



ANÁLISIS DEL FALLO DE LA CIMENTACIÓN DE UN TÚNEL. DISEÑO Y JUSTIFICACIÓN DE UNA SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA

FERNANDO LÓPEZ GAYARRE¹, FRANCISCO J. SUÁREZ DOMINGUEZ¹,
MARIANO RODRÍGUEZ AVIAL-LLARDENT², FRANCISCO L. RAMOS LÓPEZ³

¹ Escuela de Ingenieros de Gijón

Dpto. de Ingeniería de Construcción y Fabricación

Campus de Viesques, Gijón, Asturias (España)

² Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED)

Dpto. de Ingeniería de Construcción y Fabricación

Junc del Rosal 12, Madrid (España)

³ Universidad de Oviedo

Dpto. de Física

Campus de Viesques, Gijón, Asturias (España)

(Recibido 7 de junio de 2013, para publicación 15 de octubre de 2013)

Resumen – En este trabajo se presentan los resultados del análisis realizado en un túnel sobre el que se construyó un terraplén que sirve de plataforma de una carretera. El conjunto túnel-terraplén se encuentra ubicado en las afueras de la localidad de Piedrafita, en el noroeste de España. El túnel sirve para encauzar el río Vilela en su cruce con la carretera antes referida. En este artículo se realiza una descripción detallada del problema, se determinan los daños ocasionados en la estructura del túnel y en el terraplén, se analiza y se establece el origen del problema y, por último, se propone una solución constructiva. Para ello se ha realizado una simulación numérica del conjunto túnel-terraplén-terreno, a partir de los datos obtenidos de ensayos realizados “in situ” y en laboratorio. Este estudio se ha complementado con un análisis realizado por métodos clásicos que confirma que los movimientos detectados en el conjunto se deben al hundimiento de la cimentación. La singularidad del trabajo presentado radica en el análisis del fallo y la propuesta de refuerzo de la estructura del túnel que debe ser consecuente con las causas de dicho fallo.

Palabras clave – Análisis forense, fallo de cimentación, tensión admisible del terreno, contra-bóveda.

1. INTRODUCCIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En las proximidades de la localidad de Piedrafita, provincia de Lugo (España), se localiza un falso túnel por el que discurre el cauce del río Vilela (Fig. 1).

Su estructura se construyó mediante dovelas de hormigón armado de 30 cm de espesor, su sección es simétrica respecto a su eje longitudinal y está constituida por dos dovelas iguales que conforman un arco trazado a partir de tres centros diferentes. Dos tramos de la sección comprendidos entre el arranque y la bóveda están trazados con un radio de 8 m. El tramo del arco correspondiente a la bóveda se trazó con un radio de 3 m. Los arranques del arco se apoyan en dos zapatas corridas de 2 m de ancho y 1 m de canto. En la base del trazado hay dispuestos dos drenes en toda la longitud del túnel. Así mismo, en el intradós del túnel, apoyadas en las zapatas, se construyeron dos aceras de servicio (Fig. 2). Encima del túnel se ha construido un terraplén que constituye la base de apoyo de la carretera comarcal LU-3701. Está constituido por arcillas y bloques heterométricos de las pizarras procedentes del sustrato en el que se apoya la cimentación del túnel. Tiene una altura máxima de 25 m y una pendiente de 15°.

En el exterior del túnel se pueden apreciar algunos signos de inestabilidad del conjunto manifestados mediante pequeños deslizamientos del terreno sobre la parte superior de las dos bocas del túnel. Algunas de estas zonas han sido protegidas mediante escolleras que, como puede observarse en la Fig. 3, también han sufrido deslizamientos.



Fig. 1. Situación.

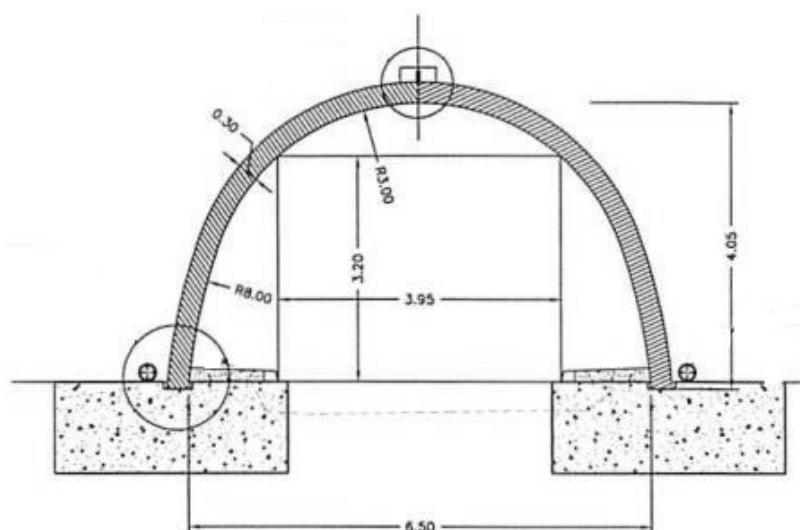


Fig. 2. Dimensiones geométricas de la sección tipo del túnel.



Fig. 3. Escollera y deslizamientos sobre la boca Norte del túnel.



Fig. 4a. Desplazamientos, giros y filtraciones de agua

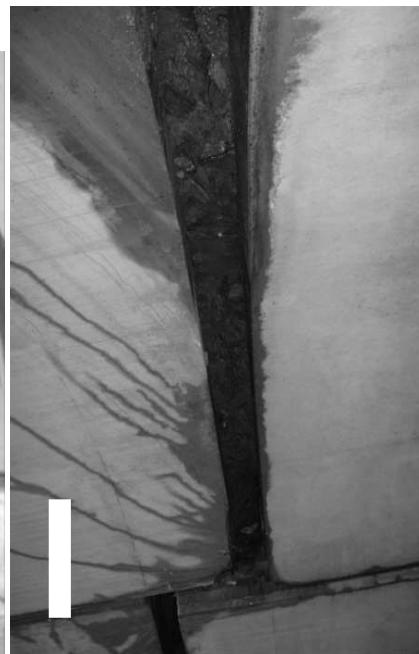


Fig. 4b. Separación de 20 cm entre dovelas.

En el interior del túnel las muestras de inestabilidad de la estructura son aún más acusadas ya que pueden observarse desplazamientos y giros entre las juntas de las dovelas de hormigón que originan filtraciones de agua (Fig. 4a). Los movimientos más alarmantes corresponden a los giros detectados en las dovelas a lo largo de toda la longitud del túnel, manifestándose en una acusada separación entre ellas, llegando, en algún tramo, a alcanzar 20 cm (Fig. 4b). Este movimiento pone de manifiesto la tendencia al vuelco de las dovelas en el plano del eje longitudinal de la zapata corrida sobre la que se apoyan (Fig. 4a).

Después de observar e inventariar todos los daños sufridos por la estructura del túnel y el terraplén construido encima del mismo se realizaron ensayos “*in situ*” y en el laboratorio con el fin de determinar las propiedades físicas y mecánicas del terreno y de los materiales del terraplén para tratar de establecer las causas que originaron los problemas de inestabilidad detectados. También se instalaron sensores de desplazamiento en el interior del túnel para controlar la evolución de los movimientos. El análisis forense se ha completado realizando una modelización bidimensional por métodos numéricos [1] del conjunto túnel-terraplén-terreno utilizando la aplicación FLAC-2D [2].

2. CONTROL DE MOVIMIENTOS

Para cuantificar los movimientos experimentados por la estructura del túnel se instalaron el 25 de enero de 2011 tres sensores de desplazamiento con un sistema de captación de datos automático y una central de medida autónoma. En la Fig. 5a puede observarse, en la planta del túnel, la ubicación de los tres sensores de desplazamiento colocados. Se corresponden con las zonas en las que, a simple vista, se observaron los desplazamientos más importantes en las dovelas de la estructura. También se puede observar la posición de la centralita para la adquisición y el registro de datos. En la Fig. 5b se observa el sensor S2 colocado en la pared del túnel. Dos de los sensores, el S2 y el S3, son de tipo cuerda con una salida de 4 a 20 mA a dos hilos. El sensor S1 también es de tipo cuerda, aunque resistivo, con una salida de 0 a 12 V de corriente continua.

La centralita se programó para medir y registrar datos cada 8 horas. La descarga de los datos puede realizarse de manera remota (vía GPRS) o mediante la conexión directa de un computador a la centralita. En la Fig. 6 se pueden observar los desplazamientos experimentados por los tres sensores colocados en el interior del túnel.

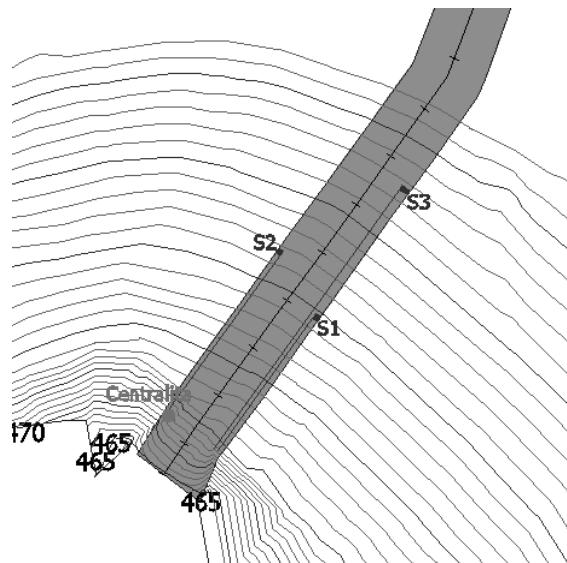


Fig. 5a. Ubicación de los sensores de desplazamiento y la centralita en el interior túnel.



Fig. 5b. Colocación del sensor S2 en el interior del túnel.

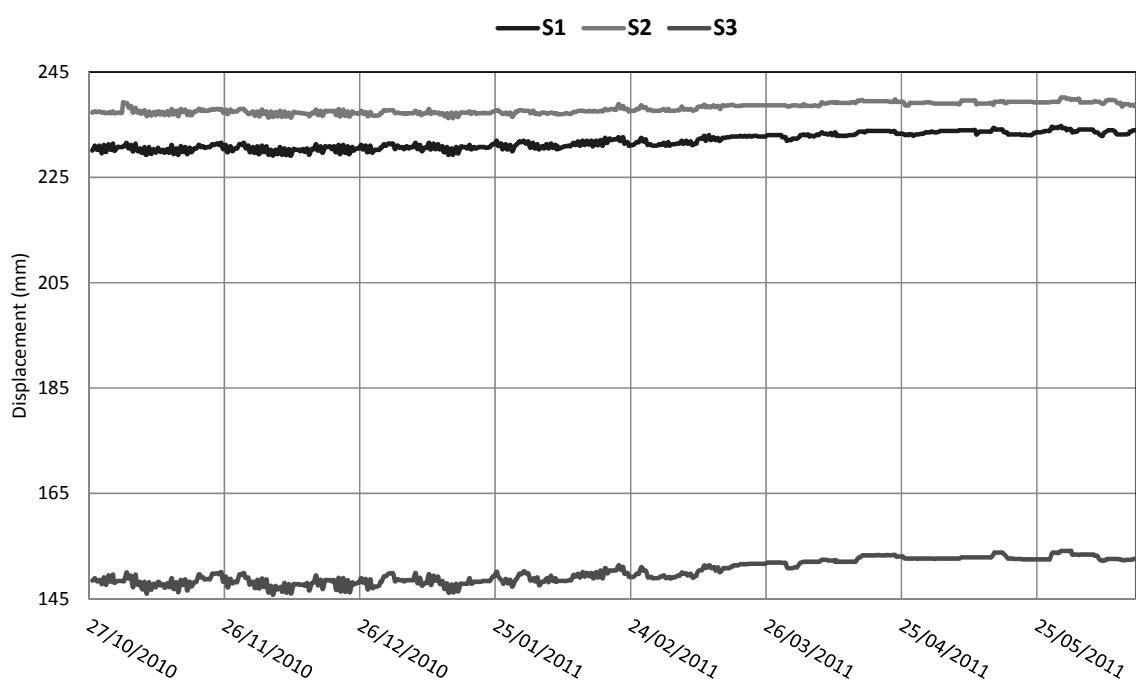


Fig. 6. Desplazamientos de los sensores S1, S2 y S3.



Fig. 7. Ensayo de hincamiento mediante cilindro hidráulico.

Las pequeñas fluctuaciones que se observan son debidas a la incertidumbre de medida del sensor. El brusco incremento experimentado por el sensor S2 en la zona marcada de la Fig. 6 corresponde al movimiento que se produjo en el mismo al ser manipulado por una persona.

En la Fig. 6 también puede observarse como se incrementa ligeramente el desplazamiento en los tres sensores S1, S2 y S3, sin observarse un incremento en su velocidad, lo que puede interpretarse como un síntoma de su estabilización

3. CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES

Para determinar las características resistentes y deformacionales de los materiales que constituyen el terraplén construido encima del túnel se realizaron diversos ensayos “in situ” y en el laboratorio. Así mismo, en el sustrato rocoso sobre el que se apoya la cimentación del túnel y en el terraplén se practicaron cuatro catas y dos sondeos de 5 m de profundidad.

Para caracterizar el terraplén se excavaron dos catas en ambos arcenes de la carretera. En ellas se han efectuado un total de cinco ensayos de hincamiento a distintas profundidades y con diferentes orientaciones. El equipo y el método de ensayo ha sido desarrollado y patentado por el Grupo de Investigación de Ingeniería del Terreno de la Universidad de Oviedo (GIT) teniendo en cuenta las recomendaciones realizadas por la International Society for Rock Mechanics [3].

Se eligió este tipo de ensayo debido a la naturaleza disgregada del relleno ya que está formado básicamente por fragmentos de pizarras embebidos en una matriz arcillosa. Consiste en aplicar al terreno una presión mediante una placa metálica de sección circular y diámetro conocido y medir la deformación que se origina. Desde el punto de vista logístico la gran ventaja del sistema de ensayo propuesta es que, para su realización, solo requiere practicar la excavación de una zanja (Fig. 7a).

En la (Fig. 7b) puede observarse el equipo en el interior de una zanja antes de realizar un ensayo.

En la Fig. 8 (azul) se observa la curva presión-desplazamiento obtenida en uno de los cinco ensayos realizados. La primera parte de la curva, prácticamente horizontal, determina el desplazamiento de la placa hasta que hace contacto con la pared del terreno a ensayar. La zona inclinada ascendente de la curva representa el intervalo del ensayo y corresponde al comportamiento elástico del material. La tercera región de la curva, ligeramente descendente, se identifica con la rotura del terreno.

Mediante una calibración de las propiedades del terreno realizada utilizando métodos numéricos, a partir de los datos obtenidos en los ensayos, se han determinado las características resistentes y deformacionales [4], [5] del mismo. Para ello se creó un modelo tridimensional con el programa informático FLAC 3D [6] que simula el ensayo de hincamiento. En la Fig. 8 (amarillo) se puede observar una curva de calibración, obtenida en la simulación numérica, comparada con la curva real obtenida en uno de los ensayos

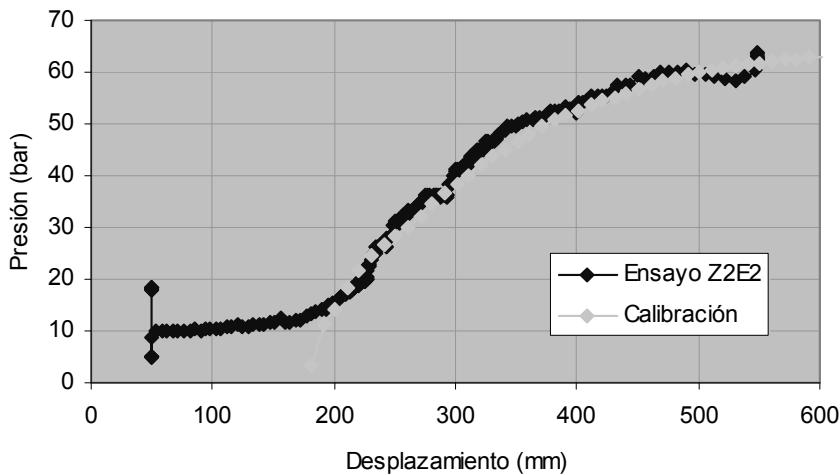


Fig. 8. Curva del ensayo in situ y curva de calibración del modelo.

Tabla 1. Propiedades calibradas de los materiales del terraplén.

MATERIAL	Cohesión (kPa)	Fricción (°)	Módulo de Bulk (GPa)	Módulo de cizalla (GPa)
TIPO I: Relleno (pizarroso-arcilloso)	50	28-30	0.01-0,02	0.004-0.01
TIPO II: Relleno (pizarroso-arcilloso) con mayor cantidad de arcilla	100-120	28-35	0.01-0.02	0,004-0.01

realizados. La coincidencia de la curva presión-desplazamiento obtenida en la simulación, con la curva obtenida en los ensayos realizados in situ, se logra modificando el valor de los parámetros introducidos en el modelo.

En el terraplén se diferencian dos tipos de relleno diferentes según el mayor o menor contenido en arcilla. Sus propiedades están resumidas en la Tabla 1.

Las observaciones de campo en las catas practicadas en el plano de apoyo de la cimentación del túnel fueron reforzadas por los dos sondeos mencionados anteriormente y la extracción de 6 probetas testigo que certificaron la mala calidad del macizo rocoso sobre el que se construyó la estructura. Se trata de un material pizarroso de escasa resistencia que presenta numerosos planos de exfoliación y se encuentra saturado de agua. Según la clasificación de Beniawski [7], corresponde a un macizo rocoso de clase IV y de calidad mala. Con el valor medio de los ensayos de compresión triaxial realizados sobre las probetas testigo se determinó la resistencia del macizo rocoso empleando el criterio de rotura de Hoek-Brown [8]. La tensión admisible se determinó utilizando un valor del coeficiente de seguridad igual a 7.5 [9] resultando ser 0.53 MPa.

4. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL CONJUNTO TÚNEL-TERRAPLÉN

Una vez identificadas las patologías existentes en el túnel y el terraplén se procedió a analizar las causas que originaron su inestabilidad. Para ello se generó un modelo bidimensional de la zona de estudio y se analizó el estado tensional y deformacional del conjunto túnel-terraplén-terreno. En dicho modelo se introdujeron las propiedades de los materiales obtenidas con anterioridad. También se comprobó mediante métodos clásicos si es posible que la inestabilidad originada sea consecuencia de un diseño deficiente de la cimentación y que dicha circunstancia provoque el giro de las dovelas del túnel.

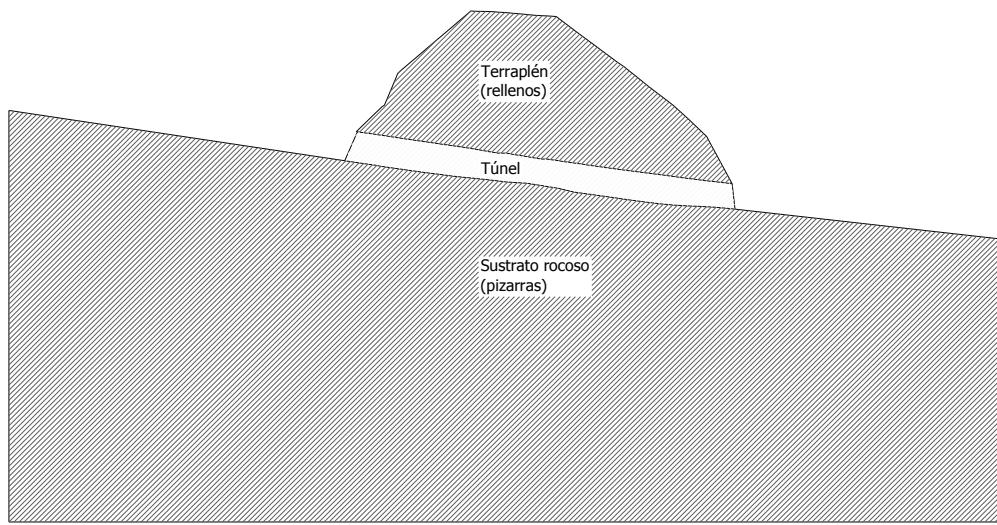


Fig. 9. Perfil longitudinal del modelo numérico.

Tabla 2. Propiedades de los materiales del modelo

PROPIEDADES	TERRAPLÉN	TÚNEL	PIZARRAS
Módulo de Bulk (K) (Pa)	1.6e7	1.1e10	2.6e9
Módulo de cortante (G) (Pa)	7.7e6	5.3e9	1.2e9
Cohesión (Pa)	7e4	0	1e5
Fricción (°)	30	45	25
Resistencia a tracción (Pa)	7e3	2e5	1e4

El perfil longitudinal del modelo numérico bidimensional del conjunto terraplén-túnel-terreno puede observarse en la Fig. 9.

Las propiedades correspondientes al material del terraplén se obtuvieron a partir de los valores medios obtenidos en los ensayos realizados. Las dovelas del túnel son de hormigón. Las propiedades del sustrato rocoso son las que corresponden a un macizo rocoso tipo IV o “malo” según la clasificación de Bieniawski [7], ya que las observaciones realizadas en las calicatas practicadas y los ensayos realizados en las probetas testigo así lo corroboran. En la tabla 2 se resumen las propiedades del conjunto terraplén-túnel-terreno.

En este tipo de modelo numérico las juntas entre las dovelas hacen que el comportamiento del conjunto sea similar al que corresponde a un material friccional. Por ello en la simulación se ha supuesto que no hay cohesión en el contacto entre dovelas.

En el diagrama de desplazamientos horizontales del modelo se observaron movimientos en la base de los dos taludes del terraplén (Fig. 10), siendo más relevantes los de la boca norte del túnel que llegan a alcanzar 10 cm. Las deformaciones observadas afectan tanto a los materiales de relleno como a las dovelas de hormigón. Aunque el modelo es estable, están sufriendo una deformación importante que afecta tanto a los materiales de relleno como a las propias dovelas.

A partir de las observaciones realizadas sobre el terreno y una vez analizados los resultados obtenidos en la simulación numérica se puede establecer que las deformaciones que experimenta el conjunto túnel-terraplén provocan giros en las dovelas y el arrastre del material de relleno situado por encima de ellas. El

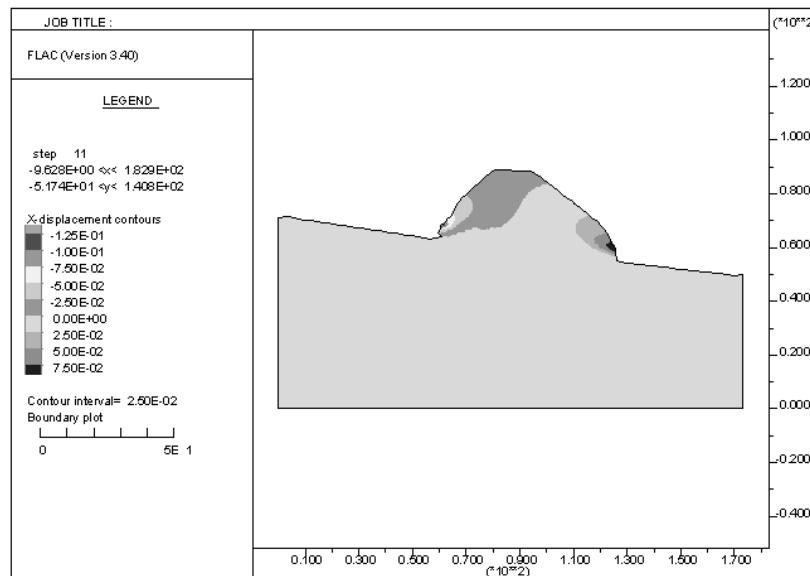


Fig. 10. Desplazamientos horizontales.

Tabla 3. Datos geométricos y tensionales.

L_d (Longitud de la dovela, m)	2.0
e_d (Espesor de la dovela, m)	0.3
A (Ancho del túnel, m)	4.0
H (Altura del túnel, m)	3.5
A_z (Ancho de la zapata del muro, m)	0.5-4.0
H_z (Canto de la zapata del muro, m)	1.0
i (Inclinación de la dovela, %)	15
σ_{XX} (Tensión XX en la cara superior de la dovela, Pa)	1.3e5
σ_{YY} (Tensión YY en la cara superior de la dovela, Pa)	4.5e5
τ_{XY} (Cortante XY en la cara superior de la dovela, Pa)	2.5e4

giro de las dovelas parece que está relacionado con los asientos experimentados por la cimentación del túnel. A continuación se tratará de determinar analíticamente la influencia de la cimentación en la inestabilidad del túnel y el terraplén. Para los cálculos se tomarán como base los datos geométricos de las dovelas y los valores tensionales obtenidos en el modelo longitudinal, tal y como se refleja en la tabla 3.

En la Fig. 11 se observa el esquema simplificado de tensiones en la base de la dovela a partir de las tensiones σ_{XX} , σ_{YY} y τ_{XY} obtenidas en la simulación numérica para su cara superior. Para determinar la tensión normal y tangencial que actúan en la base de la dovela, a partir de las tensiones σ_{XX} , σ_{YY} y τ_{XY} , hay que calcular en primer lugar el vector normal a la dovela, n , que viene dado por la expresión (1):

La tensión normal σ_n y el esfuerzo cortante τ que actúan sobre la dovela se determina de inmediato mediante las ecuaciones (2):

$$\sigma_n = \begin{pmatrix} \sigma_{XX} & \tau_{XY} \\ \tau_{XY} & \sigma_{YY} \end{pmatrix} \cdot n \quad \sigma_{nn} = \sigma_n \cdot n \quad \tau = \sqrt{(\sigma_n)^2 - \sigma_{nn}^2} \quad (2)$$

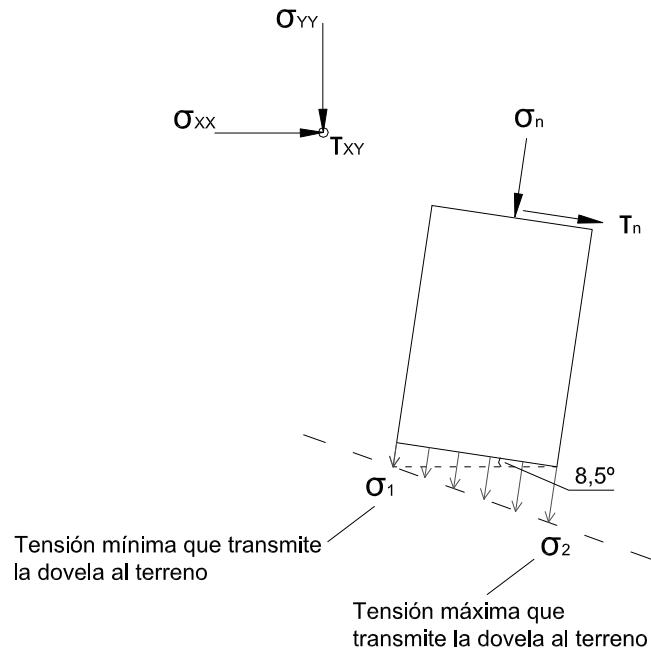


Fig. 11. Esquema de tensiones en la base de la dovela.

Una vez conocidos los valores de σ_{nn} y τ se obtienen de forma muy sencilla la fuerza normal (F_n) y el cortante (T) que actúan sobre la dovela (3):

$$F_n = \sigma_{nn} \cdot L_d \cdot \frac{A}{2} \quad T = \tau \cdot L_d \cdot \frac{A}{2} \quad (3)$$

Mediante las ecuaciones de equilibrio de fuerzas (4) y de momentos (5) es posible obtener el valor máximo (6) y mínimo (7) de las tensiones que transmite la dovela al terreno. Cuando A es igual a 2 m, correspondiente al ancho de la cimentación del túnel, la tensión transmitida al terreno es de 0,6 MPa. El túnel se encuentra cimentado sobre un terreno con una tensión admisible de 0,53 MPa por lo que la tensión transmitida por la estructura supera ligeramente su capacidad portante. Dicha circunstancia puede ocasionar un pequeño hundimiento de las zapatas en el terreno que origina el giro de las dovelas.

$$\sigma_1 \cdot L_d \cdot A_Z + \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \cdot L_d \cdot A_Z = F_n \quad (4)$$

$$L_d \cdot A_Z + \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \right) \cdot L_d = \frac{T \cdot (H + H_Z)}{2} \quad (5)$$

$$\sigma_2(A_Z) = 0,5 \cdot \left[6 \cdot \frac{T \cdot (H + H_Z)}{L_d^2 \cdot A_Z} + F_n \cdot \frac{2}{L_d \cdot A_Z} \right] \quad (6)$$

$$\sigma_1(A_Z) = 0,5 \cdot \left[F_n \cdot \frac{2}{L_d \cdot A_Z} - 6 \cdot \frac{T \cdot (H + H_Z)}{L_d^2 \cdot A_Z} \right] \quad (7)$$

5. DISCUSIÓN DE LAS OPCIONES DE DISEÑO

Tal y como se acaba de demostrar en el apartado anterior la inestabilidad que presentan el túnel y el terraplén está ocasionada por un problema en la cimentación unido a la baja resistencia de los terrenos que constituyen el terraplén. El material pizarroso sobre el que se apoya la cimentación del túnel presenta numerosos planos de exfoliación que originan reducciones locales de la resistencia del terreno en las zonas del túnel afectadas por los movimientos de las dovelas.

Para evitar que este fenómeno siga produciéndose, se han planteado dos posibles soluciones:

- Reforzar el interior del falso túnel con un sostenimiento de 20 cm de gunita en toda la sección. En la base del túnel se dispondrá una losa de hormigón armado de 0.75 m de canto.
- Sustituir la mencionada losa por una contrabóveda de 0.75 m.

Cualquiera de estas dos opciones, unida a las dovelas ya existentes, mejorará sensiblemente el reparto de cargas sobre el terreno, evitando el desplazamiento de las dovelas estructura.

Aunque desde el punto de vista de la estabilidad y de la seguridad ambas opciones serían aceptables, se ha realizado un análisis por métodos numéricos de cada una de ellas para calibrar la viabilidad técnica y económica y definir la solución más apropiada.

5.1. Primera solución. Losa de hormigón armado

Se ha generado un modelo numérico con FLAC-2D que simula la sección transversal del túnel con el máximo recubrimiento de rellenos, con un sostenimiento de elementos tipo barra que simula gunita y una losa de hormigón armado de 0.75 m de canto. Mediante este modelo se puede comprobar si el espesor y la resistencia del sostenimiento son adecuados. Se han considerado propiedades elásticas para el hormigón, puesto que así se pueden conocer con exactitud las tensiones que soportaría la losa y determinar la sección de armadura necesaria.

En los resultados obtenidos con la simulación realizada se observa que, al colocar 20 cm de gunita reforzando el interior del túnel, los desplazamientos verticales experimentados en el interior (Fig. 12) son pequeños llegando su máximo valor a 5 mm.

Así mismo todas las barras del modelo trabajan con un esfuerzo axial máximo de 1.74e6 N. Del mismo modo, el momento flector máximo y el esfuerzo cortante máximo registrados en las barras se localizan en los hastiales y la base de las dovelas. A modo de ejemplo en la Fig. 13 se observa la distribución del momento flector a lo largo de toda la sección del túnel. Estos resultados son coherentes puesto que en esas zonas se transmiten las cargas a la losa de hormigón.

El análisis de las tensiones principales en la losa se ha realizado mediante su cálculo en estado elástico. Se han observado grandes tracciones en la parte superior y en las zonas laterales de la losa. Los isovalores de las tensiones de tracción y compresión obtenidas en el análisis del modelo se representan en la Fig. 14 y en la Fig. 15.

En ambos casos el valor de las tensiones calculadas en la losa es superior a 20 MPa. Este elevado valor impide de manera práctica disponer la armadura necesaria en la losa para soportar dichas tensiones.

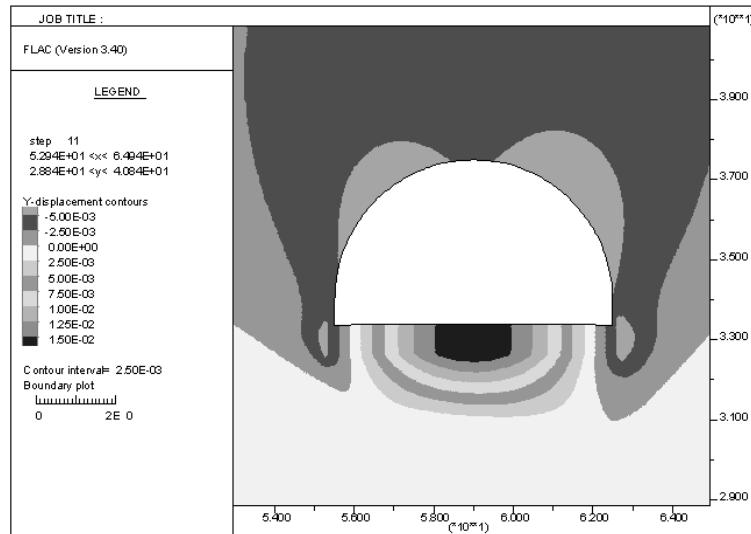


Fig. 12. Desplazamientos verticales.

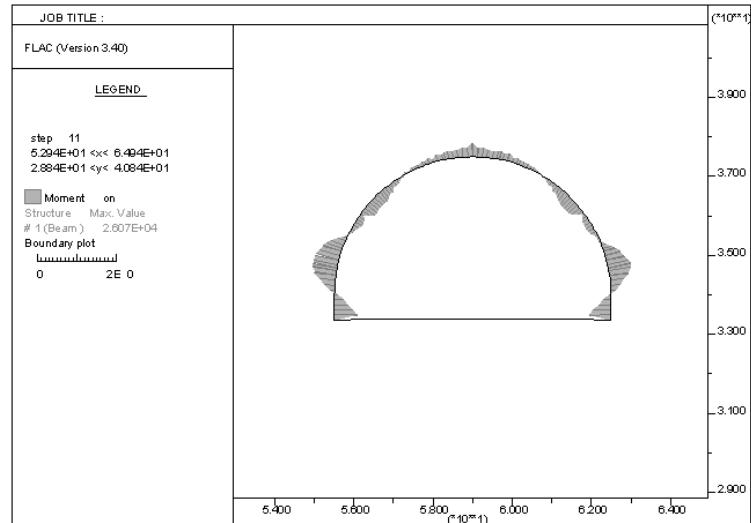


Fig. 13. Momento flector en la sección del túnel.

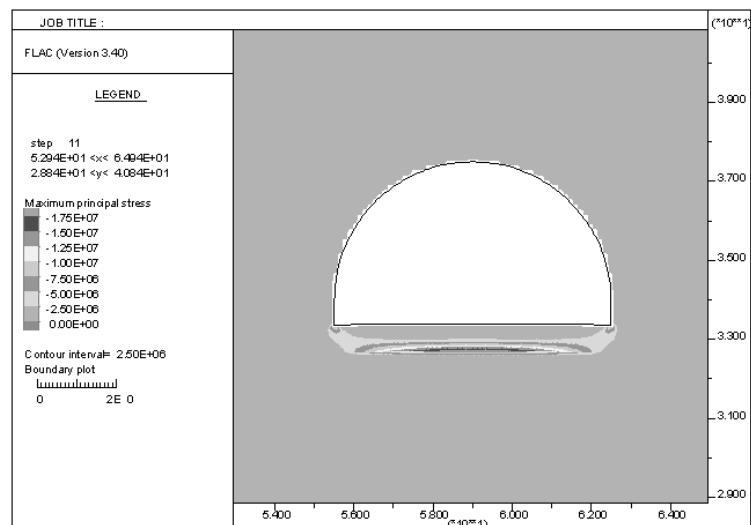


Fig. 14. Tensiones de compresión del modelo.

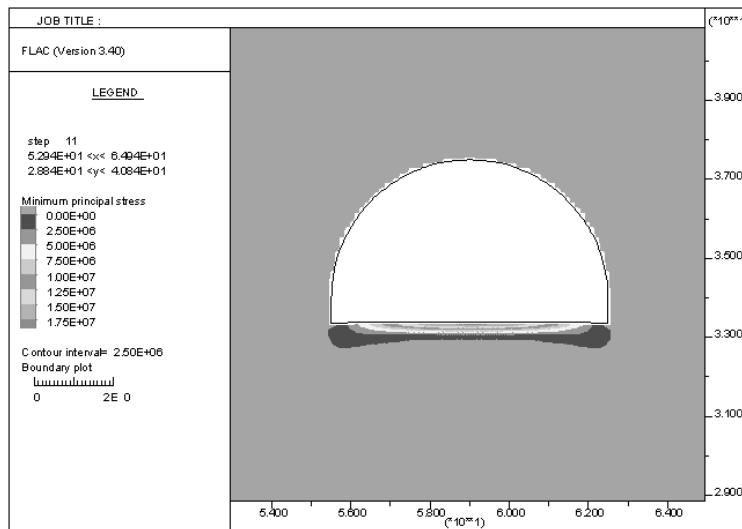


Fig. 15. Tensiones de tracción del modelo.

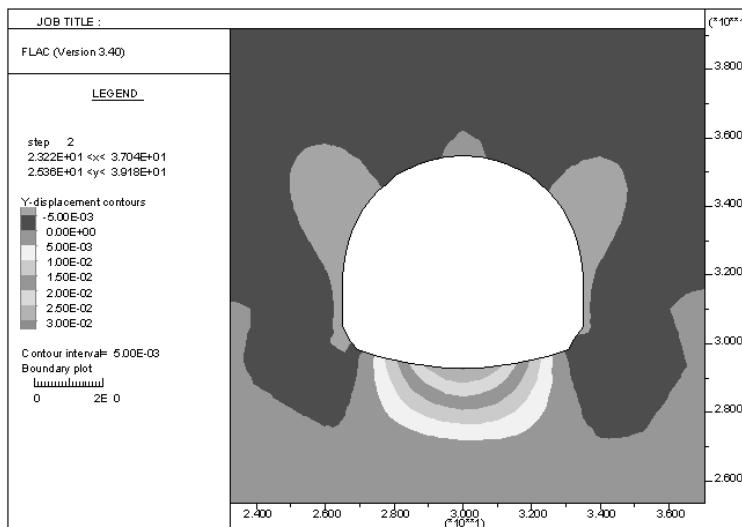


Fig. 16. Desplazamientos verticales.

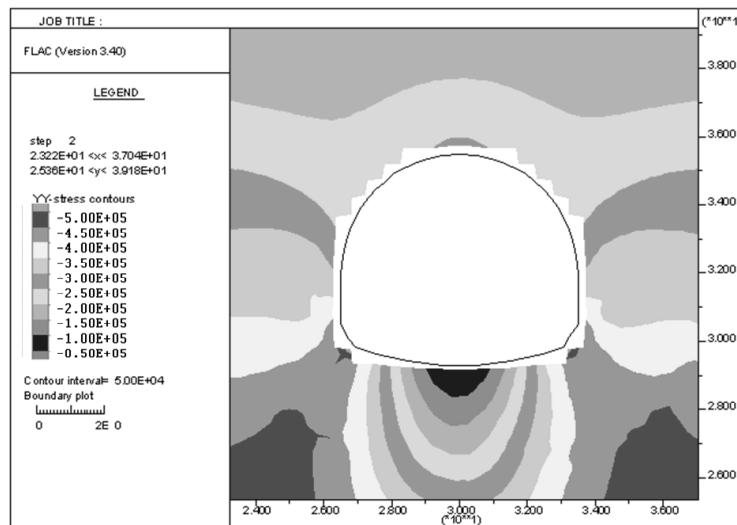


Fig. 17. Tensiones verticales.

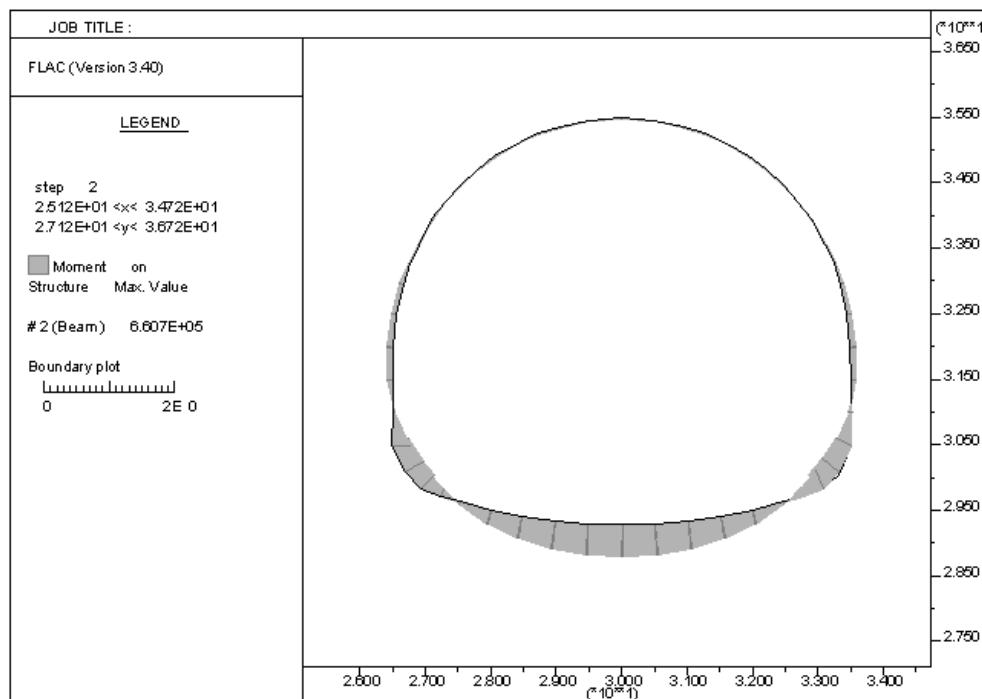


Fig. 18. Distribución de momentos flectores.

5.2. Segunda solución. Contrabóveda

Como segunda opción se proyecta la construcción de una contrabóveda sustituyendo a la losa de hormigón armado. En el centro de su sección tendrá una flecha de 0.75 m y en ella se dispondrá una capa de gunita con un espesor de 40 cm. Además, los hastiales y la bóveda del túnel se reforzarán con una capa de gunita de 20 cm de espesor. A partir de estas consideraciones se ha generado el modelo numérico.

En los desplazamientos verticales (Fig. 16) se puede apreciar que los hundimientos (desplazamientos negativos) máximos registrados en los extremos de la base de la losa desaparecen, ya que la curvatura de la contrabóveda permite un reparto más regular de las tensiones evitando la existencia de zonas de "hinchamiento". Los hinchamientos en la contrabóveda (desplazamientos positivos) son ligeramente superiores a los obtenidos con la losa de hormigón debido al mayor peso de esta última.

Finalmente, hay que resaltar como muy importantes los resultados obtenidos en las tensiones que transmite la estructura al terreno (Fig. 17). Puede observarse que su máximo valor se alcanza en los extremos de la contrabóveda llegando a 0.5 MPa.

Los valores del esfuerzo axil, el cortante y el momento flector son similares a los observados en el modelo anterior aunque su reparto es mucho más regular a lo largo de toda la contrabóveda. A modo de ejemplo en la Fig. 18 puede observarse el diagrama de momentos flectores a lo largo de la sección del túnel.

5.3. Descripción de la solución constructiva adoptada

La solución más adecuada, atendiendo a la seguridad, a la viabilidad técnica y a la económica, consiste en la construcción de una contrabóveda en la base túnel con una flecha de 0.75 m.

El espesor de las capas de gunita así como la armadura que incorpora en su sección se han calculado tomando como base los datos obtenidos del modelo del apartado 5.2 (momentos flectores, esfuerzos cortantes y esfuerzos axiles).

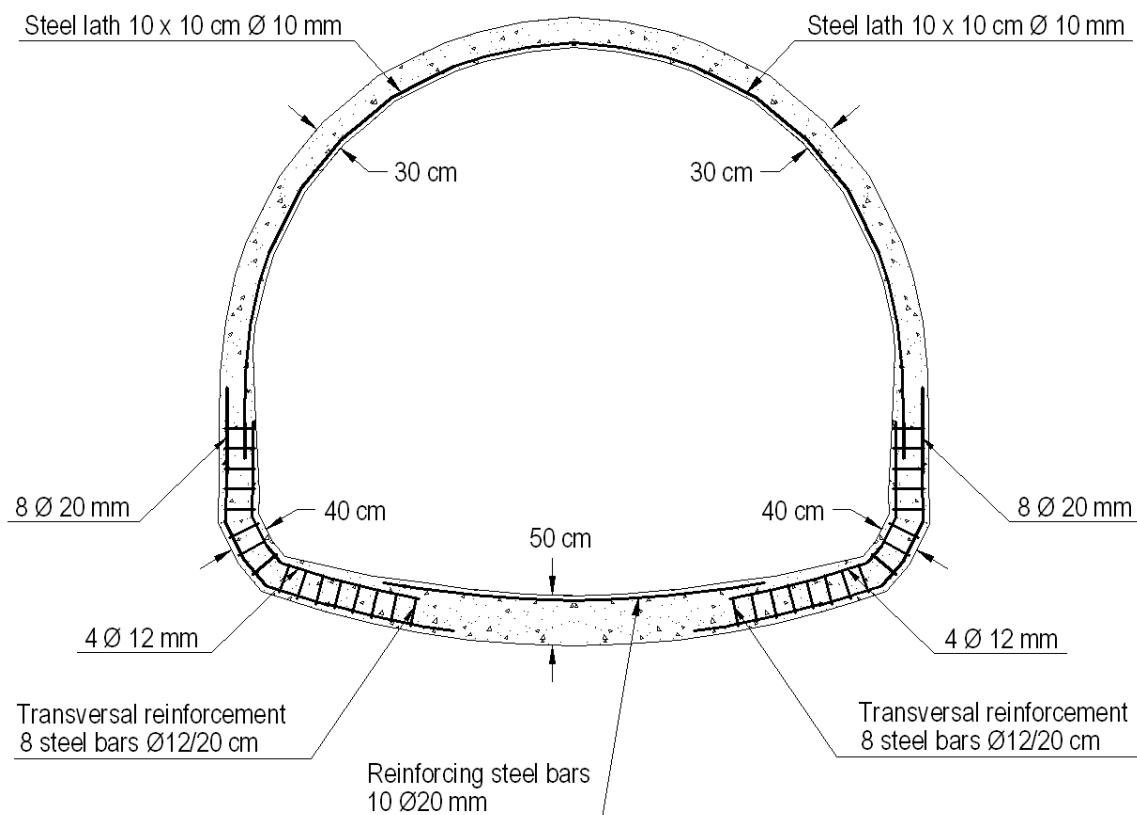


Fig. 19. Sección de la solución constructiva propuesta.

Hay que destacar que los resultados del modelo se han optimizado para reducir todo lo posible la armadura. Así, se ha incrementado en 10 cm el espesor de la capa de gunita en toda la sección del túnel para eliminar las armaduras de cortante y reducir la armadura de flexión.

Todo este sostenimiento se ubicaría dentro de la actual estructura del túnel, pudiendo realizarse la operación de dos formas distintas:

1. Eliminando parte de las actuales zapatas para encajar la contrabóveda en ese hueco.
2. Colocando la contrabóveda justo en el espacio entre zapatas.

La solución final adoptada puede observarse en la Fig. 19. En ella se detalla la sección del sostenimiento propuesto. La armadura especificada corresponde a un metro lineal. El hormigón utilizado es C-30 y el acero B400S. El recubrimiento de la armadura en toda la sección es de 5 cm.

6. CONCLUSIONES

Se descarta la inestabilidad del terraplén por un diseño geométrico incorrecto ya que su altura y su inclinación son adecuadas a las características del terreno que lo integra.

Los resultados obtenidos en la simulación numérica señalan deformaciones importantes en las zonas del terraplén y el túnel más próximas a las bocas del túnel que afectan tanto a los materiales de relleno como a las propias dovelas corroborando las observaciones realizadas “*in situ*”.

Los movimientos y deslizamientos experimentados por el pie del talud en las dos bocas del túnel, especialmente en la boca norte, son compatibles con una probable rotura a través de una superficie aproximadamente circular que puede afectar a la plataforma del terraplén aunque hasta la fecha no se aprecian signos evidentes en la carretera construida.

El conjunto túnel-terraplén está sufriendo una deformación incompatible con su diseño que provoca el giro de las dovelas de hormigón armado que integran la estructura del túnel. Dicho movimiento genera el arrastre del material de relleno situado encima de ellas.

Los movimientos más acusados son los experimentados por la ladera y el pié del talud en la boca norte del túnel como corroboran la mayor separación existente entre dovelas en esa zona del túnel debido al giro que sufren.

El material pizarroso sobre el que se apoya la cimentación del túnel presenta numerosos planos de exfoliación. Por este motivo y debido a la mala calidad del macizo rocoso el coeficiente de seguridad utilizado para determinar su capacidad portante se estima que no ha sido suficiente.

El análisis tensional en la cimentación del túnel pone de manifiesto que el giro que experimentan las dovelas provoca un incremento de tensión en un extremo de la zapata que hace que se sobrepase ligeramente la tensión admisible del terreno.

Los movimientos experimentados por la estructura del túnel se deben al hundimiento de la cimentación en el terreno al superar la capacidad portante del mismo. Son compatibles con el giro que se produce en las dovelas de hormigón armado. El hundimiento de la cimentación en el terreno origina el giro de las dovelas y, a su vez, dicho giro contribuye al incremento no uniforme de la tensión en la base de la cimentación.

Se ha descartado construir una losa plana de hormigón armado ya que, en este caso, los valores de las tensiones obtenidos en el cálculo son muy elevados. Por esta circunstancia no es posible disponer correctamente la armadura necesaria para soportar las tensiones referidas.

Para asegurar un reparto regular de tensiones sobre el terreno y evitar zonas de hincamiento de la cimentación en el mismo se ha construido una contrabóveda de 0,75 m de flecha en la base del túnel.

Se ha reforzado toda la sección del túnel mediante la proyección de gunita con un espesor de 0.40 m en hastiales y 0.30 m en la bóveda. El espesor de la capa de gunita en la contrabóveda es de 0.50 m. Además, toda la sección se ha armado convenientemente para absorber las tracciones que se originan.

REFERENCIAS

- [1] Lee, C.J., Wu, B.R., Chen, H.T., Chiang, K.H., "Tunnel stability and arching effects during tunneling in soft clayey soil", *Tunnelling and Underground Space Technology*, **21**, 119–132 (2006)
- [2] FLAC-2D v.3.40. Itasca International Inc.
- [3] ISRM, 1978. Suggested methods for qualitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. 15*, 319-368
- [4] Bashirir, H., "Engineering geological studies and tunnel support design at Sulakyurt dam site, Turkey", *Engineering Geology*, **86**, 225–237 (2006)
- [5] Funatsu, T., Hoshino, T., Sawae, H., Shimizu, N., "Numerical analysis to better understand the mechanism of the effects of ground supports and reinforcements on the stability of tunnels using the distinct element method", *Tunnelling and Underground Space Technology*, **23**, 561–573 (2008)
- [6] FLAC-3D v 2.00. Itasca International Inc
- [7] Bieniawski, Z.T., *Engineering rock mass clasifications*. Ed. John Wiley and Sons (1989)
- [8] Hoek, E., Brown, E.Y., *Underground excavation in rock*, The Institution of Mining and Metallurgy. London (1980)
- [9] Serrano, A., Olalla, C., Cargas admisibles de cimentaciones en roca basadas en un criterio de rotura no lineal. Monografía CEDEX nº M-54. Ministerio de Fomento. Madrid (1996)

ANALYSIS OF THE FAILURE OF THE FOUNDATION OF A TUNNEL. DESIGN AND JUSTIFICATION OF A CONSTRUCTIVE SOLUTION

Abstract – This paper presents the results of a forensic analysis of a tunnel above which an embankment was built that served as a roadbed. The joint tunnel–embankment structure is located on the outskirts of the town of

Piedrafita in northwestern Spain. The tunnel channels the course of the River Vilela in its crossing of the aforementioned road. This article presents a detailed report of the problem, including the damage caused to the structure of the tunnel and the embankment, and it presents the measurements taken, the determination of the origin of the problem and finally a constructive solution is proposed. For this determination, a numerical simulation of the joint tunnel–embankment–ground structure was conducted on the basis of the data obtained from tests carried out both in situ and in the laboratory. The study was complemented by an analysis performed using classical methods that confirmed that the movements detected in the overall structure were caused by the collapse of the foundations. The uniqueness of the study presented in this paper lies in the failure analysis and in the reinforcement of the tunnel structure proposed that it is consistent with the reasons for such failure..

Keywords – Forensic analysis, Collapse of the foundations, Allowable stress, Counter-vault.