de modo que tiene en cuenta las fuerzas normales, no así las rasantes. Sin embargo, el método calcula el factor de seguridad mediante el equilibrio de fuerzas horizontales, de forma distinta al método de Bishop (este último calcula según el equilibrio de momentos). Se calcula el valor de  $N$  mediante la ecuación (13), y el valor del  $FS$  se calcula mediante la ecuación (10). Nuevamente, el proceso es iterativo debido a la interdependencia  $N \rightarrow FS$ . En cuanto a los valores obtenidos según Janbú, debido al uso del equilibrio de fuerzas, los  $FS$  son demasiado bajos.

### Método de Spencer

El método de Spencer plantea la obtención del  $FS$  por medio de la consideración de dos ecuaciones de equilibrio: de momentos y de fuerzas horizontales. No se desprecian las fuerzas rasantes interdovelas ( $X$ ), computándolas por medio de la ecuación (16). La consideración de Spencer se basa en tomar una relación constante entre las fuerzas normales interdovelas ( $E$ ) y las fuerzas cortantes ( $X$ ). Dicho de otro modo, para todas las dovelas, la relación  $X/E$  es constante.

Por medio de un proceso iterativo, se va variando  $\lambda$  hasta lograr que  $F_m = F_f$ . El valor de  $\lambda$  que hace cumplir la condición anterior, establece la relación entre los valores de  $X$  y de  $E$ .

A diferencia de los métodos anteriores, el de Spencer es un método completo, y puede considerarse mas aproximado. A diferencia de los anteriores, este método necesita indefectiblemente el cálculo computacional, ya que el número de iteraciones necesarias para la convergencia puede ser muy grande.

### Otros métodos de equilibrio límite

Evidentemente, los anteriores no son los únicos LEM basados en las dovelas, pero, si son los más utilizados en la práctica profesional, en particular los correspondientes a Bishop y Janbú.

Todos los métodos pueden ser agrupados según las condiciones de equilibrio estático que satisfacen y según tomen o no en cuenta las fuerzas interdovelas.

En las tablas siguientes se listan los métodos usados, las hipótesis asumidas, y algunos comentarios de relevancia.

Método	Equilibrio de fuerzas		Equilibrio de momentos
	Vertical	Horizontal	
Ordinario de dovelas	Si	No	Si
Bishop simplificado	Si	No	Si
Janbú simplificado	Si	Si	No
Spencer	Si	Si	Si
Morgenstern – Price	Si	Si	Si
Equilibrio límite general	Si	Si	Si
USACE	Si	Si	No
Lowe – Karafiath	Si	Si	No



Método	Hipótesis
Ordinario de dovelas Bishop simplificado	Se ignoran todas las fuerzas interdovelas. Se ignoran las fuerzas cortantes interdovelas, por lo tanto la resultante de las fuerzas interdovelas es horizontal.
Janbú simplificado	Misma suposición que el método de Bishop simplificado. Puede utilizarse un factor de corrección empírico, el cual tiene en cuenta la ignorancia de las fuerzas rasantes.
Spencer	La inclinación de la resultante de las fuerzas interdovelas es constante para todas las dovelas (relación $X/E$ constante).
Morgenstern – Price	La inclinación de la resultante de las fuerzas interdovelas es variable según una función escogida arbitrariamente. El cálculo del porcentaje ( $\lambda$ ) de la función utilizada se realiza por medio de un esquema iterativo, hasta que se cumpla que $FS_m = FS_r$ .
Equilibrio límite general	Las mismas que Morgenstern – Price. Solo difieren en la forma del cálculo de $\lambda$ .
USACE	La dirección de la resultante de las fuerzas interdovelas puede ser: <ul style="list-style-type: none"><li>- igual a la dirección dada por la pendiente promedio entre el punto de entrada y salida de la superficie de falla.</li><li>- paralela a la superficie del talud.</li></ul>
Lowe – Karafiath	La dirección de la resultante de las fuerzas interdovelas está dada por la dirección dada por la pendiente promedio entre la superficie del talud y la base de cada dovela.

Método	Comentarios
Ordinario de dovelas Bishop simplificado	Es muy impreciso y los factores de seguridad son bajos. Apto para la mayoría de los casos, sin embargo en taludes con estratigrafía altamente variable, los resultados pueden no ser precisos.
Janbú simplificado	FS en general bastante bajos.
Spencer	Considerado uno de los mas precisos métodos de equilibrio límite. Utilizado en general para verificaciones exhaustivas o en condiciones críticas para proyectos.
Morgenstern – Price	Iguals consideraciones que el método de Spencer.
USACE	FS en general altos.
Lowe – Karafiath	Considerado como el mas preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.

## Gráficos de estabilidad

Los gráficos de estabilidad constituyen otra herramienta para el cálculo del factor de seguridad en taludes. En el tiempo que fueron desarrollados se transformaron en la herramienta mas utilizada. Junto con el advenimiento de los métodos computacionales, las soluciones basadas en ábacos fueron dejadas prácticamente de lado.

Sin embargo, en la actualidad, proveen un método de chequeo rápido de alternativas de diseño, análisis preliminares, verificación de soluciones obtenidas mediante análisis más avanzados, etc.

Por simplicidad, los gráficos desarrollados corresponden a **fallas por rotación en taludes homogéneos**. Si los taludes comprenden más de un estrato, que es la generalidad de los casos, es necesario aproximar las condiciones reales a un **talud homogéneo equivalente**. Además, es necesario “regularizar” la superficie de talud para aproximar el factor de inclinación del mismo, ya que la estabilidad es función de la pendiente.

La aproximación de los factores de resistencia ( $c, \phi$ ) se realiza por medio de la aplicación de la superficie de falla al talud en estudio. Estimando por medio de los gráficos la posición del círculo crítico, el ángulo central se subdivide en arcos interiores que abarquen cada estrato, y luego, por medio de un promedio ponderado, se calculan los valores “medios” de resistencia ( $\bar{c}, \bar{\phi}$ ).

Con el valor del peso específico ( $\gamma$ ) de los suelos de cada estrato sucede algo similar a lo anterior. El procedimiento de cálculo es el mismo, utilizando como factor de ponderación en este caso, el espesor



del estrato. Evidentemente, la ponderación debe solo realizarse hasta la profundidad del círculo crítico, ya que el peso específico del material por debajo del mismo no ejerce su influencia en la estabilidad.

## Método de elementos finitos

### Generalidades

Desarrollado en la década de 1960 y masivamente utilizado a partir de los años 1980, el método de elementos finitos (FEM por sus siglas en inglés) ha sido utilizado ampliamente y con amplia ventaja (obtenida por medio de su formulación orientada específicamente a la programación de algoritmos de cálculo) para el cálculo estructural (uni, bi y tridimensional), encontrando también aplicación en el campo geotécnico, entre otros, dentro del cálculo de la estabilidad de taludes.

Como definición general, puede expresarse que el **método de elementos finitos** es una técnica para resolver ecuaciones diferenciales en derivadas parciales, por medio de la **discretización** del dominio de cálculo en un número de sub regiones, denominadas **elementos finitos**. Tales elementos tienen formas simples pero arbitrarias, tal que dentro de cada uno de los mismos sea posible calcular la solución (o aproximación de la solución) por medio de los valores de la misma en los puntos comunes entre elementos (denominados **nodos**).

### Formulación general

El método de elementos finitos se basa en la formulación clásica de la elasticidad. Así, cualquier problema se debe resolver en base a tres condiciones:

- Equilibrio interno.
- Relaciones cinemáticas.
- Relaciones constitutivas.

De aquí en adelante, el campo de análisis será restringido al dominio bidimensional, y el caso analizado será el de deformación plana. De este modo, se tomará una sección de espesor unitario, representativa del talud.

Las ecuaciones de equilibrio a satisfacer son las siguientes:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + F_x &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + F_y &= 0\end{aligned}\tag{18}$$

que, en forma matricial, se pueden reescribir así:

$$\mathbf{L}^T \cdot \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{f} = \mathbf{0}\tag{19}$$

donde:

$$\mathbf{L}^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}\tag{20}$$

es un operador diferencial,

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix}\tag{21}$$

es el vector de tensiones, y



$$\mathbf{f} = \begin{bmatrix} F_x \\ F_y \end{bmatrix} \quad (22)$$

son las fuerzas por unidad de volumen (peso propio, por ejemplo).

Las relaciones cinemáticas se expresan por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial x} \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{aligned} \quad (23)$$

En forma matricial:

$$\mathbf{L} \cdot \mathbf{u} = \boldsymbol{\varepsilon} \quad (24)$$

donde:

$$\mathbf{L} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (25)$$

es el operador diferencial previamente definido,

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (26)$$

es el vector de componentes de deformación, y

$$\mathbf{u} = \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} \quad (27)$$

es el vector de componentes de desplazamiento.

Lo que "une" las expresiones (21) y (24) es la *relación constitutiva*, que representa el comportamiento del material. Esta relación puede tomar distintas expresiones en función del tipo (elástica, elástica perfectamente plástica, etc.).

Para el caso elástico, toma la forma:

$$\mathbf{D} \cdot \boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\sigma} \quad (28)$$

Se tiene entonces el siguiente conjunto de ecuaciones:

$$\begin{aligned} \mathbf{L}^T \cdot \boldsymbol{\sigma} &= -\mathbf{f} \\ \mathbf{D} \cdot \boldsymbol{\varepsilon} &= \boldsymbol{\sigma} \\ \mathbf{L} \cdot \mathbf{u} &= \boldsymbol{\varepsilon} \end{aligned}$$

Es usual realizar el planteo o formulación en términos de los desplazamientos, de modo que los mismos constituyen las incógnitas del problema general. De esta manera, reemplazando en las anteriores:



$$\mathbf{L}^T \cdot \mathbf{D} \cdot \mathbf{L} \cdot \mathbf{u} = -\mathbf{f} \quad (29)$$

Desarrollando la ecuación anterior, se llega a un sistema de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales, en términos de las variables continuas  $(u, v)$ .

De acuerdo con la definición del método, el dominio se subdivide en un número de elementos. Cada elemento consiste en un número determinado de nodos conectados. Cada nodo tiene un número finito de *grados de libertad*, correspondientes a los valores discretos de las incógnitas del problema a ser resuelto. En este caso, los grados de libertad se corresponden con las componentes de desplazamiento  $(u, v)$ . Por lo tanto, por nodo se tienen dos incógnitas.

Dentro del elemento, el campo de desplazamiento  $\mathbf{u}$  de cualquier punto, se obtienen en términos del campo de desplazamiento nodal del elemento  $\mathbf{a}$ , utilizando funciones de interpolación:

$$\mathbf{N} \cdot \mathbf{a} = \mathbf{u} \quad (30)$$

Las funciones de interpolación contenidas en la matriz  $\mathbf{N}$  se denominan *funciones de forma*, e involucran la geometría del elemento.

Sustituyendo:

$$\mathbf{L}^T \cdot \mathbf{D} \cdot \mathbf{L} \cdot \mathbf{N} \cdot \mathbf{a} = -\mathbf{f} \quad (31)$$

Por medio de la aplicación del principio de trabajos virtuales, se llega a la siguiente expresión:

$$\int \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \cdot \boldsymbol{\sigma} \cdot dV = \int \delta \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{f} \cdot dV + \int \delta \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{t} \cdot dS \quad (32)$$

donde aparecen ya los términos fuerzas en el contorno  $(\mathbf{t})$ . En la formulación anterior, el término  $\delta \mathbf{u}$  representa una variación cinemáticamente admisible del campo de desplazamientos.

Reemplazando en la expresión de trabajo virtual:

$$\int ((\mathbf{L} \cdot \mathbf{N}) \cdot \delta \mathbf{a})^T \cdot \mathbf{D} \cdot (\mathbf{L} \cdot \mathbf{N}) \cdot \mathbf{a} \cdot dV = \int (\mathbf{N} \cdot \delta \mathbf{a})^T \cdot \mathbf{f} \cdot dV + \int (\mathbf{N} \cdot \delta \mathbf{a})^T \cdot \mathbf{t} \cdot dS \quad (33)$$

El término  $(\delta \mathbf{a})^T$  puede extraerse fuera de la integral, de modo que resultaría:

$$\int (\mathbf{L} \cdot \mathbf{N})^T \cdot \mathbf{D} \cdot (\mathbf{L} \cdot \mathbf{N}) \cdot \mathbf{a} \cdot dV = \int \mathbf{N}^T \cdot \mathbf{f} \cdot dV + \int \mathbf{N}^T \cdot \mathbf{t} \cdot dS \quad (34)$$

Esta última representa la *ecuación de equilibrio en forma discreta*. La resolución se realiza globalmente, por medio del procedimiento de ensamble de las matrices de rigidez (primer miembro de (34)) y de los vectores de fuerzas (segundo miembro de (34)).

### Relaciones constitutivas

#### **Material elástico lineal**

Cuando quiere aplicarse la teoría elástica lineal a los suelos, surgen en seguida dos cuestiones fundamentales:

- Es un requisito que los valores de medios de tensión en el interior de la masa de suelo se encuentren por debajo del nivel que lleva el suelo al estado de falla. En virtud del principio de Saint Venant, pequeñas porciones de suelo sometidas a altos niveles de tensión, no afectan la solución para el conjunto, mientras el nivel de tensión general cumpla con la condición anterior.
- Es relevante la adopción apropiada de los valores de las “constantes” elásticas, que dependerá evidentemente de: a) la calidad y cantidad de los datos obtenidos de las pruebas de laboratorio; b) del tipo de problema involucrado y; c) del criterio y experiencia del ingeniero.



El comportamiento elástico lineal asume que la relación entre tensiones y deformaciones es lineal, de acuerdo con lo formulado por Hooke. Además se supone que el material es homogéneo e isótropo, lo cual significa que tiene las mismas propiedades en todos los puntos y en cualquier dirección considerada.

La solución completa de un problema que involucra un cuerpo elástico lineal, en estado plano de deformación, requiere conocer en todos los puntos del cuerpo:

- Tres componentes de tensión,
- Tres componentes de deformación y;
- Dos componentes de desplazamiento.

Las ecuaciones disponibles son:

- Dos ecuaciones de equilibrio.
- Tres relaciones tensión – deformación.
- Tres ecuaciones de compatibilidad de deformaciones.

Además, las componentes de tensión y las componentes de desplazamiento deben satisfacer las *condiciones de contorno*, las cuales hacen de la solución general, la solución particular del problema en estudio.

La relación entre tensiones y deformaciones está explicitada mediante la relación (28). Las componentes de la matriz **D** resultan de la formulación de la Ley Generalizada de Hooke:

$$\mathbf{D} = \frac{E \cdot (1-\nu)}{(1+\nu) \cdot (1-2 \cdot \nu)} \cdot \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2 \cdot \nu}{2 \cdot (1-\nu)} \end{bmatrix} \quad (35)$$

Donde, las “constantes” elásticas son el *módulo de elasticidad* ( $E$ ) y la *relación de Poisson* ( $\nu$ ). Las relaciones entre las anteriores y las otras “constantes” utilizadas, son las siguientes:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} \quad , \quad K = \frac{E}{3 \cdot (1-2 \cdot \nu)} \quad (36)$$

Donde ( $G$ ) es el *módulo de elasticidad transversal* o *módulo de corte*, y ( $K$ ) es el *módulo volumétrico*.

En suelos, es familiar el concepto de tensiones efectivas. Según el mismo, en un *suelo saturado* sometido a cargas, el esqueleto de partículas sólidas juega un rol mucho mas importante que los poros saturados de agua. En efecto, considerando cualquier plano dentro del sólido, puede determinarse la tensión  $\sigma_n$  actuante en el mismo (que es la componente del vector tensión  $\mathbf{p}$ , que actúa normalmente al plano). Esta tensión  $\sigma_n$ , denominada *tensión total*, se considera compuesta de dos sumandos:

- La tensión en los poros de agua, denominada *presión de poros* o *presión neutra*. Es de naturaleza isotrópica, y se identifica mediante ( $p$ ).
- La parte restante de  $\sigma_n$  que es soportada por el esqueleto sólido del suelo. Se denomina *tensión normal efectiva* o simplemente *tensión efectiva*, y se denota mediante ( $\sigma'$ ).

De modo que según el principio de Terzaghi, resulta:

$$\sigma_n = \sigma' + p \quad (37)$$



La tensión total es la tensión que es requerida para satisfacer los requisitos de equilibrio, es decir, es necesaria para asegurar que la masa de suelo se mantenga en equilibrio al ser solicitada por las cargas. En contraste, ni  $\sigma'$  ni  $p$  están directamente relacionadas con los requisitos de equilibrio.

En general, el valor de  $p$  viene dado simplemente por una condición hidrostática o un cálculo de filtración. Mientras, el valor de  $\sigma'$  es, en algún sentido, una tensión normal promedio actuando sobre las partículas sólidas que forman el esqueleto de suelo.

Todo lo anterior viene a que es necesario conocer la tensión efectiva, por la sencilla razón que es la que "regula" el comportamiento del suelo. Es decir que, el comportamiento del suelo estará dado por el nivel de *tensión efectiva* que alcance, y no por el nivel de *tensión total que alcance*.

El concepto de tensión efectiva puede generalizarse, definiendo la *matriz de tensiones efectivas*:

$$\mathbf{T}' = \mathbf{T} - p \cdot \mathbf{I} \quad (38)$$

donde,

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (39)$$

es la matriz de tensiones, y

$$\mathbf{T}' = \begin{bmatrix} \sigma_x - p & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - p & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - p \end{bmatrix} \quad (40)$$

es la matriz de tensiones efectivas.

Para el caso de un estado plano de deformación, se tiene:

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{p} = \begin{bmatrix} p \\ p \\ 0 \end{bmatrix}, \quad \boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma} - \mathbf{p} = \begin{bmatrix} \sigma'_x \\ \sigma'_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} \quad (41)$$

En cuanto a la presión de poros, es común realizar la siguiente distinción:

$$p_{total} = p_{hidros} + p_{exceso} \quad (42)$$

En (42), el término  $p_{hidros}$  se considera generado por una condición hidrostática o por un cálculo de filtración. Por lo tanto, puede considerarse como un *dato de entrada*. El segundo término del segundo miembro de (42),  $p_{exceso}$  refiere a las presiones de poros generadas durante la aplicación de la carga si se considera un análisis *no drenado*.

Definamos aquí dos conceptos acerca de las hipótesis para el cálculo tensión–deformación en suelos:

- **Comportamiento drenado:** durante la aplicación de las cargas *no se generan presiones de poro en exceso* ( $p_{exceso} = 0$ ). Es el caso obvio de suelos totalmente secos, de suelos con altas permeabilidades (granulares) tal que permitan la rápida disipación de las presiones en exceso o; con permeabilidades medias en conjunto con bajas tasas de aplicación de carga (aplicaciones lentas).
- **Comportamiento no drenado:** durante la aplicación de las cargas, *hay generación de presiones de poro en exceso*. Es el caso de suelos con bajas permeabilidades (cohesivos) o altas tasas de aplicación de cargas (aplicaciones rápidas).

Según lo anterior, pueden escribirse las siguientes expresiones:



$$\begin{aligned}\sigma' &= \mathbf{D}' \cdot \varepsilon \\ \mathbf{p} &= \mathbf{D}_p \cdot \varepsilon \\ \sigma &= \mathbf{D} \cdot \varepsilon \\ \mathbf{D} &= \mathbf{D}' + \mathbf{D}_p\end{aligned}\quad (43)$$

En la anterior, la matriz  $\mathbf{D}'$  asume la forma de la matriz de características elásticas ( $\mathbf{D}$ ), en términos de los valores “efectivos” del módulo de elasticidad y de la relación de Poisson. La matriz  $\mathbf{D}_p$  tiene la forma siguiente:

$$\mathbf{D}_p = \begin{bmatrix} K_w/n & K_w/n & 0 \\ K_w/n & K_w/n & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}\quad (44)$$

donde,  $K_w$  es el módulo volumétrico del agua, y  $n$  es la porosidad.

El **módulo de elasticidad** es uno de los parámetros cuya determinación es muy dificultosa, ya que depende de una gran variedad de factores. Es así que siempre que se escoja un valor, debe tenerse claramente determinadas las condiciones bajo las cuales fue obtenido. Puesto que los suelos no exhiben comportamientos lineales elásticos, no puede definirse un único módulo elástico. Existirán entonces el módulo secante, módulo tangente, módulo de descarga, módulo de recarga, módulo cíclico, etc., cada uno de ellos asociado, no obstante, a una misma curva tensión – deformación. Entre los factores que influyen en el valor de  $E$ , tenemos:

- Grado de agrupación de las partículas individuales de suelo, medida por la densidad seca.
- Forma de agrupación de las partículas, estructuración del suelo.
- Contenido de agua.
- Historial del estrato, grado de preconsolidación.
- Cementación de las partículas.
- Nivel de sobrecargas impuestas.

Influirán también, las condiciones de carga a la cuales se somete el suelo:

- Nivel de tensiones: los procesos de carga inducen tensiones en el suelo, que pueden ser normales, tangenciales o ambas. En un determinado punto, existirá un conjunto de tres tensiones normales principales, las cuales ejercerán su influencia en el valor del módulo  $E$ . Este efecto se conoce como *efecto de confinamiento*. El sentido común indica que, a mayor nivel de confinamiento, mayor será el valor del módulo elástico. Un modelo común, que tiene en cuenta el efecto de confinamiento es el debido a Kondner. Este modelo expresa (45) que el módulo es proporcional a la potencia de las tensiones de confinamiento. El módulo  $E_0$  de referencia es el obtenido cuando las tensiones de confinamiento son iguales a la presión atmosférica  $p_a$ .

$$E = E_0 \cdot \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{0.50}\quad (45)$$

- Nivel de deformaciones: puesto que los suelos son materiales no lineales, el valor del módulo secante depende del nivel de deformación alcanzado. En la mayoría de los casos, el módulo secante descenderá cuanto mayor es el nivel de deformaciones, ya que la curva tensión - deformación es cóncava hacia abajo. En un ensayo triaxial, la curva puede ser aproximada a una hipérbola, de acuerdo al trabajo de Duncan. En este modelo,  $E_0$ , es el módulo tangente inicial, igual al módulo secante a nivel cero de deformación, mientras que el parámetro  $s$  representa el valor asintótico de la tensión cuando la deformación tiende a infinito.



$$E = \left( \frac{1}{E_0} + \frac{\varepsilon}{s} \right)^{-1} \quad (46)$$

- Otros factores que influyen son, la velocidad de aplicación de la carga, el número de ciclos de carga – descarga a que ha sido sometido el suelo, la capacidad de drenaje, etc.

En lo que respecta al cálculo de los factores de seguridad, donde los desplazamientos están asociados usualmente a cargas debidas al peso propio (tensiones inducidas por la gravedad), las deformaciones se mantienen en valores bajos, por lo tanto el valor del módulo elástico tiende a ser alto en comparación al utilizado usualmente para el cálculo de asentamientos en fundaciones, donde los niveles de deformación tienden a ser mayores.

Ya que no siempre es posible la determinación en laboratorio de curvas tensión – deformación para el cálculo de  $E$ , se puede recurrir *como aproximación* a valores tabulados. Algunas de estas tablas y correlaciones se encuentran en la bibliografía.

La **relación de Poisson** ( $\nu$ ), involucra la relación entre la deformación transversal y las tensiones que la producen.

En régimen elástico, en un estado plano de deformación, se tiene que:

$$\sigma' = \mathbf{D}' \cdot \varepsilon \quad (47)$$

En un estado de reposo, donde no hay deformación lateral ( $\varepsilon_x = 0$ ), las tensiones deben satisfacer la condición:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} \cdot (\sigma'_x - \nu \cdot \sigma'_y) = 0 \\ \sigma'_z &= \nu \cdot (\sigma'_x + \sigma'_y) \end{aligned} \quad (48)$$

De la combinación de las anteriores, resulta:

$$\frac{\sigma'_x}{\sigma'_y} = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (49)$$

La relación entre las tensiones horizontales y las verticales, en geotecnia, tiene implícita el concepto del *coeficiente de empuje en reposo* ( $K_0$ ). Usualmente, el valor de ( $K_0$ ), para suelos normalmente consolidados, se calcula a partir de la expresión empírica debida a Jaky:

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi) \quad (50)$$

Existen otras correlaciones para la determinación del valor del coeficiente de empuje en reposo, que lo relacionan con el índice plástico, con el grado de preconsolidación (OCR), etc.

Todo esto viene a consideración que, entonces, el valor de la relación de Poisson que se adopte, debe proporcionar valores realistas de ( $K_0$ ).

Como regla general aproximada, para condiciones drenadas, valores comunes de  $\nu$  están en el orden de 0.20 a 0.35, mientras que para condiciones no drenadas,  $\nu$  se acerca a 0.50.

De todo lo anterior, se evidencia el hecho de haber encerrado entre comillas el término *constantes*, cuando nos referíamos a los valores de  $E, \nu$ . De ninguna manera pueden considerarse como constantes, como si puede hacerse en otro tipo de materiales, como los metales.

Algo más puede decirse en cuanto a como juegan los valores de  $E, \nu$  en la determinación del factor de seguridad en taludes: mientras que los parámetros elásticos *influyen profundamente* en las deformaciones previas a la rotura, *es relativamente poca la influencia* en la predicción del factor de seguridad.



### **Material elástico perfectamente plástico**

Se acepta comúnmente que un material, en este caso un suelo, tiene un comportamiento *elástico perfectamente plástico*, cuando se comporta *elásticamente* hasta un cierto nivel de esfuerzos, a partir del cual tiene un comportamiento *plástico perfecto*. Mientras no se halla alcanzado el nivel de plastificación, las deformaciones que experimenta al cuerpo son de características elásticas.

Al aceptar este tipo de comportamiento, surgen dos cuestiones:

- Grado de validez de la hipótesis realizada.
- Implicaciones de tal hipótesis.

El modelo estudiado aquí utiliza las siguientes hipótesis:

- Homogeneidad e isotropía: no difieren del caso elástico, tienen como objeto la simplificación de la formulación.
- No se consideran efectos del tiempo: hipótesis también común con lo aceptado en la teoría elástica. Es una hipótesis bastante satisfactoria para su aplicación en las arenas, pero no del todo en lo referente a las arcillas, donde el fenómeno de la consolidación tiene efectos importantes en el comportamiento tensión – deformación.
- No se consideran ciclos de histéresis en la curva  $\sigma - \varepsilon$ : usualmente, cuando se consideran problemas geotécnicos, solo se involucran ciclos de carga o de descarga bien definidos, por lo que no es necesario considerar el comportamiento general, bastando solo definir con precisión las relaciones para cada uno de los ciclos.

A partir de las anteriores, el modelo resultante constituye una idealización de la realidad, que conduce a resultados (en la mayoría de los casos) satisfactorios para la mayoría de las aplicaciones prácticas. La principal característica del comportamiento inelástico, es la *irrecuperabilidad de la deformación*. En los suelos, este fenómeno se producirá cuando la estructura conformada por las partículas, se disgrega; ya sea por el reacomodamiento de las mismas o por la rotura o fractura de las partículas (la realidad es que suceden simultáneamente las dos anteriores).

Otro fenómeno asociado con los aspectos anteriores, y que es inherente al reacomodamiento de las partículas, es la inducción de un cambio volumétrico dentro de la zona de corte. Este fenómeno se denomina *dilatancia*. Es particularmente esperable en materiales granulares, especialmente en aquellos con alta densificación.

En lo que sigue, se seguirá la formulación tradicional de la plasticidad en suelos, donde se considera que el *comportamiento inelástico está inducido únicamente por el corte*. Es conocido, no obstante, que un comportamiento inelástico puede ser producido también por un estado isotrópico de tensiones.

Para la formulación del modelo elástico perfectamente plástico, deben definirse varios conceptos:

La **rotura** (del inglés *yield*): refiere al comportamiento inelástico del suelo. Es necesario establecer una condición que permita identificar la “rotura”, es decir, debe explicitarse una función de los parámetros del análisis que permita distinguir cuando, en un punto específico de una masa de suelo, se ha alcanzado la “rotura”.

Un criterio de rotura se identifica por medio de una expresión matemática, una función de alguna / s variable / s que permitan caracterizar el estado del suelo. Las variables candidatas son, evidentemente, las *tensiones* y / o las *deformaciones*. Usualmente, se plantea en términos de las tensiones. En general:

$$f(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}) = k \quad (51)$$

El valor de  $k$  representa a una constante, que tiene evidentemente relación con ley de resistencia que se utilice para caracterizar al suelo.

Adoptar la condición de isotropía implica independizarse de las orientaciones del sistema de referencia, ya que la ley de resistencia se cumple de la misma forma para cualquier dirección de análisis. Por lo tanto, en primer lugar, podemos plantear la condición (51) en términos de las tensiones principales:



$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = K \quad (52)$$

Si se conocen las tensiones principales en alguna posición dentro del suelo deformado, pueden dibujarse los valores en el espacio cartesiano donde las dimensiones de los ejes tengan unidades de tensión. Este espacio se denomina *espacio de tensiones principales*, y un punto dentro de ese espacio se denomina *punto de tensión*. Evidentemente, al cambiar el estado de tensiones en el suelo, el punto de tensión correspondiente irá cambiando su posición. Intuitivamente podemos suponer que habrá regiones dentro de ese espacio dentro de las cuales el punto en cuestión tenga un régimen de comportamiento elástico, mientras que en otras, el comportamiento será plástico. El criterio de rotura permite definir con exactitud *para cuales estados de tensión* el comportamiento será elástico o plástico. Es evidente entonces, que (52) define una superficie geométrica en el espacio  $O\sigma_1\sigma_2\sigma_3$ . Ésta se denomina *superficie de rotura*. La respuesta plástica entonces, si estaba definida cuando se satisfacía (52), está confinada entonces a los estados de tensión que están representados por un punto que “cae” en la superficie de rotura. Mientras no se agreguen argumentos a la función definida en (52), la superficie estará fija en el espacio. Para comportamiento elástico perfectamente plástico, se cumple la condición anterior. Los fenómenos de endurecimiento (*hardening*) o ablandamiento (*softening*) utilizan superficies de rotura no fijas.

El criterio de falla mas utilizado para los suelos es el denominado *Mohr – Coulomb*, basado en el trabajo de Coulomb, quien estableció (en base a la observación), que la resistencia de los materiales tenía dos “fuentes”: cohesión y fricción. Asoció además la falla con una determinada superficie de rotura dentro de la masa, en la forma:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan(\phi) \quad (53)$$

Donde  $(\sigma, \tau)$  son las tensiones normal y tangencial respectivamente, que actúan en la superficie de falla, y  $(c, \phi)$  son ya conocidos.

La ecuación (53) puede ponerse de la forma (52) mediante el uso del círculo de Mohr. La relación entre la tensión normal y la tensión tangencial varía a lo largo del círculo. Es posible que para algún plano, se satisfaga el criterio de falla definido por (53). En el espacio  $(\sigma, \tau)$ , la ecuación (53) se representa por dos líneas rectas, formando ángulos igual a  $\phi$  respecto de la horizontal, y que intersecan al eje de  $\tau$  a una distancia  $c$  del origen. Hay entonces, dos planos definidos por la posición de los puntos C y D en los cuales el *estado de tensión es crítico*. Figura 3-12

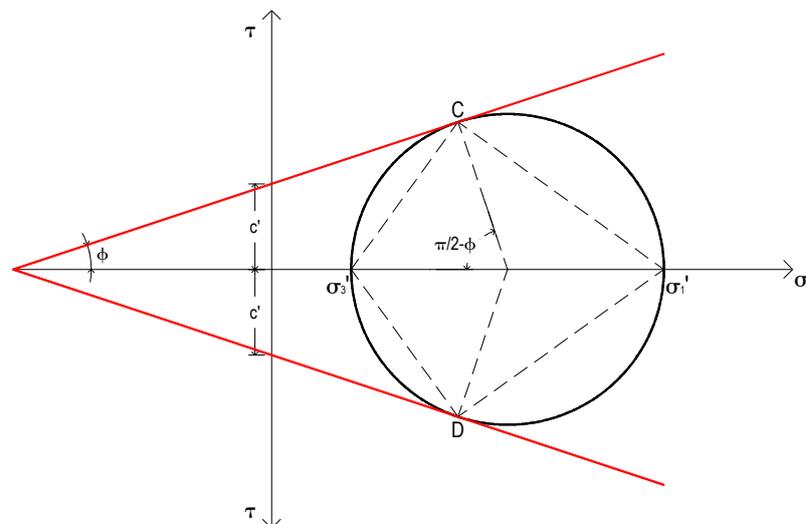


Figura 3-12

Evidentemente, sobre los demás planos, la tensión tangencial permanece menor que el valor crítico. La falla entonces está dada por la situación donde el círculo de Mohr es tangente a la envolvente de Coulomb. Si el círculo se mantiene enteramente dentro de la envolvente, la falla no ocurrirá, ya que la tensión tangencial permanece menor al valor crítico dado por (53). Los círculos que cortan a la



envolvente representan una situación imposible, ya que *la tensión tangencial no puede superar el valor crítico*.

La forma (52) del criterio de rotura puede escribirse teniendo en cuenta la figura anterior:

$$\tau = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \cdot \cos(\phi) \quad , \quad \sigma = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \cdot \sin(\phi) \quad (54)$$

Reemplazando en (53):

$$\sigma_1 \cdot (1 - \sin(\phi)) - \sigma_3 \cdot (1 + \sin(\phi)) = 2 \cdot c \cdot \cos(\phi) \quad (55)$$

En el espacio de las tensiones principales, la superficie de falla puede verse como una forma piramidal expandida. Figura 13-3.

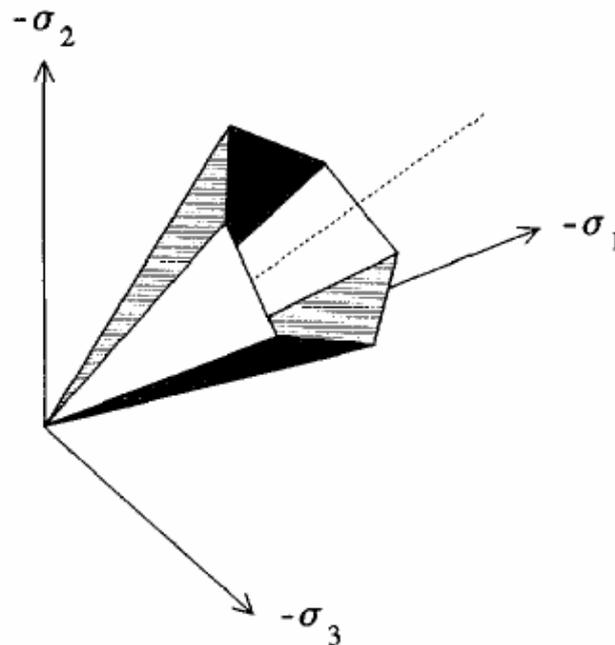


Figura 3-13

Algo que no se ha dicho explícitamente, pero que resulta obvio, es el hecho que todas las tensiones normales deben ser **efectivas**, ya que las tangenciales no resultan afectadas por las presiones neutras.

Luego de todo esto, cabe preguntarse si es realista la superficie de rotura hexagonal de Coulomb, y la respuesta es que, para suelos friccionantes es un buen criterio, mientras que para cohesivos es solo una buena aproximación. Los resultados de ensayos han mostrado que la superficie real en el plano octaédrico es similar al hexágono de Coulomb, pero mas suavizada, sin ángulos definidos. Esta observación ha llevado a diversos investigadores a plantear formulaciones alternativas al criterio de Coulomb. Entre las más importantes podemos citar:

- Drucker – Prager: en el plano octaédrico, la superficie de rotura engendra una circunferencia que “toca” al hexágono de Coulomb en los puntos de intersección con los ejes, en el sistema de referencia de las tensiones principales. Debido a la relativa poca exactitud de la superficie para prever resultados en concordancia con los ensayos de laboratorio, fue modificada posteriormente.
- Lade – Duncan: utilizada para los suelos friccionantes.
- Matsuoka – Nakai: aplicada también a los suelos friccionantes.



Hasta aquí se definieron las condiciones que describen cuando ocurre (o cuando no ocurre) la rotura. Ahora se definirá lo que sucede cuando las tensiones “arriban” a la superficie de falla. El **flujo plástico** (del inglés *plastic flow*) describe la deformación que sucede en la rotura.

Se ha mencionado que, la principal diferencia entre la respuesta elástica y la respuesta plástica es que el flujo plástico es irreversible, mientras que, cuando el material es elástico, un incremento de tensión provoca un incremento de deformación, recuperándose totalmente la deformación si las tensiones vuelven al estado inicial. Cuando ocurre la rotura, esto no es posible, ya que las deformaciones plásticas no son recuperables por el solo hecho de la descarga. Si el estado de tensiones vuelve al valor inicial, se recuperan las deformaciones elásticas producidas en el “avance” hacia el estado de falla, pero las deformaciones plásticas quedan “bloqueadas” en el cuerpo sometido a cargas.

Para la descripción del flujo plástico, se debe establecer una relación “constitutiva” entre el estado de deformación y las deformaciones plásticas. Como consecuencia de la irrecuperabilidad de la deformación plástica, no puede establecerse una relación única entre el estado de tensiones y la deformación plástica, puesto que puede existir una cantidad desconocida de deformación “bloqueada” al comienzo de cualquier ciclo de carga. Como mecanismo que evite este problema, se escoge formular la relación entre *incrementos de tensiones* e *incrementos de deformación plástica*. Obviamente, la historia de deformación plástica puede conocerse si se conocen todos los incrementos de deformación plástica ocurridos durante el proceso de carga.

La deformación estará dada por la suma de la parte elástica y la parte plástica:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (56)$$

Esta diferenciación está dada para todas las componentes del vector de deformación, de modo que puede escribirse:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^e + \boldsymbol{\varepsilon}^p \quad (57)$$

Los incrementos de deformación se denotan mediante  $\boldsymbol{\varepsilon}$ .

A continuación se verá lo que sucede con las deformaciones cuando el punto de tensiones, en el espacio de las tensiones principales, alcanza la superficie de falla. La **ley de fluencia plástica** permite deducir los incrementos de deformación plástica en función de la superficie de fluencia. Según esto, puede escribirse:

$$\boldsymbol{\varepsilon}^p = \lambda \cdot \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (58)$$

Aquí, el valor  $\lambda$  es una constante de proporcionalidad indeterminada. La ecuación (58) una consecuencia del principio de **ortogonalidad** (o principio de **normalidad**), que es consecuencia a su vez del **postulado de la estabilidad de Drucker**. Según este principio, la dirección del vector incremento de deformación plástica es *normal* a la superficie de fluencia, en el espacio de las tensiones principales.

En (58),  $\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}}$  implica la derivada de  $F$  respecto a la componente para la cual quiere obtenerse el

incremento de deformación plástica. La magnitud de los incrementos de deformación plástica están indeterminados en la medida que sea indeterminado el valor de  $\lambda$ , con la única restricción que  $\lambda$  debe ser positivo.

En el espacio de tensiones principales puede escribirse:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_k^p = \lambda \cdot \frac{\partial F}{\partial \sigma_k} \quad , \quad k = 1,2,3 \quad (59)$$

Nótese que, por la naturaleza indeterminada de  $\lambda$ , la ecuación (59) no especifica directamente la magnitud de los incrementos de deformación plástica. En el caso de la *plasticidad perfecta*, esto es, sin cambios en la superficie de falla, las deformaciones plásticas pueden crecer sin límite mientras no haya cambio en las tensiones ni restricciones externas. La relación funcional entre deformaciones



plásticas y tensiones es múltiple, por lo que el simple conocimiento de las tensiones no asegura que se conozca la *magnitud* de las deformaciones.

La ecuación (58) también se denomina como ley de *fluencia plástica asociada*, ya que los incrementos de deformación plástica se encuentran “asociados” a la definición de la superficie de falla por medio de (58).

La aplicación de esta forma de plasticidad ha demostrado ciertas deficiencias en la predicción de la deformación volumétrica. En efecto, los resultados de ensayos han mostrado valores de deformación muy por debajo de los predichos por medio de (58). Este “problema” puede solucionarse por medio del abandono de la ley de la normalidad.

La *ley de fluencia plástica no asociada* es matemáticamente similar a la ecuación (58), con la diferencia esencial de formularse por medio de una **función de potencial plástico**  $G = G(\sigma)$ , que reemplace la función de falla  $F = F(\sigma)$ . Entonces:

$$\mathcal{E}^p = \lambda \cdot \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (60)$$

La expresión de la función  $G$  es similar a la expresión de  $F$ , haciendo  $c = 0, \phi = \psi$ , donde el ángulo  $\psi$  se denomina *ángulo de dilatancia* y se utiliza, como se mencionó, para poder controlar por medio del mismo la deformación volumétrica observada en los suelos reales, especialmente en los densificados. La especificación del ángulo de dilatancia varía según el tipo de suelo que se analice. Las arcillas sobreconsolidadas muestran pequeña dilatancia, por lo que puede considerarse  $\psi \approx 0$ . Para arenas, puede tomarse  $\psi = \phi - 30^\circ$ , y cuando  $\phi \leq 30^\circ$ ,  $\psi \approx 0$ . Arenas poco densificadas muestran mas bien una compactación que una dilatancia, por lo que puede ser conveniente tomar valores de  $\psi$  negativos. No obstante, para la determinación del factor de seguridad en taludes, el ángulo de dilatancia juega un rol de poca importancia, ya que las diferencias entre los factores de seguridad son pequeñas (1%).

Para todo un ciclo de carga, es conveniente establecer un criterio para determinar si el punto de tensión representativo del estado tensional en un punto determinado, permanece en la superficie de falla (comportamiento plástico) o se mueve al interior de la misma (comportamiento elástico). En efecto, derivando la ecuación (52):

$$\mathcal{R} = \frac{\partial F}{\partial \sigma} \cdot \mathcal{E} = \frac{\partial F}{\partial \sigma_1} \cdot \mathcal{E}_1 + \frac{\partial F}{\partial \sigma_2} \cdot \mathcal{E}_2 + \frac{\partial F}{\partial \sigma_3} \cdot \mathcal{E}_3 = 0 \quad (61)$$

La condición  $\mathcal{R} = 0$  es indicativa de la continuación del comportamiento plástico. Para el caso que  $\mathcal{R} < 0$ , el punto de tensión retorna hacia el interior de la superficie de rotura, por lo que el comportamiento resultante es elástico. Para plasticidad perfecta, no son admisibles los estados donde  $\mathcal{R} > 0$ . En conclusión, el criterio que especifica la continuidad del la plasticidad durante el ciclo de carga, se denomina **condición de consistencia**:

$$\mathcal{R} = \frac{\partial F}{\partial \sigma} \cdot \mathcal{E} = 0 \quad (62)$$

Con todo lo anterior es posible arribar a una relación entre incrementos tensiones e incrementos de deformación plástica. De acuerdo a (57), los incrementos de deformación total están divididos en su parte elástica y su parte plástica. La parte elástica del vector incremento de deformación ( $\mathcal{E}$ ) está relacionada con el incremento de tensiones por medio de la relación de Hooke (28):

$$\mathcal{E} = \mathbf{D} \cdot \mathcal{E} \quad (63)$$

Haciendo uso ahora de la formulación no asociada, se tiene que:

$$\mathcal{E} = \mathcal{E} + \lambda \cdot \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (64)$$



Multiplicamos ahora ambos términos de (64), primero por la matriz  $\mathbf{D}$  y luego por el vector columna  $\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right)^T$ :

$$\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right)^T \cdot \mathbf{D} \cdot \boldsymbol{\varepsilon} = \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right)^T \cdot \mathbf{D} \cdot \boldsymbol{\varepsilon} + \lambda \cdot \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right)^T \cdot \mathbf{D} \cdot \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (65)$$

Si se cumple la condición de consistencia, el primer término del segundo miembro de (65) es nulo. De este modo, puede resolverse para calcular el valor de  $\lambda$ :

$$\lambda = \frac{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right)^T \cdot \mathbf{D} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}}{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right)^T \cdot \mathbf{D} \cdot \frac{\partial G}{\partial \sigma}} \quad (66)$$

Evidentemente, si trabajamos en deformación plana, tanto la matriz  $\mathbf{D}$ , la el criterio de falla  $F$ , la función de potencial plástico  $G$ , las componentes de tensión y deformación, y las respectivas derivadas deben ser “matemáticamente consistentes”, es decir formuladas con las componentes del sistema cartesiano  $Oxy$ .

De acuerdo con (66), la ecuación (64) resulta:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{D}^{-1} \cdot \boldsymbol{\varepsilon} + \lambda \cdot \frac{\partial G}{\partial \sigma} = \mathbf{D}^{-1} \cdot \boldsymbol{\varepsilon} + \frac{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right)^T \cdot \mathbf{D} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}}{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right)^T \cdot \mathbf{D} \cdot \frac{\partial G}{\partial \sigma}} \cdot \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (67)$$

Trabajando las expresiones, se llega a:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{D} \cdot \boldsymbol{\varepsilon} - \frac{\mathbf{D} \cdot \frac{\partial G}{\partial \sigma} \cdot \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right)^T}{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right)^T \cdot \mathbf{D} \cdot \frac{\partial G}{\partial \sigma}} \cdot \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{D}^{ep} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}, \quad \mathbf{D}^{ep} = \left[ \mathbf{I} - \frac{\mathbf{D} \cdot \frac{\partial G}{\partial \sigma} \cdot \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right)^T}{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right)^T \cdot \mathbf{D} \cdot \frac{\partial G}{\partial \sigma}} \right] \cdot \mathbf{D} \quad (68)$$

La ecuación (68) **especifica completamente** la relación entre el incremento de tensiones y el incremento de deformación total, para un material definido por medio de una superficie de falla  $F$ , y una función de potencial plástico  $G$ , cuando se satisface la condición de consistencia. Si la misma no es alcanzada, se aplica la respuesta elástica, por medio de (63). En la bibliografía, se encuentran versiones explícitas de la matriz  $\mathbf{D}^{ep}$ .

#### Mecanismos de solución

La ecuación (34) especifica el sistema que debe resolverse para encontrar los desplazamientos incógnitas de la malla de elementos finitos. Es esperable que el esquema de solución difiera para el caso de elasticidad lineal y para el caso elastoplástico.

En efecto, considerando un comportamiento linealmente elástico del material, la ecuación (34) tiene solución directa. El primer término de (34) puede escribirse de la siguiente forma:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{a} = \int (\mathbf{L} \cdot \mathbf{N})^T \cdot \mathbf{D} \cdot (\mathbf{L} \cdot \mathbf{N}) \cdot \mathbf{a} \cdot dV \quad (69)$$

Donde  $\mathbf{K}$  es la matriz de rigidez del sistema. En cuanto al segundo término de (34):

$$\mathbf{r} = \int \mathbf{N}^T \cdot \mathbf{f} \cdot dV + \int \mathbf{N}^T \cdot \mathbf{t} \cdot dS \quad (70)$$



La ecuación (70) representa las fuerzas externas, debidas tanto a las fuerzas másicas (peso propio) y a las aplicadas en superficie. Entonces, el sistema queda de la forma:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{a} = \mathbf{r} \quad (71)$$

La solución está dada por:

$$\mathbf{a} = \mathbf{K}^{-1} \cdot \mathbf{r} \quad (72)$$

El vector  $\mathbf{a}$  contiene las componentes de desplazamiento de todos los nodos de la malla de elementos finitos.

Para el caso de elastoplástico, se procede mediante un esquema incremental. Los denominados **métodos de rigidez constante** utilizan soluciones elásticas (del tipo (72)) repetidamente, hasta alcanzar la convergencia. Cuando la solución no converge en un número máximo de iteraciones especificado ( $i_{\max}$ ), no se permiten mas incrementos de carga, y se llega a la rotura del material, donde la carga de rotura está dada por la máxima alcanzada en una solución convergente.

#### Elementos utilizados

Para la realización de los análisis de estabilidad, se utiliza un elemento finito triangular de 15 nodos, el cual, además de los 3 nodos en los vértices, posee 4 nodos mas por cada lado. Este elemento, y en general todos, poseen un cierto número de nodos y en cada uno de estos, una cierta cantidad de "grados de libertad", que se corresponden con las incógnitas del problema discreto. En nuestro caso, las incógnitas son las componentes de desplazamiento en un dominio bidimensional.

La ecuación (30) establecía la correspondencia entre los desplazamientos (o componentes de desplazamiento) en el interior del elemento y los correspondientes desplazamientos (o componentes de desplazamiento) en los nodos. Se mencionó también que la matriz de funciones de forma  $\mathbf{N}$  contenía términos que hacían referencia a la geometría del elemento. Los elementos poseen una función de forma por cada nodo, de forma que se cumpla que para el  $i$ -ésimo nodo, la función de forma  $N_i = 1$  y las restantes  $N_j = 0$ .

Las funciones de forma pueden encontrarse en cualquier bibliografía de elementos finitos.

#### Cálculo del factor de seguridad en taludes mediante elementos finitos

Utilizado directamente, el FEM provee tensiones, deformaciones y desplazamientos como resultados. Es por ello que, si lo que se quiere es un valor del coeficiente de seguridad, se requiere el procesamiento posterior de los resultados o la utilización de estrategias que permitan obtener tal valor.

En la Figura 3-14 se establece un marco de referencia a los denominados *métodos de estabilidad de taludes por elementos finitos*.

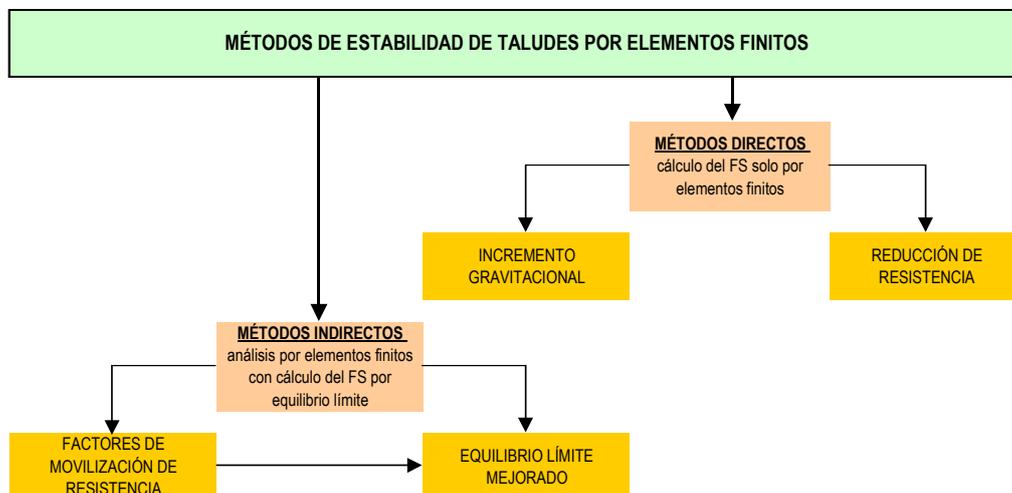


Figura 3-14



### Métodos directos

Estos métodos utilizan solo el método de elementos finitos para la obtención del factor de seguridad, como así también la zona de localización de la superficie de falla.

Requieren el uso de la formulación elastoplástica para el material, ya que la “solución” está dada para el “instante” cuando el material “falla”.

De utilizarse un modelo elástico, el material no fallaría nunca, ya que se hace uso de la validez *ilimitada* de la Ley de Hooke.

Dentro de los métodos directos existen el *método de incremento gravitacional* y el *método de reducción de resistencia*.

### Incremento gravitacional

Se incrementa monótonicamente la carga gravitatoria sobre una masa de suelo, cuyos parámetros de resistencia son fijos, hasta que el desarrollo de una zona de falla no permita mayor incremento de carga, llegándose a la rotura del material.

El incremento gravitacional se realiza por medio de la afectación de la aceleración de la gravedad (aceleración base =  $9.81\text{m/seg}^2$ ) de un *parámetro multiplicador* ( $\alpha$ ), cuyos incrementos son lo *necesariamente reducidos* como para evitar la divergencia de la solución a valores bajos del mismo.

La solución del problema está en encontrar el máximo valor del parámetro multiplicador para el cual la solución es convergente. Lo anterior involucra las corridas de varios modelos con distintos valores de  $\alpha \cdot g$ .

La *aceleración de la gravedad que produce la falla* es entonces el valor que resulta del producto del máximo valor del multiplicador, por la aceleración base:

$$g_{falla} = \alpha \cdot g_{base} \quad (73)$$

El factor de seguridad se define entonces como el cociente entre la aceleración de falla (aceleración gravitatoria utilizada en la última solución convergente) y la aceleración presente (igual a la aceleración base):

$$FS = \frac{g_{falla}}{g_{base}} = \alpha \quad (74)$$

Encontrando entonces el valor del multiplicador, se obtiene directamente el factor de seguridad. Evidentemente, un valor del factor de seguridad menor a 1 indica que el talud es inestable para las condiciones actuales de carga.

### Reducción de resistencia

Este método utiliza la *carga actual sobre el talud*, mientras *se reducen las variables de resistencia del talud*, hasta que se desarrolle una zona de falla que no permita un mayor incremento de carga, llegándose a la rotura del material. Los *parámetros reducidos* se formulan de la siguiente manera:

$$c'_r = \frac{c}{\beta}, \phi'_r = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi}{\beta}\right) \quad (75)$$

El *parámetro multiplicador*  $\left(\frac{1}{\beta}\right)$  se utiliza ahora para la reducción de la resistencia, afectando de la misma forma tanto a la parte cohesiva como a la parte friccionante, e involucra a todo los suelos que conforman el modelo. Esto es, se reduce en la misma forma la resistencia de la *masa completa de suelo*.

De la misma forma que el método de incremento gravitacional, se realizan varias corridas reduciendo la resistencia, esto es con distintos valores de  $(c'_r, \phi'_r)$  hasta llegar al mínimo valor de  $\left(\frac{1}{\beta}\right)$  para el cual la solución es convergente. Nuevamente, los *pasos de reducción* (incrementos de  $\beta$ ), deben ser lo mas pequeños posibles para evitar divergencias prematuras. El factor de seguridad se define como



el cociente entre la *resistencia presente* y la *resistencia que produce la falla* (resistencia reducida en la última solución convergente):

$$FS = \frac{c'}{c'_r}, FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_r} \quad (76)$$

De la misma manera que  $\alpha$ ,  $\beta$  se interpreta como el factor de seguridad cuando este se calcula por el método de reducción de resistencia. Un factor de seguridad inferior a la unidad implica que la *resistencia necesaria* para satisfacer el equilibrio es *mayor* que la *resistencia presente*.

Tanto en el método de reducción de resistencia como en el de incremento gravitacional, se habla de *rotura* o *falla*. Conviene entonces definir que es lo que se entiende por *falla* en un análisis de elementos finitos. Para su establecimiento, se utilizan los siguientes criterios:

- no convergencia de la solución: cuando el algoritmo de solución no converge para un número determinado de iteraciones, implica que el estado de tensión no puede satisfacer simultáneamente el criterio de falla y las condiciones de equilibrio, no existiendo posibilidad de redistribuir las mismas.
- curva de desplazamientos: a partir de una curva que relacione los desplazamientos nodales con los valores de los multiplicadores ( $\alpha$ ) o ( $1/\beta$ ), puede predecirse la falla. En efecto, al instante de rotura corresponde un aumento desmesurado de los desplazamientos nodales.
- desarrollo de la zona plastificada: se determina el instante de falla cuando la zona plastificada se extiende a lo largo de una hipotética superficie de falla.

En los casos que se expondrán aquí, se utilizarán, indistintamente, el primer y el segundo criterio.

#### Métodos indirectos

Los métodos indirectos utilizan un campo de tensiones inicialmente determinado por medio de un análisis por elementos finitos, para luego hacer uso del mismo en conjunto con otro procedimiento de cálculo que permita establecer tanto la superficie crítica como el factor de seguridad asociado a la misma ( $FS_{mínimo}$ ).

El campo de tensiones obtenido se calcula *una sola vez*, para la *carga actuante* y con las *características de resistencia reales*. Pueden utilizarse, indistintamente, modelos constitutivos elásticos lineales o elásticos perfectamente plásticos.

Los dos métodos indirectos utilizados son: el **método de equilibrio límite mejorado y la determinación de factores de movilización de resistencia**.

#### **Equilibrio límite mejorado**

Este método está basado en las tensiones calculadas por medio de un análisis de elementos finitos, las cuales son combinadas con un análisis por equilibrio límite, a lo largo de una superficie de falla prescrita. A partir de lo anterior, se obtiene una valoración de la seguridad al deslizamiento por medio de un *factor de seguridad global*. La superficie crítica se define en los mismos términos que en los métodos de equilibrio límite, como aquella que posee el menor factor de seguridad.

El factor de seguridad global  $FS_{global}$  se obtiene por medio de:

$$FS_{global} = \frac{\sum S_{resistente}}{\sum S_{movilizada}} \quad (77)$$

Donde la fuerza resistente ( $S_{resistente}$ ) es calculada en términos de la resistencia al corte del suelo:

$$S_{resistente} = \tau \cdot \Delta L = (c' + \sigma' \cdot \tan \phi') \cdot \Delta L \quad (78)$$

Mientras que la fuerza movilizada ( $S_{movilizada}$ ) es calculada en función de la tensión de corte movilizada:

$$S_{movilizada} = \tau_m \cdot \Delta L \quad (79)$$



Para las dos anteriores,  $\Delta L$  es la longitud de un segmento de la superficie de falla.

El *factor de seguridad local* es definido como la relación de la fuerza resistente y la fuerza movilizada, calculado en un punto determinado de la superficie de falla:

$$FS_{local} = \frac{S_{resistente}}{S_{movilizada}} = \frac{\tau \cdot \Delta L}{\tau_m \cdot \Delta L} \quad (80)$$

Los valores  $(\tau, \tau_m)$  se calculan utilizando como datos las tensiones resultantes del análisis por elementos finitos. En efecto, un análisis por elementos finitos da como resultado, en cada uno de los puntos de Gauss de la malla, el vector de tensiones efectivas:

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma'_x \\ \sigma'_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} \quad (81)$$

De acuerdo a la Figura 3-15, se obtienen los valores de  $(\sigma', \tau_m)$ .

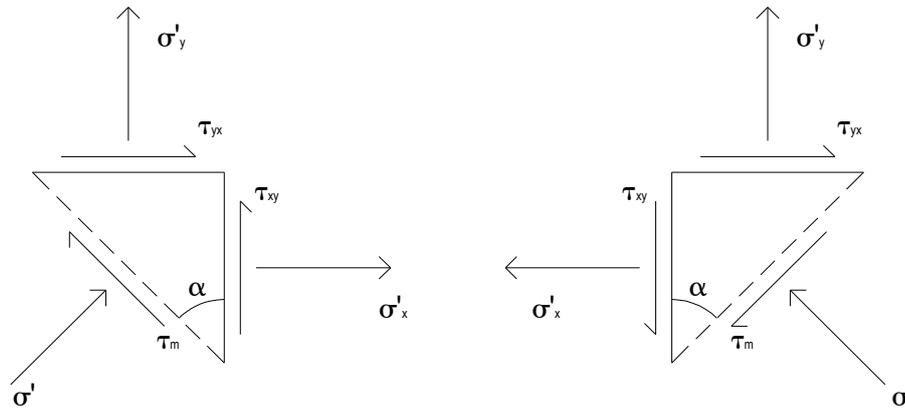


Figura 3-15

Utilizando las fórmulas de transformación, se tiene que:

$$\begin{aligned} \mathbf{T} \cdot \mathbf{a}_1 &= \boldsymbol{\sigma}_{ELM} \cdot \mathbf{R}_1 & \mathbf{T} \cdot \mathbf{a}_2 &= \boldsymbol{\sigma}_{ELM} \cdot \mathbf{R}_2 \\ \begin{bmatrix} \sigma'_x & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma'_y \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \cos \alpha \\ \sin \alpha \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} \sigma' \\ \tau_m \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha \\ \sin \alpha & \cos \alpha \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} \sigma'_x & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma'_y \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} -\cos \alpha \\ \sin \alpha \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} \sigma' \\ \tau_m \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} -\cos \alpha & -\sin \alpha \\ \sin \alpha & -\cos \alpha \end{bmatrix} \\ (\mathbf{R}_1)^{-1} \cdot \mathbf{T} \cdot \mathbf{a}_1 &= \boldsymbol{\sigma}_{ELM} & (\mathbf{R}_2)^{-1} \cdot \mathbf{T} \cdot \mathbf{a}_2 &= \boldsymbol{\sigma}_{ELM} \end{aligned} \quad (82)$$

Se determinan  $(\sigma', \tau_m)$ , en un determinado número de puntos a lo largo de la superficie de falla, y luego se calculan los factores de seguridad locales y el factor global (por medio de (80) y (77) respectivamente).

**Factores de movilización de resistencia:**

La identificación de la superficie potencial de falla puede establecerse a partir de gráficos de contornos de factores de movilización de resistencia (FMR). En efecto, el nivel de resistencia movilizada representa una medida de la proximidad de la rotura, localizada en un punto de una masa de suelo.

El factor de movilización de resistencia (FMR) se define de la siguiente manera:

$$FMR = \frac{s}{\tau} \quad (83)$$



Los valores de  $s$  y  $\tau$  pueden obtenerse a partir de la construcción gráfica de Mohr, en términos de las tensiones principales  $(\sigma'_1, \sigma'_3)$ :

$$FMR = \frac{c' + \sigma' \cdot \tan \phi'}{R \cdot \text{sen} \theta} = \frac{c' + (\sigma'_m + R \cdot \cos \theta) \cdot \tan \phi'}{R \cdot \text{sen} \theta} \quad (84)$$

Los valores de  $R$  y  $\sigma'_m$  son, correspondientemente, el radio y la coordenada del centro de la circunferencia de Mohr:

$$R = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2}, \sigma'_m = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)}{2} \quad (85)$$

El ángulo  $\theta$  se escoge de la siguiente manera: evidentemente, según la Figura 3-16, habrá un determinado valor de  $\theta$  que haga que la situación se encuentre mas cerca del estado de falla. Por tanto, el valor de  $\theta$  se obtendrá de manera de minimizar la función  $FMR = f(\theta)$ .

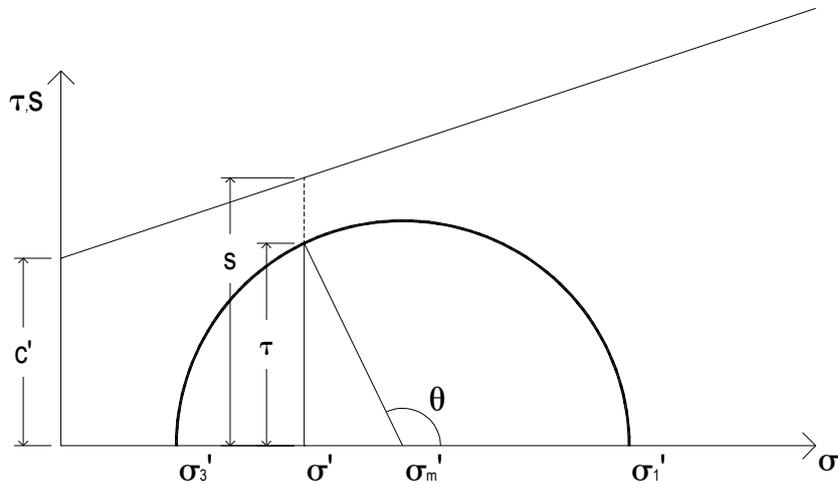


Figura 3-16

Derivando entonces la ecuación (84), igualando a cero y despejando términos, se tiene que:

$$\theta_{\text{crítico}} = \arccos \left( \frac{-R \cdot \tan \phi'}{c' + \sigma'_m \cdot \tan \phi'} \right) \quad (86)$$

De este modo, para la malla de elementos finitos, pueden calcularse los valores de FMR mínimos en todos los puntos de Gauss y graficar por medio de curvas isovalores. Esto puede dar una indicación de las zonas que se encuentran mas cerca de la plastificación o plastificadas ( $FMR=1.0$ ). A partir de la identificación de tales zonas, puede determinarse *aproximadamente* la zona en la cual estará ubicada la superficie crítica de deslizamiento.

Para el uso de los factores de movilización de resistencia, es necesario realizar el análisis por elementos finitos utilizando una formulación del material elástica perfectamente plástica.

## Ventajas y desventajas de los métodos por elementos finitos

### Ventajas de los métodos directos:

- las tensiones, deformaciones, y resistencias al corte se calculan con mayor exactitud, ya que se satisfacen las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad.
- no necesitan realizarse suposiciones acerca la locación y forma de la superficie de falla, ya que la falla ocurre “naturalmente” a través de las zonas dentro del talud en las cuales la resistencia al corte del suelo sea insuficiente para soportar las fuerzas cortantes movilizadas.



## Estabilidad de barrancas sobre el río Paraná. Modelado por métodos numéricos.

- puesto que el concepto de “dovelas” no está involucrado, no es necesario realizar ninguna suposición acerca de las fuerzas que actúan en ellas. El método de elementos finitos “preserva” el equilibrio global hasta que se alcanza la falla.
- si existen datos acerca de las características de compresibilidad y deformación, el método de elementos finitos puede dar información acerca de los valores de deformación a niveles de tensiones de trabajo.
- puede “monitorearse” la falla progresiva hasta llegar a la falla global.
- en el método por incremento gravitacional pueden utilizarse modelos de comportamiento mas avanzado.

### Desventajas de los métodos directos:

- son necesarios esquemas iterativos de solución, a fin de re distribuir las tensiones en el suelo, a condición que ningún punto quede sobre tensionado (estado tensional violando el criterio de falla), llegándose a la “falla” cuando el esquema iterativo no “puede” re distribuir las tensiones y satisfacer al mismo tiempo el criterio de falla, ocasionando la divergencia de la solución. En este esquema, la “solución del problema físico” (determinación del factor de seguridad) es la “no solución del modelo computacional” (corrida del modelo de elementos finitos). Se trabaja entonces con una solución “no convergente”. Es dificultoso además determinar el punto exacto de la inestabilidad, basándose solo en la convergencia de la solución, ya que a medida que se acerca el punto de inestabilidad, es exponencialmente mas difícil alcanzar una solución convergente, siendo necesarios incrementos cada vez mas pequeños del multiplicador para mantener la convergencia. Además, pueden existir otras razones para el no logro de la convergencia (condiciones de contorno, estimación no realista de las tensiones in situ, inapropiada discretización, etc.). Se necesita demasiado esfuerzo computacional para determinar el punto exacto de inestabilidad a partir de un análisis por elementos finitos.
- en los métodos por reducción de resistencia, el multiplicador se aplica de la misma forma a toda la masa de suelo, reduciendo toda la resistencia en la misma magnitud, lo que equivale a considerar el mismo factor de seguridad local a lo largo de toda la superficie de falla, lo cual es irreal, ya que el factor de seguridad varía a lo largo de la superficie de falla. Respecto de esto, el método no presenta ventajas comparativas sobre los LEM tradicionales, ya que estos últimos hacen uso de la misma suposición.

### Ventajas de los métodos indirectos:

- las tensiones, deformaciones, y resistencias al corte se calculan con mayor exactitud, ya que se satisfacen las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad.
- la ecuación del factor de seguridad es determinada, por lo tanto no se necesita realizar ningún tipo de suposición para lograr la obtención de FS.
- la ecuación del factor de seguridad es lineal, por lo que no se necesitan esquemas iterativos como los utilizados en los LEM completos o en los métodos directos por elementos finitos.
- en el método de equilibrio límite mejorado, puede hacerse uso de una formulación elástica lineal para el cálculo por elementos finitos.
- si existen datos acerca de las características de compresibilidad y deformación, el método de elementos finitos puede dar información acerca de los niveles de deformación a niveles de tensiones de trabajo.

### Desventajas de los métodos indirectos:

- en un sentido estricto, no aportan mas a los métodos de equilibrio límite que una estimación mas exacta de los estados de tensión dentro del talud.



## PROBLEMAS TIPO

### Caso 1: talud homogéneo sin estrato de fundación

#### Geometría

En la Figura 3-17 se observa la geometría de modelo analizado, cuyo talud es 1:2 (26.57°).

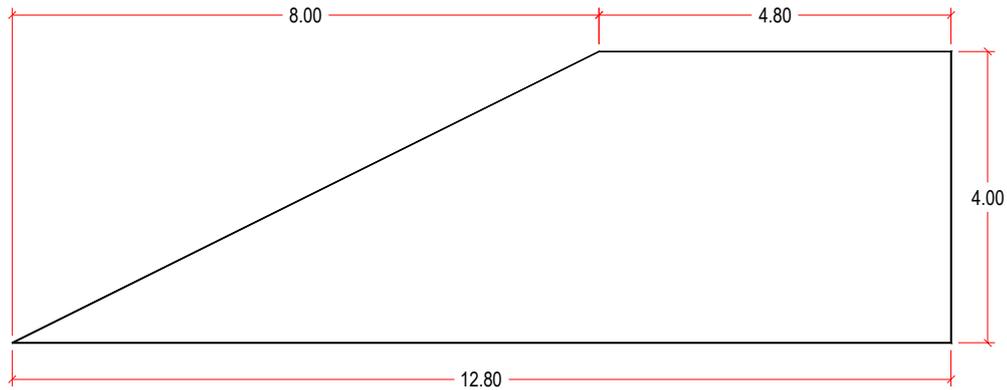


Figura 3-17

#### Características geotécnicas

El talud está formado por un suelo cohesivo friccionante, de peso específico  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , cohesión  $c = 4 \text{ kN/m}^2$ , ángulo de fricción interna  $\phi = 20^\circ$ . De acuerdo a lo mencionado acerca de los valores de  $E, \nu$ , se han tomado valores "promedio". De este modo, se adoptó como módulo de elasticidad longitudinal  $E = 1e5 \text{ kN/m}^2$ , y como relación de Poisson  $\nu = 0.30$ . Se ha considerado dilatación nula ( $\psi = 0$ ).

#### Solución mediante ábacos

El ábaco utilizado es debido a Janbú, Figura 3-18, y se seguirá la metodología fijada en el Manual de Estabilidad de Taludes del Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos:

1. Se estimó la ubicación del "círculo crítico". Para la mayoría de las condiciones en taludes uniformes con  $\phi > 0$ , el círculo crítico pasa por el pie del talud. En efecto, el ábaco que se utilizó está formulado únicamente para fallas de pie.
2. Se calculó el coeficiente  $P_d = (\gamma \cdot H + q - \gamma_w \cdot H_w) / (\mu_q \cdot \mu_w \cdot \mu_t)$ , donde  $\gamma$  es el peso específico "promedio" del suelo;  $H$  la altura del talud sobre el pie;  $q$  la sobrecarga,  $\gamma_w$  es el peso específico del agua;  $H_w$  la altura del nivel de agua exterior sobre el pie;  $\mu_q$  el factor de reducción por sobrecarga ( $\mu_q = 1$  si no hay actuación de sobrecarga);  $\mu_w$  el factor de reducción por sumergencia ( $\mu_w = 1$  si no hay agua externa sobre el pie) y;  $\mu_t$  el factor de reducción por grietas de tracción ( $\mu_t = 1$  si no hay grietas de tracción). En este caso:  
 $P_d = (20 \text{ kN/m}^3 \cdot 4 \text{ m}) = 80 \text{ kN/m}^2$ .
3. Se calculó el coeficiente  $P_e = (\gamma \cdot H + q - \gamma_w \cdot H'_w) / (\mu'_q \cdot \mu'_w)$ , donde  $H'_w$  es el nivel de agua "promedio" dentro del talud y;  $\mu'_w$  el coeficiente de corrección por filtración ( $\mu'_w = 1$  si no hay filtración). En este caso:  $P_e = (20 \text{ kN/m}^3 \cdot 4 \text{ m}) = 80 \text{ kN/m}^2$ .



Estabilidad de barrancas sobre el río Paraná. Modelado por métodos numéricos.

- Se calculó el coeficiente adimensional  $\lambda_{c\phi} = (P_e \cdot \tan \phi) / c$ , donde  $\phi$  es el valor "promedio" del ángulo de fricción interna,  $c$  el valor "promedio" de la cohesión. En este caso:  
 $\lambda_{c\phi} = (80kN/m^2 \cdot \tan 20^\circ) / 4kN/m^2 = 7.28$ .
- Utilizando la carta siguiente, se determinó el valor del número de estabilidad  $N_{cf}$ , el cual depende de la inclinación del talud  $b$  (pendiente 1:  $b$ ) y del valor de  $\lambda_{c\phi}$ . Resulta  $N_{cf} = 26$ .
- Se calculó el factor de seguridad por medio de la fórmula:  $FS = \frac{N_{cf} \cdot c}{P_d} = \frac{26 \cdot 4kN/m^2}{80kN/m^2} = 1.30$ .

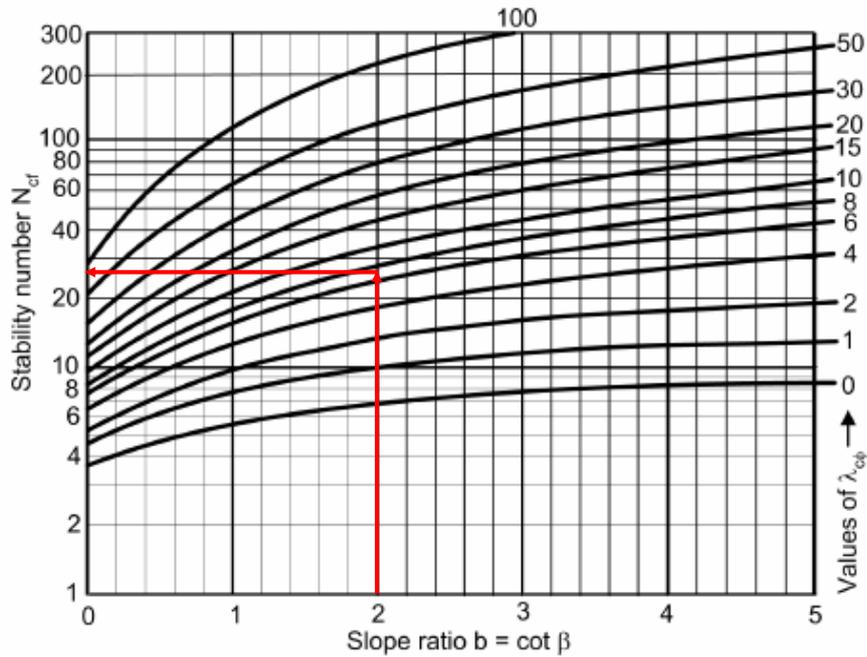


Figura 3-18

### Solución por métodos de equilibrio límite

Utilizando el software, se ha determinado la solución por los métodos de Fellenius (ordinario de dovelas), Bishop, Janbú y Spencer. En la Figura 3-19 se observa la superficie crítica determinada por el método de Fellenius, junto con el diagrama correspondiente a una dovela característica.

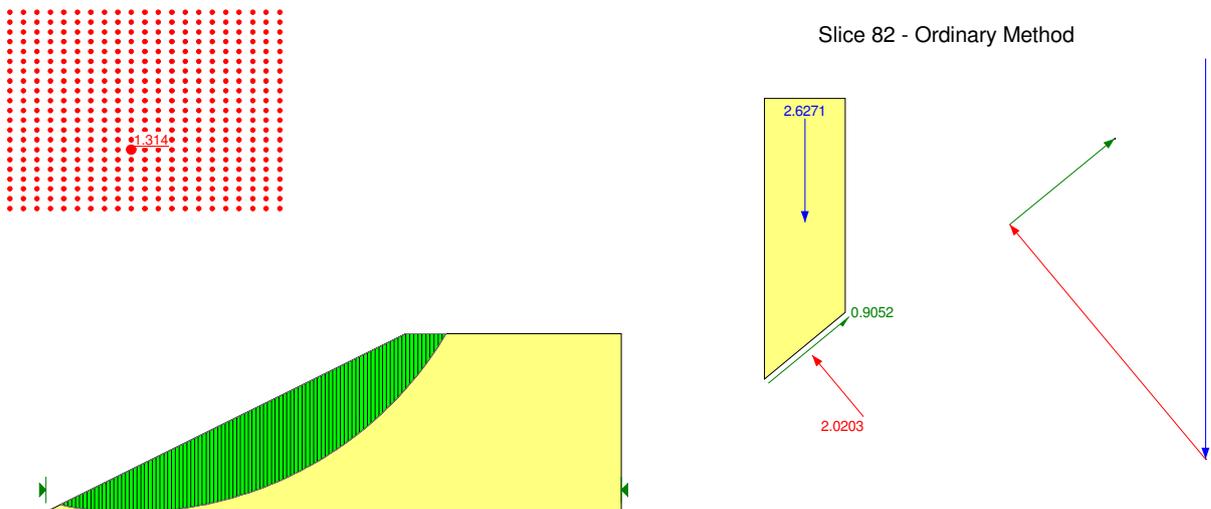


Figura 3-19



El factor de seguridad obtenido es  $FS=1.31$ , correspondiente a una falla de pie. En la Figura 3-20-b se aprecia claramente la “pobreza” estática de la solución, ya que no se satisface el equilibrio para la dovela sino solamente el equilibrio global de momentos, y no se tienen en cuenta ni las fuerzas normales ni rasantes interdovelas.

Veamos ahora la solución obtenida por el método de Bishop. Figura 3-20-a. El factor de seguridad obtenido es  $FS=1.38$ , y la misma dovela mostrada anteriormente, se observa nuevamente. Como se aprecia, la influencia de las fuerzas normales interdovelas mejora la solución, si bien no se alcanza totalmente el equilibrio para la dovela. La ubicación de la superficie de falla es similar a la obtenida por medio del método de Fellenius.

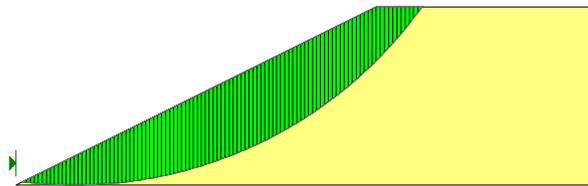
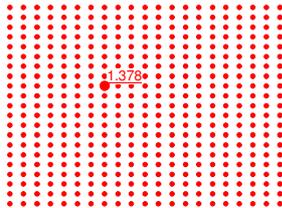


Figura 3-20-a

Slice 82 - Bishop Method

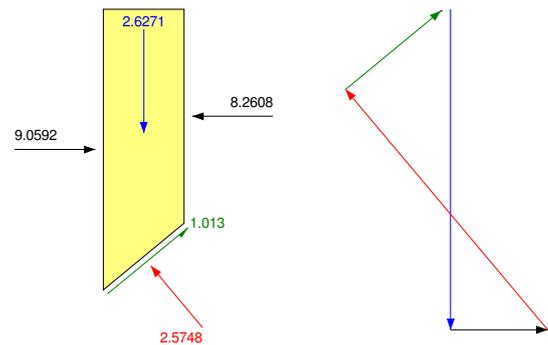


Figura 3-20-b

La aplicación del método de Janbú permite obtener un  $FS=1.30$ , con una ubicación de la superficie de falla similar a las anteriores. Figuras 3-21-a y b.

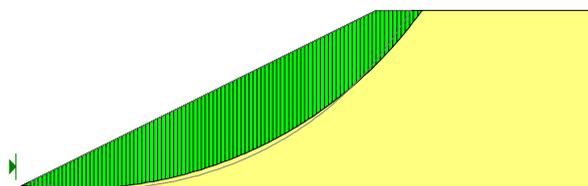
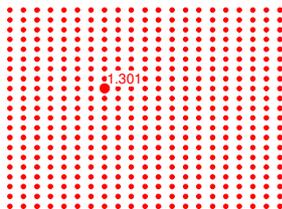


Figura 3-21-a

Slice 82 - Janbu Method

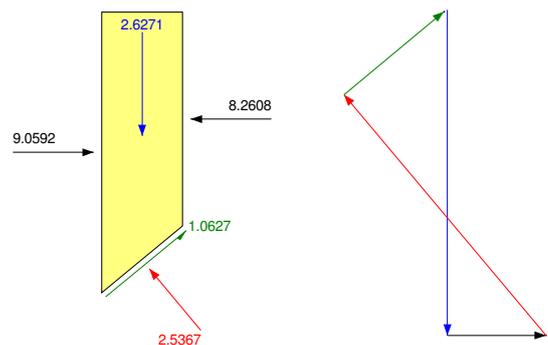


Figura 3-21-b

Finalmente, mediante la aplicación del método de Spencer, que tiene en cuenta todas las fuerzas que actúan sobre la dovela, satisfaciendo el equilibrio global (de fuerzas y momentos) y el equilibrio en la dovela, se obtuvo un valor de  $FS=1.38$  (similar al obtenido por el método de Bishop) y con una superficie de falla similar. Figuras 3-22-a y b.

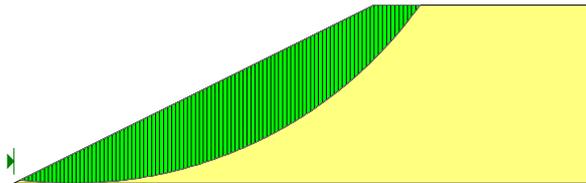
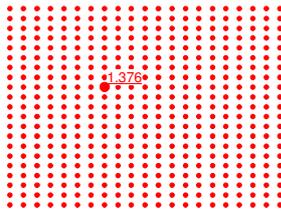


Figura 3-22-a

Slice 82 - Spencer Method

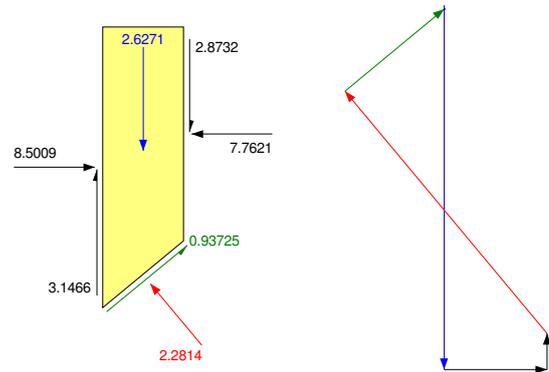


Figura 3-22-b

### **Solución por métodos directos de elementos finitos**

Mediante la utilización de software, se realizó la modelación que se muestra en la Figura 3-23, utilizando una malla de 6227 nodos, con 757 elementos triangulares de 15 nodos. Las condiciones de borde son tales que se permite el desplazamiento vertical en el contorno vertical derecho, y se restringen ambos movimientos en el contorno inferior (se supone que el borde inferior representa la superficie de contacto con un estrato duro).

La corrida se llevó a cabo de la siguiente manera:

1. Fase uno: aplicación de la carga gravitatoria.
2. Fase dos: a partir de la fase uno, se incrementó el multiplicador gravitacional hasta llegar a la falla.
3. Fase tres: a partir de la fase uno, se redujo la resistencia hasta llegar a la falla.

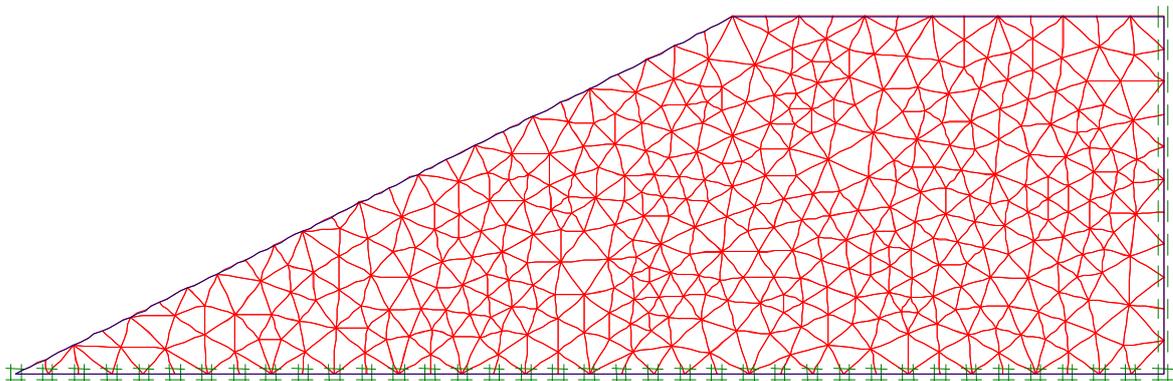


Figura 3-23

En la Figura 3-24 se muestra el resultado de la fase dos, esto es, la malla deformada de la última solución convergente. El multiplicador gravitacional  $\alpha$  alcanzado es igual a 1.325, por lo que  $FS=1.325$ .

La malla deformada no da, en primera instancia, una indicación clara de la "posición" de la superficie de falla. Es útil entonces, determinar en que parte de la masa de suelo se localizan los últimos incrementos de deformación plástica (incrementos de deformación plástica en la última solución convergente).

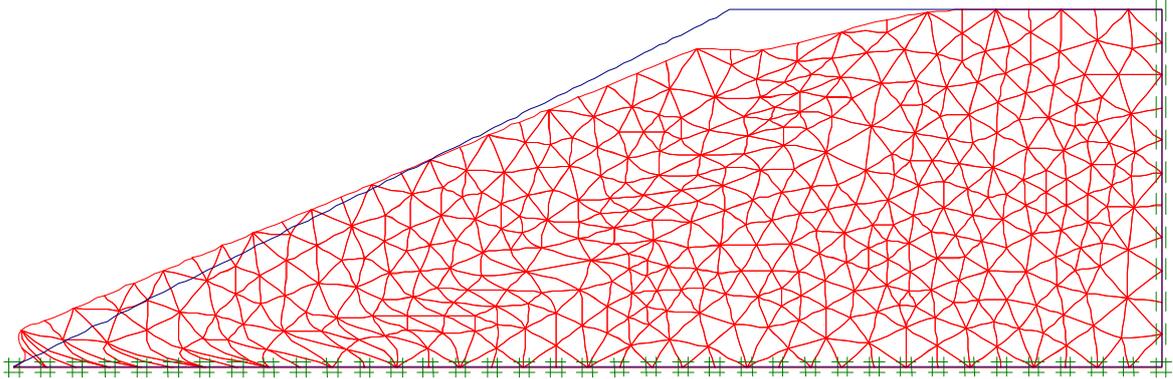


Figura 3-24

En efecto, en la Figura 3-25 se aprecia la localización de los incrementos en la *deformación tangencial plástica*. Obsérvese que los incrementos de deformación por corte se localizan en una **zona determinada del talud**, que prácticamente “contiene” a las superficies obtenidas por los métodos de equilibrio límite, indicando además que el pie del talud es la zona mas solicitada. El valor del factor de seguridad ha sido obtenido utilizando el criterio de no convergencia de la solución. Utilizando una curva que relacione el desplazamiento de un punto característico con el multiplicador gravitacional, puede asimismo calcularse el FS en el instante de falla.

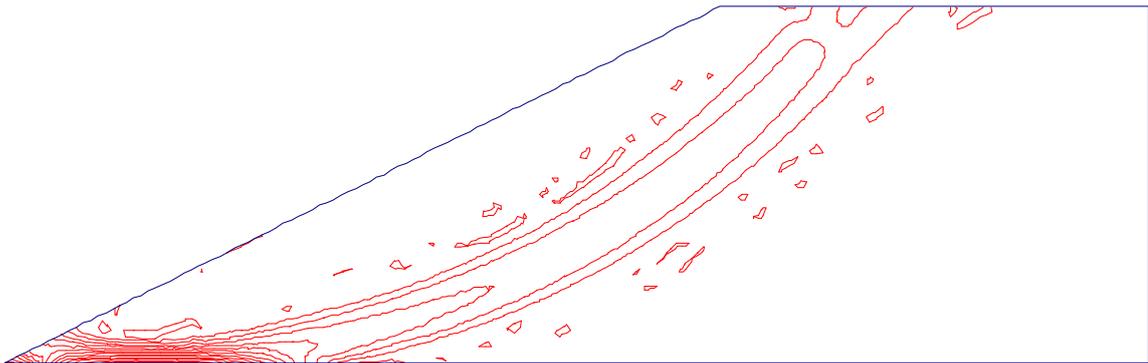


Figura 3-25

Tomando (de aquí en más) como punto de desplazamiento el correspondiente a la corona del talud, se aprecia que el multiplicador crítico está entre 1.30 y 1.35, acompañado de un crecimiento muy elevado de los desplazamientos. Figura 3-26.

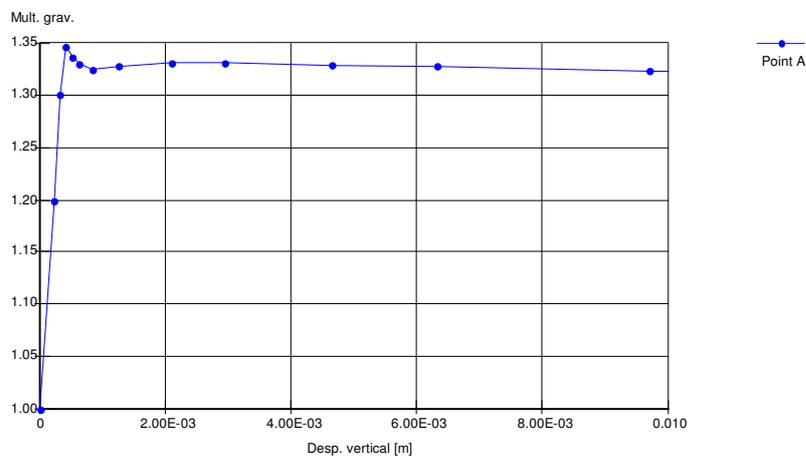


Figura 3-26



A continuación se muestra la malla deformada correspondiente a la última solución convergente, en la Fase tres del análisis. Figura 3-27. Obsérvese que el modelo de deformación prácticamente es coincidente con el correspondiente al método de incremento gravitacional. El valor de  $\beta$  para la fase de reducción de resistencia es igual a 1.344, por lo que FS=1.344.

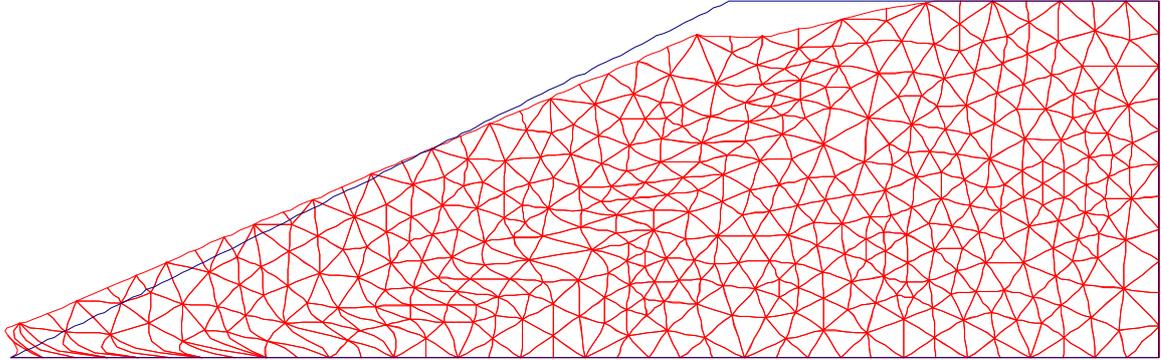


Figura 3-27

En lo que respecta a los desplazamientos, es importante destacar lo siguiente:

**Los valores de los desplazamientos calculados carecen de validez física, ya que solo son el resultado de técnicas numéricas que involucran la búsqueda de la última solución convergente en un análisis de incremento / reducción de parámetros.**

**De ninguna manera los desplazamientos medidos sobre la malla deformada (para la última solución convergente) dan una indicación de los que pudieren producirse en el instante de falla del talud. Recuérdese además, que los desplazamientos están profundamente influidos por la selección de los valores de  $E, \nu$ .**

Cuando se busca el valor del multiplicador por medio de la inspección de la curva de desplazamientos, es indicativo solo el crecimiento de los mismos respecto de los producidos anteriormente.

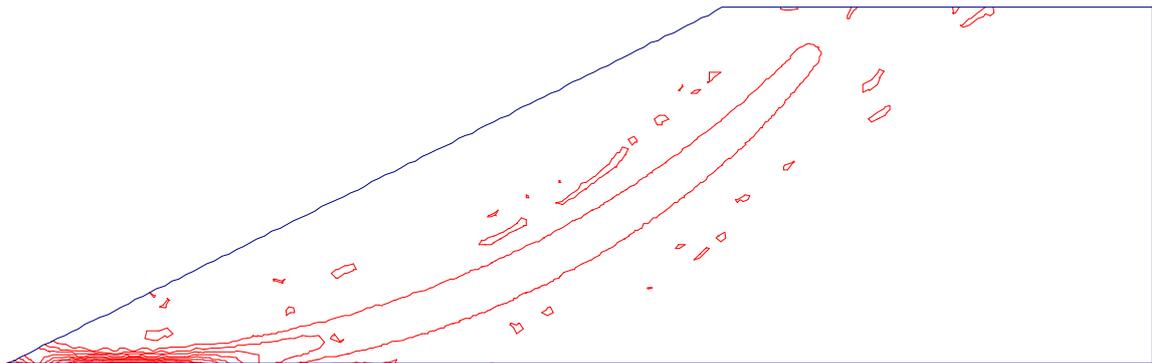


Figura 3-28

La figura Figura 3-28, muestra nuevamente los contornos de los incrementos de la deformación por corte. La localización es prácticamente coincidente con la revelada por el método de incremento gravitacional.

En cuanto a la curva de desplazamiento vertical, obsérvese que el factor de reducción de resistencia  $\beta$  se encuentra también en el intervalo 1.30 – 1.35. Figura 3-29.

Según lo anterior, se observa la cercanía en los resultados obtenidos por medio de la aplicación de ambos métodos, con predicción de multiplicadores muy cercanos y definición de las superficies de deslizamiento coincidentes.

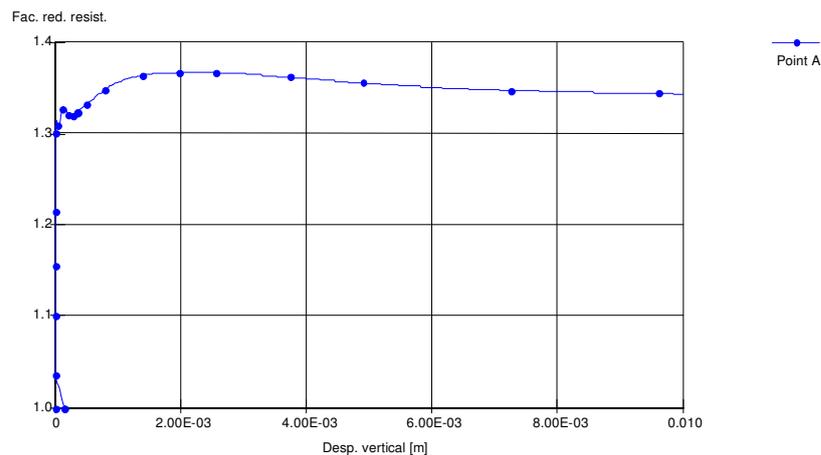


Figura 3-29

### Solución por métodos indirectos de elementos finitos

A fin de ubicar tentativamente la superficie de falla a lo largo de la cual computar el valor del FS, se utilizará el método de los factores de movilización de resistencia.

A partir de los resultados de la fase uno del cálculo por elementos finitos, esto es, la solución del modelo con la aplicación solamente de la carga gravitatoria (*sin afectar por medio de multiplicadores de incremento o reducción*), se computaron los valores del FMR.

Se desarrolló para ello un algoritmo programado en el entorno **MatLAB**, cuyo esquema de cálculo es el siguiente:

1. Se lee la matriz que contiene las características geotécnicas de los estratos involucrados.
2. Se lee la matriz que contiene las tensiones efectivas en los puntos de Gauss de la malla de elementos finitos (valores de tensión resultantes de la fase uno de cálculo).
3. Para cada uno de los puntos de Gauss de la malla:
  - a. Se leen las características geotécnicas del estrato en el cual está contenido el punto de Gauss, determinando los valores de  $(c', \phi')$  que le corresponden.
  - b. Se calculan las tensiones principales  $(\sigma'_1, \sigma'_3)$ .
  - c. Se calcula el radio ( $R$ ) del círculo de Mohr, según la ecuación (85), con los valores de tensión calculados en (b).
  - d. Se calcula la coordenada del centro del círculo de Mohr  $(\sigma'_m)$ , según la ecuación (85), con los valores de tensión calculados en (b).
  - e. Se calcula el valor del ángulo  $\theta_{crítico}$ , según la ecuación (86), con los valores calculados en (c), (d), y leídos en (a).
  - f. Se calcula el valor de FMR según la ecuación (84), en función de los valores determinados anteriormente.
4. Se escriben en una matriz de salida, los valores de las coordenadas de los puntos de Gauss junto con el valor del factor de movilización de resistencia correspondiente.

Con los valores de FMR calculados para toda la malla de elementos finitos, por medio de **AutoCAD** se graficaron las curvas isovalores, que son curvas que unen puntos de igual valor de FMR. En la Figura 3-30 se muestra el trazado de las mismas.

Puede observarse que los factores de movilización mas bajos (más cercanos a 1) se ubican en el pie del talud, mientras que los inmediatamente mayores a estos se extienden hacia la superficie, abarcando una zona sub superficial mas o menos paralela al talud superficial.

Ya no es posible la definición de una única "superficie de falla", sino que, y de manera mas general, puede hablarse de una "zona de falla", a lo largo de la cual pueden extenderse varias superficies de falla con factores de seguridad similares.

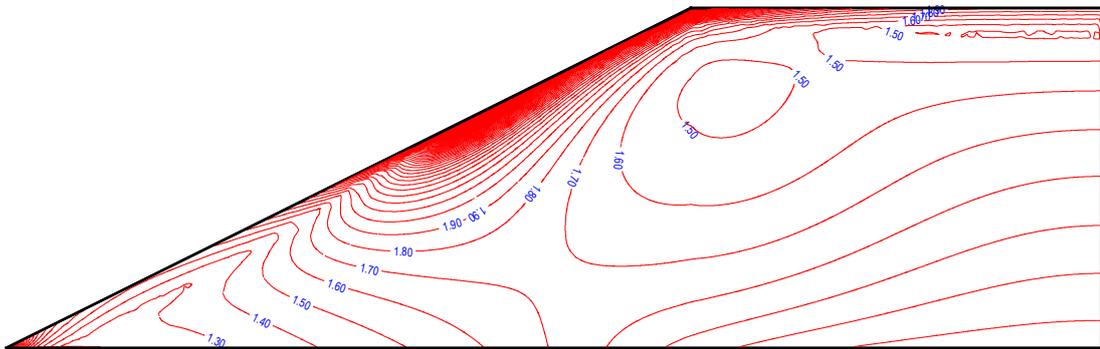


Figura 3-30

Una superficie posible que puede definirse a partir de los FMR se muestra en la Figura 3-31. Esta superficie definida se utilizó para el cálculo del FS por medio del método de equilibrio límite mejorado. Se ha desarrollado también para esto un segundo algoritmo, programado en **MatLAB**.

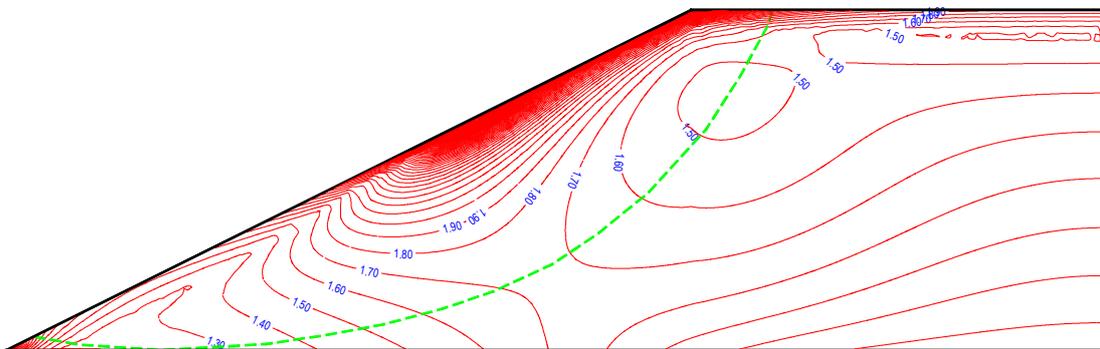


Figura 3-31

El esquema de cálculo es el siguiente:

1. Se lee la matriz que contiene las características geotécnicas de los estratos involucrados.
2. Se lee la matriz que contiene las coordenadas  $(x, y)$  de la superficie de falla propuesta, la cual ha sido exportada desde un entorno **AutoCAD**. La superficie propuesta se divide en  $n$  partes, lo que implica una discretización por medio de  $n+1$  puntos. El valor de  $n$  que se adopte está también en función de la densidad de la malla utilizada en el cálculo por medio de elementos finitos. De este modo, cuanto mas densa sea la malla, mas alto puede tomarse el valor de  $n$ . Aquí se ha tomado como un valor aceptable  $n = 100$ .
3. Se lee la matriz que contiene las tensiones efectivas en los puntos de Gauss de la malla de elementos finitos (valores de tensión resultantes de la fase uno de cálculo).
4. Para cada uno de los  $(n+1)$  puntos de la superficie de falla propuesta:



Estabilidad de barrancas sobre el río Paraná. Modelado por métodos numéricos.

- a. Se busca el punto de Gauss mas cercano al punto de la superficie de falla que se evalúa.
  - b. Se asigna al punto de la superficie de falla, el estado tensional correspondiente al punto de Gauss mas cercano (determinado en (a)), conjuntamente con la identificación del estrato al cual pertenece el punto evaluado.
5. Para cada uno de los ( $n$ ) segmentos que componen la superficie de falla propuesta:
- a. Se computa, la longitud  $\Delta L$  del segmento de la superficie de falla.
  - b. Se computan los valores de las tensiones ( $\sigma', \tau_m$ ) para el punto medio del segmento considerado, por medio de las relaciones de transformación (82).
  - c. Se computan los valores de las fuerzas resistente y movilizadas ( $S_{resistente}, S_{movilizada}$ ), por medio de las expresiones (78) y (79) respectivamente, conjuntamente con los valores de los parámetros resistentes del estrato correspondiente.
  - d. Se almacenan los valores obtenidos en (c) y se computa el valor del factor de seguridad local ( $FS_{local}$ ) por medio de la expresión (80).
6. Se computa el valor del factor de seguridad global ( $FS_{global}$ ), por medio de la expresión (77), sumando los valores almacenados (en 5.d) de las fuerzas resistentes y movilizadas.

Aplicando el procedimiento anterior al caso presente, se obtuvo un valor del  $FS_{global}=1.41$ . La aplicación del método de equilibrio límite mejorado permite la visualización de las fuerzas resistentes y movilizadas en función de la coordenada horizontal como se muestra en la Figura 3-32.

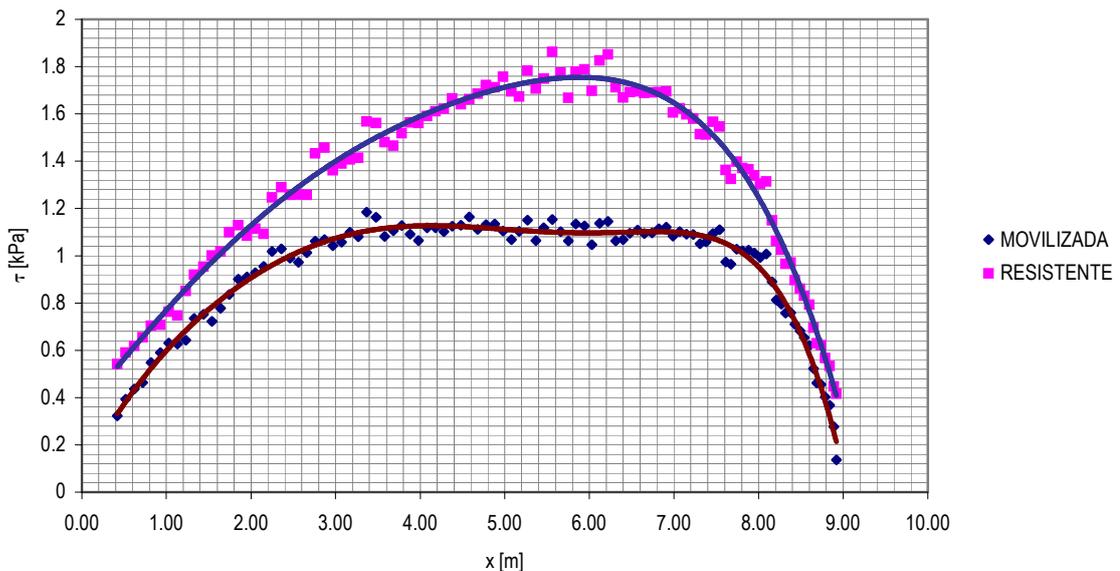


Figura 3-32

Figura 3-33 muestra la evolución del factor de seguridad local en función de la coordenada horizontal. En el mismo se representa también el factor de seguridad global obtenido anteriormente ( $FS=1.41$ ). Se observa que el factor de seguridad local es menor respecto del global aproximadamente a lo largo del primer tercio de la superficie de falla (comenzando desde el pie del talud), para hacerse mayor en la zona central y luego vuela a caer. Esto nos puede indicar, que los mecanismos adecuados de sustentación deben estar dirigidos a incrementar los factores de seguridad locales en las zonas donde este es bajo. El método de equilibrio límite mejorado permite el cálculo del factor de seguridad a partir de los datos de tensiones en los puntos de Gauss de una malla de elementos finitos.

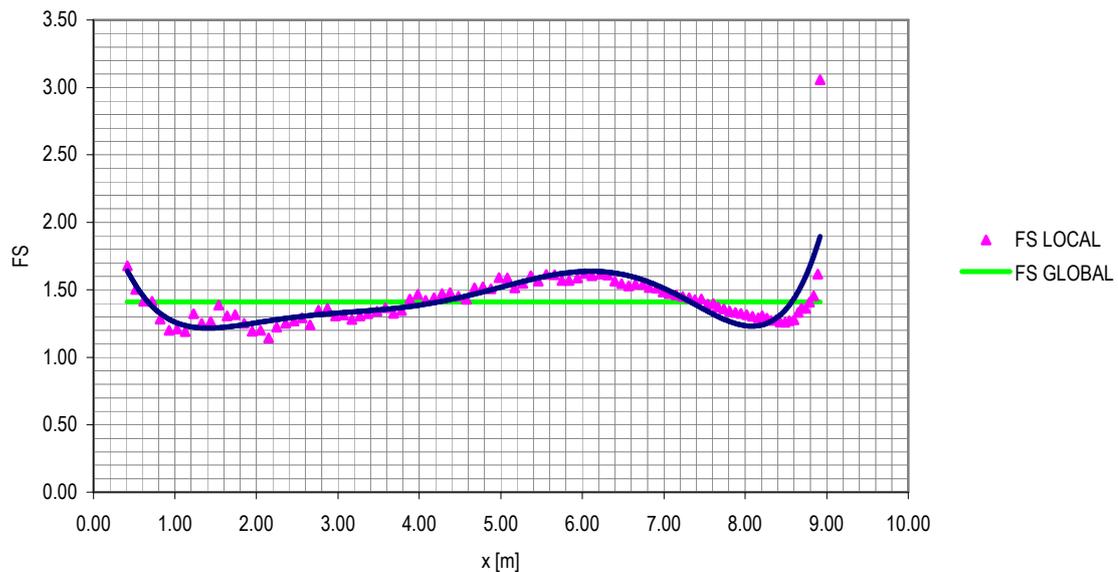


Figura 3-33

En el cálculo anterior se ha utilizado el resultado de tensiones para una corrida donde se ha supuesto que sobre el talud actúa la carga gravitatoria, y donde el modelo de comportamiento es elastoplástico. Consideremos las tensiones resultantes de un análisis igual al caso anterior, pero con la siguiente modificación:

El comportamiento del material es linealmente elástico.

Por aplicación del método de equilibrio límite mejorado sobre un modelo de comportamiento elástico, se obtuvo un  $FS=1.45$ , valor que se encuentra cercano al obtenido suponiendo un comportamiento elastoplástico.

Cabe ahora, una vez que se han obtenido los resultados mediante todos los métodos descriptos, preguntarse:

- Las superficies o lugares de falla obtenidas por cada uno de los métodos, coinciden o se encuentran cercanas?
- Donde estaba la diferencia entre los factores de seguridad obtenidos ?

Para responder la primera cuestión, se colocarán en un mismo gráfico todas las superficies.

En cuanto a la superficie de falla para la cual se obtiene el FS mediante el ábaco de Janbú, se aplica el siguiente procedimiento:

- Con el valor obtenido de  $\lambda_{c\phi}$ , se ingresa en el ábaco de la Figura 3-34-a, de donde se determinan los adimensionales  $(x_0, y_0)$ .
- Las coordenadas del centro del círculo, medidas considerando como origen el pie del talud, se determinan mediante  $x = x_0 \cdot H$ ,  $y = y_0 \cdot H$ .

Según los cálculos anteriores,  $\lambda_{c\phi} = 7.28$  y de la aplicación del ábaco se obtuvo:  $x_0 = 0.52$ ,  $y_0 = 1.85$ .

De este modo, las coordenadas del centro del círculo son:  $x = 0.52 \cdot 4m = 2.08m$  y  $y = 1.85 \cdot 4m = 7.40m$ .

En cuanto a la segunda cuestión, en la Figura 3-34-b, se listan en la primera fila los resultados obtenidos del FS y en la segunda fila las diferencias porcentuales, calculadas considerando como valor base el obtenido por medio del método simplificado de Bishop, ya que el mismo está ampliamente aceptado como método estándar de cálculo.

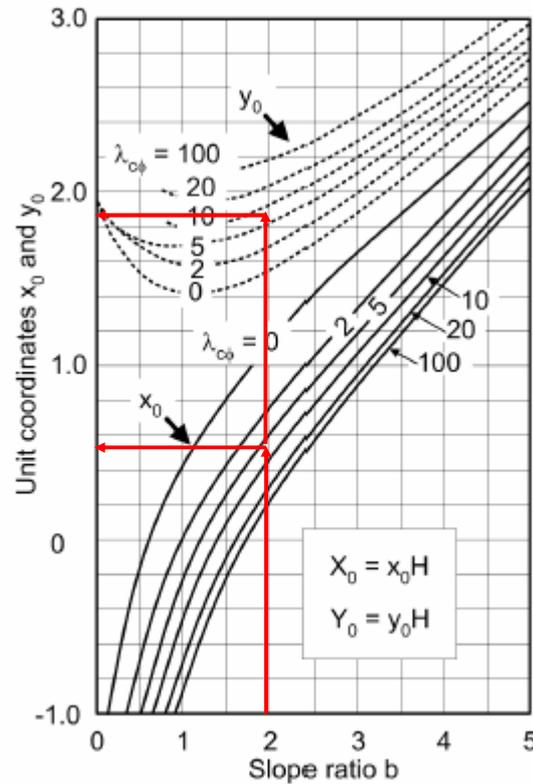


Figura 3-34-a

Ábacos	Fellenius	Bishop	Janbú	Spencer	Incremento gravitacional	Reducción de resistencia	FEM indirecto (elastoplástico)	FEM indirecto (elástico)
1.3	1.31	1.38	1.3	1.38	1.33	1.34	1.41	1.45
-5.80%	-5.07%	0.00%	-5.80%	0.00%	-3.62%	-2.90%	2.17%	5.07%

Figura 3-34-b

En cuanto a los métodos basados en ábacos, se considera como suficiente la aproximación obtenida, considerando lo expeditivo de la resolución.

Los métodos de Fellenius y de Janbú, como es conocido, dan resultados de FS bajos, mientras que los resultados por Bishop y Spencer son coincidentes.

Los métodos directos por elementos finitos dan resultados prácticamente coincidentes entre sí, y la diferencia puede encontrarse en el número máximo de iteraciones permitido por el algoritmo de cálculo no lineal. No obstante ello, las diferencias se consideran dentro de los márgenes de aceptabilidad, más aún si se tiene en cuenta que no hay necesidad de establecer diferentes superficies de falla a analizar, ya que la misma ocurre “naturalmente”.

El método indirecto por elementos finitos, tanto en su “versión elástica” como en su “versión elastoplástica”, da un resultado que está por encima del valor base.

Al respecto hacemos las siguientes consideraciones:

- Respecto de la diferencia con los métodos directos por elementos finitos, si se analiza una superficie de falla que pase, lo mas aproximadamente posible por la zona de falla predicha por estos, se obtiene, para la versión elastoplástica FS=1.39, y para la versión elástica, FS=1.41. Estos valores se encuentran más cercanos a los obtenidos por los métodos directos.
- Las diferencias entre los valores de FS entre los métodos indirectos y el método de Bishop, tienen otra causa. En efecto, ambas formulaciones hacen uso del valor de la tensión vertical



$\sigma_y$ , que en los métodos por equilibrio límite está dada solamente por el peso de la dovela; mientras que en un análisis por elementos finitos está dada por el valor que satisface el equilibrio global del modelo y la compatibilidad de deformaciones. Es de esperar que el valor de  $\sigma_y$  calculado por ambos caminos difiera.

La Figura 3-35 muestra los valores de  $\sigma_y$  a lo largo de la superficie utilizada para obtener los valores de FS consignados en el punto a).

Se observa que los valores son mayores a medida que se pasa de los métodos de equilibrio límite a los métodos indirectos. Esto explica que los factores de seguridad crezcan en el mismo sentido. Para el método de Bishop, se obtuvo un FS=1.38; para el método indirecto (versión elastoplástica), un FS=1.39; y para el método indirecto (versión elástica), un FS=1.41.

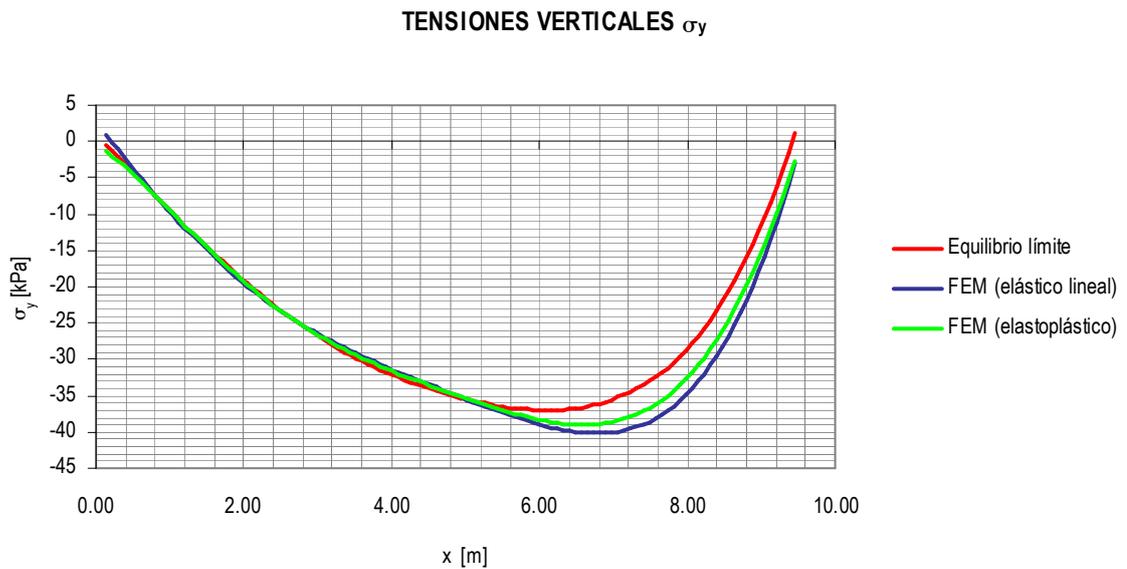


Figura 3-35



### Caso 2: talud homogéneo con estrato de fundación

#### Geometría

Básicamente similar al caso 1, solo que se ha agregó un estrato de fundación de espesor  $0.50 \cdot H$ .  
Figura 3-36.

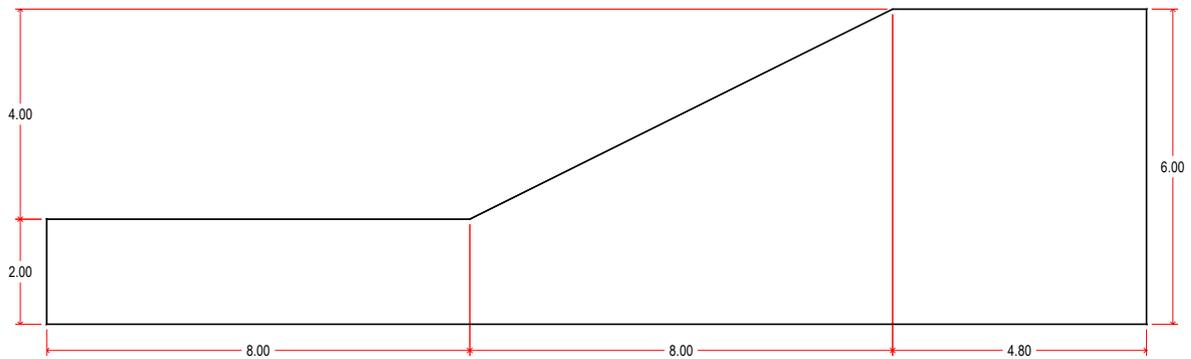


Figura 3-36

#### Características geotécnicas

El estrato de fundación está formado por un suelo cohesivo-friccionante, de peso específico  $\gamma = 20 \text{ kN} / \text{m}^3$ , cohesión  $c = 4 \text{ kN} / \text{m}^2$ , ángulo de fricción interna  $\phi = 20^\circ$ .

#### Solución mediante ábacos

Se utilizó el debido a Janbú. Puesto que el mismo es válido para fallas de pie, y que la geometría es igual que el caso anterior (salvo la adición del estrato de fundación), asumiendo un círculo crítico que pase por el pie, el factor de seguridad que se obtuvo es el mismo que el Caso 1, es decir un  $FS = 1.30$ .

#### Solución por métodos de equilibrio límite

En las Figuras 3-37, 3-38, 3-39, 3-40 y 3-41, se muestran los resultados de las corridas realizadas por medio del software, utilizando los métodos de Fellenius, Bishop, Bishop simplificado, Janbú y Spencer, respectivamente.

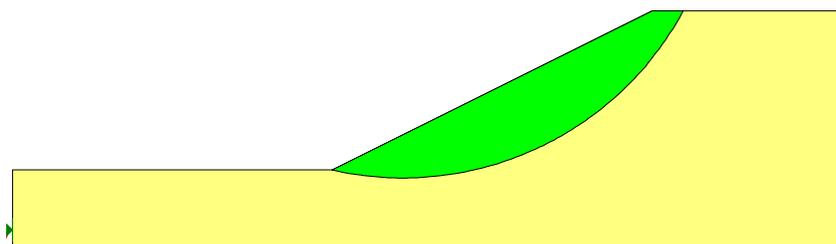
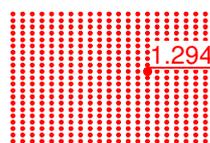


Figura 3-37 - Método de Fellenius



El método de Fellenius define como crítica una falla de pie, con  $FS=1.29$ . Cabe destacar que a fin de “ensayar” la mayor cantidad de superficies críticas, se ha indicado al software que evalúe círculos comenzando por el borde inferior del estrato de fundación.

En la figura 3-38, se muestra el  $FS$  obtenido para un círculo profundo, analizado por el método de Bishop.

Este resultado confirma que, para condiciones homogéneas con  $\phi > 0$ , el círculo crítico pasa por el pie del talud.

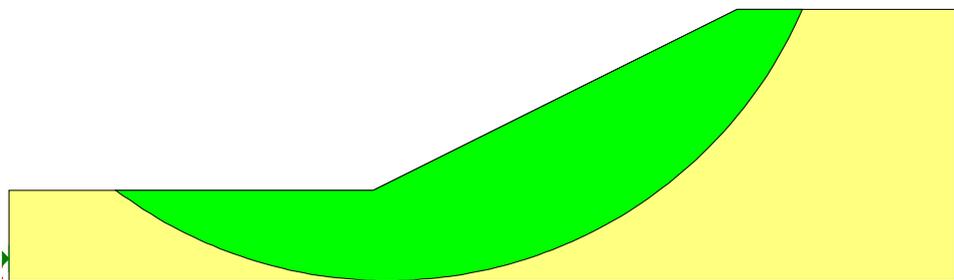
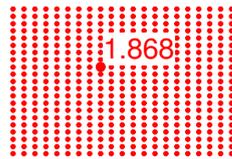


Figura 3-38 - Método de Bishop

El método simplificado de Bishop predice una superficie crítica similar a la correspondiente por el método de Fellenius, pero el factor de seguridad es mayor, en este caso  $FS=1.38$ .

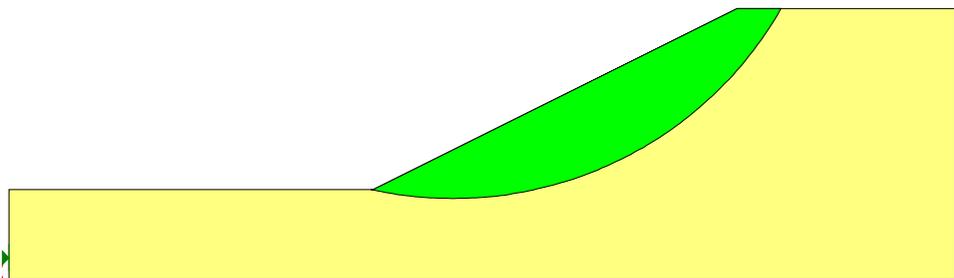
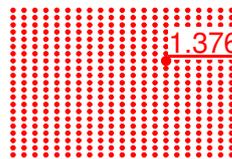


Figura 3-39 - Método de Bishop simplificado

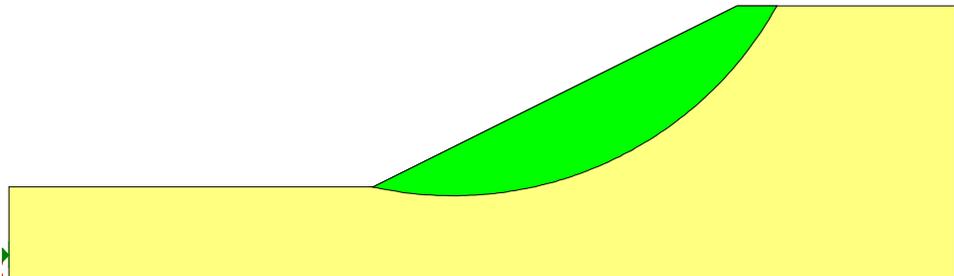
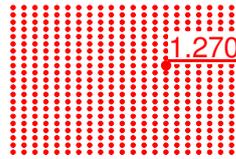


Figura 3-40 - Método de Janbú

El método de Janbú coincide con Bishop y Fellenius en cuanto a la ubicación del círculo crítico, pero se obtuvo un valor de FS bajo:  $FS=1.27$ .

Coincidente prácticamente con Bishop, con el método de Spencer se obtuvo un  $FS=1.37$ .

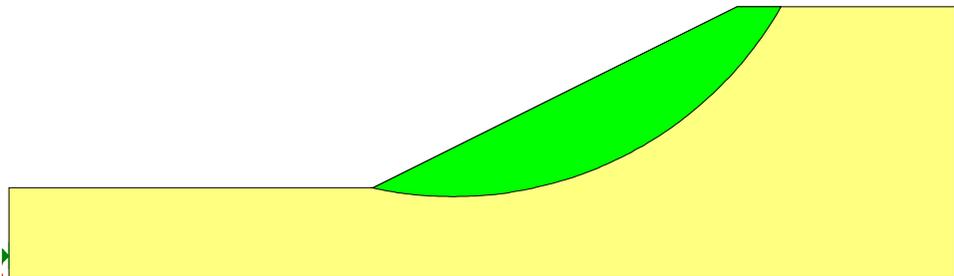
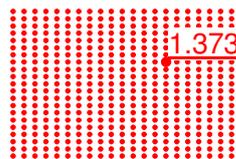


Figura 3-41 – Método de Spencer

### ***Solución por métodos directos de elementos finitos***

Se realizó la modelación que se muestra en la Figura 3-42, utilizando una malla de 5551 nodos, con 671 elementos triangulares de 15 nodos.

Las condiciones de borde son tales que se permite el desplazamiento vertical en los contornos verticales, y se restringen ambos movimientos en el contorno inferior (de nuevo, se supone que el borde inferior representa la superficie de contacto con un estrato duro).

La corrida sigue los mismos pasos (o fases) que en el caso 1:

1. Fase uno: Aplicación de la carga gravitatoria.
2. Fase dos: A partir de la fase uno, se incrementó el multiplicador gravitacional hasta llegar a la falla.
3. Fase tres: A partir de la fase uno, se redujo la resistencia hasta llegar a la falla.

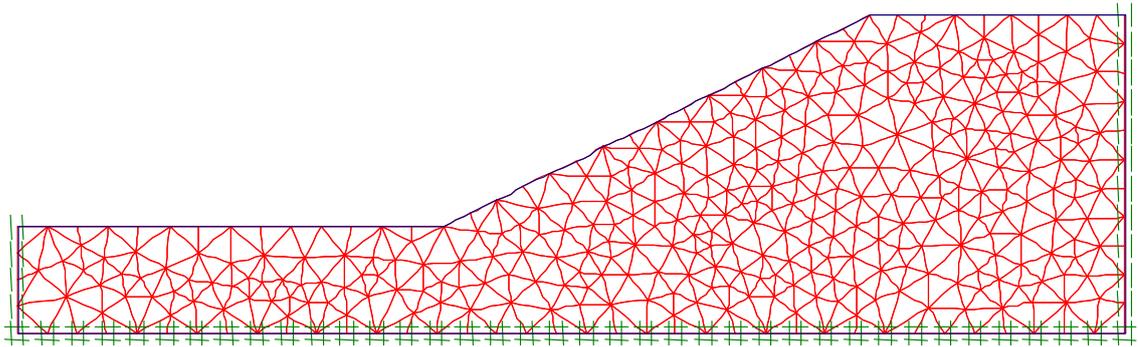


Figura 3-42

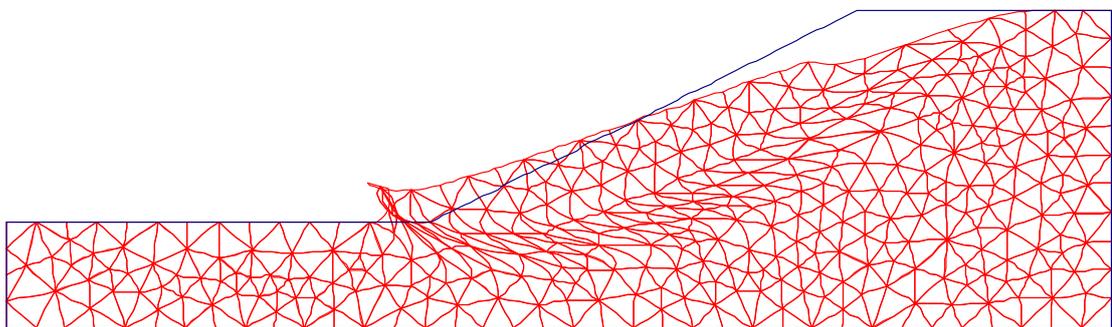


Figura 3-43

En la Figura 3-43 se muestra la malla deformada resultante de la fase dos. El multiplicador gravitacional en la última solución convergente fue de 1.302, por lo que  $FS=1.302$ .

La falla puede asimilarse aproximadamente a un mecanismo de falla por el pie, observando los contornos de incrementos de deformación plástica. Figura 3-44.

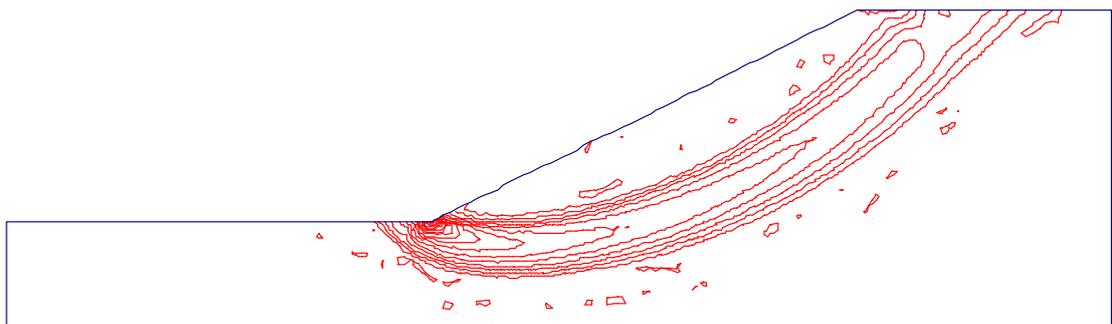


Figura 3-44

Procediendo a partir de la curva de desplazamientos, se obtuvo un resultado similar. Nuevamente, el punto de medición de los desplazamientos se encuentra en la corona del talud. Figura 3-45.

En cuanto a la fase 3, utilizando el método de reducción de resistencia se obtuvo una malla deformada como la de la Figura 3-46, siendo el factor  $\beta$  en la última solución convergente igual a 1.326, siendo  $FS=1.326$ .

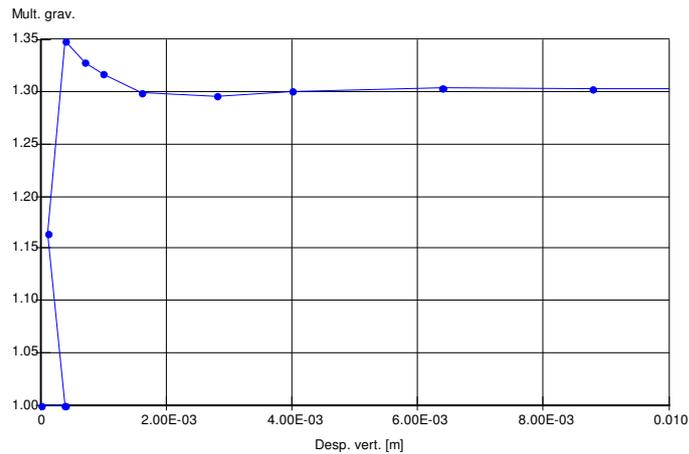


Figura 3-45

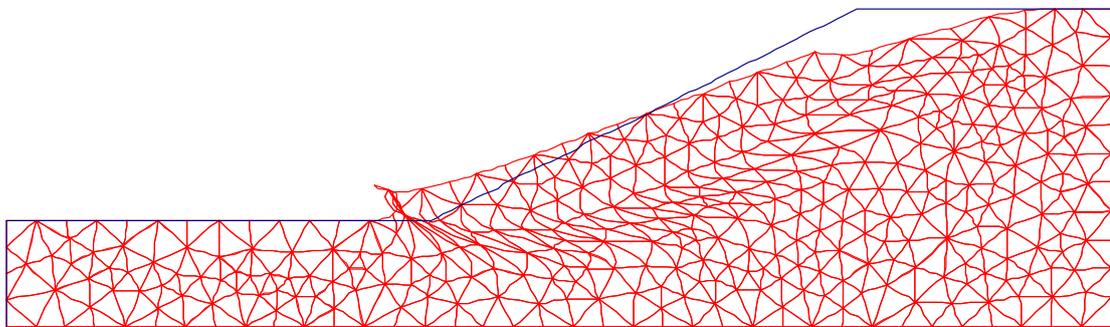


Figura 3-46

Puede observarse que el mecanismo de falla es similar al obtenido por medio del método de incremento gravitacional, visualizándose el mismo por medio de los contornos de incrementos de deformación plástica.

Respecto de la curva de desplazamientos verticales, el resultado es cercano al predicho por la divergencia de la solución.

### **Solución por métodos indirectos de elementos finitos**

A partir de los resultados de la Fase 1 del análisis por elementos finitos (Figura 3-47), se computaron los factores de movilización de resistencia FMR, para ubicar luego, a partir de ellos, la zona de falla del talud.

Utilizando el algoritmo programado, se obtuvieron las curvas isovalores de los factores de movilización de resistencia. Figura 3-48

Se observa, que la zona del talud que se encuentra mas cerca de la rotura, se localiza específicamente en el pie, extendiéndose sobre el estrato de fundación.

Los valores mayores del FMR se ubican en la zona izquierda del estrato de fundación, lo que hace prever que los círculos profundos no sean críticos. Esta situación se aproxima a los resultados obtenidos mediante la aplicación de los métodos tradicionales de equilibrio límite.

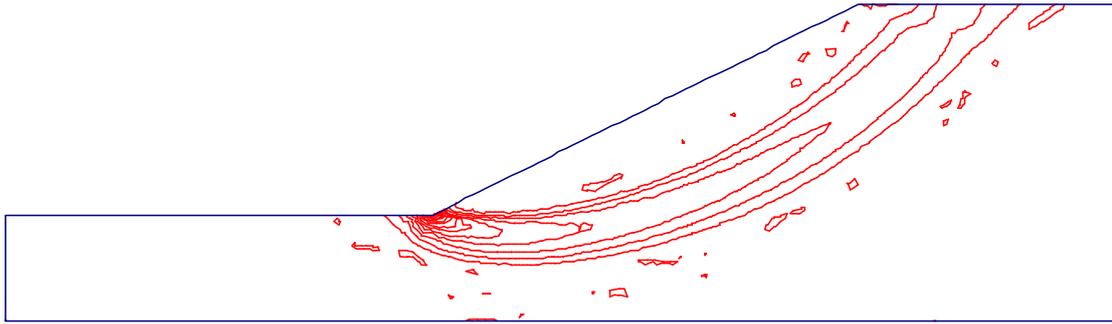


Figura 3-47

A partir de los contornos obtenidos, se trazó la potencial superficie crítica, a lo largo de la cual se computó el factor de seguridad por medio del método de equilibrio límite mejorado. Figura 3-48. La “versión elasto-plástica” del método de equilibrio límite mejorado permitió obtener como factor de seguridad global  $FS_{global}=1.46$ , mientras que para la “versión elástica” se obtuvo un  $FS_{global}=1.51$ .

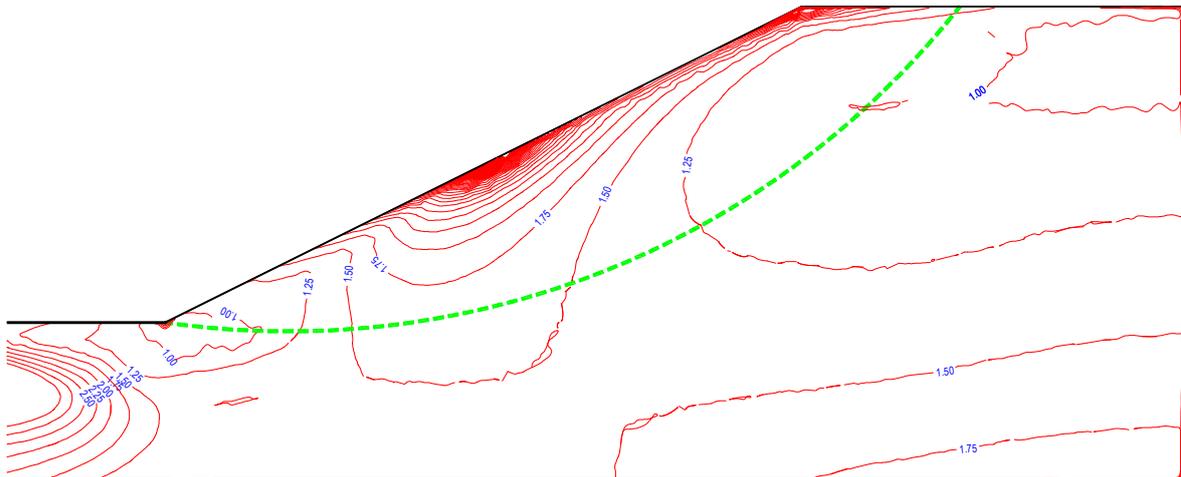


Figura 3-48

En cuanto a la curva de desplazamiento vertical, obsérvese que el factor de reducción de resistencia  $\beta$  se encuentra en el intervalo 1.32 – 1.33. Figura 3-49.

La variación de las fuerzas resistente y movilizada calculada para cada punto de la superficie de falla, por medio de las cuales se computa el factor de seguridad global, se muestra en la Figura 3-50.



Estabilidad de barrancas sobre el río Paraná. Modelado por métodos numéricos.

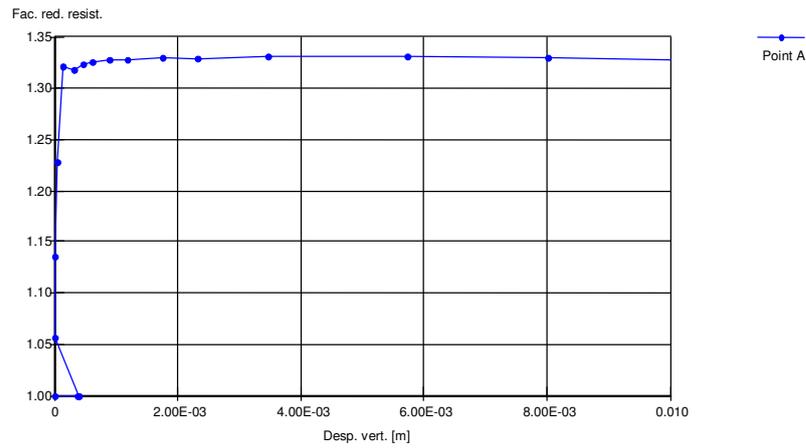


Figura 3-49

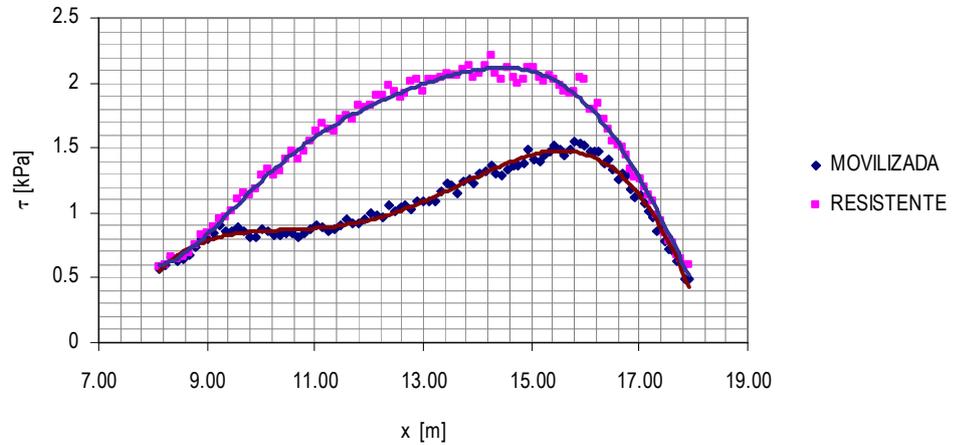


Figura 50

En la Figura 3-51 se muestra la variación del factor de seguridad local, y su comparación con el factor global obtenido, lo que se corresponde en gran medida con los contornos de FMR. Se observa que las zonas del talud que se encuentran mas cerca de la falla se localizan en el pie y en la parte alta, mientras que en la zona paralela a la superficie, los factores locales son altos.

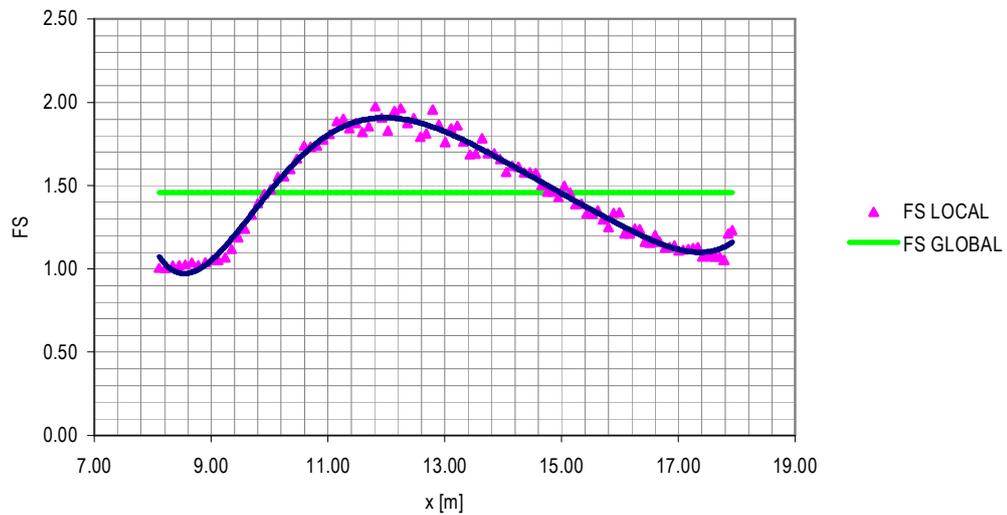


Figura 3-51



### Diferencias entre los valores del FS obtenidos por los distintos métodos

En la Figura 3-52-a se resumen en la primera fila los valores del factor de seguridad obtenidos por los diferentes métodos, y las diferencias porcentuales en la segunda fila, respecto del método de Bishop.

Ábacos	Fellenius	Bishop	Janbú	Spencer	Incremento gravitacional	Reducción de resistencia	FEM indirecto (elastoplástico)	FEM indirecto (elástico)
1.3	1.29	1.38	1.27	1.37	1.3	1.33	1.46	1.51
-5.80%	-6.52%	0.00%	-7.97%	-0.72%	-5.80%	-3.62%	5.80%	9.42%

Figura 3-52-a

Las mayores diferencias observadas son con respecto a los métodos indirectos por elementos finitos y, según se observa en la Figura 3-52-b, tienen como principal causa la discrepancia en la predicción de las tensiones verticales. A mayores valores de  $\sigma_y$ , mayor es FS y mayores son las diferencias porcentuales respecto de los métodos por equilibrio límite.

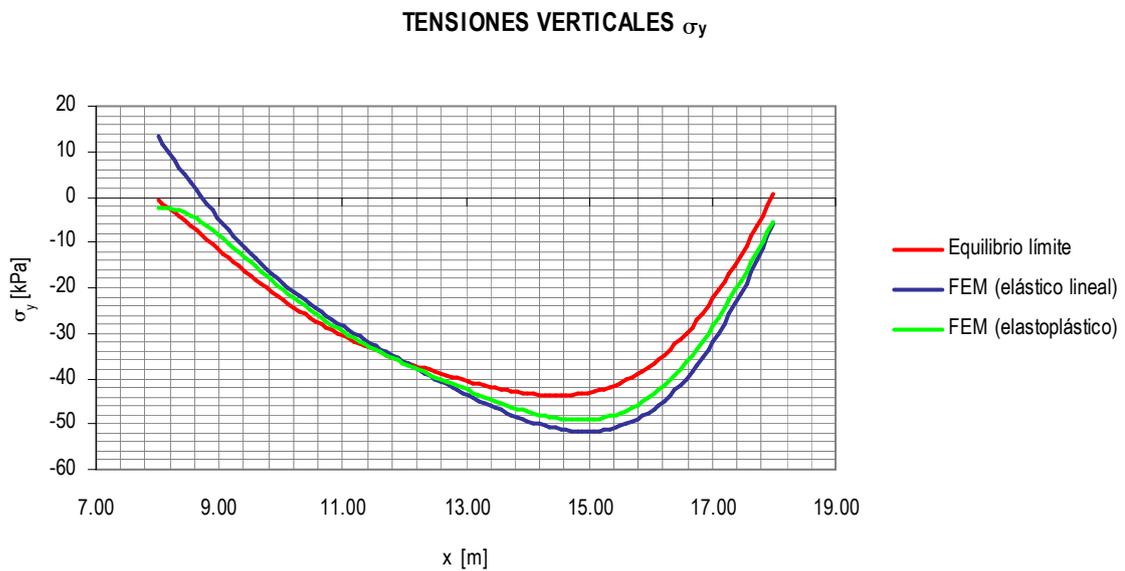


Figura 3-52-b



### Caso 3: talud homogéneo con un estrato débil interpuesto

#### Geometría

Consta de un talud (1:2) con un estrato de fundación (de espesor igual a la altura sobre el pie), incluyendo un estrato interpuesto de material débil. Éste inicialmente tiene orientación paralela al talud, se vuelve horizontal en el estrato de fundación y finalmente corta a la superficie mas allá del pie a 45°. Figura 3-53.

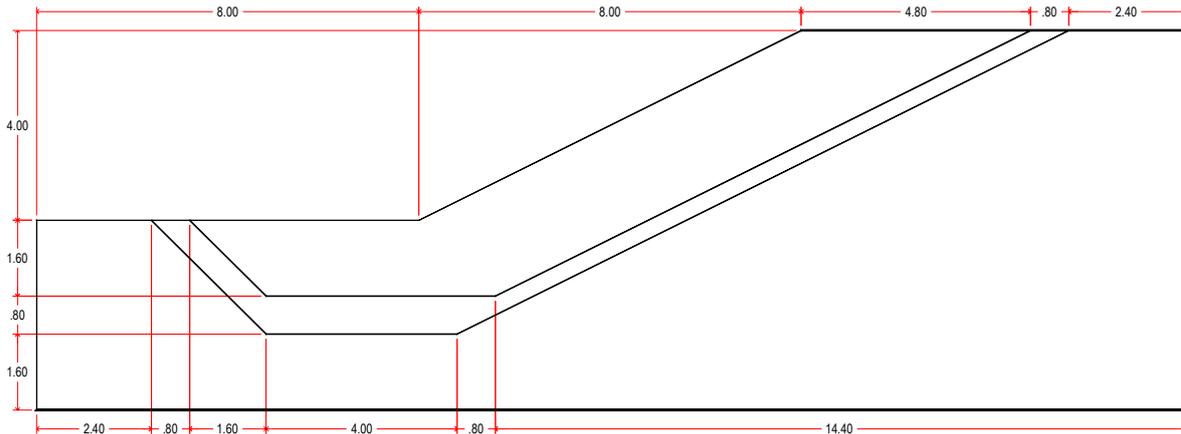


Figura 3-53

#### Características geotécnicas

El suelo que forma el talud es de tipo cohesivo, con  $c = 20 \text{ kN/m}^2$ , peso específico  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , y valores de módulo de elasticidad y relación de Poisson, iguales a los modelos anteriores ( $E = 1e5 \text{ kN/m}^2, \nu = 0.30$ ).

En cuanto a las características del material interpuesto, se modelaron distintos casos, tomando como variable la relación entre la cohesión del material del talud y la cohesión del estrato débil, dejando constantes las demás características.

Denominando con  $c_1$  la cohesión del suelo del talud, y con  $c_2$  la respectiva del estrato interpuesto, los casos abarcaron relaciones  $r = c_2/c_1$  entre 1.00 y 0.40.

#### Solución mediante ábacos

El ábaco utilizado para suelos con  $\phi = 0$  es válido para la investigación de fallas a cualquier profundidad (círculos de talud, círculos de pie y círculos profundos). Figura 3-54.

Los pasos para su uso son:

1. Se estima la posición del círculo crítico según recomendaciones formuladas por el Manual de Estabilidad de Taludes del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos: Para condiciones uniformes, el círculo crítico pasa por el pie si el talud tiene una inclinación mayor a 45°; para ángulos menores, usualmente el círculo se extiende por debajo del pie, y es tangente a algún estrato firme profundo; si existe agua fuera del talud, puede que el círculo crítico corte al talud encima de la superficie de agua libre; si un estrato débil subyace a uno mas resistente, el círculo crítico puede ser tangente a la base de la capa inferior (débil) (para círculos por debajo y por encima del pie del talud); si un estrato mas resistente subyace a uno mas débil, el círculo crítico puede ser tangente a la base de ambos estratos, por lo que deben examinarse ambas posibilidades (para círculos por encima y por debajo del pie del talud). Es claro que las anteriores constituyen solo recomendaciones y que deben examinarse siempre todas las posibilidades hasta hallar el círculo crítico.



- Para la ubicación del círculo escogida en el paso 1, se calcula el factor de profundidad  $d = D/H$ , siendo  $D$  la distancia vertical entre el pie del talud y el punto inferior del círculo examinado,  $H$  la altura del talud sobre el pie. El valor de  $d$  es igual a cero cuando la falla se extiende por encima de pie del talud. En estos casos, el punto de intersección del círculo con el talud se convierte en un "pie ajustado", al cual deben referirse todas las determinaciones de distancias.
- Mediante ábacos se determina la posición del centro del círculo, dibujándose el mismo sobre la sección del talud. A partir del mismo, se determina el valor "promedio" de la cohesión mediante la ponderación por medio del ángulo central abarcado por el estrato.
- Se calcula la cantidad  $P_d = \frac{\gamma \cdot H + Q - \gamma_w \cdot H_w}{\mu_q \cdot \mu_w \cdot \mu_t}$ , con  $\gamma$  el peso específico "promedio" del suelo,  $q$  la sobrecarga (si existe),  $\gamma_w$  el peso específico del agua,  $H_w$  la altura de agua externa en el talud (altura sobre el pie),  $\mu_q, \mu_w, \mu_t$  los factores de ajuste por sobrecarga, sumergencia y grietas de tracción (los factores son iguales a la unidad si no existen tales condiciones).
- Utilizando el ábaco propiamente dicho se calcula el número de estabilidad  $N_0$ , que depende de la inclinación del talud y del valor de  $d$ .
- Se calcula el factor de seguridad  $FS = \frac{N_0 \cdot c}{P_d}$ , con  $c$  el valor promedio de la cohesión (determinado en el punto 3).

Para este caso concreto:

- Se consideraron círculos profundos, tangentes a la superficie inferior.
- Se calculó el factor de profundidad:  $d = D/H = 4m/4m = 1$ .
- Fueron determinadas las coordenadas del centro del círculo, para lo cual se utilizaron los ábacos que se muestran en la Figura 3-54.

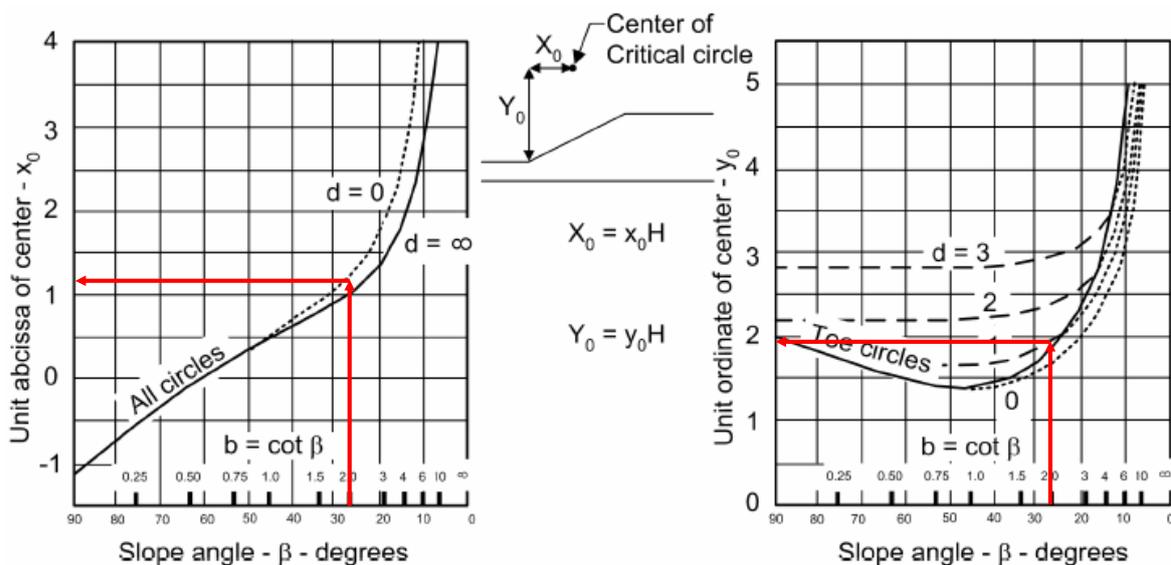


Figura 3-54

Las coordenadas son :  $X_0 = x_0 \cdot H = 1.10 \cdot 4m = 4.40m$  y  $Y_0 = y_0 \cdot H = 1.95 \cdot 4m = 7.80m$ .

El valor "promedio" de la cohesión se obtuvo por medio de la ponderación del ángulo al centro, abarcado por cada estrato diferente. Las relaciones  $c_2/c_1$  determinan el valor de  $c_2$  y por medio de la

fórmula de ponderación  $\bar{c} = \frac{\sum c_i \cdot \delta_i}{\sum \delta_i}$  se determina la cohesión "promedio". La Figura 3-55-a muestra

los valores para los distintos casos, considerando los ángulos subtendidos que se muestran en la Figura 3-55-b.



$c_2/c_1$	$c_1$ [kPa]	$c_2$ [kPa]	$\delta_1$ [°]	$\delta_2$ [°]	$\Sigma(c_i\delta_i)$	$\Sigma(\delta_i)$	$c_{prom}$ [kPa]
1.00	20	20	112	7	2380	119	20.00
0.80	20	16	112	7	2352	119	19.76
0.60	20	12	112	7	2324	119	19.53
0.50	20	10	112	7	2310	119	19.41
0.40	20	8	112	7	2296	119	19.29

Figura 3-55-a

- se calcula el valor de  $P_d = \gamma \cdot H = 20kN/m^3 \cdot 4m = 80kN/m^2$ , considerando que el peso específico de los estratos que componen el talud es el mismo, por lo cual no se calcula ningún valor "promedio".
- de acuerdo al ábaco de Janbú, se calcula el número de estabilidad  $N_0 = 5.95$ .
- se calculan los valores del coeficiente de seguridad, los cuales resultan de la aplicación de la fórmula  $FS = \frac{N_0 \cdot c}{P_d}$ .

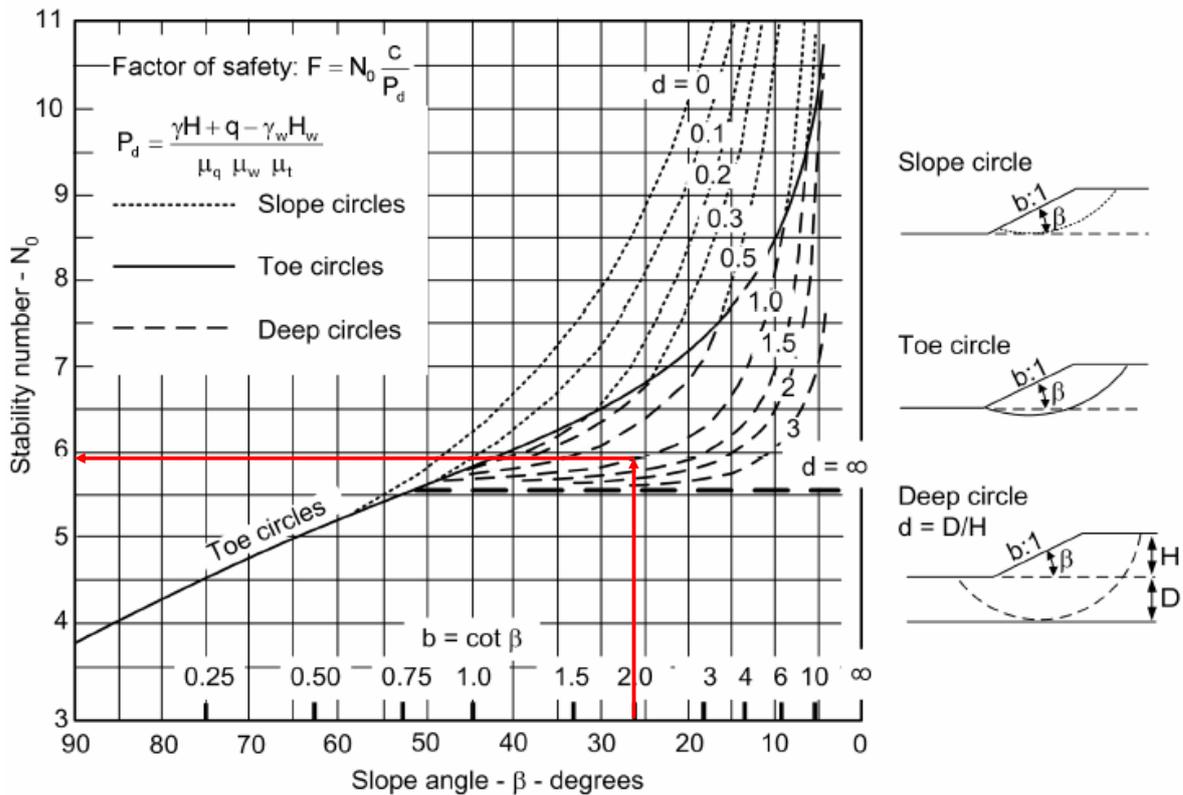


Figura 3-55-b

Los valores de los factores de seguridad se listan en la Figura 3-55-c.

$c_2/c_1$	$c_{prom}$ [kPa]	FS
1.00	20.00	1.49
0.80	19.76	1.47
0.60	19.53	1.45
0.50	19.41	1.44
0.40	19.29	1.44

Figura 3-55-c

En la Figura 3-56 se observa la sección del talud estudiada, conjuntamente con la superficie de falla resultante de la aplicación de los ábacos.

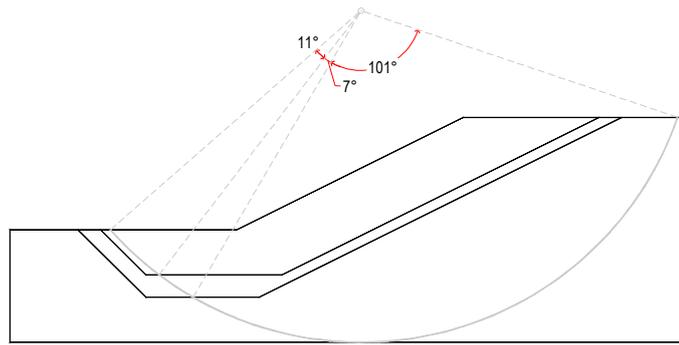


Figura 3-56

Obsérvese que la escasa variación en los valores de los factores de seguridad obedece a que la parte de la superficie de falla contenida en el “estrato débil” es reducida en comparación con el total de la misma, por lo que la influencia relativa de los menores valores de la cohesión es poco influyente.

### Solución por métodos de equilibrio límite

En las Figuras 3-57, 3-58, 3-59 y 3-60, se muestran los resultados obtenidos, para cada una de las combinaciones  $c_2/c_1$  y utilizando los cuatro métodos considerados.

$$c_2/c_1 = 1$$

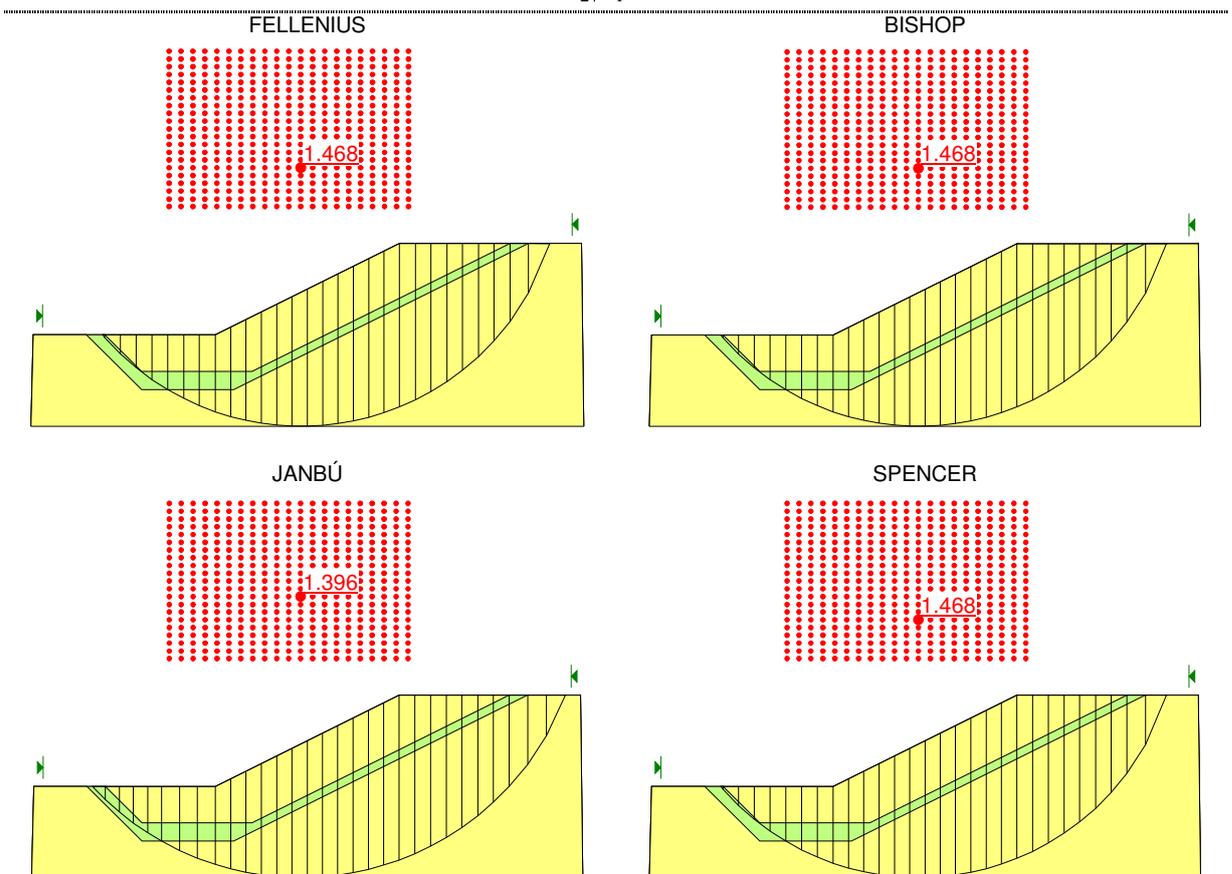


Figura 3-57



$$c_2/c_1 = 0.80$$

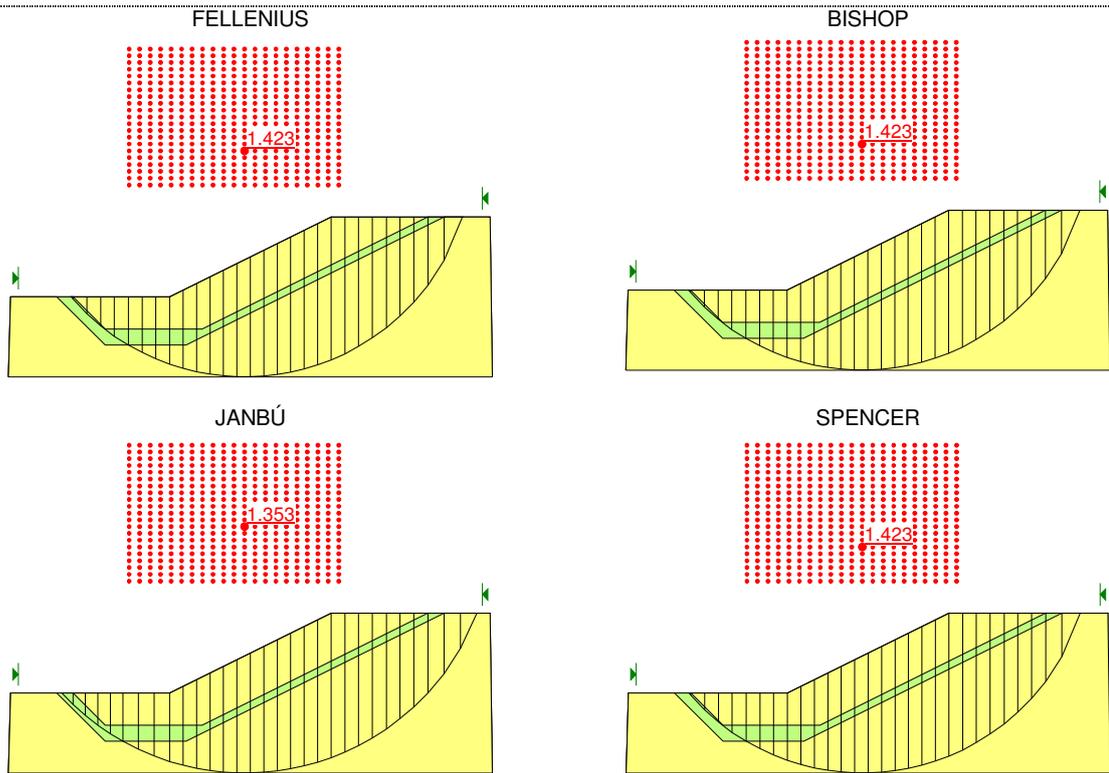


Figura 3-58

$$c_2/c_1 = 0.60$$

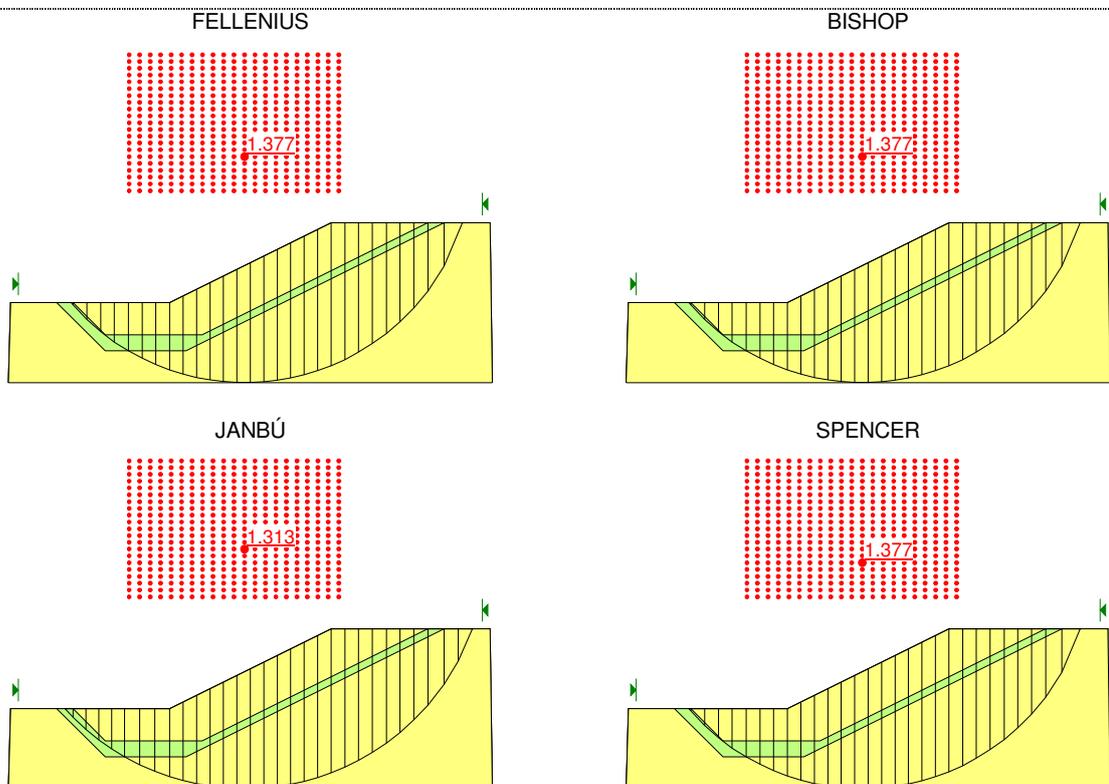


Figura 3-59



$$c_2/c_1 = 0.50$$

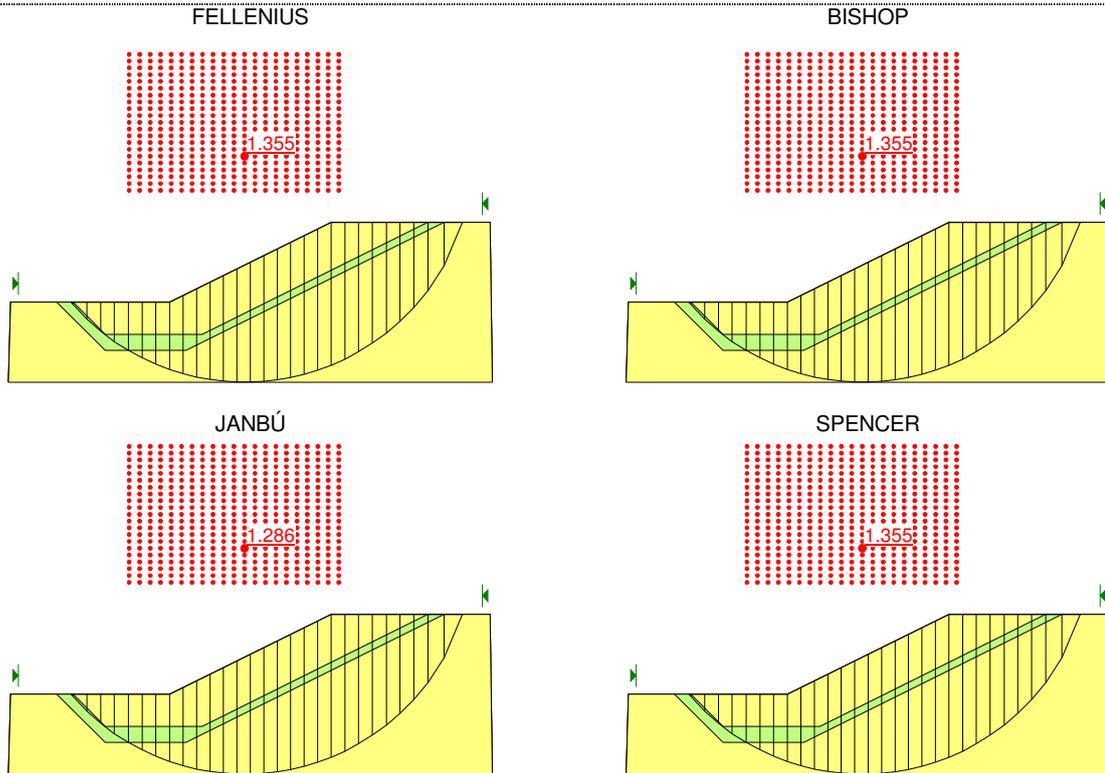


Figura 3-60

$$c_2/c_1 = 0.40$$

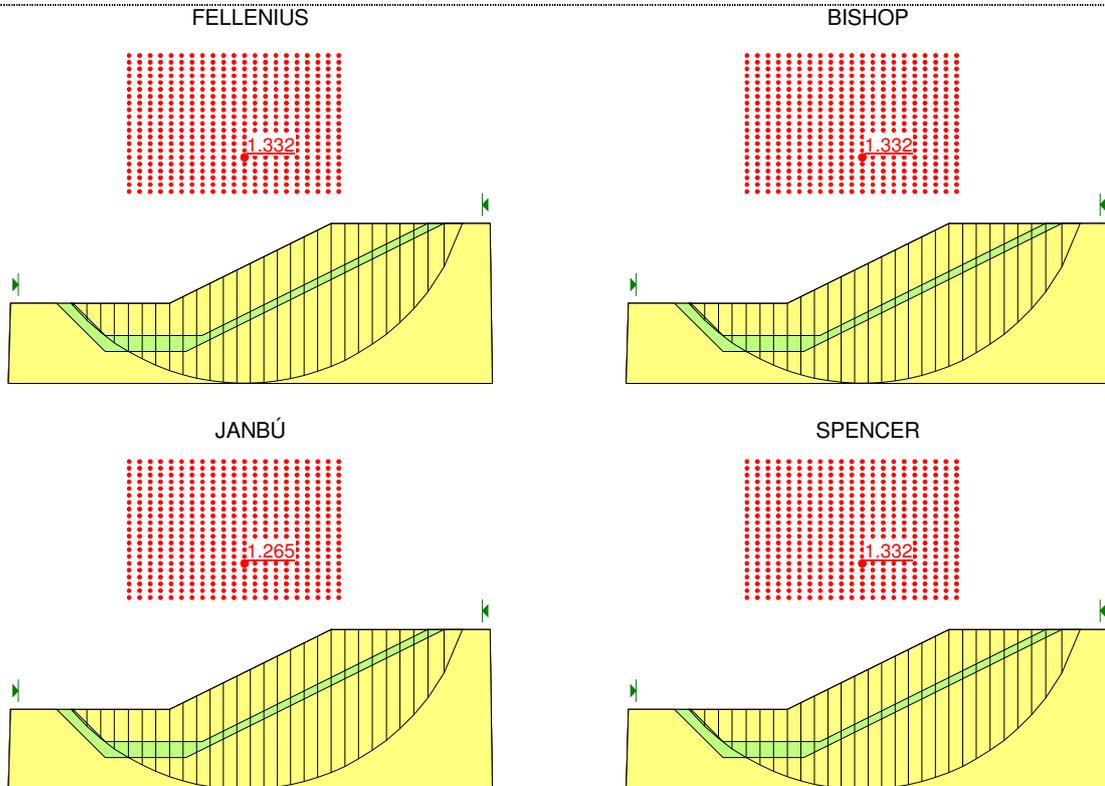


Figura 3-61

Los valores obtenidos revelan que el cambio en el factor de seguridad obedece a la disminución del valor de la cohesión del estrato débil, mientras no se observan cambios en la predicción de la superficie crítica.



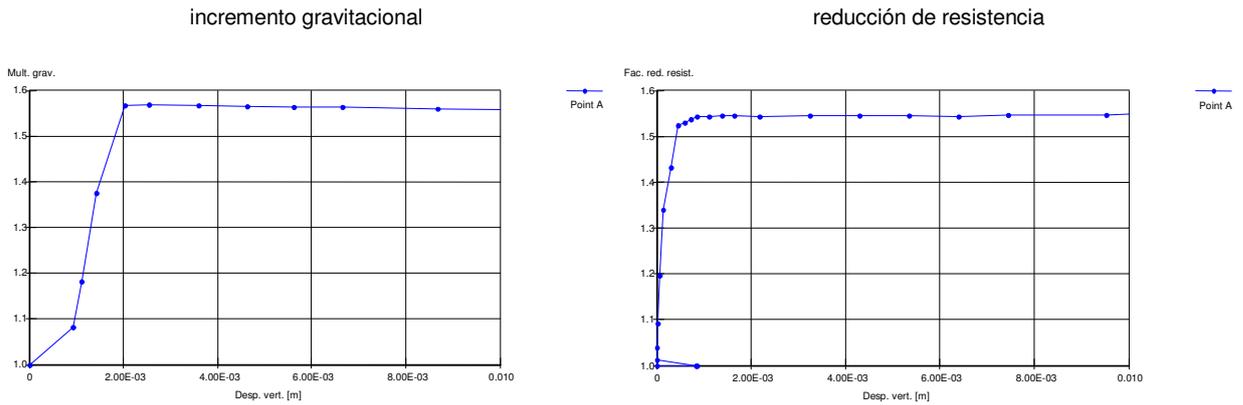


Figura 3-64

$$c_2/c_1 = 0.80$$

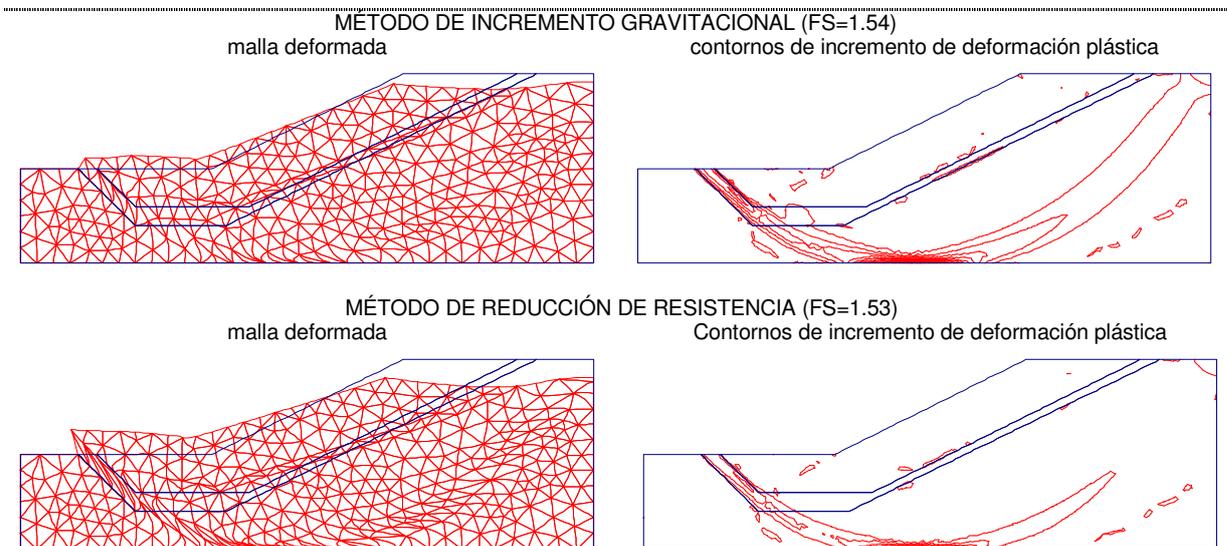


Figura 3-65

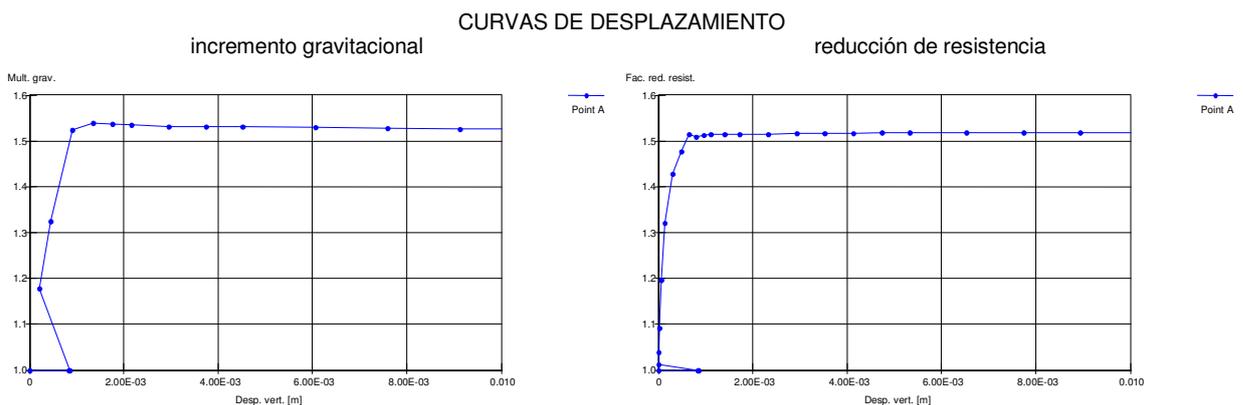


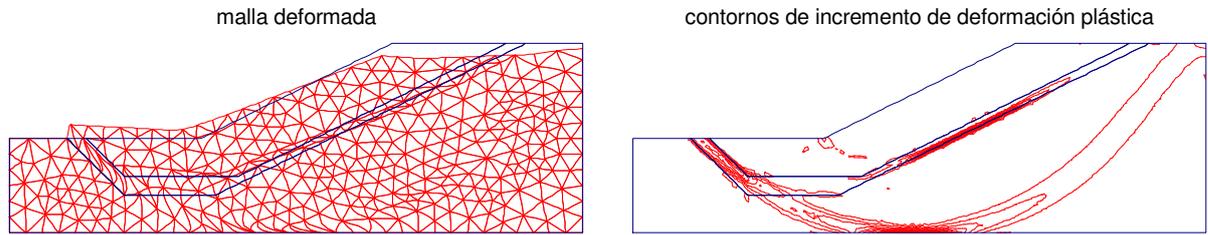
Figura 3-66

De la observación de la Figura 3-63 se deduce que, para el primer caso ( $c_2/c_1 = 1$ ), el estrato débil no ha sufrido deformaciones plásticas. En el segundo caso ( $c_2/c_1 = 0.80$ ), si bien se preserva el mecanismo de falla profundo, el estrato débil presenta ya deformaciones permanentes (Figura 3-65). Esto hace prever que, si la resistencia del mismo sigue en disminución, (ver casos siguientes) se incrementen las deformaciones y el mecanismo crítico sea manejado por el comportamiento del estrato débil.



$$c_2/c_1 = 0.60$$

MÉTODO DE INCREMENTO GRAVITACIONAL (FS=1.47)



MÉTODO DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA (FS=1.47)

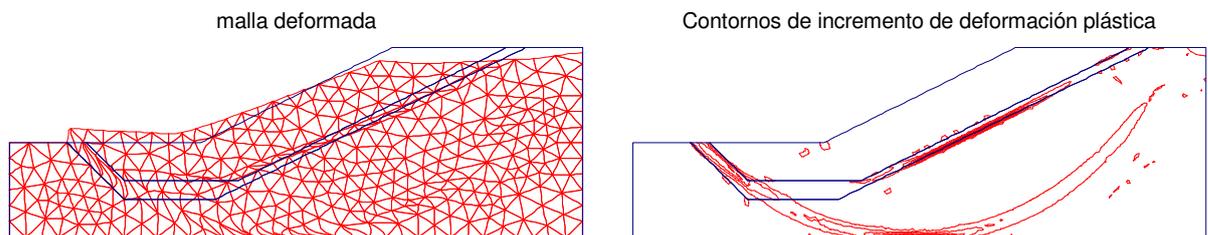


Figura 3-67

CURVAS DE DESPLAZAMIENTO

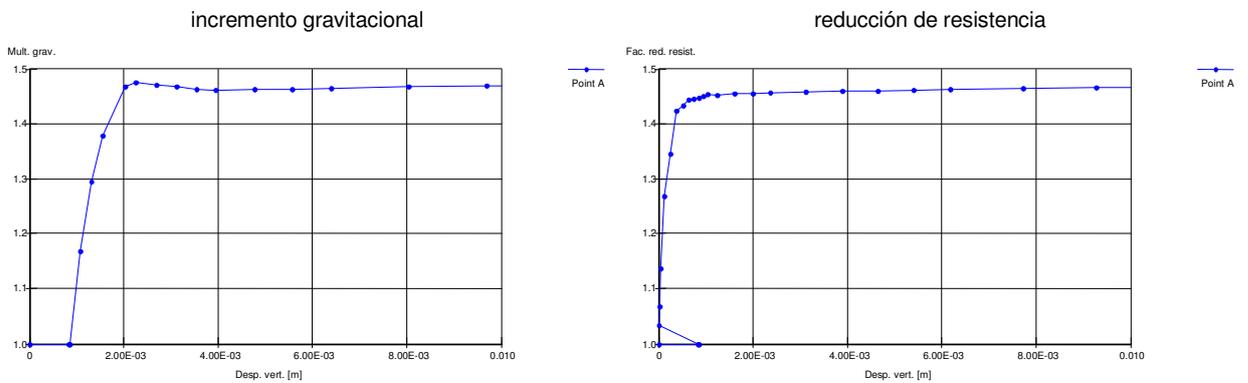


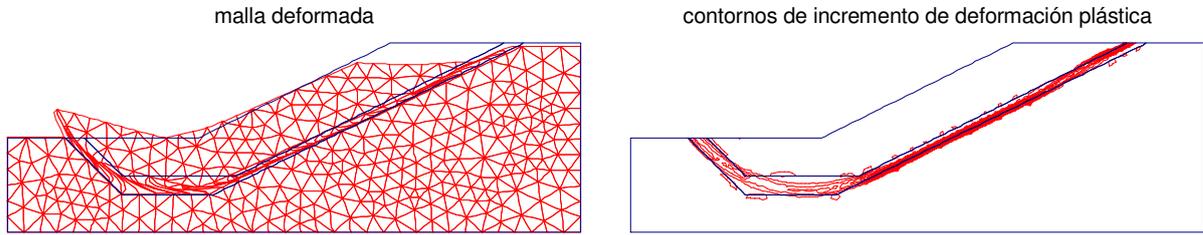
Figura 3-68

En la Figura 3-67 puede observarse un aumento en la concentración de deformaciones plásticas en la zona del estrato débil. No obstante, la falla aún no depende de su comportamiento, puesto que el estado de deformación no ha alcanzado a propagarse a lo largo de todo el estrato. La falla aún está dada por el mecanismo profundo.



$$c_2/c_1 = 0.50$$

MÉTODO DE INCREMENTO GRAVITACIONAL (FS=1.24)



MÉTODO DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA (FS=1.29)

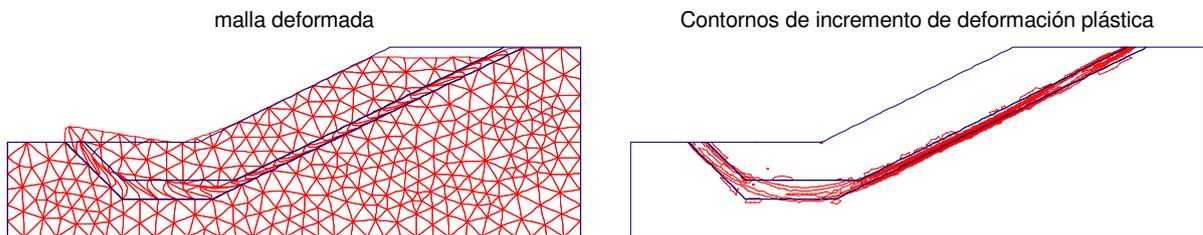


Figura 3-69

CURVAS DE DESPLAZAMIENTO

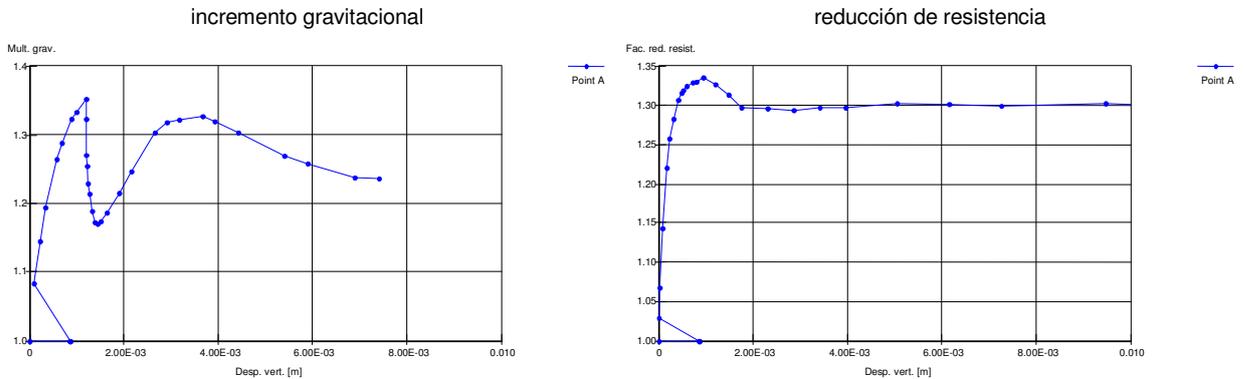


Figura 3-70

Con la relación  $c_2/c_1 = 0.50$ , el mecanismo de falla es definitivamente regido por el comportamiento del estrato débil (Figura 3-69), existiendo concentración de deformaciones plásticas a lo largo del mismo.

La curva de desplazamiento en el método de incremento gravitacional muestra una falla a valores aproximados de  $\alpha = 1.30$ , por lo que en realidad, el factor de seguridad es mayor que el valor 1.24 consignado sobre las figuras. Figura 3-70.

Para relaciones  $c_2/c_1$  menores a 0.50, se observa que el mecanismo de falla está totalmente gobernado por el comportamiento del estrato débil. Para una relación  $c_2/c_1$  de 0.40, los valores del factor de seguridad, obtenidos por medio del análisis de la curva de desplazamientos muestran que, independientemente del valor final del análisis, la falla se produce a valores aproximados de FS de 1.06 – 1.08. Figura 3-72



$$c_2/c_1 = 0.40$$

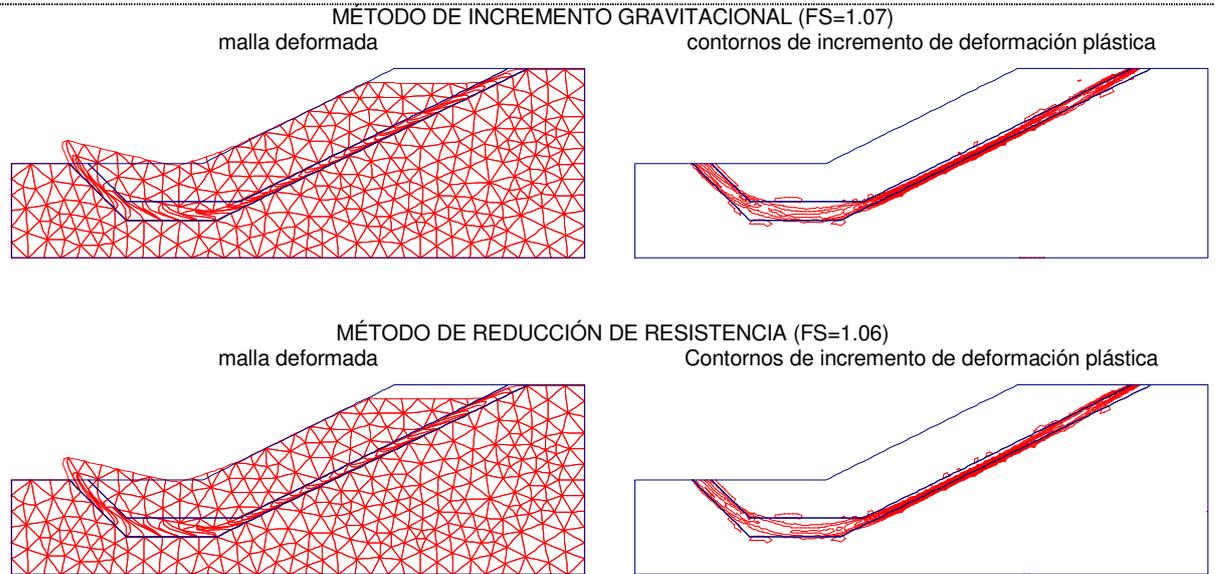


Figura 3-71

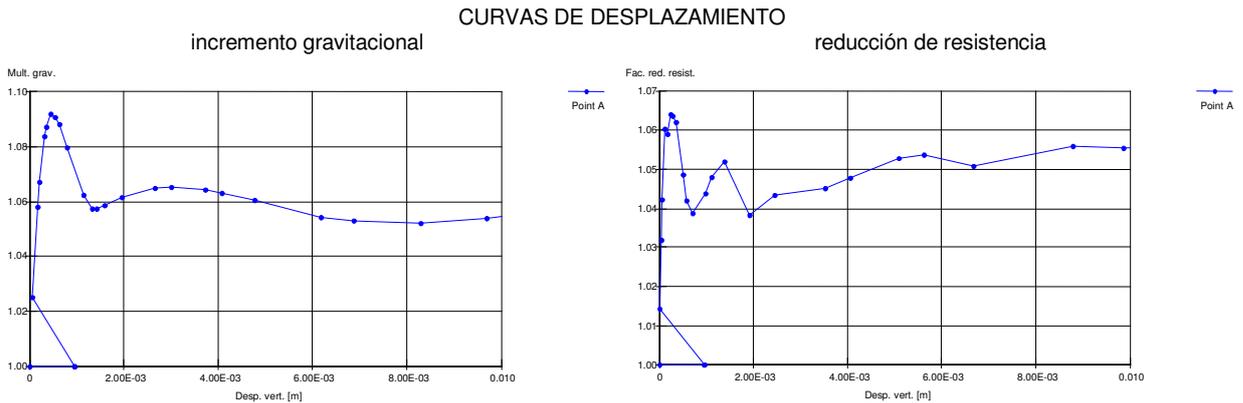


Figura 3-72

### Solución por métodos indirectos de elementos finitos

Para cada una de las relaciones  $c_2/c_1$ , y con los resultados de la fase 1 del análisis por elementos finitos, se computaron los factores de movilización de resistencia, para ubicar luego, a partir de ellos, la zona de falla del talud.

Las curvas isovalores de FMR se obtuvieron a partir del algoritmo programado, y se muestran en las Figuras 3-73, 3-74, 3-75, 3-76, y 3-77, donde se han resaltado con color celeste las curvas con valores del FMR menores o iguales a 1.50, a fin de diferenciar claramente las zonas que se encuentran mas cerca a la falla.

Para el caso de  $c_2/c_1 = 1$ , los menores valores del factor de movilización de resistencia están en coincidencia con la superficie de contacto entre la masa del talud y el estrato resistente, lo cual hace prever que la superficie crítica será de tipo profunda. Figuras 3-73.

Para  $c_2/c_1 = 0.80$ , van disminuyendo los valores del FMR en algunos sectores pertenecientes al estrato débil. Sin embargo los valores menores siguen en la base del talud, y la superficie crítica sigue encontrándose profunda. Figuras 3-74

Cuando  $c_2/c_1 = 0.60$ , se produce ya la plastificación (FMR=1) en algunos puntos del estrato débil. En este punto, el mecanismo de falla migra desde una superficie profunda a una que sigue la geometría de la capa menos resistente.



Valores de  $c_2/c_1 < 0.60$  provocan la plastificación total del estrato débil, situándose, consiguientemente, sobre esta zona la superficie crítica de falla.

$$c_2/c_1 = 1.00$$

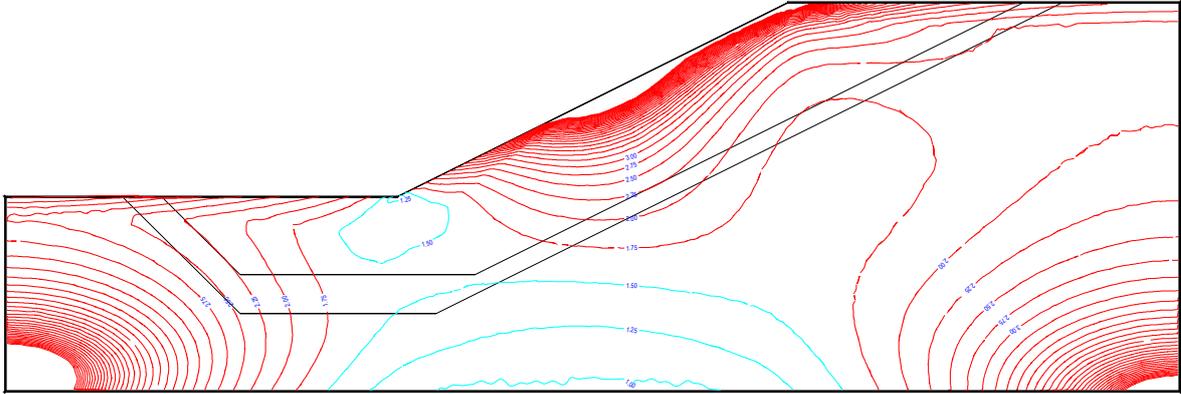


Figura 3-73

$$c_2/c_1 = 0.80$$

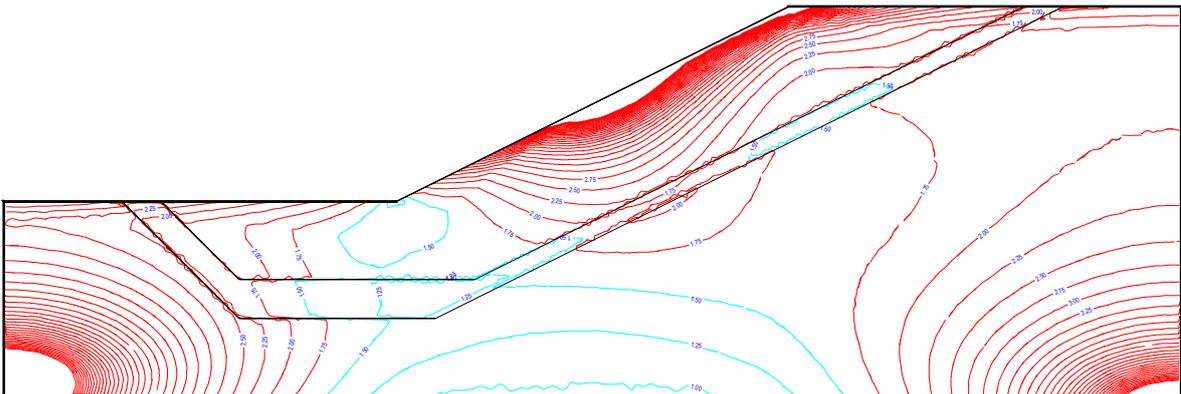


Figura 3-74



$$c_2/c_1 = 0.60$$

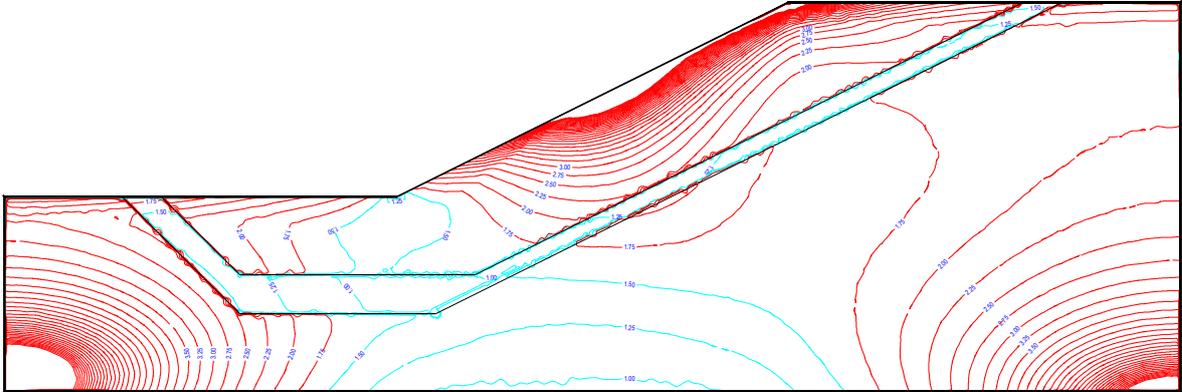


Figura 3-75

$$c_2/c_1 = 0.50$$

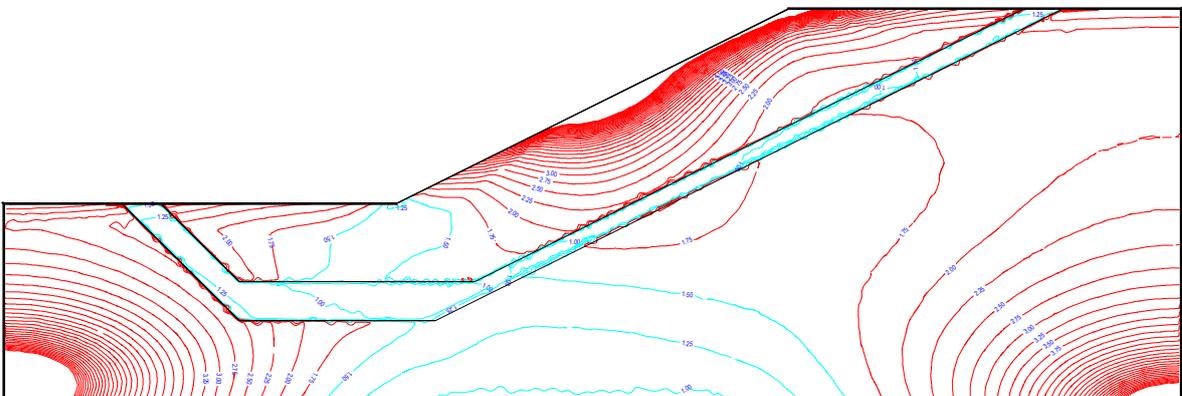


Figura 3-76



$$c_2/c_1 = 0.40$$

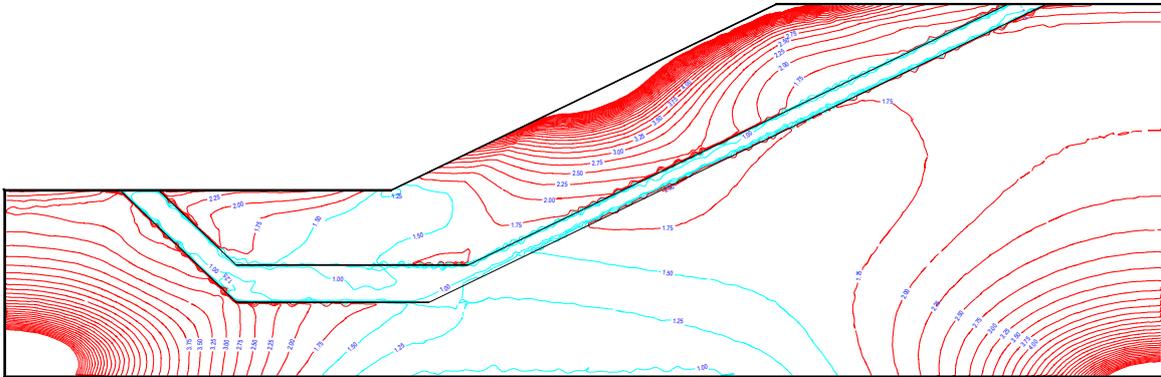


Figura 3-77

A continuación se calcularon los factores de seguridad por medio del método de equilibrio límite mejorado. Se analizaron los siguientes casos. Figura 3-78:

1.  $c_2/c_1 = 1.00$ : Círculo profundo (línea roja).
2.  $c_2/c_1 = 0.80$ : Círculo profundo. (línea roja).
3.  $c_2/c_1 = 0.60$ : Círculo profundo (línea roja) y superficie contenida en el estrato débil (línea azul).
4.  $c_2/c_1 = 0.50$ : Círculo profundo (línea roja) y superficie contenida en el estrato débil (línea azul).
5.  $c_2/c_1 = 0.40$ : Círculo profundo (línea roja) y superficie contenida en el estrato débil (línea azul).

Para los casos con  $c_2/c_1 \leq 0.60$  se analizaron las dos posibilidades de falla, a fin de comparar los factores de seguridad obtenidos y verificar cual de ellos constituye el valor crítico.

Los resultados obtenidos se consignan a continuación:

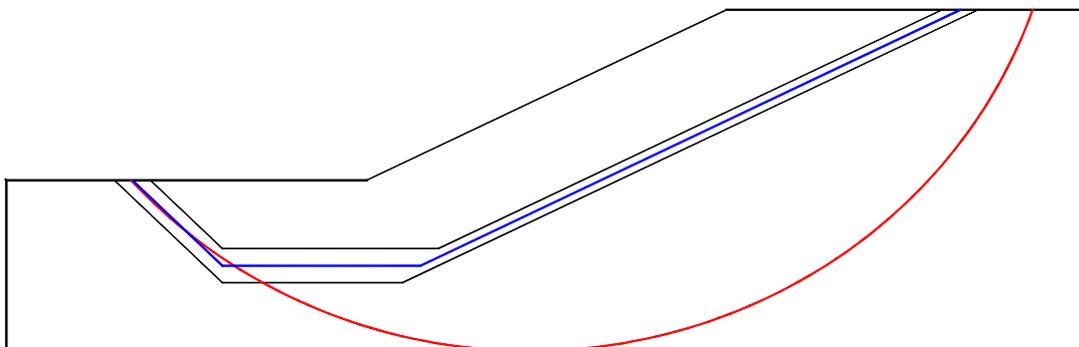


Figura 3-78



1- Caso  $c_2/c_1 = 1.00$ : Considerando comportamiento elastoplástico, el valor obtenido fue  $FS=1.59$ , mientras que para el caso elástico se obtuvo un  $FS=1.57$ . Figura 3-79. Estos valores presentan muy buena coincidencia con los obtenidos por medio de los métodos directos por elementos finitos, y son mayores (en ambos casos) a los obtenidos a

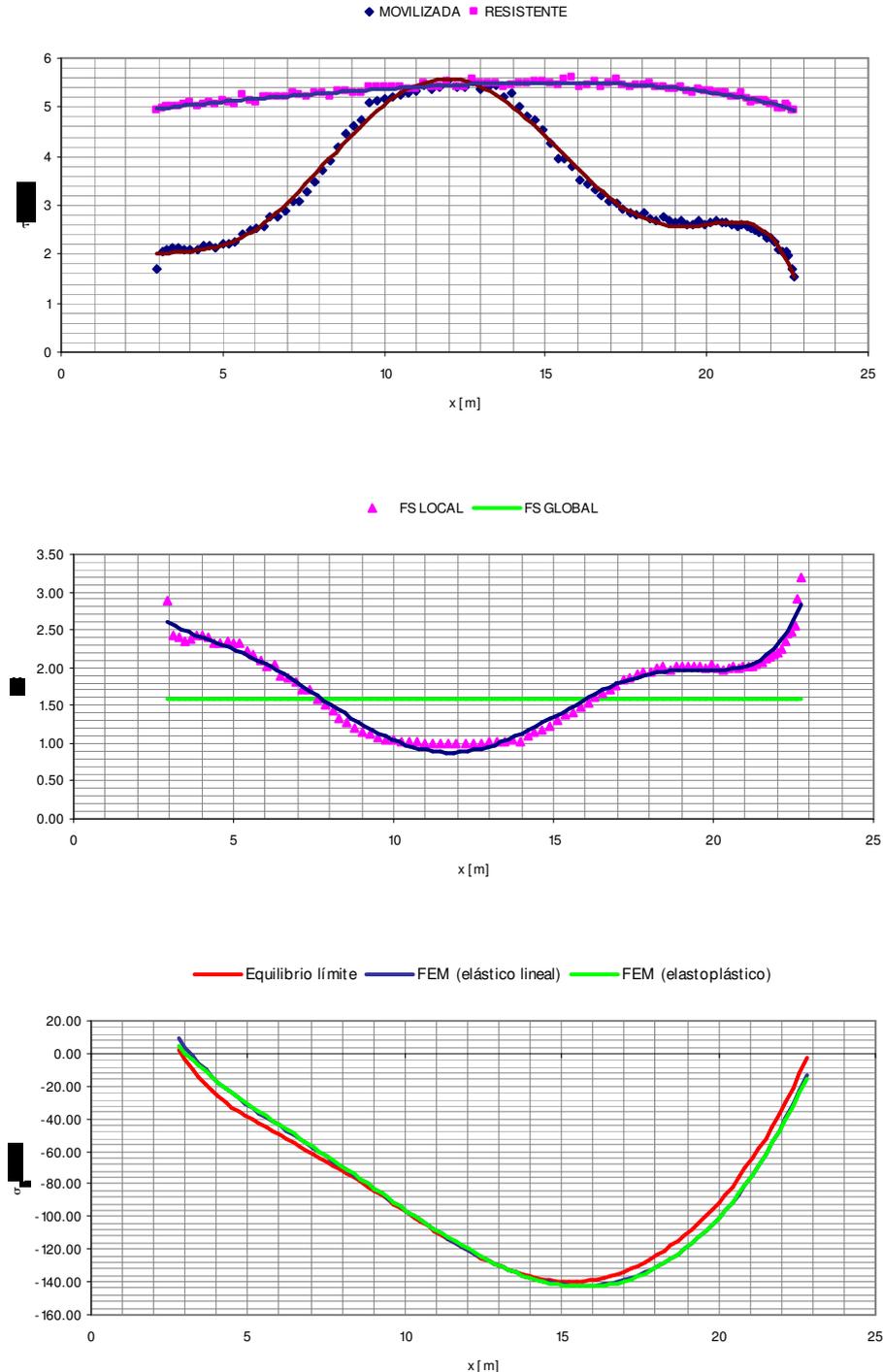


Figura 3-79

partir de el uso del método de equilibrio límite. Las gráficas de la Figura 3-79 muestran: fuerzas movilizadas versus fuerzas resistentes; factor de seguridad local versus factor de seguridad global y; el ploteo comparado de las tensiones verticales  $\sigma_y$  en la superficie de falla analizada.



La comparación entre los factores locales y globales reproduce lo que se observó en las gráficas de los FMR, y es que los valores menores de los factores locales se encuentran en la superficie de contacto entre el talud y el estrato resistente.

Las diferencias entre los valores de FS obtenidos (elementos finitos versus equilibrio límite) pueden encontrarse en los distintos valores obtenidos para las tensiones verticales: véase que los valores de  $\sigma_y$  obtenidos por equilibrio límite son menores que los obtenidos por elementos finitos, lo que conlleva a que los FS obtenidos por los primeros sean menores. Además, se observa que las curvas de  $\sigma_y$  para el caso elástico y el caso elastoplástico prácticamente son coincidentes, como también son prácticamente coincidentes los valores obtenidos para el coeficiente de seguridad.

2- Caso  $c_2/c_1 = 0.80$ : Para comportamiento elastoplástico, el valor obtenido es FS=1.54, y para el caso elástico se obtuvo un FS=1.53. Figura 3-80.

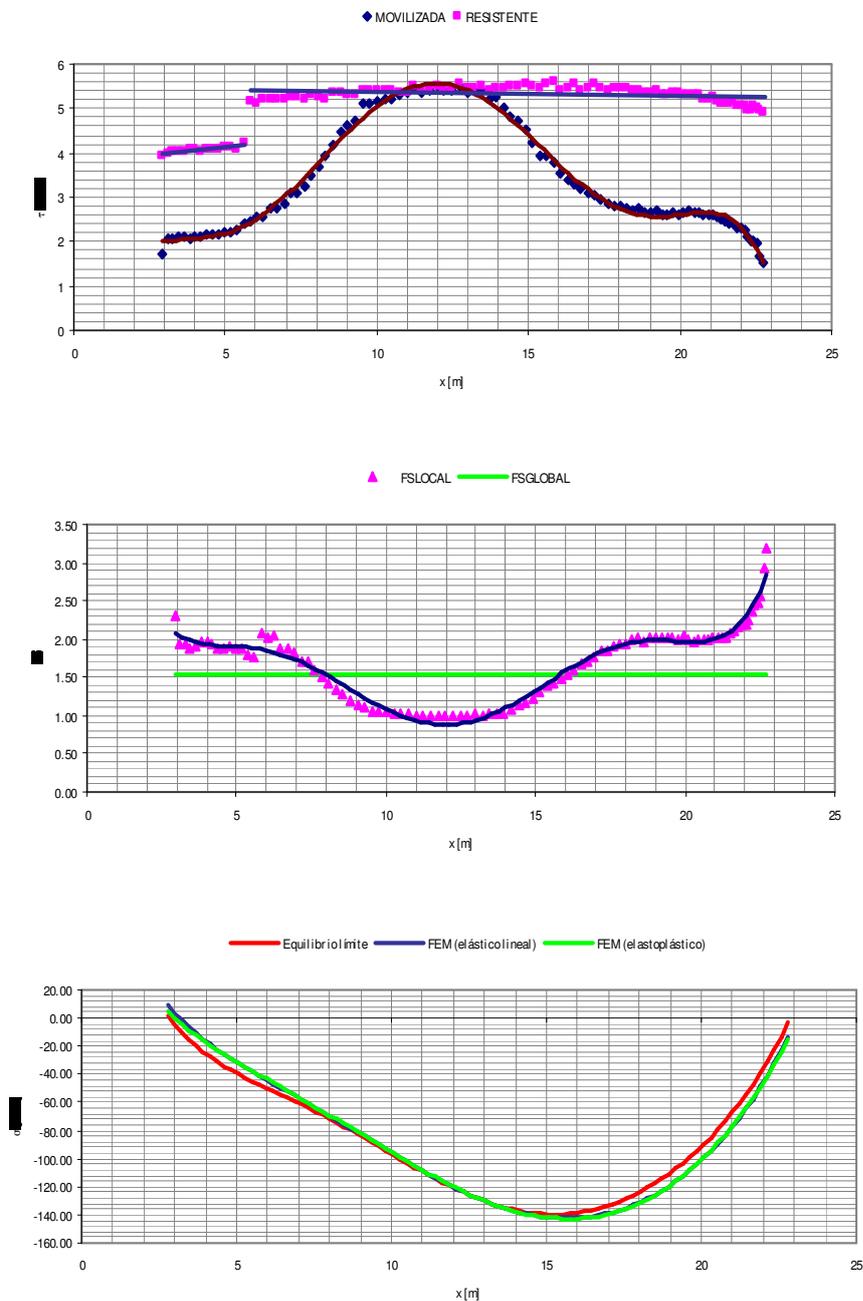


Figura 3-80



Obsérvese que en la primera gráfica de la Figura 3-80, se observa la influencia de la menor cohesión del estrato débil, lo que reduce la fuerza resistente, mientras la fuerza movilizada permanece constante. Esto provoca la disminución del factor de seguridad local, lo cual se observa en la segunda gráfica. Las mismas consideraciones que en el caso anterior pueden hacerse en este caso.

3- Caso  $c_2/c_1 = 0.60$ : Para la superficie de falla profunda, y considerando comportamiento elastoplástico, el valor obtenido es  $FS=1.50$ , mientras que para el caso elástico se obtuvo un  $FS=1.49$ . Figura 3-81.

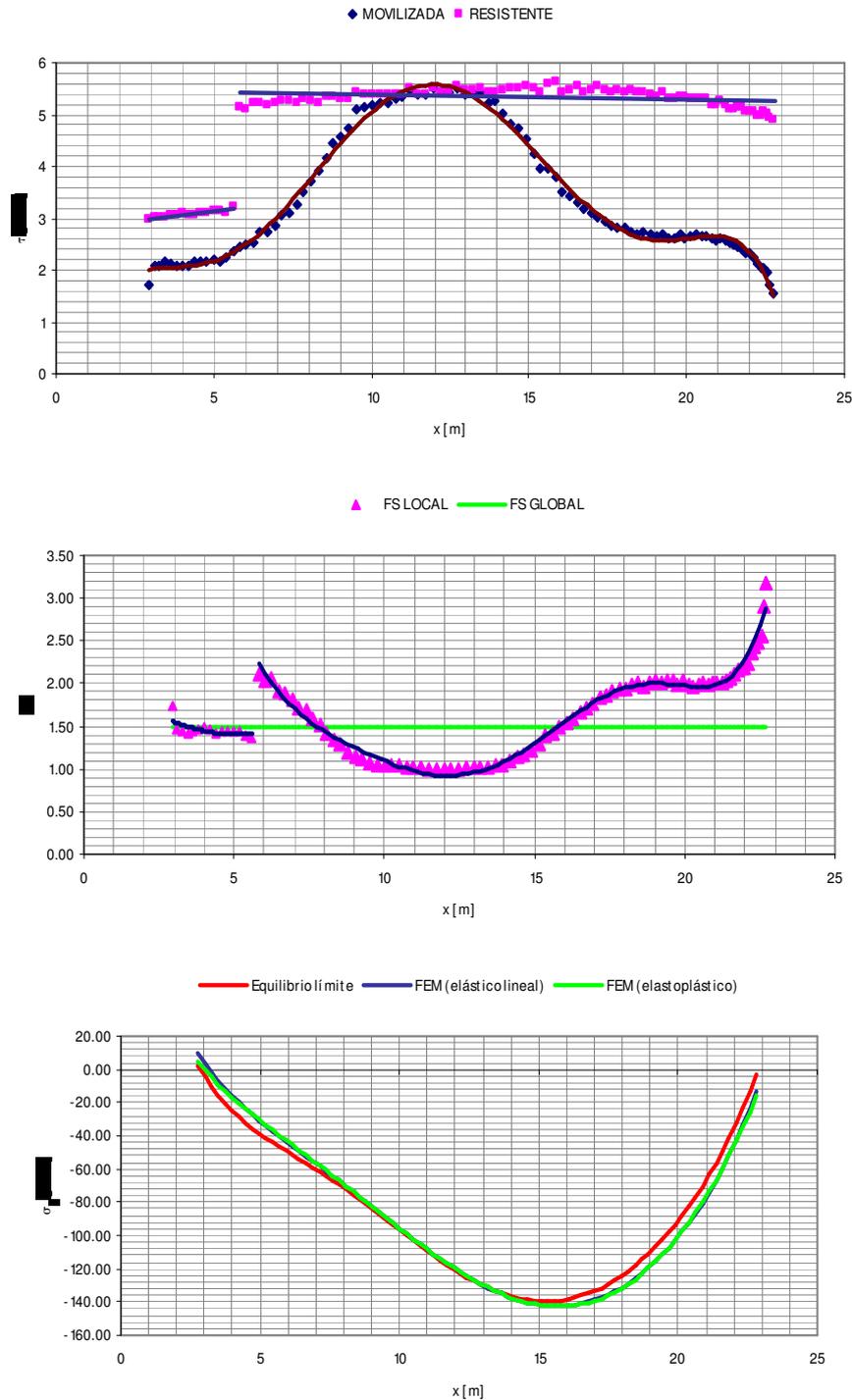


Figura 3-81



Estabilidad de barrancas sobre el río Paraná. Modelado por métodos numéricos.

La forma de las curvas coinciden con las obtenidas para el caso con  $c_2/c_1 = 0.80$ , solo que la nueva merma de la resistencia (cohesión) del estrato débil hace descender los factores locales y, consecuentemente el FS global.

Para una superficie contenida dentro del estrato débil, se obtuvo para el caso elastoplástico FS=1.57, y para el caso elástico, un FS=1.58.

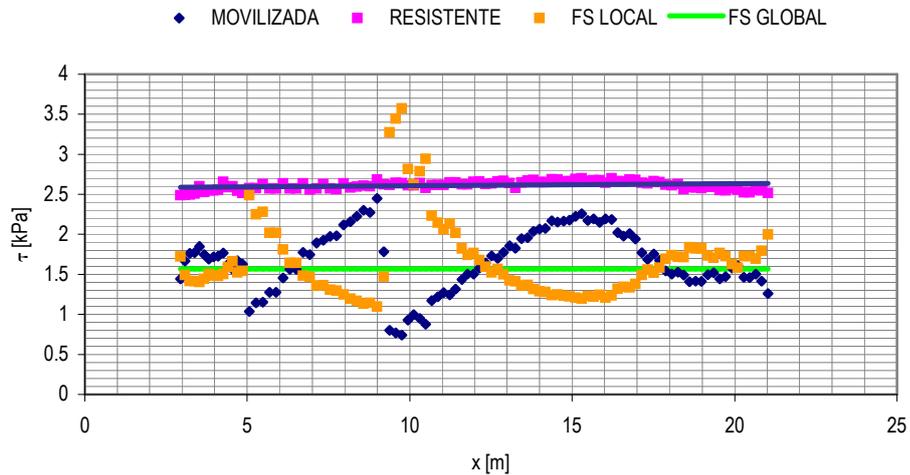


Figura 3-82

En la Figura 3-82 se muestra, para la superficie contenida en el estrato débil, la variación de las fuerzas (resistente versus movilizada) y los factores de seguridad (global y locales). La cercanía entre los valores del factor de seguridad para las dos locaciones analizadas, (profunda y contenida), evidencia el punto de migración, al disminuir la cohesión del estrato débil, desde la primera hacia la segunda.

4- Caso  $c_2/c_1 = 0.50$ : Para la superficie de falla profunda, y considerando comportamiento elastoplástico, el valor obtenido es FS=1.47, mientras que para el caso elástico se obtuvo un FS=1.46.

Calculando para la superficie contenida, para el caso elastoplástico se obtuvo un FS=1.32, y para el caso elástico un FS=1.33.

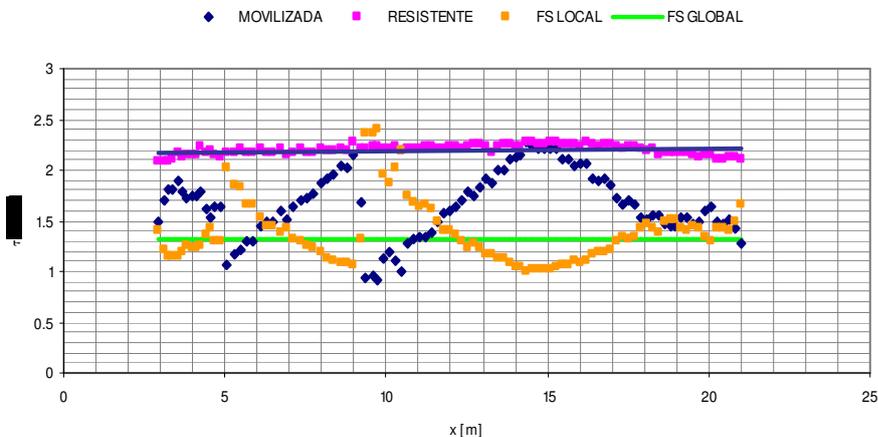


Figura 3-83



Los valores obtenidos indican que la superficie crítica definitivamente es la localizada en el estrato débil. Esto resulta confirmado además por el modelo de deformación obtenido a partir de los métodos directos de elementos finitos.

La Figura 3-83 muestra las fuerzas movilizadas y resistentes y los factores de seguridad local y global obtenidos a lo largo de la superficie de falla.

5- Caso  $c_2/c_1 = 0.40$ : para la superficie de falla contenida en el estrato débil: considerando comportamiento elastoplástico se obtuvo un  $FS=1.11$ , y para un comportamiento elástico un  $FS=1.08$ .

Para la superficie de falla profunda, considerando un comportamiento elastoplástico se obtuvo un  $FS=1.45$ , y para un comportamiento elástico un  $FS=1.44$ .

La disminución de la cohesión del estrato débil hace caer drásticamente los valores del factor de seguridad y la superficie de falla crítica ya no está dada por el mecanismo profundo. Figura 3-84.

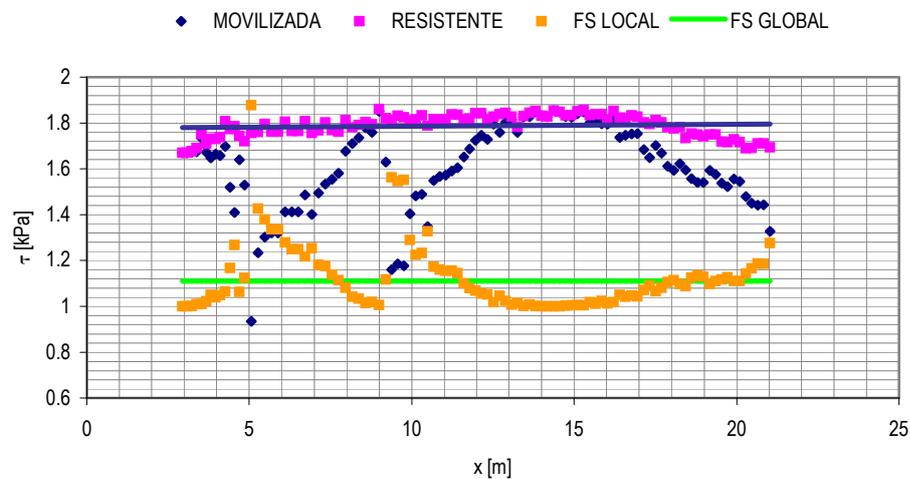


Figura 3-84

**Diferencias entre los valores del FS obtenidos por los distintos métodos**

En la Figura 3-85 se listan los valores obtenidos para el FS por los distintos métodos. A partir de ellos puede trazarse una gráfica que relacione los valores del factor  $c_2/c_1$  con los factores de seguridad.

$c_2/c_1$	Ábacos	Fellenius	Bishop	Janbú	Spencer	Incremento gravitacional	Reducción de resistencia	FEM indirecto (elastoplástico)	FEM indirecto (elástico)
1.00	1.49	1.47	1.47	1.40	1.47	1.58	1.57	1.59	1.57
0.80	1.47	1.42	1.42	1.35	1.42	1.54	1.53	1.54	1.53
0.60	1.45	1.38	1.38	1.31	1.38	1.47	1.47	1.50	1.49
0.50	1.44	1.36	1.36	1.29	1.36	1.30	1.29	1.32	1.33
0.40	1.44	1.33	1.33	1.27	1.33	1.07	1.07	1.11	1.08

Figura 3-85

**La Figura 3-86 pone en evidencia que los métodos por equilibrio límite que utilizan superficies de falla circulares no detectaron el deslizamiento ocurrido a lo largo del estrato débil, mientras que los métodos por elementos finitos (tanto directos como indirectos) sí lo hicieron, obteniéndose valores de FS más cercanos al comportamiento real del fenómeno.**

Por ejemplo para  $c_2/c_1 = 0.40$ , los métodos por equilibrio límite predicen un  $FS=1.33$ , mientras que calculado por elementos finitos, el talud se encuentra cercano a la falla ( $FS=1.07$  a  $1.08$ ).

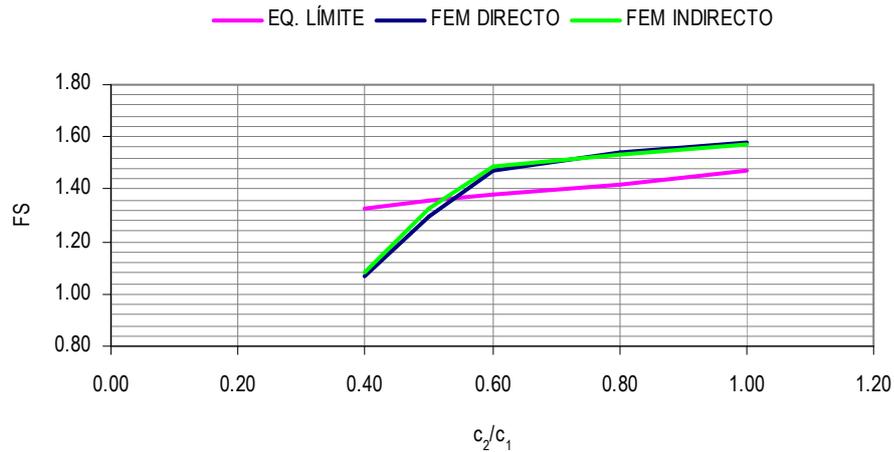


Figura 3-86

#### Caso 4: talud con un estrato de fundación de distinta resistencia

##### Geometría

Consta de un talud (1:2) con un estrato de fundación (de espesor igual a la altura sobre el pie) de distintas características resistentes. Como el anterior (Caso 3), es otro caso de heterogeneidad dentro de la masa del talud. Figura 3-87.

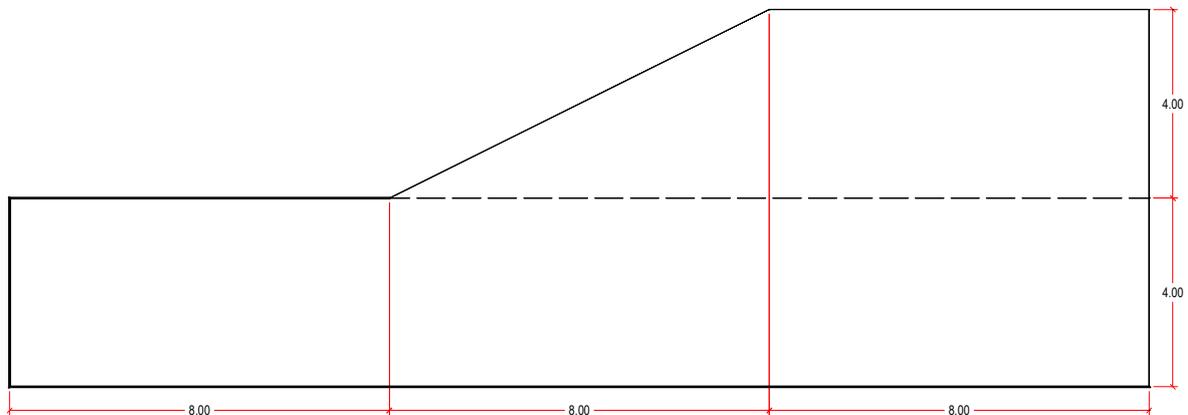


Figura 3-87

##### Características geotécnicas

Suelo del estrato superior de tipo cohesivo, con  $c = 20 \text{ kN/m}^2$ , peso específico  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , y valores de módulo de elasticidad y relación de Poisson, iguales a los modelos anteriores ( $E = 1e5 \text{ kN/m}^2$ ,  $\nu = 0.30$ ).

Se modelaron distintos casos, tomando como variable la relación entre la cohesión del estrato de fundación y la del estrato superior, dejando constantes las demás características.

Denominando con  $c_1$  la cohesión del estrato superior, y con  $c_2$  la respectiva del estrato de fundación, los casos abarcaron relaciones  $r = c_2/c_1$  entre 2.00 y 1.00



### Solución mediante ábacos

Se utilizó el mismo ábaco que en el caso anterior. Siguiendo las recomendaciones del Manual de Estabilidad de Taludes del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, y para todas las relaciones  $c_2/c_1$ , se investigó el factor de seguridad para un círculo de pie y un círculo profundo.

Para este caso concreto:

1. Se consideraron círculos de pie y círculos tangentes a la superficie de contacto con el estrato resistente.
2. se calculó el factor de profundidad:  $d_1 = D/H = 0/4m = 0$ ,  $d_2 = D/H = 4m/4m = 1$ .
3. Fueron determinadas las coordenadas del centro del círculo, para lo cual se utilizaron los ábacos que se muestran en la Figura 3-88.

Para el caso del círculo de pie, las coordenadas son:  $X_{01} = x_0 \cdot H = 1.10 \cdot 4m = 4.40m$  y  $Y_{01} = y_0 \cdot H = 1.55 \cdot 4m = 6.20m$ , mientras que para el círculo profundo, son:  $X_{02} = x_0 \cdot H = 1.10 \cdot 4m = 4.40m$  y  $Y_{02} = y_0 \cdot H = 1.95 \cdot 4m = 7.80m$ .

El valor "promedio" de la cohesión se obtuvo ponderando por medio del ángulo al centro abarcado por cada estrato diferente. Las relaciones  $c_2/c_1$  determinan el valor de  $c_2$  y por medio de la fórmula de ponderación  $\bar{c} = \frac{\sum c_i \cdot \delta_i}{\sum \delta_i}$  se determinó la cohesión "promedio".

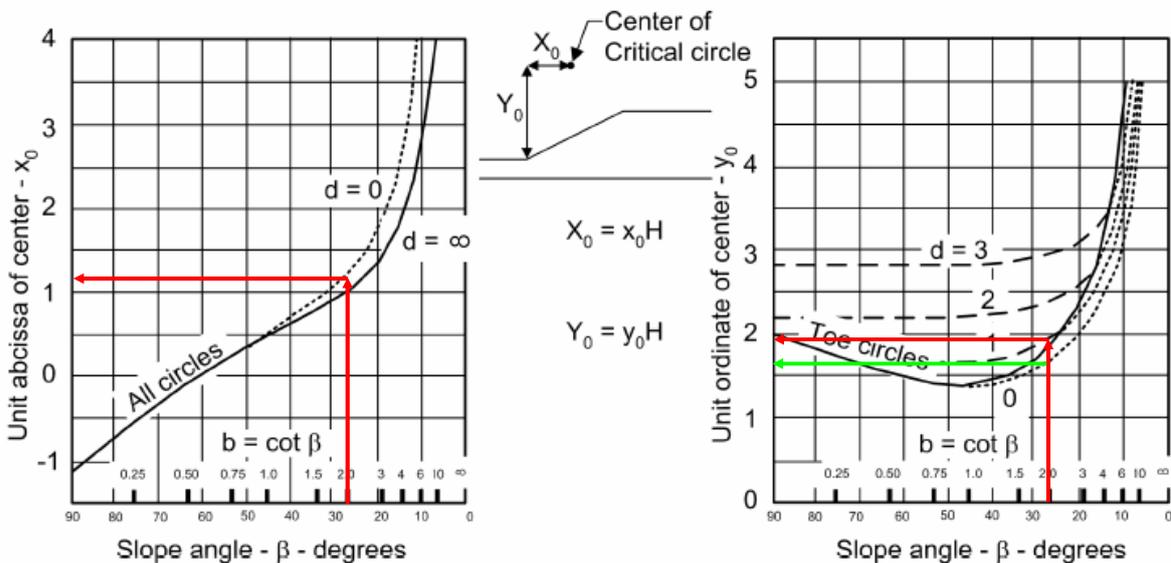


Figura 3-88

Puesto que la variable del problema está constituida por la cohesión del estrato inferior, para el círculo de pie (enteramente contenido en el estrato superior), no hace falta ningún cálculo para determinar el valor de la cohesión promedio: esta es igual a  $c_1$ . Para el círculo profundo, la tabla siguiente resume los valores obtenidos:

$c_2/c_1$	$c_1$ [kPa]	$c_2$ [kPa]	$\delta_1$ [°]	$\delta_2$ [°]	$\Sigma(c_i \delta_i)$	$\Sigma(\delta_i)$	$C_{prom}$ [kPa]
2.00	20	40	23	97	4340	120	36.17
1.50	20	30	23	97	3370	120	28.08
1.20	20	24	23	97	2788	120	23.23
1.00	20	20	23	97	2400	120	20.00



Estabilidad de barrancas sobre el río Paraná. Modelado por métodos numéricos.

- Fué calculado el valor de  $P_d = \gamma \cdot H = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 4 \text{ m} = 80 \text{ kN/m}^2$ , considerando que el peso específico de los estratos que componen el talud es el mismo, por lo cual no se tomó ningún valor "promedio".
- De acuerdo al ábaco de Janbú, Figura 3-89, se calculó el número de estabilidad. Para el círculo de pie,  $N_0 = 8.55$ . Para el círculo profundo  $N_0 = 5.95$ .
- Se calcularon los valores del coeficiente de seguridad, los cuales resultan de la aplicación de la fórmula  $FS = \frac{N_0 \cdot c}{P_d}$ .

Los valores de los factores de seguridad se listan en la tabla siguiente:

$c_2/c_1$	$c_{\text{prom}}$ [kPa]	FS (pie)	FS (profundo)
2.00	36.17	2.14	2.69
1.50	28.08	2.14	2.09
1.20	23.23	2.14	1.73
1.00	20.00	2.14	1.49

De los valores anteriores se observa que, hasta aproximadamente una relación entre la cohesión de los estratos de  $c_2/c_1 = 1.50$ , la superficie crítica pasa por el pie del talud. Para relaciones mas bajas, el mecanismo crítico migra hacia abajo, situándose en la superficie de contacto con el estrato resistente inferior. Evidentemente, cuando la cohesión del estrato inferior coincide con la del estrato superior, se obtiene el mismo valor del coeficiente de seguridad que para el caso 3, cuando el estrato débil tiene la misma cohesión que el material del resto del talud.

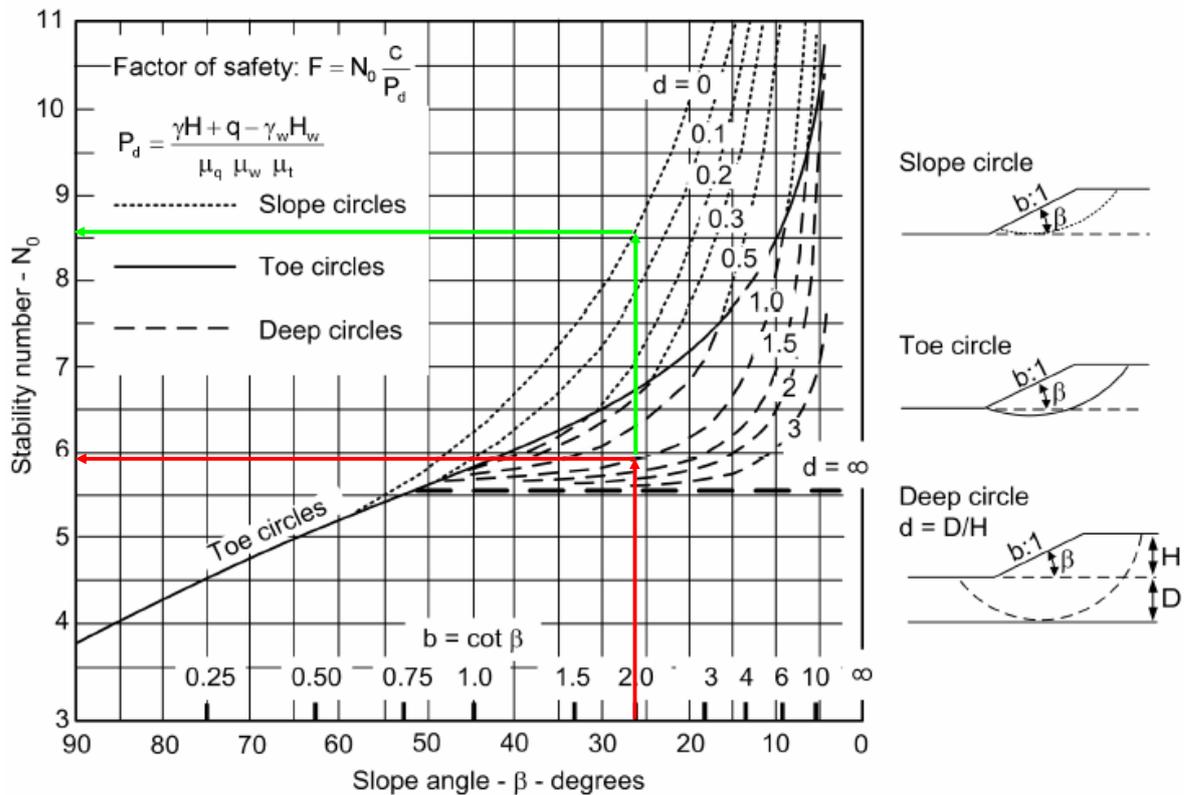


Figura 3-89

En la Figura 3-90 se observa la sección del talud estudiada, conjuntamente con las superficies de falla resultantes de la aplicación de los ábacos.

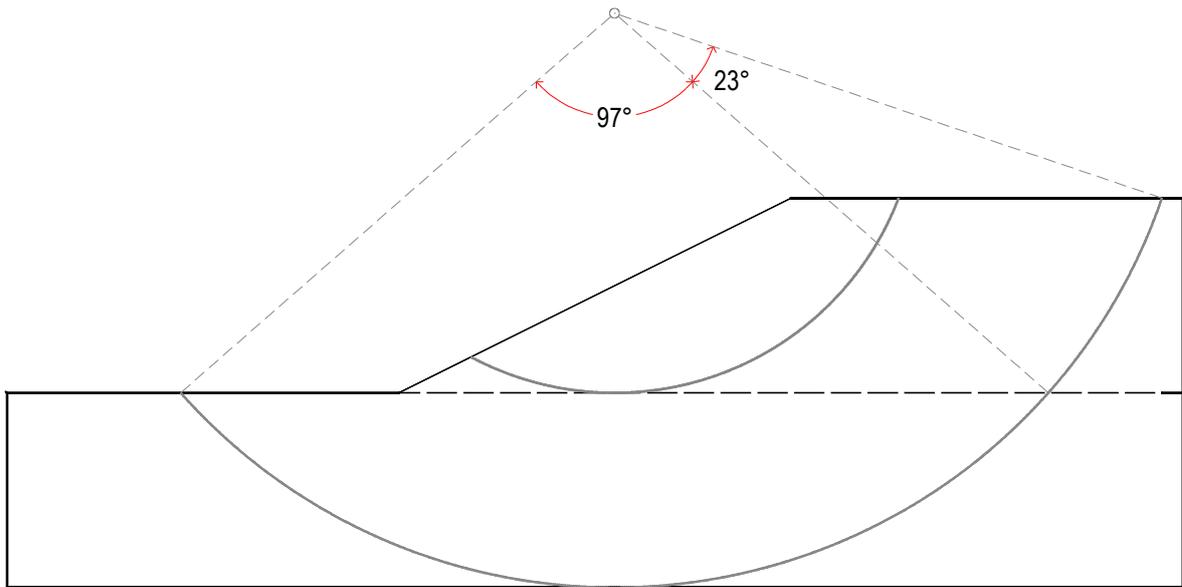


Figura 3-90

**Solución por métodos de equilibrio límite**

En las Figuras 3-91 a 3-94 son mostrados los resultados obtenidos, para cada una de las combinaciones  $c_2/c_1$  y utilizando los cuatro métodos considerados.

$$c_2/c_1 = 2.00$$

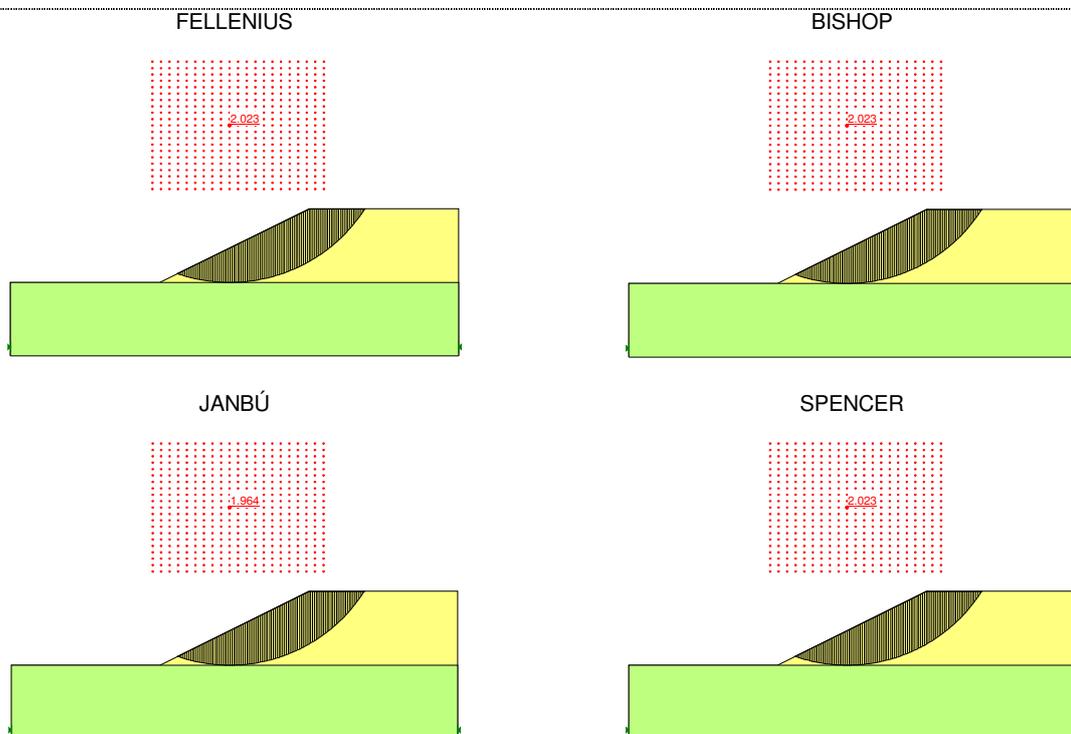


Figura 3-91



$$c_2/c_1 = 1.50$$

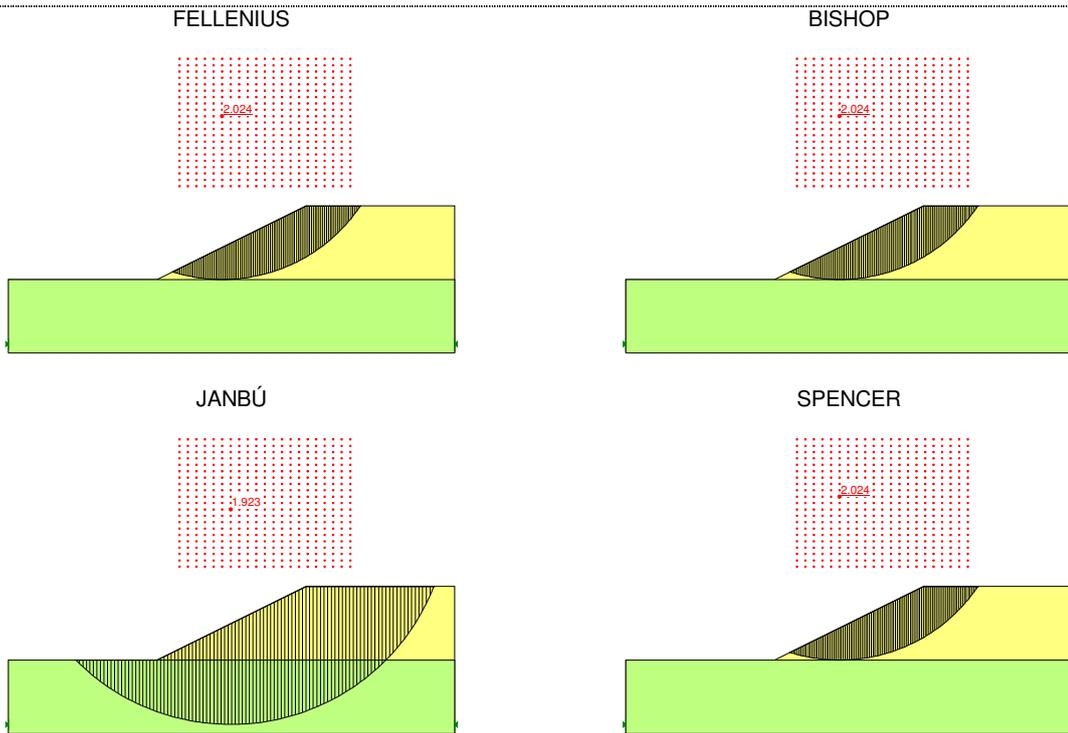


Figura 3-92

$$c_2/c_1 = 1.20$$

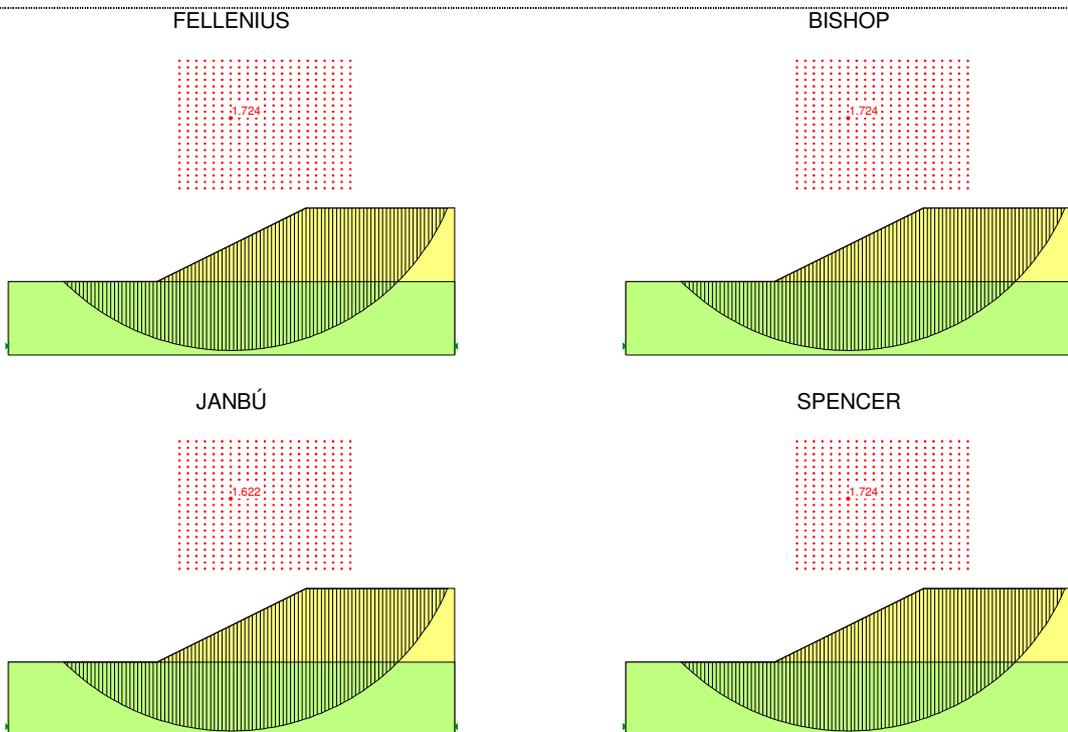
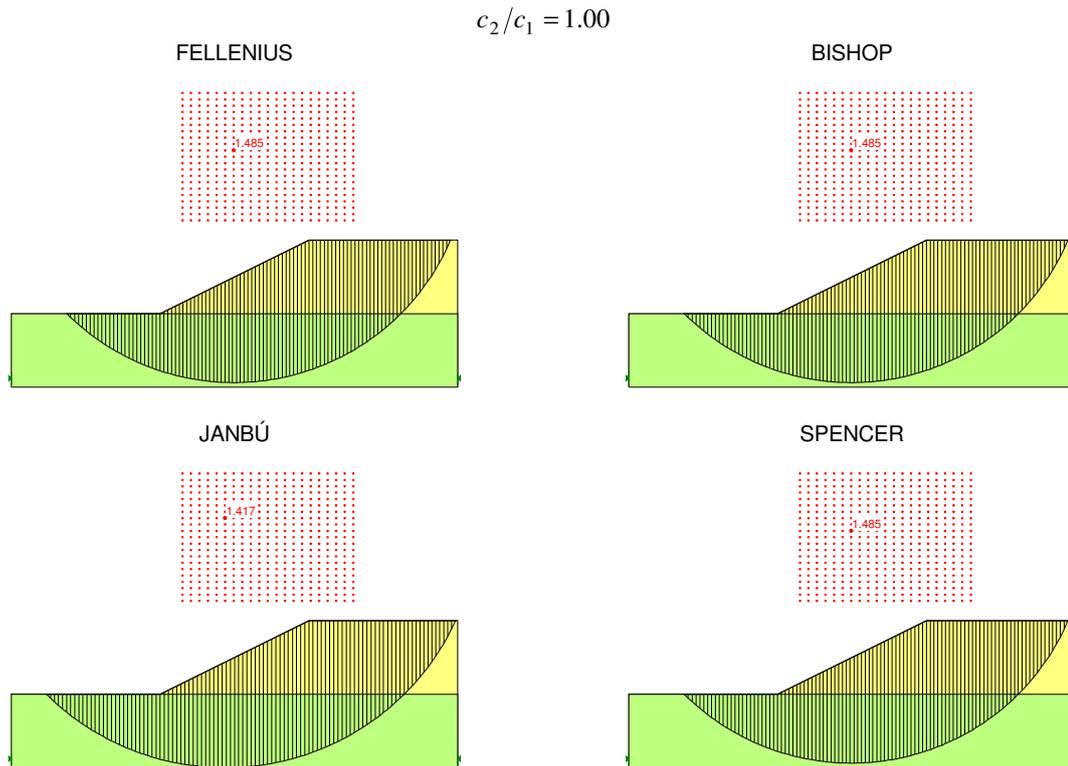


Figura 3-93



### ***Solución por métodos directos de elementos finitos***

La modelación realizada utilizó una malla de 6517 nodos, con 792 elementos triangulares de 15 nodos. Figura 3-95

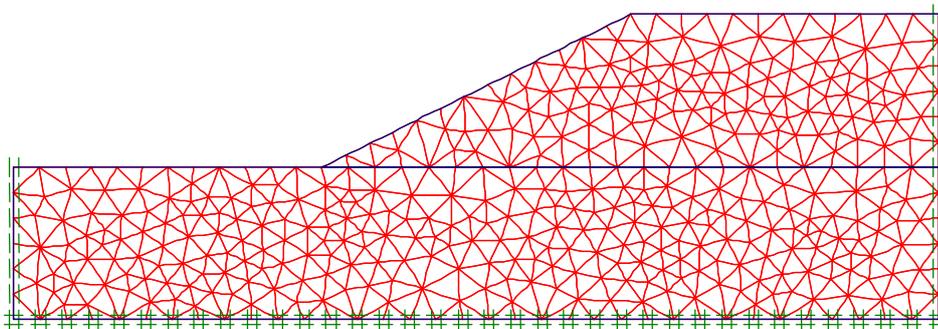


Figura 3-95

Las condiciones de borde fueron las mismas que en los casos anteriores: se permitió el desplazamiento vertical en los contornos laterales, restringiendo ambos (desplazamientos) en el contacto con el estrato resistente (contorno inferior).

Se realizó un modelo distinto para cada una de las relaciones  $c_2/c_1$ . La resolución de los mismos siguió los mismos pasos (o fases) que en los casos anteriores:

1. Fase uno: Se aplicó la carga gravitatoria.
2. Fase dos: A partir de la fase uno, se incrementó el multiplicador gravitacional hasta llegar a la falla.
3. Fase tres: A partir de la fase uno, se redujo de la resistencia hasta llegar a la falla.

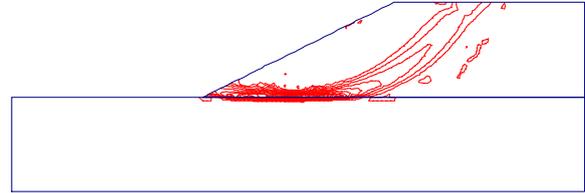
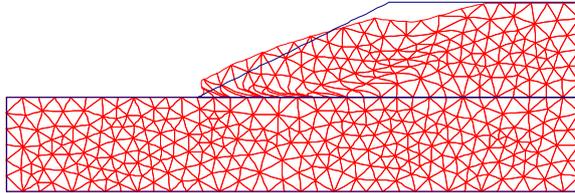


$$c_2/c_1 = 2.00$$

MÉTODO DE INCREMENTO GRAVITACIONAL (FS=2.10)

malla deformada

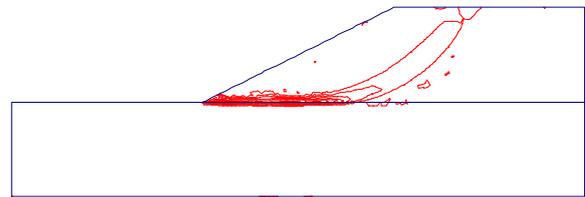
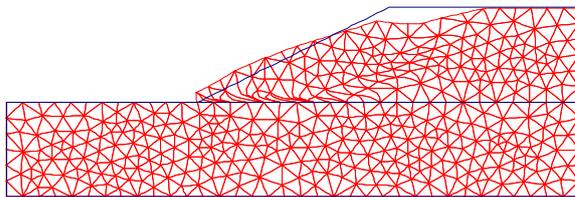
contornos de incremento de deformación plástica



MÉTODO DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA (FS=2.12)

malla deformada

Contornos de incremento de deformación plástica



CURVAS DE DESPLAZAMIENTO

incremento gravitacional

reducción de resistencia

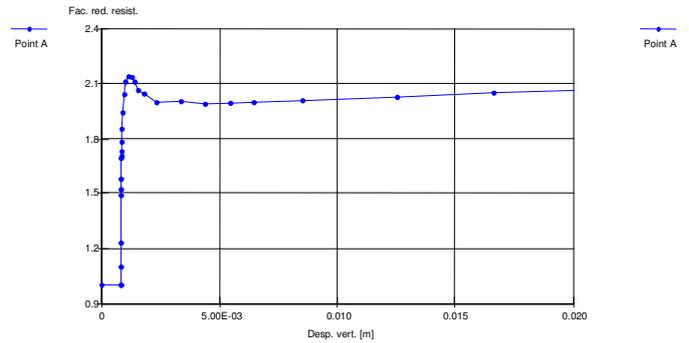
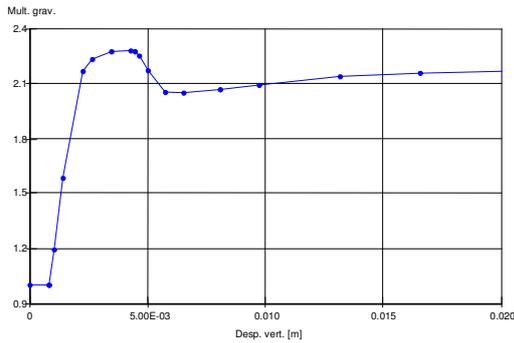


Figura 3-96

Para el primer caso ( $c_2/c_1 = 2$ ), Figura 3-96, el estrato inferior no ha sufrido deformaciones plásticas, y la falla está enteramente localizada en el estrato superior (que es el de menor resistencia). En el segundo caso ( $c_2/c_1 = 1.50$ ), en la Figura 3-97, se puede observar la migración del mecanismo de falla, hacia el estrato más débil, tanto en la malla deformada, como en los contornos de deformaciones plásticas.

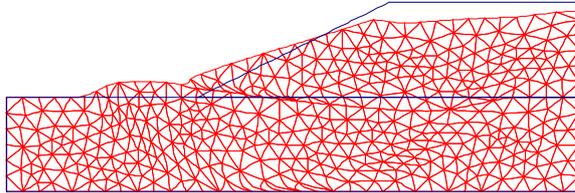
Para relaciones  $c_2/c_1 < 1.50$ , la superficie de falla tiende a ser profunda. Figura 3-98 y 3-99.



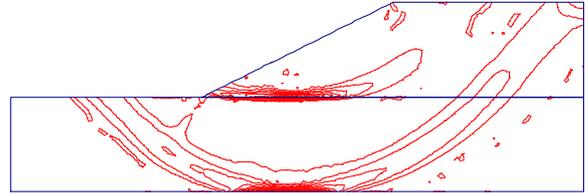
$$c_2/c_1 = 1.50$$

MÉTODO DE INCREMENTO GRAVITACIONAL (FS=2.12)

malla deformada

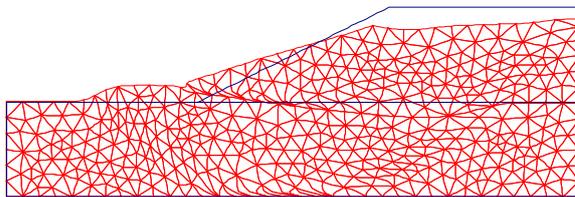


contornos de incremento de deformación plástica

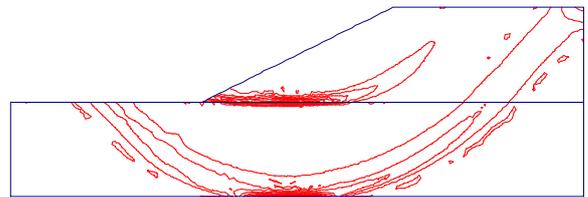


MÉTODO DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA (FS=2.11)

malla deformada



Contornos de incremento de deformación plástica



CURVAS DE DESPLAZAMIENTO

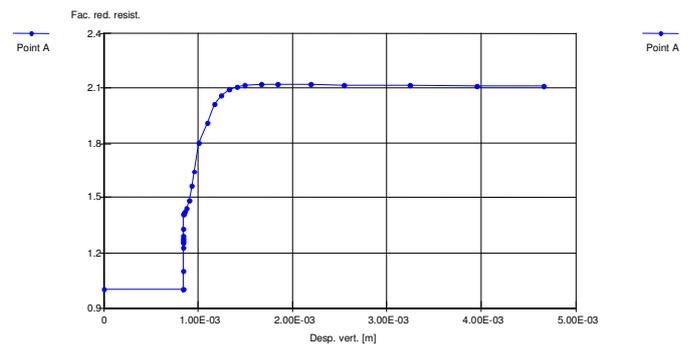
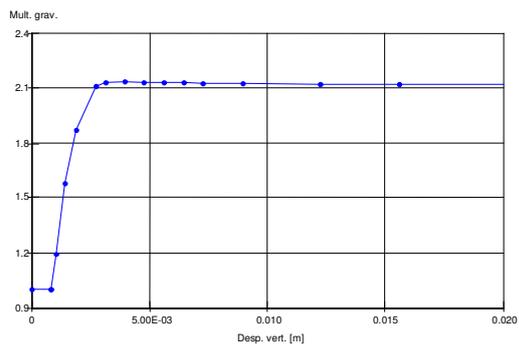


Figura 3-97

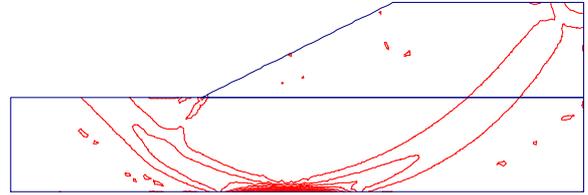
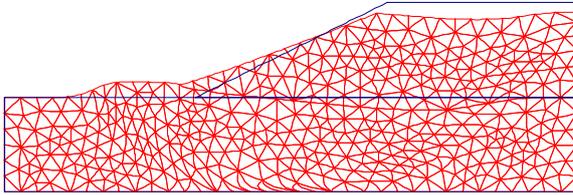


$$c_2/c_1 = 1.20$$

MÉTODO DE INCREMENTO GRAVITACIONAL (FS=1.80)

malla deformada

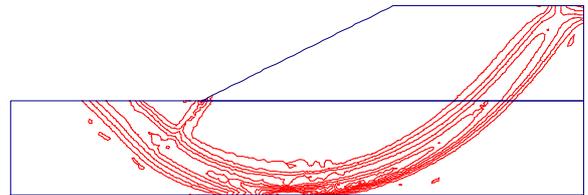
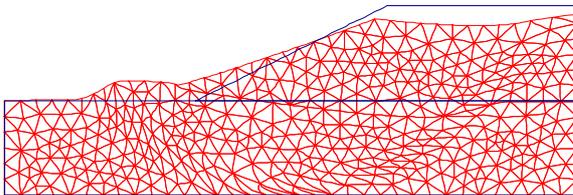
contornos de incremento de deformación plástica



MÉTODO DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA (FS=1.78)

malla deformada

Contornos de incremento de deformación plástica



CURVAS DE DESPLAZAMIENTO

incremento gravitacional

reducción de resistencia

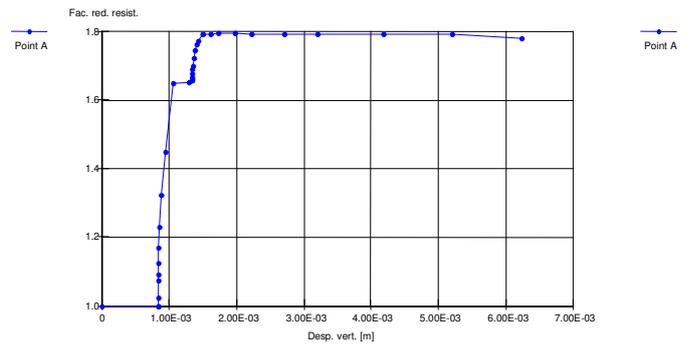
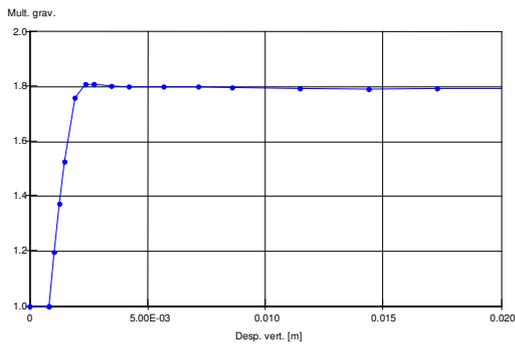


Figura 3-98





Para de  $c_2/c_1 = 1$  provocan la plastificación de puntos situados en la superficie inferior. El mecanismo crítico es profundo. Figura 3-103.

$$c_2/c_1 = 2.00$$

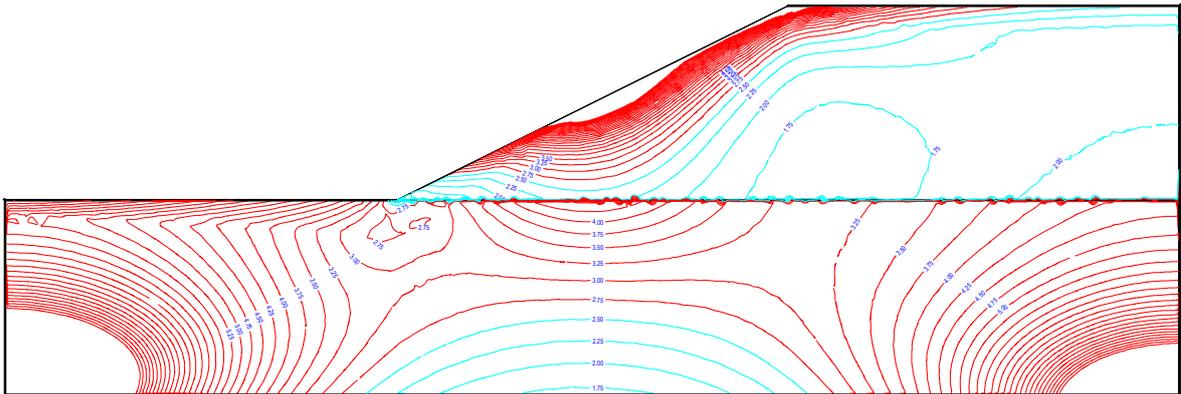


Figura 3-100

$$c_2/c_1 = 1.50$$

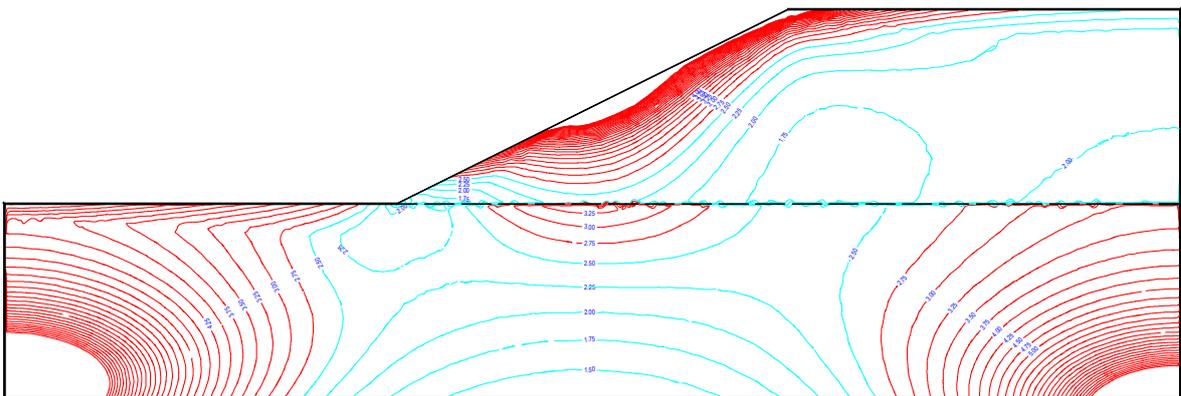
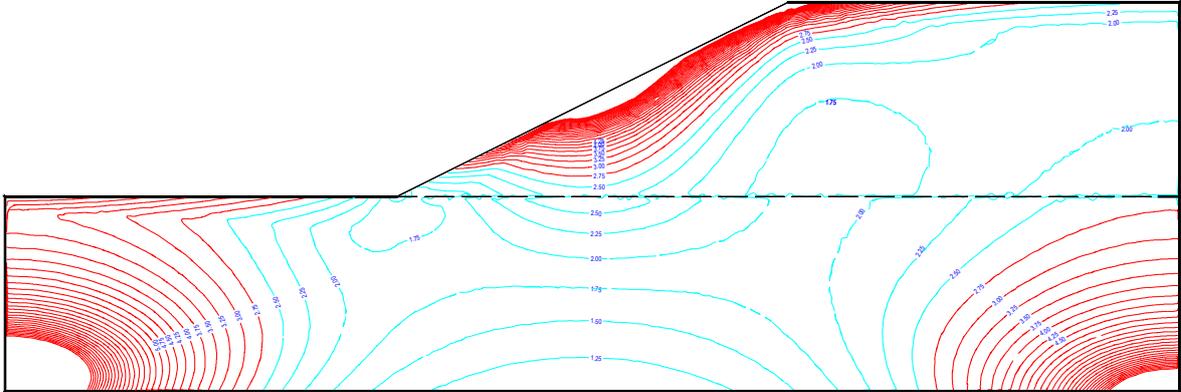


Figura 3-101



$$c_2/c_1 = 1.20$$





Para el cálculo de los factores de seguridad por medio del método de equilibrio límite mejorado, se analizaron los siguientes casos: Figura 3-104.

1. Caso  $c_2/c_1 = 2.00$ : Mecanismo profundo (línea roja), y mecanismo de pie (línea azul).
2. Caso  $c_2/c_1 = 1.50$ : Mecanismo profundo (línea roja), y mecanismo de pie (línea azul).
3. Caso  $c_2/c_1 = 1.20$ : Mecanismo profundo (línea roja), y mecanismo de pie (línea azul).
4. Caso  $c_2/c_1 = 1.00$ : Mecanismo profundo (línea roja), y mecanismo de pie (línea azul).

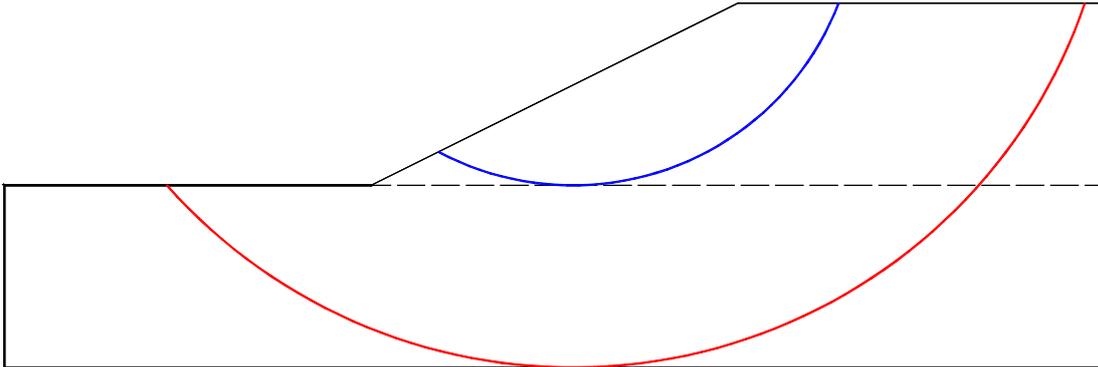


Figura 3-104

Los resultados obtenidos se consignan a continuación:

1- Caso  $c_2/c_1 = 2.00$ : La evaluación del factor de seguridad a lo largo del mecanismo de pie, considerando comportamiento elastoplástico, permitió obtener un valor de  $FS=2.17$ , mientras que para el caso elástico se obtuvo también un  $FS=2.17$ . El factor de seguridad computado considerando el mecanismo profundo, para comportamiento elastoplástico fue  $FS=2.77$ , para comportamiento elástico,  $FS=2.78$ .

Estos valores se encuentran en coincidencia con los obtenidos por medio de los métodos directos por elementos finitos, y son mayores (en ambos casos) a los obtenidos a partir de el uso del equilibrio límite.

La Figura 3-105 muestra las fuerzas movilizadas versus fuerzas resistentes; el factor de seguridad local versus factor de seguridad global y; el ploteo comparado de las tensiones verticales  $\sigma_y$  en la superficie de falla analizada.

Las diferencias entre los valores de FS obtenidos (elementos finitos versus equilibrio límite) pueden encontrarse en los distintos valores obtenidos para las tensiones verticales: véase que los valores de  $\sigma_y$  obtenidos por equilibrio límite son menores que los obtenidos por elementos finitos, lo que conlleva a que los FS obtenidos por los primeros sean menores.

Además, se observa que las curvas de  $\sigma_y$  para el caso elástico y el caso elastoplástico prácticamente son coincidentes, como también son prácticamente coincidentes los valores obtenidos para el coeficiente de seguridad.

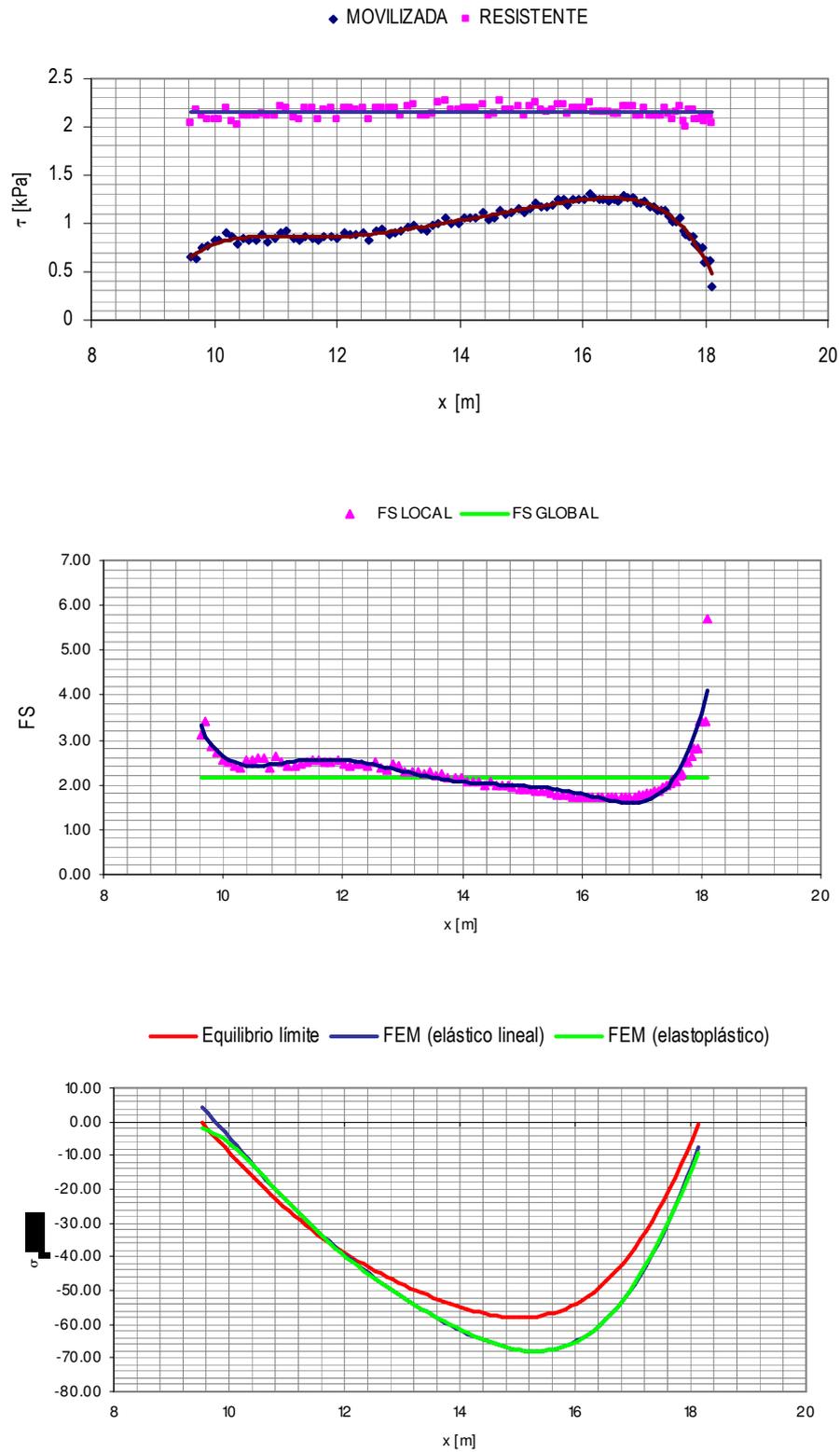


Figura 3-105

2-Caso  $c_2/c_1 = 1.50$ : Evidentemente, si la resistencia del estrato superior no varía, para el mecanismo de pie, los valores del factor de seguridad serán los mismos para cualquier relación  $c_2/c_1$ , por lo



tanto, considerando comportamiento elastoplástico, se obtuvo un  $FS=2.17$  igual que para el caso elástico.

La variación se da para los factores computados a lo largo del mecanismo profundo. Para el comportamiento elastoplástico se obtuvo un  $FS=2.17$ , y para un comportamiento elástico, un  $FS=2.18$ .

La cercanía entre los valores obtenidos para el factor de seguridad mediante ambos mecanismos, indica la migración de la falla crítica desde la localizada en el pie del talud, a la localizada en profundidad. Para relaciones  $c_2/c_1 > 1.50$ , la falla crítica pasa por el pie, mientras que para  $c_2/c_1 \leq 1.50$  la falla crítica se localiza en profundidad. Los resultados muestran razonable coincidencia con los obtenidos por medio de los métodos directos por elementos finitos, sobre todo en la predicción de la ambigüedad en la localización de la falla crítica. Las curvas típicas de valores de fuerzas movilizadas versus fuerzas resistentes; el factor de seguridad local versus factor de seguridad global y; el ploteo comparado de las tensiones verticales  $\sigma_y$  en la superficie de falla analizada se muestran en la Figura 3-106.

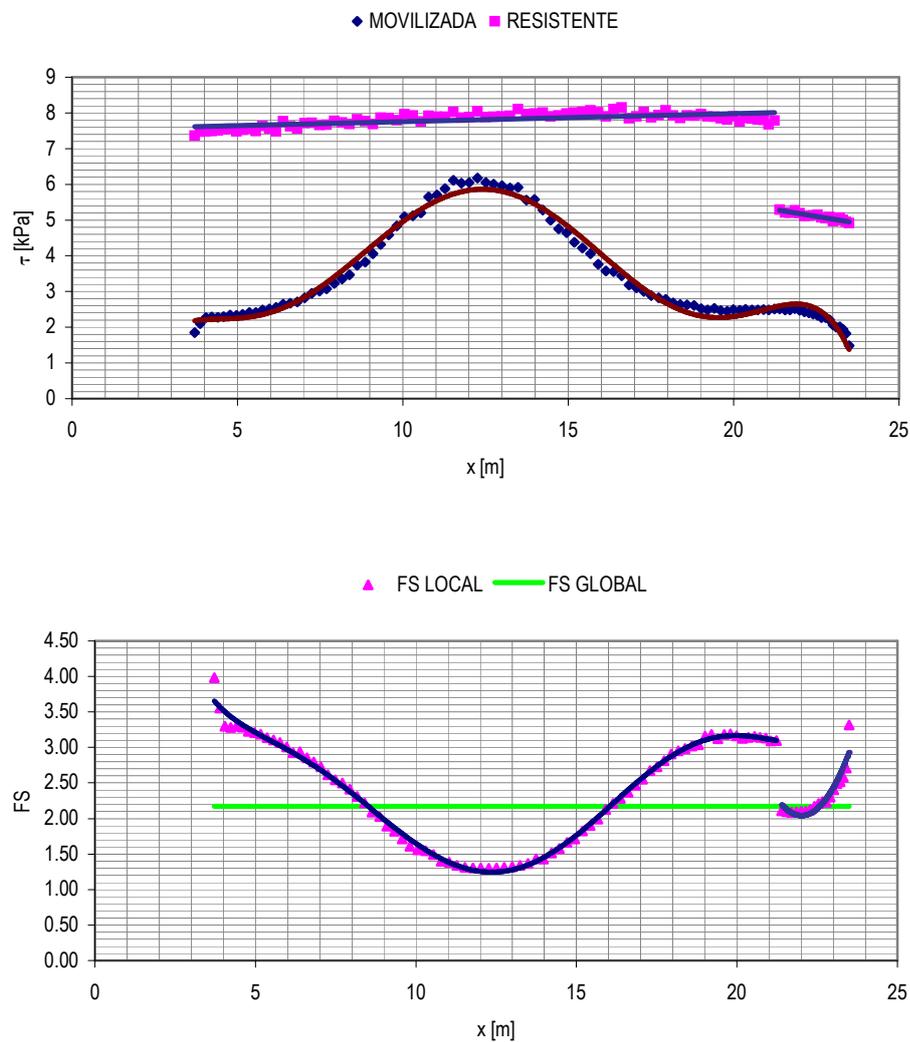


Figura 3-106

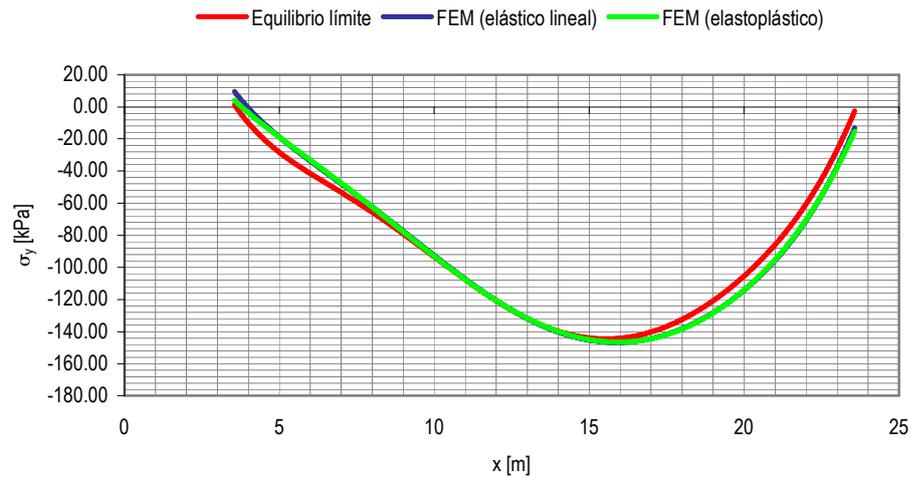


Figura 3-106 (continuación)

Mismas consideraciones que en el caso anterior pueden hacerse aquí: coincidencia de los valores obtenidos aquí y los valores resultantes del método directo por elementos finitos.

3-Caso  $c_2/c_1=1.20$ : para la superficie de falla profunda, y considerando comportamiento elastoplástico, el valor obtenido es  $FS=1.81$ , mientras que para el caso elástico se obtiene  $FS=1.82$ .

La forma de las curvas, que se muestran en la Figura 3-107, coinciden con las obtenidas para el caso con  $c_2/c_1=1.50$ , solo que la nueva merma de la resistencia (cohesión) del estrato inferior hace descender los factores locales y, correspondientemente, el global. Se observa coincidencia entre los valores obtenidos mediante los métodos por elementos finitos, como asimismo con los métodos por equilibrio límite, debiéndose las diferencias con estos últimos a los distintos valores obtenidos para la tensión vertical  $\sigma_y$ .

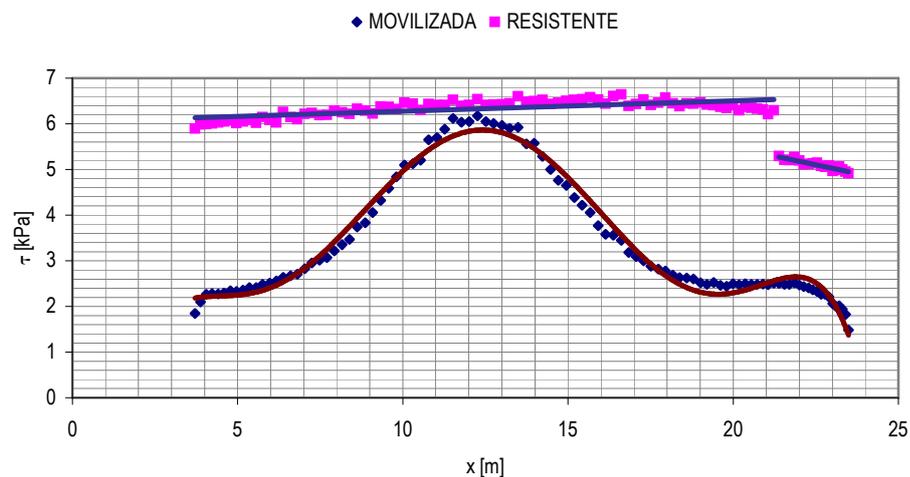


Figura 3-107

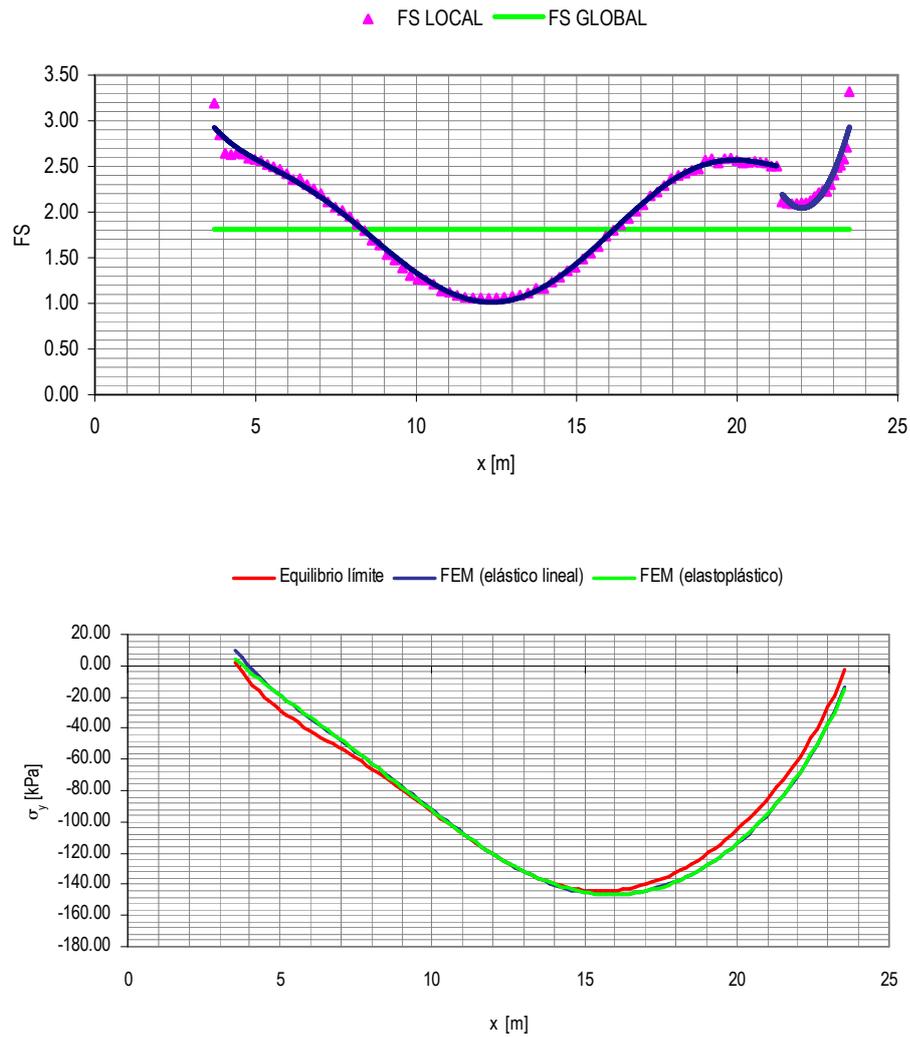


Figura 3-107 (continuación)

4-Caso  $c_2/c_1 = 1.00$ : para la superficie de falla profunda, y considerando comportamiento elastoplástico, el valor obtenido es  $FS=1.59$ , mientras que para el caso elástico se obtiene  $FS=1.58$ .

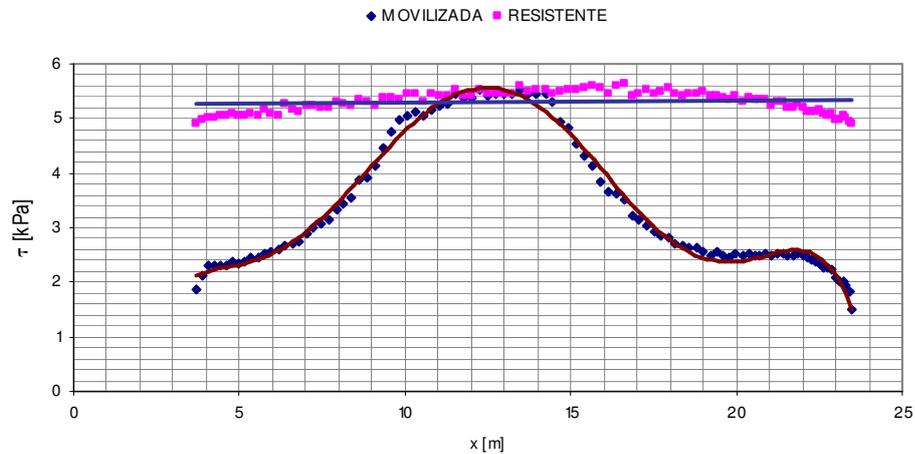


Figura 3-108

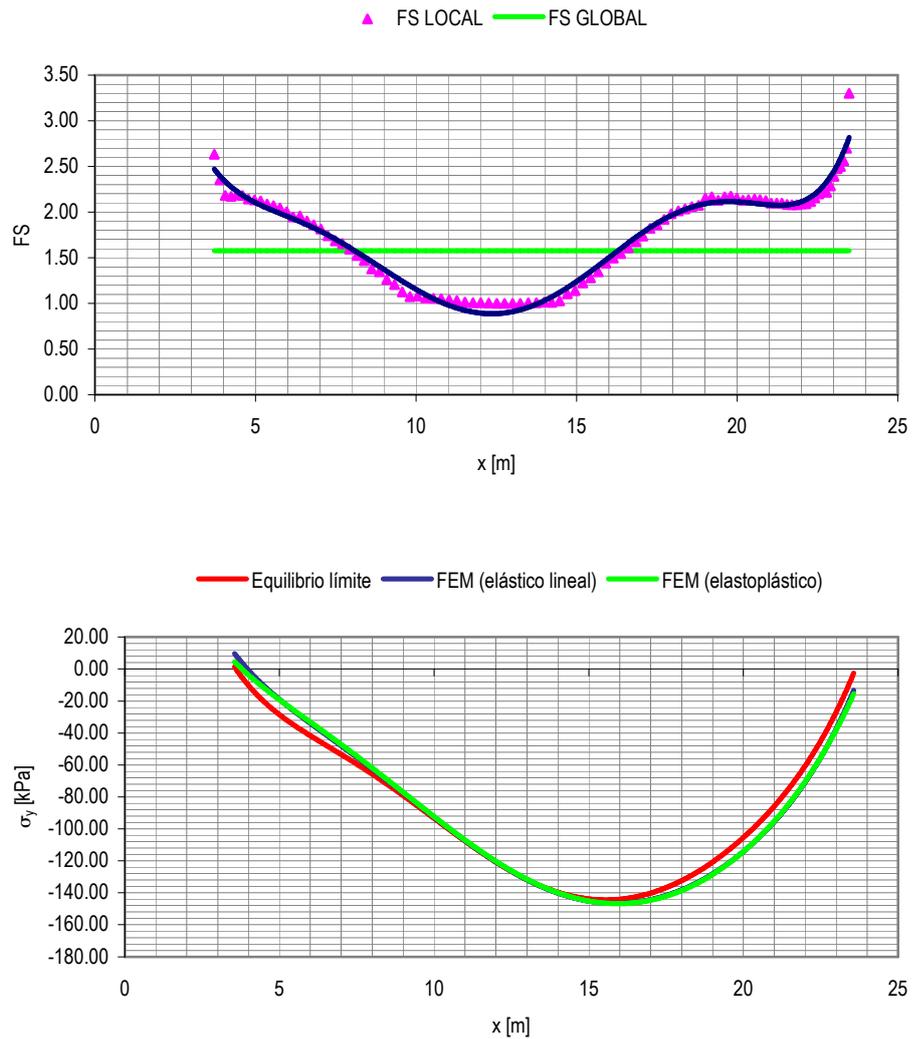


Figura 3-108 (continuación)

Diferencias entre los valores del FS obtenidos por los distintos métodos

En la tabla de la Figura 3-109 se listan los valores obtenidos por los distintos métodos.

$c_2/c_1$	Ábacos	Fellenius	Bishop	Janbú	Spencer	Incremento gravitacional	Reducción de resistencia	FEM indirecto (elastoplástico)	FEM indirecto (elástico)
2.00	2.14	2.02	2.02	1.96	2.02	2.10	2.12	2.17	2.17
1.50	2.09	2.02	2.02	1.92	2.02	2.12	2.11	2.17	2.18
1.20	1.73	1.72	1.72	1.62	1.72	1.80	1.78	1.81	1.82
1.00	1.49	1.49	1.49	1.42	1.49	1.58	1.57	1.59	1.58

Figura 3-109

La tabla muestra que los valores obtenidos por los distintos métodos son coincidentes en buen grado, encontrándose las diferencias en porcentajes menores a 6 o 7%.



## 4-ESTUDIO DE CASOS REALES

### CASO 1 (A y B)

#### **Estado de situación**

El Ministerio de Obras y Servicios Públicos de la Provincia de Entre Ríos, encargó a la Universidad Tecnológica Nacional, Facultades Regional Paraná y Santa Fe, la ejecución del Anteproyecto del Acueducto del Oeste Entrerriano.

Con motivo de la ejecución del citado anteproyecto, a fin de diseñar las Obras de Captación de Agua sobre las costas del Río Paraná, se debió estudiar la condición de estabilidad de las barrancas sobre las que tales obras se construirán.

En lo que sigue se presentan los modelos analizados y los resultados obtenidos del estudio.

#### **Localización**

Las obras de captación se ubicarán en las localidades de Curtiembre (Departamento Paraná), cercana a la Ciudad de Hernandarias, al norte de la capital entrerriana; y en la localidad de General Alvear (Departamento Diamante), al sur de la capital.

#### **Estudios topográficos y geotécnicos**

Se realizaron estudios topobatimétricos preliminares, a fin de determinar el perfil de la zona de emplazamiento de la obra, como asimismo sondeos geotécnicos, los cuales permitieron reproducir la secuencia estratigráfica y establecer los parámetros necesarios para llevar a cabo las corridas de los modelos numéricos.

Los estudios geotécnicos fueron realizados por la División Mecánica de Suelos y Fundaciones de la Dirección Provincial de Vialidad de la Provincia de Entre Ríos. El informe geotécnico correspondiente (Nº 564) fue realizado por la Dirección de Tecnología de los Materiales de la citada repartición. A continuación se reproducen los aspectos principales del citado informe, los cuales permitieron definir el perfil geotécnico que fue analizado a posteriori.

#### Perforaciones y trabajos de campaña

Se ejecutaron dos perforaciones en cada localidad: S<sub>1</sub> y S<sub>2</sub> en Curtiembre, y S<sub>3</sub> y S<sub>4</sub> en General Alvear. Las profundidades fueron variables, en relación con la metodología de perforación y las características de los estratos encontrados.

Sondeo	Prof. [m]
S <sub>1</sub>	17.00
S <sub>2</sub>	16.00
S <sub>3</sub>	16.00
S <sub>4</sub>	8.50

En cada perforación se ejecutaron ensayos normales de penetración (SPT) con la cuchara intercambiable tipo Terzaghi, tomándose muestras de suelo para posteriores ensayos mecánicos, de identificación y humedad natural. Se determinó la profundidad de la napa freática y la existencia de posibles filtraciones o flujos subterráneos.

#### Ensayos de laboratorio

##### Ensayos físicos:

- Constantes hídricas de Atterberg: límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad.
- Granulometría por vía húmeda.
- Pesos específicos secos y húmedos.
- Clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS o Sistema de Casagrande).

##### Ensayos mecánicos:

- Ensayo triaxial no drenado escalonado rápido (UU: unconsolidated undrained, no consolidado y no drenado).



### Napa freática

Las profundidades a las cuales fue detectada la napa freática se resumen en la tabla siguiente:

Sondeo	Prof. [m]
S <sub>1</sub>	1.00
S <sub>2</sub>	3.50
S <sub>3</sub>	1.00(*)
S <sub>4</sub>	(**)

(\*) Agua proveniente de una vertiente localizada barranca arriba.

(\*\*) Nivel freático no detectado en toda la profundidad de sondeo.

### Secuencia estratigráfica

- Sondeo N° 1 (localidad de Curtiembre): de 0.00m a 9.00m: suelo limo arcilloso de baja compresibilidad (CL) de color gris oscuro y de consistencia blanda (N=3 a 4). Desde 9.00m a 13.50m: arenas mal graduadas (SP) de color variable de blanca a amarilla, la densidad relativa es medianamente densa (N=11 a 25). En profundidad y hasta los 15.00m el manto cambia a arenas limosas (SP-SM) de color amarillo y con una densidad relativa densa (N>30). Desde 15.00m hasta el fin del sondeo (17.00m) arenas mal graduadas (SP) de color amarillas y con una densidad relativa densa (N>30).
- Sondeo N° 2 (localidad de Curtiembre): de 0.00m a 2.50m: suelos arenosos con limo y arcilla de baja compresibilidad (SM-SC) de color marrón oscuro. El exceso de humedad del manto impidió el ensayo de penetración. De 2.00m a 5.50m: suelo arcilloso de gran compresibilidad (CH) de color verde y de consistencia muy compacta (N=20 a 28). La presencia de la napa freática a profundidad de 3.50m provoca la reducción de la capacidad portante del manto. En profundidad y hasta los 10.50m el manto mantiene las mismas características detectadas en la parte superior (hasta 2.50m), con un cambio de colocación a gris, la densidad relativa es medianamente densa (N=28). En profundidad y hasta los 16.00m el manto cambia a arenas mal graduadas (SP) de color variable de gris claro a blanco. La densidad relativa es densa (N>30).
- Sondeo N° 3 (localidad de General Alvear): de 0.00m a 4.00m: suelos arenosos mal graduados con presencia de finos arcillosos de baja compresibilidad (SP-SC), de color marrón oscuro a claro. Por el excesivo contenido de humedad natural, el manto presenta una consistencia muy blanda (N=2 a 3). A partir de 4.00m y hasta 11.00m, se observa la presencia de un manto conformado por suelos arenosos – limosos (SM) de color gris a verdoso y una densidad relativa que en profundidad se incrementa de medianamente densa (N=29) a densa (N>30). Desde 11.00m a 11.50m, se detecta la existencia de una capa de ripio calcáreo con nódulos de diferentes tamaños. De 11.50m a 16.00m el perfil está integrado por arenas limpias y mal graduadas de color amarillo claro a blancuzco y con una densidad relativa variable de densa (N>30) a muy densas (N>50).
- Sondeo N° 4 (localidad de General Alvear): de 0.00m a 7.00m, suelos arcillosos de alta a muy alta plasticidad y compresibilidad (CH), de color verde y consistencia muy compacta (N=17 a 19). A partir de 7.00m comienza un manto de arenas limpias y mal graduadas de color amarillo claro a blanco, y una densidad relativa muy densa que impide el avance de la auscultación mediante los métodos manuales empleados, interrumpiéndose la misma a 8.50m de profundidad.

### **Perfiles geotécnicos**

A partir de los estudios mencionados anteriormente, se confeccionaron los perfiles geotécnicos correspondientes, los cuales están incluidos en los Anexos 9 (Perfil Geotécnico Localidad de Curtiembre) y 10 (Perfil Geotécnico Localidad General Alvear). En los mismos se ha indicado:

- Altimetría con vinculación IGM.
- Ubicación de las perforaciones.



- Estratigrafía con clasificación SUCS.
- Ubicación de la napa y del nivel del río en oportunidad de la realización de los sondeos.

Los parámetros geotécnicos necesarios para la modelación se obtuvieron, en principio a partir del Informe de la Dirección Provincial de Vialidad, recurriéndose a otras fuentes o a correlaciones comunes (en función del número de golpes del ensayo de penetración estándar), en ausencia de los mismos.

En las tablas siguientes se resumen los parámetros adoptados:

**Localidad de CURTIEMBRE**

CLAS. SUCS	$\gamma_m$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kPa]	$\phi$ [°]
CL	16	12	8	5
SP-SM	20	16	0.2	28
SP	21	17	0.2	33
SM-SC	19	16	0.2	25
CH	18.2	13.7	60	12

**Localidad de GENERAL ALVEAR**

CLAS. SUCS	$\gamma_m$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kPa]	$\phi$ [°]
SP-SC	19	16	2	20
SM	20	16	5	28
SP	21	17	0.2	33
CH	18.4	14.5	30	17
D (*)	18.4	14.5	20	4

(\*) La denominación "D" es meramente descriptiva de un estrato correspondiente a material deslizado, con alto grado de heterogeneidad.

Los parámetros resistentes correspondientes al estrato identificado como "D", en la localidad de General Alvear, correspondientes al escalón deslizado de la barranca, fueron extraídos de estudios antecedentes.

## Situaciones analizadas

Se analizaron tres escenarios, sin la acción de la obra a construir:

### Localidad de Curtiembre-Caso A

Caso 1. Situación al momento de la realización de los sondeos, con el nivel del río en cota +11.94 IGM.

Caso 2. Situación con el río en máxima creciente registrada, con cota +19.26 IGM.

Caso 3. Desembalse rápido, desde la cota de máxima creciente a la cota de estiaje (+10.20 IGM).

### Localidad de General Alvear-Caso B

Caso 1. Situación al momento de la realización de los sondeos, con el nivel del río en cota +12.70 IGM.

Caso 2. Situación con el río en máxima creciente registrada, con cota +14.76 IGM.

Caso 3. Desembalse rápido, desde la cota de máxima creciente a la cota de estiaje (+6.29 IGM).

## Metodología de análisis y resultados obtenidos

Los modelos se han analizado por medio de uno de los métodos directos por elementos finitos. En una fase se generaron: tensiones neutras derivadas de la posición de la napa freática y, tensiones iniciales por aplicación de la carga gravitatoria. En fase posterior se llevó el modelo a la falla por medio de la reducción de resistencia.

### Localidad de Curtiembre-Caso A

En la figura 4-113 se muestran (en forma de graduación de colores) las locaciones de los mayores valores de las tensiones de corte movilizantes  $\tau$ , correspondientes al Caso 1.

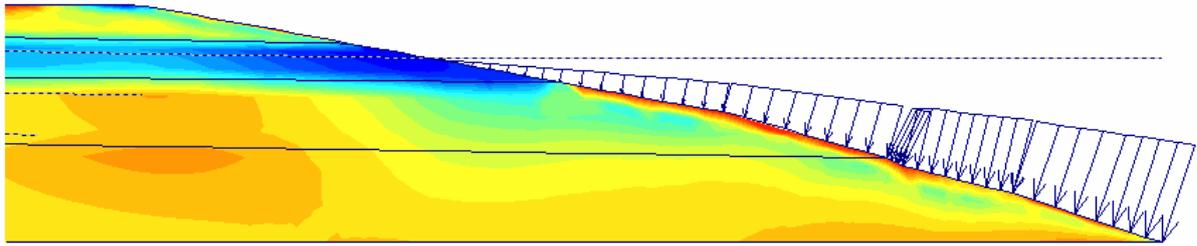


Figura 4-113

Los tonos rojos muestran la localización de las zonas con mayores valores de  $\tau$ , o sea aquellas que se encuentran más cerca de la falla. La figura 4-114 muestra los contornos de deslizamiento para la situación de falla.

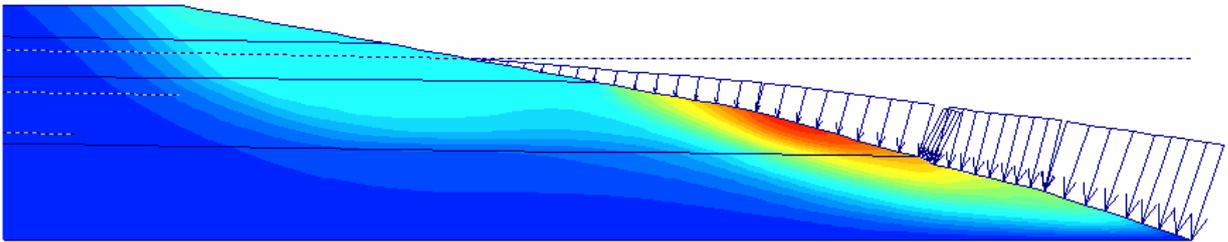


Figura 4--114

Los mayores desplazamientos se producen en la zona donde se localizan los mayores valores de las tensiones tangenciales. El factor de seguridad obtenido es de alrededor 2.45.

Para el Caso 2, con el río en el nivel de máxima creciente, se obtienen los siguientes resultados:

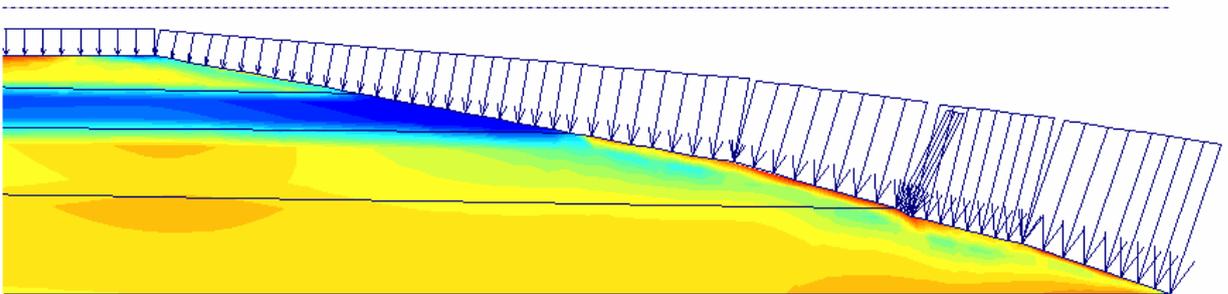


Figura 4-115

Se observa en la Figura 4-115 que las tensiones tangenciales son menores (reducidas zonas con tonalidades rojizas), ya que el nivel del río ejerce presiones sobre la cara del talud, provocando una acción estabilizadora.

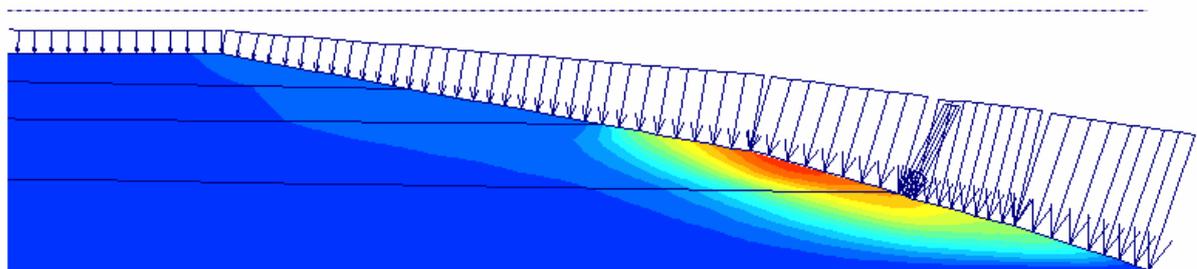


Figura 116

En la figura 4-116 se observan los contornos de colores correspondientes a los desplazamientos en situación de falla. Si bien los mismos se ubican en la misma zona que en el Caso 1, tienen una tendencia más bien local. El factor de seguridad para este caso se ubica en el orden de 3.14.



Finalmente, el Caso 3 resulta ser el mas desfavorable: la situación de desembalse rápido produce una disminución de la acción estabilizadora dada por el nivel del río, además de provocar una reducción de las tensiones efectivas (por incremento de las tensiones neutras) debido a la saturación de los estratos que no poseen suficiente tiempo para drenar y disipar las presiones en exceso.

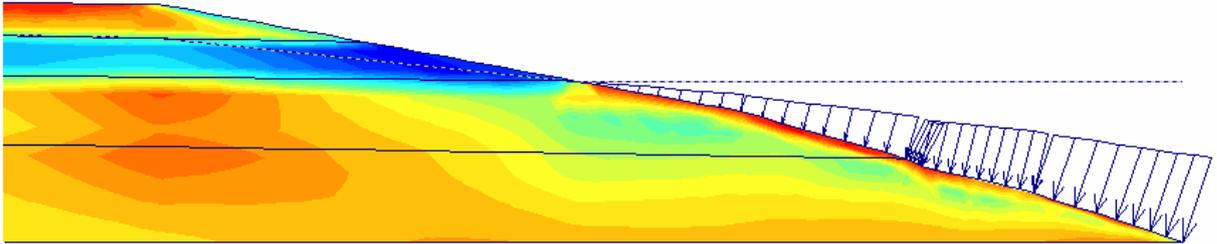


Figura 4-117

La figura 4-117 muestra nuevamente la ubicación de las tensiones tangenciales máximas (zonas rojizas) con un aumento de las mismas respecto a los casos anteriores. El factor de seguridad es resulta igual a 2.15.

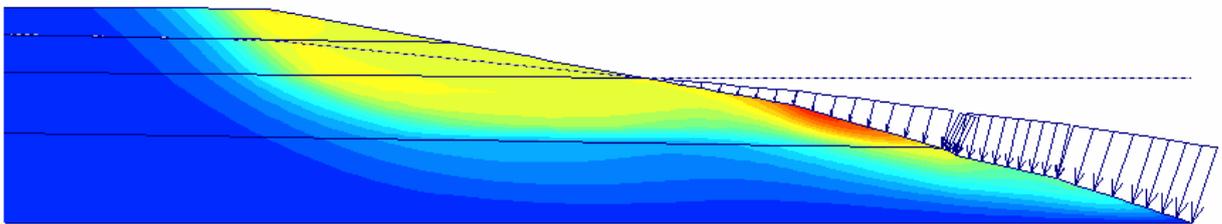


Figura 4-118

Las zonas deslizadas (Figura 4-118) en situación de falla resultan más abarcativas que en el caso 1, demostrando la evidente desfavorabilidad de esta situación.

En la Figura 4-119 se han representado los desplazamientos de un punto situado en la zona de falla, para los tres casos analizados, versus el factor de reducción de resistencia. En la misma se observa la posición de un caso sobre otro, donde el factor de seguridad está dado por el punto de bifurcación de la curva, donde los desplazamientos crecen desmesuradamente respecto de los que los anteceden, dando claras indicaciones de la situación de inestabilidad mas desfavorable.

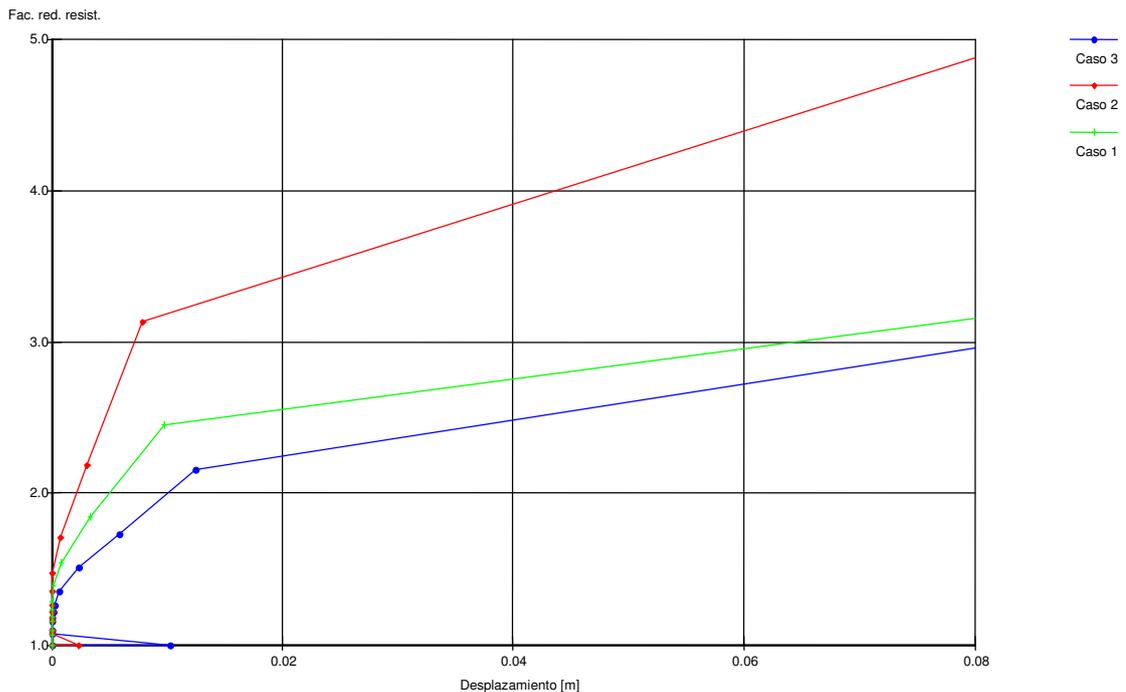


Figura 4-119



Localidad de General Alvear-Caso B

Para el Caso 1, la Figura 4-120 muestra que el pie del talud resulta ser la zona más solicitada, donde se encuentran los mayores valores de  $\tau$  (zonas rojizas).

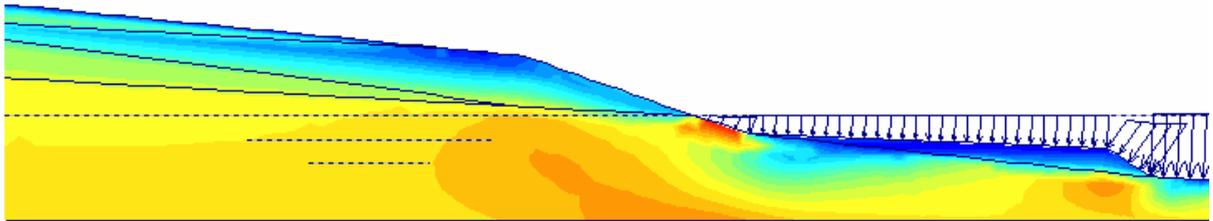


Figura 4-120

La Figura 4-121 muestra los desplazamientos para la situación de falla, con un factor de seguridad en el orden de 2.23.

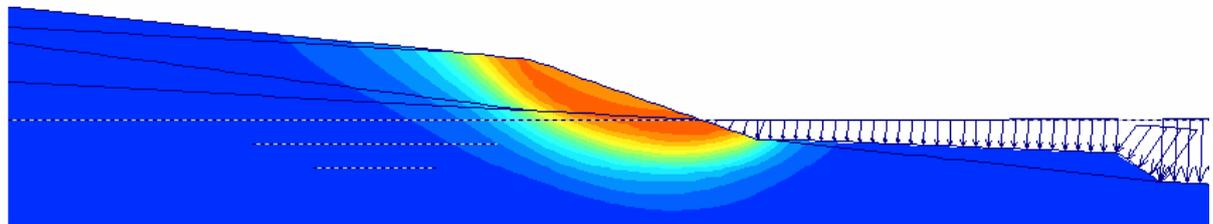


Figura 4-121

El Caso 2 resulta muy similar al Caso 1, ya que los niveles del río no difieren sustancialmente (Figura 4-122).

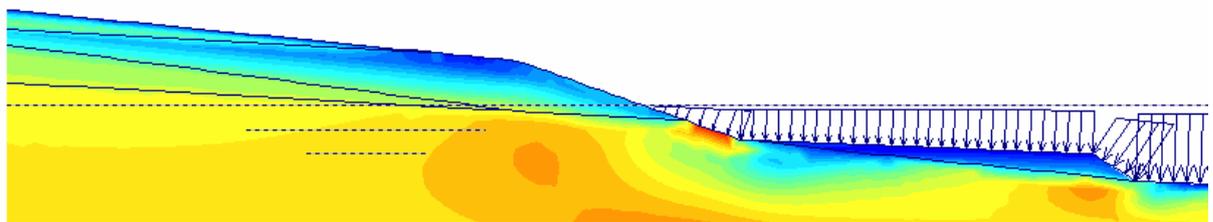


Figura 4-122

El factor de seguridad correspondiente a este caso es 2.50, con un modelo de desplazamientos como el que se muestra en la Figura 4-123.

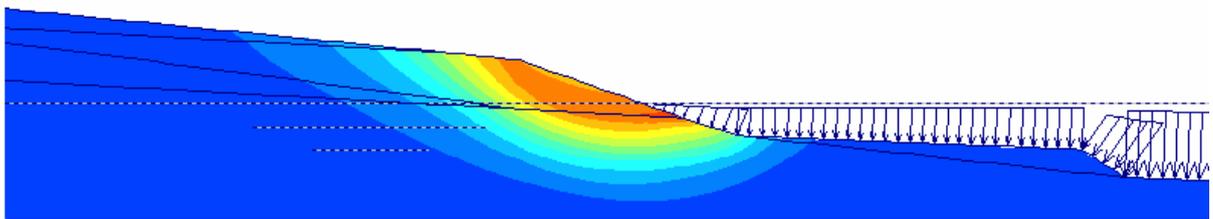


Figura 4-123

Nuevamente, el Caso 3 resulta ser el más desfavorable. Los contornos que muestran los valores de  $\tau$  son similares a los casos anteriores. (Figura 4-124).

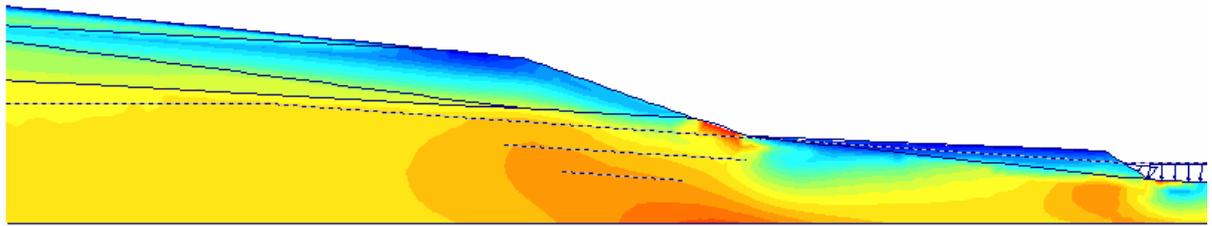


Figura 4-124

El factor de seguridad se reduce a 2.02, con una zona de falla mas extendida que en los casos anteriores.

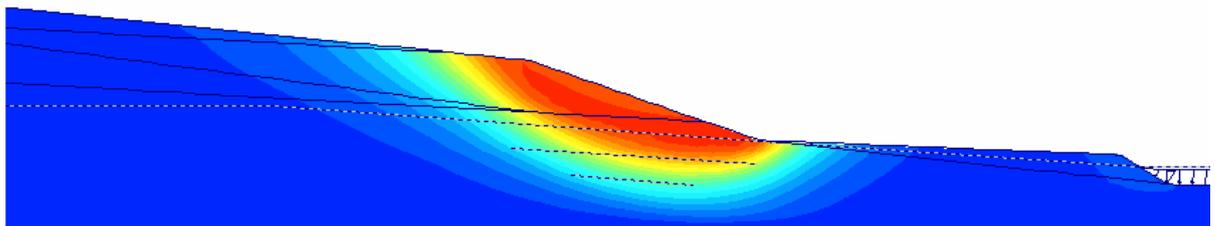


Figura 4-125

Las curvas comparativas de los desplazamientos de un punto situado en la zona de falla, son similares al caso del estudio del perfil de la Localidad de Curtiembre, y se muestran en la Figura 4-126.

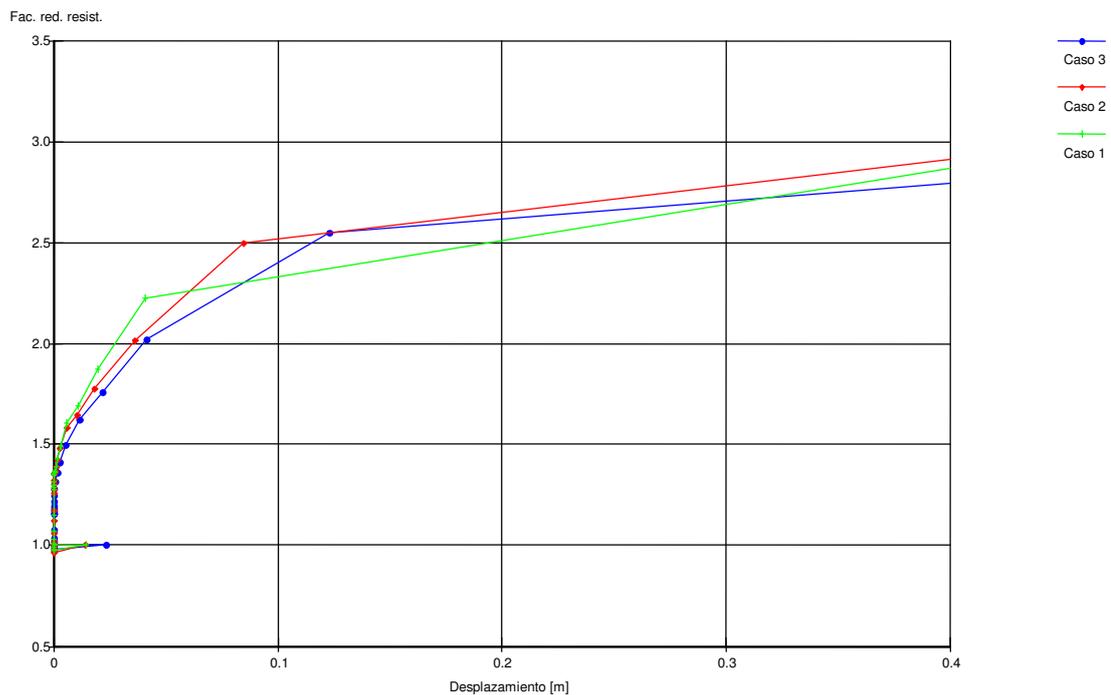


Figura 4-126

### **Conclusiones Caso 1 A y B**

- Ambas locaciones muestran, para todas las situaciones, adecuados factores de seguridad.
- En la localidad de Curtiembre, el modelo de deslizamiento es de característica eminentemente local, pero puede comprometer las zonas superficiales por acciones erosivas fluviales en el pie del talud.



- Debido que las obras de captación se diseñan con fundación indirecta, deberá considerarse la pérdida de ficha del pilote por las causas enunciadas en el punto anterior.
- En la localidad de General Alvear, el escalón deslizado a pie de talud es clara indicación que el talud analizado es el resultante de uno preexistente (con mayor inclinación), removido por una falla en forma de “cuña”, fenómeno característico a lo largo de la costa de esta zona, y cuyo mecanismo está bien estudiado y establecido.
- Si bien los casos analizados se revelan estables, debe considerarse que los mecanismos pueden ser “alimentados” por filtraciones desde las capas superiores (por precipitaciones), que reduzcan las tensiones efectivas en el estrato blando (CH), modificando de este modo los factores de seguridad.
- En la configuración topográfica actual, es poco probable que se produzca un nuevo deslizamiento en forma de cuña, salvo que el “pie arenoso” sea removido por la acción erosiva del río.

## ESTUDIO DE CASOS REALES

### CASO 2 (A y B)

#### Estado de situación

En la zona de la ciudad de Diamante y sus alrededores se presentan barrancas con taludes inestables que obedecen al perfil geotécnico general identificado en el punto 2 del presente informe

#### Localización

Barancas en la zona comprendida entre la zona portuaria de la ciudad de Diamante y el paraje La Juanita-Colonia Ensayo

#### Estudios topográficos y geotécnicos

Se relevaron taludes considerados representativos y se determinó in situ sobre barrancas recientemente deslizadas la cota de salida del agua de percolación del talud sobre la UG4.

Se realizaron ensayos en muestras representativas extraídas en campaña, con el objeto de corroborar los parámetros geotécnicos recopilados en estudios anteriores (ver referencias 2 y 3)

#### Ensayos de laboratorio

Ensayos físicos:

- Constantes hídricas de Atterberg: límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad.
- Granulometría por vía húmeda.
- Pesos específicos secos y húmedos.
- Clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS o Sistema de Casagrande).

Ensayos mecánicos:

- Ensayo triaxial no drenado escalonado rápido (UU: unconsolidated undrained, no consolidado y no drenado).

En la Figura 4-127 se ha representado la secuencia estratigráfica determinada

#### Situaciones analizadas

Se analizaron dos casos particulares:

**Caso A:** Considerando el macizo sin reptación del material deslizado.

**Caso B:** Barranca con influencia de la reptación del macizo deslizado en anteriores fenómenos de inestabilidad.



UG	Descripción geotécnica	Observaciones
UG1 y UG1T	Limos loésicos y arcillosos de baja potencia, presentando algunos casos tabicados calcáreos y abundantes concreciones de carbonatos	La variaciones estacionales de humedad en estos estratos no influyen en la estabilidad.
UG2	Arcillas castaño rojizas, similares a las arcillas de la Fm. Hernandarias	De mediana a alta plasticidad y estructura compacta
UG3	Limos arcillosos castaño rojizo, con tabicado calcáreo.	De baja plasticidad. Hacia el piso del estrato, la concentración de calcáreo es mayor.
UG4	Arenas finas y arenas arcillosas con tabicado calcáreo	Constituye un nivel de alta permeabilidad horizontal, debido a su formación inter estratificada de niveles arcillosos y arenosos
UG5	Arcillas verdes altamente plásticas, con algunas intercalaciones discontinuas de láminas arenosas	Presenta características diferentes en el macizo indisturbado y en la zona de reptación, debido presumiblemente a la saturación de estos niveles desde la parte superior
UG6	Arenas Formación Paraná	Muy antiguas y densas, con gran regularidad topográfica en cuanto a su cota superior.
UG7 y UG9	Macizo deslizado, arcillas verdes y castañas deslizadas, ubicadas adyacentes al macizo no deslizado	Unidades heterogéneas en forma y composición, de estructura caótica, alto esponjamiento, muy fisuradas y capaces de retener grandes cantidades de agua.
UG8	Limos blandos oscuros, normalmente consolidados, que han sido depositados por el río sobre la franja costera.	En ciertos casos se mezclan con el macizo deslizado.

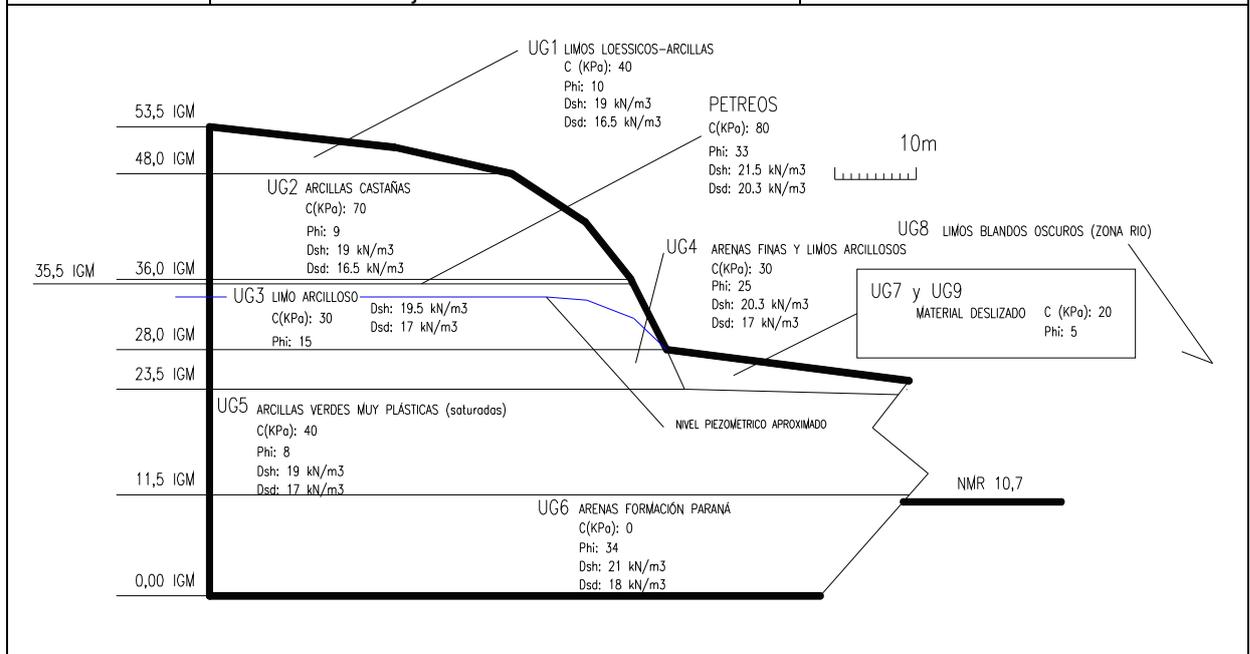


Figura 4-127. Secuencia estratigráfica

**Caso A:** Barranca en condiciones anteriores a la reptación del material deslizado en previos fenómenos de inestabilidad.



El cálculo fue realizado mediante programas de equilibrio límite y mediante elementos finitos. Para éste último método se realizaron corridas donde las tensiones iniciales fueron calculadas por el método Ko por una parte, y mediante el incremento de las fuerzas gravitacionales hasta llegar al peso propio por la otra. A su vez, el coeficiente de seguridad fue determinado utilizando las técnicas enunciadas anteriormente: a) Incrementando las fuerzas gravitatorias hasta la rotura, y b) Reduciendo los parámetros de corte hasta la falla.

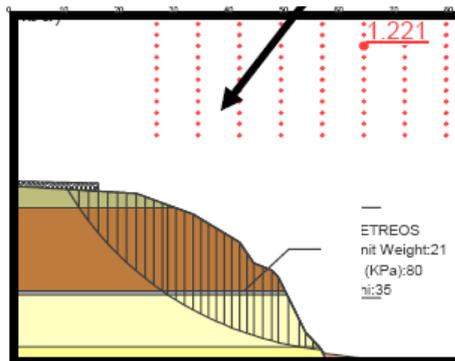
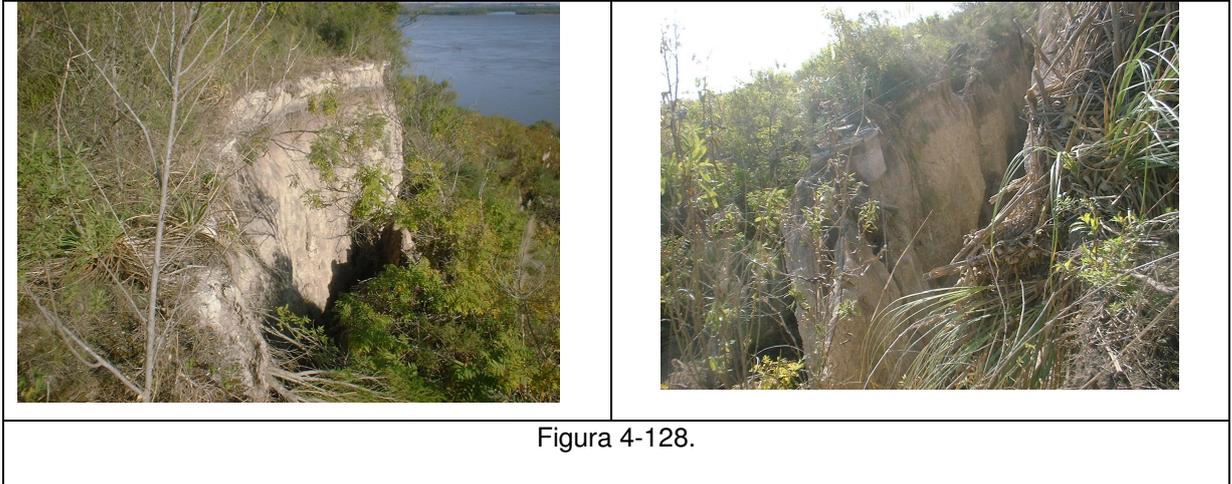


Figura 4-129. Resultados obtenidos mediante métodos de equilibrio límite

En la Figura 4-128. se pueden apreciar las grietas subverticales y el desplome de los grandes bloques, conformando el macizo deslizado. En la figura Figura 4-129 se observa el resultado mediante el Método de Janbú (equilibrio límite), y en la Figura 4-130, la configuración de la malla deformada y los contornos de los desplazamientos obtenidas con el MEF (directo).

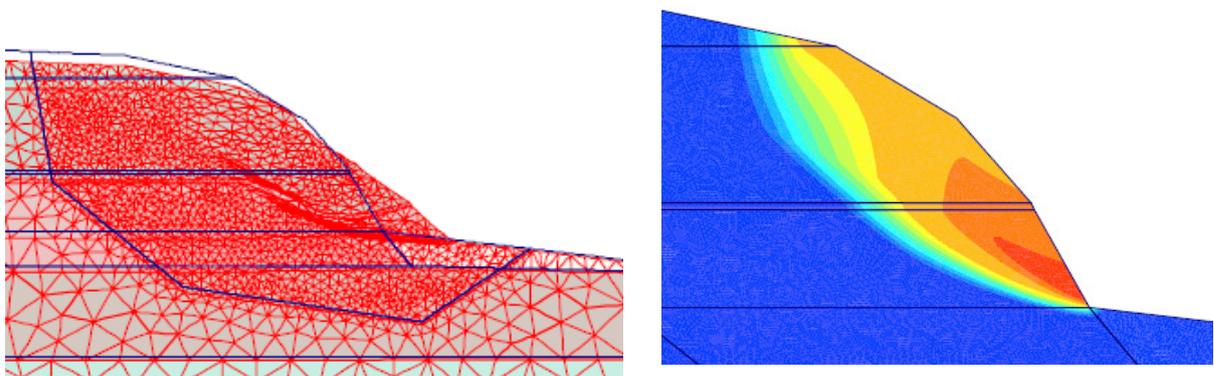


Figura 4-130. Malla deformada y contornos de los desplazamientos. Caso A

La comparación de los resultados obtenidos es la siguiente:



Método de Janbú: FS=1.22

Método de los Elementos Finitos:

a) cálculo de tensiones iniciales por Ko: 1) cálculo de FS por el método de incremento gravitacional: FS=1.22; 2) cálculo de FS por el método de reducción de resistencia: FS=1.14.

b) cálculo de tensiones iniciales por carga de peso propio: 3) cálculo de FS por el método de incremento gravitacional: FS=1.31; 4) cálculo de FS por el método de reducción de resistencia: FS=1.12.

**Caso B:** Barranca con influencia de la reptación del macizo deslizado en anteriores fenómenos de inestabilidad.

El cálculo fue realizado únicamente mediante el MEF. Igual que en el caso A, se obtuvieron resultados mediante el método Ko e incrementos de fuerzas gravitacionales para determinar el estado inicial de tensiones.

Los resultados obtenidos fueron: a) cálculo de tensiones iniciales por Ko: 1) cálculo de FS por el método de incremento gravitacional: FS=0.97; 2) cálculo de FS por el método de reducción de resistencia: FS=0.90; b) cálculo de tensiones iniciales por carga de peso propio: 3) cálculo de FS por el método de incremento gravitacional: FS=0.97; 4) cálculo de FS por el método de reducción de resistencia: *no admisible, pues falla antes de "cargar" con todo el peso propio.*

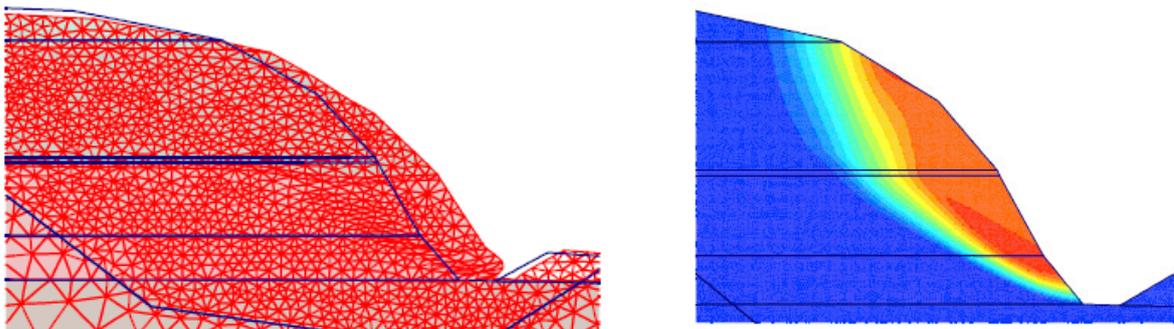


Figura 4-131. Malla deformada y contornos de los desplazamientos. Caso B

En la Figura 4-131, se observa una buena aproximación en la morfología de la superficie de deslizamiento determinadas por el cálculo, respecto de la real. Las diferencias se deben en primera instancia a que el proceso de reptación presenta irregularidades en el sentido paralelo a la costa de río. Por otra parte, por observaciones directas, se ha determinado que existen procesos de drenaje y de erosión localizada que condicionan el fenómeno.

## **Conclusiones Caso 2 A y B**

A partir de los estudios anteriores, puede considerarse lo siguiente:

- Los taludes en su estado natural muestran una marcada inestabilidad que se torna crítica cuando el material acumulado en el pie de la barranca, por efecto de deslizamientos anteriores, repta hacia la margen del río por causa de la disminución de la resistencia al corte por efecto del agua de percolación que drena de la UG4.
- El fenómeno de deslizamiento no tiene solución de continuidad, y la mecánica de los derrumbes se desarrolla con una cierta periodicidad, como consecuencia de la erosión y el arrastre de los suelos arenosos de la UG4, produciendo una cavidad a pie de talud.
- Con la configuración topográfica actual, sin intervención del sector de barrancas, mediante obras de drenaje y estabilización masivas, es muy probable que se produzcan nuevos deslizamientos, que afectan la totalidad de la zona ribereña.
- Se recomienda el monitoreo topográfico permanente de la zona de inestabilidad ribereña, como metodología para profundizar el conocimiento de la mecánica de reptación y anticipar con mayor precisión y seguridad los futuros deslizamientos.
- No se recomienda la construcción de viviendas sobre taludes en los cuales no se hayan efectuado trabajos de estabilización.

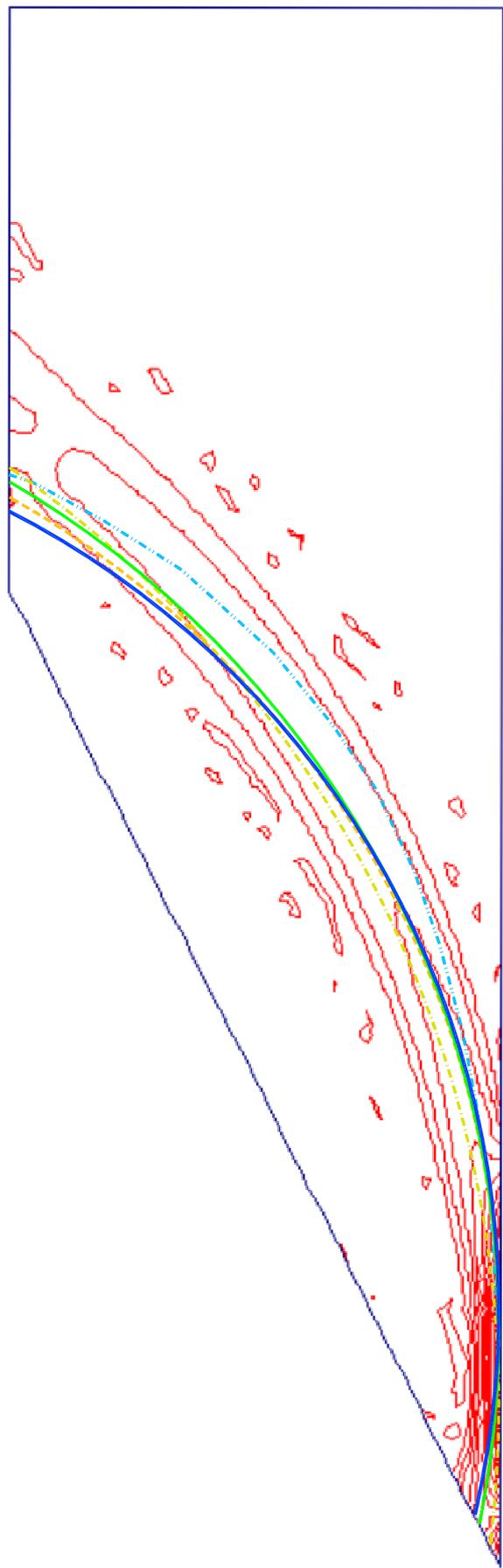


## 5-CONCLUSIONES GENERALES

1. El MEF aplicado al análisis de estabilidad, demuestra aptitud para la obtención de los factores de seguridad al deslizamiento.
2. Proporciona, además, información relevante acerca de la localización y evolución de la falla dentro de la masa de suelo y de los factores de seguridad locales.
3. Muestra también mayor potencial de aplicación respecto a los métodos por equilibrio límite, dado que no es necesaria la suposición a priori de la ubicación y geometría de las superficies potenciales de falla.
4. De los resultados obtenidos para los casos A y B, se evidencia una fuerte influencia de la reptación del macizo previamente deslizado en las condiciones de estabilidad de la barranca

## 6-BIBLIOGRAFÍA

1. Fili, M.; Tujchneider, O.; Perez, M.; Paris, M. y D'Elia, M. (1995). "Ground Water Researches in the Entre Ríos Province. Argentina". XXVI Congress of the International Association of Hydrogeologist. Edmonton. Canadá.
2. Sanguinetti, J.A. (1995). "Anteproyecto de Estabilización de Barrancas de la Ciudad de Diamante"(Diamante City Landslides Stabilization Executive Pre Project). SUPCE Entre Ríos. 2 Tomos. Inédito.
3. PROINSA (1999). "Proyecto Ejecutivo de Estabilización de Barrancas en la ciudad de Diamante"(Diamante City Landslides Stabilization Executive Project) . SUPCE Entre Ríos. Tomo I. Inédito.
4. KRAHN, J., 2003, The limits of limit equilibrium analyses, Canadian Geotechnical Journal N°. 40, p. 643-660.
5. US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2003, EM 1110-2-1902 Slope Stability Engineering Manual, Department of The Army, Washington D.C.
6. ORTIZ BERROCAL, L., 1998, Elasticidad, 3<sup>ra</sup> Edición, McGraw Hill, Madrid.
7. TERZAGHI, K., PECK, R., MESRI, G., 1996, Soil Mechanics in Engineering Practice, 3<sup>rd</sup> Edition, John Wiley & Sons, New York.
8. DUNCAN, J.M., BYRNE, P., WONG, K., MABRY, P., 1980, Strength, stress – strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses, Report N° UCB/GT/80-01, College of Engineering, University of California at Berkeley.
9. DAS, B., 2006, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 5<sup>a</sup> Edición, Thomson, México.
10. GRIFFITHS, D.V., LANE, P.A., 1999, Slope stability análisis by finite elements, Geotechnique N° 49, Nro. 3, p. 387-403.
11. DAVIS, R.O., SELVADURAI, A.P.S., 2002, Plasticity and Geomechanics, 1<sup>st</sup> Edition, Cambridge University Press, Cambridge.
12. SMITH, I.M., GRIFFITHS, D.V., 1998, Programming the Finite Element Method, 3<sup>rd</sup> Edition, John Wiley & Sons, New York.
13. ZIENKIEWICZ, O.C., TAYLOR, R.L., 2000, The Finite Element Method, Volume I: The Basis, 5<sup>th</sup> Edition, Butterworth Heinemann, Oxford.
14. SWAN, C.C., SEO, Y-K., 1999, Limit state análisis of earthen slopes using dual continuum FEM approaches, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics N° 23, p. 1359-1371.
15. CHANG, Y-L., HUANG, T-K., 2005, Slope stability análisis using strength reduction technique, Journal of the Chinese Institute of Engineers, Volume 28, N° 2, p. 231-240.
16. ROJAS, M.R., ROMANEL, C., 1999, Análise da estabilidade de taludes pelo método dos elementos finitos, Computational Methods in Engineering, p. 270.1-270.17.
17. FREDLUND, D.G., SCOULAR, R.E.G., 1999, Using limit equilibrium concepts in finite element slope stability analysis, Proceedings of the International Symposium on Slope Stability Engineering, Shikoku, Japan, p. 31-47.
18. KRAHN, J., 2006, The limitations of the strength reduction approach: why I don't like the strength reduction technique approach for stability analysis, GEO-SLOPE Direct Contact, GEO-SLOPE Int.



FEM indirecto

Bishop (Spencer)

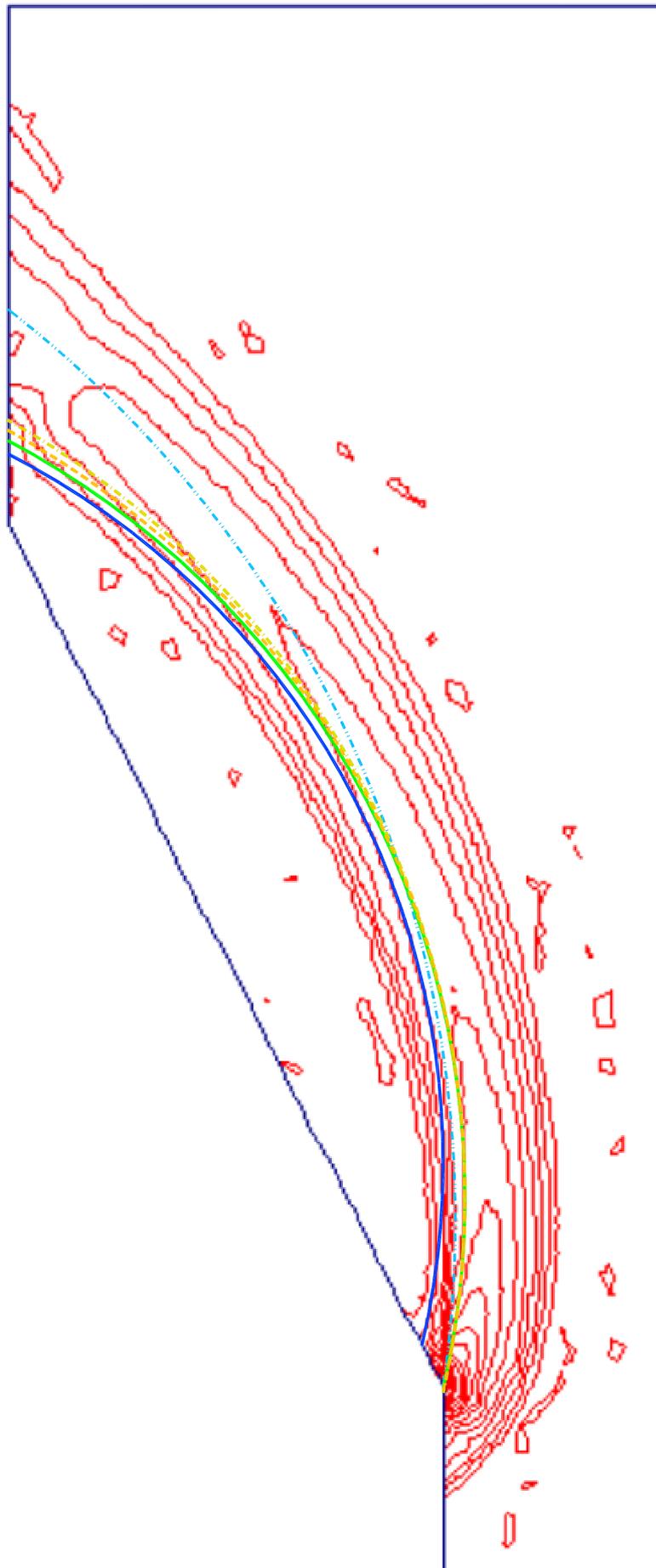
Janbú

Fellenius

Ábaco

Comparación de superficies de falla

ANEXO 1



FEM indirecto

Bishop (Spencer)

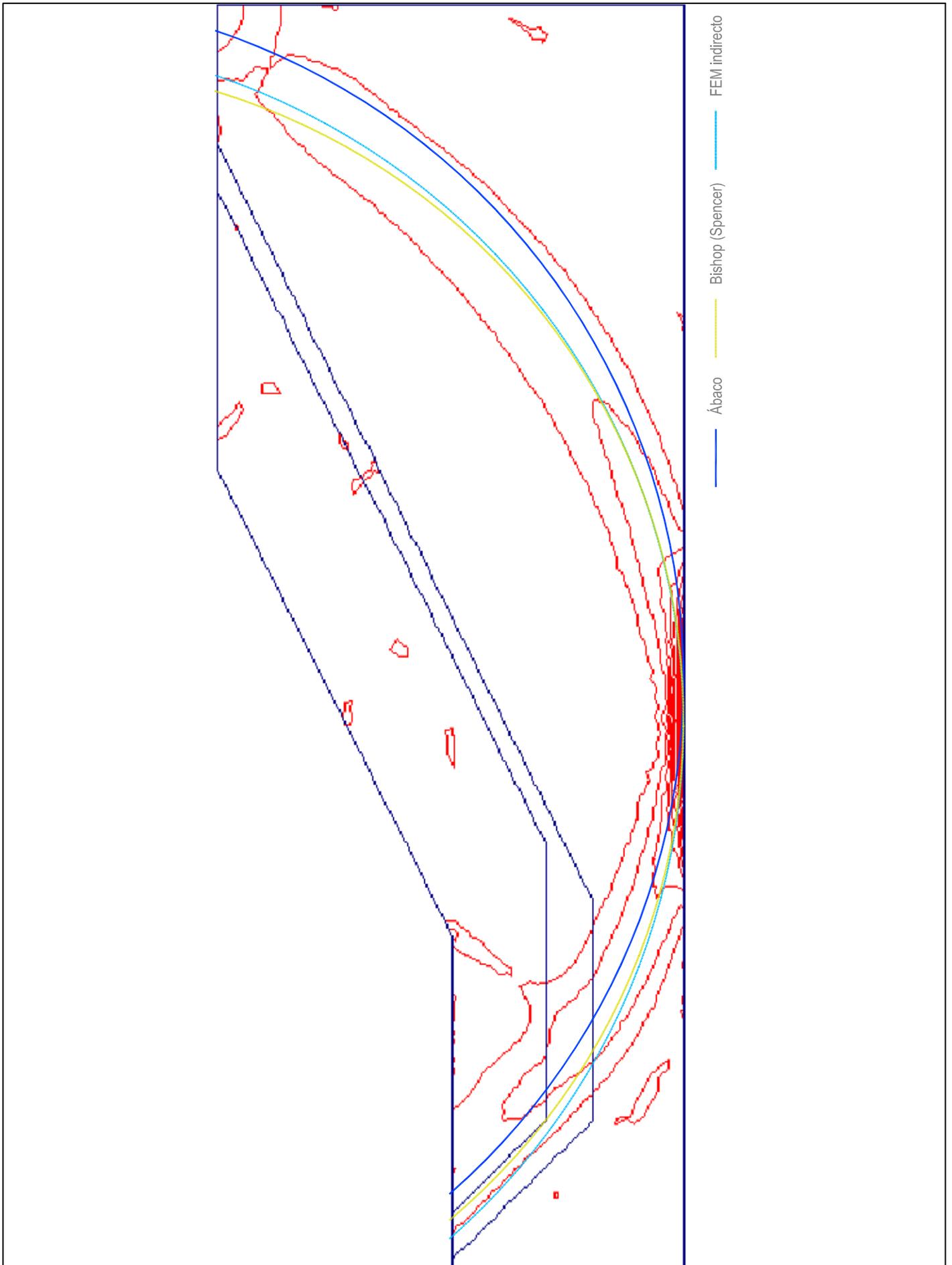
Janbú

Fellenius

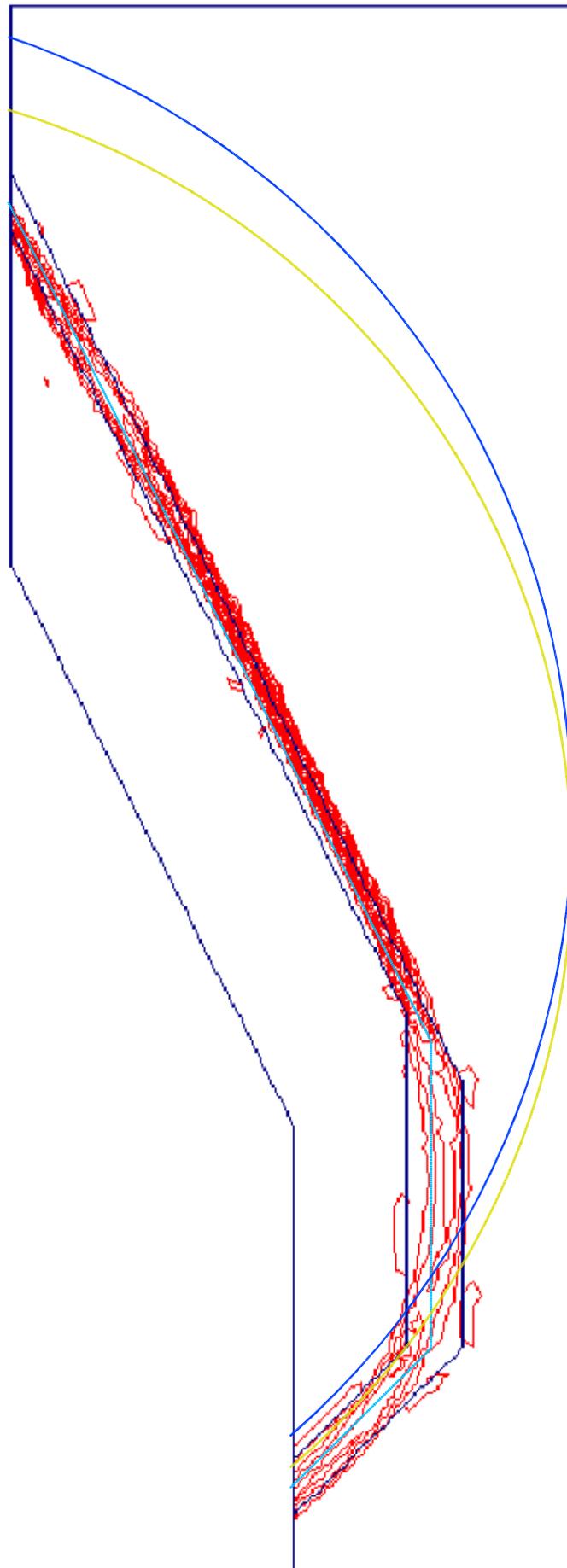
Ábaco

Comparación de superficies de falla

ANEXO 2



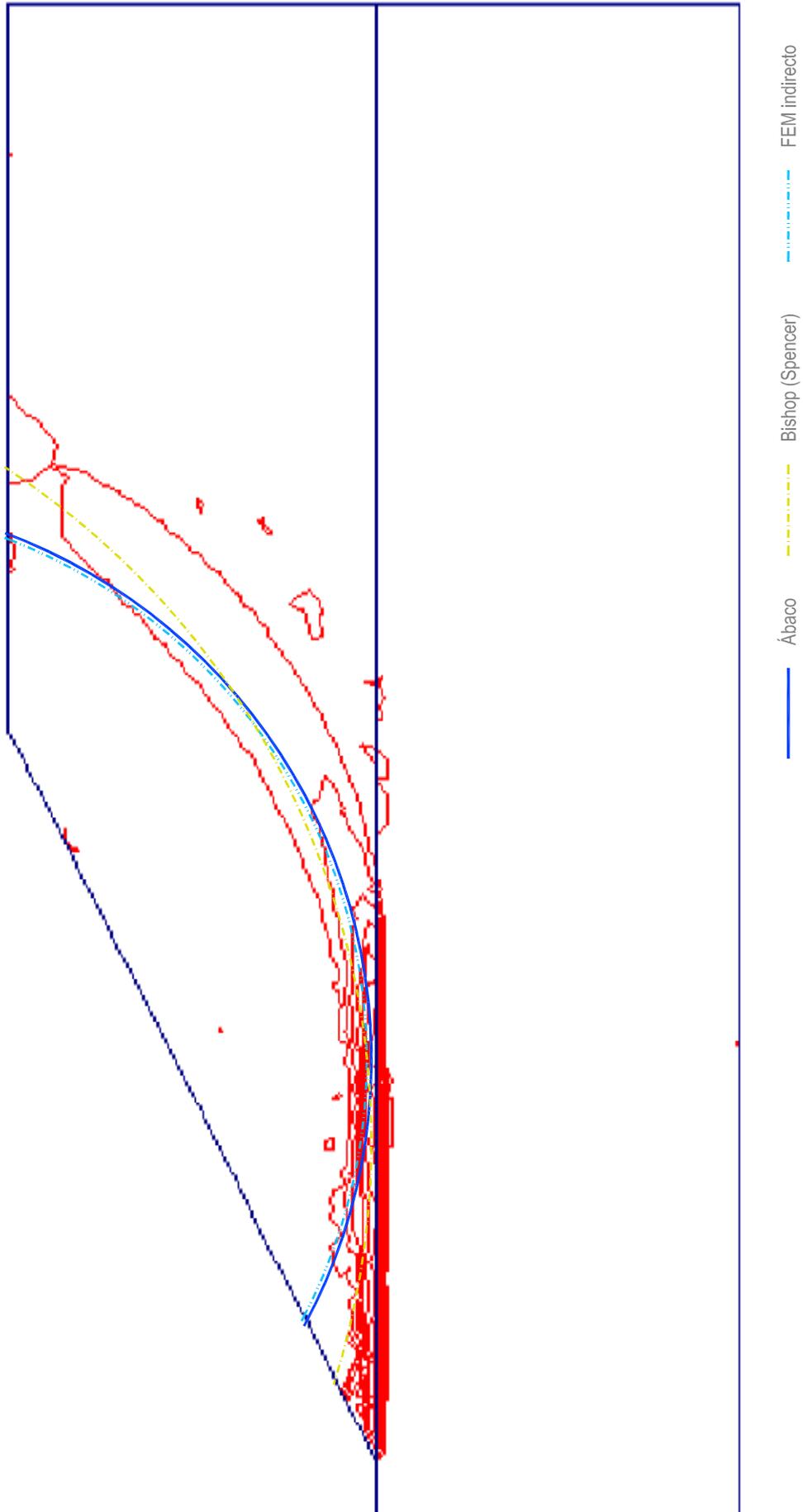
Comparación de superficies de falla



— Abaco — Bishop (Spencer) — FEM indirecto

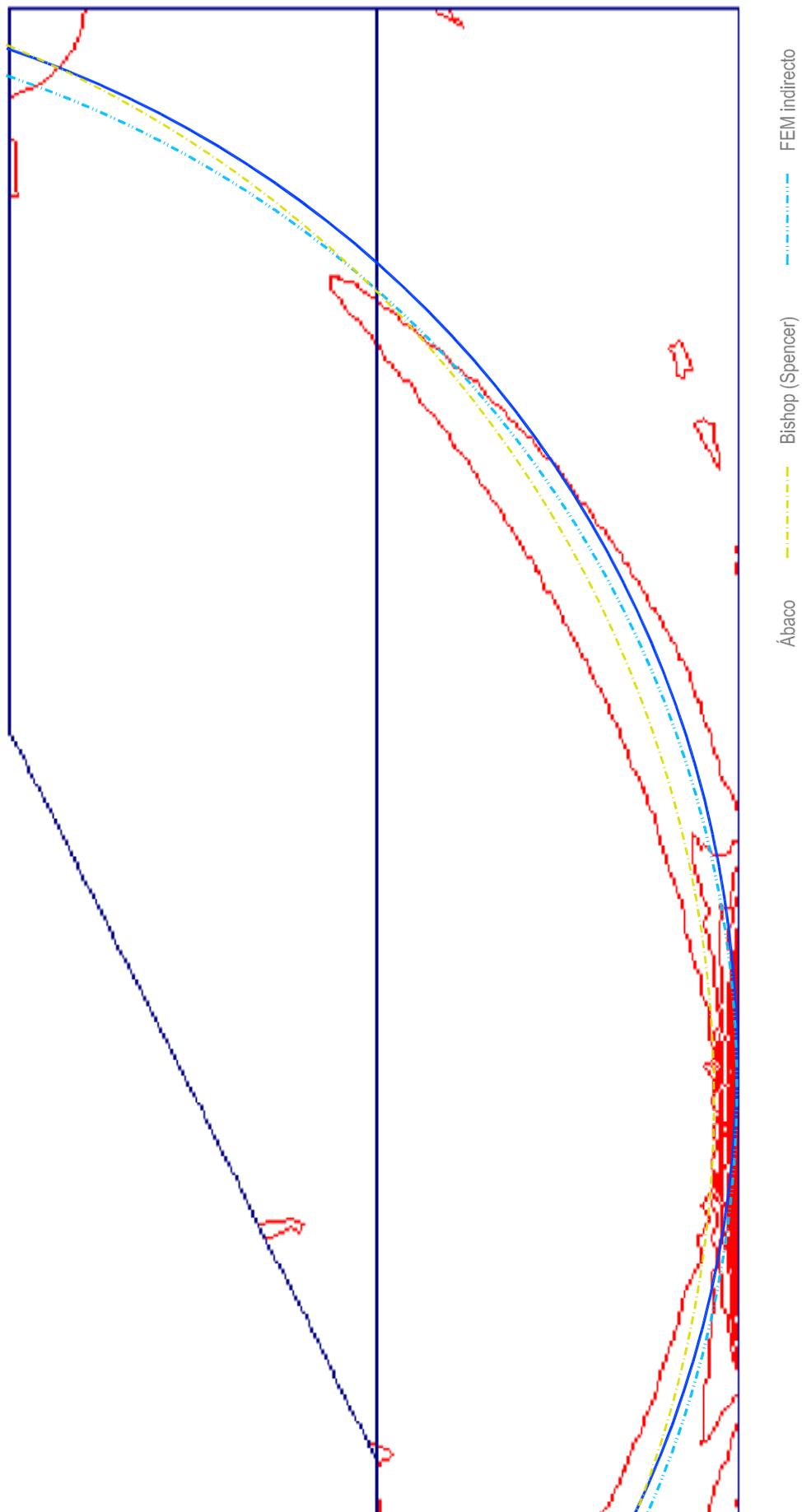
Comparación de superficies de falla

ANEXO 4



Comparación de superficies de falla

ANEXO 5



Comparación de superficies de falla