

Máster Universitario
en Túneles
y Obras Subterráneas



ÁREA: B
MÓDULO: DISEÑO Y PROYECTO DE TÚNELES

CÁLCULO Y PROYECTO DE REVESTIMIENTOS
TÚNELES EN MINA

Ponente: Samuel Estefanía

ICCP
INTECSA

Día: 13/04/07

Hora: 16:00 A 18:00

**MASTER EN TÚNELES Y
OBRAS SUBTERRÁNEAS**

ÁREA B

CÁLCULO Y PROYECTO DE REVESTIMIENTOS

TÚNELES EN MINA

(S. ESTEFANÍA - INTECSA)

13 de abril de 2007

ÍNDICE

1.- INTRODUCCIÓN	1
2.- NECESIDAD DEL REVESTIMIENTO	2
2.1.- PROCESO CONSTRUCTIVO	2
2.2.- NECESIDADES FUNCIONALES	2
2.3.- NECESIDADES GEOTÉCNICAS	3
3.- DIMENSIONAMIENTO	4
3.1.- GENERALIDADES	4
3.2.- TÚNELES EXCAVADOS EN SUELOS	4
3.3.- TÚNELES EXCAVADOS EN ROCA	8
- BIBLIOGRAFÍA	

FIGURAS

1.- INTRODUCCIÓN

Aunque existe un gran número de túneles, con muchos años en servicio, que permanecen sin revestir, en la actualidad la regla general es la de colocar un revestimiento, normalmente hormigonado "in-situ"

Entre los primeros hay algunos que sólo tienen un sostenimiento pero existen muchos donde la roca permanece sin protección alguna. Sin embargo, si nos fijamos en éstos, salta a la vista que están excavados en rocas duras de buena calidad geotécnica, que admiten taludes prácticamente verticales. Así, en Noruega existen túneles de varios kilómetros de longitud que permanecen sin revestir, aunque se trata, en todos los casos, de túneles con muy poco tráfico. Por el contrario, nadie habrá visto un túnel en suelo sin revestir

En la Unión Europea, por ejemplo, la regla actual es el de colocar un revestimiento que mejore los aspectos estéticos y funcionales del túnel.

Una excepción llamativa en España, la constituye el Túnel del CADI que ha sido durante muchos años el más largo de España (~ 5 km) y que ha permanecido sin revestir, con un sostenimiento, en ocasiones muy pesado, y unos paneles prefabricados colocados por motivos estéticos. Este es también el caso de los Túneles de MALMASIN en Bilbao. Asimismo, GISA mantuvo esa pauta durante varios años en sus túneles, dando naturaleza de revestimiento a una última capa de hormigón proyectado.

Hoy en día, esta práctica, prescindiendo de otras consideraciones, plantearía el problema de la colocación de la lámina impermeabilizante.

Centrándonos en el tema del diseño del revestimiento, es curioso constatar que existe una abundantísima literatura técnica que ilustra sobre como calcular un sostenimiento pero muy poca sobre el revestimiento si exceptuamos el caso de las dovelas prefabricadas que pueden considerarse como un sostenimiento-revestimiento. Exceptuaremos también los túneles hidráulicos a presión sobre los cuales sí existe bibliografía sobre la metodología de cálculo, probablemente porque siempre se ejecutan con hormigón armado.

En lo que sigue trataremos de establecer, en primer lugar, porqué se revisten los túneles y como se puede dimensionar el revestimiento.

2.- NECESIDAD DEL REVESTIMIENTO

2.1.- PROCESO CONSTRUCTIVO

Habiendo excluido de esta charla los revestimientos prefabricados, que ya se han tratado en otra conferencia, nos quedamos con los túneles, habitualmente de transporte, excavados según el NMAT con colocación de un sostenimiento flexible cuyo objeto es de permitir la deformación controlada del terreno, con lo que éste puede desarrollar su capacidad de autosoporte. De esta forma, según la teoría del NMAT, se llegaría a un equilibrio en el cual el sostenimiento se habría cargado a costa de sufrir una cierta deformación. Llegados a este momento es evidente que si ese equilibrio no se modifica, el revestimiento, a efectos resistentes, no sería necesario.

2.2.- NECESIDADES FUNCIONALES

Sin embargo, en túneles de cierta importancia, este revestimiento debe de colocarse y los Pliegos de Condiciones así lo especifican, refiriéndose, además, en la mayoría de los casos, a hormigón sin armar HM-30, con un espesor, como regla general, de 30 cm.

Veamos, pues, cuales son esas necesidades funcionales, que se refieren a túneles de transporte:

- Mejoran la eficiencia de la iluminación.
- También de la ventilación.
- Mejoran la estética y, por tanto, los factores psicológicos desde el punto de vista del conductor.
- Permiten colocar una impermeabilización del túnel que preserve el entorno, evitando un drenaje continuo de los niveles freáticos.

Naturalmente, todos estos factores permanecen válidos durante toda la vida útil del túnel.

Sin embargo, existen también una serie de factores geotécnicos que, dependiendo del tipo de material en que se excave el túnel, pueden actuar a medio-largo plazo y que pueden hacer necesario la instalación de un revestimiento, no ya solamente desde un punto de vista funcional, sino también para soportar acciones futuras. Estos factores dependientes del terreno son precisamente los que veremos a continuación.

2.3.- NECESIDADES GEOTÉCNICAS

A medio-largo plazo hay que tener en cuenta los aspectos siguientes:

a) Resistencia a largo plazo del macizo rocoso

Algunos materiales sometidos a un estado tensional superior a un 60-70% de su resistencia máxima, pueden experimentar el fenómeno denominado fluencia. Cuando se sobrepasa, los parámetros resistentes decrecen, lo cual tiene como consecuencia que la curva característica del terreno se desplace hacia arriba, aumentando al mismo tiempo presión y deformación.

Estos efectos se ilustran en las figuras 1 y 2.

b) Resistencia de los elementos de sostenimiento

Algunos elementos del sostenimiento, por su parte, pueden disminuir su efectividad (figura 3), normalmente por ataques químicos con lo cual, a largo plazo habría que minorar o anular su contribución. De esta forma, disminuiría la pi de equilibrio, lo que equivaldría a que la curva característica del sostenimiento tuviese menor pendiente. El nuevo equilibrio se establecería (suponiendo que la curva característica del terreno no cambie) en un punto correspondiente a una mayor deformación y menor presión.

Fijaros en que si no se ha colocado el revestimiento, esto no implicaría una mayor presión en el sostenimiento (al contrario) pero la tendencia a deformarse más solicitaría al revestimiento ya que, al anularse los bulones (y, en su caso, las cerchas), disminuiría la presión interior que éstos aportaban y, por lo tanto, la curva característica subirá, aumentando la presión.

c) Efecto del agua-Restablecimiento del nivel freático (figura 4)

Es un hecho conocido que los sostenimientos no constituyen una barrera impermeable como lo demuestra el hecho de que las láminas drenantes se coloquen sobre él. Por lo tanto, el revestimiento es necesario para colocar esta lámina y evitar que se establezca un drenaje hacia el túnel que pueda afectar los acuíferos de la zona o, si se trata de una zona urbana, provocar asientos por aumento de las presiones efectivas.

En rigor, al efecto de la presión debida a la altura del agua debería sumarse la plastificación adicional debida a la disminución de presiones efectivas.

d) Hinchamiento (figura 4)

Algunos materiales, en presencia de agua, exhiben un potencial de hinchamiento que puede provocar grandes daños. Esto sucede en materiales arcillosos que contienen minerales del grupo de la montmorillonita y en anhidritas, donde la hidratación da lugar al yeso, con liberación de un importante potencial expansivo. Todos conocéis los incidentes acaecidos en el AVE de Tarragona donde fenómenos de este último tipo provocaron graves desperfectos en los túneles, obligando a importantes reparaciones.

En la figura 4 se representa el efecto del restablecimiento del freático, seguido de la acción de la presión de hinchamiento.

3.- DIMENSIONAMIENTO

3.1.- GENERALIDADES

De lo dicho anteriormente, se deduce que, con el paso del tiempo, pueden ocurrir uno o varios de los fenómenos apuntados, de lo que resultará un incremento de empujes que hará necesario colocar un revestimiento que los soporte y que actúe como factor de seguridad adicional del sostenimiento, (figura 1). Lógicamente, todas estas acciones son independientes y sus efectos (además del peso propio) deben sumarse. Distinguiremos, puesto que ya se ha introducido la resistencia del terreno, túneles excavados en suelos y túneles en roca.

3.2.- TÚNELES EXCAVADOS EN SUELOS

Estos túneles, de los que podrían ser buen ejemplo los ferrocarriles metropolitanos excavados en numerosas ciudades se realizan, fundamentalmente, por 3 métodos:

- Con T.B.M. y revestimientos de dovelas de cuyo dimensionamiento ya se habló ayer.

- Con métodos de excavación por fases y entibación cuajada cuyo ejemplo emblemático puede ser el Metro de Madrid, con el Método Belga o Método Tradicional de Madrid.
- Donde el terreno lo permite, con N.A.T.M, si bien después de accidentes tan sonados como el de Munich y Heathrow, este método está algo "tocado" en medios urbanos. Desde luego, en Madrid, está absolutamente proscrito.

Recordaréis que ya tuve la ocasión de hablaros de este tipo de túneles y, en particular de su método de cálculo. Refiriéndonos a túneles no circulares se decía que los métodos más aconsejables eran, bien modelos de cálculo estructural, bien de elementos finitos. Los inconvenientes del primer grupo es que ignoran el proceso de excavación, es decir, la relajación de tensiones que se produce durante la excavación. Si se utiliza un modelo de cálculo de estructuras, colocamos el túnel con su revestimiento, sometido a unas cargas deducidas por alguna teoría al uso (TERZAGI, PROTODYAKHONOV) como si el proceso fuera instantáneo, ignorando todas las fases intermedias. En el segundo (elementos finitos), donde sí se pueden reproducir las fases de excavación, pero no el comportamiento del sostenimiento (normalmente de madera o mixto), cuyo efecto no se sabe modelizar puesto que, además, es muy dudoso que esté en contacto con el terreno. Es a este tipo de túneles al que nos vamos a referir ya que los excavados siguiendo el N.M.A.T serán objeto del apartado de los excavados en roca.

Se adjunta, como ejemplo una tabla, debida a TERZAGHI (1946) donde se da, en función del tipo de material, la carga que hay que tomar para el cálculo.

	Nature du terrain	H _p de roche décomprimée en voûte exprimée en m	Remarques
1	Roche dure et intacte	0	Un soutènement léger est nécessaire seulement en cas de chutes de blocs par écaillage ou éclatement.
2	Roche dure stratifiée ou schisteuse	0 à 0,5 B	Un soutènement léger est nécessaire en tant que protection contre l'écaillage. Les sollicitations peuvent varier de manière erratique d'un point à l'autre.
3	Roche massive, avec quelques discontinuités	0 à 0,25 B	-
4	Roche modérément fracturée	0,25 B - 0,35 (B+H)	Pas de pression latérale.
5	Roche très fracturée	(0,35 - 1,10) (B+H)	Pression latérale nulle à faible.
6	Roche complètement fracturée	1,10 (B+H)	Pression latérale élevée. Les écoulements vers la partie basse de l'excavation amollissent la roche, d'où la nécessité de mettre une longrine continue en pied de cintre ou d'utiliser des cintres circulaires.
7	Roche à forte convergence, à une profondeur modérée	(1,10 à 2,10) (B+H)	Pression latérale élevée; nécessité de mettre des cintres en contre-voûte ou d'utiliser des cintres circulaires.
8	Roche à forte convergence, à grande profondeur	(2 à 4,50) (B+H)	-
9	Roche gonflante	75 m, quelle que soit la valeur de (B+H)	Nécessité d'utiliser des cintres circulaires; en cas extrême, utiliser des cintres coulissants.

Por lo tanto para túneles excavados en suelos, tipo Metro de Madrid, se procedería de la forma siguiente:

1º FASE - ACCIONES A CORTO PLAZO

Esta fase se puede calcular mediante un modelo de cálculo de estructuras o de elementos finitos.

Si nos ceñimos a la primera posibilidad, se representa la estructura cuyas formas y espesores son de sobra conocidos, sometida a unas cargas verticales (p_v) deducidas del método de PROTODYAKHONOV y unas horizontales (p_H) iguales a $k_0 \cdot p_v$ con $k_0 = 1 - \text{sen } \theta$ en arenas de miga, arenas tosquizas y toscos arenosos; $k_0 = 0,8 - 1,0$ en toscos y $k_0 = 1 - 1,2$ en peñuelas. Digamos que si el túnel es somero ($H < 2 D$) debería tomarse como carga todo el recubrimiento. De este cálculo se obtendrán los axiles, cortantes y momentos a los que está sometida la estructura. Digamos de paso que la experiencia es que, con los espesores que se suelen utilizar, los esfuerzos resultantes

suelen ser soportados sin problemas por estas formas, que tienen espesores de hormigón considerables. Al drenar la excavación de forma natural, no cabe esperar empujes de agua en esta fase.

2ª FASE - ACCIONES A MEDIO-LARGO PLAZO

A medio-largo plazo, al tratarse de un suelo, no suele darse el problema de un deterioro de las características resistentes del material, aunque bien pudiera ocurrir que, al recuperarse el freático, se produjese un arrastre de finos y una pérdida de cohesión.

Sin embargo, en la mayoría de los casos, siempre y cuando exista un nivel freático, debería considerarse la carga total de agua a largo plazo ya que, por el método constructivo, estos túneles no llevan drenaje de trasdós permanente, teniendo que recurrirse a su impermeabilización, por sellado de juntas. Esto debe mantenerse aunque el túnel se excave en un material impermeable (tosco o peñuela sanos). Por lo tanto, la 2ª fase se caracterizará por los empujes debidos al agua cuyos efectos se sumarán, lógicamente, a los debidos a la 1ª fase. Esto implica obligatoriamente colocar una contrabóveda dimensionada para soportar la presión existente.

Otras acciones, que es preciso considerar, es la posible existencia de hinchamientos, debidos a la presencia d arcillas expansivas del grupo de la montmorillonita o de anhidritas. En Madrid, por ejemplo, cuando los túneles se sitúan en peñuelas, es frecuente estudiar el posible hinchamiento de éstas aunque, tradicionalmente, no se han producido problemas de importancia en la excavación de túneles. En cuanto a las anhidritas, que tampoco han dado problemas en el Sur de Madrid, basta observar las secciones adoptadas en algunos Metros de Alemania, como el de Stuttgart, con contrabóvedas de más de 1 m de espesor, fuertemente armadas, para deducir sus efectos. Por lo tanto, a partir de los ensayos realizados, en particular de la presión de hinchamiento, se deducirían los empujes correspondientes sumándose, asimismo, sus efectos a los dos anteriores. Debe decirse también que aunque en la figura 4 se ha representado la acción de la expansividad en solera y hastiales, es frecuente considerarla sólo en solera ya que es lugar preferente de acumulación de agua.

Como observación final, ya se ha dicho que los espesores de hormigón utilizado hace que no sea necesario armar la sección (que sepamos, ninguna sección en Madrid lo está). Sin embargo, la forma de la sección hace que en el arranque de los hastiales se

produzcan importantes picos de tensiones que podrían hacer, al menos en teoría, necesario disponer de una armadura de cortante en esta zona.

3.3 - TÚNELES EXCAVADOS EN ROCA

Por supuesto, nos referimos aquí a todo tipo de rocas aunque como ya veremos los efectos en roca de buena calidad son inapreciables.

En estos casos, los más frecuentes son los grandes túneles de transporte ejecutados siguiendo la técnica del N.M.A.T. Se puede decir que hoy día, el procedimiento normal es diseñar los sostenimientos de estos túneles mediante modelos de elementos finitos, habitualmente 2D aunque, en casos complicados se utilicen también los 3D. Las curvas características no serían de plena aplicación por la geometría del túnel y los métodos estructurales dejan que desear, al menos para la primera fase del cálculo ya que no es posible en ellos simular el efecto del sostenimiento.

En consecuencia, las fases del cálculo podrían consistir en:

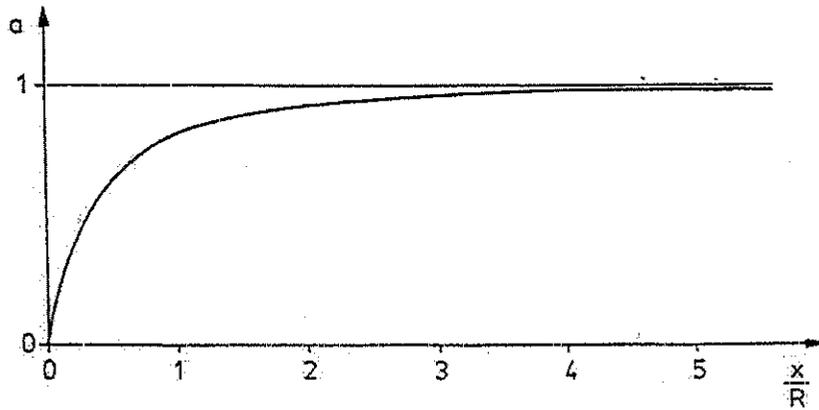
1ª FASE - CORTO PLAZO

Consiste en el diseño del sostenimiento, para lo cual hay que introducir en el modelo los datos siguientes:

□ Características del terreno

- $E; \nu, c \phi; \gamma, \lambda$ (coeficiente de relajación del terreno si es un modelo bidimensional; si es tridimensional este coeficiente va implícito en el Programa).

Para que se vea más clara la subjetividad que introduce el modelo 2D, en estos cálculos, para cada fase de excavación se coloca un sostenimiento dado, que se activa en el momento en que actúa sobre él una tensión igual a $(1-\lambda) p_0$, siendo p_0 la inicial (γ_H). Este coeficiente λ (fundamental para los resultados) debe estimarse por el usuario o deducirlo mediante el método de PANET, donde el coeficiente λ es función de $\frac{x}{r}$, siendo x la distancia al frente. Esta correspondencia se puede ver en el gráfico adjunto.



- Características del sostenimiento, normalmente constituido por bulones, hormigón proyectado y cerchas.
- Fases de excavación, con su longitud que, lógicamente, sólo se podrá simular correctamente con un modelo 3D.

Esta fase culmina con la obtención del estado tensional y movimientos del terreno y esfuerzos y coeficientes de seguridad a los que están sometidos los elementos del sostenimiento. También se obtiene una representación de la zona plastificada alrededor del túnel.

Al final de la 1ª fase, en la cual no se considera el agua ya que el túnel actúa como dren, se coloca la lámina bicapa (dren y p.v.c.) y se ejecuta el revestimiento que, habitualmente, consiste en 30 cm de hormigón encofrado HM-30, generalmente sin armar, que incluye una solera plana o contrabóveda (Por ejemplo, esta exigencia del ADIF respecto a una solera o contrabóveda viene de la mala experiencia con anhidritas en tramos del AVE en Tarragona).

Evidentemente, en el momento de su colocación, este revestimiento no está sometido a ninguna carga excepto el peso propio del revestimiento.

2ª FASE MEDIO-LARGO PLAZO

Desde el final de la fase anterior pueden empezar a actuar agentes externos que pueden modificar el equilibrio alcanzado al final de la 1ª fase de las formas que se describen a continuación.

a) Degradación de las propiedades del macizo rocoso

Algunos macizos sometidos a un estado tensional superior al 60-70% de su resistencia máxima (llamado umbral de resistencia diferida) muestran una fluencia, fenómeno dependiente del tiempo y que se manifiesta cierto tiempo después de terminada la fase elasto-plástica.

Esto nos da ya un primer criterio. Si el nivel tensional indicado por el cálculo supera el 60% de la resistencia del macizo rocoso (obsérvese la similitud con el criterio de fluencia del hormigón de la EHE) se experimentará una fluencia diferida. Para ello:

- Si el RMR > 60, el material podrá ser calificado como roca buena y no se estudiará una eventual fluencia si el nivel tensional del macizo no alcanza el 80% de σ_{CM} .
- Si el RMR < 60 deben minorarse las características geotécnicas del material, siguiendo estos criterios.
 - Según PANET (1995) $E_{lp} = 0,5 E_0$; $C_{LP} = 0,5 C_0$.
 - Según Barla (2001) $GSI_0 = 40$; $GSI_{LP} = 30$.

De este segundo criterio, a partir de la correspondencia entre GSI y RMR, se puede deducir cual es el nivel de calidad de material a partir del cual entiende BARLA que se puede producir este fenómeno.

Por lo tanto, en el modelo de cálculo habría que disminuir los valores de E y de C en la proporción indicada aunque, en mi opinión, pueden utilizarse otros valores. En particular, si bien el del módulo parece adecuado, el valor de C_0 podría dividirse hasta por 3 en macizos de mala calidad.

b) Pérdida de resistencia del sostenimiento

Sobre este punto existen, incluso, Pliegos de Condiciones que indican que la comprobación del revestimiento debe hacerse suponiendo que el sostenimiento ha perdido totalmente su resistencia lo cual parece una condición exageradamente del lado de la seguridad. Es verdad, sin embargo, que los bulones tipo "swellex" han estado proscritos durante mucho tiempo en túneles

no revestidos, debido a su corrosión a medio plazo. Por lo tanto, en mi opinión, esto debería limitarse a los elementos metálicos (bulones y cerchas).

De forma más general, HOEK (2001) propone asumir a largo plazo la corrosión de los bulones y, por tanto, despreciar su contribución.

Este mismo autor ha llegado a proponer lo ya señalado al principio de este punto, es decir, despreciar totalmente el efecto del sostenimiento.

En mi opinión, si bien parece justificado asumir que los bulones pueden llegar a perder su efectividad a largo plazo no se ve la razón por la cual habría de suceder lo mismo con el hormigón proyectado (dad la calidad de las mezclas actuales) e, incluso, ni con las cerchas, sobre todo si, como es aconsejable, quedan embutida dentro del hormigón proyectado.

c) Efecto del agua

En primer lugar, quiero recordar lo ya dicho en otras ocasiones: la presencia o no de agua debe analizarse de forma coherente. A nivel general, se puede decir que durante la excavación de un túnel bajo el nivel freático se produce una disminución transitoria de la presión de poro ya que:

- Se produce un flujo de agua hacia el frente el túnel.
- Se produce un acoplamiento hidromecánico ya que la excavación produce un aumento del volumen.

En consecuencia, los sostenimientos no están diseñados para soportar la acción del agua, razón por la cual, si existe, hay que considerarla a medio largo-plazo. Sin embargo, hay que tener en cuenta también que para que esto se produzca debe de fallar total o parcialmente la impermeabilización del túnel, lo cual nuevamente es una hipótesis muy pesimista que, en mi conocimiento, no se ha producido todavía en los nuevos túneles de transporte, si bien hay que reconocer que llevan pocos años en servicio. Sin embargo, llamo vuestra atención sobre la figura 6, que muestra que si los tubos drenes que recogen el agua de la lámina se colocan, por motivos constructivos, a una cierta altura, se debe considerar sobre la solera la carga de agua correspondiente, aunque el drenaje funcione correctamente.

d) Expansividad

Ciertos minerales tienen la capacidad de captar agua (arcillas y anhidritas). En una situación no confinada esto da lugar a un incremento de volumen llamado hinchamiento libre. Si se confina el material (efecto del revestimiento) se incrementa la presión sobre éste al ejercerse la presión de hinchamiento.

En el caso de las arcillas expansivas, esta presión puede llegar a superar los 10 kg/cm² y en anhidritas se han llegado a medir en los túneles del AVE de Tarragona hasta 40 kg/cm². Hay que decir aquí que si este fuera el caso, debería diseñarse un revestimiento adecuado para estas enormes presiones como ha sido el caso para los citados túneles.

3ª FASE - CÁLCULO

Una vez identificadas las acciones que deben ser tenidas en cuenta, se propone a continuación el método de actuación según que se utilice un modelo de cálculo de estructuras o uno de elementos finitos. Como se ha dicho, el de curvas características no se considera adecuado salvo para la representación conceptual del proceso.

□ MODELO ESTRUCTURAL

Con este método no es posible tener en cuenta el estado tensional del sostenimiento ni el remanente de capacidad de soporte de éste, que puede ser importante. Por ello, (figura 5) se parte del único revestimiento con sus características, prescindiendo de la historia anterior del túnel. Es decir, actuamos como si el sostenimiento hubiera desaparecido, lo cual resulta muy conservador.

Seguidamente, sometemos la estructura resultante a las acciones descritas anteriormente (si existen) y, finalmente, se suman sus resultados. Respecto a las acciones del terreno debidas al descenso de parámetros, se puede aplicar un porcentaje de las cargas utilizadas en la Fase 1 que, según datos bibliográficos y experiencias propias, podría ser del orden del 20-40% dependiendo de la naturaleza del terreno.

□ MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Aquí el procedimiento resulta más fácil ya que basta con hacer las modificaciones correspondientes en el modelo.

- Disminuir los parámetros del terreno.
- Eliminar los bulones y, eventualmente, las cerchas.
- Introducir el agua en el modelo (si procede).
- Introducir la expansividad mediante una presión adicional o a un aumento de volumen igual al porcentaje de hinchamiento del material que puede establecerse mediante ensayos de laboratorio. Como es un hecho experimentado que la expansividad (por arcillas o por anhidritas) actúa sólo en solera es usual, y así se representó en los túneles de Tarragona, aplicar la presión en el cuadrante inferior de la sección.

13 de abril de 2007

BIBLIOGRAFÍA

- BARLA, G & BARLA, M (2001) "Numerical simulation of squeezing behavior in tunnels"- BALKEMA.
- HOEK, E. (1998) "Comments on temporary support and final lining design".
- HOEK, E. (1999) "A discussion on acceptability criteria for temporary support and final linings of large span transportation tunnels in poor rock".
- HOEK, E. (2001) "Big tunnels in bad rock", ASCE 127.
- PANET, M. (1995) "Le calcul des tunnels par le méthode convergence-confinement". ENPC.

FIGURAS

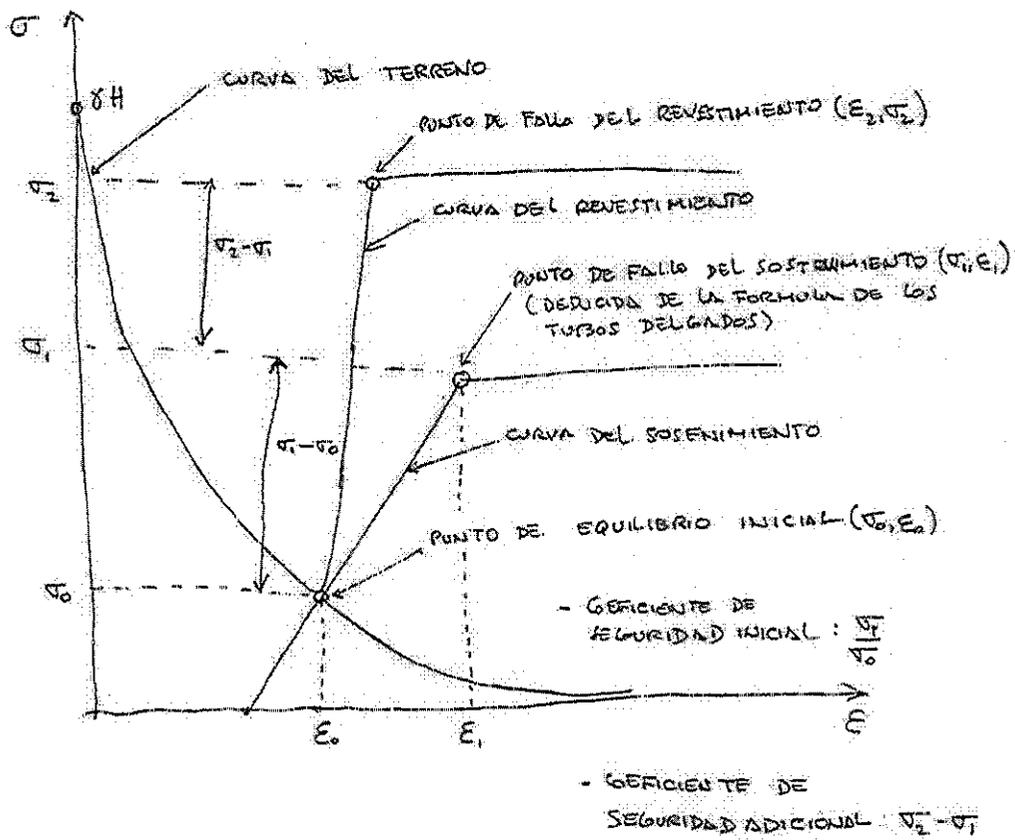


Figura 1. CONCEPTOS

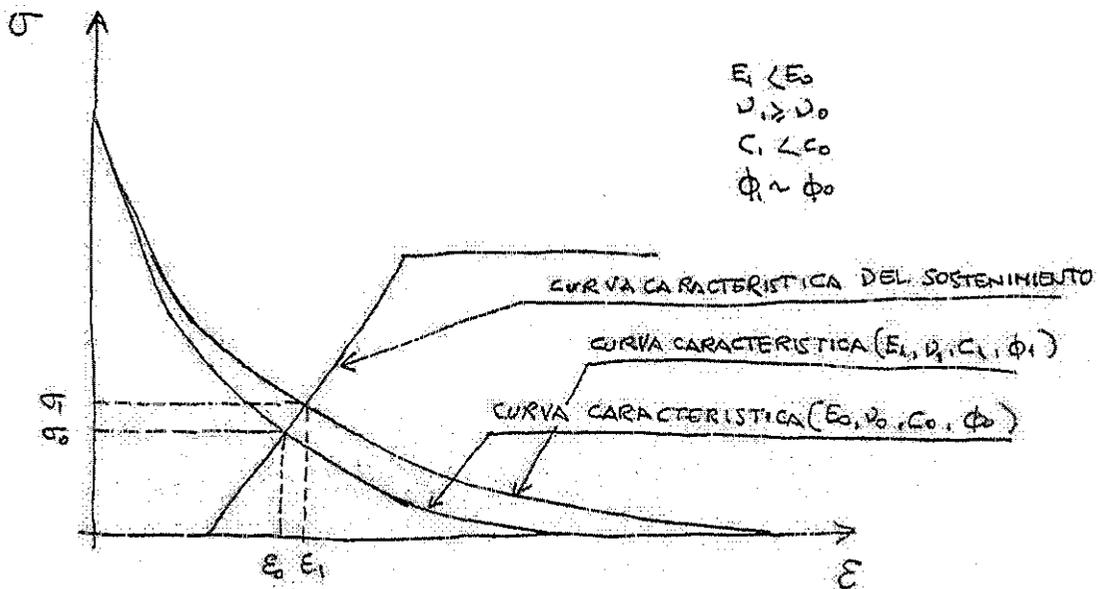


FIGURA 2 - AUMENTO DE PRESION Y DEFORMACION POR FLEXION

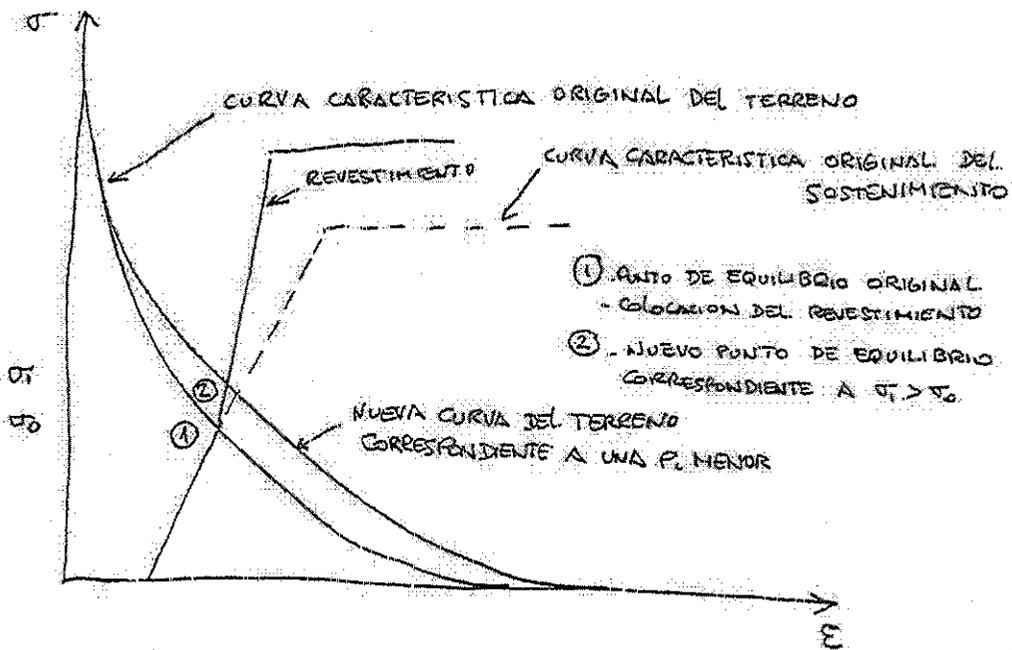


FIGURA 3 - AUMENTO DE PRESION DEBIDO AL FALLO DE LOS BUBONES

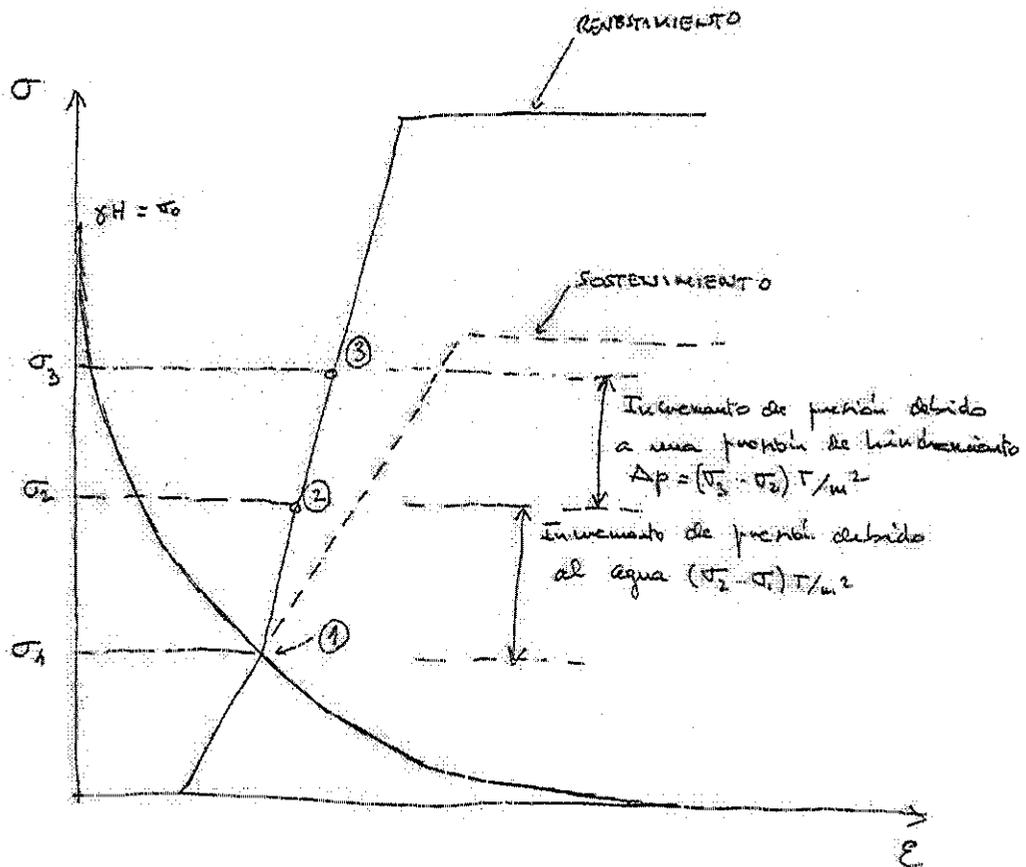
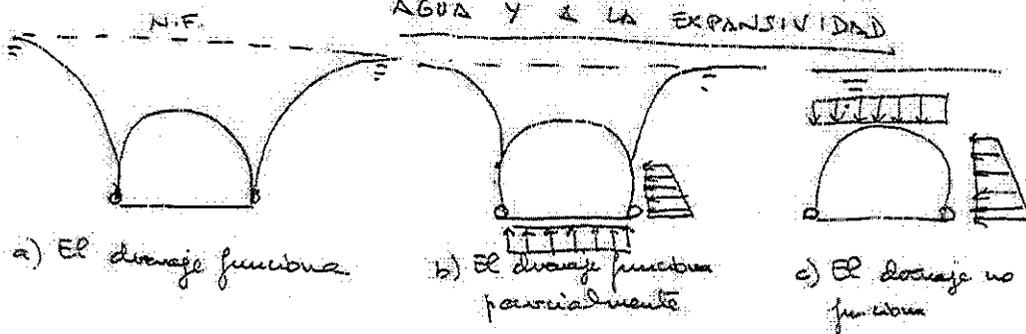


Figura 4 - INCREMENTOS DE PRESION DEBIDOS AL AGUA Y A LA EXPANSIVIDAD



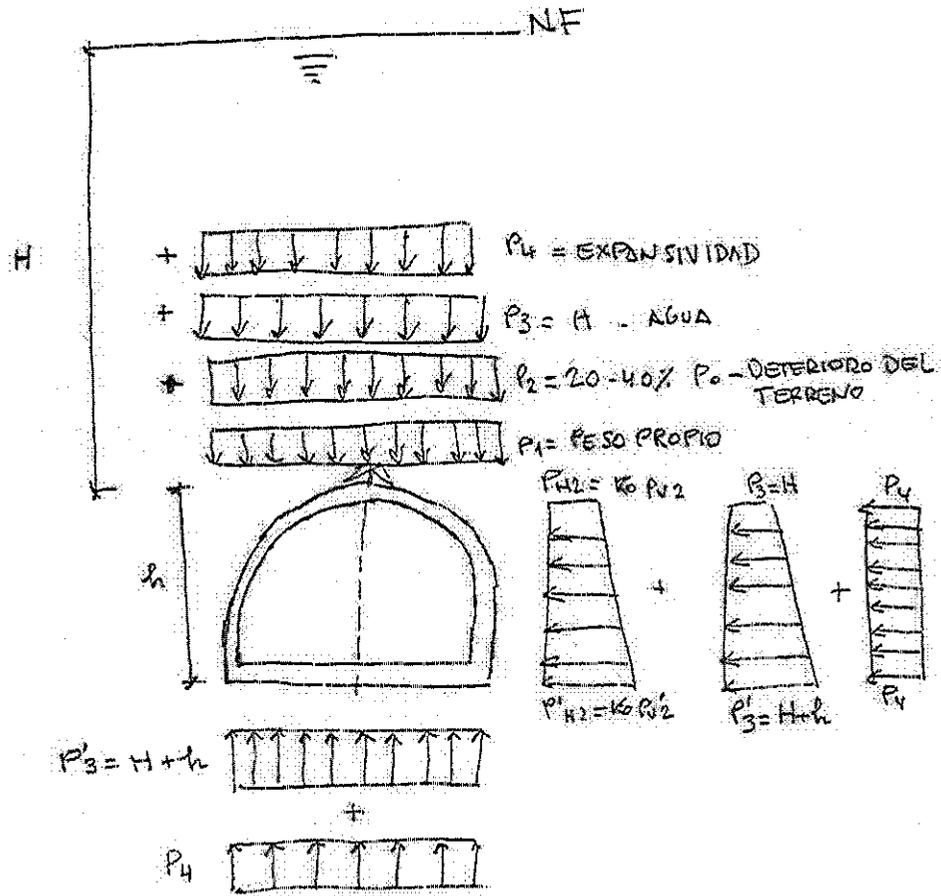


FIGURA 5 ACCIONES SOBRE EL REVESTIMIENTO
A LARGO PLAZO

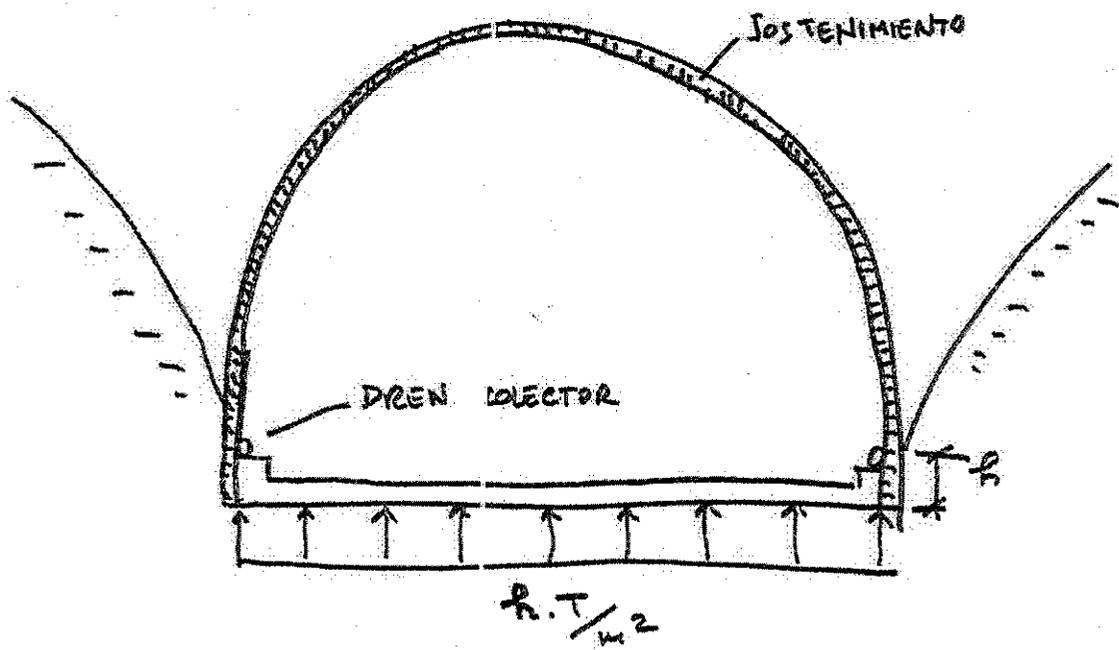


Figura 6