

## **INTERACCIÓN ENTRE TÚNELES Y LADERAS. DE CAUSA DE INESTABILIDAD A TÉCNICA DE REMEDIACIÓN**

**SERGIO SÁNCHEZ RODRÍGUEZ (1) y CARLOS LUIS GARRIDO GARRIDO (1)**

(1) AECOM. Europe GDC.  
sergio.sanchez@aecom.com, Carlos.Garrido@aecom.com

### **RESUMEN**

*El efecto de la interacción entre la excavación de túneles y la ladera existente es un aspecto de las obras subterráneas escasamente analizado. Si bien las potentes herramientas de cálculo disponibles hoy en día permitirían análisis detallados de estos problemas, no es menos cierto que, en ocasiones, se ignora la consideración y los efectos que la asimetría geométrica y tensional supondría en el cálculo de los sostenimientos. Esta posible interacción puede condicionar el diseño del sostenimiento y su comportamiento, e incluso propiciar la desestabilización de la masa de terreno.*

*De igual modo, no son infrecuentes los casos de deslizamientos preexistentes que han sufrido una reactivación como consecuencia de la excavación de túneles en su entorno inmediato. Por el contrario, los propios túneles pueden constituir una técnica de remediación, como elemento de drenaje profundo, para grandes masas deslizadas.*

*En esta conferencia, se presentan algunas recomendaciones y conclusiones relativas a la ejecución de túneles próximos a laderas. Estas, que se podrían tener en cuenta para estudios preliminares, están basadas en los resultados de un estudio paramétrico efectuado con la ayuda de modelos de elementos finitos para un macizo rocoso caracterizado según un criterio de rotura Hoek-Brown.*

*A su vez, se reflexiona acerca de los aspectos comunes relacionados con la desestabilización de laderas, así como sobre el modo en que los túneles pueden colaborar en su estabilización y sobre qué limitaciones y problemática conlleva el diseño, ejecución y operación de este tipo de soluciones.*

### **1. INTRODUCCIÓN**

Los túneles de montaña, si bien presentan retos específicos, como son los de afrontar la presencia de fallas, fuertes estados tensionales y sus fenómenos asociados (fluencia, estallido de roca, etc.), condicionantes hidrogeológicos, etc., cuentan al mismo tiempo con numerosos desarrollos tecnológicos que permiten abordar su planificación y construcción con cada vez más garantías y como procesos casi industrializados.

Esto no impide que, en gran parte de estos túneles, los emboquilles concentren la mayor parte de las incidencias, retrasos y, en general, problemas de estabilidad de taludes de diferente escala, incidencias

que han tenido su reflejo en numerosas publicaciones de ediciones anteriores de este simposio. Se podría decir, incluso, que en determinados macizos rocosos, el diseño de túneles en mina se convierte en un proceso estandarizado o incluso rutinario, mientras que los emboquilles se convierten en puntos críticos del diseño que requieren de soluciones claramente específicas y, en muchos casos, complejas.

Romana (2005) analizó la problemática usual de los emboquilles y el posible papel de las clasificaciones geomecánicas en el diseño de los mismos o, al menos, de cara al prediseño. Sin embargo, la problemática que se puede presentar es realmente amplia.

Las fotografías adjuntas en la Figura 1 presentan dos casos de portales, correspondientes a los túneles de Casahuiri y Yanango (Sánchez, 2017), de condiciones difíciles por el esviaje en la entrada combinado con problemas de caída de bloques o presencia de potentes coluviones.



Figura 1.- Emboquilles complejos en fuertes condiciones de esviaje. Túneles de Yanango y Casahuiri (Perú)

Por otro lado, mientras ciertos suelos residuales, aun pudiendo requerir fuertes sostenimientos, permiten abrir grandes excavaciones con taludes verticalizados sin incidencia. Materiales arcillosos como las margas presentes en el sur de España, degradables y muy sensibles al agua, han requerido de fuertes contenciones y excavaciones limitadas para asegurar la estabilidad de la ladera. Tal es el caso de la boquilla este del túnel de Archidona (Celada, 2011), excavado en margas cretácicas, donde las inestabilidades detectadas llevaron a replantear la solución de la boquilla, diseñando un túnel falso que ejerciera de contrafuerte y limitara la altura de las excavaciones (véase Figura 2). Sopeña (2008) recogió un interesante catálogo de soluciones para la contención de este tipo de materiales.

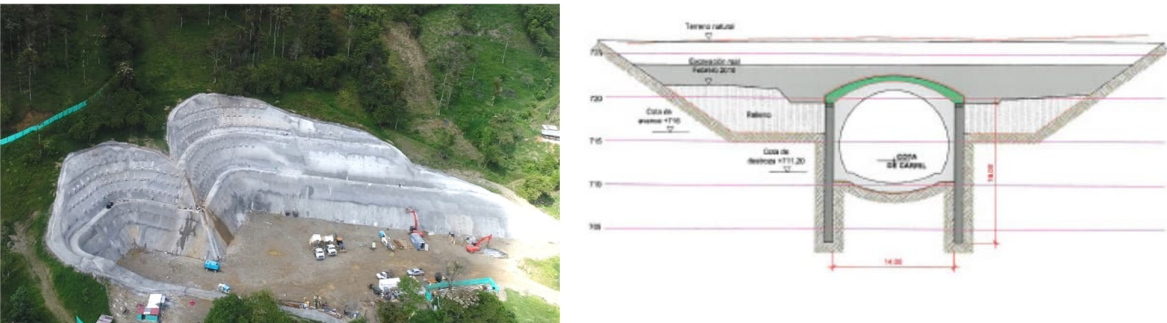


Figura 2.- Portal del túnel de Amagá en un potente saprolito resuelto con muro damero (Colombia), y solución para la boquilla Este del túnel de Archidona (LAV Antequera – Granada)

En otras ocasiones, las excavaciones de las boquillas han implicado movimientos de ladera más amplios o reactivaciones de movimientos preexistentes, siendo este caso el del túnel de L'Ollería (Cordellat, 2003), cuya trinchera de acceso reactivó un deslizamiento fósil que se logró contener sustituyendo la misma por un falso túnel de gran longitud sobre el que se rellenó con tierras, con objeto de añadir peso de estabilización.

A pesar de los elementos de interés que encierran las interacciones túnel-talud mencionadas que se localizan en la zona de las boquillas de los túneles, esta comunicación se centra en aspectos conocidos

pero menos analizados, como son la (re)activación de deslizamientos debida a la excavación de los túneles a cierta profundidad en el interior de los macizos, el efecto que las condiciones de asimetría en la proximidad de laderas existentes puede tener sobre los túneles, o la contribución de los propios túneles a la remediación de deslizamientos al ser empleados con elemento de drenaje.

## 2. LOS TÚNELES EN LADERAS INESTABLES. POSIBLE CAUSA DE REACTIVACIÓN

Si bien no resultan infrecuentes, los fenómenos de interacción entre túneles y laderas que tienen lugar en el cuerpo central del túnel en mina, es decir, en zonas alejadas de las boquillas, son menos conocidos. Muchos de estos casos han supuesto la reactivación de grandes deslizamientos de ladera que se encontraban en estado durmiente o con tasas de movimiento casi imperceptibles.

Desde luego, los túneles se deberían de perforar siempre evitando las masas deslizadas y, por supuesto, toda interacción sobre la banda o superficie de deslizamiento. Sin embargo, esto no siempre es posible, en general, por la falta de conocimiento de partida acerca de la presencia de estos deslizamientos, o debido a un conocimiento incompleto que asignaba una profundidad inferior al deslizamiento de la que realmente presentaba. De hecho, no son infrecuentes los casos en que coexisten diferentes masas deslizadas, siendo algunas más superficiales y activas que ocultan otras en un estado de mayor pasividad.

A la falta de precisión a la hora de diagnosticar la presencia de estos deslizamientos contribuye, como se puede intuir, la elevada profundidad de los mismos, la cual impide identificar las bandas de cizalla o da lugar a que la instrumentación no logre atravesar las mismas. De todas formas, en general se trata en muchos casos de movimientos complejos que engloban superficies de rotura mixtas e involucran rocas blandas muy fracturadas de naturaleza metamórfica o pelítica (lutitas, argilitas, filitas, etc.).

En la Tabla 1 se muestran algunas experiencias recogidas en la literatura, muchas de ellas relacionadas con casos en los que los túneles han interceptado o discurrido muy próximos a las superficies de deslizamiento, ejerciendo una interacción directa con el deslizamiento y reactivándolo. Tal es el caso de algunas experiencias en los Apeninos italianos (Barla, 2017; Lunardi, 2017; Bandini, 2015 y Gattinoni, 2019) o la del túnel Jimei en China (Wang, 2021).

Tabla 1.- Recopilación de casos de interacción de túneles y grandes deslizamientos

TÚNEL	PAÍS	GEOLOGÍA	PROF. DESLIZ.	POSICIÓN	OBSERVACIONES
Jimei	China	Bloques y gravas en matriz arcillosa / Lutita	55 m	Se intercepta la masa deslizada	Túneles bitubo
Bahce-Nurdag	Turquía	Conglomerados y coluvial / Arenisca y lutita	30 m	Bajo superficie de deslizamiento	Túneles bitubo perforando en roca con GSI 35-40
Ramoncillos	España	Calcoesquistos, filitas y micaesquistos	100 m (aprox.)	En la masa deslizada	Túneles bitubo con sección de excavación 110 m <sup>2</sup>
Valtellina	Italia	Depósitos glaciares y eluvio-coluviales / Filitas	73 m	Intersección o próximo a superficie de deslizamiento / Fallas	Túnel perforado en roca muy fracturada (RQD < 50%) / Presencia de edificios
Val di Sambro	Italia	Areniscas y lutitas	> 60 m	Intersección o próximo a superficie de deslizamiento	Túneles bitubo a sección completa (160 m <sup>2</sup> ) en roca con GSI 25-30

TÚNEL	PAÍS	GEOLOGÍA	PROF. DESLIZ.	POSICIÓN	OBSERVACIONES
St. Oyen	Italia	Depósitos fluvio glaciares / Micaesquistos	30 m (aprox.)	Bajo superficie de deslizamiento, pero fuerte tectonización	Túnel a sección completa (120 m <sup>2</sup> ) en roca con GSI 30-35
Sparvo	Italia	Arcillas y argilitas	100 m (aprox.)	Intersección o próximo a superficie de deslizamiento	Presencia de edificios

Un caso español de interés es el del túnel de Ramoncillos (García de la Oliva, 2017), localizado en Granada en la A-7 y donde los túneles discurrían claramente dentro de la masa deslizada, la cual alcanzaba los 100 m de profundidad (véase Figura 3). En este caso, los efectos sobre los túneles se debieron a su presencia en la propia masa deslizada, si bien su disposición y tamaño relativo no suponían una condición de riesgo adicional sobre la ladera. La explotación de estos túneles habrá de convivir, claramente, con esta interacción.

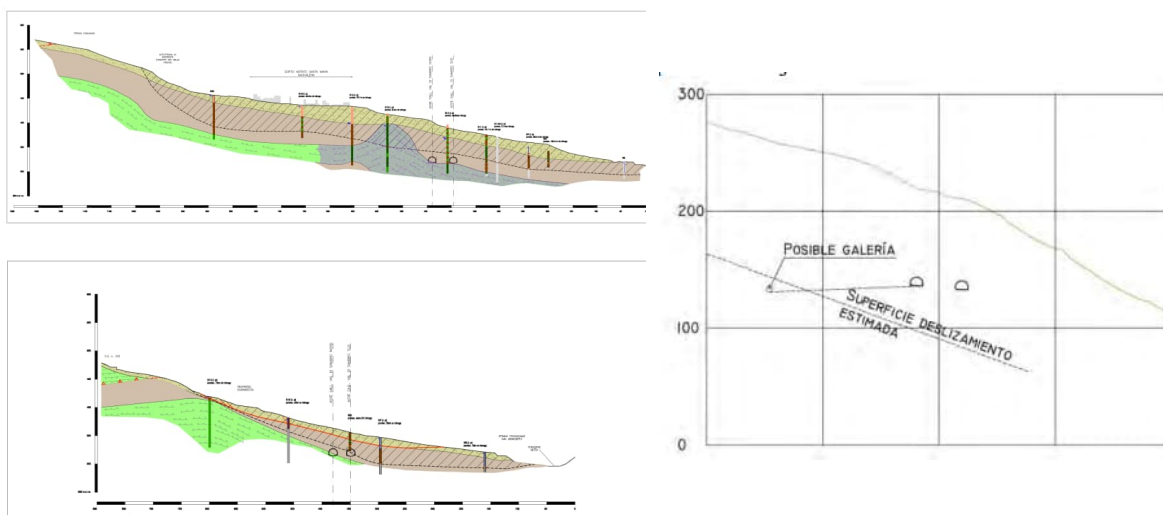


Figura 3.- Cortes geológicos con la disposición de los túneles de Valdisambro y el deslizamiento afectado. Esquema de la disposición de los túneles de Ramoncillos y la superficie de deslizamiento

Como es sabido, la perforación de túneles genera en su entorno una cierta redistribución tensional en el terreno circundante que conlleva el desarrollo de deformaciones y de una corona de plastificación. Si el túnel intercepta el deslizamiento o discurre suficientemente cerca de la propia superficie de deslizamiento, las condiciones de perforación y sostenimiento pueden volverse realmente complejas, e incluso un deslizamiento que, en principio, se encontrase en estado durmiente, podría verse reactivado.

A este fenómeno se le ha tratado de dar una justificación analítica (Zhang, 2017), tal y como se muestra en la Figura 4, explicada como la interacción entre la superficie de deslizamiento y la corona de plastificación del túnel a través de una zona de “roca decomprimida”, consecuencia de la interacción túnel-ladera. El autor llega a dar una recomendación de distancia para un cruce seguro en base a la geometría del problema y el ángulo de fricción de la roca.

El cualquier caso, este tipo de fenómenos se pueden estudiar de forma más rigurosa mediante el empleo de modelos numéricos, cuya limitación puede estar más asociada con la dificultad de obtener un modelo geológico y parámetros representativos del comportamiento del terreno, más que por la disponibilidad de modelos constitutivos y de la capacidad de las máquinas de cálculo.

Es posible analizar este tipo de interacciones asumiendo modelos constitutivos sencillos, siendo necesario, por supuesto, recurrir al retro-análisis de los modelos como paso previo en base a la

instrumentación disponible. Este tipo de simulaciones, con la simple consideración de un criterio de rotura tipo Mohr-Coulomb para los materiales, pueden ser suficientes para analizar el margen de seguridad global del problema y las implicaciones estructurales que puede tener sobre el sostenimiento y revestimiento del túnel.

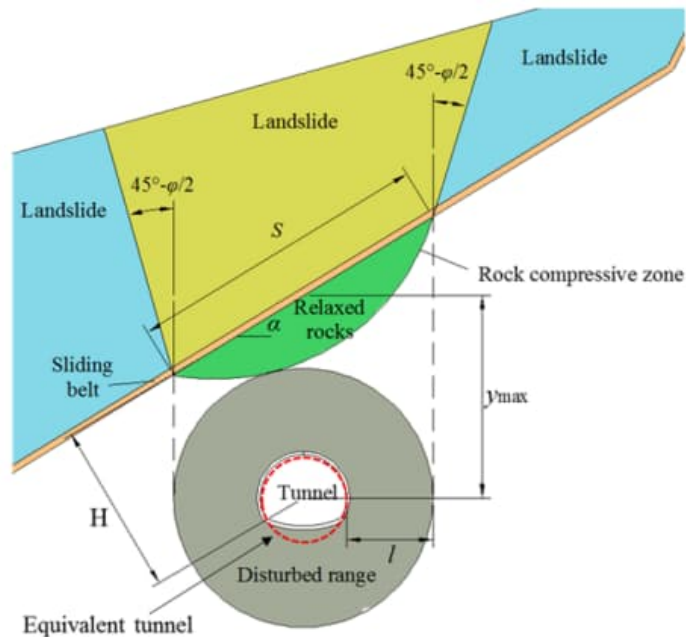


Figura 4.- Corona de plastificación y zona de “roca decomprimida” en la interacción entre túnel y deslizamiento (Zhang, 2017)

En cualquier caso, como ya se ha apuntado anteriormente, este tipo de interacciones se suelen dar sobre deslizamientos que se encuentran en estado durmiente o que presentan tasas de deslizamiento muy bajas, los cuales se ven claramente afectados por el reajuste tensional que conlleva la apertura de la nueva cavidad. Estos deslizamientos lentos, o de tipo creep, se podrían encuadrar en el rango de velocidades entre 1,6 y 16 mm/año según la clasificación de Cruden y Varnes (1996). De hecho, cuando se ha contado con registros previos a la ejecución de los túneles en las referencias analizadas, han sido comunes tasas de deslizamiento que suelen rondar por debajo de los 5 mm/año y, como consecuencia de la interacción con los túneles y del reacomodo tensional que suponen, han dado paso a un orden de magnitud de movimientos superior (de 50 a 150 mm/año por dar un orden de magnitud). En ninguno de estos casos se ha propiciado una inestabilidad rápida general, algo lógico por la muy diferente dimensión del deslizamiento preexistente y los túneles, pero sí se han generado daños en edificaciones próximas como consecuencia de las nuevas tasas de movimiento.

En el caso de movimientos de tipo creep o viscoso (véase Figura 5), modelos constitutivos que simulen comportamientos tiempo-dependientes de tipo visco-plástico (CVISC o SHELP de FLAC, por ejemplo) pueden resultar adecuados, y en especial para simular el comportamiento de la ladera tras la finalización de las obras.

Lógicamente, cuando se requiera la calibración de este tipo de modelos, se necesita de un histórico de registros previos importante del que no se suele disponer, en base a los sistemas de auscultación habituales en fase de estudio y construcción (inclinometría, registro topográfico, etc.). Por este motivo, los sistemas de análisis de movimientos históricos en base al tratamiento de imágenes satelitales, mediante técnicas de interferometría (InSar), pueden ser una herramienta muy útil.

Una recomendación inicial de este artículo sería proponer la inclusión de un análisis de este tipo en las fases iniciales de estudio (algo que ya se viene haciendo en España), en zonas proclives a presentar movimientos de ladera de tipo creep y grandes dimensiones. De este modo, podrían complementar a los habituales estudios y trabajos de cartografía geológica de diferente grado de detalle.

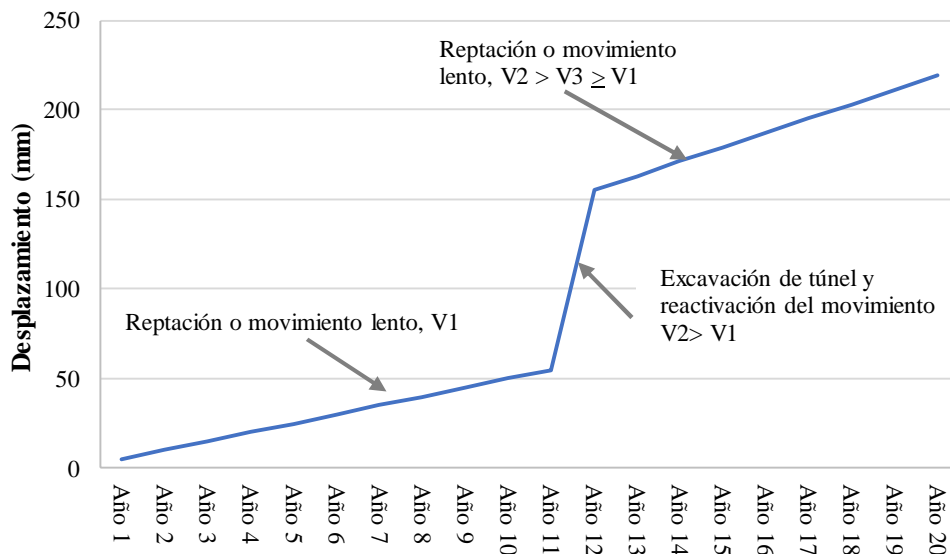


Figura 5.- Simplificación conceptual de deslizamientos con patrones de comportamiento de tipo viscoso

Por lo que respecta a los efectos directos de este tipo de interacciones sobre los túneles, el nuevo estado tensional que supone la excavación de los mismos, cuando ésta se produce muy cercana o incluso interceptando la superficie de deslizamiento, trae consigo el desequilibrio o la modificación del estado tensional previo de la masa deslizada, y con ello nuevos movimientos en la misma, los cuales se traducen a nivel del túnel en:

- Patrones de desplazamientos asociados al movimiento de la ladera, con distorsión y traslación ladera abajo.
- Descenso de la clave.
- Lógicamente, se pueden dar configuraciones más complejas y flexiones longitudinales.
- A nivel de estado tensional del sostenimiento-revestimiento, se inducen esfuerzos adicionales que requieren de un aumento en la rigidez de la sección para absorber estos incrementos de esfuerzos y deformaciones.

En el caso de túneles inmersos en la masa deslizada, como puede ser el caso de los túneles de los Ramoncillos, la necesidad de compatibilizar la explotación del túnel con el desplazamiento lento de la ladera llevaría a plantear juntas especiales donde los movimientos esperados sean mayores, evitando así la rotura del revestimiento. En el caso concreto de estos túneles, una de las medidas contempladas para mejorar el margen de seguridad y detener el movimiento fue la ejecución de una galería de drenaje. Más adelante comentaremos varios aspectos sobre este tipo de medidas.

Finalmente, resulta obligado mantener, por lo general, un sistema de auscultación durante la fase de explotación, tanto en la ladera como en el túnel, que comprende el seguimiento de inclinómetros, el control topográfico en el interior del túnel con seguimiento de convergencias y movimientos absolutos y, por supuesto, el control topográfico de la ladera.

### 3. EFECTO EN EL SOSTENIMIENTO E INTERACCIÓN CON LADERAS PRÓXIMAS EN ROCA

#### 3.1 CARACTERÍSTICAS DE LA INTERACCIÓN

Como ya se ha comentado en los apartados anteriores, cuando se ejecutan túneles en las proximidades de laderas naturales se alteran sus condiciones iniciales de estabilidad, con el riesgo de provocar o reactivar deslizamientos que también afecten a la propia seguridad del túnel. Cuanto más próximo se ubique el túnel respecto de la ladera y/o superficie de deslizamiento, mayor será la influencia de su construcción en el entorno y, por tanto, mayor será el riesgo de inestabilidad.



Autores como Wang (2010) y Koizumi et al. (2010) destacan que, por debajo de 1,5 a 2 diámetros de distancia (1,5-2D), la interacción entre el túnel y la superficie de deslizamiento aumenta de manera considerable. Por lo tanto, y como primer orden de magnitud, estas distancias son las mínimas que habría que garantizar para reducir, o considerar como descartable, cualquier tipo de interacción.

En cualquier caso, la distancia respecto del túnel no es el único factor a considerar, sino que también existen otras variables que afectan a la interacción entre túneles y laderas que deben tenerse en cuenta, pudiendo suponer requisitos de separación respecto de la inestabilidad, o de necesidad de soporte, adicionales. Algunos de los aspectos más importantes se resumen a continuación:

- Nivel de estabilidad de la ladera previo a la construcción del túnel.
- Influencia del entorno: altura e inclinación de la ladera, propiedades mecánicas del terreno natural, presencia de nivel freático, existencia de construcciones adyacentes, etc.
- Solicitaciones externas: sismos, lluvias, nuevas obras tras la ejecución del túnel, etc.
- Posición relativa túnel-talud: si el túnel está próximo al pie del talud, posición donde tienden a concentrarse las tensiones, contribuye en mayor medida a los desplazamientos (Koizumi et al., 2010).
- Dimensiones del túnel: como es de esperar, cuanto menor es el tamaño del túnel, menor es su afección en la ladera (Causse et al., 2015b).
- Forma del túnel: los movimientos, deformaciones y esfuerzos generados, tanto en el túnel como en la ladera, se ven influidos por la sección transversal o la geometría del propio túnel.
- Método constructivo: maquinaria empleada, número de fases de excavación, etc.
- Grado de desconfinamiento: el decalaje que se produce desde que se ejecuta la excavación, hasta que se procede a la colocación del sostenimiento, influye en el comportamiento del túnel y en la afección que produce en la ladera (Causse et al., 2015a).
- Propiedades del sostenimiento: tipología empleada, espesor, rigidez, etc.

En muchas ocasiones, es habitual la ejecución de túneles gemelos y adyacentes en una misma ubicación, especialmente cuando se trata de túneles carreteros o de ferrocarril (Vlachopoulos & Vazaios, 2015). Al igual que ocurría en los casos anteriormente analizados de túneles afectando a laderas con inestabilidades preexistentes, la interacción entre túneles y laderas en estos casos es, aún si cabe, más compleja que cuando se construye un único túnel, pues al existir un efecto de solapamiento de las excavaciones se imponen mayores relajaciones en el macizo, plastificaciones, movimientos, etc.

En definitiva, siempre que haya que construir un túnel en las proximidades de un talud, hay que evaluar si las características de la excavación y del terreno exigen tomar precauciones especiales, ya sea mediante el aumento de la distancia de seguridad, respecto de la zona inestable, y/o el diseño de un sostenimiento reforzado que considere en el cálculo las particularidades de esta problemática.

### 3.2 PLANTEAMIENTO DEL ANÁLISIS

El análisis que se presenta en este trabajo, realizado mediante simulaciones numéricas en Plaxis 2D, busca mostrar cómo influye la construcción de un túnel circular en la estabilidad de un talud de roca próximo a la perforación. Las variables consideradas en el análisis llevado a cabo son las siguientes:

- Diámetro de la excavación (D): 5 y 10 m.
- Altura del talud de roca (H): 4D y 8D.
- Distancia entre el túnel y el talud (d): 0,5D, 1D, 2D y 5D.
- Calidad del macizo rocoso (GSI): 20, 30 y 40 puntos.

Lógicamente, macizos rocosos competentes, entendiendo como tales aquellos que presentan una baja fracturación y alta resistencia, pueden perforarse manteniéndose la roca en un régimen elástico, en el cual la interacción con el talud existente se convierte más en un problema de cinemática de bloques

que de interacción tensional. Por este motivo, en el análisis efectuado se han considerado calidades del macizo de media a mala (GSI de 20 a 40 puntos), con una resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta ( $\sigma_{ci}$ ) de 20 MPa y una constante de la roca intacta ( $m_i$ ) de 10.

Respecto a la geometría de los modelos, la pendiente del talud en todos los cálculos analizados ha sido de 1V/1H (inclinación de 45°). La distancia respecto del túnel siempre se ha establecido desde el punto medio del talud. Además, las dimensiones del modelo se han definido en función de la altura del talud (H), del diámetro del túnel (D) y de la propia distancia entre túnel y talud (d), tal y como se muestra en el esquema de la Figura 6.

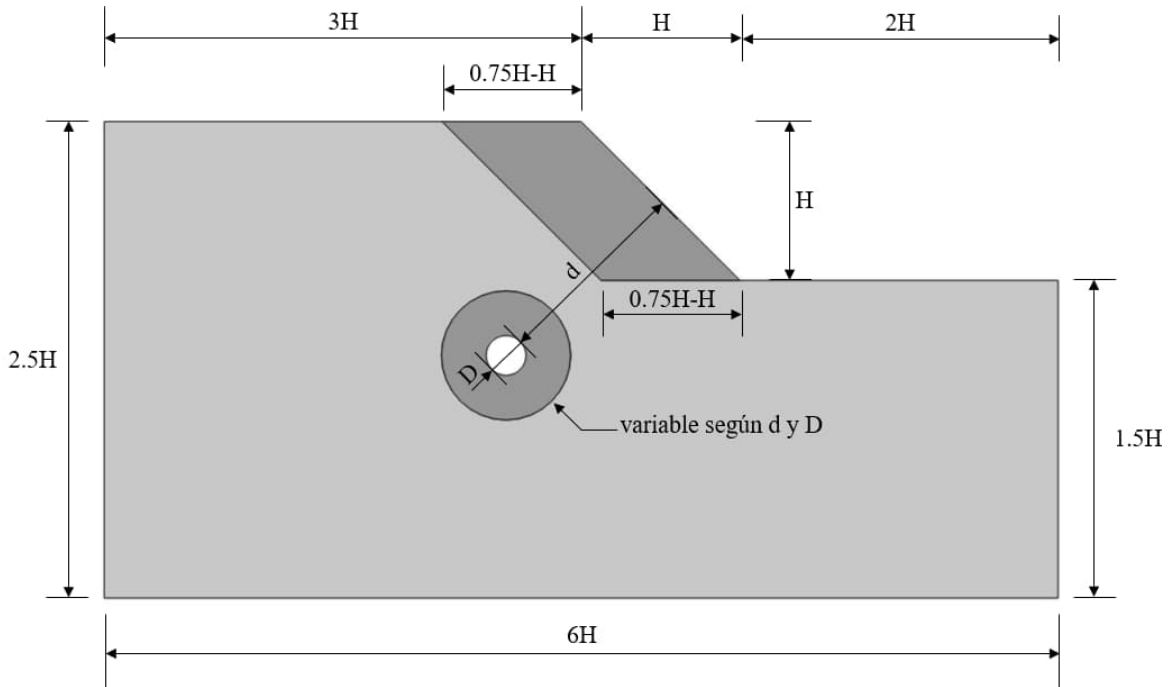


Figura 6.- Esquema genérico de los modelos de cálculo

De acuerdo con la imagen anterior, en las proximidades al talud y al túnel (zonas de color gris oscuro) se ha establecido un tamaño de elemento más fino, buscando representar mejor el comportamiento en estas zonas de interés. Como orden de magnitud, el mallado cuenta con un número de elementos que oscila entre 4000 y 12000.

Considerando un coeficiente de empuje al reposo ( $k_0$ ) de 1 y la no presencia de agua, el macizo rocoso se ha definido según un modelo constitutivo tipo Hoek-Brown, cuyas propiedades se resumen en la Tabla 2 en función del GSI. Los sostenimientos considerados en todos los cálculos constan de un anillo circular de hormigón, con espesores variables entre 15 y 70 cm en función del diámetro y de la calidad del macizo (véase Tabla 3). Estos espesores se han definido tras comprobar la interacción entre esfuerzos axiales y momentos flectores en las secciones de cálculo más críticas, garantizando así que cumplen con la sollicitación a la que están sometidas.

Las características del hormigón del sostenimiento, asumiendo un comportamiento elástico, se muestran en la Tabla 4, diferenciando las propiedades consideradas a 1 y 28 días. No obstante, a la hora de realizar los cálculos del factor de seguridad tras la colocación del sostenimiento, se han establecido unas propiedades equivalentes del hormigón adoptando un modelo constitutivo tipo Hoek-Brown (véase Tabla 5), de forma similar que la definida en la Tabla 2 para las propiedades del macizo rocoso.

Dado que las simulaciones se han efectuado en 2 dimensiones, ha sido necesario modelizar la interacción de la excavación con el sostenimiento considerando un desconfinamiento previo a su



instalación. Para ello, se ha llevado a cabo un estudio de sensibilidad siguiendo la formulación propuesta por Carranza & Torres (2002). Este estudio previo permite verificar que, asumiendo en todos los casos excavación a sección completa, una relajación del 50% (respecto del estado tensional inicial) previa a la instalación del soporte reproduciría, de forma general y con suficiente precisión, el comportamiento del conjunto de los problemas a analizar.

Tabla 2.- Propiedades del macizo rocoso. Modelo constitutivo tipo Hoek-Brown

<b>GSI</b>	<b>m<sub>i</sub></b>	<b>σ<sub>ci</sub></b>	<b>D</b>	<b>γ</b>	<b>E</b>	<b>v</b>	<b>G</b>
20	10	20 MPa	0	25 kN/m <sup>3</sup>	795,3 MPa	0,3	305,9 MPa
30	10	20 MPa	0	25 kN/m <sup>3</sup>	1414,2 MPa	0,3	543,9 MPa
40	10	20 MPa	0	25 kN/m <sup>3</sup>	2514,9 MPa	0,3	967,3 MPa

Tabla 3.- Espesor del sostenimiento en función del diámetro y de la calidad del macizo rocoso

<b>Diámetro del túnel (D)</b>	<b>Calidad del macizo rocoso (GSI)</b>	<b>Espesor del sostenimiento (e)</b>	<b>Diámetro del túnel (D)</b>	<b>Calidad del macizo rocoso (GSI)</b>	<b>Espesor del sostenimiento (e)</b>
5 m	20	20 cm	10 m	20	70 cm
5 m	30	20 cm	10 m	30	50 cm
5 m	40	15 cm	10 m	40	35 cm

Tabla 4.- Propiedades del hormigón del sostenimiento

<b>días</b>	<b>f<sub>ck</sub></b>	<b>f<sub>ctk</sub></b>	<b>E</b>	<b>v</b>	<b>G</b>
1	12,7 MPa	0,9 MPa	22,09 GPa	0,2	9,20 GPa
28	30,0 MPa	2,0 MPa	28,58 GPa	0,2	11,91 GPa

Tabla 5.- Propiedades equivalentes del hormigón del sostenimiento. Modelo constitutivo tipo Hoek-Brown

<b>días</b>	<b>GSI</b>	<b>m<sub>i</sub></b>	<b>σ<sub>ci</sub></b>	<b>D</b>	<b>γ</b>	<b>E</b>	<b>v</b>	<b>G</b>
1	100	14	12,7 MPa	0	25 kN/m <sup>3</sup>	22,09 GPa	0,2	9,20 GPa
28	100	15	30,0 MPa	0	25 kN/m <sup>3</sup>	28,58 GPa	0,2	11,91 GPa

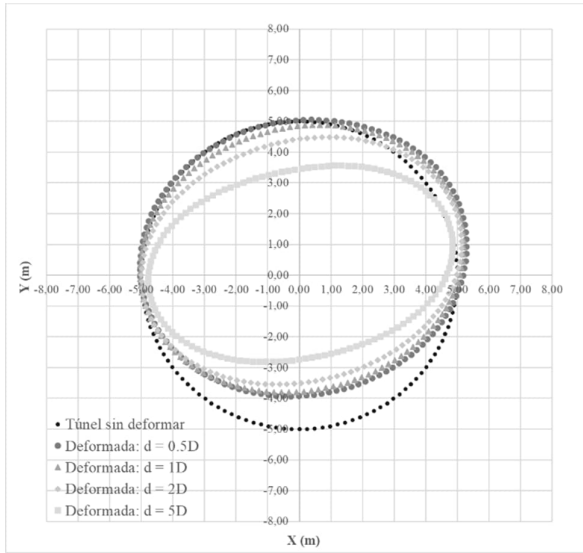
### 3.3. RESULTADOS OBTENIDOS

A continuación, se van a mostrar los resultados obtenidos de las deformadas del sostenimiento, los esfuerzos axiales y momentos flectores del sostenimiento (todos respecto a las propiedades a 1 día), y los factores de seguridad del talud en todas las fases de cálculo (talud inicial, desconfinamiento al 50% previo al sostenimiento, sostenimiento con propiedades a 1 y 28 días).

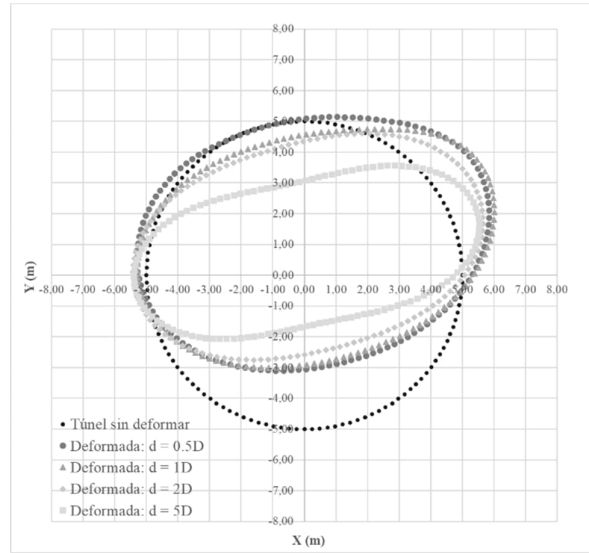
En la Figura 7 se incluyen las deformadas del sostenimiento, con propiedades a 1 día, de los casos de cálculo más representativos. Como es esperable, en estas deformadas se puede apreciar que cuanto mayor es el diámetro del túnel (D), mayor es la altura del talud (H) y menor es la calidad del macizo (GSI), mayores son los movimientos que se registran en el sostenimiento.

Si se analizan los resultados de la Figura 7 en función de la distancia túnel-talud (d), se puede observar que la clave del sostenimiento desciende más cuanto más profundiza el túnel en el terreno. Dicho cierre de la sección también se da, claramente, en la contrabóveda. En el caso de los hastiales, es aquí donde mejor se aprecia la interacción túnel-talud. Partiendo de los resultados a mayor profundidad, cuanto más se aproxima el túnel a la superficie del talud no se tiende a menores convergencias, sino que los desplazamientos en los hastiales, en ciertos casos, aumentan. En particular, este efecto destaca en el hastial derecho de los cálculos realizados, siendo este el que se encuentra más próximo al talud, mostrando desplazamientos que tienden a “abrirse” hacia el propio talud (véase Figura 7c).

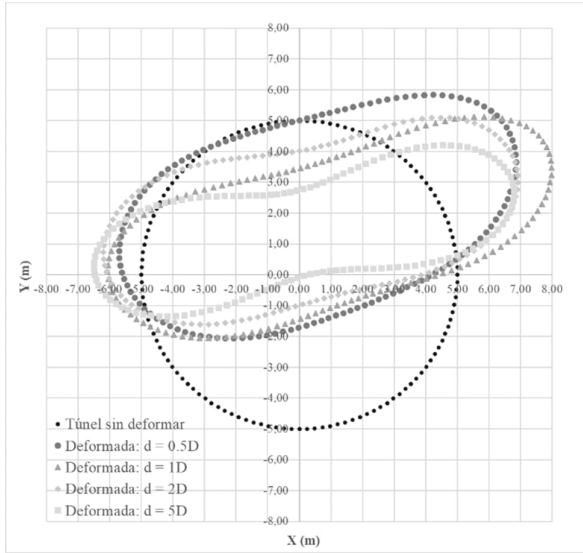
a)  $D = 10 \text{ m}$ ;  $H = 80 \text{ m}$ ;  $GSI = 40$



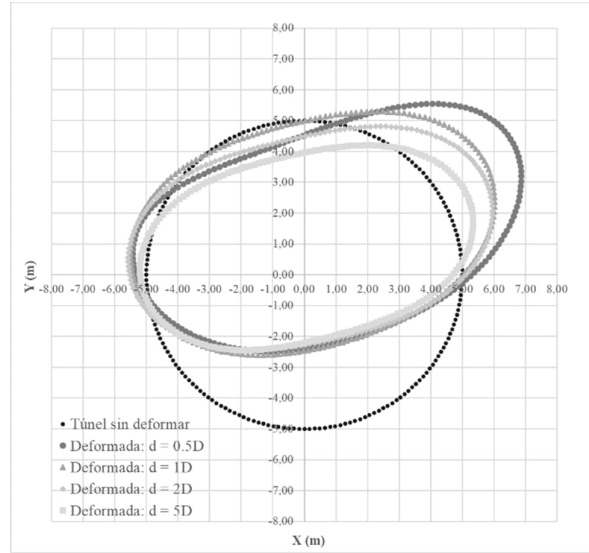
b)  $D = 10 \text{ m}$ ;  $H = 80 \text{ m}$ ;  $GSI = 30$



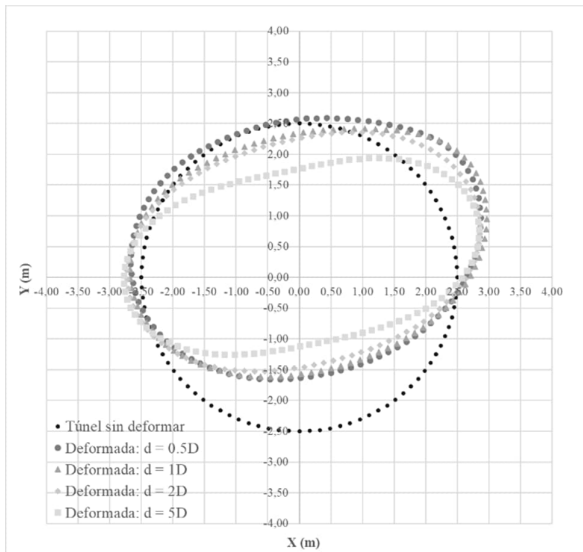
c)  $D = 10 \text{ m}$ ;  $H = 80 \text{ m}$ ;  $GSI = 20$



d)  $D = 10 \text{ m}$ ;  $H = 40 \text{ m}$ ;  $GSI = 20$



e)  $D = 5 \text{ m}$ ;  $H = 40 \text{ m}$ ;  $GSI = 20$



f)  $D = 5 \text{ m}$ ;  $H = 20 \text{ m}$ ;  $GSI = 20$

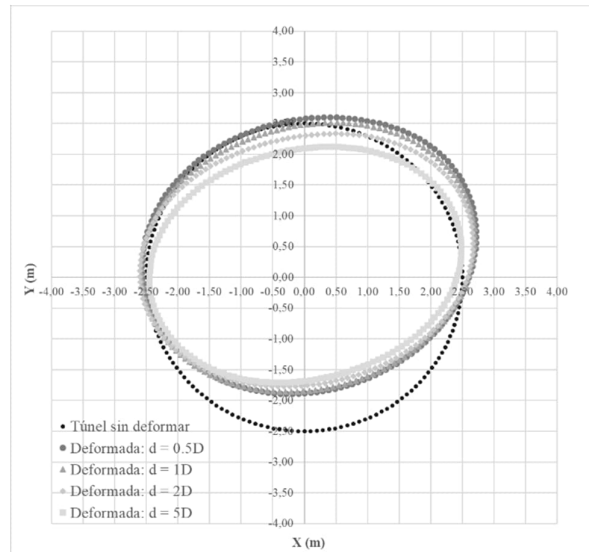


Figura 7.- Deformadas del sostenimiento a 1 día (Escala de la deformada = 1000:1)

De acuerdo con este análisis, cabe destacar que los desplazamientos más elevados que se obtienen en el hastial derecho no siempre se dan en el caso de cálculo más somero. Esto se debe a la influencia que tiene la potencial superficie de rotura en relación a la posición del túnel. Cuando dicho túnel se encuentra próximo, o intercepta, a la potencial superficie de deslizamiento, los desplazamientos en el sostenimiento tienden a aumentar, y en especial en el hastial derecho. Este fenómeno se aprecia, por ejemplo, en los gráficos de las Figuras 7c y 7e, donde los movimientos de mayor entidad se registran en el hastial derecho del túnel a 1D de distancia de la superficie del talud.

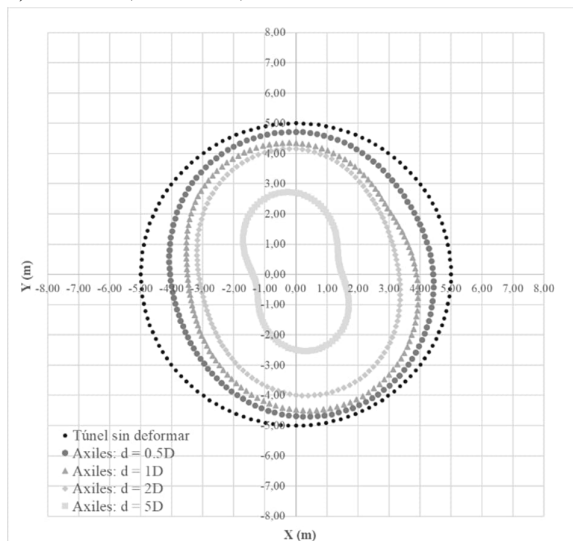
En la Figura 9 se adjuntan los movimientos totales ( $|u|$ ) y las deformaciones de corte ( $\gamma_s$ ) que se obtienen de los cálculos del factor de seguridad del talud (fases de talud sin túnel y de sostenimiento con propiedades a 1 día), correspondientes a los resultados adjuntos en la Figura 7e. En dichas imágenes se muestra cómo va evolucionando la potencial superficie de deslizamiento a medida que el túnel se aleja del talud. A partir de distancias talud-túnel de 2 diámetros ( $d = 2D$ ), apenas se notan diferencias en la potencial superficie de rotura respecto del caso de cálculo de talud sin túnel. En cambio, para distancias de 0,5 y 1 diámetro ( $d = 0,5D$  y  $1D$ ) sí que se distingue un cambio más que notable, mostrando así la influencia de la interacción talud-túnel en los resultados. Los factores de seguridad obtenidos en estos cálculos se adjuntan, más adelante, en la Tabla 6.

La influencia de las tensiones iniciales del modelo tiene una importancia más que significativa en los resultados que se muestran en la Figura 7. Por este motivo, a medida que aumenta la profundidad del túnel no se tiende a apreciar ninguna simetría en las deformaciones, sino que tienden a estar ligeramente esviadas.

Debido a la presencia del talud, las tensiones principales iniciales en la parte central del modelo, en la cual se ubica el túnel, no son la vertical y la horizontal, sino que se encuentran rotadas, con una orientación que depende del propio talud y que afecta a todos los cálculos realizados. A pesar de ello, este fenómeno sí que es esperable en los cálculos más superficiales y se aprecia claramente en los resultados adjuntos. Es por ello que, como ya se ha comentado anteriormente, el hastial derecho del túnel tiende a “abrirse” hacia la superficie talud, siendo esta dirección la que menos oposición genera por la relajación de tensiones en el entorno y por la proximidad del propio hastial derecho de la sección respecto del talud.

En las Figuras 8 y 10 se muestran las leyes de axiles y momentos en los casos de cálculo más críticos, siendo estos los de mayor diámetro, mayor altura de talud y menor calidad del macizo rocoso.

a)  $D = 10$  m;  $H = 80$  m;  $GSI = 20$



b)  $D = 10$  m;  $H = 40$  m;  $GSI = 20$

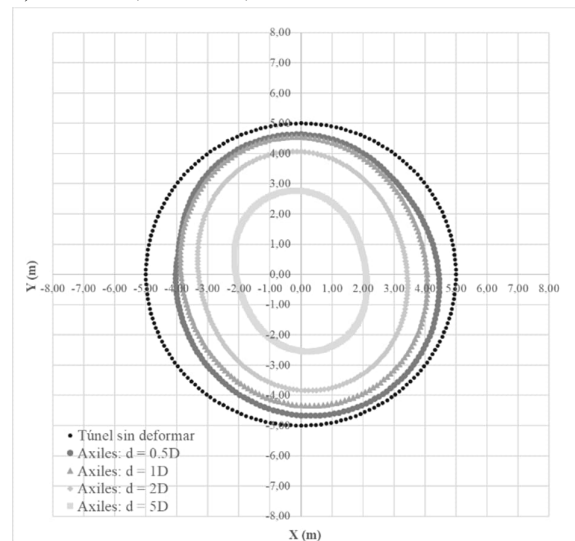
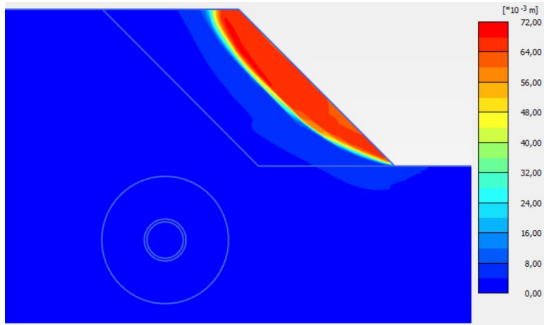
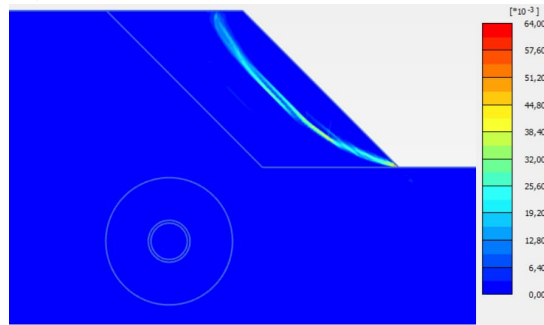


Figura 8.- Ley de axiles, medida desde el contorno del túnel sin deformar, del sostenimiento a 1 día (Axiles de compresión por dentro; de tracción por fuera) (Equivalencia: 1 m = 1000 kN/m)

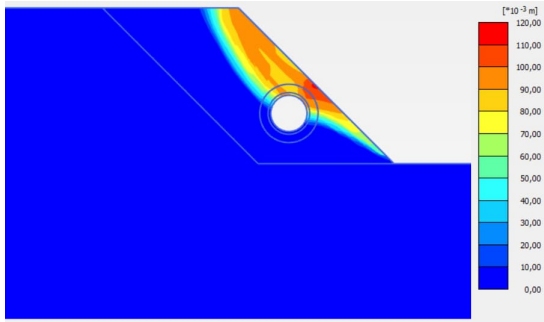
a)  $|u|$ ;  $D = 10$  m;  $H = 40$  m;  $GSI = 20$ ; Talud sin túnel



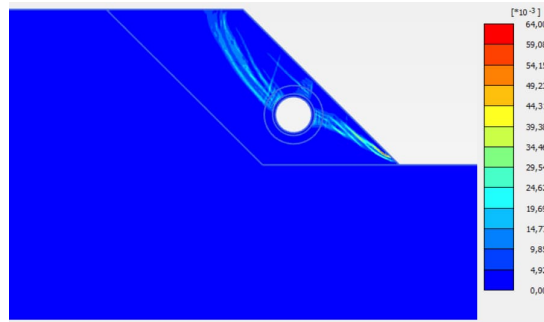
f)  $\gamma_s$ ;  $D = 10$  m;  $H = 40$  m;  $GSI = 20$ ; Talud sin túnel



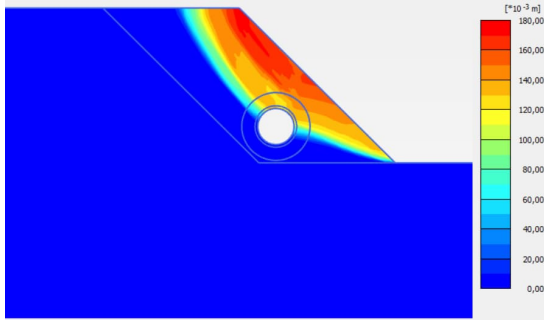
b)  $|u|$ ;  $D = 10$  m;  $H = 40$  m;  $GSI = 20$ ;  $d = 0,5D$  (5 m)



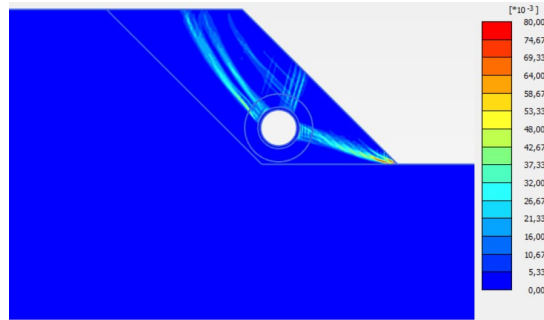
g)  $\gamma_s$ ;  $D = 10$  m;  $H = 40$  m;  $GSI = 20$ ;  $d = 0,5D$  (5 m)



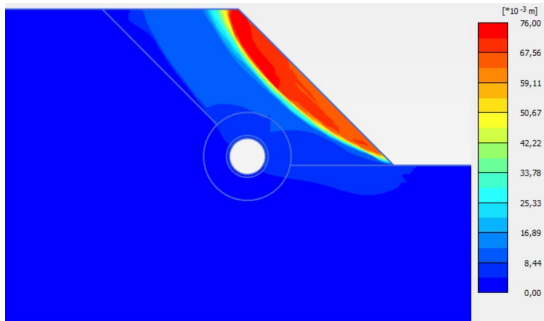
c)  $|u|$ ;  $D = 10$  m;  $H = 40$  m;  $GSI = 20$ ;  $d = 1D$  (10 m)



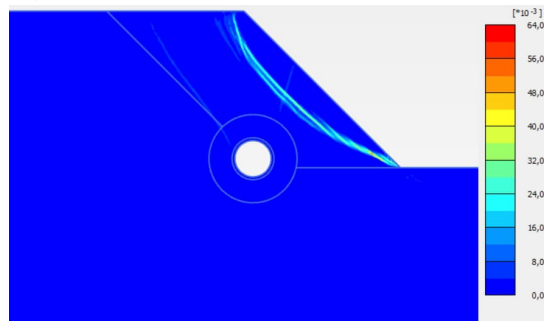
h)  $\gamma_s$ ;  $D = 10$  m;  $H = 40$  m;  $GSI = 20$ ;  $d = 1D$  (10 m)



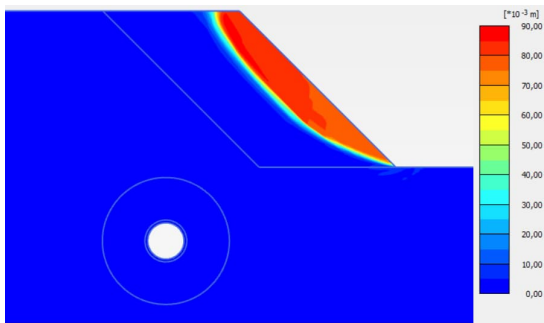
d)  $|u|$ ;  $D = 10$  m;  $H = 40$  m;  $GSI = 20$ ;  $d = 2D$  (20 m)



i)  $\gamma_s$ ;  $D = 10$  m;  $H = 40$  m;  $GSI = 20$ ;  $d = 2D$  (20 m)



e)  $|u|$ ;  $D = 10$  m;  $H = 40$  m;  $GSI = 20$ ;  $d = 5D$  (50 m)



j)  $\gamma_s$ ;  $D = 10$  m;  $H = 40$  m;  $GSI = 20$ ;  $d = 5D$  (50 m)

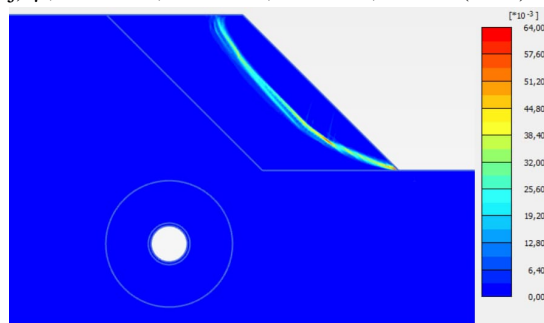


Figura 9.- Superficie de rotura en cálculos los del factor de seguridad del talud. Movimientos totales  $|u|$  y deformaciones de corte  $\gamma_s$  en las fases de talud inicial (casos “a” y “f”) y sostenimiento con propiedades a 1 día (resto de casos)

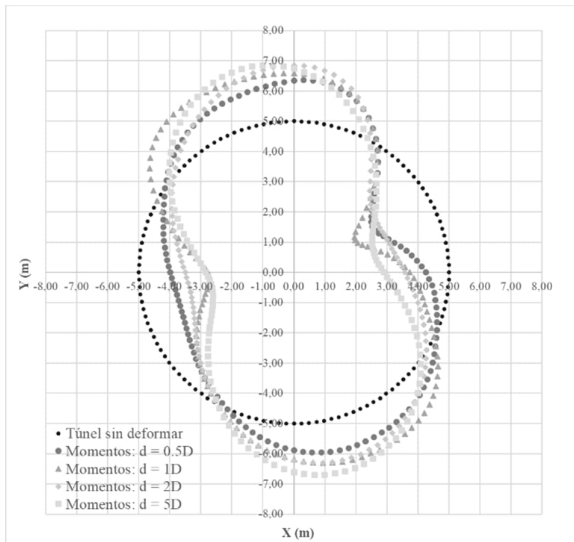
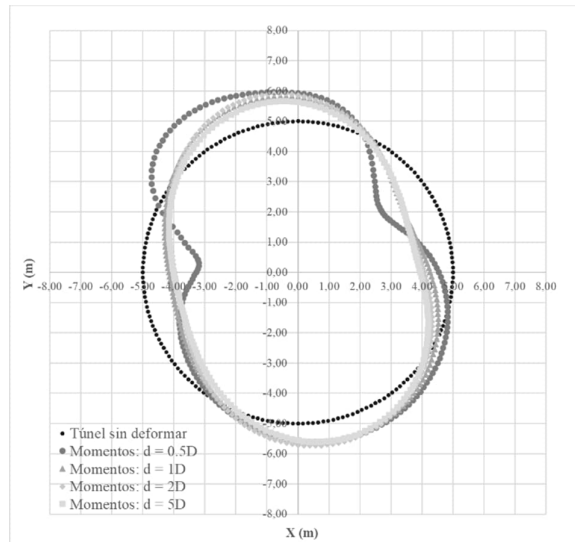
a)  $D = 10$  m;  $H = 80$  m;  $GSI = 20$ b)  $D = 10$  m;  $H = 40$  m;  $GSI = 20$ 

Figura 10.- Ley de momentos, medida desde el contorno del túnel sin deformar, del sostenimiento a 1 día (Momentos negativos por dentro; positivos por fuera) (Equivalencia:  $1 \text{ m} = 100 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ )

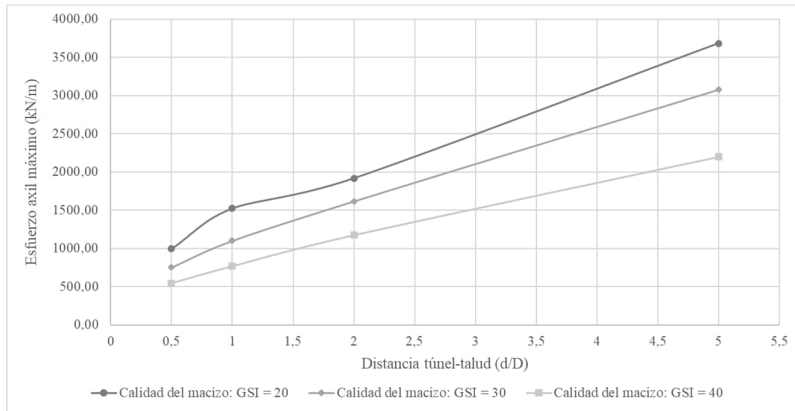
De acuerdo con los gráficos de las Figuras 8 y 10, los esfuerzos axiales máximos aumentan a medida que el túnel profundiza en el terreno (véase Figura 11), sin apreciarse ningún cambio significativo por la interacción entre el túnel y la ladera. Estos resultados son esperables por el aumento de la cobertera y del peso de terreno sobre el túnel cuanto mayor es su profundidad. En cambio, los momentos flectores alcanzan, para el rango de distancias túnel-talud analizado, sus valores máximos en las zonas más someras (véase Figura 12), evidenciando así la descentralización de las cargas en el sostenimiento como consecuencia de la interacción entre el túnel y el talud.

Es importante destacar que los momentos flectores máximos, debidos a la interacción túnel-talud, no siempre se producen en el caso de cálculo más superficial. Dichos valores dependen de la posición relativa del túnel respecto de la potencial superficie de deslizamiento y, por lo tanto, de la relación entre la altura del talud y el diámetro del túnel ( $H/D$ ). Cuanto menor sea el cociente  $H/D$ , la interacción entre el túnel y la potencial superficie de rotura tiende a ser más superficial. Este efecto se aprecia en las Figuras 12a y 12b, donde el momento máximo para  $H/D = 4$  ( $D = 10$  m;  $H = 40$  m) se produce en el caso de cálculo más somero ( $d = 0,5D$ ), mientras que para  $H/D = 8$  ( $D = 10$  m;  $H = 80$  m) se da en profundidad, a una distancia de 1 diámetro desde la superficie del talud ( $d = 1D$ ).

Los factores de seguridad del talud más críticos registrados en este estudio, teniendo en cuenta las distintas fases de ejecución del túnel, se muestran en la Figura 13. Dichos resultados, al igual que en las figuras anteriores, se corresponden con los modelos de mayor diámetro, mayor altura de talud y menor calidad del macizo rocoso. La tendencia registrada en los factores de seguridad de la Figura 13 muestra que la fase de desconfinamiento del 50% previa al sostenimiento es la más desfavorable de todas, con resultados apenas por encima de la unidad. Tras colocar el sostenimiento, el factor de seguridad del talud aumenta, llegando a niveles de seguridad similares a los que se tenían antes de comenzar con la simulación del túnel.

En el caso de que el túnel esté suficientemente alejado de la superficie del talud, los factores de seguridad del propio talud no se ven alterados por la construcción del túnel, fenómeno que, como ya se ha comentado para los momentos flectores, está influenciado por la relación  $H/D$ . Cuanto mayor sea el cociente  $H/D$ , más se tiene que alejar el túnel para no afectar ni al factor de seguridad del talud ni, por lo tanto, al desarrollo de la potencial superficie de rotura. De acuerdo con la Figura 13a ( $H/D = 8$ ), se tiene el mismo factor de seguridad del talud en todas las fases de cálculo a partir de distancias de 5 diámetros ( $d = 5D$ ), mientras que en la Figura 13b ( $H/D = 4$ ) se observa que este efecto se comienza a dar a menor distancia, siendo en este caso a partir de 2 diámetros ( $d = 2D$ ).

a)  $D = 10 \text{ m}; H = 80 \text{ m}$



b)  $D = 10 \text{ m}; H = 40 \text{ m}$

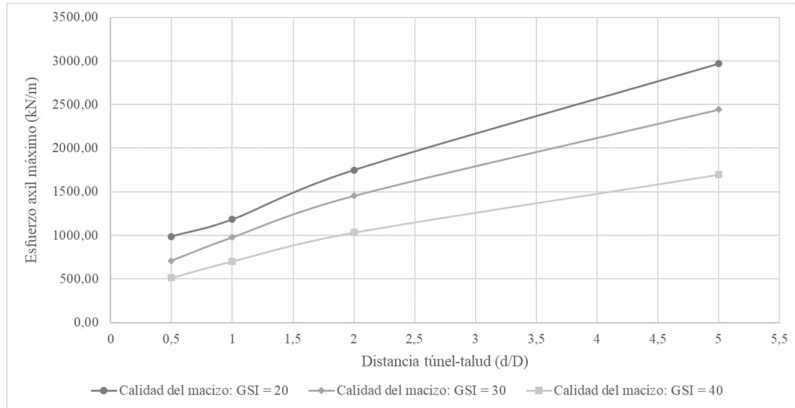
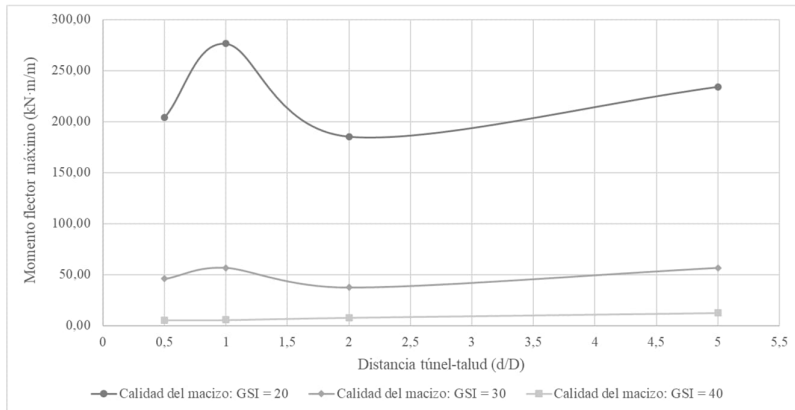


Figura 11.- Esfuerzos axiales máximos, en valor absoluto, del sostenimiento con propiedades a 1 día

a)  $D = 10 \text{ m}; H = 80 \text{ m}$



b)  $D = 10 \text{ m}; H = 40 \text{ m}$

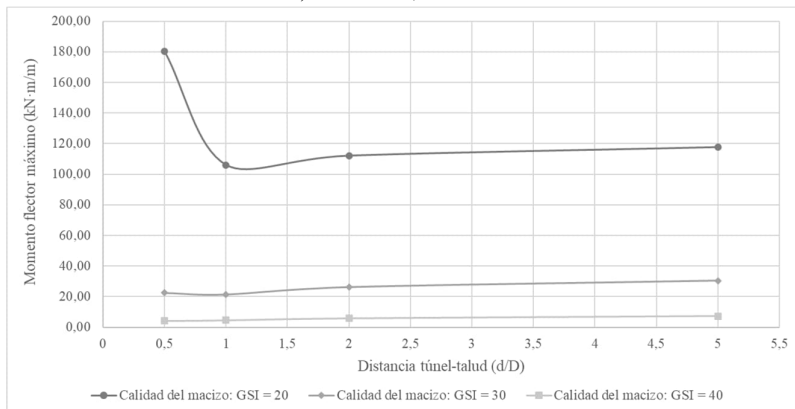


Figura 12.- Momentos flectores máximos, en valor absoluto, del sostenimiento con propiedades a 1 día

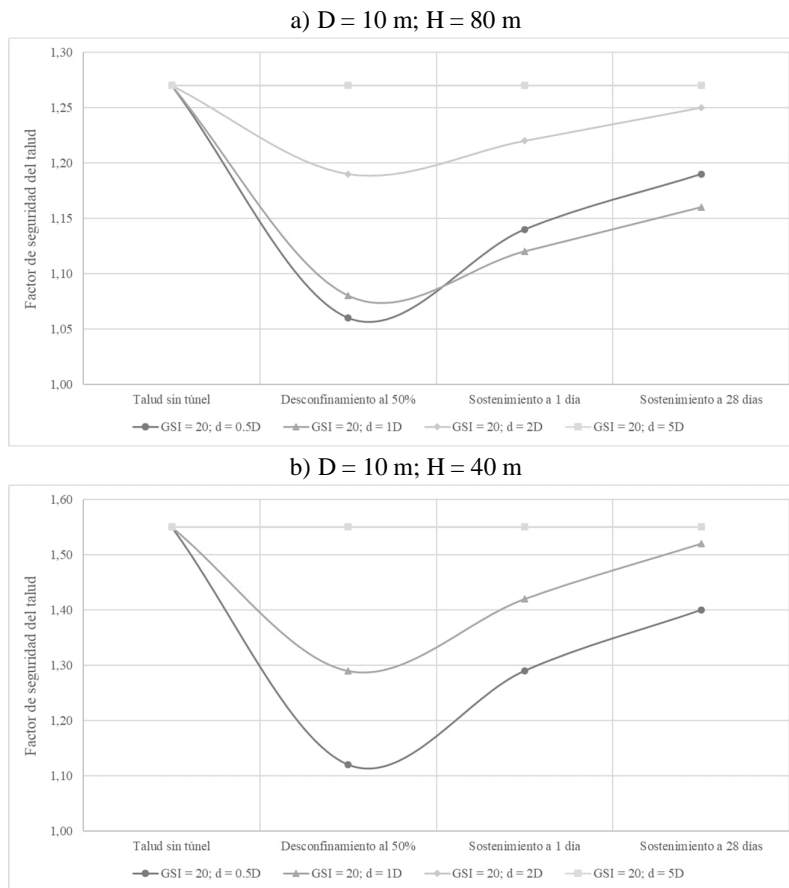


Figura 13.- Factores de seguridad del talud en las distintas fases de cálculo

Finalmente, en las Tablas 6, 7 y 8 se recogen los factores de seguridad del talud obtenidos en diferentes escenarios de cálculo, buscando representar el efecto escala de los resultados en función de la calidad del macizo rocoso.

Tabla 6.- Factores de seguridad del talud según la fase de cálculo (GSI = 20)

GSI = 20	D = 10 m; H = 80 m				D = 10 m; H = 40 m			
	d = 0,5D	d = 1D	d = 2D	d = 5D	d = 0,5D	d = 1D	d = 2D	d = 5D
Talud sin túnel	1,27	1,27	1,27	1,27	1,55	1,55	1,55	1,55
Desconf. al 50%	1,06	1,08	1,19	1,27	1,12	1,29	1,55	1,55
Sost. a 1 día	1,14	1,12	1,22	1,27	1,29	1,42	1,55	1,55
Sost. a 28 días	1,19	1,16	1,25	1,27	1,40	1,52	1,55	1,55

Tabla 7.- Factores de seguridad del talud según la fase de cálculo (GSI = 30)

GSI = 30	D = 10 m; H = 80 m				D = 10 m; H = 40 m			
	d = 0,5D	d = 1D	d = 2D	d = 5D	d = 0,5D	d = 1D	d = 2D	d = 5D
Talud sin túnel	1,57	1,57	1,57	1,57	1,97	1,97	1,97	1,97
Desconf. al 50%	1,32	1,33	1,43	1,57	1,45	1,62	1,97	1,97
Sost. a 1 día	1,40	1,34	1,44	1,57	1,53	1,66	1,97	1,97
Sost. a 28 días	1,41	1,36	1,46	1,57	1,60	1,73	1,97	1,97



Tabla 8.- Factores de seguridad del talud según la fase de cálculo (GSI = 40)

GSI = 40	D = 10 m; H = 80 m				D = 10 m; H = 40 m			
	d = 0,5D	d = 1D	d = 2D	d = 5D	d = 0,5D	d = 1D	d = 2D	d = 5D
Talud sin túnel	1,88	1,88	1,88	1,88	2,45	2,45	2,45	2,45
Desconf. al 50%	1,64	1,68	1,71	1,88	1,94	2,03	2,38	2,45
Sost. a 1 día	1,78	1,68	1,71	1,88	1,95	2,03	2,38	2,45
Sost. a 28 días	1,82	1,69	1,73	1,88	2,02	2,05	2,45	2,45

En definitiva, taludes en macizos rocosos de baja calidad donde las condiciones previas de estabilidad son más precarias, puede llegar a desencadenarse un proceso de inestabilidad si se ejecutan túneles en las proximidades de los mismos, afectado especialmente tanto el proceso constructivo del túnel (desconfinamiento) como la insuficiencia de sostenimiento.

#### 4. LOS TÚNELES COMO MEDIDA DE ESTABILIZACIÓN DE LADERAS

Existen numerosos casos donde las infraestructuras preexistentes o los núcleos de población urbanos resultan difíciles de reemplazar, a la vez que se ven amenazados por potenciales problemas de estabilidad de laderas e implicando, generalmente, grandes masas inestables con superficies de rotura profundas.

En estas circunstancias, los túneles o galerías de drenaje se vienen demostrando como una opción efectiva; quizá de elevado coste, pero en ocasiones sin otra alternativa viable para asegurar la estabilidad de grandes deslizamientos cuando la presencia de agua se revela como la principal causa de riesgo.

##### 4.1. FUNDAMENTO DE LA SOLUCIÓN

En relación a los túneles o galerías de drenaje, algunos autores los clasifican como cortinas de interceptación o galerías de captación, idea que se ilustra en la Figura 14. En el primero de los casos adjuntos se trataría, en esencia, de la ejecución una barrera de interceptación y recogida del flujo, debiendo de atravesar los drenes el cuerpo de la masa deslizada. Posiblemente, la referencia de aplicación más antigua documentada se corresponde con la del deslizamiento de Taren (Gales, Reino Unido), recogida por Hutchinson (1984) (véase Figura 15). La segunda opción buscaría la captación de flujos mediante perforaciones localizadas hacia las “bolsas” de agua, zonas de contacto o cambio litológico próximas a la superficie de deslizamiento, buscando reducir las presiones de poro.

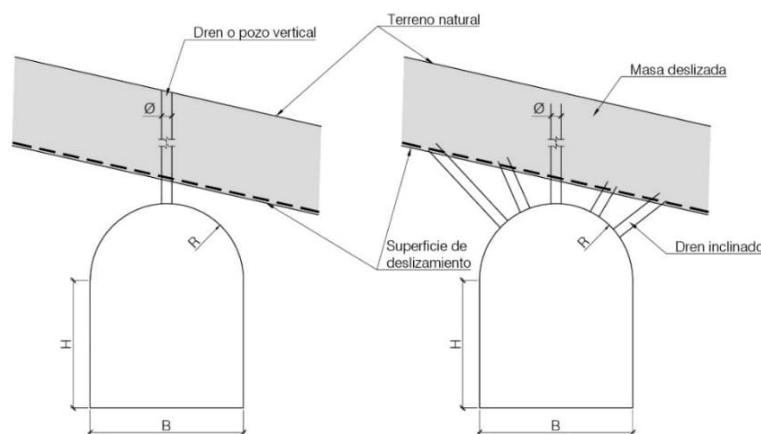


Figura 14.- Esquema de posibles diseños conceptuales de las galerías de drenaje

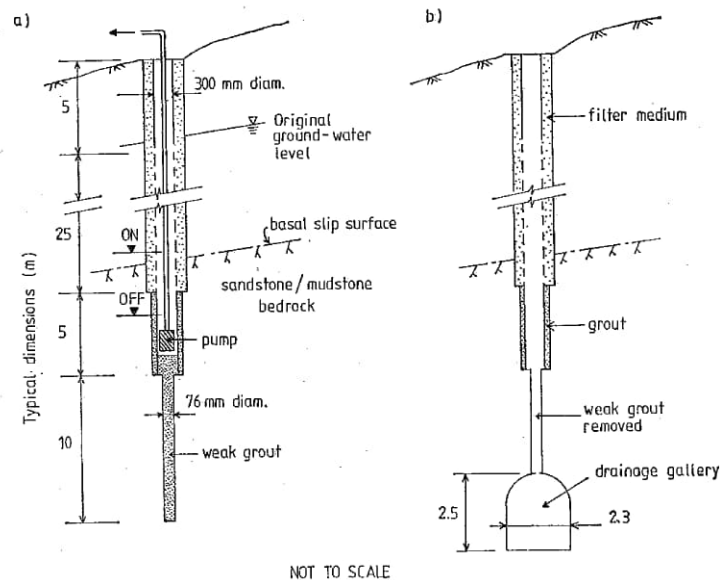


Figura 15.- Secciones de los pozos drenantes empleados inicialmente como bombeos en el deslizamiento de Taren, conectados en fase final con galería de drenaje (Fuente: Hutchinson, 1984)

La localización óptima de las galerías de captación ha sido siempre objeto de discusión, asumiendo que, en teoría, se corresponde con su disposición en el pie de la masa deslizada, próximas a la superficie de deslizamiento. No obstante, resulta obvio que este escenario puede suponer un gran riesgo para el personal y que, en cualquier caso y dependiendo de la velocidad a la que se mueva la inestabilidad, requerirá convivir con reparaciones frecuentes. Es decir, no son pocos los casos documentados que presentan esta circunstancia, tal y como fue el caso del deslizamiento de Marina del Este (Azañón, 2017), el cual requirió, hacia 2011, medidas complementarias de estabilización, pero también la reparación de la galería de drenaje preexistente que se localizaba en el interior de la masa deslizada.

Las galerías de drenaje suelen disponerse, con suficiente cobertura, en el sustrato estable y bajo la superficie de deslizamiento, evaluando siempre su ubicación en función del comportamiento hidrogeológico del macizo. En general, las galerías de drenaje localizadas bajo la superficie del deslizamiento presentan una serie de ventajas frente a los pozos drenantes o galerías situadas en el interior del deslizamiento, destacando las siguientes:

- Menores costes de mantenimiento al no depender del desagüe por gravedad.
- El riesgo de rotura se localizaría en las perforaciones de captación al quedar la galería fuera del deslizamiento.
- Se pueden incorporar nuevos drenes en función de las condiciones de explotación, resultados del monitoreo, etc., sin necesidad de recurrir a ocupaciones en superficie.
- De igual modo, es posible ampliar las galerías, si fuera necesario, con mínimas ocupaciones en superficie. Eventualmente, se puede requerir de pozos de ventilación.
- En caso de la reactivación del deslizamiento, se pueden reperfilar nuevos drenes desde la propia galería, mientras que las medidas desde superficie siempre serán más difíciles de reparar o recuperar.

El proceso de evaluación o de prever cuál va a ser el comportamiento hidrogeológico en relación a la galería proyectada no es tarea fácil, y en especial cuando el acuífero funciona por porosidad secundaria o fisural. En este sentido, los caudales captados deben, en primer lugar, ser evaluados en función de la masa o volumen deslizado realmente drenado. Por otro lado, cuando la masa a drenar presente una permeabilidad por fisuración, podrán aceptarse pequeños caudales drenados como un buen resultado, pues la reducida capacidad de almacenamiento de estos medios puede permitir abatimientos importantes con reducidos caudales. Tal es el caso, por ejemplo, del

deslizamiento de Campo Vallemaggia (2007), donde apenas 30 l/s para una galería de 1800 m permitieron alcanzar un abatimiento de unos 150 m (véase Figura 16). Este abatimiento en un deslizamiento de 800 millones de metros cúbicos indujo, igualmente, una cubeta de subsidencia en torno a la galería de drenaje de hasta 40 cm, algo que claramente tuvo su contrapartida en mayores tensiones efectivas en el plano de deslizamiento.

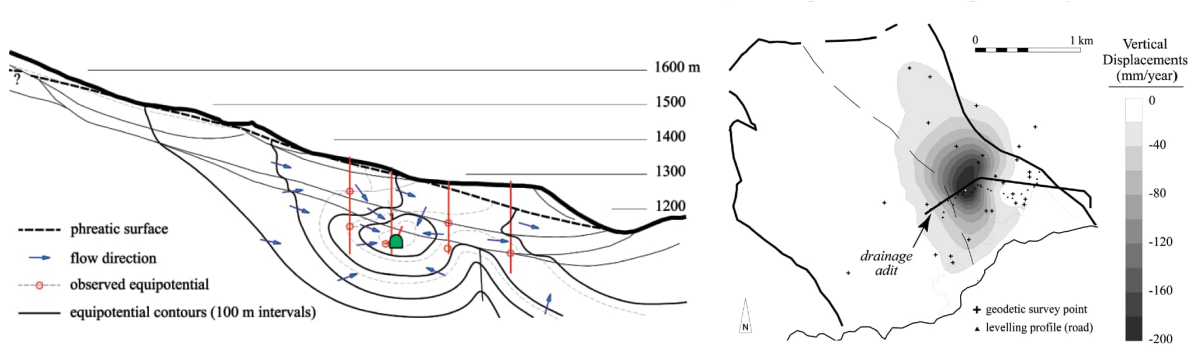


Figura 16.- Equipotenciales registradas tras ejecución de galería de drenaje y subsidencia registrada en el deslizamiento de Campo Vallemaggia (Fuente: Eberhardt, 2007)

En el citado caso de las masas deslizadas con comportamiento por permeabilidad secundaria, a la hora de planificar el número y orientación de los drenes a perforar, ha de tenerse muy en cuenta, y analizarse debidamente, la interconexión que pueda existir entre las “bolsas” con carga de agua en el entorno de la superficie de deslizamiento (muchas veces “colgadas”) con la red de fracturación del macizo, a menos que sea factible perforar hasta “pinchar” la zona permeable. En ocasiones, buscando lograr dicho objetivo, no es extraño efectuar perforaciones de hasta 75 m de longitud.

Aunque no suele ser lo habitual, el diseño de la solución, número y longitud de las perforaciones debería venir sustentado de un modelo hidrogeológico, oportunamente calibrado (véase Figura 17), a partir del cual se dedujeran los caudales drenados y la evolución del nivel piezométrico gobernante en el deslizamiento. Este nivel piezométrico debería ser el considerado en los cálculos de estabilidad, realizados con el objetivo de estudiar el efecto en el margen de seguridad de las medidas implementadas.

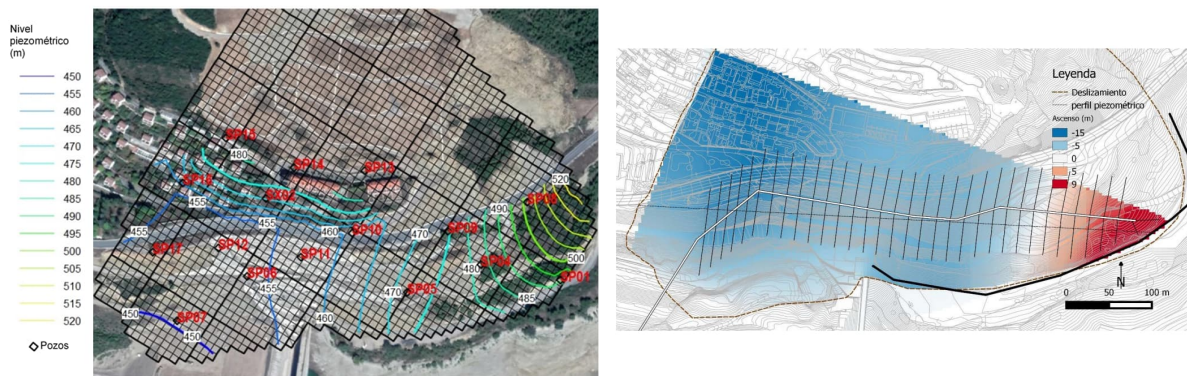


Figura 17.- Detalle de calibración del modelo Modflow elaborado para el Estudio de estabilidad y evaluación de la seguridad de la ladera derecha del embalse de Yesa (Geoconsult-Cimne, 2019) y Detalle del rebaje del nivel freático obtenido en una posible solución con galería de drenaje dentro del Análisis de efectividad del dren-galería (Amaltea, 2016)

Por último, debe subrayarse que todas las soluciones de este tipo requieren de mantenimiento e inspecciones regulares de cara a verificar que los drenes no resultan obturados, en cuyo caso se deberá proceder a la reperfuración o acondicionamiento de los mismos.

## 4.2. ALGUNAS EXPERIENCIAS RECIENTES

### 4.2.1. Obras de estabilización del Derrumbe N°5 de la Presa de Tablachaca

La problemática que se presenta a continuación se enmarca en el denominado Derrumbe N°5, deslizamiento localizado unos metros aguas arriba del estribo derecho de la presa de Tablachaca (véase Figura 18), perteneciente al distrito de Acoria, provincia y departamento de Huancavelica, Perú.

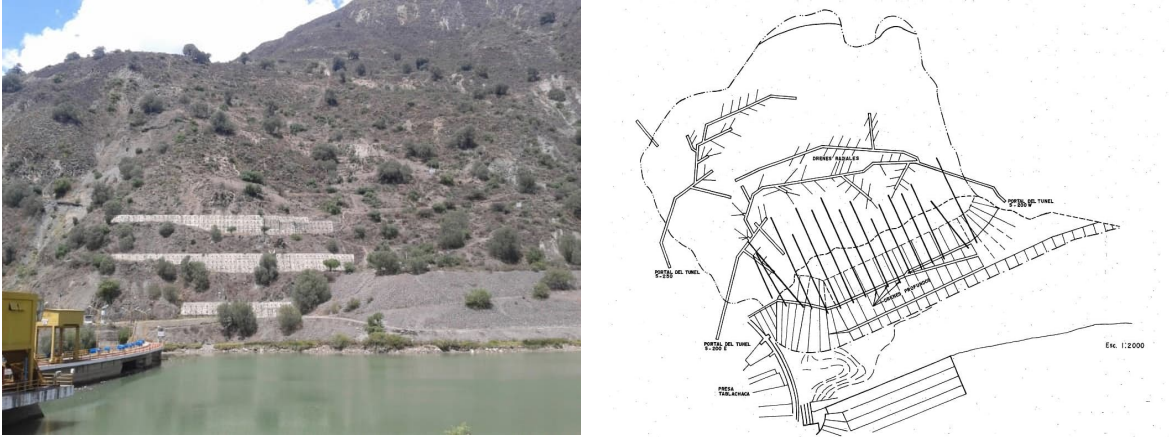


Figura 18.- Vista frontal del Derrumbe N°5, ubicado sobre el estribo derecho de la presa de Tablachaca y Planta del sistema de túneles y drenaje subterráneo (Fuente: Proyecto 1982-1984)

La presa de Tablachaca es una presa arco de hormigón de 77 m de altura, con una longitud en coronación de 180 m. Dicha presa pertenece al complejo hidroeléctrico del río Mantaro, propiedad de Electroperú, presentando una potencia nominal de 1008 MW. El agua embalsada en esta presa se deriva a dos centrales. La primera de ellas es Santiago Antúnez, a la que llega el agua derivada de la presa tras discurrir por un túnel de 19,8 km. El salto de este primer aprovechamiento es de 748 m. Por otro lado, Restitución es el nombre que recibe el segundo aprovechamiento aguas abajo.

Una vez finalizada la construcción de la presa de Tablachaca (septiembre de 1972) y tras comenzar el llenado del embalse, se observaron movimientos y grietas en un antiguo deslizamiento de roca filítica situado en el estribo derecho del embalse (hoy día denominado Derrumbe N°5). Los intensos periodos de lluvias registrados entre 1979 y 1982 incrementaron los movimientos en el derrumbe hasta niveles de emergencia, los cuales dieron lugar a unas obras urgentes de estabilización que se ejecutaron entre los años 1982 y 1984. Estos trabajos de urgencia consistieron en:

- Ejecución de un contrafuerte en el pie del talud de 460.000 m<sup>3</sup> de terraplén granular. El pie del contrafuerte fue densificado con columnas de grava.
- Excavación en roca en la parte superior.
- Ejecución de 3 túneles de drenaje, dos a cota de coronación de presa (S-200E y S-200W) y uno paralelo a mitad de altura de ladera (S-250) que rebajaron el nivel freático 20 m. En total, fueron ejecutados 3300 m de drenes a lo largo de 1300 m de galerías.
- Drenes horizontales en el pie (un total de 21; 1300 m).
- Tres muros con 405 anclajes en roca con longitudes entre 30 y 110 m.
- Cunetas superficiales, sellado de grietas y suavizado de pendientes.

Tras estas obras, el sector fue intensamente monitoreado (Garga, 2004), lo que ayudó a entender mejor el comportamiento de la ladera en el periodo entre 1984-2004 (véase Figura 19). Realmente, en la masa deslizada coexisten diferentes comportamientos, habiendo verificado la auscultación (inclinómetros y control topográfico) un comportamiento de tipo creep o soliflucción en los 8 a 15 m superficiales que, si bien se fue ralentizando paulatinamente hasta mediados de los años 90, comenzó

a mostrar una clara reactivación a partir de estas fechas, con movimientos en el rango de 20 a 50 mm/año; sin una clara relación directa con la precipitación u otros factores.

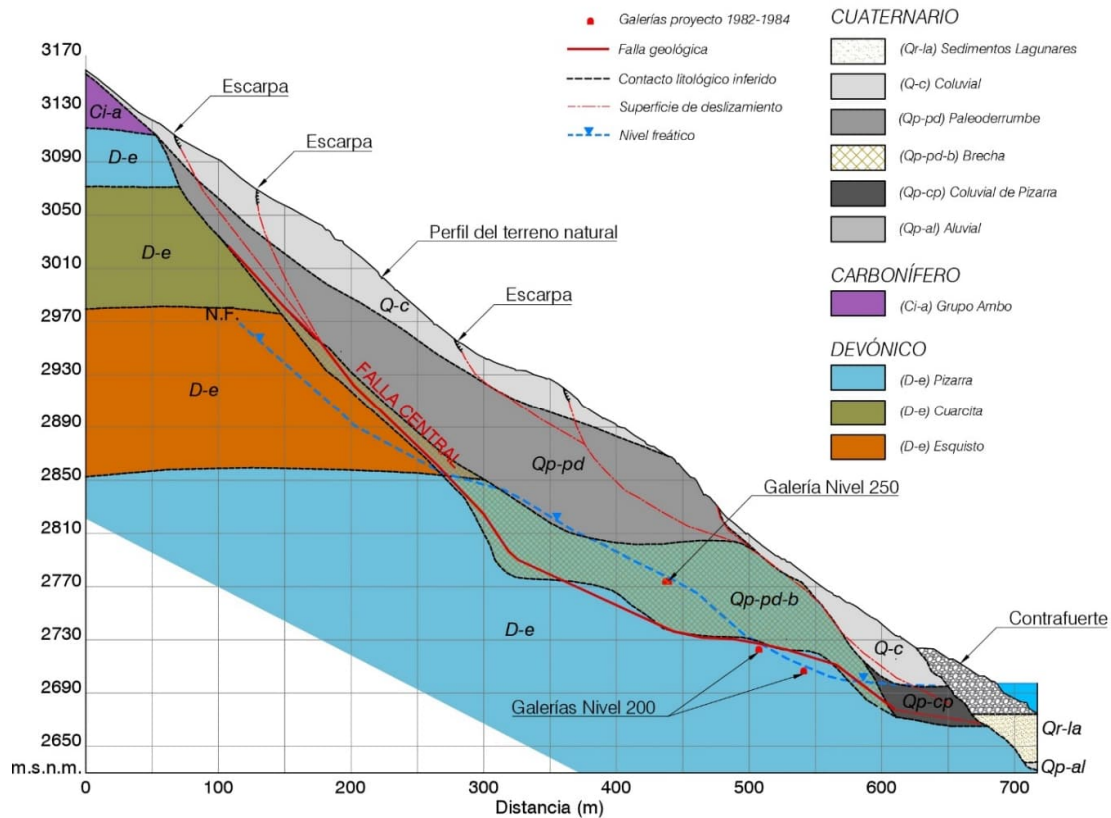


Figura 19.- Corte geológico del área del Derrumbe N°5 según eje marcado en planta geológica mostrada anteriormente. El corte representa la localización de las actuaciones originales de los años 80

Los inclinómetros, a mediados de los años 90, sí que parecían mostrar que el deslizamiento principal o profundo se encontraba ralentizado. Los piezómetros constataban un nivel de agua unos 10 m por encima del plano de deslizamiento principal. A pesar de que el histórico de registros evidenció la contribución de las medidas de drenaje general aplicadas en los años 80, de cara a deprimir el nivel en unos 20 m, entonces ya se apuntaba a medidas adicionales de drenaje.

Resultó también significativo la degradación que sufrieron los anclajes, inicialmente tesados a 120 t, muchos de los cuales se fueron deteriorando y, en general, sufriendo una pérdida de carga más que significativa (20-30 %), lo que pondría en duda la eficacia de estos como medida de estabilización a largo plazo.

La zona del denominado Derrumbe N°5 se encuentra sobre la ladera derecha del sitio de la presa, entre las cotas 3300 y 2670 msnm. De este modo, las aguas del embalse están en contacto con la base del derrumbe, mientras que en el subsuelo se encuentran esquistos, cuarcitas y pizarras del Grupo Excelsior del Paleozoico. La zona está delimitada tanto al Este como al Oeste por filos rocosos desarrollados en rocas de los Grupos Excelsior y Ambo, respectivamente. En la parte central se ubica una zona deprimida cubierta por coluvión y bloques de roca que integran un paleoderrumbe. La parte inestable tiene inclinación general hacia el NW, desarrollando pendientes que varían entre 0° y 75°, siendo las más frecuentes aquellas entre 30° y 45°.

Durante el período de 2006-2012, se llevaron sucesivos estudios de cara a implementar medidas adicionales para mejorar la seguridad de la ladera, medidas que se acometieron entre 2013-2015 (véase Figura 20). Estas consistieron en la ejecución de galerías de drenaje y nichos, obras de drenaje superficial y obras de revegetalización. Las dos últimas medidas tenían el objetivo, por supuesto, de



limitar la infiltración hacia el macizo, ayudando así a reducir la carga piezométrica actuante sobre la superficie de deslizamiento. De igual modo, se estaría contribuyendo a limitar los fenómenos más superficiales y a reducir la erosión.

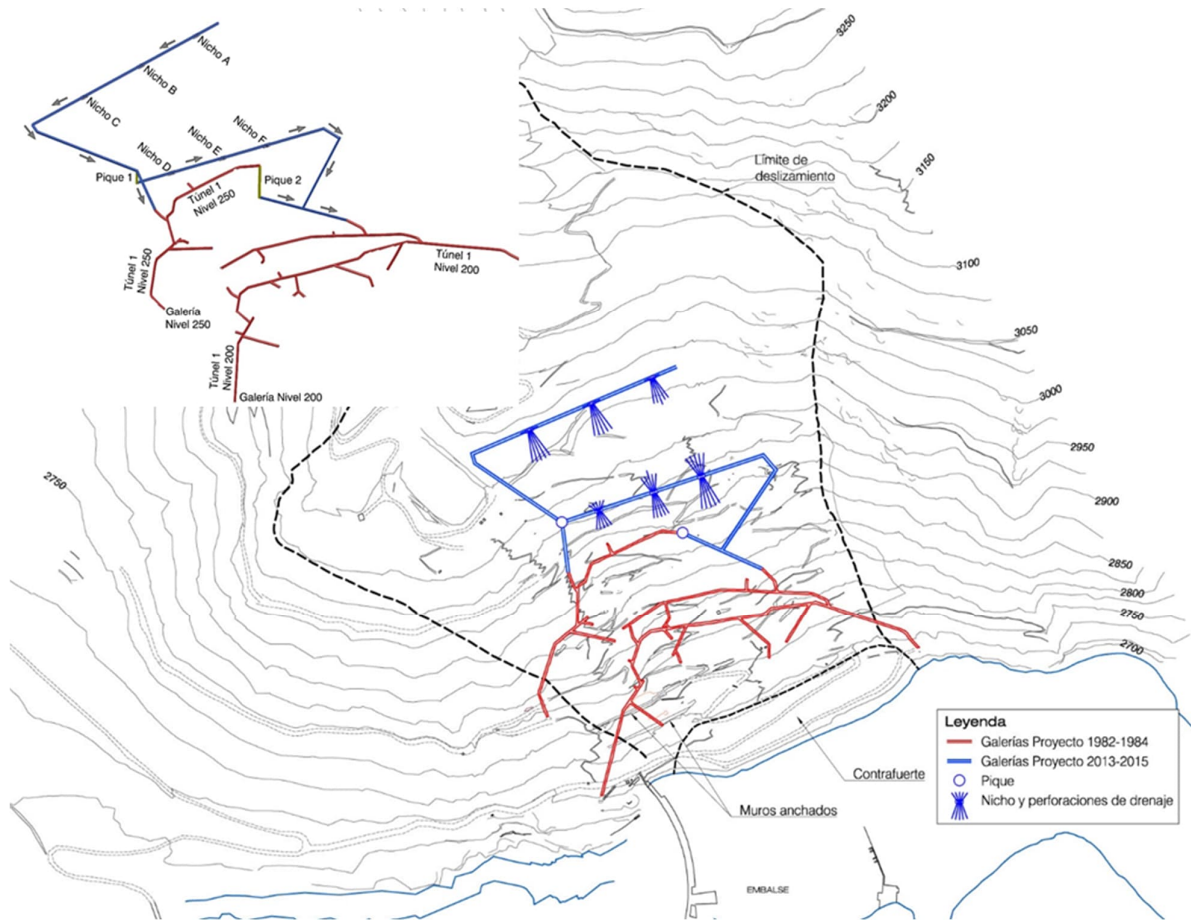


Figura 20.- Planta general de las galerías de drenaje proyectadas y vista representativa de las galerías antiguas y galerías nuevas. El trazado rojo corresponde a las galerías antiguas, el azul corresponde a las galerías nuevas del proyecto y la verde a los piques verticales de comunicación y ventilación

Respecto a las galerías y nichos de drenaje, básicamente se ejecutaron dos galerías principales, en cuyos ejes se ubican unos ensanchamientos de la sección denominados “nichos”, destinados a la perforación de los drenajes verticales e inclinados (véase Figura 21). La sección de las galerías es en forma de herradura, con un ancho de 2,20 m. En cada galería se ubican tres nichos de 8,00 m de largo por 3,20 m de ancho.

La primera galería principal, denominada 250 A, se encuentra ubicada en la parte superior del Derrumbe N°5 y tiene una longitud total de 400,8 m en prolongación de las galerías antiguas, concluyendo en la cota 2817 msnm.

La segunda galería principal, denominada 200 A, se encuentra ubicada en la parte baja del Derrumbe N°5, con entrada a cota de la presa de Tablachaca, y tiene dos ramales en prolongación de las galerías antiguas. El primero de ellos se identifica como tramo FG, con una longitud de 92,3 m, y el segundo como tramo HK, con una longitud de 337 m y concluyendo en la cota 2761 msnm. Esta red de galerías se localiza en la masa rocosa estable, bajo el plano de deslizamiento.

En cada uno de los nichos ejecutados se realizaron 10 perforaciones de drenaje, con longitudes entre 35-40 m y 2” de diámetro. Dichas perforaciones para drenaje, ejecutadas desde los nichos, lograron extraer caudales de agua con picos de hasta 20 l/s. Tras las obras, se extraían caudales acumulados de 0,6 l/s en la galería 250 A y de 1 l/s en la galería 200 A. Estas galerías habrían mostrado su eficacia

para descargar “bolsas” de agua retenida en macizo, siendo el caudal drenado en condición estacionaria limitado.



Figura 21.- Perforación del nicho F en la galería 200 A. Nicho concluido en la galería 250 A

En la Figura 22 se muestra la disposición de estas medidas de drenaje en relación al conjunto de la ladera y zona deslizada. Las galerías se ubicaron con el objetivo de deprimir el freático en el sector intermedio del deslizamiento, donde la carga piezométrica sobre la superficie de deslizamiento, identificada en el monitoreo previo, presentaba mayores alturas.

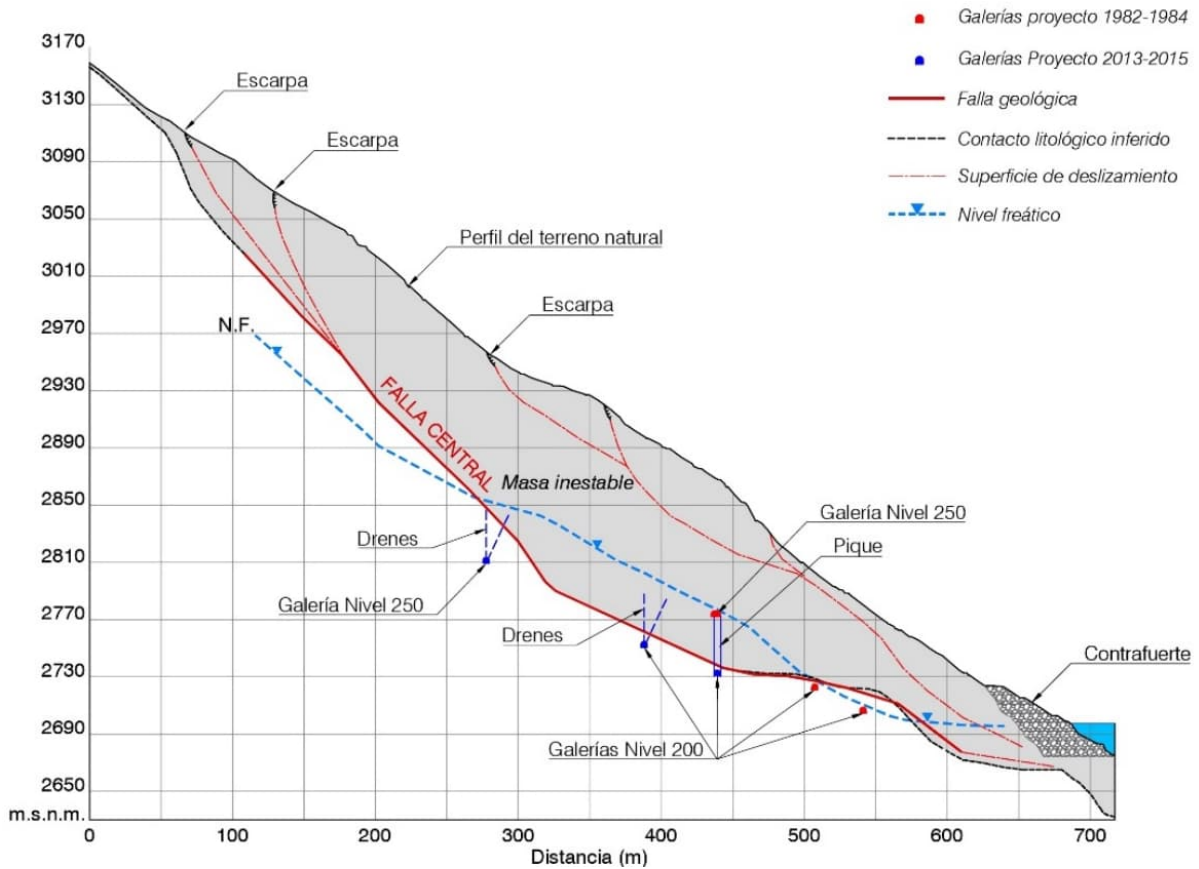


Figura 22.- Esquema del deslizamiento con detalle de las nuevas medidas de drenaje implementadas

Finalmente, en un intento por incrementar la automatización de dicho monitoreo, se instalaron ocho piezómetros eléctricos o de cuerda vibrante desde superficie, seis pares de sensores inclinométricos fijos, una estación pluviométrica y múltiples puntos de control topográfico. Toda esta instrumentación quedó automatizada.

Gracias al monitoreo automatizado, se pudo comprobar que los piezómetros sufrieron, en mayor o



menor medida, una depresión del nivel freático que osciló entre los 5 y 47 metros. Dichas reducciones se produjeron entre los años 2014 y 2015, como consecuencia de las obras de estabilización llevadas a cabo. A partir del año 2015 los niveles piezométricos se mantuvieron constantes.

Las medidas implementadas resultaron efectivas a la hora de lograr un abatimiento del nivel freático, lo que, indudablemente, lleva aparejada una mejora en el factor de seguridad de la ladera. No obstante, a día de hoy se sigue investigando para mejorar el conocimiento sobre el comportamiento mecánico e hidrogeológico de la ladera, con nuevas campañas de investigación e instrumentación.

#### 4.2.2. Obras de estabilización del deslizamiento en la urbanización Marina del Este (Almuñécar, Granada)

Tras iniciarse en 1977 las primeras obras de urbanización de esta ladera, la construcción del puerto y de las primeras viviendas no fue hasta mediados de los años 80. Es en aquel momento cuando se empezaron a detectar los primeros daños, siendo hacia 1987 cuando se llevan a cabo las primeras obras de estabilización y drenaje, es decir, los primeros muros y la galería de drenaje.

En los años sucesivos continuó la expansión de la urbanización, con un elevado porcentaje de las viviendas asentadas sobre el deslizamiento, de tal modo que, tras fuertes episodios de lluvias durante los años 2009 y 2010, los daños se vieron multiplicados, llevando a la Agencia Pública de Puertos de Andalucía a promover una serie de actuaciones complementarias (véase Figura 23). Estas actuaciones se completaron durante el año 2011 y comprendieron:

- La recuperación de la galería de drenaje, reforzándola e instalando nuevos drenes.
- La construcción de pozos profundos de drenaje con incorporación de drenes radiales.
- La ejecución de dos nuevas pantallas de pilotes ancladas al pie.
- La sustitución de los anclajes de la pantalla de coronación preexistente.

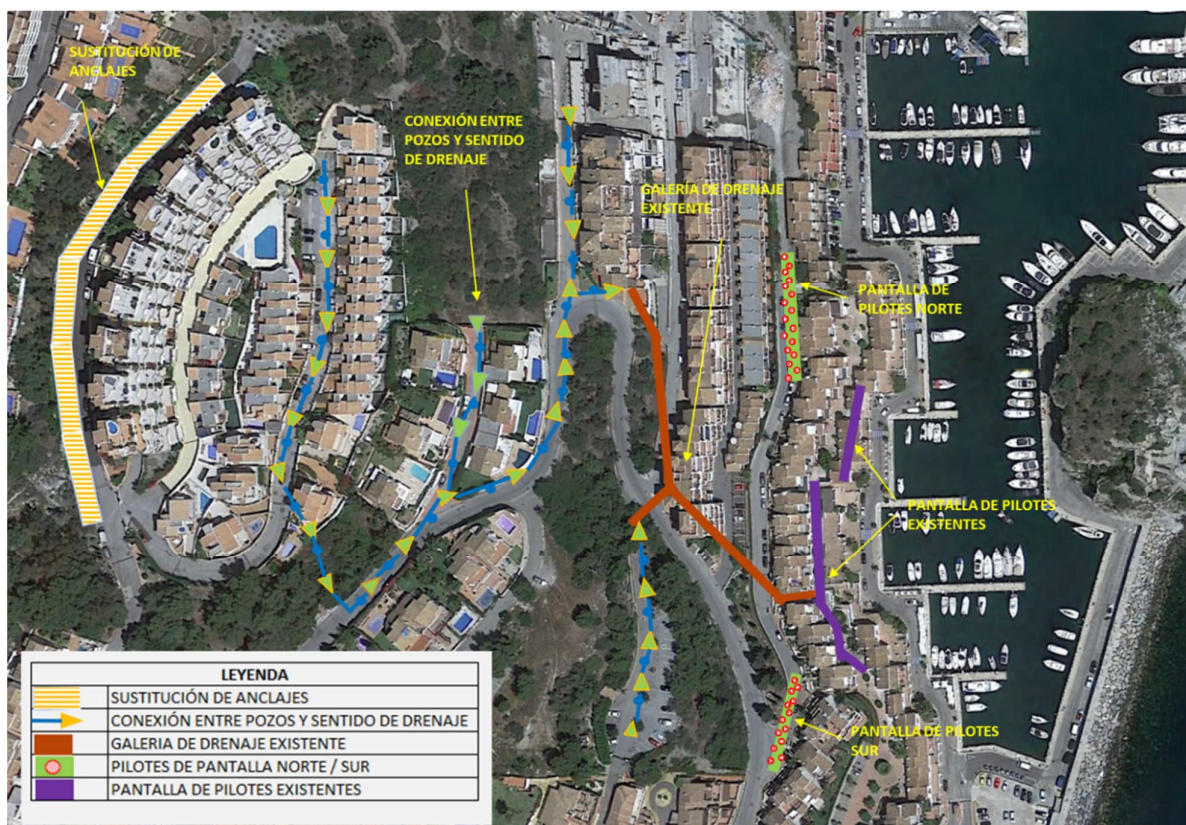


Figura 23.- Medidas de drenaje y refuerzo implementadas en el Proyecto de Medidas de Estabilización (imagen a partir de AYESA, 2011)

Este caso es un ejemplo ilustrativo del desarrollo de urbanizaciones en zonas costeras sin los suficientes análisis previos de riesgos geológicos. Igualmente, la decisión sobre la localización de la galería de drenaje y su mantenimiento, como hemos comentado, resultan críticas para la eficacia de la solución. Como hemos dicho esta galería hubo de repararse en 2011.

## **5. CONCLUSIONES**

En esta comunicación se han analizado diferentes aspectos relacionados con la interacción entre los túneles y los taludes o laderas inestables, más allá de las habituales actuaciones localizadas en las boquillas.

La ejecución de túneles en las proximidades de una masa deslizada o de una ladera pueden resultar, si no se toman las oportunas medidas de distancia de seguridad y adecuado dimensionamiento de las secciones, en la reactivación de los deslizamientos o en la generación de inestabilidades donde antes no existían.

Hoy en día, las herramientas de cálculo existentes permiten abordar los estudios de interacción y dimensionamiento con suficiente precisión. Los posibles problemas que pueden surgir suelen estar asociados con la dificultad de identificación y caracterización de estas grandes y profundas masas deslizadas; en especial cuando existen laderas inestables en estado “durmiente”. En estos casos, los análisis mediante imágenes satelitales en zonas proclives a este tipo de comportamiento podrían ayudar a una alerta temprana en fases de planificación. Cuando los movimientos se ven reactivados, la auscultación en fase de explotación resulta obligatoria.

Los modelos numéricos que se han realizado como parte de este estudio han permitido mostrar la interacción túnel-talud en función del diámetro del túnel (D), de la altura del talud (H), de la calidad del macizo rocoso (GSI) y de la distancia túnel-talud (d). Esta última variable, junto con la calidad del macizo, es la que más influencia ha mostrado en dicha interacción. En el caso de terrenos de calidad media a mala, en base a los resultados obtenidos, y del rango de variación considerado para la distancia túnel-talud, para que la construcción del túnel no afecte a la estabilidad del talud ésta debe realizarse, al menos, a 2 diámetros de distancia ( $d = 2D$ ), si bien la principal recomendación de este estudio es la efectuar estudios específicos salvo que resulte probado el comportamiento elástico en macizos competentes.

En este artículo también se han presentado las condiciones en las que los túneles, empleados como galerías de drenaje, pueden convertirse en una medida correctora de inestabilidades profundas. Se han analizado las variables intervinientes y se han expuesto casos de aplicación muy diferentes.

Finalmente, se han señalado las dificultades que implica el diseño y evaluación de la mejora en la seguridad que estas medidas aportan, si no se complementan los análisis con los pertinentes estudios y modelos hidrogeológicos que permitan dimensionar las soluciones de drenaje con suficiente presión. El proceso de diseño de estas medidas debe continuarse, forzosamente, durante la explotación de las galerías en base a la auscultación general de la inestabilidad, pero también de los caudales aliviados y de su relación con la nueva piezometría.

## **6. AGRADECIMIENTOS**

A Paula del Pozo (AECOM, Europe GDC), por su inestimable ayuda en la generación y procesado de muchos de los cálculos que han servido para elaborar esta publicación.

## 7. REFERENCIAS

- AYESA. (2011). Proyecto constructivo de mediada de estabilización del deslizamiento de la ladera de Punta de la Mona, Almuñécar, Granada. Informe interno (sin publicar).
- Azañón, Notti, P. Galve, Mateos, Montserrat, J. Roldán, Fernández-Chacón, Pérez-Peña (2017), Reactivación de un deslizamiento costero. La urbanización de Marina del Este (Almuñécar, Granada): Monitorización mediante técnicas PSInSAR e inclinometría. IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Santander, junio 2017.
- Bandini, A., Berry, P. Boldini, D. Tunnelling-induced landslides: The Val di Sambro tunnel case study. *Engineering Geology* 196 (2015) 71–87.
- Barla, G. Numerical modeling of deep-seated landslides interacting with man-made structures. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. Elsevier. 10 (2018) 1020-1036.
- Causse, L., Cojean, R. Fleurisson, J.A. Interaction between tunnel and unstable slope – Influence of time dependent behavior of a tunnel excavation in a deep-seated gravitational slope deformation. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Volume 50, August 2015, Pages 270-281.
- Causse, L., Cojean, R. Fleurisson, J.A. Interactions Between Tunnels and Unstable Slopes: Role of Excavation. <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01112269>. Feb 2015.
- Celada, B. Caracterización de rocas sensibles al agua. *Ingeopress* n° 209. Noviembre de 2011. Pag 14-21.
- Cordellat, J. El túnel de L'Ollería en Valencia. Estabilización de un gran deslizamiento en el emboquille sur. Simposio Nacional de Taludes y Laderas Inestables. 2003.
- Eberhardt, E., Bonzanigo, L., & Loew, S. (2007). Long-term investigation of a deep-seated creeping landslide in crystalline rock. Part II. Mitigation measures and numerical modelling of deep drainage at Campo Vallemaggia. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(10), 1181-1199.
- Gattinoni, P., Consonni, M., Francani, V., Leonelli, G. Lorenzo, C. Tunnelling in landslide areas connected to deep seated gravitational deformations: An example in Central Alps (northern Italy). *Tunnelling and Underground Space Technology* 93 (2019) 103100.
- García de la Oliva, J.L. Análisis y corrección de patologías en el ámbito de la Red de Carreteras del Estado. IX Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Santander, Junio 2017.
- Garga, V. De la Torre M. The Tablachaca Slide n°5, Peru – a 20 year post-remediation assessment (2004). *Landslides. Evaluation and Stabilization*. 1691-1696.
- Gómez, R. Corrección de movimientos de laderas de embalses. 14ª Sesión actuaciones Geotécnicas en Obras Hidráulicas. Madrid. Marzo de 2014.
- Hutchinson, J. N. (1984). Landslides in Britain and their countermeasures. *Journal of Japan Landslide Society*, 21(1), 1-25.
- Koizumi, Y., J. Lee, K. Date, Y. Yokota, T. Yamamoto, K. Fujisawa. Numerical analysis of landslide behavior induced by tunnel excavation. *Rock Mechanics in Civil and Environmental Engineering – Zhao, Labiouse, Dudt & Mathier (eds)*. 2010.
- Lin, D. G., Hung, S. H., Ku, C. Y., & Chan, H. C. (2016). Evaluating the efficiency of subsurface drainages for Li-Shan landslide in Taiwan. *Natural Hazards and Earth System Science*, 1-22.
- Lunardi, P., G. Cassani, M. Gatti. Planning of Tunnels in landslides situation: the experience in the Italian Apennines. *Proceedings of the World Tunnel Congress 2017*. Bergen, Norway.
- Matti, B., Tacher, L., Commend. S. Modelling the efficiency of a drainage gallery work for a large landslide with respect to hydrogeological heterogeneity. *Can. Geotech. J.* 49: 968–985 (2012).
- Peila, D., Martinelli, D., & Luciani, A. (2016). Uso delle gallerie per la stabilizzazione di versanti in frana. *GEAM. GEOINGEGNERIA AMBIENTALE E MINERARIA*, 148(1), 61-66.
- Robert, L. Schuster (1723), *Interaction of Dams and Landslides—Case Studies and Mitigation*, United States, U.S. Geological Survey.
- Romana, M. Emboquilles: intersección de talud y tunel. VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables Valencia, 21-24 de Junio de 2005.
- Sánchez, S., Prieto, M., Silva, E.V. Singular portals. Yanango Tunnel. *Proceedings of the World Tunnel Congress 2017 – Surface challenges – Underground solutions*. Bergen, Norway.
- Shen, Z., Jiang, Y., Zhang, Z. The safety distance of a tunnel under-traversing a slope body with a landslide-prone zone. *Earthquake Research Advances*. Elsevier. 1 (2021).
- Sopeña, L.M. Inestabilidad de desmontes y otras incidencias geotécnicas ligadas a la presencia de materiales arcillo-margosos de alta plasticidad en las obras de la L.A.V. Córdoba-Málaga. FCH II jornadas técnicas. 2008.
- Sun, H. Y., Wong, L. N. Y., Shang, Y. Q., Shen, Y. J., & Lü, Q. (2010). Evaluation of drainage tunnel effectiveness in landslide control. *Landslides*, 7(4), 445-454.
- Vlachopoulos N. & Vazaios I. Case Study: The Influence of Tunnelling on Slope Stability. Conference paper.

GeoQuebec 2015.

- Wang, T.T., 2010. Characterizing crack patterns on tunnel linings associated with shear deformation induced by instability of neighboring slopes. *Eng. Geol.* 115, 80–95.
- Wang, Z., Liu H.D., He, S. M., Fang, Y. Landslide Triggered by Orthogonal Tunnel Excavation and Prevention Measures in Jimei Village, Sichuan Province, China. *Researchsquare*. 2021 (pre-print).
- Wang, Z. L., Shang, Y. Q., & Sun, H. Y. (2013). Optimal location and effect judgment on drainage tunnels for landslide prevention. *Journal of Central South University*, 20(7), 2041-2053.
- Wei, Z., Wang, D., Xu, H., Sun, H. Clarifying the effectiveness of drainage tunnels in landslide controls based on high-frequency in-site monitoring. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. Springer. March 2020.
- Zhang, Z., Zhao Q., Xu C. Xu X. Interaction analyses between tunnel and landslide in mountain area. *J. Mt. Sci.* (2017) 14(6): 1124-1139.