



**UNIVERSIDAD COMPLUTENSE DE MADRID  
FACULTAD DE CIENCIAS GEOLÓGICAS**

**EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS  
MASTER DE INGENIERÍA GEOLÓGICA**

**TEMA V**

**ESTABILIDAD DEL FRENTE Y  
TRATAMIENTOS DE ESTABILIZACIÓN**

**Versión 2014**

**Francisco J. Castanedo Navarro  
Ingeniero de Caminos  
UCM**

**INDICE**

1.	INTRODUCCIÓN .....	2
2.	CRITERIOS INICIALES DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL FRENTE.....	4
3.	MECANISMOS MÁS COMPLEJOS DE ROTURA.....	8
4.	CALCULO DE ESTABILIDAD POR ELEMENTOS FINITOS .....	16
5.	BIBLIOGRAFÍA .....	21

## 1. INTRODUCCIÓN

Uno de los aspectos que debe estudiarse en el proyecto de un túnel es la comprobación en las distintas circunstancias de la estabilidad del frente.

En apartados anteriores se han expuesto los distintos procedimientos para la estimación y comprobación del sostenimiento de los túneles, pero en ninguno de los allí expuestos se tiene en cuenta:

- La longitud excavada y no sostenida, que es lo que se conoce como “span” o vano libre.
- La propia estabilidad del frente como paramento vertical, que con o sin la presencia de agua puede presentar una rotura.

En la figura 1.1 se han representado distintas formas de rotura del frente, tomada de la publicación de Melis, 2006.

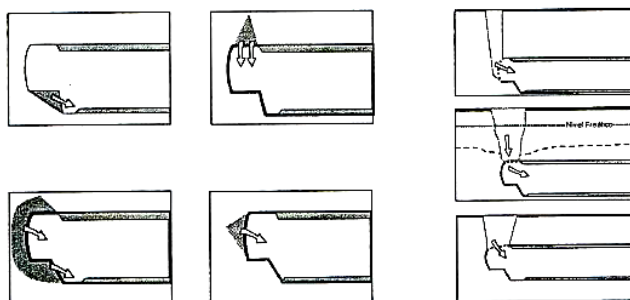


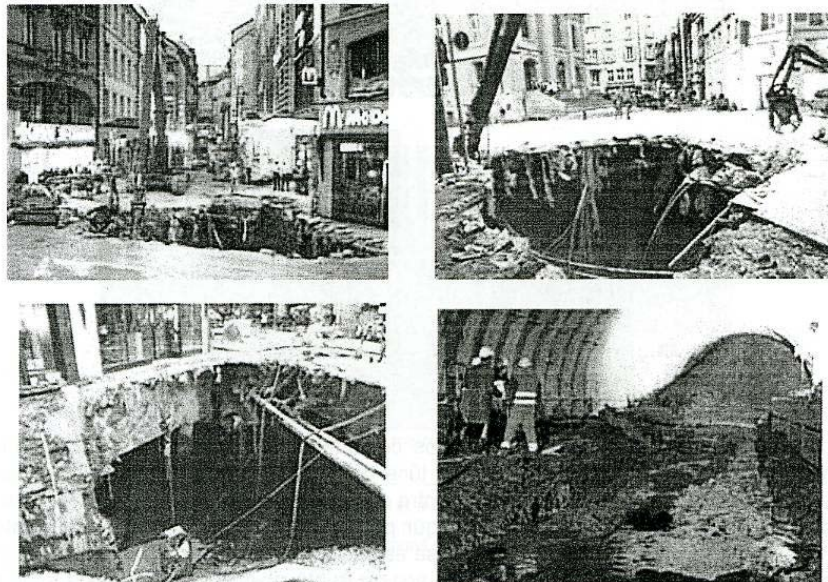
Figura 1.1

En la foto 1 puede verse una rotura de frente con invasión de material en la zona excavada, pero sin que se haya reflejado con un cráter en superficie.



**Foto 1 – Hundimiento frente en uno de los túneles ferroviarios del tramo Las Palmas-Oropesa (Castellón)**

En la foto 2 se tendría un colapso del frente del túnel con abundante entrada de material al interior de la excavación, y que se refleja mediante una chimenea que alcanza la superficie.



**Foto 2 – Colapso del frente del túnel de la línea M2 del metro de Lisboa, tomada de Melis, 2006.**

## 2. CRITERIOS INICIALES DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL FRENTE

A pesar del desarrollo que han tenido los métodos de cálculo de los sostenimientos de los túneles mediante modelizaciones bidimensionales, los métodos de estimación de la estabilidad del frente se han desarrollado menos.

El primer estudio sería el de Broms y Bennermark, de 1967, que modelizaron las condiciones para la extrusión de arcilla blanda en una rejilla de un depósito con distintas alturas de la misma.

En base a estas experiencias, concluyeron que las condiciones de estabilidad en arcillas blandas, esto es con rotura a corto plazo sin drenaje, vendrían relacionadas con el número de estabilidad, según la conocida expresión:

$$N = \frac{P_0 - P_i}{c_u}$$

Siendo:  $P_0$  la presión geostática a nivel del eje del túnel,  $P_i$  la contrapresión en el mismo, y  $c_u$  la resistencia al corte sin drenaje de la arcilla, o que en otros casos puede tomarse como la mitad de la resistencia a compresión del macizo.

Las condiciones de inestabilidad se producían para valores del índice N superiores a 5.

Posteriormente, el valor crítico de N, denominado como  $N^*$ , fue estudiado por Mair, 1979, Kimura y Mair, etc., obteniendo que el mismo es función de la relación entre el espesor de recubrimiento desde el centro C, y el diámetro de la perforación D, y del vano libre P, o longitud no sostenida por detrás del frente. Los resultados de este estudio se resumen en la figura 2.1.

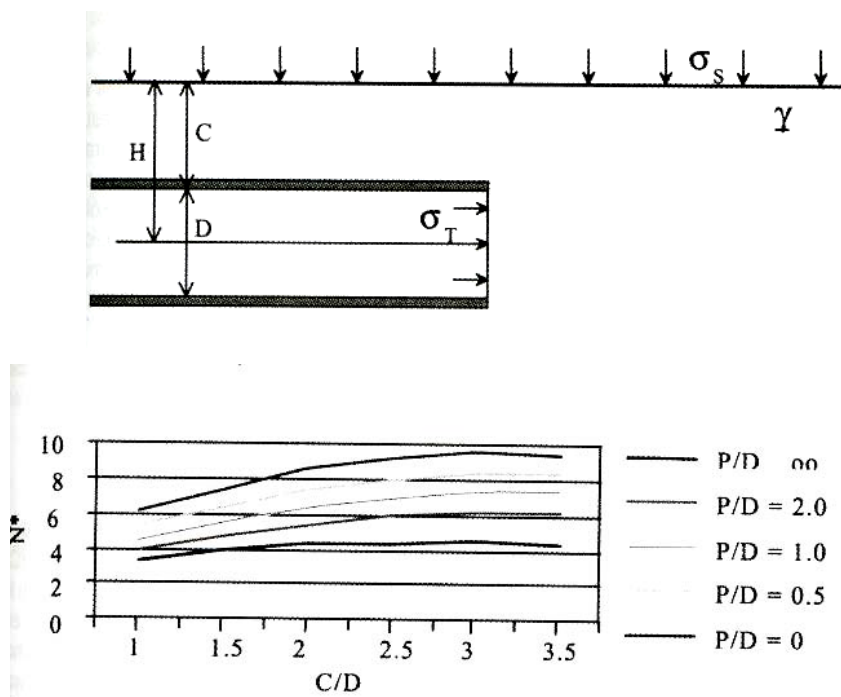


Figura 2.1 – Factor de sobrecarga crítica según Mair, 1979-1981

En base al número de estabilidad anterior se estableció el estudio de Panet y Guenot sobre convergencia-confinamiento.

Sin embargo, para el caso de materiales no cohesivos, no eran aplicables los criterios anteriores sobre el factor de rotura.

Leca y Dormieux, 1990, realizaron un modelo de rotura del frente en base al movimiento de dos bloques cónicos, de acuerdo con el esquema de la figura 2.2.

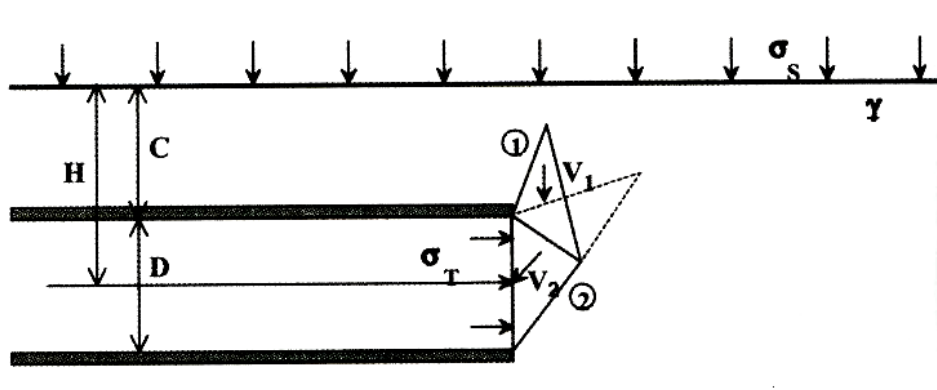


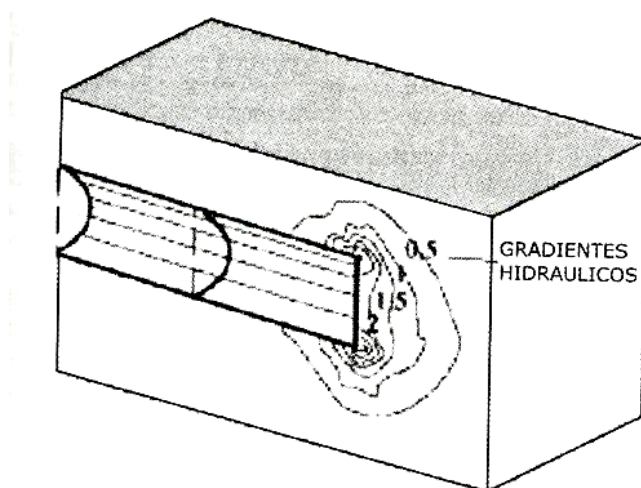
Figura 2.2 – Mecanismo de rotura en suelos arenosos

Para suelos sin cohesión y sin presencia de agua, la contrapresión límite en el frente alcanzaría este valor:

$$\sigma_t = \alpha_s \times \sigma_s + \alpha_\gamma \gamma D$$

Siendo  $\alpha_s$  y  $\alpha_\gamma$  valores que dependen del rozamiento del terreno y de la relación entre la profundidad y el diámetro del túnel. Estos valores vienen incluidos en ábacos.

Posteriormente, Leca y otros, en el Congreso de Hamburgo, 1997, extendieron este método de cálculo en el caso de suelos permeables bajo el nivel freático, en el que las sobrepresiones debido a éste último se introducen como cargas externas con magnitudes obtenidas de un análisis de estabilidad realizado por elementos finitos, resultando los gradientes que se representan en la figura 2.3.



**Figura 2.3 – Gradientes hidráulicos en el frente de un túnel**

El modelo de rotura supuesto fue sensiblemente similar a las formas observadas mediante ensayos en centrífuga, cuya geometría se representa en la figura 2.4.

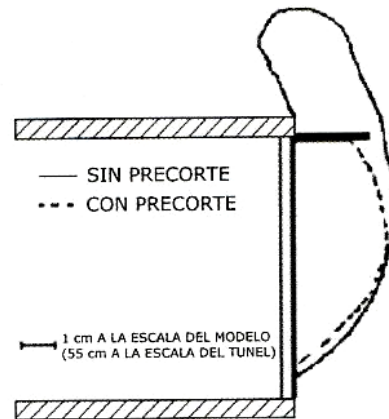


Figura 2.4 – Mecanismos de rotura observados en ensayos en centrífuga



### 3. MECANISMOS MÁS COMPLEJOS DE ROTURA

Los mecanismos más complejos de la rotura se basan en considerar la geometría tridimensional del túnel en el frente, y para que se produzca la misma es necesario por tanto que las superficies se desarrollen no sólo según el perfil longitudinal del túnel, sino también según planos paralelos al mismo.

El método de Anagnostou y Kovari, aplicando los criterios de equilibrio límite, considera la rotura de bloques prismáticos rígidos, según el esquema de la figura 3.1.

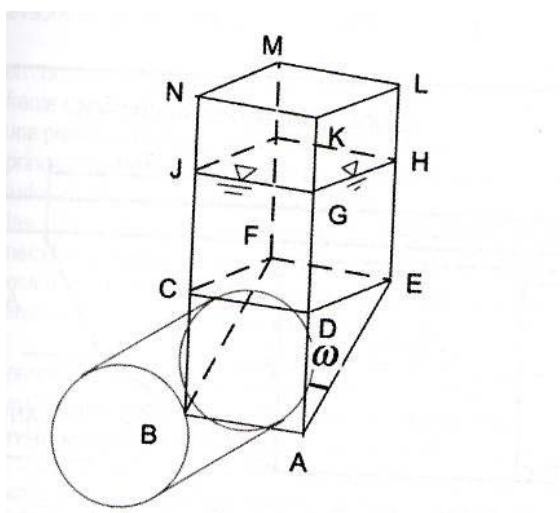


Figura 3.1 – Rotura de frente tridimensional de Anagnostou y Kovari

El cálculo se realiza considerando las fuerzas actuantes del peso y de la fricción según los planos que limitan los bloques prismáticos, a través de los cuales se produce la rotura. Dentro de esta estimación, un parámetro clave cuyo establecimiento debe ser empírico, es el valor de las tensiones horizontales, esto es el coeficiente de empuje horizontal a considerar.

Un desarrollo posterior a este mecanismo sería el elaborado por Baumann y otros (Congreso de Hamburgo, 1997), en que además del efecto tridimensional pueden considerarse materiales de distinta litología, según el esquema de la figura 3.2.

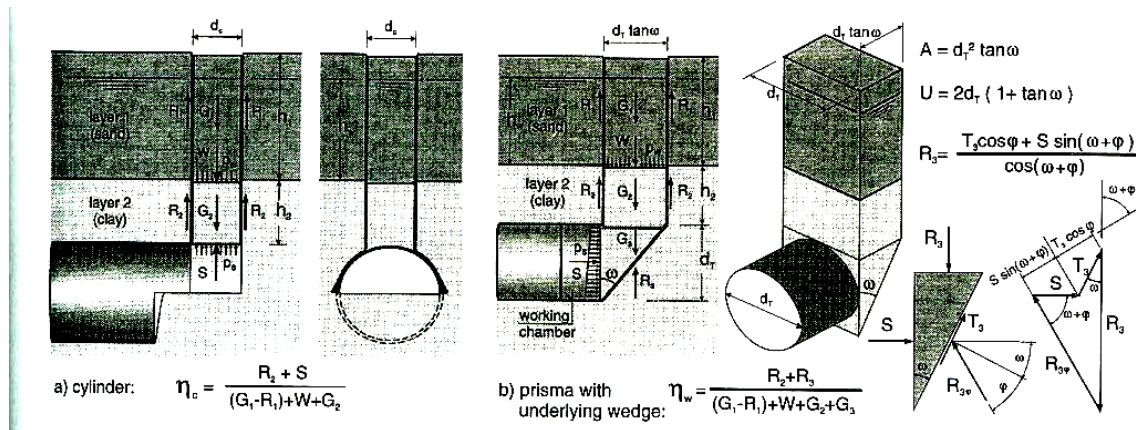


Figura 3.2 – Geometría del mecanismo de rotura de Baumann y otros

Como puede verse, con este mecanismo de rotura se modeliza sensiblemente la geometría de chimeneas reales, similares a las de la figura 3.3 de Katzenbach, 1982.

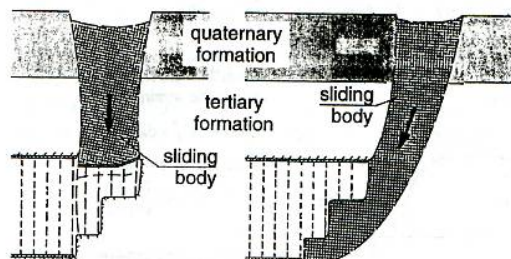


Figura 3.3 – Mecanismos de formación de chimeneas

En caso de materiales que cumplan el criterio de rotura de Mohr Coulomb, Melis 2006, estableció el modelo de geometría de una chimenea que se representa en las figuras 3.4 y 3.5.

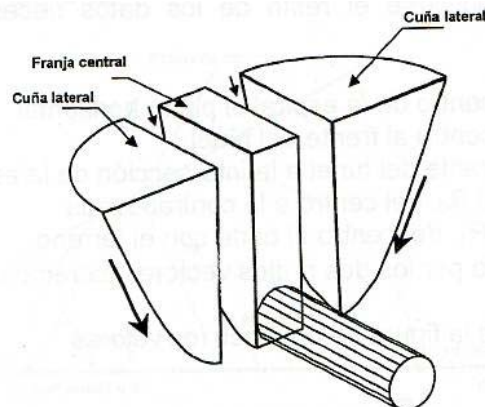


Figura 3.4 – Bloques elementales para el estudio tridimensional de la estabilidad

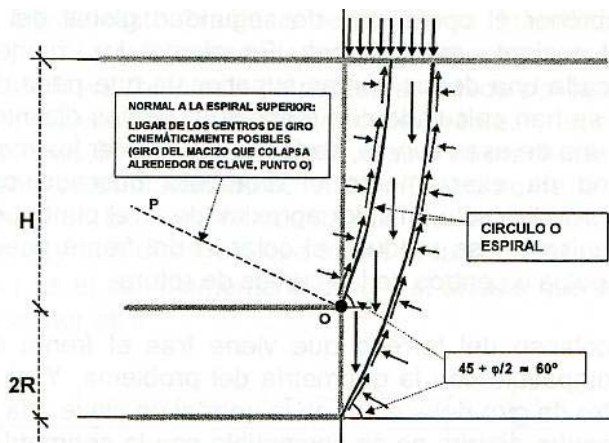


Figura 3.5 – Sección longitudinal por el eje de la rotura

Esta forma de rotura puede simplificarse sin grandes variaciones según el esquema de la figura 3.6.

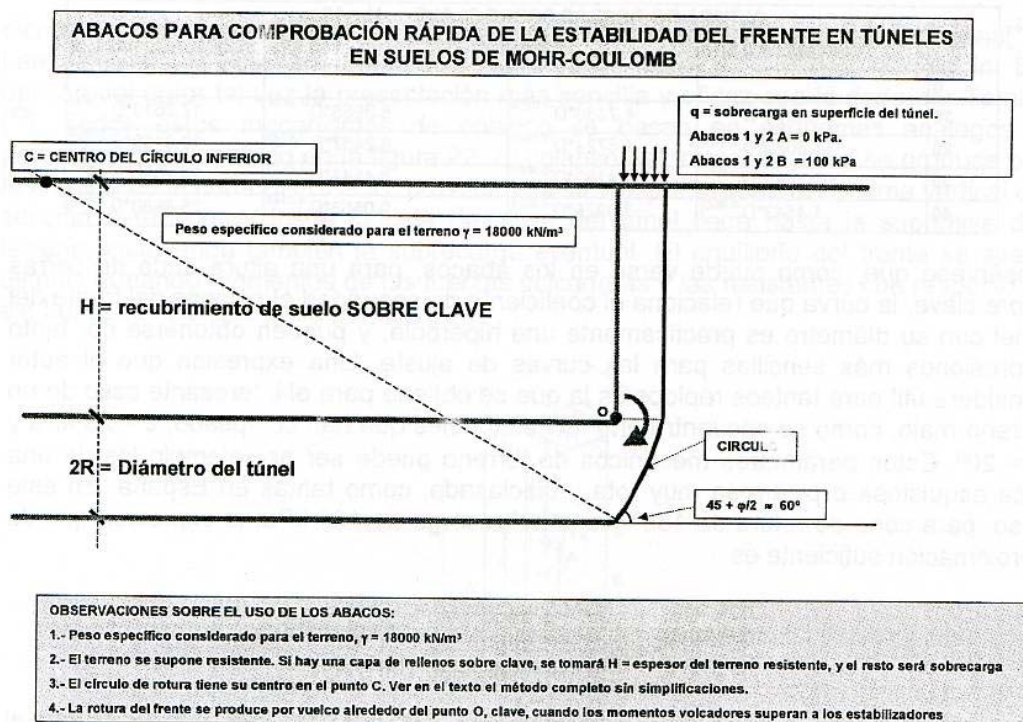
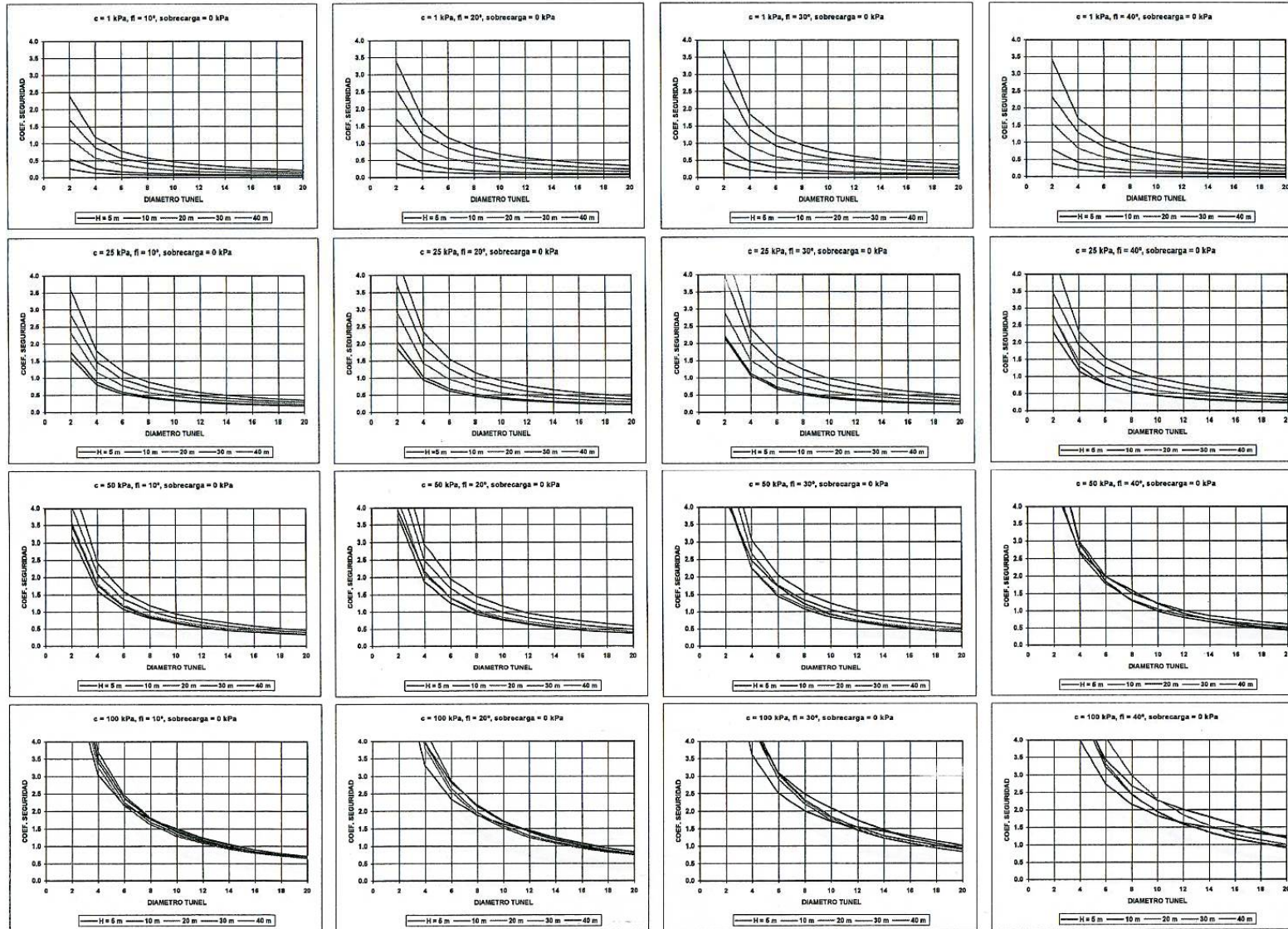


Figura 3.6 – Mecanismo simplificado de rotura

En las tablas 1a y 1b, pueden verse los ábacos elaborados por Melis de las condiciones de estabilidad en el caso de terreno homogéneo, deformación plana o franja infinita, para distintos valores de la profundidad, diámetro del túnel y sobrecarga nula o de 100 KPa.

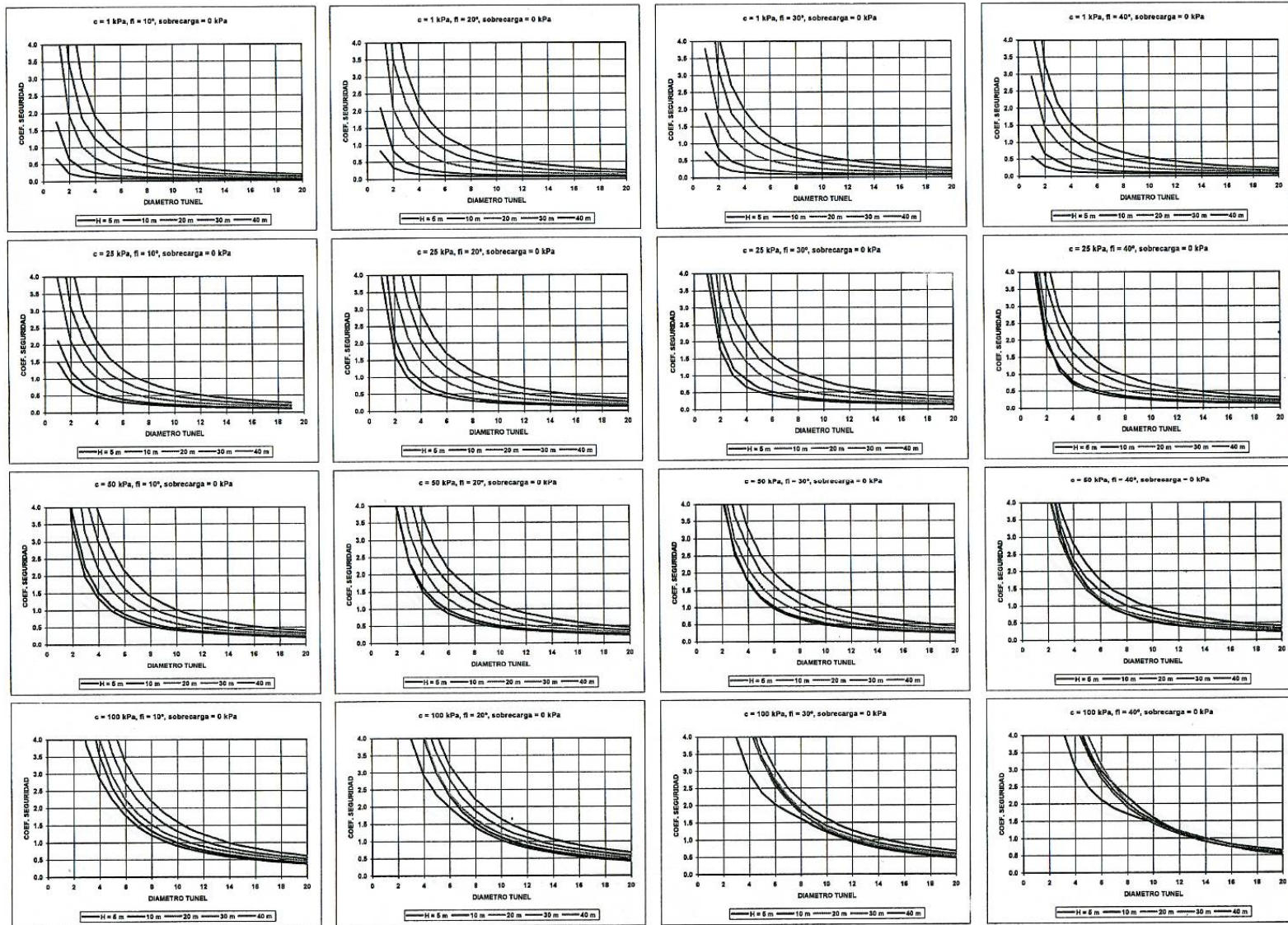
En las tablas 2a y 2b se incluyen igualmente las condiciones de estabilidad, pero para rotura según el cono de 180° definido en la figura 3.4.

ABACO 1.A ESTABILIDAD DEL FRENTE DEL TÚNEL EN SUELOS DE MOHR-COULOMB. FRANJA INDEFINIDA. SIN SOBRECARGA



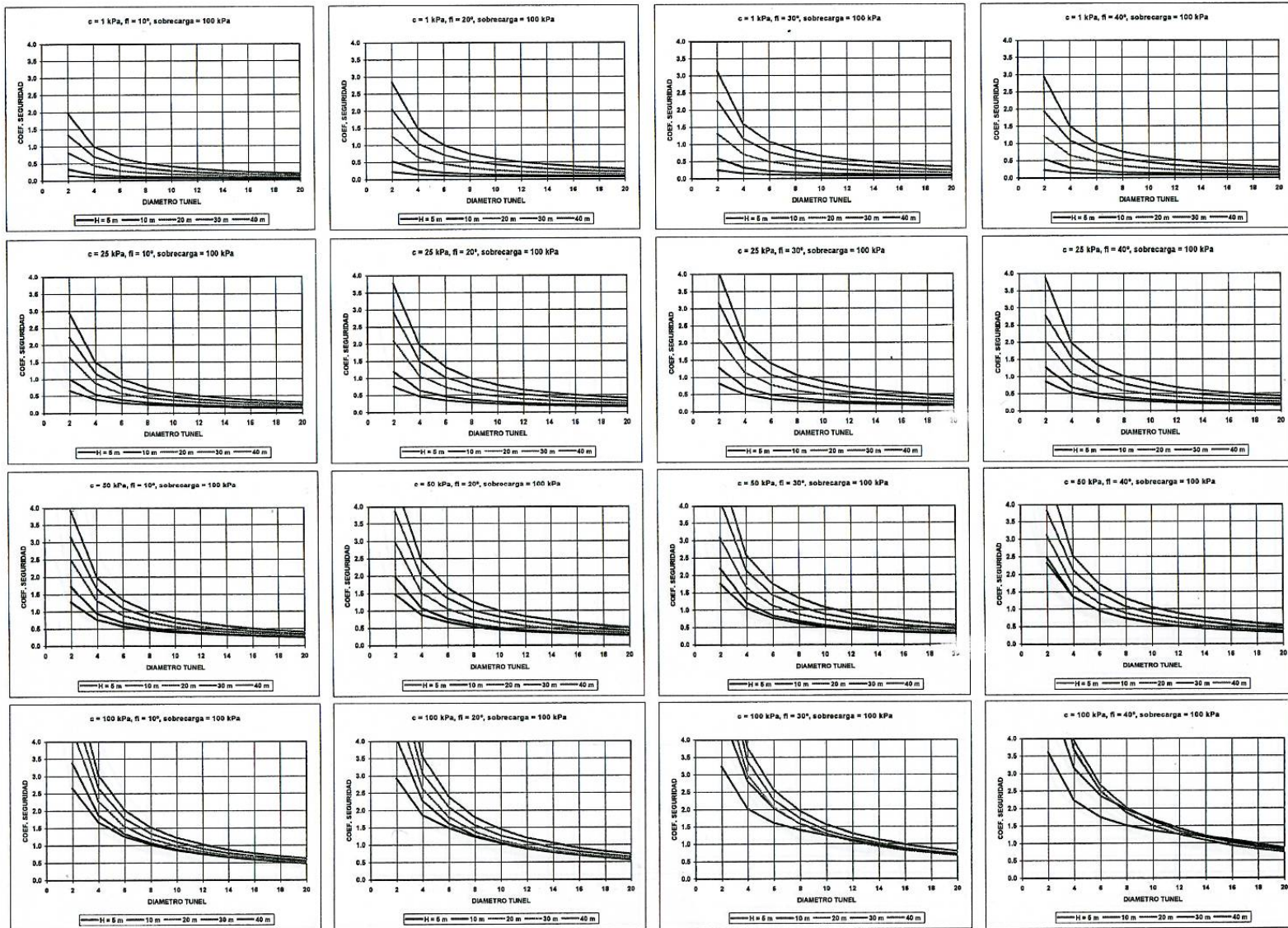
ABACO 1.A ESTABILIDAD DEL FRENTE DEL TÚNEL EN SUELOS DE MOHR-COULOMB. FRANJA INDEFINIDA. SIN SOBRECARGA

ABACO 2.A ESTABILIDAD DEL FRENTE DEL TUNEL EN SUELOS DE MOHR-COULOMB. CONO DE COLAPSO 180°. SIN SOBRECARGA



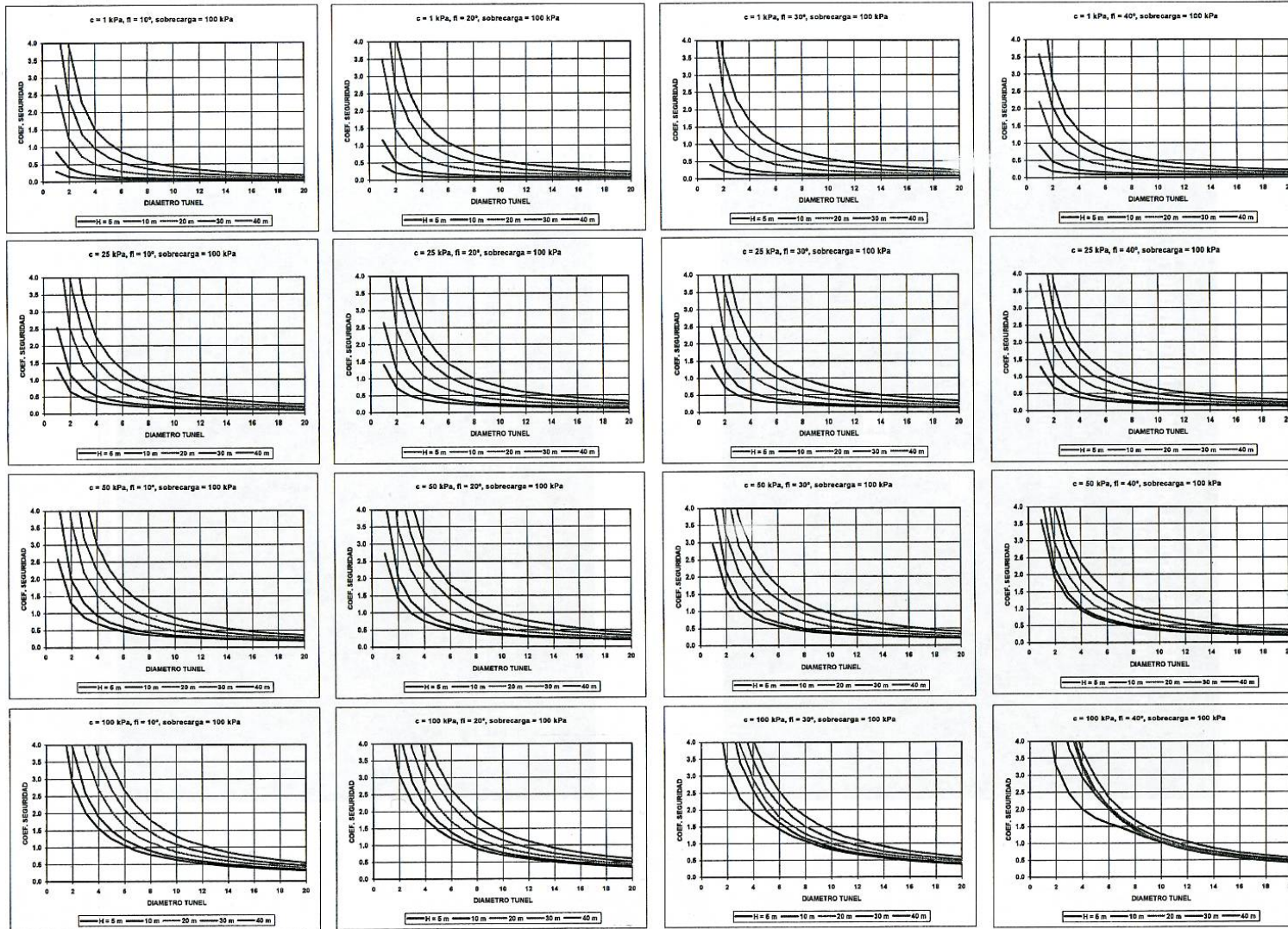
ABACO 2.A ESTABILIDAD DEL FRENTE DEL TUNEL EN SUELOS DE MOHR-COULOMB. CONO DE COLAPSO 180°. SIN SOBRECARGA

ABACO 1.B ESTABILIDAD DEL FRENTE DEL TÚNEL EN SUELOS DE MOHR-COULOMB. FRANJA INDEFINIDA. SOBRECARGA 100 kPa



ABACO 1.B ESTABILIDAD DEL FRENTE DEL TÚNEL EN SUELOS DE MOHR-COULOMB. FRANJA INDEFINIDA. SOBRECARGA 100 kPa

ABACO 2.B ESTABILIDAD DEL FRENTE DEL TÚNEL EN SUELOS DE MOHR-COULOMB. CONO DE COLAPSO 180°. SOBRECARGA 100 kPa



ABACO 2.B ESTABILIDAD DEL FRENTE DEL TÚNEL EN SUELOS DE MOHR-COULOMB. CONO DE COLAPSO 180°. SOBRECARGA 100 kPa

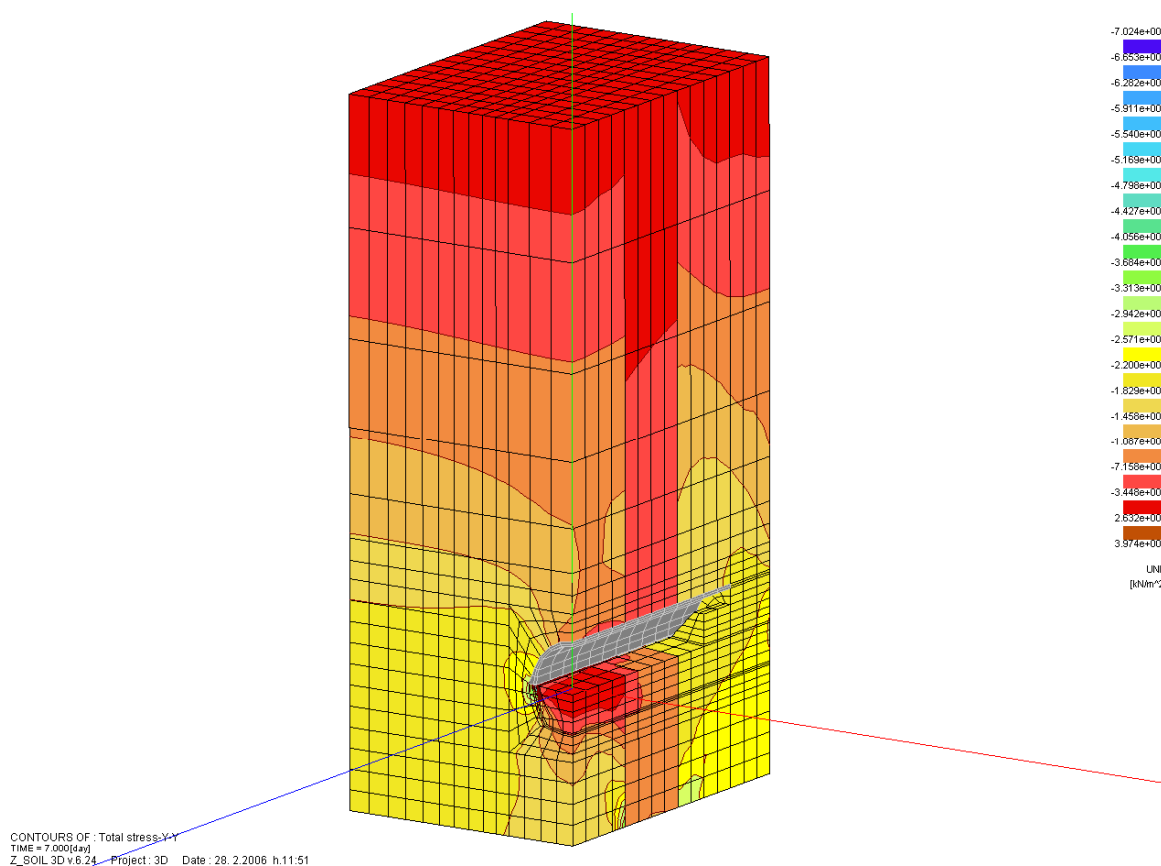


#### **4. CALCULO DE ESTABILIDAD POR ELEMENTOS FINITOS**

Para el cálculo de estabilidad por elementos finitos pueden utilizarse métodos simplificados pseudotridimensionales, utilizando E.F. 2D y programas de elementos finitos 3D.

El empleo de elementos finitos tridimensionales, en que además puede realizarse un estudio acoplado de filtraciones y tensiones, de forma que también se considere el efecto de las sobrepresiones por el flujo del agua en el frente, permite obtener con el mayor rigor cuáles serían las condiciones de estabilidad del frente y los coeficientes de seguridad resultantes.

Un ejemplo de un cálculo de este tipo puede verse en la figura 4.1.

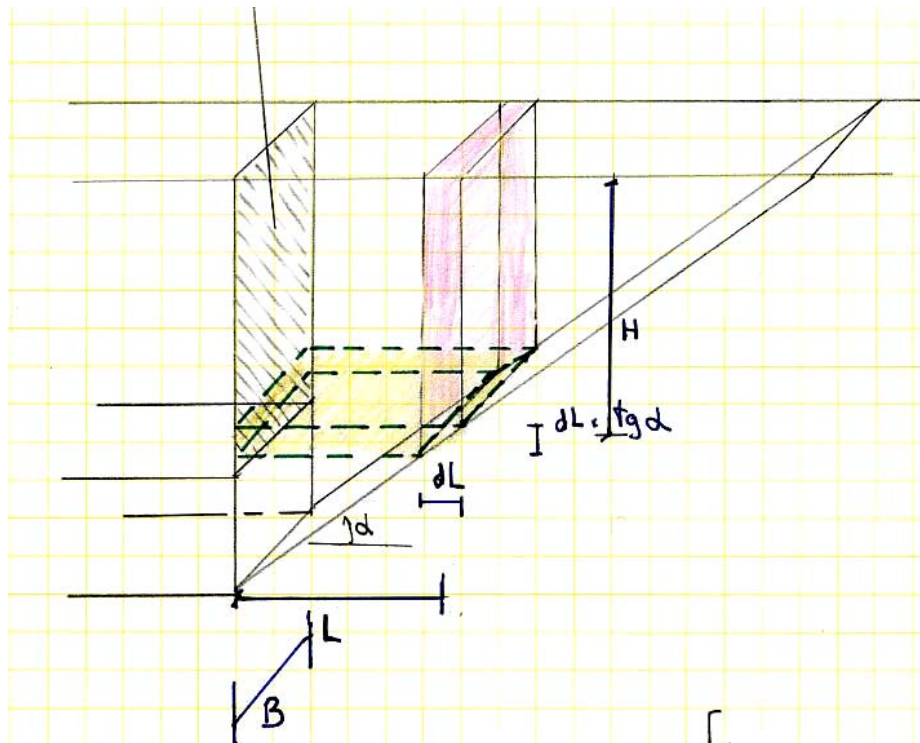


**Figura 4.1 – Cálculo mediante elementos finitos tridimensionales de la estabilidad del frente**

## TEMA V. ESTABILIDAD DEL FRENTE Y TRATAMIENTOS DE ESTABILIZACIÓN

Un método pseudotridimensional más simplificado, pero que permite también modelizar los distintos tipos de terreno afectados, puede modelizarse de forma similar al procedimiento expuesto por Melis y que da origen a las tablas anteriores, según la siguiente metodología:

- Según el esquema de la figura adjunta, los esfuerzos actuantes sobre una rebanada horizontal de la superficie de rotura en el emboquille de un túnel serían los siguientes:



Con lo que las fuerzas actuantes sobre una rebanada vertical (pintada en rosa) serían:

Fuerza vertical de peso:	$V = \gamma \times H \times B \times dL$
Proyección según plano de rotura de fuerza vertical	$T = \gamma \times H \times B \times \text{sen } \alpha \times dL$
Proyección normal a plano de rotura de fuerza vertical	$N = \gamma \times H \times B \times \text{cos } \alpha \times dL$

Por tanto, la reacción tangencial en el plano de rotura "R" sería:

$$R = C \times B \times \frac{dL}{\cos \alpha} + [\gamma H x B x \cos \alpha x dL] x \operatorname{tg} \phi$$

Siendo C la cohesión del material,  $\phi$  el ángulo de rozamiento interno y  $\alpha$  el ángulo que forma en ese punto la superficie de rotura con el plano horizontal.

Y la proyección horizontal de esta reacción sería:

$$R = C \times B \times dL + [\gamma H x B x \cos^2 \alpha x dL] x \operatorname{tg} \phi$$

El equilibrio de la rebanada vertical se completaría introduciendo las fuerzas desconocidas entre rebanadas, tal y como se realiza en los procedimientos clásicos de cálculos de estabilidad en deformación plana.

En el caso de que se considere la rotura de frente en estado pseudotridimensional, a la reacción horizontal anterior en la superficie de rotura habría que sumar las fuerzas en los paramentos laterales y en el paramento posterior, con lo que se tendría:

$$\Delta R = 2 \times [(C + \gamma H x K_H) x (L x \operatorname{tg} \alpha x dL)] + 1 x [(C + \gamma H x K_H) x B x dL x \operatorname{tg} \alpha]$$

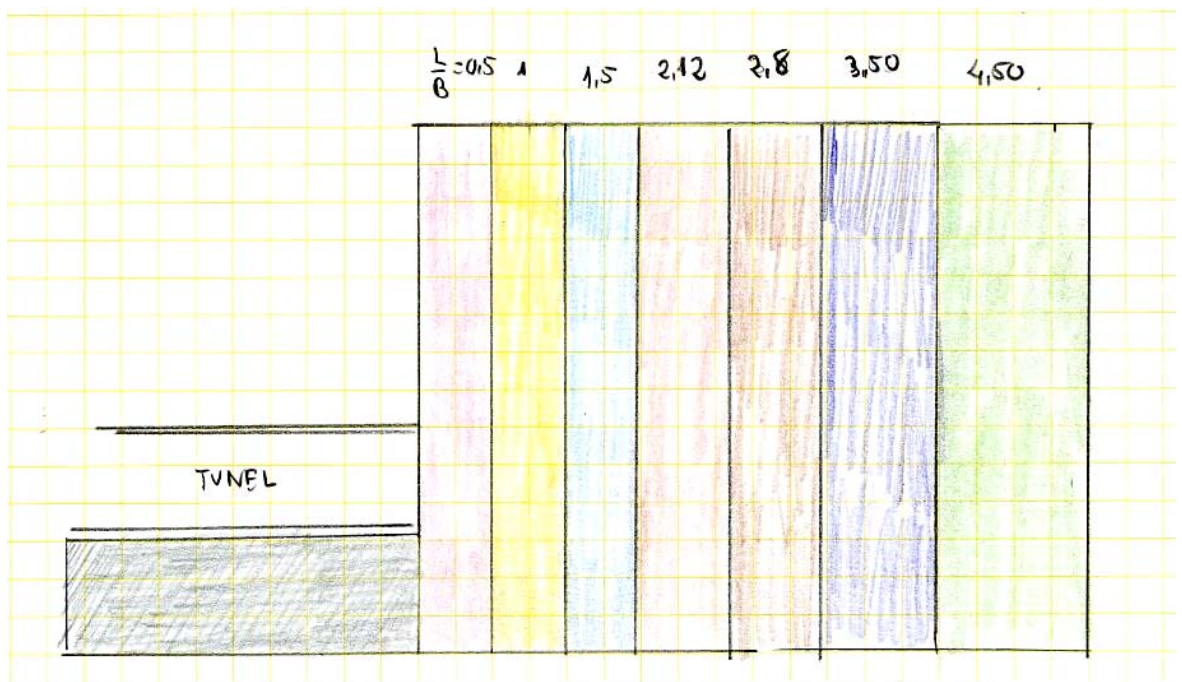
$$\Delta R = B \times dL \times \left[ 2C x \frac{L}{B} x \operatorname{tg} \alpha + C x \operatorname{tg} \alpha \right] + [\gamma H B \cos^2 \alpha dL] x \left[ \frac{L}{B} x \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\cos^2 \alpha} x 2 x K_H + \frac{K_H x \operatorname{tg} \alpha}{\cos^2 \alpha} \right]$$

Con lo que comparando las fórmulas anteriores, se tendría que el planteamiento pseudotridimensional sería equivalente al caso de deformación plana considerando los siguientes valores ficticios para cada uno de los niveles de la cohesión y el rozamiento:

$$C' = C \times \left( 1 + \frac{2L}{B} \operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \alpha \right)$$

$$\phi' = \text{arc.tg} \left( \text{tg} \phi + \frac{2K_H \cdot xL}{B} \times \frac{\text{tg} \alpha}{\cos^2 \alpha} + \frac{K_H \cdot x \text{tg} \alpha}{\cos^2 \alpha} \right)$$

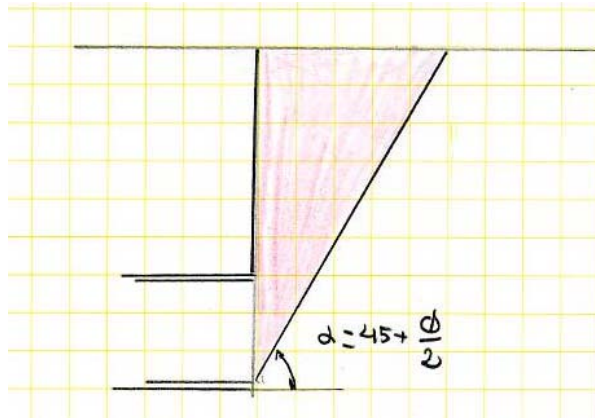
Por tanto, para la modelización de la situación de estabilidad del frente, considerando esta geometría de rotura, debería considerarse el terreno con distintos materiales según franjas verticales, a partir de la posición del frente, con anchuras de porcentajes del ancho total del túnel, tal y como se representa en el esquema adjunto.



Además de la zonificación según las franjas verticales, se tendrían también las posibles zonificaciones por cambios en la naturaleza del terreno.

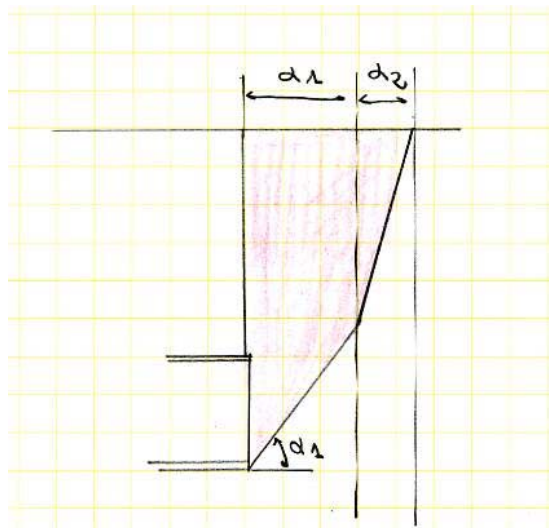
Como se ha visto en las fórmulas anteriores, los valores de la cohesión y rozamiento ficticios dependen del ángulo  $\alpha$  de la superficie de rotura. De acuerdo con la teoría plástica, para superficie de rotura recta, el valor de  $\alpha$  sería de:

$\alpha = 45 + \phi/2$ , como puede verse en el esquema adjunto.



Sin embargo, la experiencia en las formas de rotura reales, demuestra que la misma no es plana, sino que tiende a verticalizarse según progresa hacia superficie.

Esto igualmente podría modelizarse según el esquema adjunto.



***Esto es, puede modificarse en las rebanadas verticales según se van alejando del frente del túnel el valor del ángulo  $\alpha$  partiendo de  $45^\circ + \phi/2$  en la base del frente del túnel, hasta prácticamente vertical en la zona prevista de salida a superficie. Esto obligará lógicamente a varios tanteos hasta conseguir una solución dentro del rango de las hipótesis adoptadas.***

**5. BIBLIOGRAFÍA**

- Dimitrios Kolymbas “*Mecánica de la construcción de túneles*” Ingeo Túnel – Volumen 10. Capítulo 3.
- Dr. Giordano Russo “*Evaluación de la presión de sostenimiento del frente en el avance con tuneladoras en el modo EPBS*” Ingeo Túnel – Volumen 11. Capítulo 15.
- Evert Hoek (Consulting Engineer) “*Modelación numérica para túneles superficiales en rocas débiles.*” Ingeo Túnel – Volumen 9. Capítulo 3.
- Evert Hoek “*Grandes túneles en roca débil*” Ingeo Túnel – Volumen 8. Capítulo 3.
- Javier Gutiérrez del Olmo y Pedro Velasco “*Análisis de la estabilidad de un frente de túnel superficial*” Ingeo Túnel – Volumen 8. Capítulo 4.
- Eric Leca, Yann Leblais y Kari Kunhnenn “**Obras subterráneas en suelos y construcción de túneles en roca débil**” Ingeo Túnel – Volumen 7. Capítulo 9.
- Rafael Pérez Arenas y Santiago Rodón Ortiz “**Tercer túnel de Guadarrama en la autopista AP-6**” Ingeo Túnel – Volumen 12. Capítulo 19.
- Manuel Romana Ruiz “**Geología de túneles**” Ingeo Túnel – Volumen 2. Capítulo 1.