

ANEJO 9. TÚNELES Y OBRAS SUBTERRÁNEAS



## ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO .....	1	6.3	Predimensionamiento según la Revisión de Romana .....	28
2. DESCRIPCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS .....	1	6.4	Predimensionamiento según la Clasificación de Barton .....	30
2.1 Alternativa 1.....	1	6.5	Sostenimientos propuestos.....	31
2.2 Alternativa 2.....	3	7. ESTUDIO PRELIMINAR DE AFECCIONES A EDIFICIOS Y ESTRUCTURAS .....	34	
3. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS.....	5	7.1	Subsidencias en edificios.....	34
3.1 Geología .....	5	7.1.1	Metodología de cálculo .....	34
3.2 Características geotécnicas de los materiales .....	5	7.1.2	Secciones de cálculo para el estudio preliminar de subsidencias .....	36
3.3 Diaclasado y fracturación del macizo rocoso.....	5	7.1.3	Análisis tenso-deformacional .....	37
3.4 Calidad del macizo rocoso.....	6	7.1.3.1	Modelo de cálculo .....	37
3.4.1 Tramificación geotécnica del trazado.....	6	7.1.3.2	Parámetros de los elementos resistentes .....	38
3.5 Excavabilidad.....	9	7.1.3.3	Parámetros geotécnicos del terreno.....	38
3.6 Problemas geotécnicos singulares.....	11	7.1.3.4	Resultados de los cálculos numéricos .....	41
3.6.1 Riesgos geotécnicos detectados.....	11	7.1.4	Resultados y conclusiones del estudio preliminar de subsidencias .....	42
3.6.2 Filones de cuarzo.....	11	7.2	Estructuras de sostenimiento de la A-8.....	43
3.6.3 Zonas de falla .....	11	8. TRATAMIENTOS ESPECIALES.....	44	
3.6.4 Cruces de vaguadas.....	11	9. IMPERMEABILIZACIÓN Y DRENAJE .....	46	
4. SECCIONES TIPO .....	12	9.1	Planteamiento general .....	46
4.1 Sección geométrica .....	12	9.2	Cálculo de caudales.....	47
4.1.1 Alternativa 1.....	13	9.3	Descripción del sistema de drenaje.....	47
4.1.2 Alternativa 2.....	17	10. PUNTOS SINGULARES.....	47	
5. PROCESO CONSTRUCTIVO .....	20	10.1	Puntos singulares existentes .....	47
5.1 Método de construcción .....	20	10.2	Cavernas de bifurcación de túneles.....	48
5.1.1 Consideraciones generales.....	20	10.3	Cruces de túneles a distinto nivel.....	50
5.1.2 Excavación mediante TBM.....	20	10.4	Entronque Túnel-Boca de ataque.....	50
5.1.2.1 Excavación por medios convencionales .....	21	10.5	Conexiones entre túneles.....	51
5.1.3 Método de construcción seleccionado.....	23	10.6	Cruces de vaguadas.....	51
5.2 Estrategia constructiva .....	23	10.7	Tramos con montera mínima .....	51
5.2.1 Planteamiento general .....	23	10.8	Pozos de ventilación.....	51
5.2.2 Estrategia constructiva para la Alternativa 1 .....	24	11. SALIDAS DE EMERGENCIA.....	52	
5.2.3 Estrategia constructiva para la Alternativa 2 .....	25	12. EMBOQUILLES.....	53	
6. SOSTENIMIENTO .....	26	12.1	Introducción.....	53
6.1 Planteamiento general .....	26	12.2	Emboquille de entrada (Bajo carretera BI-3742).....	53
6.2 Predimensionamiento según la Clasificación de Bieniawski .....	27	12.3	Emboquille de salida (Entre N-634 y A-8).....	54
		12.4	Boca de acceso (Barrio Ignacio Miranda) .....	54
		13. AUSCULTACIÓN.....	55	

13.1	Introducción.....	55
13.2	Magnitudes a controlar.....	55
13.3	Tipos de instrumentos.....	56
13.3.1	Medida de desplazamientos en el contorno del túnel. Secciones de convergencias.....	56
13.3.2	Movimientos en el interior del macizo rocoso. Extensómetro de varillas.....	56
13.3.3	Determinación de tensiones en los sostenimientos. Células de Presión Total.....	57
13.3.4	Instrumentación de Superficie.....	57
13.4	Secciones de control.....	58
13.5	Frecuencia de lecturas y proceso de datos.....	58
13.5.1	Medidas de convergencia.....	58
13.5.2	Extensómetros de varillas y células de presión total.....	59
13.5.3	Informe y análisis de los resultados.....	59
14.	SEGURIDAD EN TÚNELES.....	60
14.1	Análisis normativo.....	60
14.1.1	Prevención de acceso no autorizado.....	60
14.1.2	Resistencia al fuego y protección frente a incendios.....	60
14.1.3	Evacuación, Zonas Seguras y de rescate.....	62
14.2	Descripción de las medidas de seguridad principales.....	65
14.2.1	Salidas de emergencia.....	65
14.2.2	Puntos de evacuación y rescate (P.E.R).....	65
14.2.3	Pozos y galerías de ventilación.....	66

#### APÉNDICE 1. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

## 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO

Actualmente, el barrio de Zorroza se ve afectado en superficie por el paso de la Autovía A-8, varias líneas de cercanías y vías de gran capacidad. La integración urbana del ferrocarril en Zorroza busca la descongestión del mismo barrio, situado al noroeste de Bilbao. Con dicha finalidad se redacta el *Estudio informativo para la integración urbana del ferrocarril en Zorroza*, que pretende liberar la superficie, pasando los servicios forma subterránea.

La mayor parte del trazado es subterráneo, desarrollándose a lo largo de dos túneles en la Alternativa 1 o de un único túnel en el caso de la Alternativa 2.

En ambos casos, las actuaciones en superficie se reducen a los trabajos en los emboquilles de los túneles, infraestructuras auxiliares (salidas de emergencia, pozos de ventilación, etc.) y base de mantenimiento.

A lo largo de este anejo se analiza la viabilidad técnica de los túneles, así como aspectos como la estrategia constructiva, las medidas de seguridad necesarias o los puntos singulares existentes.

Todas estas cuestiones serán tratadas de forma simultánea para las dos alternativas estudiadas, salvo en aquellas que haya diferencias entre alternativas, en cuyo caso se analizarán de forma individualizada.

## 2. DESCRIPCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS

Las alternativas que se proponen cuentan con un nuevo trazado subterráneo bajo la zona de Siete Campas del barrio de Zorroza, que permite la supresión de los dos pasos a nivel de Zorrozoiti y Zorroza.

En las dos alternativas que se proponen el tráfico de mercancías se segrega del de viajeros a su paso por la estación y discurre por un lateral. En el caso de la Alternativa 1, esta segregación se lleva a cabo a través de un túnel independiente al sur de la estación, mientras que en la Alternativa 2, el tráfico de mercancías queda separado de la estación por un muro vertical.

A continuación, se describen en detalle los trazados para ambas alternativas.

### 2.1 Alternativa 1

Para la alternativa 1 se ha estudiado una solución que permita evitar que los tráficos de mercancías atraviesen la caverna de la estación. Para ello se ha diseñado un segundo túnel de vía única de uso exclusivo de mercancías que discurre al sur de la caverna de la estación de viajeros.

Esta alternativa consiste por tanto en una variante ferroviaria de 1.553 metros de longitud que consta de un túnel de vía doble a lo largo de 1.300 metros, con una estación en caverna de vía doble bajo el barrio de Siete Campas, y un segundo túnel de vía única de mercancías de 430 metros de longitud que se bifurca del anterior y sortea la caverna de la estación por el sur a modo de By-pass. El esquema ferroviario es el siguiente:

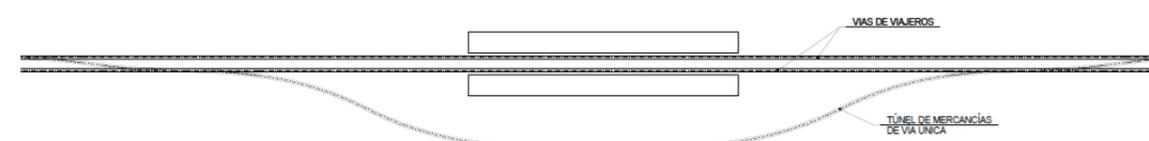


Figura 1. Esquema funcional de la Alternativa 1

Entre el túnel de vía doble y los dos túneles independientes a la altura de la estación, existe una caverna de bifurcación con tres vías.

Para la modelización del trazado se han utilizado dos ejes:

- Eje 1: cuenta con una longitud de 1.553,773 metros y representa el trazado de las vías 1 (vía impar) y 2 (vía par).
- Eje 2: cuenta con una longitud de 663,938 metros y representa el trazado de la vía 3 exclusiva de mercancías.

### Vía de viajeros y mercancías (vías 1 y 2)

El trazado de la variante se inicia justo después del punto de cruce con la tubería del Consorcio de Aguas de Bilbao (P.K. 643+250 de la línea actual) con un eje de vía doble que representa las vías 1 y 2. Comienza con una curva a derechas de radio 300 metros para adentrarse en el lado montaña mediante un túnel de vía doble, cuyo emboquille se realiza en el P.K. 0+150, justo antes del punto de cruce con la carretera BI-3742.

Antes de llegar a la caverna en la que se ubica la estación de Zorrotza, el trazado en planta cuenta con una curva a izquierdas y una curva a derechas de radios 180 y 160 metros respectivamente, separadas por una alineación recta en la que se ubican el escape y desvío que permiten el acceso hacia la vía exclusiva de mercancías (vía 3).

A continuación, se localiza la estación en caverna de Zorrotza, cuyos andenes se han diseñado en alineación recta tanto en planta como en alzado, y cuentan con una longitud útil de 100 metros.

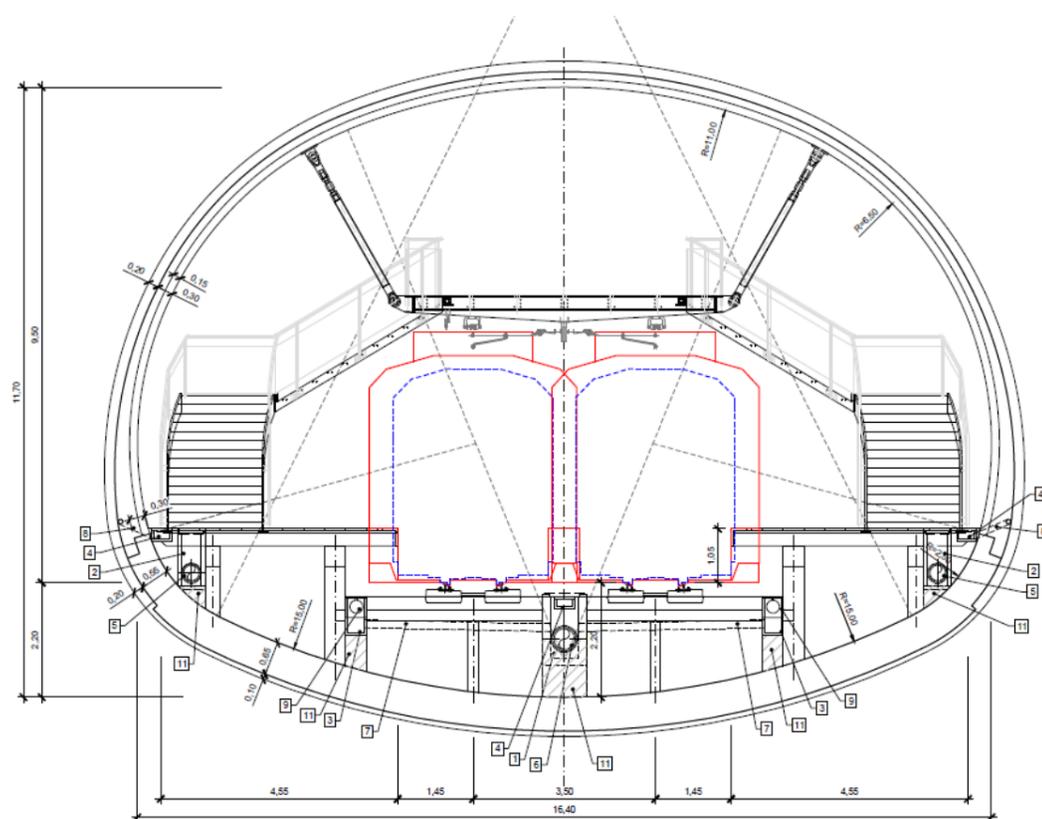


Figura 2. Sección tipo de la estación para la Alternativa 1

La estación se emplaza soterrada bajo el barrio de Zorrotza, siendo la diferencia de cotas con el terreno sobre el eje de la misma de entre 25 y 31 metros. Los cañones de acceso resultan por ello de considerable longitud.

La caverna tiene un total de tres accesos desde el exterior, dos cañones y una batería de ascensores, los cuales comunican la calle con el vestíbulo a cota de mezzanina de la estación. Estos accesos se realizan desde el parque Alazne López Etxebarria, el barrio Ignacio Miranda y la batería de ascensores desde la calle Zorrotzguna.

La estación cuenta con salidas de emergencia a nivel de andenes, de mezzanina y en los cañones de acceso, que permiten a los ocupantes realizar la evacuación en condiciones de seguridad hasta el espacio exterior seguro final en la calle. Para ello se ha diseñado una red de galerías (incluyendo zonas de refugio para personas con discapacidad) que conectan las salidas de emergencia con dos pozos verticales, situados en cada lado de la estación, los cuales conducen finalmente a los viajeros a dos espacios abiertos disponibles en el denso entorno urbano exterior, canchas de Zazpilanda y el Grupo Aldapeta.

La ventilación proyectada en la estación de Zorrotza se compone de dos ventilaciones de emergencia, anterior y posterior a la caverna de la estación:

- Ventilación de emergencia sur: esta ventilación de emergencia entronca con el túnel de vía doble en el P.K. 0+578, realizándose la salida a superficie mediante una arqueta de ventilación a la altura de la Cooperativa de Obreros de Castrejana.
- Ventilación de emergencia norte: esta ventilación de emergencia entronca con el túnel de vía doble en el P.K. 0+815, realizándose la salida a superficie mediante una arqueta de ventilación en la carretera BI-636.

Una vez rebasada la estación, el trazado cuenta con una curva a derechas de radio 160 metros para ubicarse en paralelo a la Autopista A-8 y poder realizar más adelante el cruce bajo la misma con tapada suficiente. En esta zona se ha encajado de nuevo una alineación recta para situar los aparatos de vía de acceso a la vía exclusiva de mercancías (vía 3).

Mediante una curva a izquierdas de radio 300 metros se produce el cruce bajo la Autopista A-8 y finalmente el trazado en planta adopta una curva a derechas para conectar con la vía actual en el P.K. 1+553,773 justo antes del inicio del túnel de Olabeaga.

El emboquille de salida del túnel de vía doble se realiza en el P.K. 1+450.

En cuanto al trazado en alzado, la rasante es en todo momento ascendente, con un valor máximo de 18 milésimas, tanto en el tramo inicial como en el final de la variante. En la zona de andenes de la estación se reduce el valor hasta las 2 milésimas, y una vez rebasada la misma el trazado adopta una rampa de 11 milésimas.

Entre las alineaciones de rasante uniforme se han diseñado acuerdos verticales, con un parámetro mínimo de 3.200 metros para los cóncavos y de 2.000 metros para los convexos.

### Vía exclusiva de mercancías (vía 3)

Por su parte, el túnel de mercancías de vía única se ubica al sur del de viajeros de vía doble, y su trazado cuenta con unos radios mínimos de valor 140 metros. La separación entre este eje y el de viajeros a la altura de la caverna de la estación es de 32 metros.

La vía exclusiva de mercancías (vía 3) cuenta con una rampa de 11 milésimas, a excepción de los puntos de conexión con la de viajeros, donde se tienen que adoptar los mismos valores con la que cuenta aquella. Los dos acuerdos verticales proyectados tienen un parámetro de valor 5.000 metros.

Los datos más relevantes de esta solución son los que se incluyen a continuación:

- Longitud de variante: 1.553 metros.
- Longitud de túnel de vía doble: 1.300 metros (incluidas cavernas).
- Longitud túnel de vía única: 430 metros (excluidas cavernas).
- Radio mínimo viajeros (vías 1 y 2): 160 metros.
- Radio mínimo mercancías (vía 3): 140 metros.
- Rampa máxima: 18 milésimas.
- Pendiente en estación: 2,0 milésimas.
- Radio en estación: recta
- Longitud de andén: 100 metros.
- Profundidad máxima de andén: 29,8 metros.
- Distancia de caverna a estación actual: 200 metros.
- Montera mínima bajo edificios: 11,2 m (P.K. 0+330 vías 1 y 2) y 13,0 m (P.K. 0+140 vía 3).
- Reducción de recorrido: 406 metros.

## 2.2 Alternativa 2

Esta solución se diferencia de la alternativa 1 en que se diseña una estación en caverna común para los trenes de viajeros y de mercancías, discurrendo estos últimos por una vía lateral que está separada por un muro vertical de la zona de andenes de viajeros.

La solución consiste en una variante ferroviaria de 1.553 metros de longitud, que discurre en túnel a lo largo de 1.300 metros, correspondiendo 602 metros a un túnel de vía doble y 698 metros a uno de vía triple. El esquema ferroviario es el siguiente:



**Figura 3. Esquema funcional de la Alternativa 2**

Al igual que en la alternativa 1, esta solución implica una reducción de recorrido entre las estaciones de Santa Águeda y Hospital de Basurto de 406 metros, pasando de los 4.083 metros actuales a 3.677 metros por la variante.

Para la modelización del trazado se han utilizado dos ejes:

- Eje 5: cuenta con una longitud de 1.553,773 metros y representa el trazado de las vías 1 (vía impar) y 2 (vía par).
- Eje 6: cuenta con una longitud de 698,030 metros y representa el trazado de la vía 3 exclusiva de mercancías.

### Vía de viajeros y mercancías (vías 1 y 2)

El trazado en planta de la vía de viajeros + mercancías (vías 1 y 2) es el mismo que el de la Alternativa 1, proyectándose los mismos aparatos de vía para el acceso a la vía exclusiva de mercancías (vía 3).

La pequeña diferencia se produce en alzado. Para que la vía exclusiva de mercancías no cuente con pendientes superiores a las 18 milésimas, la rampa de inicio de este eje es de 17,9 milésimas, (a diferencia de las 18 milésimas de la alternativa 1), manteniéndose los mismos valores de los acuerdos verticales.

Los andenes de la estación también cuentan con una longitud útil de 100 metros. A diferencia de la alternativa 1, se trata de una caverna de vía triple donde la vía de mercancías está separada de los andenes de viajeros mediante un muro vertical.

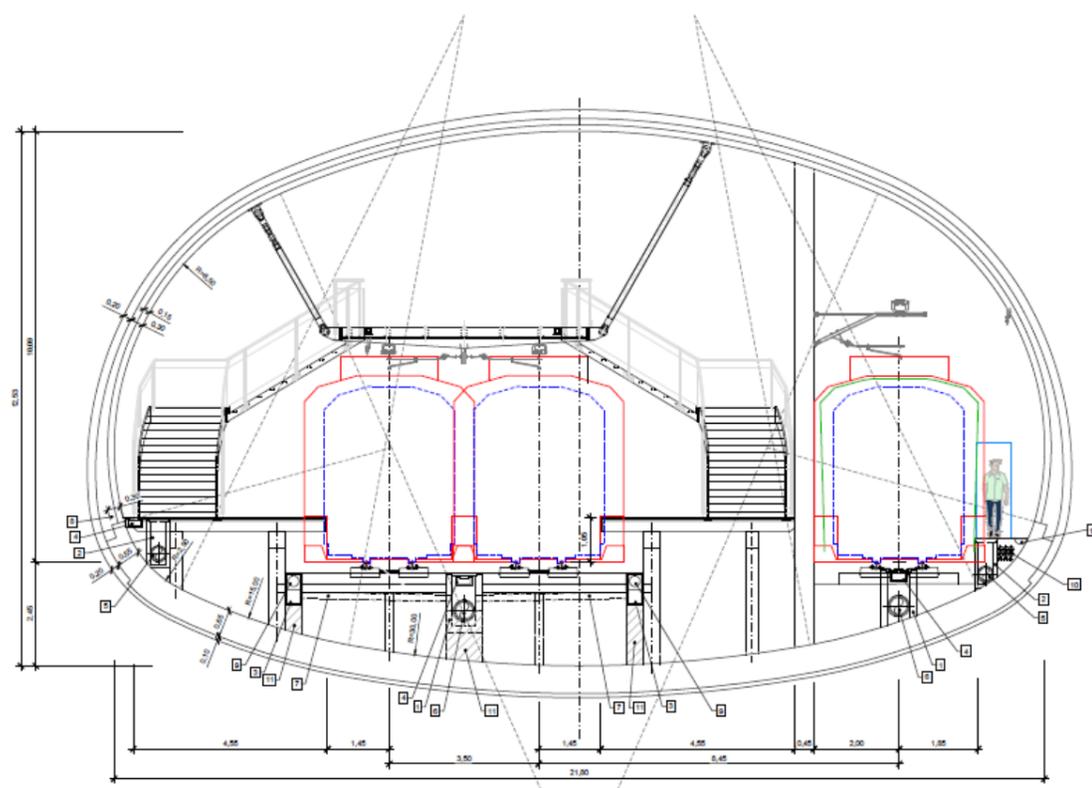


Figura 4. Sección tipo de la estación para la Alternativa 2

Como en la alternativa 1, la estación se emplaza soterrada bajo el barrio de Zorrotza, siendo la diferencia de cotas con el terreno sobre el eje de la misma de entre 25 y 31 metros. Los cañones de acceso resultan por ello de considerable longitud.

La caverna tiene también un total de tres accesos desde el exterior, dos cañones y una batería de ascensores, los cuales comunican la calle con el vestíbulo a cota de mezzanina de la estación. Estos accesos se realizan desde el parque Alazne López Etxebarria, el barrio Ignacio Miranda y la batería de ascensores desde la calle Zorrotzguna.

La estación cuenta con salidas de emergencia a nivel de andenes, de mezzanina y en los cañones de acceso, que permiten a los ocupantes realizar la evacuación en condiciones de seguridad hasta el espacio exterior seguro final en la calle. Para ello se ha diseñado una red de galerías (incluyendo zonas de refugio para personas con discapacidad) que conectan las salidas de emergencia con dos pozos verticales, situados en cada lado de la estación, los cuales conducen finalmente a los viajeros a dos espacios abiertos disponibles en el denso entorno urbano exterior, canchas de Zazpilanda y el Grupo Aldapeta.

La ventilación proyectada en la estación de Zorrotza se compone de dos ventilaciones de emergencia, anterior y posterior a la caverna de la estación:

- Ventilación de emergencia sur: esta ventilación de emergencia entronca con el túnel de vía doble en el P.K. 0+578, realizándose la salida a superficie mediante una arqueta de ventilación a la altura de la Cooperativa de Obreros de Castrejana.
- Ventilación de emergencia norte: esta ventilación de emergencia entronca con el túnel de vía doble en el P.K. 0+815, realizándose la salida a superficie mediante una arqueta de ventilación en la carretera BI-636.

#### Vía exclusiva de mercancías (vía 3)

En este caso la vía exclusiva de mercancías (vía 3) discurre en todo momento en paralelo a la de viajeros, con una distancia de 3,5 metros con respecto a la vía par (vía 2), aumentándose este valor a medida que se acerca a la estación, para permitir la construcción del andén y muro vertical que separa ambas vías.

Este condicionante hace que el trazado en planta de esta vía se haya que diseñar con dos curvas compuestas con un radio mínimo de valor 125 metros, inferior al de la alternativa 1 (140 metros).

El trazado en alzado de este eje (vía 3) es dependiente del eje de viajeros+mercancías (vías 1 y 2), debiéndose adoptar las pendientes de 18, 2 y 11,4 milésimas según kilometración creciente. Entre las alineaciones de rasante uniforme se han diseñado acuerdos verticales con un parámetro mínimo de valor 3.400 metros para los cóncavos y de 2.000 metros para los convexos.

Los datos más relevantes de esta solución son los que se incluyen a continuación:

- Longitud de variante: 1.553 metros.
- Longitud de túnel de vía doble: 602 metros.
- Longitud túnel de vía triple: 698 metros (incluida caverna).
- Radio mínimo viajeros (vías 1 y 2): 160 metros.
- Radio mínimo mercancías (vía 3): 125 metros.
- Rampa máxima: 18 milésimas.
- Pendiente en estación: 2,0 milésimas.
- Radio en estación: recta
- Longitud de andén: 100 metros.
- Profundidad máxima de andén: 29,8 metros.
- Distancia de caverna a estación actual: 200 metros.
- Montera mínima bajo edificios: 11,2 m (P.K. 0+330 vías 1 y 2).
- Reducción de recorrido: 406 metros.

### 3. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

#### 3.1 Geología

La zona de estudio se enmarca íntegramente en la denominada unidad de Yurre del Cretácico Inferior. Esta unidad está formada por materiales de edad Aptiense, pertenecientes al **complejo Urganiano**. La unidad de Yurre está compuesta por diferentes bandas con orientación NO-SE que se encuentran plegadas por ejes que siguen la misma dirección. Estas bandas, además, se dividen mediante fracturas de desgarre.

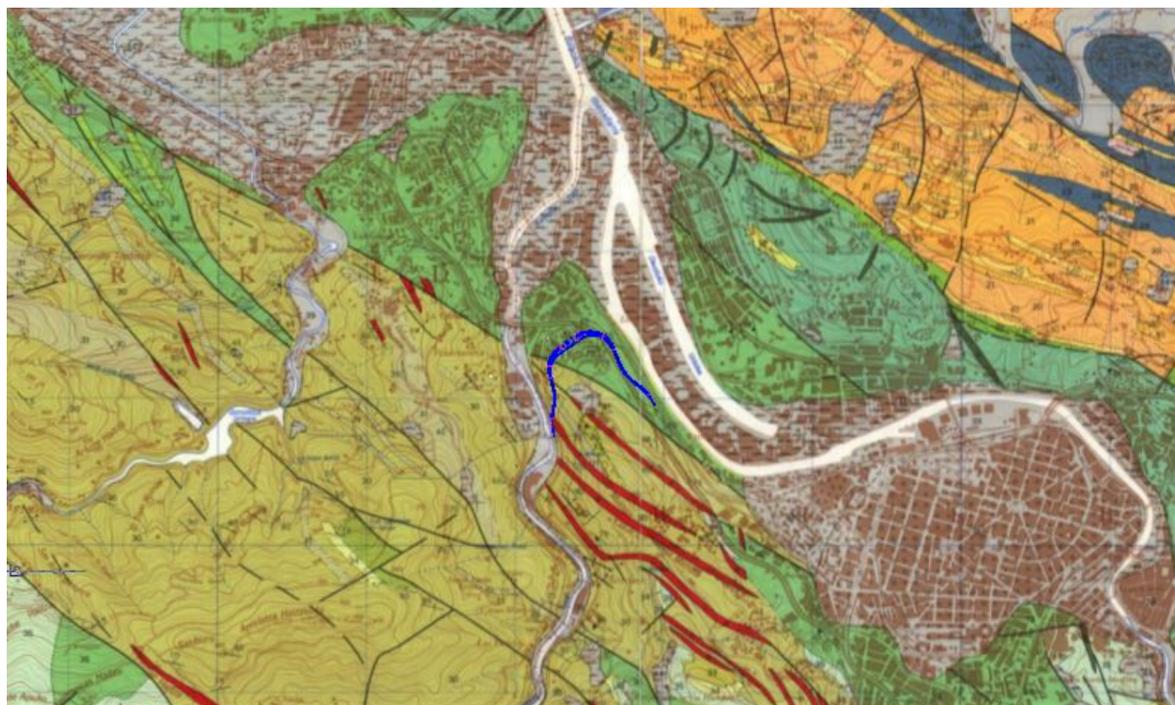


Figura 5. Situación del trazado (en azul) sobre el mapa 1:25000 del EVE (hoja 61 II)

Las unidades litológicas afectadas por el trazado de los túneles son las siguientes:

- Areniscas y limolitas calcáreas de la Formación Ereza (AR-LIFE)
- Limolitas calcáreas de la Formación Tejera (LIFT)
- Filones de cuarzo (F)

Todas las unidades presentes en la zona del estudio se han descrito en profundidad en el Anejo 3 (Geología y geotecnia) del presente estudio.

#### 3.2 Características geotécnicas de los materiales

Los parámetros geotécnicos de las unidades afectadas por el trazado se detallan en la siguiente tabla:

Parámetro geotécnico	AR-LIFE	LIFT	F
Densidad aparente (t/m <sup>3</sup> )	2,7	2,7	2,7
Resistencia a compresión simple (MPa)	40,0	22,0	35,0
Resistencia a tracción (MPa)	4,4	3,9	5,4
Módulo de deformación (GPa)	26,2	17,0	
Coefficiente de Poisson	0,23	0,28	
Abrasividad Cerchar	0,31	0,05	4,1
Índice Schimazek (kN/m)	0,06	0,06	2,2
Parámetro mi	17,0	7,0	
Contenido en carbonatos (%)	16,8	26,4	
Contenido en sulfatos (%)	0,12	0,05	
Velocidad de ondas sísmicas (m/s)	4963	4628	
Índice SDT (%)	94,96	98,0	

Tabla 1. Parámetros geotécnicos de las unidades afectadas

La obtención de estos parámetros está explicada en el Anejo 3 (Geología y geotecnia).

#### 3.3 Diaclasado y fracturación del macizo rocoso

Tal y como se ha analizado en el apartado de Tectónica del Anejo 3 (Geología y geotecnia), la zona de estudio se caracteriza por la presencia de pliegues, fallas inversas y cabalgamientos de dirección noroeste-sureste (N 120-140° E). La geometría de estas estructuras es variable, las cuales en algunas ocasiones pueden llegar a aparecer con buzamientos más acusados e incluso con inversiones locales de las capas y pliegues volcados.

La estratificación y la esquistosidad se disponen de igual modo de manera frecuente, como corresponde a los flancos de los pliegues, si bien aparecen divergencias ocasionales producidas probablemente por replegamientos locales, de difícil identificación cartográfica. Los

buzamientos varían entre 40 y 80°, siendo generalmente en alguno caso incluso por debajo de 40°.

Posteriormente se produce una etapa distensiva caracterizada por la presencia de abundantes fallas normales de altos buzamientos superiores a 75°. Aparecen también otras estructuras como pliegues y fallas cuyo rumbo es ortogonal a las directrices de las estructuras anteriores, y que generan pliegues de geometría variable.

Con los datos disponibles, obtenidos de la campaña actual como del EVE, se han distinguido en la zona afectada por el trazado un total de 3 dominios estructurales diferentes. Para cada uno de estos dominios se han identificado las discontinuidades más significativas, obteniendo los polos medios correspondientes a su orientación. Todos los dominios establecidos son comunes para ambas alternativas.

En la siguiente tabla se detallan los dominios establecidos y sus características:

DOMINIO	PK INICIO	PK FINAL	LONGITUD (m)	LITOLOGIA	TIPO	BUZAMIENTO (°)	DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO (°)
D-1	0+000	0+300	300	AR-LI <sub>FE</sub>	Eo	50	290
					J1	85	214
					J2	89	069
					J3	70	138
D-2	0+300	0+760	460	AR-LI <sub>FE</sub>	Eo	26	220
					J1	08	014
					J2	85	345
D-3	0+760	1+554	794	LI <sub>FT</sub>	Eo	53	326

Tabla 2. Dominios estructurales

### 3.4 Calidad del macizo rocoso

Existen varios sistemas de clasificación para evaluar la calidad de un macizo rocoso. Para este estudio se ha aplicado el sistema más utilizado en la práctica habitual: el RMR (Rock Mass Rating System) de Bieniawski. Junto con el RMR, también es comúnmente utilizado el GSI (Geological Strength Index), que valora la calidad geomecánica de la roca sin tener en cuenta los factores de presencia de agua y de orientación en las discontinuidades, como sí hace el RMR.

A partir de las apreciaciones geológico-geotécnicas observadas en las estaciones geomecánicas, así como de los resultados de los reconocimientos, el estudio de los testigos de sondeo y los ensayos de laboratorio se ha determinado la clasificación geomecánica del macizo rocoso a lo largo del túnel.

Teniendo en cuenta los valores de RMR obtenidos para cada una de las unidades geotécnicas afectadas en el presente estudio, se han considerado cuatro clases de calidad de terreno:

TIPO DE TERRENO	RMR
Bueno	> 60
Regular	46 – 60
Malo	31 – 45
Muy malo	≤ 30

Tabla 3. Clases de calidad del terreno

A partir de estas clases de calidad del terreno se obtiene una tramificación que diferencia distintos segmentos del trazado según sus características geológicas y geotécnicas, definiendo así el perfil geológico-geotécnico del túnel.

#### 3.4.1 Tramificación geotécnica del trazado

Teniendo en cuenta lo explicado en apartados anteriores, se ha realizado una tramificación del trazado teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- PPKK del trazado
- Longitud
- Unidad geotécnica
- Montera minina sobre clave
- Dominios estructurales
- Resistencia compresión simple del macizo rocoso (RCS)
- Índice de calidad del macizo RMR corregido
- Sección tipo

En dicha tramificación se ha añadido un apartado de observaciones con notas sobre los puntos singulares del túnel. Además, en las zonas de falla se ha asignado un RMR corregido de 20-35.

Se ha realizado una tramificación por alternativa, como se presenta en las siguientes tablas:

TRAMIFICACIÓN ALTERNATIVA 1											
Eje	Tramo	PK Inicio	PK Final	Longitud (m)	Montera sobre clave (m)	Litología	Dom. Estr.	RCS	RMR corregido	Sección tipo	Observaciones
EJE 1	1	0+150	0+160	10	Min: 5	F	D1	35	-	VD 3-4	Cruce bajo BI-3742
	2	0+160	0+320	160	Min: 5	AR-LIFE	D1-D2	40	RMR > 60 42%, RMR 46-60 40%, RMR 31-45 6%, RMR < 31 12%	VD 3-4	Cruce bajo BI-3742
	3	0+320	0+370	50	Min: 9	AR-LIFE	D2	40	RMR > 60 42%, RMR 46-60 40%, RMR 31-45 6%, RMR < 31 12%	VD 3-4	Cruce bajo vaguada
	4	0+370	0+540	170	Min: 10	AR-LIFE	D2	40	RMR > 60 42%, RMR 46-60 40%, RMR 31-45 6%, RMR < 31 12%	VD 3-4, VT 7, VT 8, VT 9, VT 10	
	5	0+540	0+580	40	Min: 6	AR-LIFE	D2	40	RMR > 60 42%, RMR 46-60 40%, RMR 31-45 6%, RMR < 31 12%	VD 3-4	Cruce bajo vaguada
	6	0+580	0+780	200	Min: 13	AR-LIFE	D2-D3	40	RMR > 60 42%, RMR 46-60 40%, RMR 31-45 6%, RMR < 31 12%	VD 3-4, CAVERNA	
	7	0+780	0+830	50	Min: 21	FALLA	D2-D3	-	20-35 100%	VD 3-4	Inestabilidad por falla
	8	0+830	0+980	150	Min: 17	LIFT	D3	22	RMR > 60 58%, RMR 46-60 14%, RMR 31-45 13%, RMR < 31 15%	VD 3-4, VT 10	
	9	0+980	1+220	240	Min: 5	LIFT	D3	22	RMR > 60 58%, RMR 46-60 14%, RMR 31-45 13%, RMR < 31 15%	VT 10, VT 9, VT 8, VT 7, VD 3-4	Zona escasa montera. Paso junto a A-8
	10	1+220	1+390	170	Min: 5 (Hombro izq)	LIFT	D3	22	RMR > 60 58%, RMR 46-60 14%, RMR 31-45 13%, RMR < 31 15%	VD 3-4	
	11	1+390	1+450	60	Min: 5	LIFT	D3	22	RMR > 60 58%, RMR 46-60 14%, RMR 31-45 13%, RMR < 31 15%	VD 3-4	
EJE 2	12	0+000	0+120	120		AR-LIFE	D2	40	RMR > 60 42%, RMR 46-60 40%, RMR 31-45 6%, RMR < 31 12%	VT 7, VT 8, VT 9, VT 10, VU 5-6	
	13	0+120	0+170	50		AR-LIFE	D2	40	RMR > 60 42%, RMR 46-60 40%, RMR 31-45 6%, RMR < 31 12%	VU 5-6	
	14	0+170	0+385	215		AR-LIFE	D2	40	RMR > 60 42%, RMR 46-60 40%, RMR 31-45 6%, RMR < 31 12%	VU 5-6	
	15	0+385	0+420	35		FALLA	D2-D3	-	20-35 100%	VU 5-6	Inestabilidad por falla
	16	0+420	0+664	244		LIFT	D3	22	RMR > 60 58%, RMR 46-60 14%, RMR 31-45 13%, RMR < 31 15%	VU 5-6, VT 10, VT 9, VT 8, VT 7	

Tabla 4. Tramificación alternativa 1

TRAMIFICACIÓN ALTERNATIVA 2											
Eje	Tramo	PK Inicio	PK Final	Longitud (m)	Montera sobre clave (m)	Litología	Dom. Estr.	RCS	RMR corregido	Sección tipo	Observaciones
EJE 5 – EJE 6	1	0+150	0+160	10	Min: 5	F	D1	35	-	VD 3-4	Cruce bajo BI-3742
	2	0+160	0+320	160	Min: 5	AR-LIFE	D1-D2	40	RMR > 60 42%, RMR 46-60 40%, RMR 31-45 6%, RMR < 31 12%	VD 3-4	Cruce bajo BI-3742
	3	0+320	0+370	50	Min: 9	AR-LIFE	D2	40	RMR > 60 42%, RMR 46-60 40%, RMR 31-45 6%, RMR < 31 12%	VD 3-4	Cruce bajo vaguada
	4	0+370	0+540	170	Min: 10	AR-LIFE	D2	40	RMR > 60 42%, RMR 46-60 40%, RMR 31-45 6%, RMR < 31 12%	VD 3-4, VT 11, VT 12, VT 13	
	5	0+540	0+580	40	Min: 6	AR-LIFE	D2	40	RMR > 60 42%, RMR 46-60 40%, RMR 31-45 6%, RMR < 31 12%	VT 13, VT 14	Cruce bajo vaguada
	6	0+580	0+780	200	Min: 13	AR-LIFE	D2-D3	40	RMR > 60 42%, RMR 46-60 40%, RMR 31-45 6%, RMR < 31 12%	VT 14, VT 15, CAVERNA, VT 15	
	7	0+780	0+830	50	Min: 21	FALLA	D2-D3	-	20-35 100%	VT 15, VT 14, VT 13	Inestabilidad por falla
	8	0+830	0+980	150	Min: 17	LIFT	D3	22	RMR > 60 58%, RMR 46-60 14%, RMR 31-45 13%, RMR < 31 15%	VT 13, VT 12	
	9	0+980	1+220	240	Min: 5	LIFT	D3	22	RMR > 60 58%, RMR 46-60 14%, RMR 31-45 13%, RMR < 31 15%	VT 12, VT 11 VD 3-4	Zona escasa montera. Paso junto a A-8
	10	1+220	1+390	170	Min: 5 (Hombro izq)	LIFT	D3	22	RMR > 60 58%, RMR 46-60 14%, RMR 31-45 13%, RMR < 31 15%	VD 3-4	
	11	1+390	1+450	60	Min: 5	LIFT	D3	22	RMR > 60 58%, RMR 46-60 14%, RMR 31-45 13%, RMR < 31 15%	VD 3-4	

Tabla 5. Tramificación alternativa 2

### 3.5 Excavabilidad

En el presente apartado se presentan las conclusiones del estudio desarrollado en el capítulo 5 del Anejo 3 de Geología y geotecnia.

En dicho estudio se han analizado las propiedades del macizo rocoso afectado para obtener el método de excavación más adecuado para los túneles proyectados. Para estudiar la excavabilidad el macizo rocoso, las propiedades geotécnicas más relevantes son las resistencias mecánicas y la abrasividad.

Como se concluye en el Anejo 3, el método de excavación más adecuado para los túneles proyectados es el método convencional mediante perforación y voladura. Otros métodos viables pero con menor rendimiento y, presumiblemente, mayor costo económico sería la excavación mediante rozadora y mediante medios mecánicos.

En el caso de la excavación mediante rozadora se presentan importantes dificultades de espacio, debido a que para rozar las rocas afectadas es necesario una rozadora de grandes prestaciones y dimensiones.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos con la aplicación de los distintos criterios de excavabilidad:

Criterio adoptado	Parámetro evaluado	UNIDAD GEOTÉCNICA		
		AR-LI <sub>FE</sub>	LI <sub>FT</sub>	F
Resistencia	$\sigma_c$ (MPa)	40,0	22,0	35,0
	Clase	Moderadamente Resistente	Moderadamente Resistente	Moderadamente Resistente
Abrasividad Schimazek	$F_{SCHIM}$ (N/mm)	0,06	0,06	2,20
	Clase	Abrasividad Media	Abrasividad Media	Abrasividad Extrema
Abrasividad Cerchar	CAI	0,31	0,05	4,05
	Clase	Muy poco abrasiva	Muy poco abrasiva	Abrasividad Extrema
Fracturación	RQD MEDIO (%)	45	60	44
	$J_v$	21	17	21
	Tamaño bloque (m <sup>3</sup> )	Pequeños	Pequeños	Pequeños
Clasificación de Romana (1993)	Valoración	C-D: Adecuado para topo, rozadora y martillo	C-D: Adecuado para topo, rozadora y martillo	C-D: Adecuado para topo, rozadora y martillo
Clasificación de Singh (1989)	Puntuación	26-48	22-44	58-76
	Valoración	Moderada-Difícil	Moderada	Marginal
Clasificación de Franklin (1971)	Valoración	Escarificado, Voladura de esponjamiento (prevoladura)	Escarificado, Voladura de esponjamiento (prevoladura)	Voladura de esponjamiento (prevoladura)

Tabla 6. Criterios de excavabilidad

### 3.6 Problemas geotécnicos singulares

#### 3.6.1 Riesgos geotécnicos detectados

Los riesgos geotécnicos detectados en el área de estudio son los siguientes:

- Filones de cuarzo
- Zonas de falla.
- Cruces de vaguadas

Los riesgos geotécnicos detectados afectan a ambas alternativas.

#### 3.6.2 Filones de cuarzo

Al inicio del trazado, justo en el emboquille de entrada del túnel, se atraviesa uno de los filones de cuarzo (Unidad F) que existen cercanos al trazado. Se trata de una familia de filones con dirección NW-SE y buzamiento cuasi vertical. Estos filones son de origen hidrotermal y están encajados en la formación Ereza.

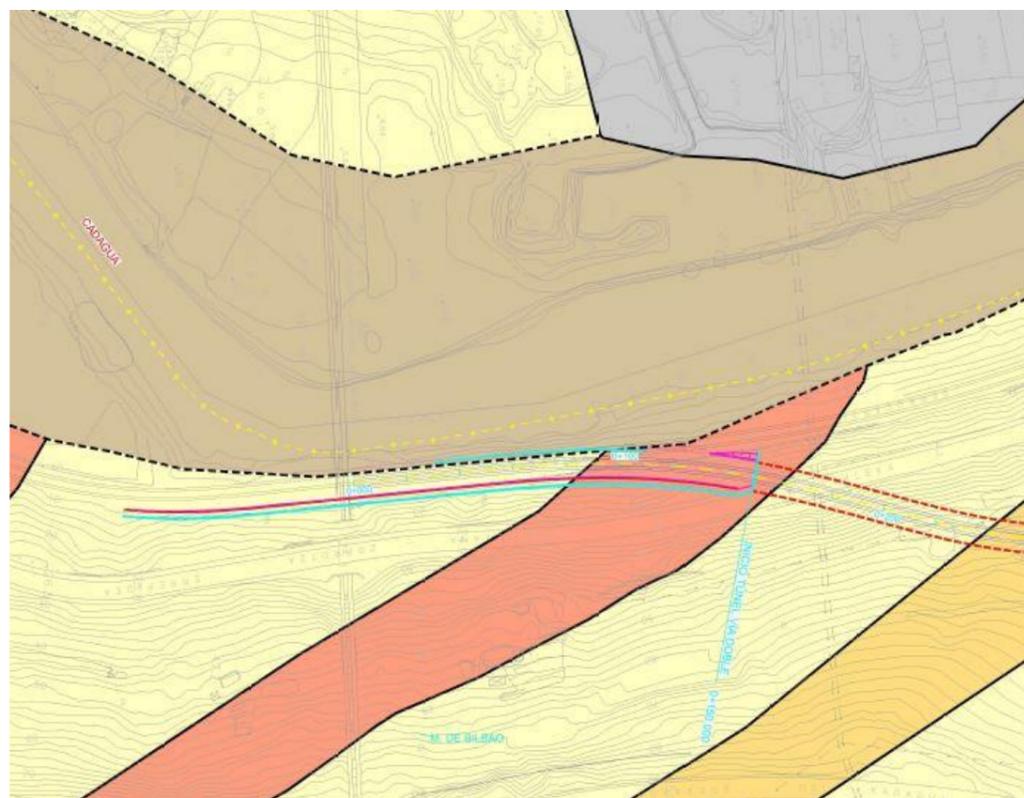


Figura 6. Extracto de la cartografía geológica en el que el trazado atraviesa un filón de cuarzo en el emboquille de entrada

Estos diques de cuarzo pueden alcanzar varios metros de potencia, que se pueden desdoblar rápidamente en varios filones de potencia decimétrica que se entrecruzan entre sí formando una estructura anastomosada con una caja de varios metros de potencia.

La presencia de este filón justo en la zona del emboquille supondrá un aumento del sostenimiento y, posiblemente, el uso de tratamientos especiales para asegurar la excavación en el emboquille. Todo esto, por tanto, significa una pérdida del rendimiento en la excavación.

#### 3.6.3 Zonas de falla

A lo largo de las dos alternativas estudiadas se intersecarán varias posibles zonas de falla, todas ellas de pequeña entidad, pero que supondrán un riesgo durante la construcción del túnel.

Las zonas de falla son puntos conflictivos, en los que la calidad del macizo es peor por lo que plantean una serie de problemas en las excavaciones subterráneas:

- Mayores empujes del terreno
- Fuertes infiltraciones de agua
- Inestabilidades del frente
- Terreno muy alterado y fracturado

Atravesar una zona de falla implica, generalmente, un sostenimiento más pesado y excavación en pases más cortos. En los casos más graves es posible el uso de algún tratamiento especial del terreno en la zona de falla.

#### 3.6.4 Cruces de vaguadas

A lo largo del trazado proyectado se cruzan dos vaguadas, que constituyen zonas de baja montera (inferior a 10 metros) sobre el túnel. Además, justo antes del paso bajo la AP-8 se produce el tercer cruce en una zona de baja montera.

Las zonas detectadas como cruces de vaguadas con baja cobertera en ambas alternativas son:

- Cruce bajo un saliente de la carretera Zorrotza-Kastrexana (PK 0+340). La montera en este tramo tiene un punto mínimo de 9 metros.
- Cruce bajo Grupo Jardín de Zorrotza (PK 0+560). El cruce se produce justo antes de la entrada a la Estación. En la Alternativa 2, el cruce bajo la vaguada se produce con una sección tipo de grandes dimensiones. La montera alcanza un valor mínimo de 6 metros.
- Cruce tras Pinadia Etxetaldea (PK 1+000 a 1+060). Justo antes del paso bajo la AP-8 se cruza la última zona de baja montera. Se extiende a lo largo de 60 metros y tiene una montera media de

6-8 metros. En la Alternativa 1, este cruce ocurre en la transición telescópica de sección tipo de vía triple a vía doble.

Estos cruces de baja montera, habitualmente se resuelven mediante pases de excavación reducidos y sostenimientos pesados e incluso mediante el empleo de tratamientos especiales tipo, paraguas de micropilotes, tratamientos del terreno, inyecciones, etc.

#### 4. SECCIONES TIPO

##### 4.1 Sección geométrica

Las secciones tipo diseñadas para los túneles proyectados son distintas para cada alternativa, incluyendo la sección tipo para la estación. Todas las secciones son de ancho de vía métrico.

En la siguiente tabla se definen todas las secciones:

ALTERNATIVA	SECCIÓN TIPO	TIPO DE VÍA	ANCHURA MÁX (M)
ALTERNATIVA 1	5-6	ÚNICA	7,81
	3-4	DOBLE	11,28
	7	TRIPLE	14,93
	8	TRIPLE	17,63
	9	TRIPLE	20,33
	10	TRIPLE	23,33
	CAVERNA	DOBLE	17,40
ALTERNATIVA 2	3-4	DOBLE	11,28
	11	TRIPLE	13,03
	12	TRIPLE	14,78
	13	TRIPLE	16,43
	14	TRIPLE	18,08
	15	TRIPLE	19,73
	CAVERNA	TRIPLE	22,80

Tabla 7. Secciones tipo

A estas secciones tipo se añaden las correspondientes a los cañones de acceso y salidas de emergencia, ambas comunes a las dos alternativas:

- Cañones de acceso: se usarán para los accesos a la estación. En el caso del cañón de acceso del Barrio Ignacio Miranda, se utilizará también como boca de ataque de los túneles.

- Salidas de emergencia: destinadas solamente a uso peatonal en situaciones de evacuación de las instalaciones.

Todas las secciones tipo tienen un revestimiento de 30 cm en clave y hastiales, que aumenta progresivamente hasta conectar con las zapatas, de sección 60 x 40 cm.

En las siguientes figuras se presentan todas las secciones tipo diseñadas, separadas por alternativas:

#### 4.1.1 Alternativa 1

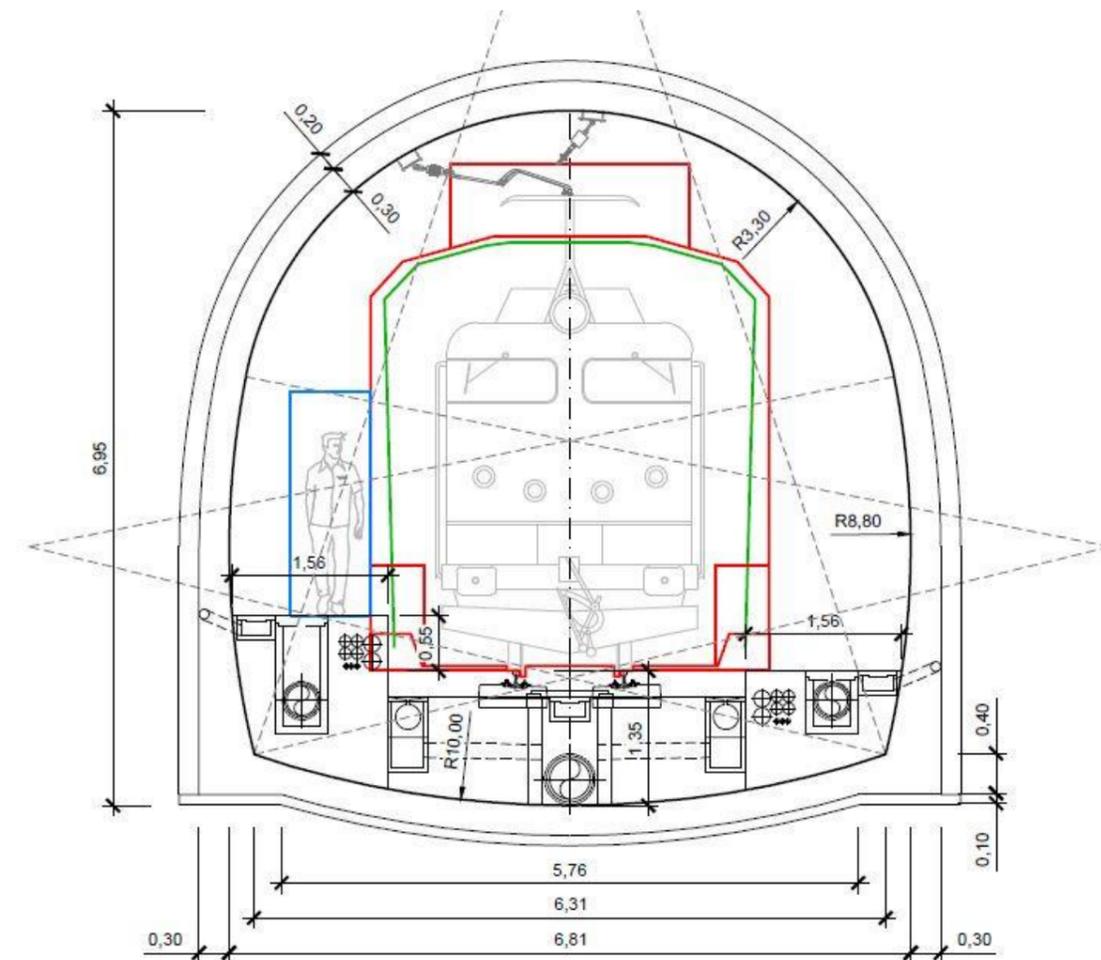
##### Sección tipo 5 (recta) y 6 (curva). Vía única.

Radio interior en bóveda: 3,30 m.

Distancia entre ejes de vía: 1,00 m

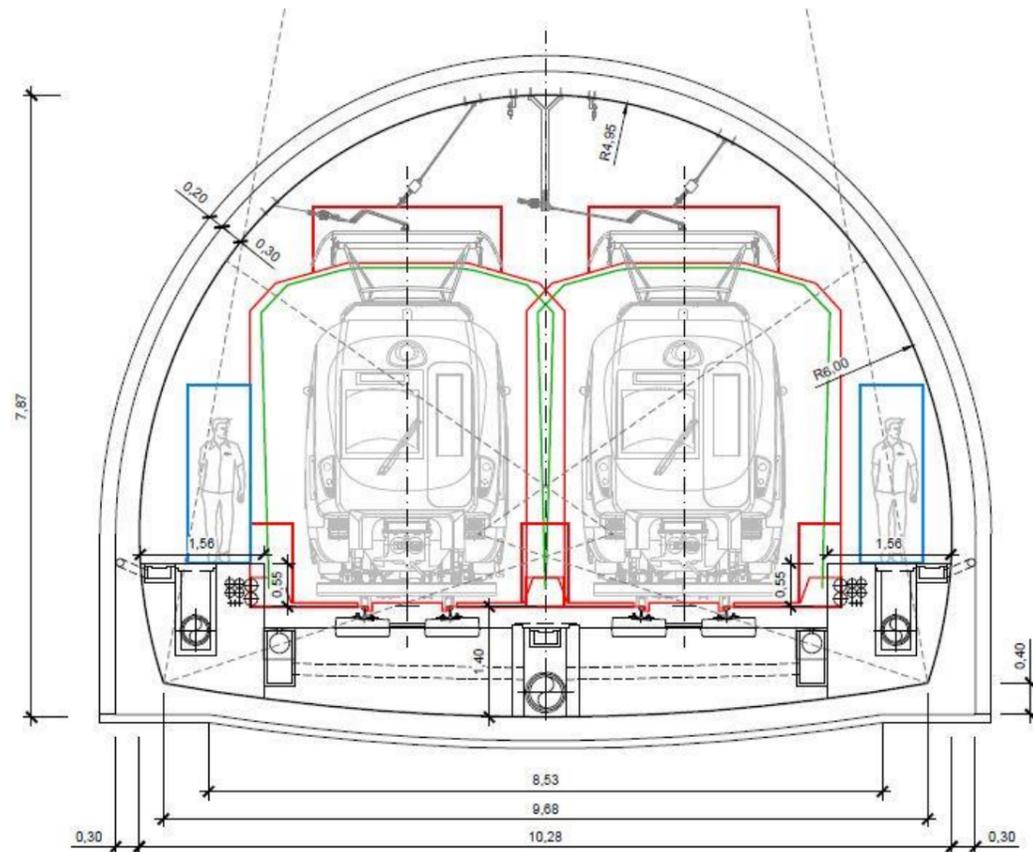
Anchura de los pasillos de evacuación laterales: 1,56 m.

Radio interior de la contrabóveda: 10,00 m.



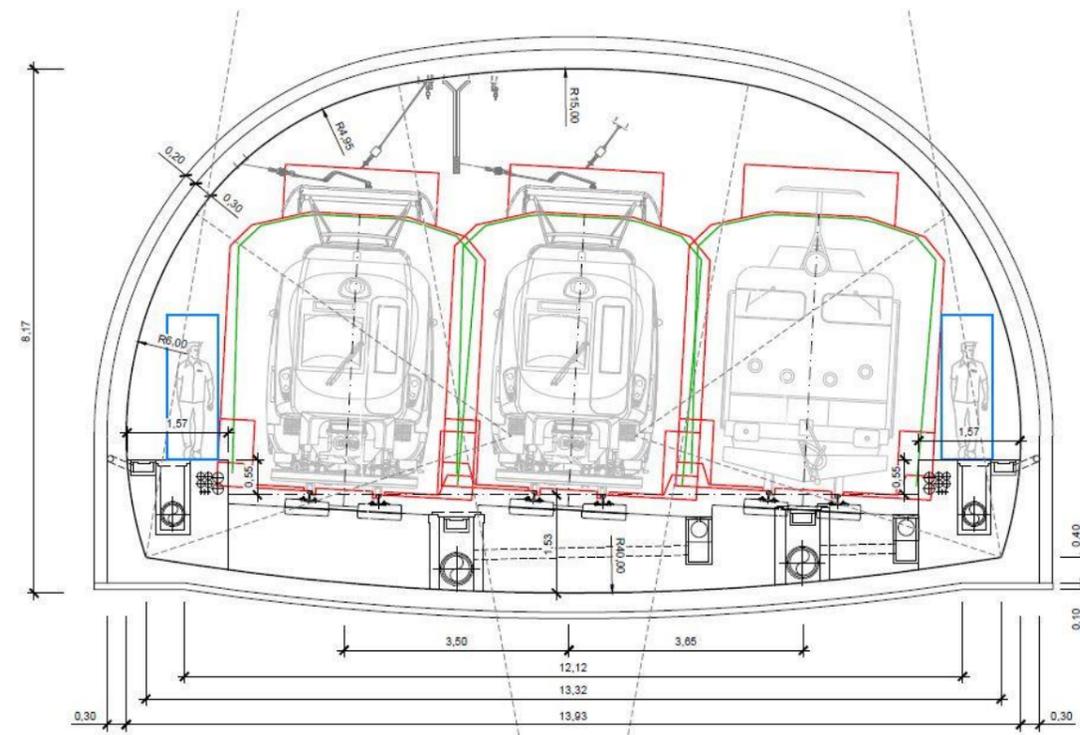
**Sección tipo 3 (recta) y 4 (curva). Vía doble.**

Radio interior en bóveda: 4,95 m.  
 Distancia entre ejes de vía: 1,00 m  
 Anchura de los pasillos de evacuación laterales: 1,56 m.  
 Radio interior de la contrabóveda: 27,36 m.



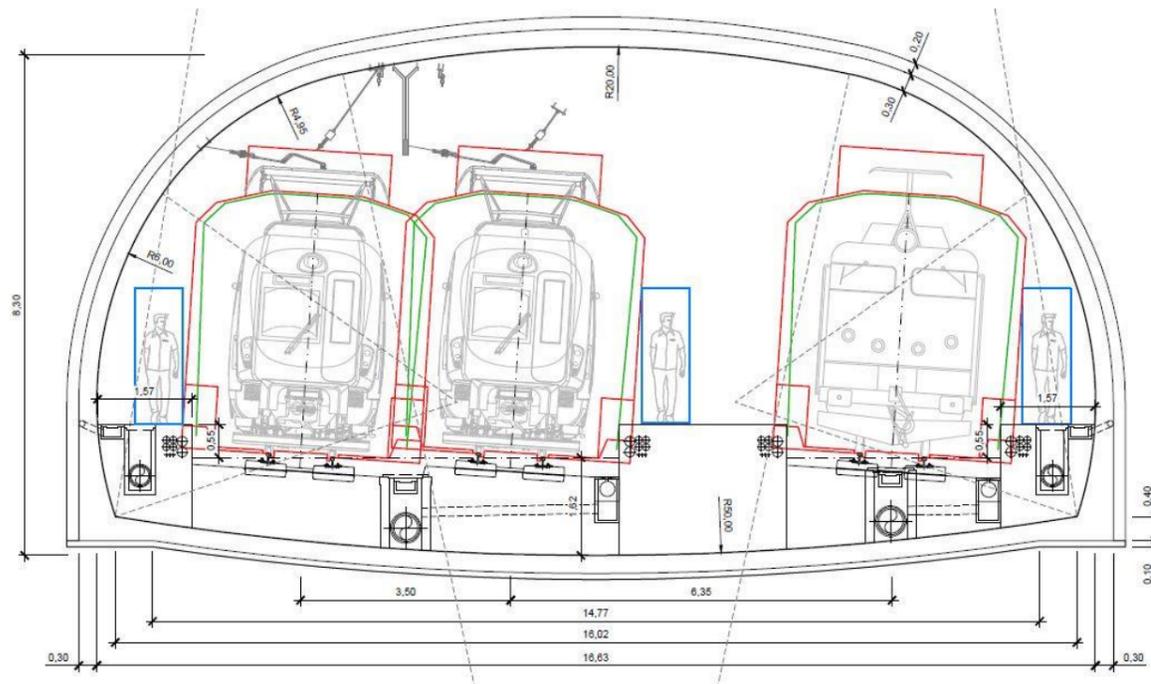
**Sección tipo 7. Vía triple.**

Radio interior en bóveda: 15,00 m.  
 Distancia entre ejes de vía: 1,00 m  
 Anchura de los pasillos de evacuación laterales: 1,57 m.  
 Radio interior de la contrabóveda: 40,00 m.



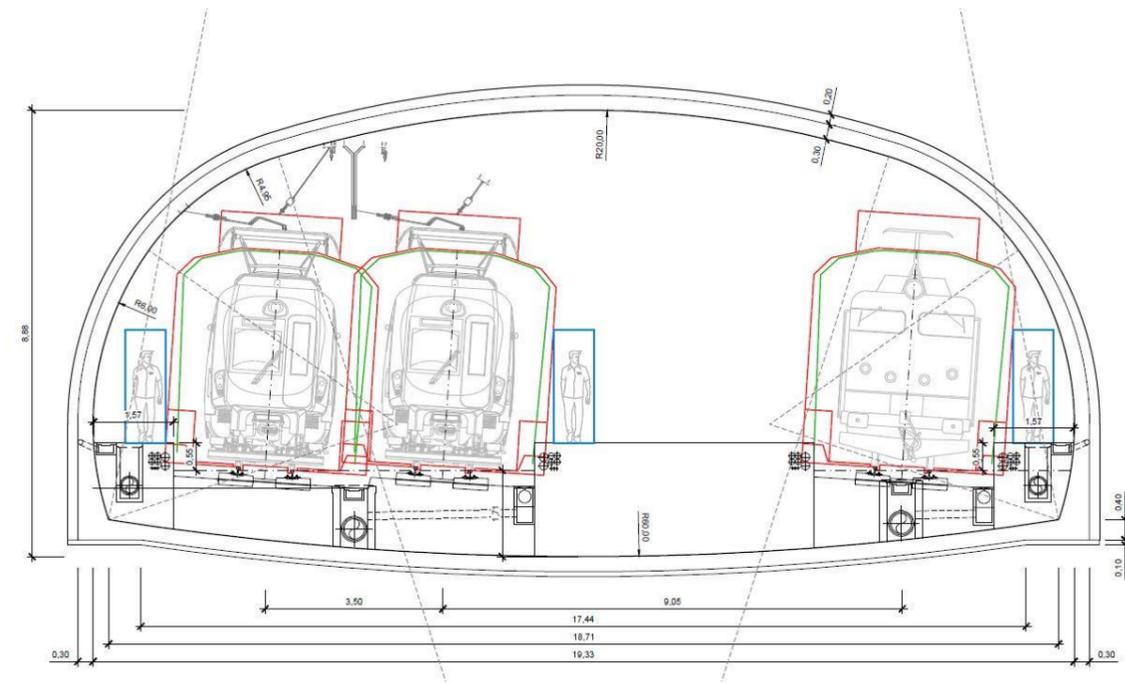
**Sección tipo 8. Vía triple.**

Radio interior en bóveda: 20,00 m.  
 Distancia entre ejes de vía: 1,00 m  
 Anchura de los pasillos de evacuación laterales: 1,57 m.  
 Radio interior de la contrabóveda: 50,00 m.



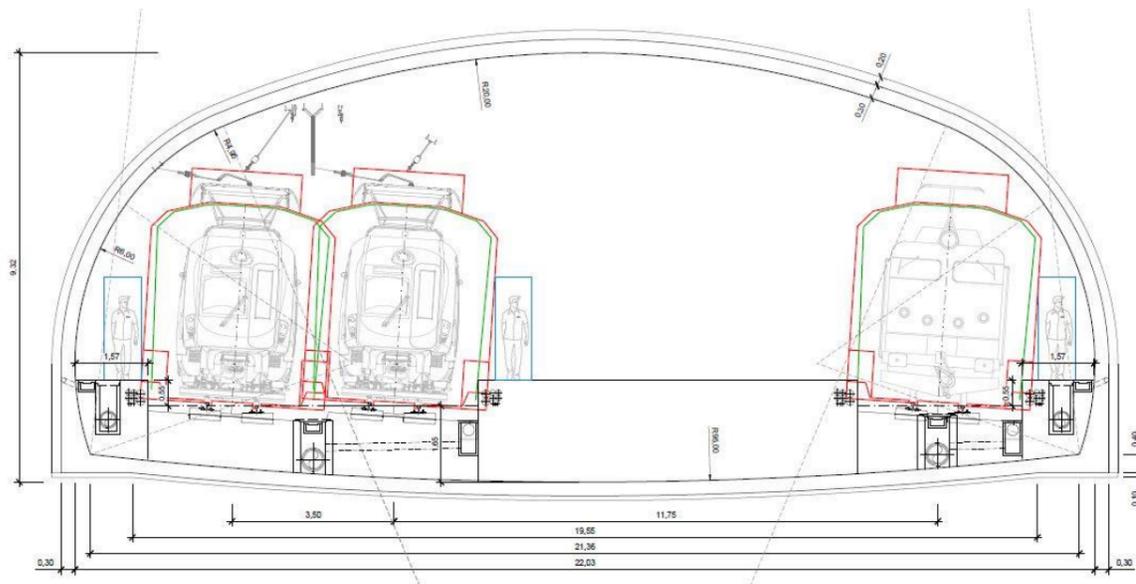
**Sección tipo 9. Vía triple.**

Radio interior en bóveda: 20,00 m.  
 Distancia entre ejes de vía: 1,00 m  
 Anchura de los pasillos de evacuación laterales: 1,57 m.  
 Radio interior de la contrabóveda: 60,00 m.



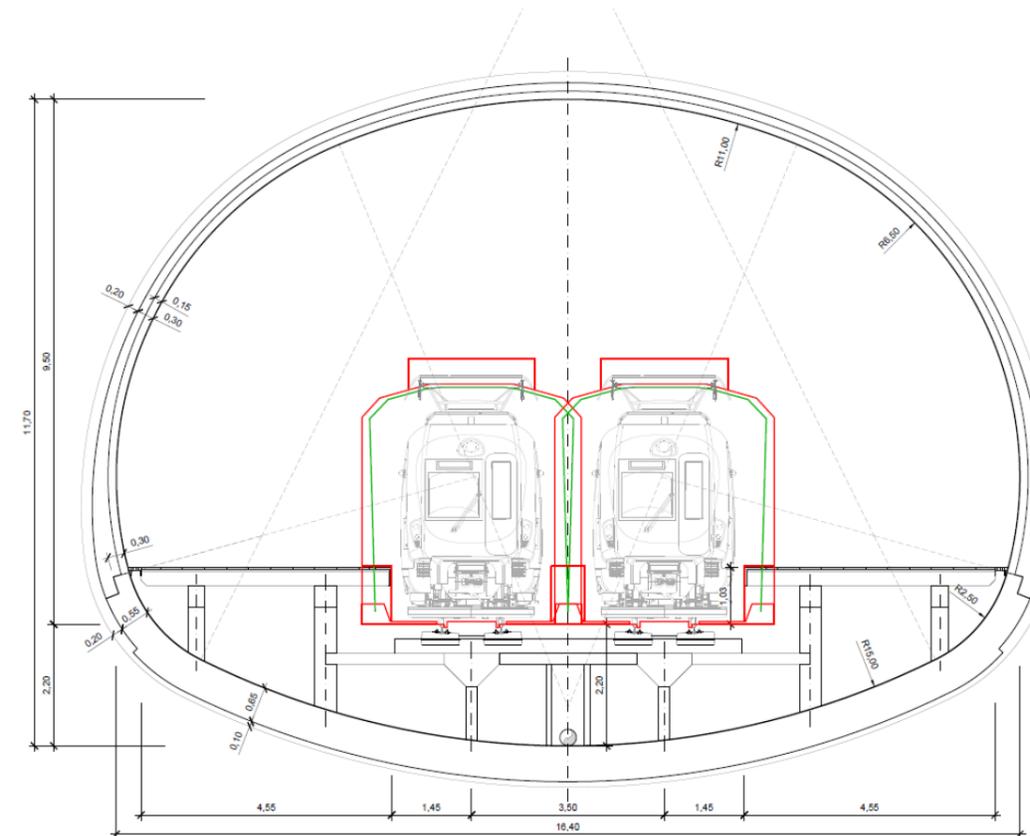
**Sección tipo 10. Vía triple.**

Radio interior en bóveda: 20,00 m.  
 Distancia entre ejes de vía: 1,00 m  
 Anchura de los pasillos de evacuación laterales: 1,57 m.  
 Radio interior de la contrabóveda: 95,00 m.



**Sección tipo Caverna. Vía doble.**

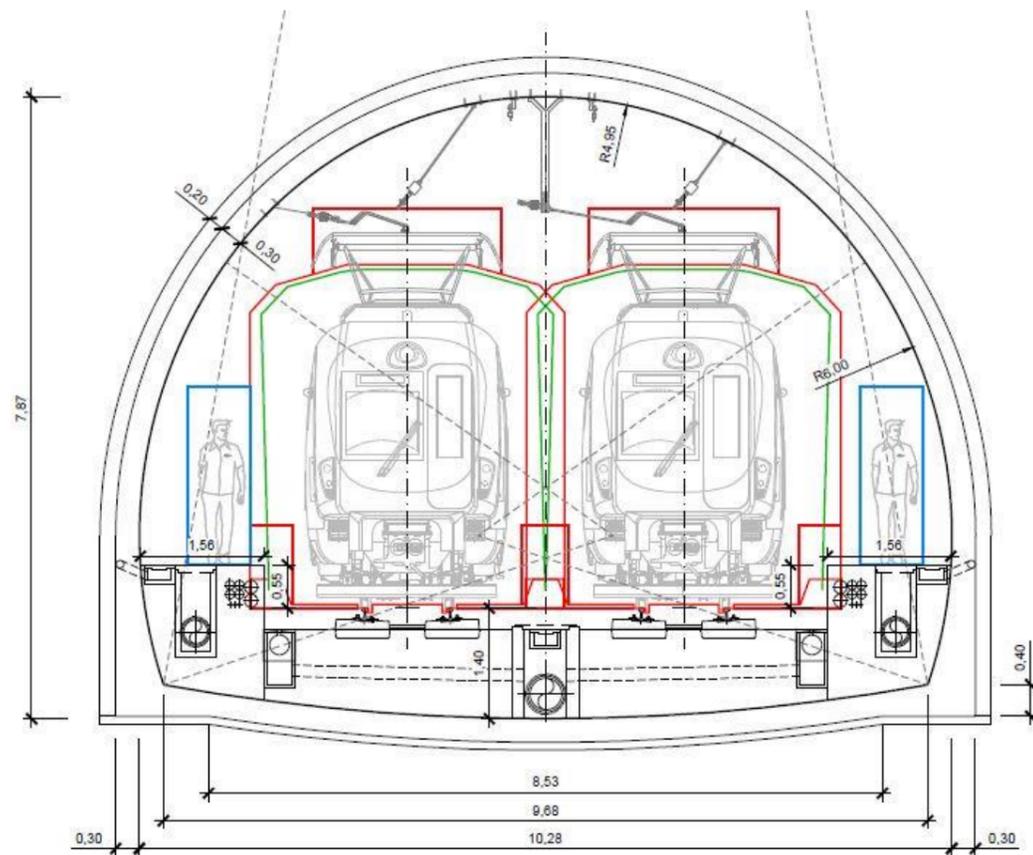
Radio interior en bóveda: 11,00 m.  
 Distancia entre ejes de vía: 1,00 m  
 Anchura de los pasillos de evacuación laterales: 4,54 m.  
 Radio interior de la contrabóveda: 15,00 m.



4.1.2 Alternativa 2

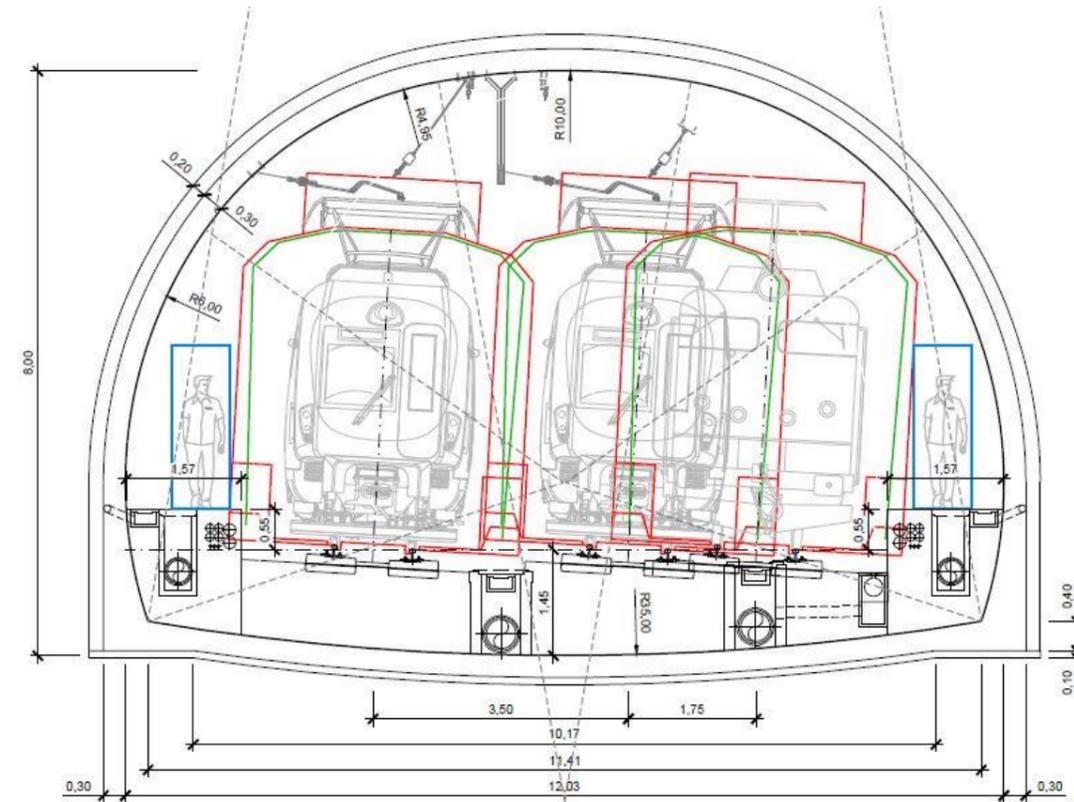
Sección tipo 3 (recta) y 4 (curva). Vía doble.

Radio interior en bóveda: 4,95 m.  
 Distancia entre ejes de vía: 1,00 m  
 Anchura de los pasillos de evacuación laterales: 1,56 m.  
 Radio interior de la contrabóveda: 27,36 m.



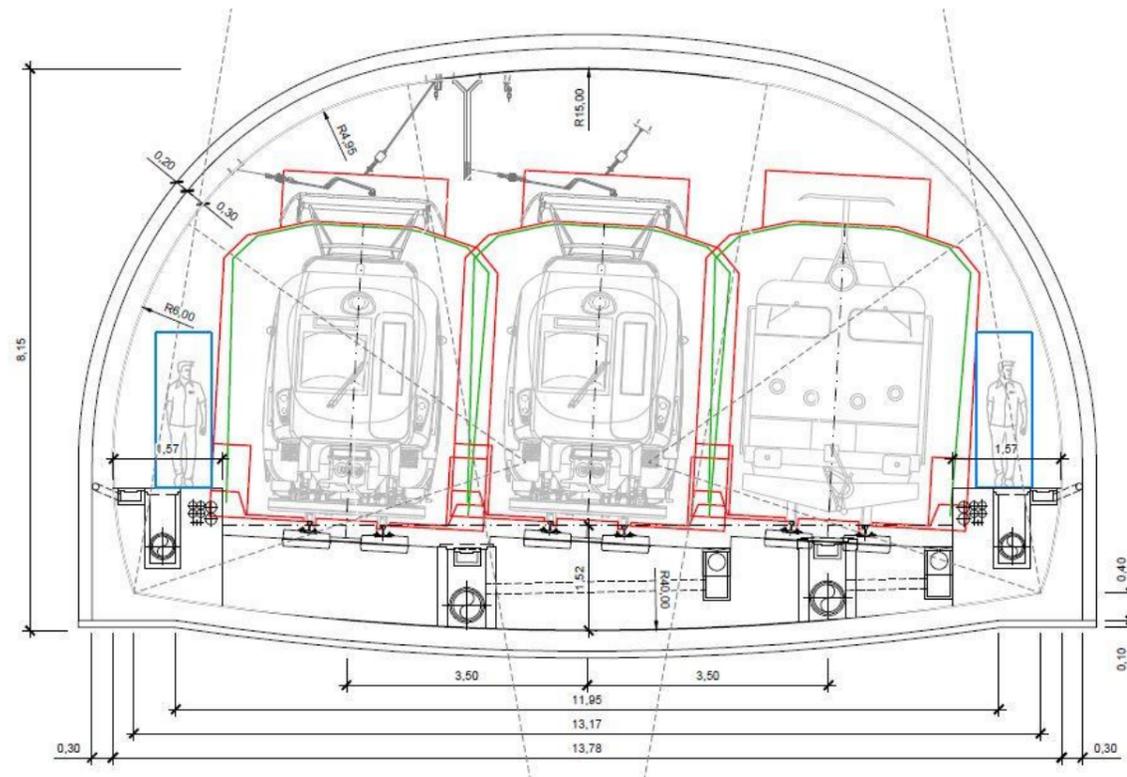
Sección tipo 11. Vía triple.

Radio interior en bóveda: 10,00 m.  
 Distancia entre ejes de vía: 1,00 m  
 Anchura de los pasillos de evacuación laterales: 1,57 m.  
 Radio interior de la contrabóveda: 35,00 m.



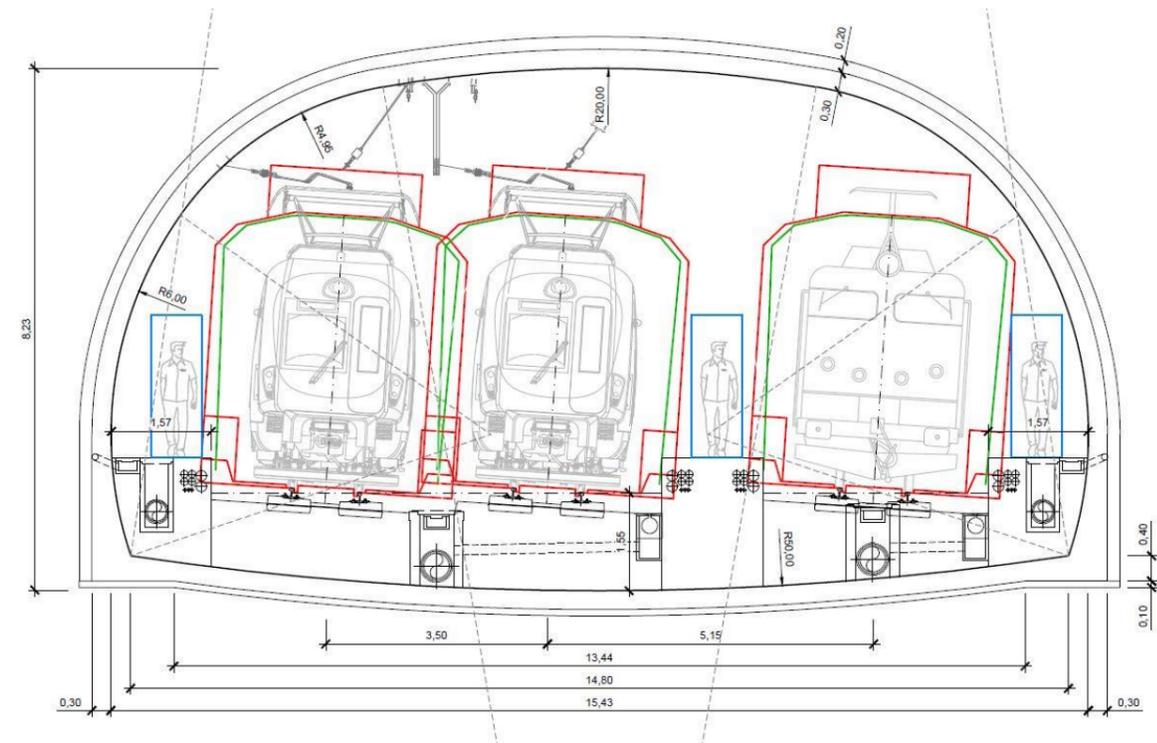
**Sección tipo 12. Vía triple.**

Radio interior en bóveda: 15,00 m.  
 Distancia entre ejes de vía: 1,00 m  
 Anchura de los pasillos de evacuación laterales: 1,57 m.  
 Radio interior de la contrabóveda: 40,00 m.



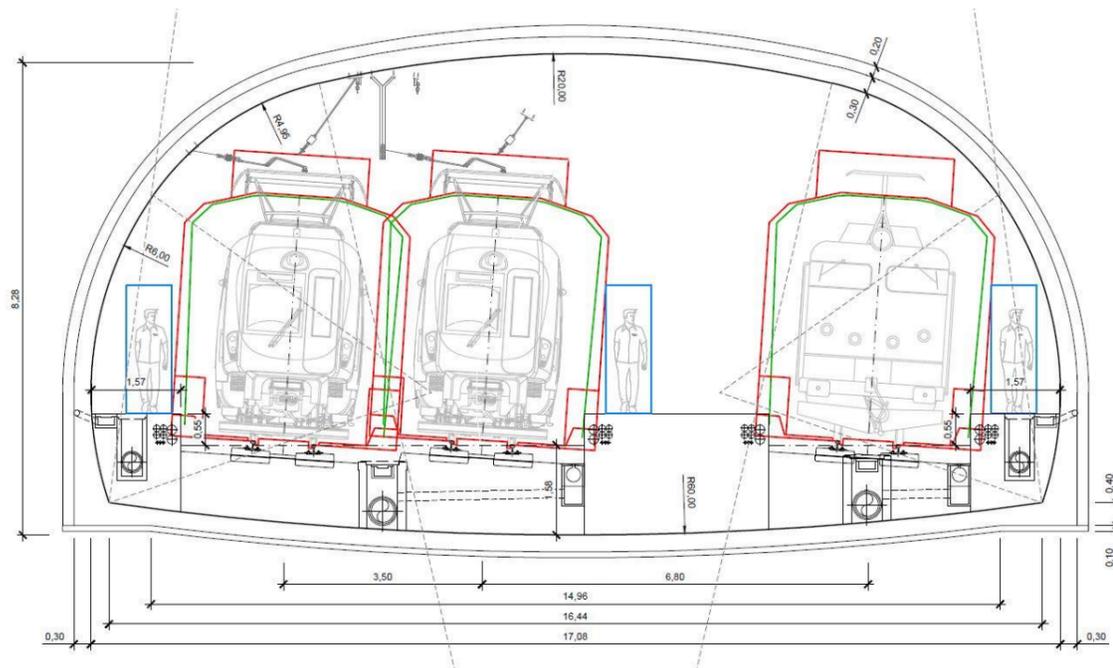
**Sección tipo 13. Vía triple.**

Radio interior en bóveda: 20,00 m.  
 Distancia entre ejes de vía: 1,00 m  
 Anchura de los pasillos de evacuación laterales: 1,57 m.  
 Radio interior de la contrabóveda: 50,00 m.



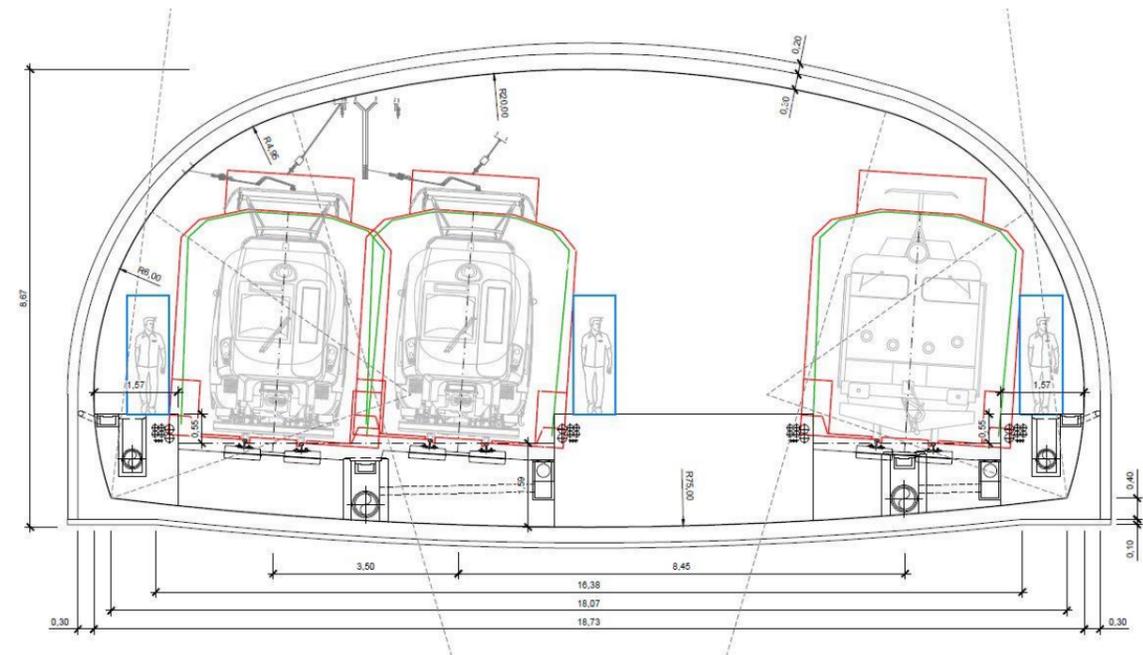
**Sección tipo 14. Vía triple.**

Radio interior en bóveda: 20,00 m.  
 Distancia entre ejes de vía: 1,00 m  
 Anchura de los pasillos de evacuación laterales: 1,57 m.  
 Radio interior de la contrabóveda: 60,00 m.



**Sección tipo 15. Vía triple.**

Radio interior en bóveda: 20,00 m.  
 Distancia entre ejes de vía: 1,00 m  
 Anchura de los pasillos de evacuación laterales: 1,57 m.  
 Radio interior de la contrabóveda: 75,00 m.



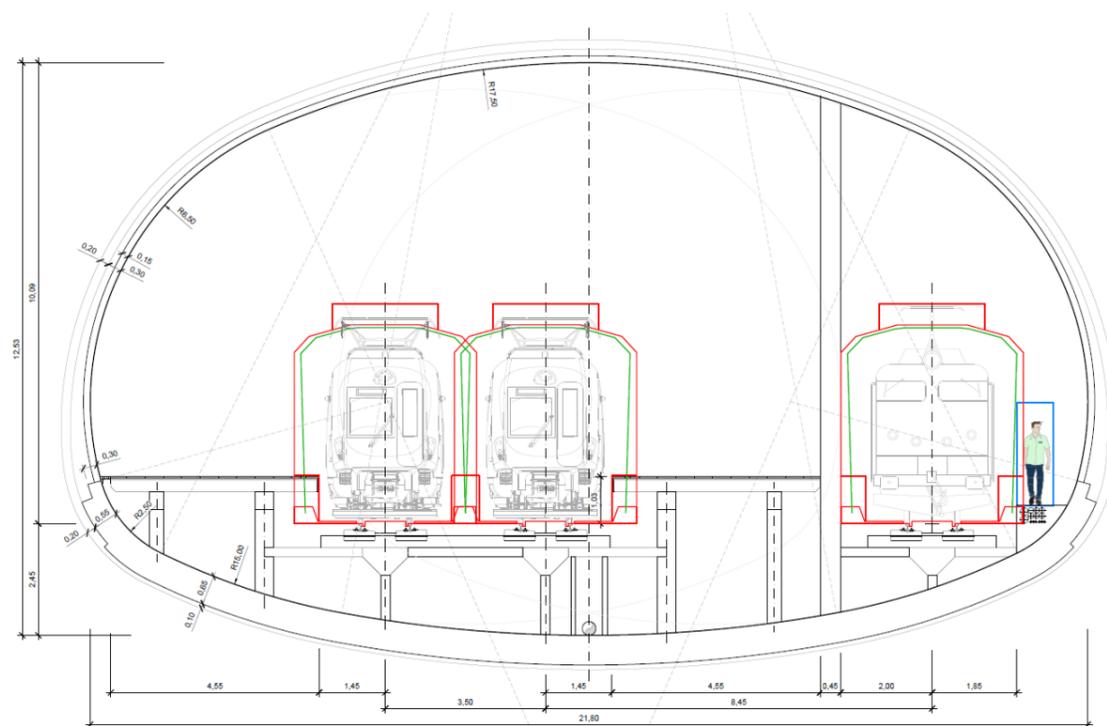
**Sección tipo Caverna. Vía triple.**

Radio interior en bóveda: 7,50 m.

Distancia entre ejes de vía: 1,00 m

Anchura de los pasillos de evacuación laterales: 4,75 m.

Radio interior de la contrabóveda: 30,00 m.

**5. PROCESO CONSTRUCTIVO****5.1 Método de construcción****5.1.1 Consideraciones generales**

El método de excavación a emplear estará condicionado por las características de la roca, así como por su coste económico, la existencia de zonas urbanizadas y la disponibilidad de espacios para instalaciones de obra.

Las rocas excavadas son de tipo detrítico de las formaciones Ereza y Tejera, formadas por areniscas y limolitas calcáreas. Sus características permiten utilizar métodos de constructivos de dos tipos:

- Mediante máquinas integrales (TBM-tuneladoras).
- Por medios convencionales, siguiendo el Nuevo Método Austriaco, con excavación mediante voladuras o medios mecánicos.

En los siguientes apartados se describen de forma concisa ambos métodos, con sus ventajas e inconvenientes, y el método seleccionado para estas obras.

**5.1.2 Excavación mediante TBM**

Este método de construcción de túneles utiliza máquinas integrales (TBM) que realizan tanto la excavación del terreno como su sostenimiento-revestimiento, generalmente mediante dovelas de hormigón armado prefabricado.



Figura 7. Túnel en construcción mediante TBM con revestimiento de dovelas de hormigón prefabricadas

La principal ventaja de las TBMs de su elevado rendimiento en la excavación, en el entorno de los 500 m/mes, así como una mayor seguridad en la construcción. Entre sus principales desventajas está la elevada inversión inicial, el plazo de construcción de la máquina y la necesidad de grandes espacios en los emboquilles para su montaje, que hace que este tipo de métodos constructivos solo resulten rentables para longitudes superiores a 4-5 km, aunque pueden ser competitivas en algunos casos para longitudes menores. Ambas alternativas tienen longitudes inferiores a 4 km, por lo que este método, a priori, no resulta económicamente rentable.

En cuanto a las necesidades de espacio comentadas anteriormente, son necesarios hasta 40.000 m<sup>2</sup> disponibles para instalaciones de obra, que deben disponerse en la boca de ataque del túnel. Dada la orografía del terreno y el poco espacio disponible en los emboquilles, es complicado obtener superficies de este orden sin causar grandes impactos y con costes muy elevados.

Sin embargo, la principal desventaja para estos túneles es la dificultad de este método para adaptarse a diferentes secciones tipo (vía única, vía doble, cavernas, etc), así como realizar bifurcación de túneles. En la siguiente figura se muestra la configuración de un tramo del trazado, donde se observan varias uniones entre túneles, que además tienen diferentes secciones tipo.

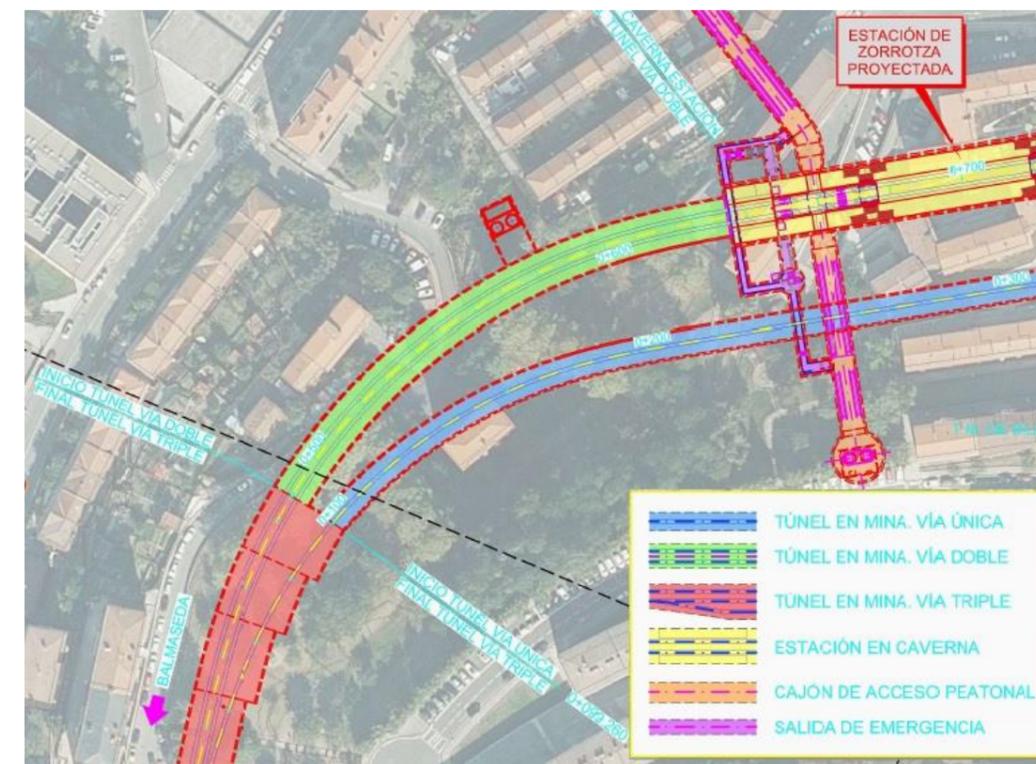


Figura 8. Bifurcación de túneles y diferentes secciones tipo en el trazado

Para adaptarse a las diferentes secciones tipo podrían utilizarse tres máquinas TBM distintas, o bien utilizar una misma TBM para varias de ellas (por ejemplo, una para las secciones de vía doble y otra para las de vía única y las galerías de evacuación), excavando secciones mayores que las estrictamente necesarias. Evidentemente, esto supone un incremento importante de costes.

Para ejecutar las cavernas de bifurcación habría que hacer una primera pasada con la TBM y posteriormente ejecutar la caverna por métodos convencionales, ampliando la sección excavada.

Así pues, aunque se pueden encontrar soluciones para ejecutar los túneles con este método, se elimina una de las ventajas principales, que es la reducción de plazos, y sin embargo los costes se elevan considerablemente.

#### 5.1.2.1 Excavación por medios convencionales

El Nuevo Método Austriaco se fundamenta en los siguientes principios básicos:

- Es posible aprovechar la relajación del terreno entre las fases de excavación y ejecución del sostenimiento para reducir las tensiones litostáticas sobre el túnel. La zona de terreno que circunda al túnel interviene en la estabilidad de la excavación, ya que forma un arco de descarga en torno al túnel que transmite las tensiones a ambos lados de éste.

- Como consecuencia, el sostenimiento se colocará de forma que deje deformarse al terreno, siempre dentro de la estabilidad del túnel, con objeto de que el terreno desarrolle su capacidad autoportante. La carga que va a soportar el sostenimiento dependerá pues, del momento en que se coloque tras la excavación.
- Inmediatamente tras la excavación, se coloca un sostenimiento primario que estabiliza al túnel. Más adelante, se coloca el revestimiento definitivo y la contrabóveda para asegurar la estabilidad de la excavación a largo plazo y controlar las convergencias residuales.
- Conviene mantener inalteradas, en la medida de lo posible, las características del material que rodea al túnel. Para ello, es beneficioso emplear cualquier técnica de excavación mecánica o realizar voladuras cuidadosas.
- En la etapa de proyecto se diseñan varios tipos de sostenimiento a aplicar, según sea la calidad prevista del terreno. Durante la obra, se aplican los sostenimientos en función de la calidad real de macizo detectado, y se optimizan con la información que aporta la instrumentación del túnel y la visualización del macizo rocoso atravesado por el túnel, los cuales son fundamentales para una perfecta aplicación del método constructivo.

Los sostenimientos se realizarían con una combinación de bulones, cerchas y hormigón proyectado, en cantidades variables en función de la calidad de la roca.

La excavación podría realizarse tanto con voladuras como medios mecánicos (rozadora). Las máquinas rozadoras se han empleado satisfactoriamente en varios túneles ejecutados en las rocas de la Formación Tejera, con su mayor exponente en las obras del Metro de Bilbao. Sin embargo, este método tendría más inconvenientes para la excavación de las rocas de la Formación Ereza, que presentan una mayor resistencia y además tienen intercalados algunos bancos de arenisca, más abrasiva.

Por estos motivos, se considera como método de excavación más adecuado el de perforación y voladura, método muy flexible, apto para todos los terrenos a excavar y que requiere de una inversión pequeña en maquinaria.

Si bien, es cierto que la mayor parte del trazado discurre en zona urbana, por lo que se considera además muy adecuada la excavación mediante rozadoras. No obstante, tanto la excavación con rozadoras como con medios mecánicos (retroexcavadora con martillo neumático) tendrían peores rendimientos de excavación y mayores costes económicos.

Con cualquiera de los dos métodos, la excavación puede realizarse a sección completa, que se aplicaría a las salidas de emergencia y cañones de acceso, o en dos fases, Avance y Destroza que sería de aplicación para las secciones de vía única y vía doble. En las zonas de la caverna de bifurcación las dos fases anteriores se dividen en más subfases. Por último, para la sección tipo caverna, usada en la estación de Zorrotza, la excavación se dividirá en tres fases: Avance, Destroza

y Contrabóveda. De la misma forma que para la caverna de bifurcación, las fases de Avance y Destroza se dividirán en varias subfases.

Si la excavación del túnel se ejecuta mediante perforación y voladura, el ciclo de trabajo presenta las siguientes fases:

- Replanteo del esquema de tiro.
- Perforación de los taladros para la voladura
- Carga del explosivo, conexiones y comprobaciones.
- Voladura.
- Ventilación de los gases de la voladura.
- Desescombro del material volado.
- Saneamiento de la bóveda y levantamiento de frente para asignar el sostenimiento correspondiente a la calidad del macizo.
- Aplicación del sostenimiento.

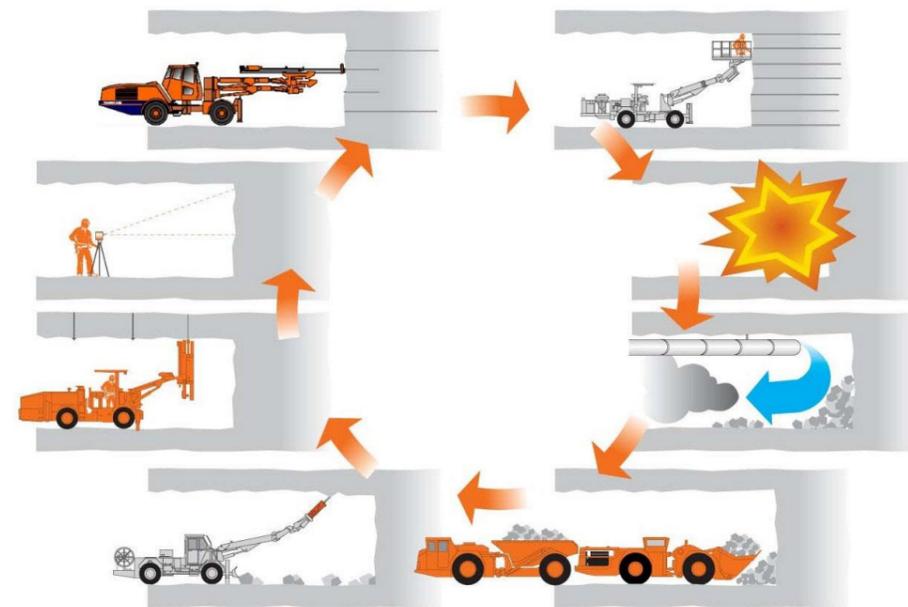


Figura 9. Ciclo de trabajo para excavación de túneles mediante voladuras

Este ciclo se repite de nuevo para las fases de destroza y contrabóveda, aunque en ocasiones resulta más práctico utilizar medios mecánicos para algunas de ellas, especialmente para la segunda.

Una vez completada la excavación se realizan las labores de impermeabilización y drenaje, y finalmente un revestimiento de hormigón en masa.

En cuanto a los rendimientos previsibles con este método, en túneles excavados en el entorno y estos mismos materiales se han obtenido rendimientos en avance del orden de 100 - 120 metros/mes. Los rendimientos en destroza serán superiores, del orden del doble que los de avance.

En caso de que la excavación del túnel se ejecute mediante rozadora, el ciclo de trabajo varía sensiblemente, realizándose el desescombro del material excavado a través de la máquina rozadora y directamente sobre el medio auxiliar previsto para su evacuación. Por tanto, el ciclo de excavación quedaría de la siguiente forma:

- Rozado del frente
- Desescombro del material
- Saneo de la bóveda y levantamiento de frente para asignar el sostenimiento correspondiente a la calidad del macizo.
- Aplicación del sostenimiento.

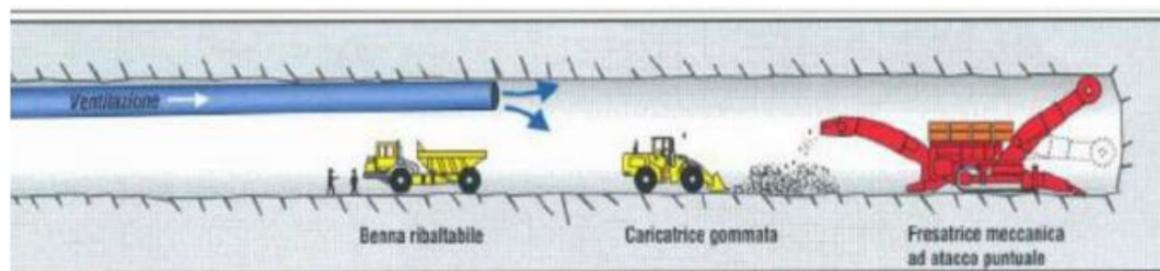


Figura 10. Ciclo de trabajo para excavación de túneles mediante rozadoras

Una vez completada la excavación se realizan las labores de impermeabilización y drenaje, y finalmente un revestimiento de hormigón en masa.

En cuanto a los rendimientos previsibles con este método, se suponen rendimientos para la excavación en avance del orden de 150 metros/mes. Los rendimientos en destroza serán superiores, del orden del doble que los de avance.

### 5.1.3 Método de construcción seleccionado

De acuerdo con los análisis anteriores, la disposición de los diferentes túneles y sus múltiples secciones tipo limitan las ventajas de la construcción mediante TBM e incrementan notablemente su coste.

La excavación por métodos convencionales resulta más ventajosa desde un punto de vista económico y de ocupación de espacios. Sin embargo, el rendimiento de la excavación del túnel será mucho más bajo.

Otro punto a favor de la construcción por métodos convencionales es que permite una mayor presencia de mano de obra en la zona (múltiples frentes de excavación, con 2-3 equipos por frente) frente al uso de tuneladoras (un único frente de excavación), lo que es más favorable como elemento dinamizador de la economía a nivel local y permite compensar otros impactos de las obras en la sociedad.

Por estos motivos, se ha seleccionado la construcción mediante métodos convencionales para la ejecución del túnel y estación para la integración urbana del ferrocarril en el barrio de Zorrotza.

Como método de excavación, se considera que el método más adecuado es mediante rozadora debido a condicionantes urbanos y por la reducida montera en muchos tramos de túnel, a pesar del mayor costo económico. Para compensar la pérdida de rendimiento frente al método de perforación y voladura, es necesario disponer de más de una rozadora con varios frentes de excavación.

## 5.2 Estrategia constructiva

### 5.2.1 Planteamiento general

Como se ha comentado en apartados anteriores, el método de excavación seleccionado permite el ataque a partir de varios frentes una vez excavada la caverna que conformará la futura estación de Zorrotza, utilizándose el cañón de acceso del Barrio Ignacio Miranda como una única boca de ataque, el cual se ha sobredimensionado para este fin.

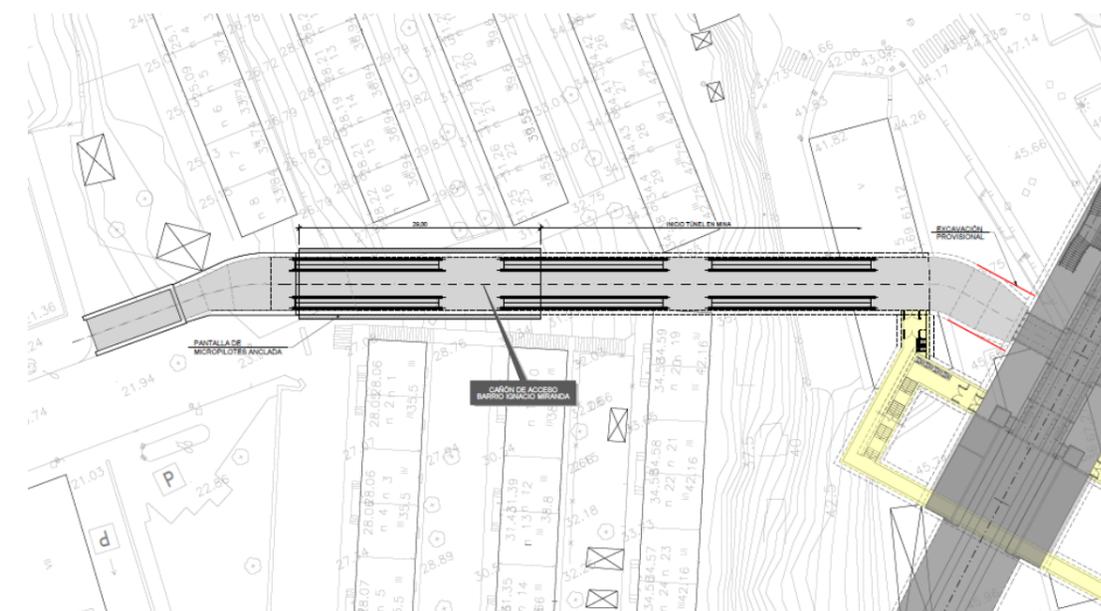


Figura 11. Boca de ataque en el Barrio Ignacio Miranda

La excavación de la boca de acceso se detalla en el apartado 12.4 del presente Anejo.

La mayor parte de la estrategia constructiva es común a ambas alternativas, diferenciándose solamente en la excavación del túnel para mercancías de la Alternativa 1.

Desde la caverna se comenzará la excavación del túnel en ambos sentidos de forma simultánea.

Al mismo tiempo que la ejecución del túnel, se ejecutarán el resto de las actuaciones comunes a ambas alternativas:

- Cañón de acceso al Parque Alazne López Etxebarria
- Batería ascensores en c/Zorrotzaga.
- Ventilación de emergencia norte.
- Ventilación de emergencia sur.
- Salida de emergencia canchas de Zazpilanda
- Salida de emergencia Grupo Aldapeta.

Los pozos verticales correspondientes a la batería de ascensores, así como los pozos de ventilación y las salidas de emergencia se ejecutarán mediante la técnica de perforación vertical *raise boring*.

Una vez ejecutadas todas las actuaciones anteriores se procederá a la ejecución de los emboquilles de entrada y salidas, para los cuales será necesario un corte del servicio de la vía actual, como se detalla en el Anejo 15 del presente Estudio Informativo.

Las diferencias constructivas entre ambas alternativas son dos:

- Excavación del túnel de vía única separado de la estación para el tráfico de mercancías
- Dimensiones de la caverna de bifurcación

A continuación, se detallan las actuaciones para cada alternativa.

### 5.2.2 Estrategia constructiva para la Alternativa 1

Se establece como boca de ataque para la excavación del túnel y la estación de Zorrotza el cañón de acceso del Barrio Ignacio Miranda.

Desde el cañón de acceso se ejecuta la excavación de la caverna para, posteriormente, comenzar la excavación del túnel con dos equipos de trabajo, excavando en ambos sentidos de forma simultánea.

A partir de la caverna se comenzará con la excavación de la vía doble en ambos sentidos hasta alcanzar la caverna de bifurcación.

La excavación de la caverna de bifurcación se realizará en varias fases, como se muestra en la figura siguiente:

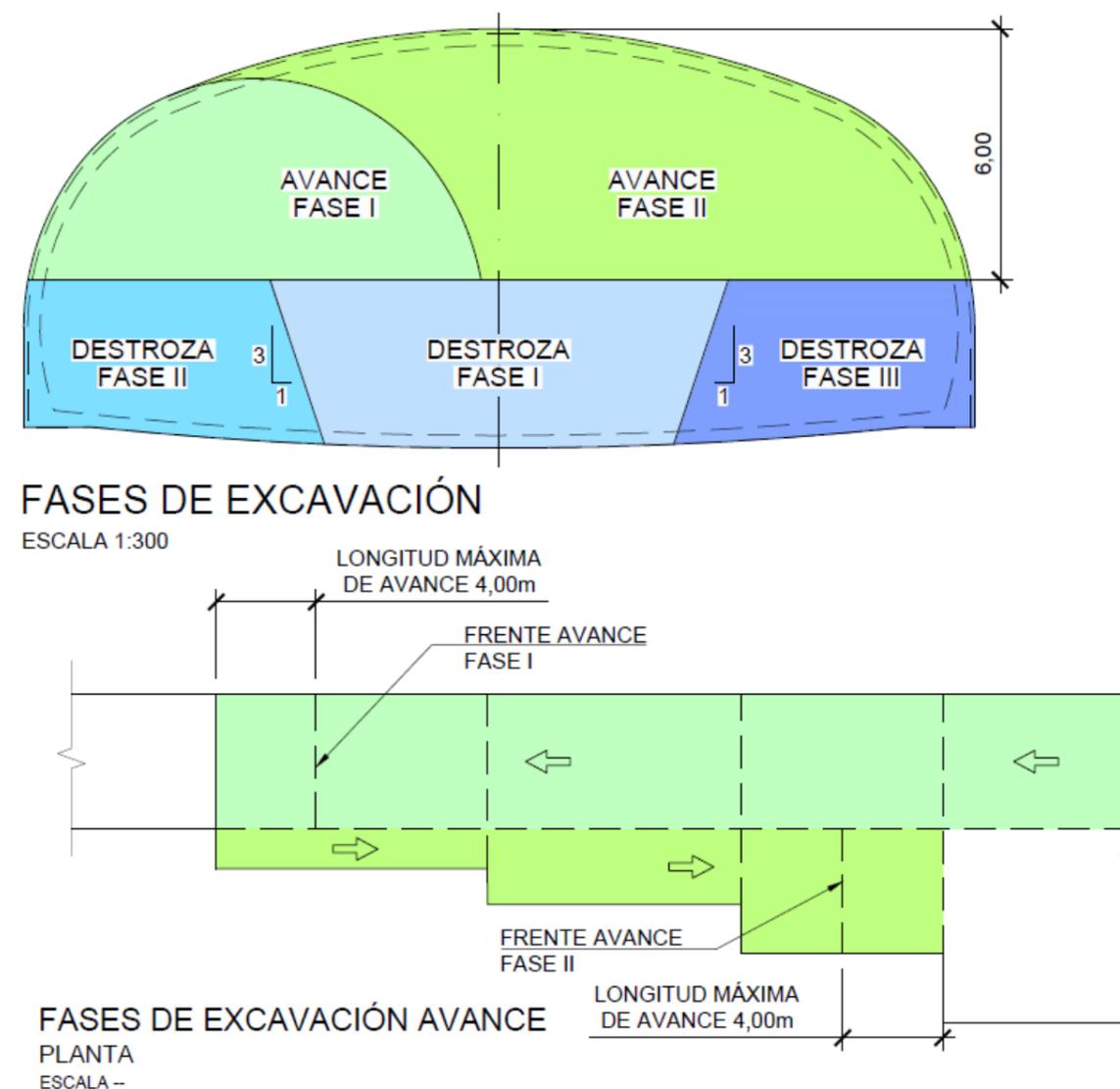


Figura 12. Fases de excavación para la caverna de bifurcación

El avance Fase I corresponde con la sección tipo de vía doble. Esta sección se ejecutará hasta enlazar con el tramo de vía doble entre los PPKK 0+150 y 0+385. Una vez alcanzado dicho tramo, se excavará en retroceso la Fase II correspondiente al avance hasta el punto de emboquille de la vía única para mercancías.

La excavación de la segunda caverna de bifurcación, entre la estación y el emboquille de salida será de forma idéntica a la explicada.

Posteriormente, se continuará con la excavación de la vía única hasta calar con la segunda caverna de bifurcación ya ejecutada entre la caverna y el emboquille de salida.

Una vez ejecutada la zona central (estación, caverna de bifurcación y túnel para mercancías) se continuará con la excavación de los túneles hacia los emboquilles.

Al mismo tiempo que la ejecución del túnel, se ejecutarán el resto de las actuaciones comunes a ambas alternativas:

- Cañón de acceso al Parque Alazne López Etxebarria
- Batería ascensores en c/Zorrotzagana.
- Ventilación de emergencia norte.
- Ventilación de emergencia sur.
- Salida de emergencia canchas de Zazpilanda
- Salida de emergencia Grupo Aldapeta.
- Túneles colaterales a la estación de Zorrotza

Los pozos verticales correspondientes a la batería de ascensores, así como los pozos de ventilación y las salidas de emergencia se ejecutarán mediante la técnica de perforación vertical *raise boring*.

### 5.2.3 Estrategia constructiva para la Alternativa 2

Se establece como boca de ataque para la excavación del túnel y la estación de Zorrotza el cañón de acceso del Barrio Ignacio Miranda.

Desde el cañón de acceso se ejecuta la excavación de la caverna para, posteriormente, comenzar la excavación del túnel con dos equipos de trabajo, excavando en ambos sentidos de forma simultánea.

A partir de la caverna se comenzará con la excavación de la vía triple (caverna de bifurcación) en ambos sentidos.

La excavación de la caverna de bifurcación se realizará en varias fases, idénticas a las proyectadas para la Alternativa 1.

El avance Fase I corresponde con la sección tipo de vía doble. Esta sección se ejecutará hasta enlazar con el tramo de vía doble entre los PPKK 0+150 y 0+385. Una vez alcanzado dicho tramo, se excavará en retroceso la Fase II hasta la caverna de la estación de Zorrotza.

La excavación de la segunda caverna de bifurcación, entre la estación y el emboquille de salida será de forma idéntica a la explicada.

Una vez ejecutadas la estación y cavernas de bifurcación se continuará con la excavación de los túneles de vía doble hacia los emboquilles.

Al mismo tiempo que la ejecución del túnel, se ejecutarán el resto de las actuaciones comunes a ambas alternativas:

- Cañón de acceso al Parque Alazne López Etxebarria
- Batería ascensores en c/Zorrotzagana.
- Ventilación de emergencia norte.
- Ventilación de emergencia sur.
- Salida de emergencia canchas de Zazpilanda
- Salida de emergencia Grupo Aldapeta.
- Túneles colaterales a la estación de Zorrotza

Los pozos verticales correspondientes a la batería de ascensores, así como los pozos de ventilación y las salidas de emergencia se ejecutarán mediante la técnica de perforación vertical *raise boring*.

## 6. SOSTENIMIENTO

### 6.1 Planteamiento general

En las fases preliminares de diseño de los túneles, como la que nos ocupa, es habitual realizar una selección de secciones tipo de sostenimiento basada en la caracterización geomecánica del macizo rocoso y en métodos empíricos de predimensionamiento. En fases posteriores (Proyecto de construcción), estos sostenimientos serán validados o ajustados mediante cálculos con modelos numéricos con la ayuda de programas informáticos.

En primer lugar, deben tenerse presentes los factores que influyen en las necesidades de sostenimiento. Son los siguientes:

- Resistencia a compresión simple de la roca intacta.
- Componente friccional de la resistencia de la roca intacta. Se corresponde con la fricción ( $\phi'$ ) en un modelo de rotura de Mohr-Coulomb o con el parámetro  $m_i$  en un modelo de rotura de Hoek y Brown.
- Diaclasado característico.
- Calidad geomecánica del macizo rocoso, expresada mediante una clasificación geomecánica (índices RMR, Q o GSI).
- Estado tensional, dependiente a su vez del recubrimiento.

Tanto la resistencia a compresión como la resistencia friccional de la roca intacta dependen principalmente de la litología atravesada, asignándose en cada caso el valor característico. Tal como se ha mostrado en apartados anteriores, los valores característicos para las unidades geotécnicas afectadas son los siguientes:

PARÁMETROS	UNIDAD GEOTÉCNICA		
	AR-LIFE	LIFT	F
Resistencia a compresión simple (MPa)	40,0	22,0	35,0
Parámetro $m_i$	17,0	7,0	

Tabla 8. Parámetros de resistencia al corte de la roca intacta

Con respecto al diaclasado su influencia se limita a los tramos con mejores características geomecánicas, en los cuales los esfuerzos sobre el sostenimiento se generan por la formación de bloques inestables (pirámides). Cuando la calidad del macizo empeora los bloques potencialmente inestables pasan a ser de menor tamaño, mientras que los empujes del terreno considerado como un medio continuo aumentan, dejando por tanto de ser un condicionante la formación de

pirámides. En consecuencia, el diaclasado y las posibles roturas de tipo pirámide únicamente condicionan el sostenimiento más ligero. En este caso se ha diseñado un sostenimiento mínimo suficientemente robusto con el que se prevé se puedan sostener todos los bloques potencialmente inestables, si bien la comprobación se llevará a cabo en fases posteriores.

La calidad geomecánica del macizo rocoso constituye el principal factor a tener en cuenta en el dimensionamiento del sostenimiento. Atendiendo a los datos de la calidad del macizo rocoso atravesado que se incluye en el Anejo 3 Geología y geotecnia, se han establecido 4 clases de calidad del terreno, en función del índice RMR corregido. Son los siguientes:

RMR <sub>c</sub>	CALIDAD DEL TERRENO
> 60	Bueno
46 – 60	Regular
31 – 45	Malo
≤ 30	Muy malo

Tabla 9. Clases de calidad del terreno

Una vez establecidos los parámetros a tener en cuenta se procede al predimensionamiento del sostenimiento, para lo cual se van a tener en cuenta las recomendaciones de varios métodos empíricos. El sostenimiento se ha dimensionado siguiendo la filosofía del llamado Nuevo Método Austríaco (NATM, New Austrian Tunneling Method, según la terminología Internacional). Este método prevé la instalación de un sostenimiento primario que sigue inmediatamente a la excavación y saneo del avance. La finalidad de este sostenimiento no es la de impedir la deformación de la cavidad, lo que conduciría, en general, a soportar grandes empujes, sino a preservar y aumentar en lo necesario las propias características resistentes del macizo. De esta forma, la cavidad puede alcanzar un nuevo estado de equilibrio aprovechando la totalidad de sus propios recursos.

Un elemento inherente a la correcta aplicación del método es la auscultación de la excavación. La información proporcionada por los instrumentos, instalados inmediatamente al tiempo en el que se va ejecutando el sostenimiento permite vigilar el comportamiento de la cavidad, contrastar las medidas con los valores previstos en el cálculo de proyecto y corregir las deficiencias y excesos del sostenimiento empleado. Esta sistemática hace del método un sistema flexible y adaptable a cualquier circunstancia.

Consecuentemente con lo anterior, los sostenimientos propuestos en la fase del proyecto deben ser continuamente ajustados, durante la etapa de construcción, a las condiciones reales del macizo rocoso. Ello permite, por una parte, optimizar la aplicación de los sostenimientos colocados,

adaptando así las previsiones del proyecto a la realidad encontrada al excavar el túnel, y por otra, realizar el refuerzo del sostenimiento inicialmente colocado en los casos donde éste ha podido resultar insuficiente, con el fin de garantizar completamente la estabilidad y seguridad de la sección excavada.

Para realizar una primera estimación de las necesidades de sostenimiento que presentará la excavación se ha recurrido a métodos empíricos de diseño, como son las recomendaciones de Bieniawski y Barton, según sus últimas actualizaciones de 1989 y 1992, respectivamente. También se ha utilizado la clasificación de Romana (2000), que supone una actualización y particularización de las anteriores a las costumbres y usos de los túneles realizados en nuestro país. Las recomendaciones de dichos autores se adjuntan en las páginas siguientes.

### 6.2 Predimensionamiento según la Clasificación de Bieniawski

El sistema de clasificación RMR (Rock Mass Rating) fue desarrollado por J.T. Bieniawski durante los años 1972 y 1973. Posteriormente ha sido modificado en 1976, 1979 y 1989 en base a casos reales de túneles, cavernas, taludes y cimentaciones.

El índice RMR se obtiene como suma de las puntuaciones que se asignan a 6 parámetros del macizo rocoso. A continuación, se definen estos parámetros que se usan para la determinación del RMR y las puntuaciones máximas que puede alcanzar cada uno de ellos:

- **Resistencia de la roca:** valor obtenido a partir del ensayo de resistencia a compresión simple o del ensayo de carga puntual. La valoración máxima es de 15 puntos.
- **RQD (Rock Quality Designation):** es la relación, en porcentaje, entre la suma de longitudes de testigo superiores a 10 cm y la longitud total de sondeo. La máxima puntuación es de 20.
- **Separación entre discontinuidades:** separación, medida en metros, entre juntas de la familia principal de discontinuidades. La valoración máxima es de 20 puntos.
- **Estado de las discontinuidades:** este parámetro tiene en cuenta 5 propiedades de las discontinuidades (persistencia, apertura, rugosidad, relleno, y alteración). Es el parámetro que más influye, con una valoración máxima de 30 puntos.
- **Presencia de agua:** se puede valorar en función de tres criterios: el estado general, el caudal de agua cada 10 m de túnel y la relación entre la presión de agua y la tensión principal en la roca. La valoración máxima es de 15 puntos.
- **Orientación de las discontinuidades:** se trata de una corrección sobre el valor ya obtenido. Está en función de la dirección y el buzamiento de las diaclasas y la dirección de excavación del túnel. Su valoración es negativa, entre -12 y 0 puntos.

La valoración de cada parámetro puede verse en la siguiente tabla:

A. PARAMETROS DE CLASIFICACION Y SUS VALORES									
Parámetros			Rangos de Valores						
1	Resistencia de la roca intacta	Índice de carga puntual	> 10Mpa	4-10Mpa	2-4 Mpa	1-2 Mpa	Para este rango bajo es preferible el ensayo de compresión uniaxial		
		Resistencia compresiva uniaxial	>250Mpa	100-250Mpa	50-100 Mpa	25-50 Mpa	5 - 25 Mpa	1-5Mpa	< 1 Mpa
Valoración			15	12	7	4	2	1	0
2	Calidad testigo de perforación RQD		90% - 100%	75%-90%	50% - 75%	25% - 50%	<25%		
	Valoración		20	17	13	8	3		
3	Espaciamiento de discontinuidades		> 2m	0.6-2 m	0.2 - 0.6 m	60-200 mm	< 60 mm		
	Valoración		20	15	10	8	5		
4	Condición de las discontinuidades		Superficie rugosa muy No continuas sin Cerradas apertura Paredes sanas	Superficies ligeran rugosas Apertura < 1mm Paredes ligeramente intemperizadas	Superficies ligeran rugosas Apertura < 1mm Paredes altamente intemperizadas	Espejo de falla o panizo <5mm de espesor o apertura de 1-5mm juntas continuas	Parrizo suave >5mm de espesor o apertura > 5mm Juntas continuas		
	Valoración		30	25	20	10	0		
5	Agua subterránea	Flujo por 10m de longitud de túnel (l/m)	Ninguno	< 10	10-25	25 - 125	> 125		
		Presión de agua/ o principal máximo	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	Condición general		Completamente seco	Húmedo	Mojado	Goteo	Flujo		
	Valoración		15	10	7	4	0		
B. AJUSTE DE LA VALORIZACIÓN POR ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES (VER F)									
Orientaciones rumbo y buzamiento			Muy favorables	Favorables	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable		
VALORIZACIONES	Túneles & minas		0	-2	-5	-10	-12		
	Cimentaciones		0	-2	-7	-15	-25		
	Taludes		0	-5	-25	-50			

Figura 13. Criterios para obtener el valor de calidad del macizo RMR

El valor del RMR puede oscilar entre 0 y 100, y es mayor cuanto mejor es la calidad del macizo. Según el valor del RMR Bieniawski distingue 5 clases de macizo rocoso:

- Clase I: RMR>80 Roca muy buena
- Clase II: 80>RMR>60 Roca buena
- Clase III: 60>RMR>40 Roca media
- Clase IV: 40>RMR>20 Roca mala
- Clase V: 20>RMR Roca muy mala

Atendiendo a esta clasificación Bieniawski propone las siguientes necesidades de sostenimiento:

CLASE DE MACIZO ROCOSO	EXCAVACIÓN	BULONES	HORMIGÓN PROYECTADO	CERCHAS
I – Muy bueno RMR 81 – 100	Sección completa Pases de 3 m	Bulonado ocasional	-	-

CLASE DE MACIZO ROCOSO	EXCAVACIÓN	BULONES	HORMIGÓN PROYECTADO	CERCHAS
II – Bueno RMR 61 – 80	Sección completa Pases de 1,0–1,5 m	L= 3 m Malla de 2,5x2,5 m	5 cm en clave	-
III – Medio RMR 41 – 60	Avance y destroza Pases de 1,5–3,0 m en avance	L= 4 m Malla de 1,5x1,5m a 2,0x2,0 m	5 – 10 cm en clave; 3 cm en hastiales	-
IV – Malo RMR 21 – 40	Avance y destroza Pases de 1,0–1,5 m en avance	L= 4 – 5 m Malla de 1,0x1,0 m a 1,5x1,5 m	10 – 15 cm en clave; 10 cm en hastiales	Cerchas ligeras cada 1,5 m
V – Muy malo RMR < 20	Excavación en varias fases, con avances 0,5–1,5 m	L= 5 – 6 m Malla de 1,0x1,0 m a 1,5x1,5 m	15 – 20 cm clave; 15 cm en hastiales; 5 cm en frente	Cerchas pesadas cada 0,75 – 1,0 m Cierre en solera

Tabla 10. Recomendaciones de sostenimiento según Bieniawski

### 6.3 Predimensionamiento según la Revisión de Romana

En el año 2000 M. Romana publicó unas *Nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento para túneles y boquillas*. En ella establece una nueva clasificación en función del índice RMR, dividiendo cada una de las 5 clases propuestas por Bieniawski en dos subclases. Se obtienen así 10 subdivisiones y cada una de ellas abarca 10 puntos. Según estas nuevas subdivisiones Romana propone una serie de métodos de excavación y de sostenimientos, que se recogen en la siguiente tabla:

BIENIAWSKI ORIGINAL		RMR	MODIFICADO (ROMANA, 2.000)		LONGITUD DE PASE (m)		PARTICIÓN DE LA SECCIÓN	MÉTODO DE EXCAVACIÓN	BULONADO			HORMIGÓN PROYECTADO			ARMADURA		CERCHAS		MÉTODOS ESPECIALES	
DENOMINACIÓN	CLASE		CLASE	DENOMINACIÓN	MÁXIMA	RECOMENDADA			L (m)	b / m <sup>2</sup>	s (m)	e (cm)	CAPAS	SELLADO	MALLAZO	FIBRAS	TIPO	S' (m)		
MUY BUENA	I	100	I a	EXCELENTE		≥ 15	SECCIÓN COMPLETA	TEM ABIERTO						SENCILLO						
		90	I b	MUY BUENA		≥ 15														2 / 3
BUENA	II	80	II a	BUENA A MUY BUENA	16,0	≥ 15	CALOTA Y DESTROZA	VOLADURAS												
		70	II b	BUENA A MEDIA	9,5	4 / 6														
MEDIA	III	60	III a	MEDIA A BUENA	8,0	3 / 4	GALERÍA DE AVANCE	ROZADORA							SENCILLO	FIBRAS				
		50	III b	MEDIA A MALA	4,0	2 / 3														
MALA	IV	40	IV a	MALA A MEDIA	2,5	1 / 2	GALERÍAS MÚLTIPLES							SENCILLO						
		30	IV b	MALA A MUY MALA	1,75	1														
MUY MALA	V	20	V a	MUY MALA	1,0	0,5 / 0,75	CONTRAÓVEDA	ESCUDO						DOBLE						
		10	V b	PÉSIMA	0,5															
									SISTEMAS ESPECIALES											
														HEB		BERNOLD		PARAGUAS		

- NOTAS:
1. La unidad para el pase es el metro (m)
  2. El pase máximo es el límite teórico según Bieniawski
  3. El pase recomendado se refiere a la excavación en calotatavance y en caso de que exista galería de avance a la excavación de ensanche (y no a la propia galería)
  4. Las líneas continuas indican que el método es apropiado para el intervalo y se usa frecuentemente
  5. Las líneas a trazos indican que el método es posible para el intervalo y se usa a veces
  6. Las unidades para el bulonado son: L, longitud en metros (m); b/m<sup>2</sup>, densidad en bulones por m<sup>2</sup>, s, espaciamiento en metros (m)
  7. La unidad para e, espesor mínimo de hormigón proyectado, es el centímetro (cm). No se ha tenido en cuenta la sobreexcavación.
  8. El número de capas de hormigón proyectado incluye la capa de sellado.
  9. La unidad para S, separación entre cerchas, es el metro (m).

RECOMENDACIONES DE M. ROMANA (2000)

6.4 Predimensionamiento según la Clasificación de Barton

La clasificación de Barton fue desarrollada en Noruega en 1974 por Barton, Lien y Lunde, y está basada en el análisis numerosos túneles construidos en Escandinavia.

Esta clasificación asigna a cada macizo rocoso un índice de calidad Q, que aumenta con la calidad de la roca. Su variación no es lineal, como la del RMR, sino exponencial, y oscila entre 0.001 para macizos de calidad muy mala y 1000 para macizos de calidad muy buena. El valor del índice Q se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

Donde cada uno de los parámetros tiene el siguiente significado:

- RQD (Rock Quality Designation): es la relación, en porcentaje, entre la suma de longitudes de testigo superiores a 10 cm y la longitud total de sondeo.
- Jn: depende del número de familias de juntas que hay en el macizo; varía entre 0,5 para la roca masiva, y 20 para la roca triturada.
- Jr: depende de la rugosidad de las juntas de la familia principal; varía entre 0,5 para juntas planas con espejo de falla y 4 para juntas discontinuas.
- Ja: depende de la alteración de las paredes de las juntas de la familia principal; varía entre 0,75 para juntas cerradas y 20 para juntas abiertas con relleno arcilloso.
- Jw: es función de la presencia de agua en el túnel; varía entre 0,05 para flujos muy fuertes y 1.0 para túneles secos.
- SRF (Stress Reduction Factor): depende del estado tensional de la roca que atraviesa el túnel.

También es posible obtener el valor del índice Q a partir de correlaciones con el índice RMR, entre las que se pueden destacar las siguientes:

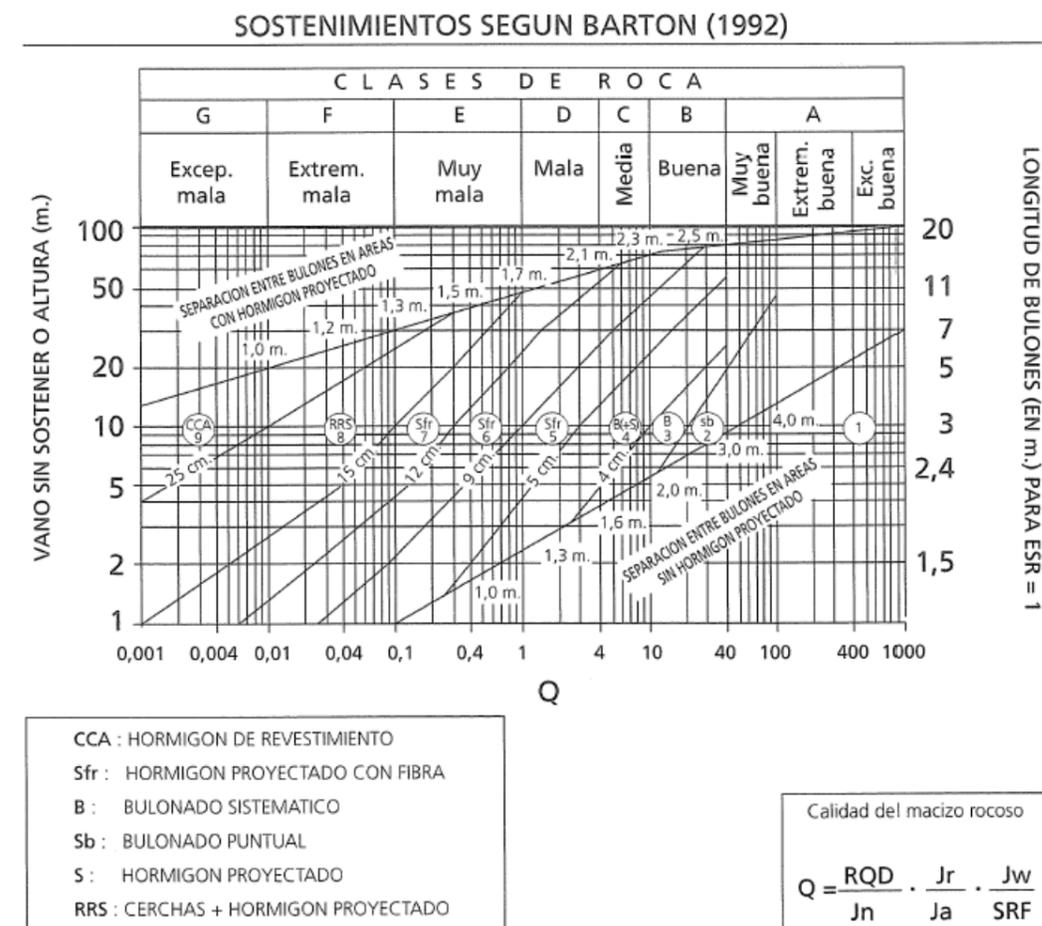
- $RMR = 9,0 \cdot \ln Q + 44$  (Bieniawski, 1976)
- $RMR = 13,5 \cdot \ln Q + 43$  (Rutledge, 1978)
- $RMR = 4,5 \cdot \ln Q + 55,2$  (Moreno, 1980)
- $RMR = 10,5 \cdot \ln Q + 41,8$  (Abad et al, 1983)
- $RMR = 8,5 \cdot \ln Q + 35$  (Kaiser y Gale, 1985)
- $RMR = 15 \cdot \log Q + 50$  (Barton, 1995)

La correlación de Abad et al es la que produce valores intermedios entre todas ellas, al menos en el ámbito de calidad de macizo existente en estos túneles, por lo que es la que se ha seleccionado para realizar el predimensionamiento de los sostenimientos.

Atendiendo al índice Q obtenido Barton realiza la siguiente clasificación del macizo rocoso:

0,00 - 0,01	Roca excepcionalmente mala
0,01 - 0,1	Roca extremadamente mala
0,1 - 1	Roca muy mala
1 - 4	Roca mala
4 - 10	Roca media
10 - 40	Roca buena
40 - 100	Roca muy buena
100 - 400	Roca extremadamente buena
400 - 1000	Roca excepcionalmente buena

En el siguiente gráfico se muestran los sostenimientos propuestos para cada uno de los tipos de roca según Barton.



### 6.5 Sostenimientos propuestos

En la tabla siguiente se resumen los sostenimientos recomendados por los autores citados, Barton, Bienawski y Romana, para las clases de terreno definidas anteriormente. En el caso de las recomendaciones de Bienawski, con rangos más amplios, se han elegido los valores en función de la proximidad a los límites inferior y superior.

TIPO DE TERRENO	RMR	Q	SOSTENIMIENTO	BIENIAWSKI (1989)	BARTON (1992)	ROMANA (2000)
Bueno	> 60	> 5,7	Bulones	L= 3 m, malla 2,5 x 2,5 m	L= 2,5 m, malla 1,5x1,5 m	L= 3 m, malla 1,5x1,5 a 2,0x2,0 m
			Hormigón proyectado	5 cm	3-5 cm	6-10 cm
			Cerchas	-	-	-
			Longitud de pase	2,0 m	4 m	4-6 m
			Otros	Sección completa	-	Avance y destroza
Regular	46 – 60	1,5 – 5,7	Bulones	L= 4 m, malla 1,5 x 2,0 m	L= 2,5 m, malla 1,0x1,5 m	L= 4 m, malla 1,0 x 1,5 m
			Hormigón proyectado	5-10 cm	5 cm	10-15 cm
			Cerchas	-	-	TH-21 c/1,5 m
			Longitud de pase	2,0 m	2,5-3,0 m	2,0 – 3,0 m
			Otros	Avance y destroza	-	Avance y destroza
Malo	31 – 45	0,36 – 1,5	Bulones	L= 4 m, malla 1,5 x 1,5 m	L= 2,5 m, malla 3,0x3,0 m	L= 4-4,5 m, malla 1,0x1,0 m
			Hormigón proyectado	10-15 cm	8 cm	16-24 cm
			Cerchas	Ligeras, cada 1,5 m	-	TH-29 c/1,0 m
			Longitud de pase	1,5 m	1,5-2,0 m	1,0 – 2,0 m
			Otros	Avance y destroza	-	Avance y destroza

TIPO DE TERRENO	RMR	Q	SOSTENIMIENTO	BIENIAWSKI (1989)	BARTON (1992)	ROMANA (2000)
Muy malo	≤ 30	< 0,36	Bulones	L= 5 m, malla 1,0 x 1,0 m a 1,5x1,5 m	L= 2,5 m, malla 2,5x2,5 m	-
			Hormigón proyectado	15 cm	10-15 cm	30 cm
			Cerchas	Pesadas, cada 1,0 m	-	HEB c/1,0 m
			Longitud de pase	1,0 m	1,0 m	1,0 m
			Otros	Excavación en varias fases	-	Paraguas de micropilotes

Tabla 11. Recomendaciones de sostenimiento según diversos autores

Puede verse que hay una cierta dispersión entre los diferentes autores. Bienawski tiende a considerar espesores de hormigón proyectado algo mayores que Barton, a cambio de una malla de bulones algo más abierta. Los sostenimientos de la propuesta de Romana son los más pesados de los tres. En cuanto a la longitud de pase, la clasificación más restrictiva es la de Bienawski, mientras que las otras dos son muy similares.

Partiendo de estos valores se han diseñado los sostenimientos a aplicar a los túneles de este Estudio Informativo, para lo que se han tenido en cuenta los siguientes factores:

- Este Estudio informativo incluye túneles de vía doble y túneles de vía única. Para los primeros se utilizarán los valores de sostenimientos más pesados dentro de los rangos recomendados por los diferentes autores, y para los de vía única se utilizarán sostenimientos algo más ligeros.
- Las litologías afectadas tienen un cierto carácter evolutivo (se produce una ligera meteorización y degradación del terreno tras la excavación debido a la descompresión, venteo y cambios de humedad), especialmente los materiales de la Formación Tejera (LIFT). La experiencia en obras subterráneas en estos materiales aconseja tomar dos medidas para reducir este efecto: añadir al sostenimiento una capa de sellado de unos 5 cm de hormigón proyectado; y no utilizar sostenimientos que en total tengan espesores de hormigón proyectado de menos de 10 cm.
- Se ha evitado utilizar diferentes longitudes de bulón para una misma sección tipo, por facilidad constructiva.
- Para seleccionar la longitud de los bulones, además de las clasificaciones geomecánicas descritas se ha utilizado la siguiente fórmula propuesta por Barton:

$$L = 2 + 0,15 \cdot \frac{B}{ESR}$$

}

L = Longitud bulones (m)

B = Dimensión máxima túnel (m)

ESR = Factor que pondera la categoría de la obra

El valor de ESR para esta obra sería igual a 1.3 para todos los túneles, cañones de acceso y salidas de emergencia.

CATEGORIA DE EXCAVACIONES	DESCRIPCION	ESR
A	Excavaciones mineras temporales	3- 5
B	Aberturas mineras permanentes, túneles de agua para hidroeléctricas (excluyendo conductos forzados de alta presión), tuneles, galerías y sovavones para grandes excavaciones.	1.6
C	Cámaras de almacenamiento, plantas de tratamiento de agua, túneles carreteros y ferrocarrileros menores, camaras de equilibrio, tuneles de acceso.	1.3
D	Casas de máquinas, túneles carreteros y ferrocarriles mayores, refugios de defensa civil, portales y cruces de túnel.	1.0
E	Estaciones nucleoeeléctricas subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones para deportes y reuniones, fábricas.	0.80

Aplicando esta formulación, las dimensiones necesarias de bulón para cada sección tipo serían las siguientes:

- Túnel vía doble: 3,30 m
- Túnel vía única: 2,86 m
- Túnel vía triple: entre 3,72 y 4,65 m
- Caverna: 4,52 m
- Para los cañones de acceso y salidas de emergencia se han adaptado los sostenimientos para tener en cuenta sus dimensiones más reducidas.

Con estas premisas, los sostenimientos adoptados para las diferentes secciones tipo se muestran en la tabla de la página siguientes.

Los bulones son de tipo expansivo (Swelllex Pm24 o similar) para los sostenimientos más ligeros y de tipo barra Gewi de 25 mm de diámetro para los más pesados. La longitud se ha adaptado a longitudes comerciales cercanas y superiores a la indicada por la formulación de Barton.

TIPO DE TERRENO	RMrc	ST	SOSTENIMIENTO	VÍA DOBLE	VÍA ÚNICA	VÍA TRIPLE	CAVERNA	CAÑÓN DE ACCESO	SALIDAS DE EMERGENCIA
Bueno	> 60	ST-I	Bulones	Expansión L= 4,0 m Malla 2,0x2,0 m	Expansión L= 3,6 m Malla 2,0x2,0 m	Expansión L= 4,0 m Malla 2,0x2,0 m	Expansión L= 5,0 m Malla 2,0x2,0 m	Expansión L= 3,0 m Malla 2,0x2,0 m	Expansión L= 2,0 m Malla 2,0x2,0 m
			Hormigón proyectado	10 cm	10 cm	10 cm	15 cm	10 cm	10 cm
			Cerchas	-	-	-	-	-	-
			Longitud de pase	4,0 m	4,0 m	4,0 m	4,0 m	4,0 m	4,0 m
			Otros	Avance y destroza Destroza en dos fases	Avance y destroza Destroza en dos fases	Avance en dos fases Destroza en tres fases	Avance en tres fases Destroza en tres fases	Sección completa	Sección completa
Regular	46 – 60	ST-II	Bulones	Expansión L= 4,0 m Malla 1,5x1,5 m	Expansión L= 3,6 m Malla 1,5x1,5 m	Expansión L= 4,0 m Malla 1,5x1,5 m	Expansión L= 5,0 m Malla 1,5x1,5 m	Expansión L= 3,0 m Malla 1,5x1,5 m	Expansión L= 2,0 m Malla 1,5x1,5 m
			Hormigón proyectado	16 cm	15 cm	16 cm	20 cm	13 cm	13 cm
			Cerchas	-	-	-	-	-	-
			Longitud de pase	3,0 m	3,0 m	3,0 m	3,0 m	3,0 m	3,0 m
			Otros	Avance y destroza Destroza en dos fases	Avance y destroza Destroza en dos fases	Avance en dos fases Destroza en tres fases	Avance en tres fases Destroza en tres fases	Sección completa	Sección completa
Malo	31 – 45	ST-III	Bulones	Barra L= 4,0 m Malla 1,0x1,5 m	Barra L= 3,6 m Malla 1,0x1,5 m	Barra L= 4,0 m Malla 1,0x1,5 m	Expansión L= 5,0 m Malla 1,0x1,5 m	Expansión L= 3,0 m Malla 1,0x1,5 m	Expansión L= 2,0 m Malla 1,0x1,5 m
			Hormigón proyectado	23 cm	20 cm	23 cm	25 cm	18 cm	18 cm
			Cerchas	TH-29 cada 1,0 m	TH-29 cada 1,0 m	TH-29 cada 1,0 m	TH-29 cada 1,0 m	TH-29 cada 1,0 m	TH-29 cada 1,0 m
			Longitud de pase	2,0 m	2,0 m	2,0 m	2,0 m	2,0 m	2,0 m
			Otros	Avance y destroza Destroza en dos fases	Avance y destroza Destroza en dos fases	Avance en dos fases Destroza en tres fases	Avance en tres fases Destroza en tres fases	Sección completa	Sección completa
Muy malo	≤ 30	ST-IV	Bulones	-	-	-	-	-	-
			Hormigón proyectado	30 cm	25 cm	30 cm	30 cm	20 cm	20 cm
			Cerchas	HEB-180 cada 1,0 m	HEB-180 cada 1,0 m	HEB-180 cada 1,0 m	HEB-180 cada 1,0 m	TH-29 cada 1,0 m	TH-29 cada 1,0 m
			Longitud de pase	1,0 m	1,0 m	1,0 m	1,0 m	1,0 m	1,0 m
			Otros	Pata de elefante	Pata de elefante	Avance en dos fases Destroza en tres fases Pata de elefante	Avance en tres fases Destroza en tres fases Pata de elefante	Sección completa	Sección completa

Tabla 12. Sostenimientos propuestos

Debido a que la excavación en avance se ha dividido en varias fases, para las secciones de vía triple y caverna, además del sostenimiento propuesto, se ha diseñado un sostenimiento provisional que asegure las condiciones de la excavación hasta la colocación del sostenimiento definitivo.

El sostenimiento provisional consiste en bulones de fibra de vidrio. Las longitudes y malla se detallan en la siguiente tabla:

TIPO DE TERRENO	RMR	SOSTENIMIENTO	VÍA TRIPLE	CAVERNA
Bueno	> 60	Bulones	Expansión L= 4,0 m, Malla 2,0x2,0 m	Expansión L= 5,0 m, Malla 2,0x2,0 m
Regular	46 – 60	Bulones	Expansión L= 4,0 m, Malla 1,5x1,5 m	Expansión L= 5,0 m, Malla 1,5x1,5 m
Malo	31 – 45	Bulones	Expansión L= 4,0 m, Malla 1,0x1,5 m	Expansión L= 5,0 m, Malla 1,0x1,5 m
Muy malo	≤ 30	Bulones	Expansión L= 4,0 m, Malla 1,0x1,5 m	Expansión L= 5,0 m, Malla 1,0x1,5 m

Tabla 13. Sostenimiento provisional

Los bulones de fibra de vidrio quedarán distribuidos como se muestra en la siguiente figura:

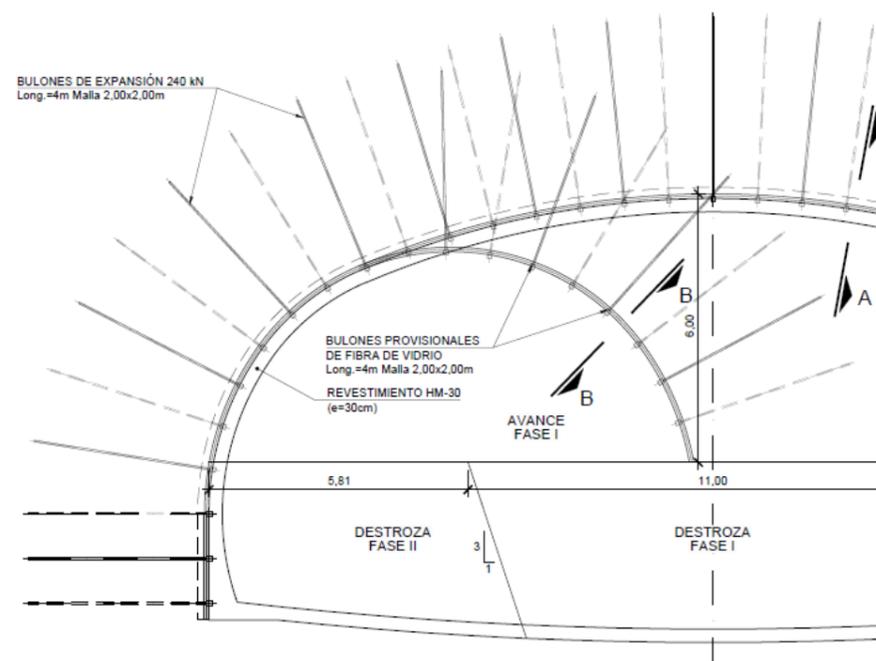


Figura 14. Sostenimiento provisional

## 7. ESTUDIO PRELIMINAR DE AFECCIONES A EDIFICIOS Y ESTRUCTURAS

### 7.1 Subsidiencias en edificios

#### 7.1.1 Metodología de cálculo

En obras subterráneas, uno de los parámetros más utilizados para evaluar la posible afección a los edificios es la subsidencia que sufre la superficie. Realmente, el valor de la subsidencia como magnitud absoluta en sí misma no es causa directa de los daños en los edificios y por ello se usan otros parámetros como la variación en la inclinación del terreno (asiento diferencial o distorsión angular) y las deformaciones horizontales en el terreno que, asociadas a otros parámetros propios de las edificaciones, permiten establecer unos criterios de daños apropiados.

Dada la gran cantidad de variables que intervienen en la interacción suelo-estructura, históricamente se ha venido limitando, de manera empírica y basada en la experiencia, los máximos movimientos que puede sufrir un edificio, en función de datos básicos como la naturaleza del suelo, tipo de cimentación, así como la tipología de la estructura.

Basado en este planteamiento existe en la bibliografía actual una amplia referencia de normativa y recopilaciones de distintos autores. En el desarrollo de este apartado se ha seguido la metodología expuesta por Olga Chamorro Ramos en “Análisis de los movimientos del terreno producidos por la excavación mecánica del túnel de la L9 en la zona de Santa Coloma de Gramenet”. Esta tesina, presentada en 2004 en la Universidad Politécnica de Cataluña, si bien estudia la naturaleza y magnitud de los movimientos del terreno en un túnel de metro perforado con tuneladora, es de aplicación en el caso de un túnel ejecutado con medios mecánicos convencionales.

En este texto se nos informa que, ya desde un primer momento, se usó como parámetro de referencia la distorsión angular β, rotación del plano de cimentación una vez sustraída la componente de rotación de la estructura como cuerpo rígido.

$$\beta = \frac{\delta_s}{L}$$

Donde:

- β = distorsión angular
- δs = asiento diferencial entre dos apoyos de una estructura
- L = distancia entre apoyos

Entre algunos de los autores que se han ocupado del estudio de los movimientos del terreno y las subsidencias, Skempton y McDonald (1956) observaron 98 edificios de los cuales 40 habían sufrido algún daño. A partir de sus observaciones establecieron el siguiente criterio básico:

- Una distorsión angular  $\beta = 1/150$  causa daño estructural.
- Una distorsión angular  $\beta = 1/300$  causa agrietamiento de muros y tabiques.

A consecuencia de estos datos, Skempton y McDonald recomendaban no sobrepasar distorsiones angulares de 1/500, reduciendo a valores de 1/1000 si se deseaba que no existiera ningún daño por asiento.

Por su parte, Bjerrum (1963) extendió estos criterios y clasificó los daños en las estructuras según la distorsión angular tal como se presenta en la siguiente tabla:

DISTORSIÓN ANGULAR	DAÑOS
1/100	Límite cuando se teme daño estructural. Límite seguro para muros flexibles de ladrillo con $h/L < 1/4$ . Considerable agrietamiento en tabiques y muros de ladrillo.
1/250	Límite para el que el giro de edificios rígidos altos puede ser visible
1/300	Límite para el que se espera la primera fisura en tabiques. Límite en el que se esperan dificultades para puentes grúa.
1/500	Límite seguro para edificios que no permiten agrietamiento
1/600	Límite de peligro para pórticos con arriostramientos diagonales
1/750	Límite inferior, para maquinaria sensible a asientos

Figura 15. Daños en las estructuras según distorsión angular (Bjerrum, 1963)

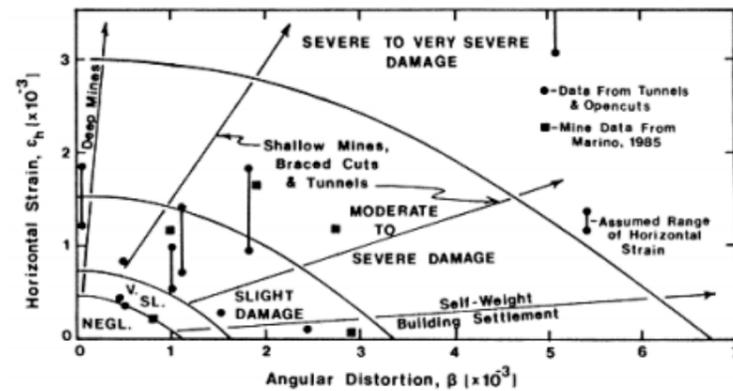
Desde otro punto de vista, Burland *et ál.* elaboraron en 1977 un sistema de clasificación de daños resumidos en la tabla que se inserta a continuación, donde una de las premisas principales para la clasificación es la facilidad de reparación del daño ocasionado.

ESCALA O INTENSIDAD DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN DEL DAÑO TÍPICO	APERTURA DE GRIETA (mm)	DEFORMACIÓN LÍMITE DE TRACCIÓN (%)
0 DESPRECIABLE	Pelos y grietas de menos de 0,1 mm	<0,1	0,00 a 0,05
1 MUY LIGERO	Pelos y grietas que pueden ser tratados con la decoración. Fisuras aisladas en paredes de ladrillo	1	0,05 a 0,075
2 LIGERO	Grietas fácilmente rellenables. Probablemente precise redecoración. Varias fisuras ligeras apreciables en el interior. Las grietas se aprecian externamente, exigiendo un repintado. Puertas y ventanas pueden sufrir deformaciones ligeras en sus marcos.	5	0,075 a 0,15
3 MODERADO	Las grietas requieren un picado y obra de albañilería. Los revestimientos adecuados pueden enmascarar las grietas recurrentes. Posiblemente parte de la fachada de ladrillo requiera sustitución. Las puertas y ventanas se atascan. Las tuberías y bajante pueden romperse. Empeora la resistencia del edificio frente a los agentes atmosféricos.	5 a 15 o número de fisuras > 3	0,15 a 0,3
4 SEVERO	Reparación extensiva incluyendo demolición y restitución de porciones de muros especialmente sobre puertas y ventanas. Los marcos de ventanas y puertas se distorsionan y el suelo se inclina apreciablemente. La tabiquería se inclina y abomba. Algunas vigas se descuelgan y las cañerías quedan fuera de servicio	15 a 25 aunque depende del número de grietas	>0,3
5 MUY SEVERO	Se requiere una gran reparación con reconstrucción total o parcial del edificio. Las vigas se descuelgan. Se requiere apuntalamiento en muros. Las ventanas revientan por distorsión. Peligro de inestabilidad.	Usualmente >25 aunque depende del número de grietas	-

Figura 16. Clasificación de daños (Burland *et ál.*, 1977)

Posteriormente, uno de los estudios más importantes sobre el tema, y que se seguirá en este apartado para el cálculo de subsidencias, es el desarrollado por Boscardin y Cording en 1989, que relaciona los daños en los edificios con la deformación horizontal a tracción y la distorsión angular. A partir de las recomendaciones de Skempton y McDonald (1956) y Bjerrum (1963), estos autores fijan el valor de tracción de 0,15 % como límite de riesgo para que se produzcan fisuraciones en tabiquería y de 0,30 % como límite de riesgo para que se produzcan daños estructurales. Dichos límites corresponderían a distorsiones angulares, en ausencia de deformaciones horizontales, de 1/300 y 1/150 respectivamente.

Boscardin y Cording sintetizaron esta información en el siguiente gráfico, en el que se representa el nivel de daño posible en un gráfico X-Y con la distorsión angular en el eje de abscisas y la deformación horizontal en tracción en el eje de ordenadas.



Category of damage	Normal degree of severity	Limiting tensile strain ( $\epsilon_{lim}$ ) (%)
0	Negligible	0 - 0.05
1	Very Slight	0.05 - 0.075
2	Slight	0.075 - 0.15
3	Moderate	0.15 - 0.3
4 to 5	Severe to Very Severe	> 0.3

Figura 17. Clasificación de daños (Boscardin y Cording., 1989)

De modo simplificado, este diagrama se suele adoptar como sigue:

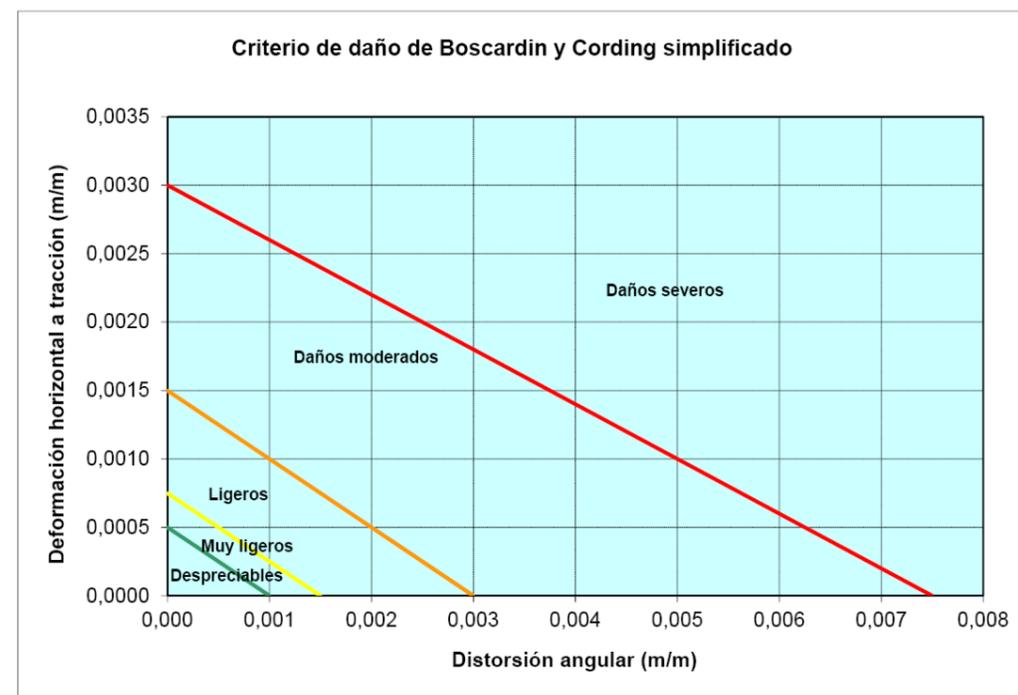


Figura 18. Clasificación de daños de Boscardin y Cording simplificada

Las categorías de daños de los gráficos anteriores y su significado son las siguientes:

- Daños despreciables (*negligible damage*).
- Daños muy ligeros (*very slight damage*). Grietas visibles tras una inspección cuidadosa y fácilmente reparables.
- Daños ligeros (*slight damage*). Grietas fácilmente visibles, con apertura entre 1 y 5 mm, pero fácilmente reparables. Daños solamente estéticos, no estructurales.
- Daños moderados (*moderate damage*). Grietas con aperturas entre 5 y 15 mm. La reparación de las grietas supone trabajos importantes. Puede haber daños estructurales.
- Daños severos (*severe damage*). Intensas reparaciones en los tabiques, puertas y ventanas. Posible pérdida de resistencia estructural. El edificio debe ser desalojado.

### 7.1.2 Secciones de cálculo para el estudio preliminar de subsidencias

Para el análisis preliminar de subsidencias para la Integración del ferrocarril en Zorrotza se han seleccionado las tres secciones más desfavorables a lo largo del trazado de ambas alternativas, teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- Montera del túnel medida sobre la clave.
- Dimensiones de la excavación.
- Presencia de edificios y estructuras en superficie.

De acuerdo a estas características, las tres secciones de cálculo seleccionadas para el presente análisis preliminar son las indicadas en la siguiente tabla:

ALTERNATIVA	PP.KK.	MONTERA DEL TÚNEL	SECCIÓN DE EXCAVACIÓN	EDIFICIOS/ESTRUCTURAS EN SUPERFICIE	CASOS DE CÁLCULO
Alternativa 1	0+980	18 metros	Vía Triple – Sección Tipo 10	A-8 sobre hombro izquierdo y edificios residenciales sobre clave	Caso 1a (RMR 45)
					Caso 1b (RMR 30)
Alternativa 2	0+540	9,5 metros	Vía triple – Sección Tipo 13	Edificios residenciales	Caso 2a (RMR 45)
					Caso 2b (RMR 30)
Alternativa 2	0+640	15 metros	Vía Triple – Caverna	Edificios residenciales	Caso 3a (RMR 45)
					Caso 3b (RMR 30)

Con las secciones indicadas se elaboran tres modelos numéricos de túnel que simulan el proceso de excavación y sostenimiento de las alternativas 1 y 2 en los supuestos mencionados. A partir de los resultados de los cálculos se miden unos desplazamientos en superficie, consecuencia de la ejecución del túnel, que se analizan siguiendo el criterio de Boscardin y Cording.

### 7.1.3 Análisis tenso-deformacional

#### 7.1.3.1 Modelo de cálculo

Los cálculos numéricos de los túneles se efectúan mediante un análisis tenso-deformacional. Se utiliza para ello el programa FLAC 3D 5.01, un programa de diferencias finitas (análisis lagrangiano) desarrollado por la casa Itasca.

De gran utilidad para todo tipo de problemas, FLAC 3D es especialmente solvente en el caso de obras subterráneas por su gran capacidad de cálculo y su gran variedad de modelos de comportamiento del terreno y elementos estructurales. Dado que se trata de un programa de cálculo tridimensional permite simular de forma completa todo el proceso de cálculo, integrando fases de excavación, longitudes de pase, movimientos previos a la llegada del frente, interacción estructura – terreno y, por supuesto, permite cuantificar movimientos en superficie.

El cálculo se realiza a partir de las secciones señaladas con anterioridad. En ellas se adoptan unos parámetros del terreno en función de la montera real y un macizo rocoso definido a partir de un índice RMR = 45. Para proporcionar una mayor verosimilitud al cálculo, en todos los modelos se ha insertado una zona con parámetros del terreno con inferiores prestaciones, correspondientes a un RMR = 30 en cada una de las secciones, esto es:

- Alternativa 1 con sostenimiento ST-IV para túnel de vía triple. RMR = 45 (caso 1a), reducido a RMR = 30 en zona de falla (caso 1b). Profundidad variable, con montera sobre clave  $z = 18$  m.
- Alternativa 2 con sostenimiento ST-IV para túnel de vía triple. RMR = 45 (caso 2a), reducido a RMR = 30 en zona de falla (caso 2b). Montera sobre clave  $z = 9,5$  m.
- Alternativa 2 con sostenimiento ST-IV para túnel de vía triple en caverna. RMR = 45 (caso 3a), reducido a RMR = 30 en zona de falla (caso 3b). Montera sobre clave  $z = 15$  m.

En la siguiente figura se muestra uno de los modelos empleados, específicamente el que representa a la alternativa 2 para túnel de vía triple. En la imagen se distinguen el avance y la destroza con sus correspondientes sostenimientos rodeados por el macizo rocoso. La extensión del modelo sobre clave simula la montera real.

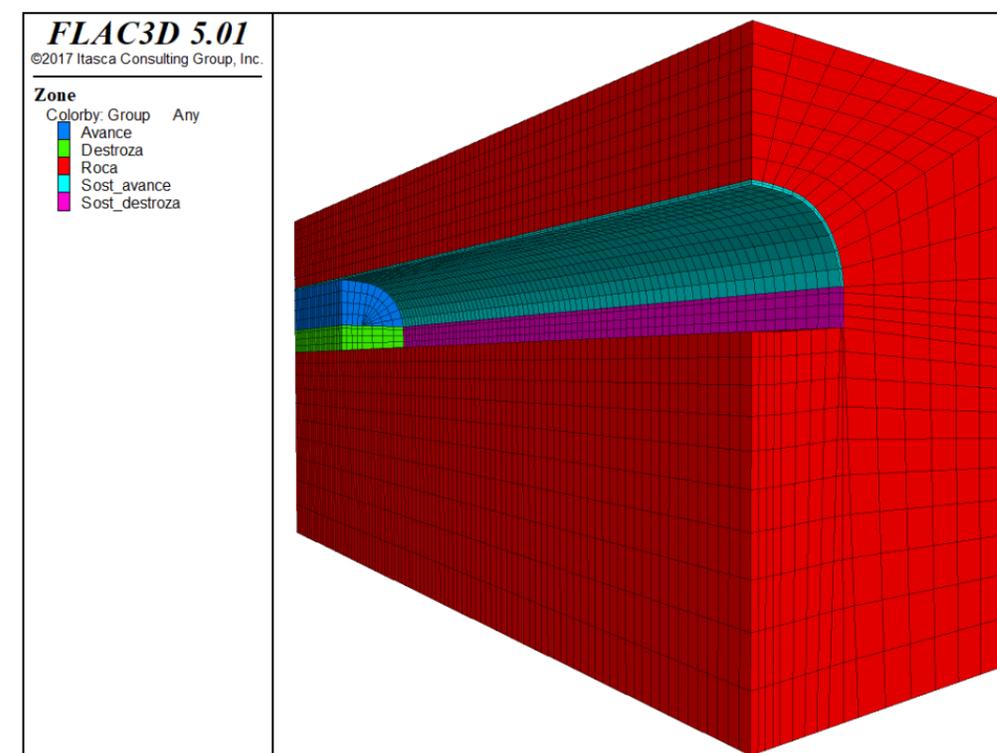


Figura 19. Modelo de cálculo para la alternativa 2, túnel de vía triple.

Los modelos de cálculos definidos poseen las siguientes características:

- Longitud de 130 m, que equivale a más de 13 diámetros del túnel.
- Se simula la excavación, pase a pase, hasta una distancia con respecto al origen de 110 m.
- Tanto en la sección de vía triple como en la sección de caverna de la alternativa 2 se aprovecha la simetría, modelizándose únicamente medio túnel. En la sección de vía triple de la alternativa 1 el modelo reproduce la geometría de ladera existente en el P.K. 0+980, que incluye el desmonte de la autopista A-8, bajo cuya rasante discurre esta alternativa.
- Las secciones de control se sitúan a 40 m (casos 1a, 2a y 3a) y 85 m (casos 1b, 2b y 3b) con respecto al origen. En ambos casos se encuentran suficientemente alejadas del inicio del modelo para que se haya disipado por completo el efecto frente.
- La extensión de los modelos en el eje vertical reproduce la montera real en cada sección de estudio. Desde la clave del túnel se tienen 15 m en la sección de caverna y 9,5 m en la sección de vía triple, ambas referidas a la alternativa 2. En la alternativa 1, la sección de estudio de vía triple posee una montera variable, de 18 m sobre la clave del túnel, que se reduce a un mínimo de 7 m medidos desde el pie del talud de la autopista A8 hasta el hombro del túnel.
- La distancia entre el eje del túnel y el borde lateral del modelo es en todos los casos de 80 m.

Las fases de cálculo en los modelos se establecen como sigue:

- Estado inicial geostático.
- Excavación sucesiva del avance y aplicación del sostenimiento.
- Excavación sucesiva de la destroza y aplicación del sostenimiento.

Los modelos empleados intentan reproducir de la forma más fiable posible el comportamiento real del terreno y de los elementos que forman el sostenimiento del túnel.

Por sencillez, y dado que se trata de un estudio preliminar, las secciones de cálculo se excavan en una fase única de avance y en otra de destroza.

Los desplazamientos que se consideran en la estimación de subsidencias son los producidos exclusivamente como consecuencia de las excavación y sostenimiento del túnel y se miden, en forma de distorsión angular y deformación horizontal a tracción, una vez finalizado el túnel.

### 7.1.3.2 Parámetros de los elementos resistentes

En los materiales de sostenimiento se han considerado, en todos los cálculos, las siguientes propiedades:

#### Hormigón proyectado

- Modelo constitutivo perfectamente elástico.
- Peso específico = 2,5 t/m<sup>3</sup>
- Coeficiente de Poisson = 0,2
- Resistencia a compresión = 35 MPa
- Módulo de deformación variable en el tiempo, de acuerdo con la expresión:

$$E = 2.000 \cdot \ln(t) + 8.500, \text{ en MPa para } t \text{ en días}$$

La obtención de esta expresión se obtiene a partir de la relación  $E = 500 \cdot f_{cj}$ , donde  $f_{cj}$  es la resistencia a compresión del hormigón proyectado a la edad  $j$  días. Se ha considerado la siguiente evolución de la resistencia y del módulo de deformación:

EDAD (DÍAS)	% RESISTENCIA CARACTERÍSTICA	F <sub>cd</sub> (MPa)	E (MPa)
1	55	16,5	8.250
3	71	21,3	10.650
7	75	22,5	11.250
28	100	30,0	15.000

EDAD (DÍAS)	% RESISTENCIA CARACTERÍSTICA	F <sub>cd</sub> (MPa)	E (MPa)
90	115	34,5	17.250

A partir de estos valores se obtiene el ajuste reflejado en la gráfica siguiente, redondeándose los coeficientes de la ley logarítmica hasta la expresión anteriormente mencionada:

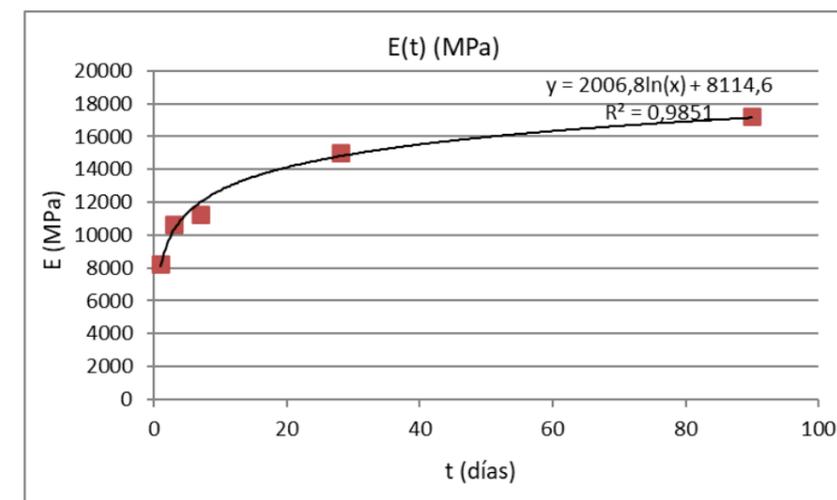


Figura 20. Endurecimiento del hormigón proyectado en términos del módulo de deformación en función del tiempo.

En el modelo tenso-deformacional de cálculo la variación del módulo de elasticidad se introduce tomando en consideración que se ejecutan 2 pases diarios.

#### Cerchas HEB-180

- Canto = 0,180 m
- Sección = 65,3cm<sup>2</sup>
- Límite elástico = 355 MPa
- Módulo de deformación = 2,1x10<sup>5</sup> MPa
- Momento de inercia en eje principal = 3831 cm<sup>4</sup>
- Módulo resistente en eje principal = 426 cm<sup>3</sup>
- Momento de plastificación = 151 kN·m

### 7.1.3.3 Parámetros geotécnicos del terreno

La parametrización geotécnica del macizo se realiza con los mismos criterios que en el Estudio Informativo. Las secciones de cálculo se encuentran en diferentes unidades geotécnicas, por lo que se han tenido en cuenta los parámetros tanto de la unidad AR-LI<sub>FE</sub> como de la unidad LI<sub>FT</sub>. Se

ha utilizado el criterio de rotura de Hoek-Brown, con los siguientes parámetros básicos para la roca intacta:

PARÁMETROS BÁSICOS DEL MACIZO ROCOSO PARA LA ROCA INTACTA		
PARÁMETRO	UNIDAD AR-LIFE	UNIDAD LIFT
Resistencia a compresión (MPa)	40	22
Parámetro mi	17	7
Módulo de deformación (GPa)	4,74	3,51
Factor de disturbancia (D)	0	0

Posteriormente, se linealiza el criterio de Hoek-Brown para obtener los parámetros de corte de Mohr-Coulomb, utilizando para ello el programa RocLab, de la casa Rocscience.

PARÁMETROS DE TERRENO UTILIZADOS EN LOS CÁLCULOS				
PARÁMETRO	LIFT (Casos 1a y 1b)		AR-LIFE (Casos 2a, 2b, 3a y 3b)	
RMR	45	30	45	30
Densidad (T/m <sup>3</sup> )	2,7	2,7	2,7	2,7
Resistencia a tracción del macizo (MPa)	0,067	0,038	0,120	0,078
Fricción (°)	50,05	45,03	57,84	53,24
Cohesión (MPa)	0,134	0,075	0,239	0,155
Módulo de deformación (GPa)	3,51	1,48	4,74	2,00
Coefficiente de Poisson	0,28	0,28	0,23	0,23

En las siguientes figuras se muestra el ajuste realizado para cada caso.

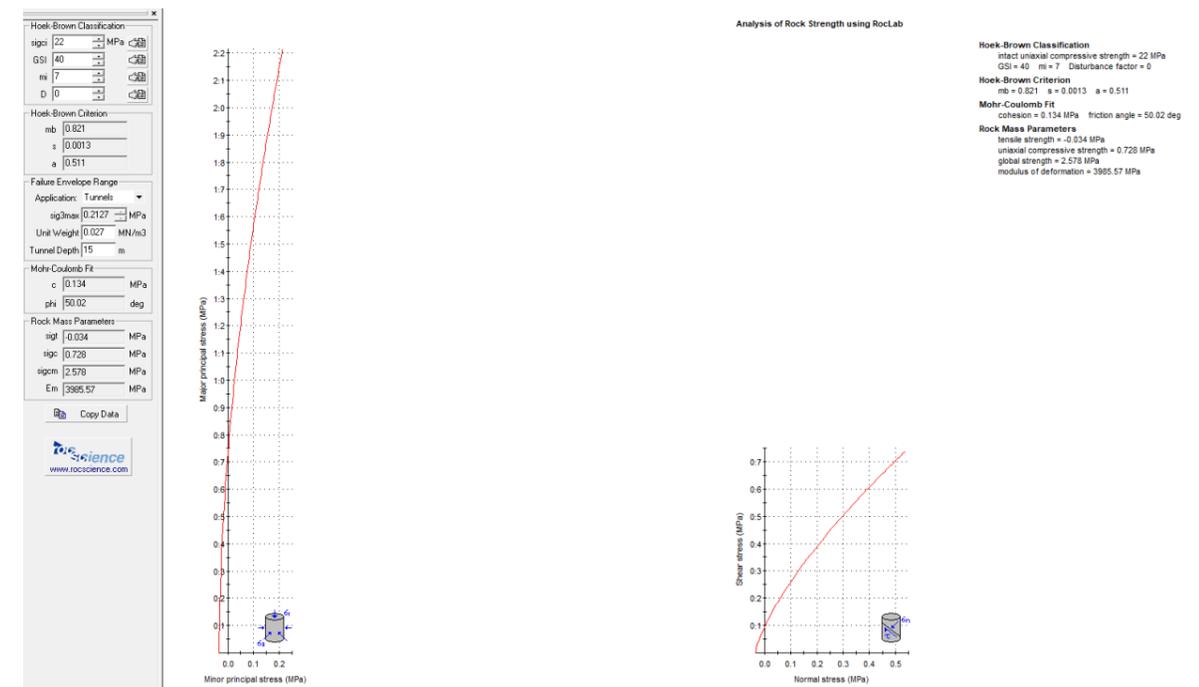


Figura 21. Ajuste de Hoek – Brown mediante el programa RocLab para la unidad LIFT (RMR = 45)

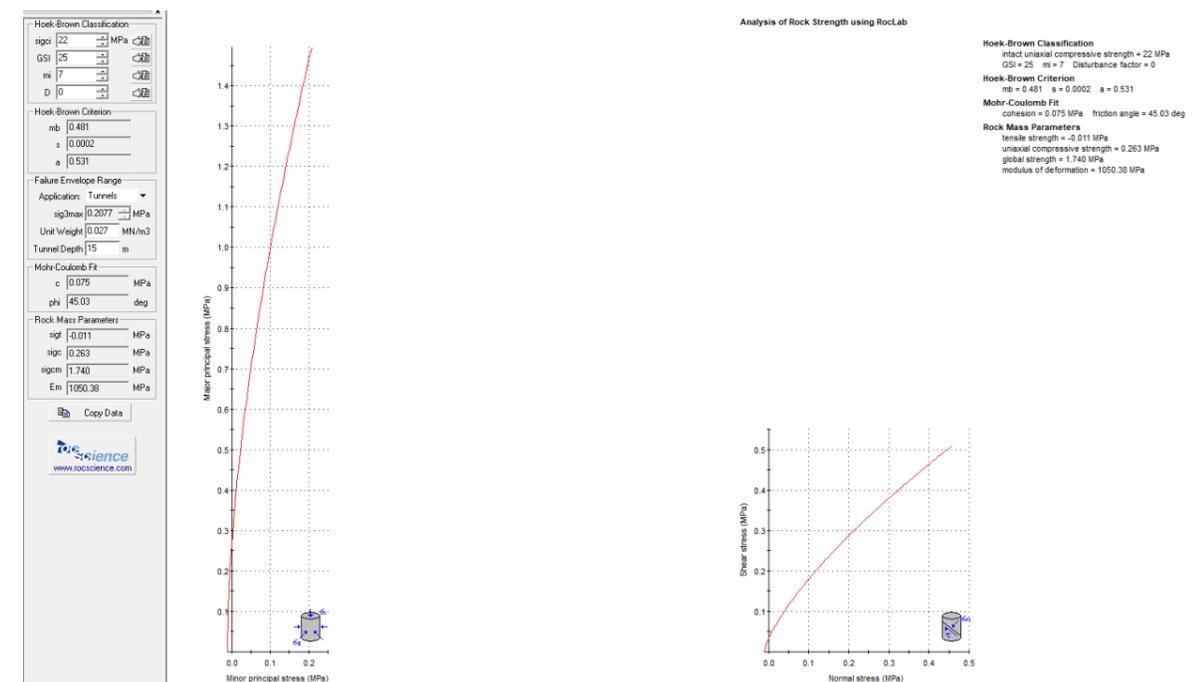


Figura 22. Ajuste de Hoek – Brown mediante el programa RocLab para la unidad LIFT (RMR = 30)

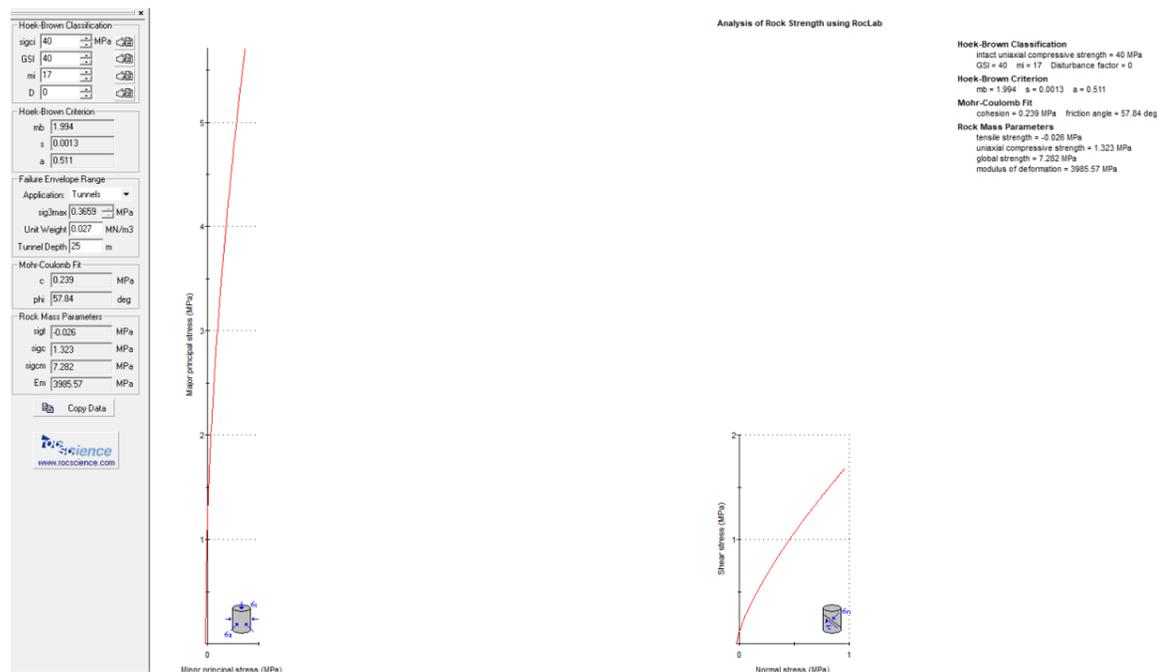


Figura 23. Ajuste de Hoek – Brown mediante el programa RocLab para la unidad AR-LIFE (RMR = 45)

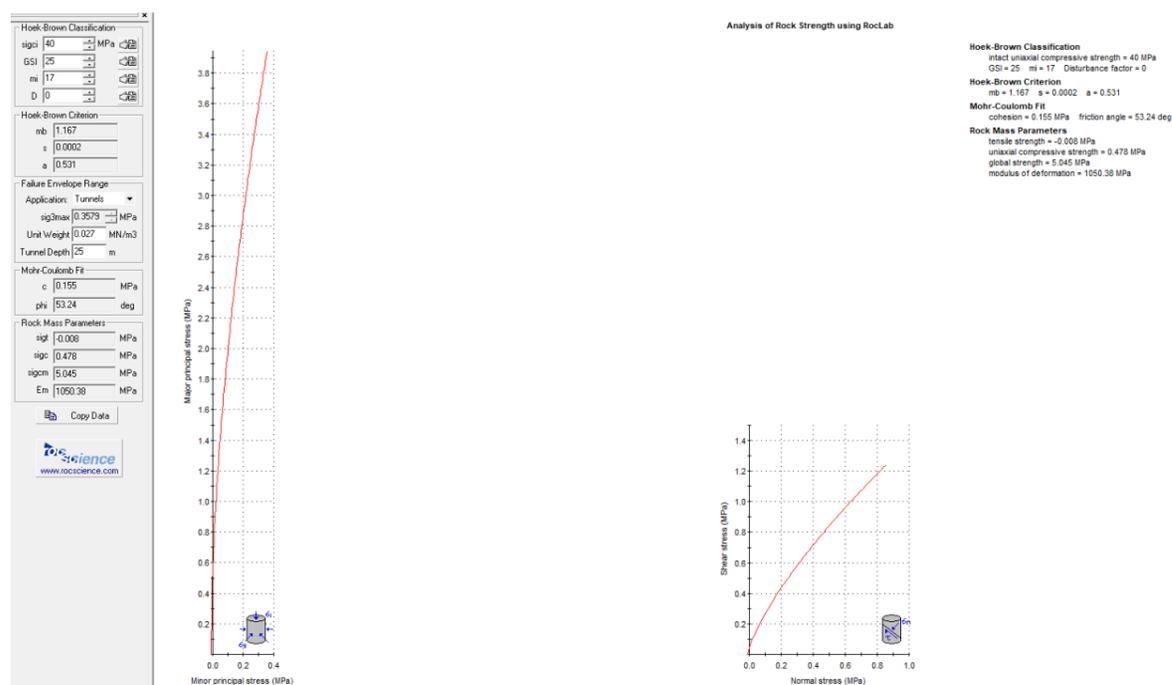


Figura 24. Ajuste de Hoek – Brown mediante el programa RocLab para la unidad AR-LIFE (RMR = 30)

Los módulos de deformación del macizo rocoso se determinan mediante la formulación dada por Hoek (2002), que pone en relación aquel parámetro con la resistencia a compresión simple el índice RMR:

$$E(GPa) = \sqrt{\frac{sci}{100}} 10^{\frac{RMR-10}{40}}$$

Aplicando la formulación anterior, teniendo en cuenta las resistencias a compresión simple de cada unidad geotécnica y los RMR de cada caso, se obtienen los siguientes módulos de deformación:

CÁLCULO DE LOS MÓDULOS DE DEFORMACIÓN				
PARÁMETRO	LIFT (Casos 1a y 1b)		AR-LIFE (Casos 2a, 2b, 3a y 3b)	
	RCS (MPa)	22	22	40
RMR	45	30	45	30
Módulo de deformación (GPa)	3,51	1,48	4,74	2,00

El macizo rocoso con RMR = 45 es el litotipo existente por defecto en los modelos. La llamada zona de falla, con RMR = 30, se sitúa en una franja de 10 m de longitud en el sentido de avance del túnel entre y = 80 – 90 m. Adicionalmente, en el modelo que reproduce la alternativa 1 para el túnel de vía triple (casos 1a y 1b) se define un nuevo litotipo que representa el sostenimiento existente en talud de la A8, para el que se considera en toda su extensión un RMR = 45 y una cohesión de cálculo de 200 kPa.

La relación entre las tensiones horizontales y verticales se establecen en:

- Kox (dirección perpendicular al eje del túnel) = 1,00
- Koy (dirección paralela al eje del túnel) = 1,00

7.1.3.4 Resultados de los cálculos numéricos

Los principales resultados del cálculo se muestran de modo conjunto en la siguiente tabla resumen:

CASO	RMR	MONTERA (m)	FASE	DESP. X (mm)	DESP. Z (mm)	COMPRESIÓN MÁXIMA HP (MPa)	AXIL MÁXIMO CERCHAS (kN)	MOMENTO MÁXIMO CERCHAS (kN·m)	COMPRESIÓN MÁXIMA CERCHAS (MPa)*
Caso 1a	45	18	Avance	1,4	5,4	2,6	194	3,0	37
			Destroza	1,2	5,6	3,3	162	3,0	32
Caso 1b	30	18	Avance	1,3	5,5	2,5	191	3,0	36
			Destroza	1,2	5,8	3,3	176	3,1	34
Caso 2a	45	12	Avance	0,4	1,8	1,3	92	0,5	15
			Destroza	0,8	1,8	1,3	73	0,7	13
Caso 2b	30	12	Avance	0,4	1,8	1,3	114	0,8	19
			Destroza	0,8	1,8	1,3	105	0,7	18
Caso 3a	45	9,5	Avance	0,7	3,4	3,9	134	1,3	24
			Destroza	1,4	3,4	1,8	132	1,6	24
Caso 3b	30	9,5	Avance	0,7	3,4	3,9	145	1,7	26
			Destroza	1,5	3,4	1,8	168	2,6	32

\*En cerchas, esfuerzos no concomitantes

De acuerdo con los resultados de los cálculos, se hacen lo siguientes comentarios:

- Los modelos ofrecen unos resultados satisfactorios tanto en términos de tensiones como de deformaciones. Llama la atención la escasa cuantía de los movimientos y la limitada sollicitación que se ejerce sobre los elementos del sostenimiento. Ello se debe a que los túneles representados en las simulaciones son someros y, por tanto, la sobrecarga producida por la montera es reducida.
- En este sentido, los desplazamientos son de orden milimétrico, algo mayores en dirección vertical que en la horizontal. El movimiento máximo tiene lugar en el caso 1b, con un descenso de la clave de 5,8 mm. Los desplazamientos se encuentran ampliamente dentro del rango del uno por ciento del diámetro de la sección.
- La compresión máxima del hormigón proyectado oscila entre valores de 1,8 MPa y 3,9 MPa (casos 3a y 3b), dentro del rango elástico del hormigón.
- La sollicitación de las cerchas HEB-180 es asimismo de escasa magnitud, con una tensión máxima de 37 MPa (caso 1a), también dentro del rango elástico del acero.

En las siguientes figuras se muestran los desplazamientos verticales en las fases de destroza, esto, es con el túnel terminado, de los casos 1b, 2b y 3b respectivamente.

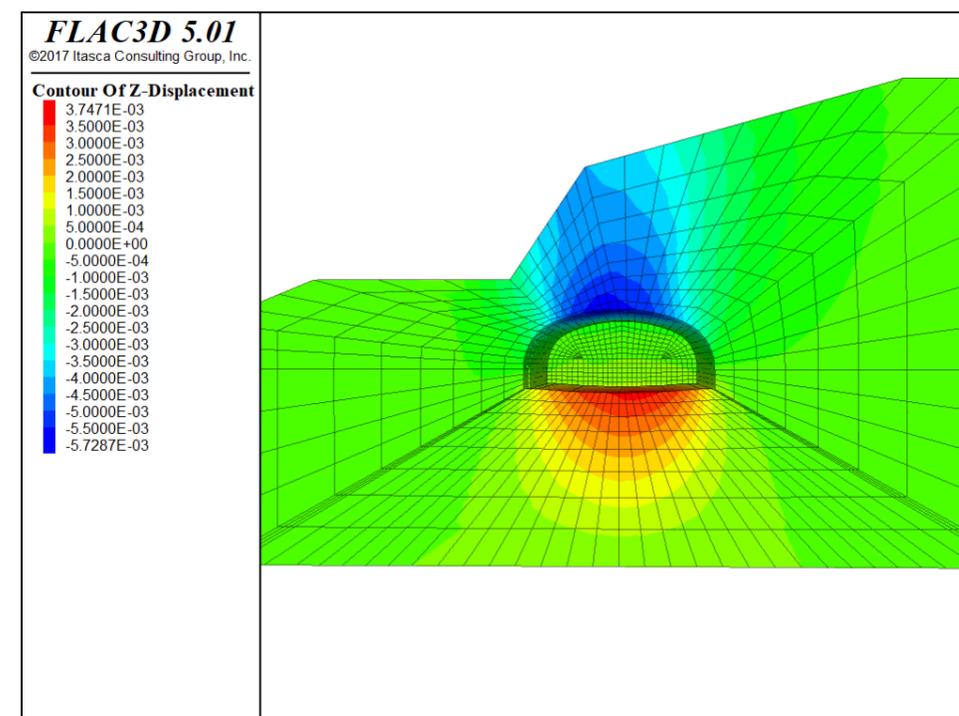


Figura 25. Descenso en clave en la galería en el caso 1b. Túnel terminado

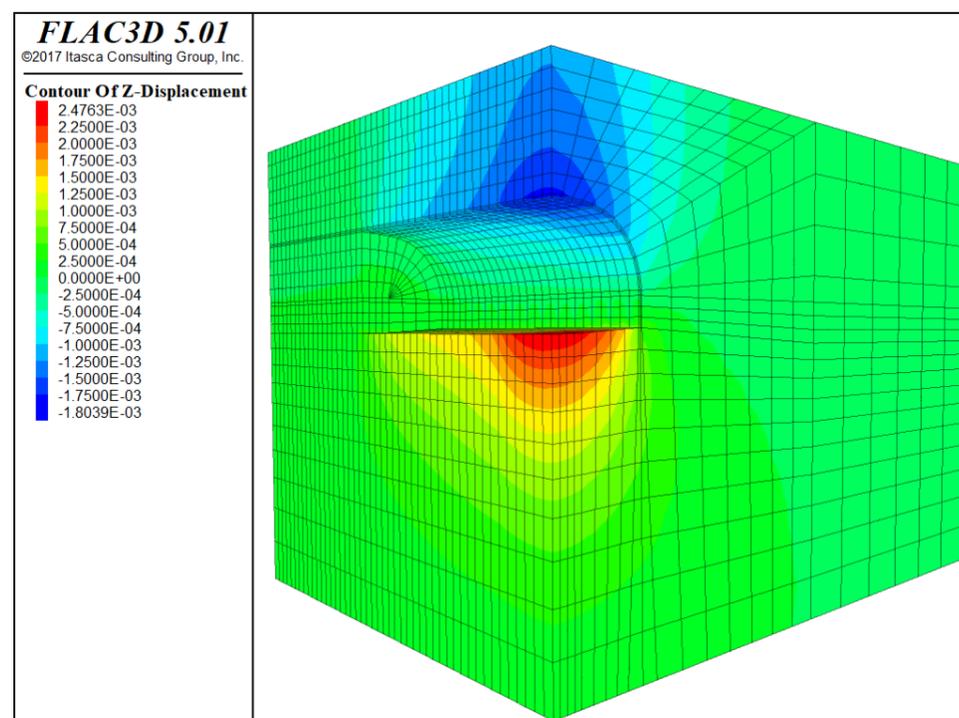


Figura 26. Descenso en clave en la galería en el caso 2b. Túnel terminado

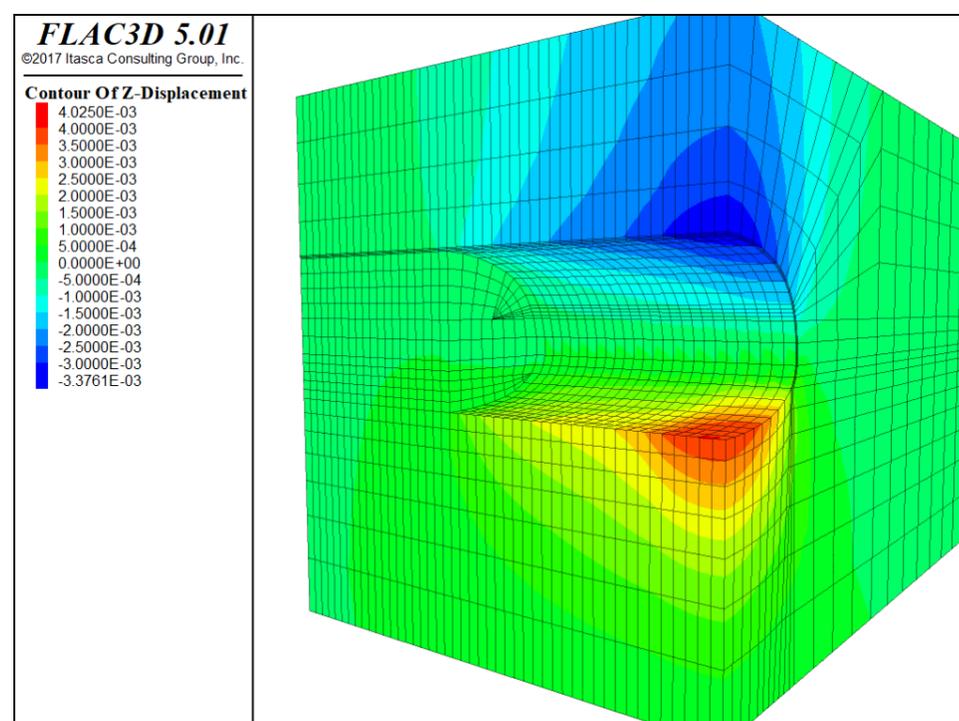


Figura 27. Descenso en clave en la galería en el caso 3b. Túnel terminado

En todos los casos los máximos desplazamientos verticales se producen en la clave del túnel y disminuyen progresivamente hasta la superficie del terreno. Allí, en efecto, en el eje del túnel se estiman unos asientos absolutos de 4,0 mm en el caso de cálculo 3b; 1,2 mm en el caso 2b y 2,1 mm para el caso de estudio 3b. Al igual que los movimientos en la clave del túnel, se trata de valores muy reducidos en términos absolutos. En el apartado que sigue se discutirá su relevancia, junto al resto de casos de cálculo, en término de subsidencias.

En el Apéndice 1 se incluyen los resultados detallados de los cálculos, con gráficos de tensiones y deformaciones para cada fase de construcción.

### 7.1.4 Resultados y conclusiones del estudio preliminar de subsidencias

Los resultados obtenidos en el estudio preliminar se adjuntan en la siguiente tabla, así como el daño previsto según la clasificación de Boscardin y Cording:

ESTUDIO PRELIMINAR DE SUBSIDENCIAS					
Caso	Desplazamiento máximo X (mm)	Asiento máximo Z (mm)	Distorsión máxima	Deformación horizontal máxima (%)	Daño previsto
1a	0,6	3,8	1/1769	0,03	MUY LIGERO
1b	0,5	4,0	1/1856	0,04	MUY LIGERO
2a	0,4	0,9	1/19695	0,01	DESPRECIABLE
2b	0,5	1,2	1/14018	0,01	DESPRECIABLE
3a	0,7	1,9	1/13951	0,01	DESPRECIABLE
3b	0,7	2,1	1/12096	0,01	DESPRECIABLE

De forma gráfica, la concurrencia de distorsión y deformación horizontal máxima queda representada de forma gráfica de la siguiente manera:

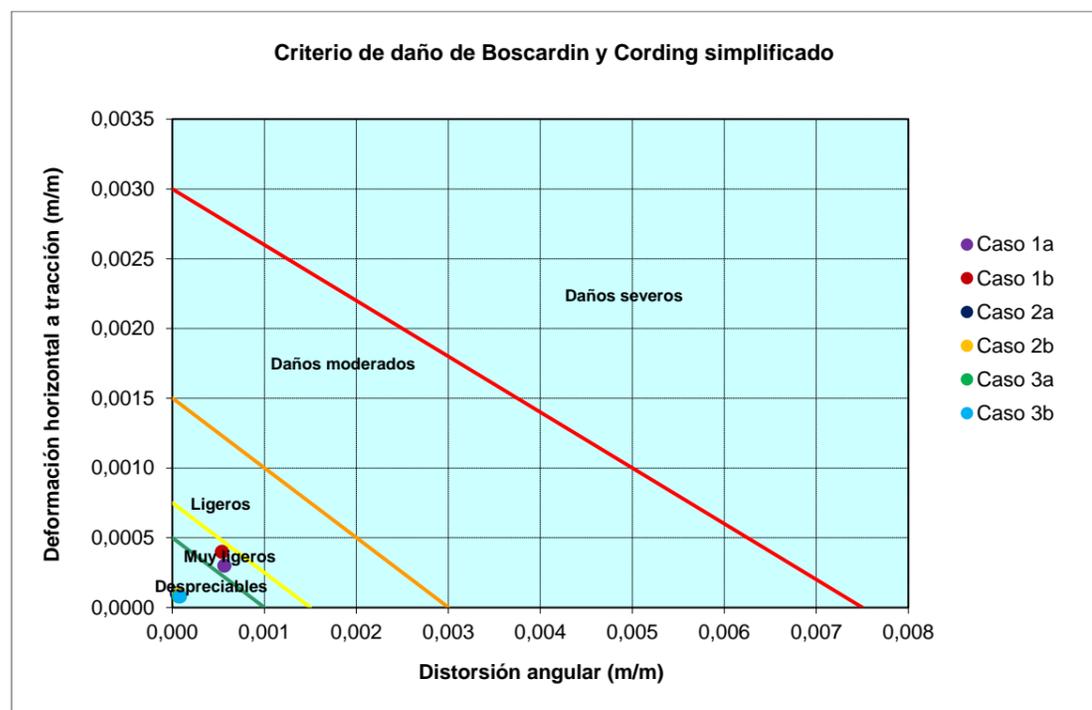


Figura 28. Clasificación de daños de Boscardin y Cording simplificada

Como se observa en la tabla y figura anteriores, en los casos 2a, 2b, 3a y 3b el daño previsto es despreciable, por lo que aplicando la clasificación de daño de Boscardin y Cording no es necesaria ninguna actuación.

En los casos 1a y 1b se prevé la aparición de daños muy ligero se prevé en el talud de la autopista A-8, donde ya existe un sostenimiento y punto en el cual no se cimientan edificios residenciales, objetivo final del estudio preliminar de subsidencias. De la misma forma, el daño muy ligero consiste en *grietas visibles tras una inspección cuidadosa y fácilmente reparables*, tratándose por tanto de una situación de riesgo mínimo.

En el Apéndice 1 se incluyen los resultados detallados de los cálculos de subsidencias, con gráficos de Boscardin y Cording para cada uno de los casos de estudio.

## 7.2 Estructuras de sostenimiento de la A-8

Entre los PPKK 0+960 a 1+200, el trazado propuesto discurre de forma subparalela a la A-8, por lo que se ha llevado a cabo un breve análisis de afección tanto a la propia autovía como a los anclajes de los taludes de la misma.

En los apartados anteriores se ha analizado la afección a la propia vía en forma de subsidencias. A continuación, ante la ausencia de información, se presenta una hipótesis sobre la situación y parámetros de los anclajes y analizando una posible afección de la excavación a los mismos.

El único tramo donde el trazado del túnel y los anclajes de los taludes de la A-8 son coincidentes es el comprendido entre los PPKK 1+100 y 1+150. En los PPKK anteriores a dicho tramo, el trazado del túnel en ambas alternativas aún va muy separado de la A-8, mientras que en los PPKK posteriores, el trazado comienza a adentrarse bajo la A-8, quedando su posición en la vertical del talud de la A-8.

Para la hipótesis, se han supuesto unos anclajes con las siguientes características:

- Longitud: 10 metros
- Inclinación: 45º respecto a la horizontal
- Perforación: En el pie del talud

Con estas características y entre los PPKK establecidos anteriormente, la excavación del túnel no afecta directamente a los anclajes de sostenimiento de los taludes de la A-8.

Si bien en esta fase se puede deducir que la excavación no afecta a los anclajes, en fases posteriores será necesario llevar a cabo una investigación sobre esta afección.

## 8. TRATAMIENTOS ESPECIALES

A lo largo del apartado anterior se describen los sostenimientos tipo a aplicar bajo condiciones normales de excavación en función de la calidad del macizo rocoso. No obstante, durante la ejecución de los trabajos pueden presentarse anomalías en las condiciones geotécnicas o caso singulares donde el sostenimiento no es suficiente.

Para ello, en el presente apartado se recogen una serie de actuaciones especiales para aplicar en función del problema detectado. Estas actuaciones son los Tratamientos especiales del terreno.

Debido a que dichos tratamientos se usan cuando surgen anomalías, no es posible saber dónde ni con qué intensidad se tendrán que utilizar. Por tanto, lo habitual es hacer una previsión de medición de cada una de ellas para reflejar su impacto en la valoración económica del presente estudio.

Para estos túneles se han previsto 5 tratamientos especiales diferentes, que se han reflejado en Planos y Valoración económica. Son los siguientes:

- **TE-01. Medidas de estabilización del frente:** Se incluyen en este tratamiento varias actuaciones encaminadas a evitar inestabilidades en el frente de excavación del túnel, tales como el sellado del frente con hormigón proyectado, machón central o instalación de bulones de fibra de vidrio. Se aplicarán generalmente de forma individual, seleccionando la más adecuada en cada caso (por ejemplo, bulones o machón en el caso de que se formen cuñas inestables, sellado si hay un problema de desmoronamientos o caída de pequeños fragmentos rocosos), aunque también pueden combinarse varias de ellas.

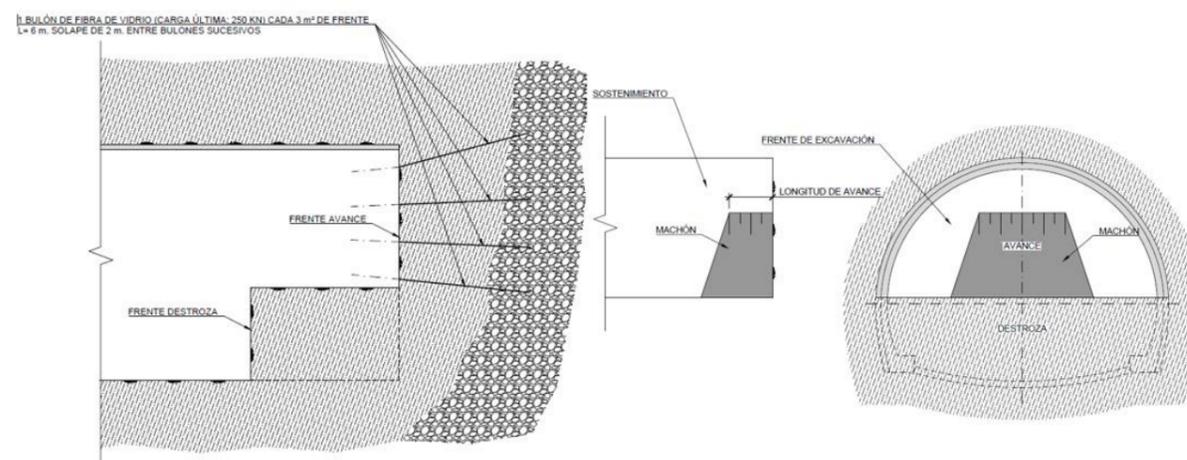


Figura 29. Refuerzo del frente con bulones y estabilización con machón central

- **TE-02. Paraguas de micropilotes:** Este tratamiento se utilizará en terrenos de mala calidad, típicamente en el paso de fallas, zonas de fractura o accidentes geológicos. También cuando la montera sobre clave es reducida, como varios cruces de vaguadas existentes o el paso junto a la A8.

Se empleará el mismo tipo de micropilotes definido para los emboquilles y el tratamiento TE-06, es decir, micropilotes autoperforantes de 88,9 mm de diámetro exterior y 9 mm de espesor, con separación entre ejes de 50 cm y aplicados en un arco de 150° en la bóveda. Tendrán una longitud de 12 m, con un solape entre paraguas de 4 m cuando sea necesario realizar paraguas sucesivos.

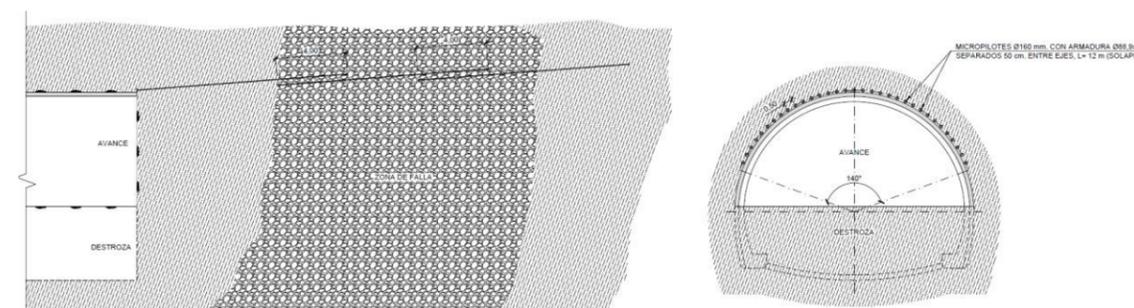


Figura 30. Paraguas de micropilotes al avance

- **TE-03. Inyecciones de impermeabilización o de consolidación del terreno:** Si bien el macizo rocoso está formado por rocas de baja permeabilidad, no debe descartarse completamente la posibilidad de atravesar zonas con carga de agua que generen un fuerte caudal (zonas de falla, filones de cuarzo, etc). Este hecho afecta negativamente a la construcción del túnel, por lo que deben inyectarse polímeros acuarreactivos para reducir el caudal. En el caso de que se trate de surgencias puntuales (puntos de agua con caudal superior a 2 l/s), no afectando a la globalidad de la sección, se considera suficiente con un tratamiento impermeabilizante con lechada de cemento.

También pueden emplearse inyecciones con lechada de cemento como forma de mejora del terreno hasta conseguir unas características propias de un macizo rocoso de calidad media – mala (RMR>30). Para ello se ha diseñado un tratamiento en 2 fases: una preliminar, con inyecciones perimetrales en la zona que se prevé de mala calidad, y una segunda fase, tras el paso de la excavación, con taladros e inyecciones radiales, que completen la mejora del terreno.

- **TE-04. Soleras provisionales:** Se emplearán cuando se produzcan convergencias fuertes en la excavación que no tiendan a la estabilización.

Serán soleras con una ligera curvatura y construidas con hormigón proyectado con fibras y un espesor de 20 cm.

- TE-05. Sondeos y perforaciones al avance. Se emplearán en zonas donde se prevea la aparición de terrenos de peor calidad (previsión de fallas). De forma ordinaria, se ejecutarán con el propio jumbo de perforación. Se ejecutarán un mínimo de 3 taladros, para poder tener un conocimiento completo.

En el caso de zonas especialmente sensibles, en las que se prevea la necesidad de tratamientos más potentes, se complementarán con sondeos geotécnicos al avance que, si bien obtienen una información más completa, son menos compatibles con el desarrollo normal de la obra.

Además de estos 5 tratamientos especiales, cuya aplicación está supeditada a que aparezcan anomalías o terrenos problemáticos, se ha diseñado un tratamiento adicional (TE-06) que se aplicará en el cruce entre el túnel de vía única y el cañón de acceso a la batería de ascensores en la c/Zorrozagana de la Alternativa 1.

Dicho tratamiento adicional será de aplicación en el cruce entre el túnel para mercancías de vía única (Alternativa 1) y el cañón de acceso entre la batería de ascensores en la c/Zorrozagana y la estación de Zorroza. En este caso, desde la construcción del túnel de conexión (túnel superior), se ejecutarán dos pantallas de micropilotes longitudinales al túnel de mercancías (túnel inferior) y una losa de hormigón armado como solera del túnel superior. Además, se perforarán dos paraguas de micropilotes en cada hastial del túnel inferior y sobre la clave del inferior.

La sección tipo de la estructura se presenta en la siguiente figura:

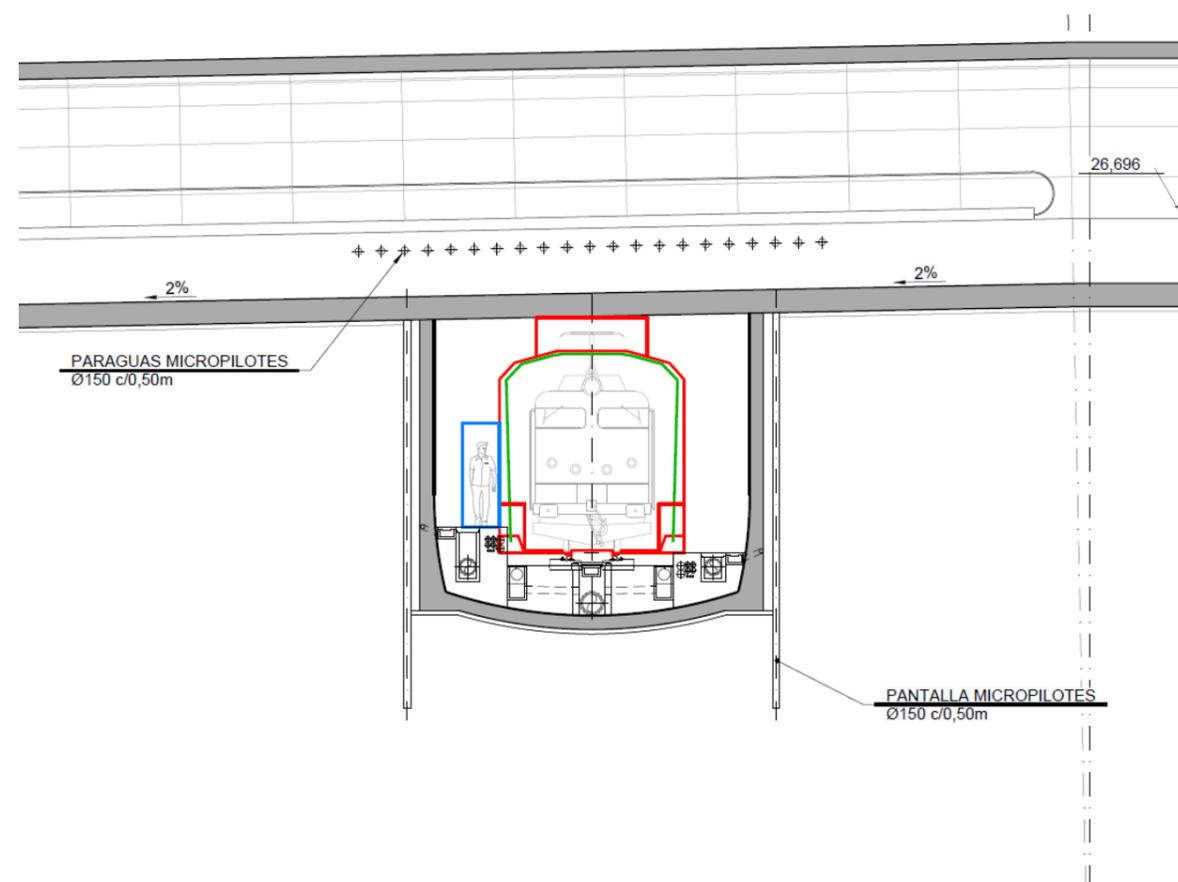


Figura 31. Sección tipo Estructura de refuerzo

## 9. IMPERMEABILIZACIÓN Y DRENAJE

### 9.1 Planteamiento general

La presencia de agua en los túneles en forma de filtraciones o humedades incide negativamente tanto en la fase de construcción como durante la vida útil de la obra, por lo que es conveniente disponer una red de drenaje efectiva, así como sistemas de impermeabilización fiables, seguros y de larga duración

En este caso se ha diseñado un sistema que consta de un drenaje primario durante la perforación del túnel y una impermeabilización principal una vez ejecutado el sostenimiento.

La función del drenaje primario es recoger las filtraciones localizadas y venas de agua por las que aflora la mayor parte del caudal infiltrado al túnel. Para ello se utilizarán tubos de PVC colocados en taladros realizados en el terreno y medias cañas adosadas a la superficie del túnel, que se conectarán posteriormente a la red de drenaje. En el caso de encontrar zonas con elevados caudales afluentes podrán efectuarse labores de impermeabilización mediante Tratamientos especiales definidos en el apartado anterior.

La impermeabilización principal está constituida por una lámina impermeable de PVC o similar junto con una lámina de geotextil fijadas al sostenimiento, que quedarán finalmente situadas entre el sostenimiento y el revestimiento final del túnel. La función del geotextil es doble: por un lado, protege la lámina de PVC del punzonamiento debido a irregularidades en el contorno de excavación del túnel, por otro su carácter drenante permite recoger las pequeñas humedades dispersas a lo largo de todo el contorno y conducir las al tubo dren de trasdós situado en la base del revestimiento.

Para este Estudio Informativo se analizan dos alternativas, la única variación importante hace referencia a la disposición de los túneles. Para ambas el sistema de drenaje es idéntico, únicamente varía lo siguiente:

- En la alternativa 1 la vía de mercancías y la vía de viajeros transcurren en dos túneles en la zona de la estación de viajeros, por lo tanto, cada túnel tendrá sus propios colectores siendo uno de doble vía y otro de vía única.
- En la alternativa 2 la vía de mercancías y la vía de viajeros transcurren en un mismo túnel, separados por un muro, por lo que el sistema de drenaje será de vía triple al igual que en vía doble.

## 9.2 Cálculo de caudales

Los materiales atravesados por el túnel proyectado (Areniscas y limolitas pertenecientes a la Formación Ereza y limolitas calcáreas pertenecientes a la Formación Tejera) son considerados materiales con baja capacidad de transmisión de agua, como se estudia en el apartado 2.5 del Anejo 3 de Geología y geotecnia.

En la zona de estudio no existen materiales de altas permeabilidades, siendo únicamente las calizas de la Formación Arraiz el único material que podría considerarse con alta capacidad de transmisión. Como se ha analizado en apartados anteriores, la Formación Arraiz no es afectada por el trazado proyectado.

Por tanto, el estudio de caudales de infiltración del túnel se realizará en fases de proyecto posteriores y se diseña una red de drenaje convencional acorde a la Normativa de ADIF y según se identifica en las secciones tipo del presente Estudio Informativo.

## 9.3 Descripción del sistema de drenaje

El sistema de drenaje del túnel es separativo recogiendo las aguas de escorrentía de la plataforma a través de canaletas y sumideros sifónicos cada 50 m que desaguan en un colector de 400 mm. Las aguas de infiltración se recogen en los colectores laterales de 300 mm con arquetas de registro cada 50m situados localizados en los laterales del túnel. Los colectores generalmente serán en hormigón prefabricado.

El sistema descrito se define de la siguiente forma:

- Las aguas de infiltración del terreno recogidas por la lámina impermeabilizante y las medias cañas se recogen en dos drenes de diámetro 110 mm situados en la base de los hastiales del revestimiento. A través de tubos de PVC transversales se recoge en las arquetas laterales y se canaliza por medio de los colectores laterales de diámetro 300 mm situados bajo las aceras o andenes conducirán el caudal por gravedad hacia la salida del túnel.
- En cuanto al drenaje de plataforma de vía doble y triple en el túnel, el agua se capta a través de canaletas con rejilla y caces ranurados (25 cm) y se recoge en arquetas sifónicas cada 50 m, conectadas al colector central de 400 mm de diámetro, desaguan hacia la misma salida del túnel por gravedad con diámetro suficiente para evacuar 150 l/s. La posición de los caces variará del lado izquierdo o derecho del túnel según el peralte de la vía en placa y conectan con el colector central a través de sumideros de 30 cm y tubos de 200 mm.

## 10. PUNTOS SINGULARES

### 10.1 Puntos singulares existentes

Dentro de este apartado se estudian los puntos que presentan algún tipo de particularidad a lo largo del trazado de los túneles para la integración urbana del ferrocarril en Zorrotza. Estos puntos singulares pueden agruparse en varias tipologías:

- Cavernas de bifurcación de túneles
- Cruces de túneles a distinto nivel
- Entronque Túnel y Boca de acceso
- Conexiones entre un túneles (cavernas y cañones de acceso o salidas de emergencia)
- Cruces de vaguadas
- Tramos con montera mínima
- Pozos de ventilación

En las siguientes tablas se muestran los puntos singulares para cada alternativa.

PUNTOS SINGULARES. ALTERNATIVA 1	
PUNTO SINGULAR	SITUACIÓN
Cavernas de bifurcación	Varios puntos
Cruce entre túnel de mercancías y cañón de acceso	PK 0+250 (Eje 2)
Entronque Caverna – Boca de ataque	PK 0+660 (Eje 1)
Entronque Estación – Cañón de acceso	PK 0+735 (Eje 1)
Cruce bajo vaguada	PK 0+320 a 0+360 (Eje 1)
Cruce bajo Grupo Jardín de Zorroza	PK 0+540 a 0+580 (Eje 1)
Paso junto a A-8	PK 0+980 a 1+210 (Eje 1)
Pozos de ventilación	PK 0+578 y 0+815 (Eje 1)

PUNTOS SINGULARES. ALTERNATIVA 2	
PUNTO SINGULAR	SITUACIÓN
Cavernas de bifurcación	Varios puntos
Entronque Caverna – Boca de ataque	PK 0+660 (Eje 5)
Entronque Estación – Cañón de acceso	PK 0+735 (Eje 5)
Cruce bajo vaguada	PK 0+320 a 0+360 (Eje 5)
Cruce bajo Grupo Jardín de Zorroza	PK 0+540 a 0+580 (Eje 5)
Paso junto a A-8	PK 0+980 a 1+210 (Eje 5)
Pozos de ventilación	PK 0+578 y 0+815 (Eje 5)

A continuación, se describen con mayor detalle estos puntos singulares.

### 10.2 Cavernas de bifurcación de túneles

En ambas alternativas se requiere la construcción de 2 cavernas de bifurcación de túneles. Una caverna de bifurcación es, básicamente, un tramo de túnel de transición entre dos secciones tipo de diferentes dimensiones.

En el caso de los túneles para la integración urbana del ferrocarril en Zorrotza, las cavernas de bifurcación se ejecutarán de forma telescópica. Es decir, la transición se realizará en varios tramos con sección constante y de mayores dimensiones que el anterior.

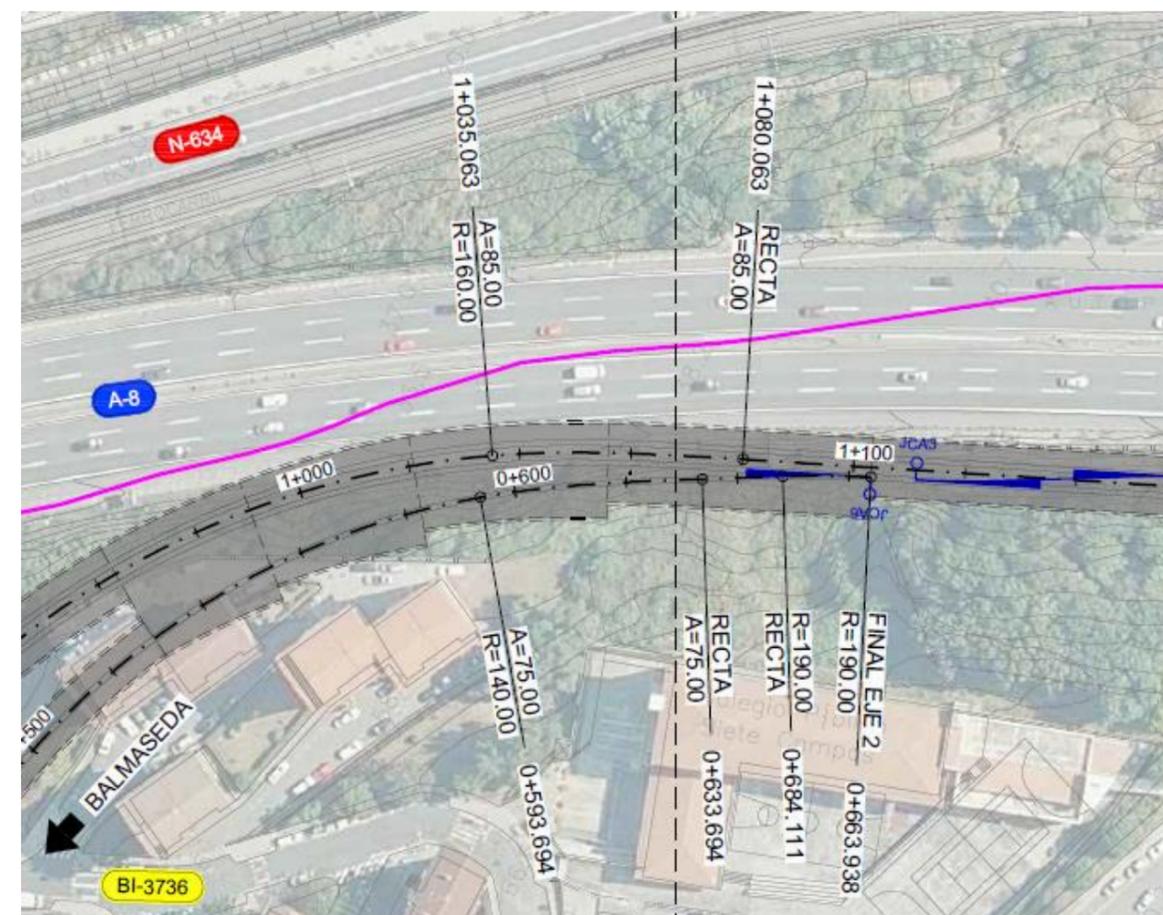


Figura 32. Caverna de bifurcación en la Alternativa 1

En el caso de la Alternativa 1, la transición se realiza entre un túnel de sección de vía doble y dos túneles de secciones vía doble y vía única. El punto de separación entre túneles se ha fijado en el momento en el que la distancia entre caras interiores de las secciones de los dos túneles sea de 5.0 m. Este condicionante hace que en el punto de separación se generen cavernas de gran magnitud, con un ancho de excavación de 23 metros.

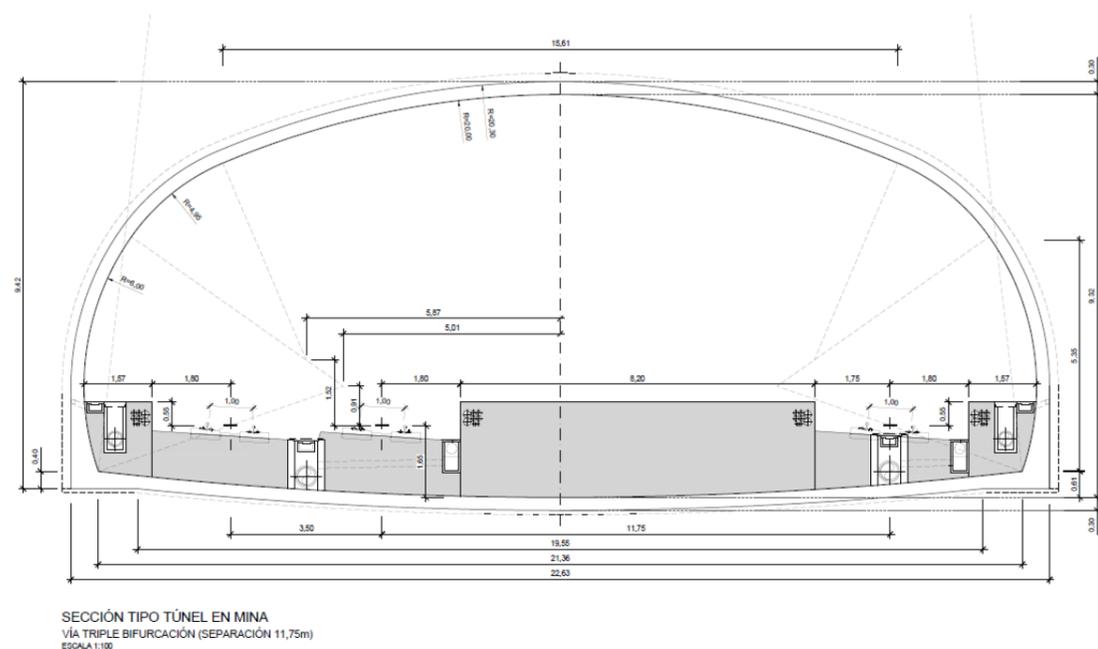


Figura 33. Sección tipo de mayores dimensiones de caverna de bifurcación (Alternativa 1)

Para la Alternativa 2, la transición se realiza entre un túnel de sección de vía doble y la sección tipo caverna, correspondiente a la estación de Zorrotza. En ese caso la caverna generada es menor a la de la Alternativa 1, aunque igualmente de grandes dimensiones.

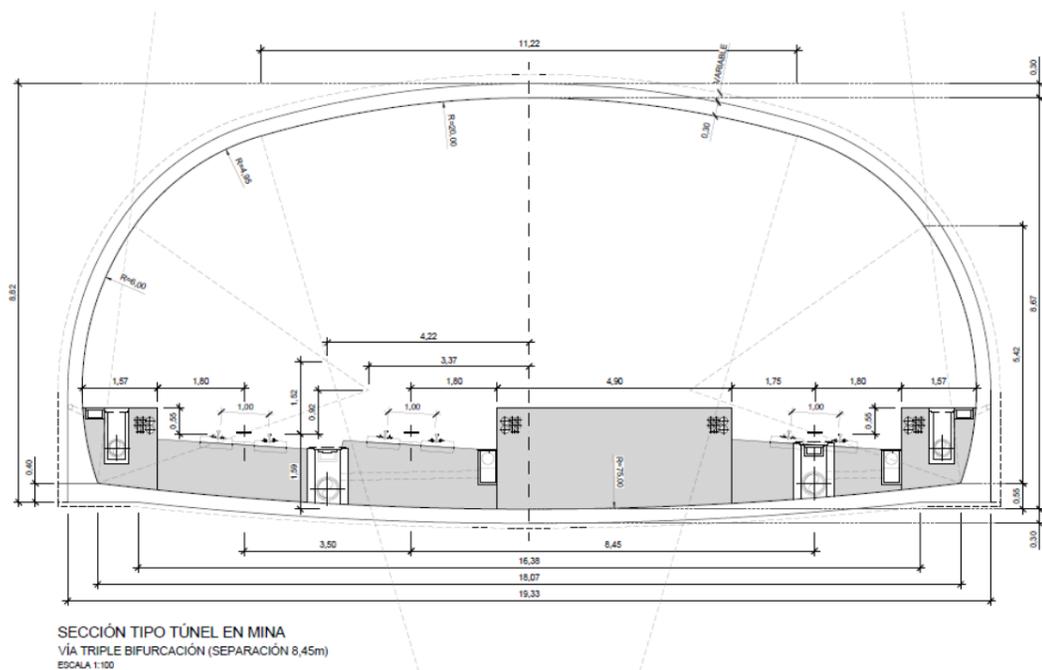


Figura 34. Sección tipo de mayores dimensiones de caverna de bifurcación (Alternativa 2)

Al tratarse de dimensiones y secciones muy similares, se ha optado por diseñar una única solución común a ambas alternativas. Para asegurar un comportamiento óptimo del terreno es necesario realizar la excavación en varias fases, dividiendo tanto la fase de Avance como la de Destroza en varias subfases, como se muestra en la siguiente figura. También los sostenimientos a aplicar deben ser más pesados que para las secciones convencionales. En el documento de Planos se detallan los sostenimientos a aplicar en estos casos.

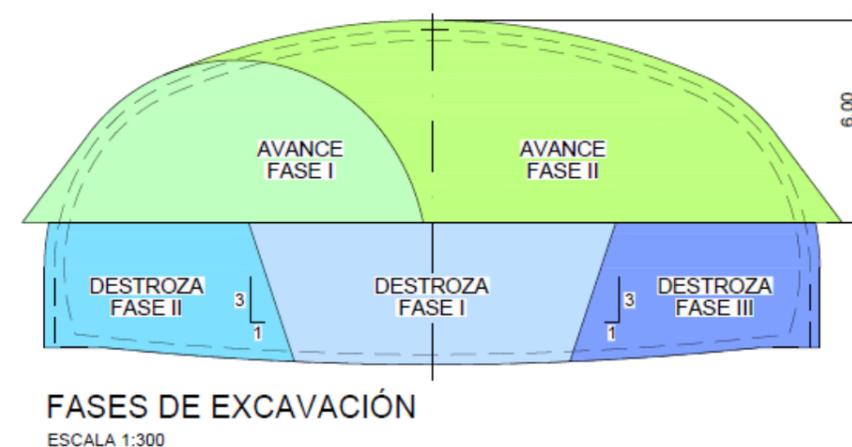


Figura 35. Fases de excavación en las cavernas de bifurcación de túneles

La excavación de las cavernas de bifurcación se realizará, en todos los casos, desde la sección de mayor dimensión hacia la de menor dimensión. Para evitar la excavación lateral con el objetivo de alcanzar la sección de mayores dimensiones, el proceso de excavación se realizará siguiendo los pasos siguientes:

- Excavación de la sección tipo de vía doble (Avance Fase I) hasta finalizar el tramo de bifurcación
- Aplicación de sostenimiento definitivo y provisional según indicado en planos de sostenimiento
- Excavación en retroceso de la subfase Avance Fase II (de dimensiones variables en cada tramo de "telescopio")
- Aplicación del sostenimiento definitivo en todo el Avance

En el caso de la Alternativa 1, una vez generado el frente en que se separan los dos nuevos túneles, estos se excavan como si de un emboquille se tratara, con un paraguas de micropilotes de protección para cada uno de ellos y un sostenimiento más pesado en los primeros metros de cada túnel.

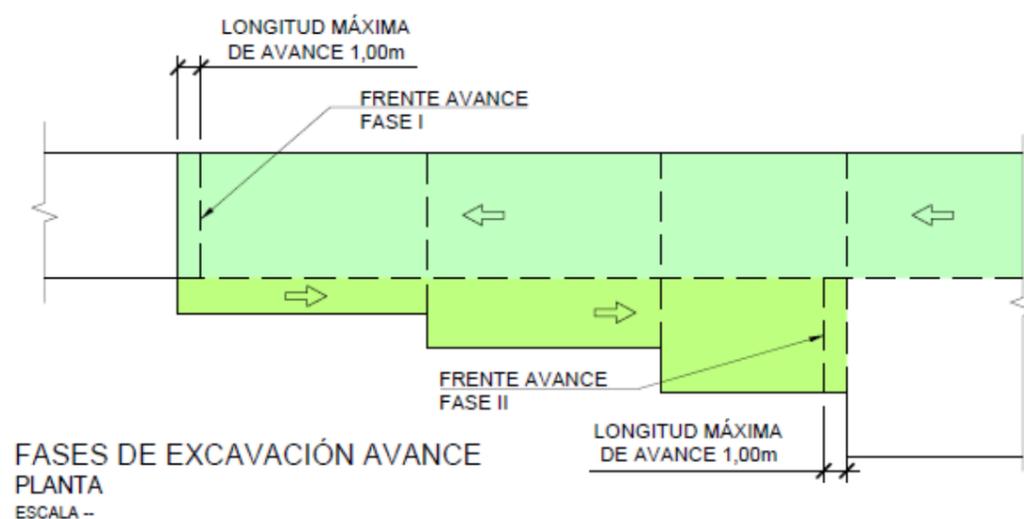


Figura 36. Fases de excavación en las cavernas de bifurcación de túneles

Una vez excavado el Avance, se llevará a cabo la excavación de la Destroza según las subfases indicadas en los planos de sostenimiento.

### 10.3 Cruces de túneles a distinto nivel

El único caso que se produce con estas características a lo largo del trazado ocurre en la Alternativa 1 y se da entre túneles proyectados dentro del presente Estudio Informativo. Se trata del cruce entre el túnel ferroviario para mercancías (Eje 2) y el cañón de acceso que une la batería de ascensores de la C/Zorrotzaga con la futura estación de Zorrotza.

Al encontrarse ambos túneles secantes (clave del túnel de mercancías y solera del cañón de acceso), se ha proyectado una "estructura" que ayude al terreno a asumir las deformaciones propias tras la excavación y asegurar la estabilidad del punto singular. Dicha estructura se corresponde con el Tratamiento especial TE-06, desarrollado en el capítulo 7 del presente Anejo.

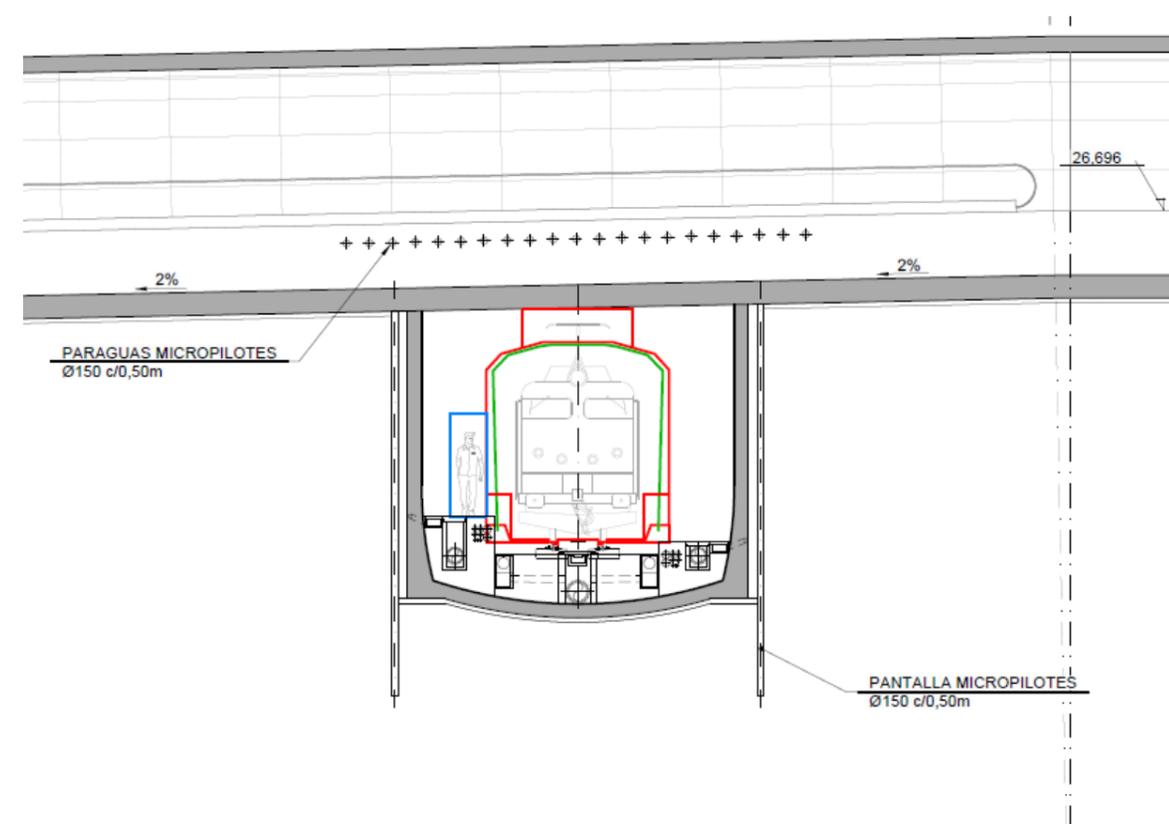


Figura 37. Cruce entre túneles a diferente nivel

### 10.4 Entronque Túnel-Boca de ataque

Como se ha analizado a lo largo del presente Anejo, para la excavación de los túneles se utilizará una única boca de ataque ubicada en el cañón de acceso del Barrio Ignacio Miranda y con acceso directo a la caverna.

Por ello, la sección del cañón de acceso deberá ampliarse conforme se aproxima al punto de conexión con la caverna desde la que posteriormente se pueda emboquillar el túnel ferroviario hacia ambos lados.

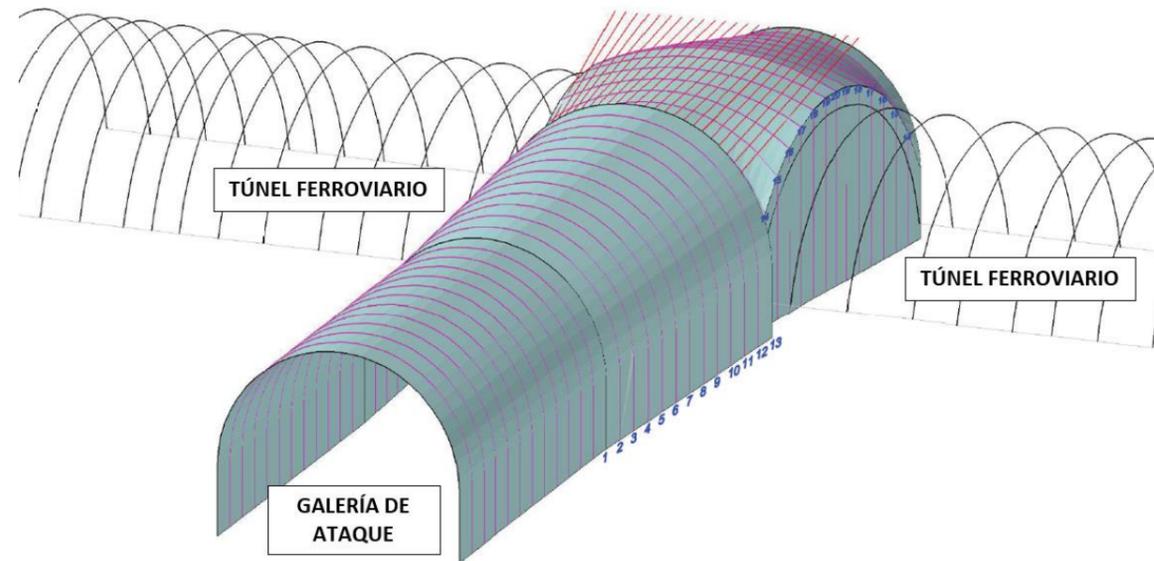


Figura 38. Ejemplo de conexión entre galería de ataque y túnel ferroviario. Fuente: UTE Hernialde Zizurkil

La excavación del tramo de conexión se ejecutará en dos fases: una Fase I que conectará con la cota de avance de la caverna y, una vez sostenido el avance, una Fase II para excavar hasta la contrabóveda.

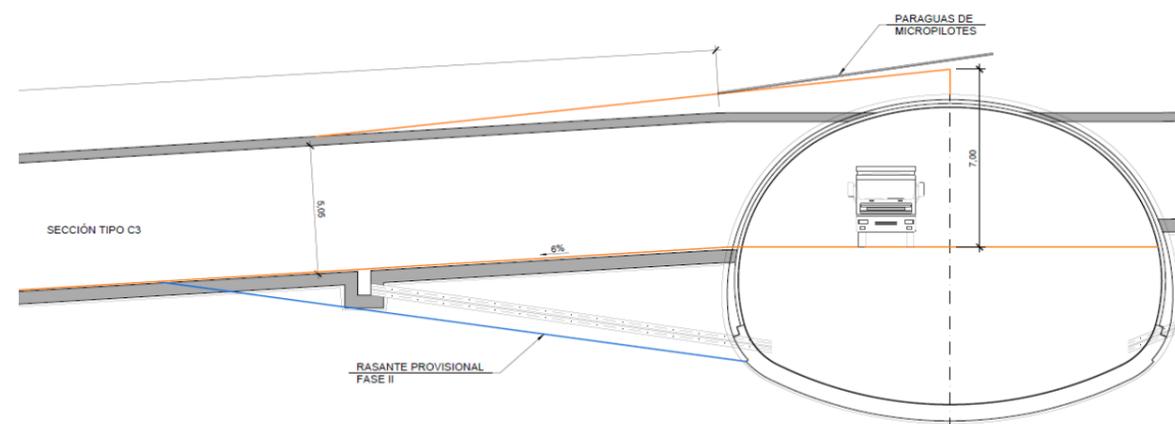


Figura 39. Conexión entre galería de ataque y caverna

### 10.5 Conexiones entre túneles

Ambas alternativas tienen múltiples conexiones de este tipo. Se trata de conexiones mucho más sencillas que las anteriores, ya que pueden ejecutarse desde el interior del túnel ferroviario después de que se haya completado su excavación y sostenimiento.

Habitualmente se resuelven ejecutando un pequeño paraguas de micropilotes en la zona de conexión y un refuerzo del sostenimiento en el entorno de la unión, tanto en el túnel ferroviario como en la galería.

### 10.6 Cruces de vaguadas

Como se ha mencionado en el apartado de riesgos geotécnicos, los cruces bajo vaguadas presentan habitualmente peores condiciones geotécnicas que el resto del túnel, por lo que hay mayor riesgo de hundimiento del terreno. Para solventarlo se recurre al uso de sostenimientos más pesados, complementados en algunos casos con tratamientos especiales, generalmente mediante paraguas de micropilotes, y en los casos más severos mediante inyecciones en el terreno.

### 10.7 Tramos con montera mínima

En ambas alternativas, el túnel discurre junto a la autovía A-8 a lo largo de 240 metros, justo antes de proceder a cruzar bajo la misma con suficiente montera.

En este caso, la montera mínima se produce sobre el hombro izquierdo, a diferencia de los cruces de vaguadas, donde la montera mínima suele producirse sobre la clave del túnel. Esta situación puede producir una descompensación en el terreno. Para solventar esta situación, se debe dotar al terreno de la capacidad suficiente para absorber las deformaciones producidas por la excavación.

Para ello, además de usar sostenimientos pesados en los puntos más críticos, se prevé utilizar paraguas de micropilotes e inyecciones de consolidación combinados.

### 10.8 Pozos de ventilación

Ambas alternativas tienen dos pozos de ventilación situados en los mismos puntos (PPKK 0+578 y 0+815). Ambos pozos se configuran como una doble chimenea vertical, de 3,6 metros de diámetro cada una.



Figura 40. Pozo de ventilación Sur

La perforación de las chimeneas se ejecutará mediante técnicas de raise-boring, emplazando la maquinaria en superficie. El desescombrado del material se realizará por la boca de acceso del Barrio Ignacio Miranda.

## 11. SALIDAS DE EMERGENCIA

Con respecto a las salidas de emergencia, y cumpliendo las indicaciones recogidas en la ETI de Seguridad en Túneles, se han proyectado salidas de emergencia en la estación subterránea de Zorrotza, tanto en la Alternativa 1 como en la Alternativa 2.

En ambas alternativas se sitúan dos salidas de emergencia en los extremos de los andenes de la estación, los cuales se sitúan entre los PP.KK. 0+647,837 y 0+747,837. De esta manera se da cumplimiento a que la distancia entre salidas de emergencia no supere los 1.000 metros.

Las salidas de emergencia de la estación de Zorrotza salen en superficie en dos puntos, en las canchas de Zazpilanda y en el Grupo Aldapeta. En ambos casos se ha contemplado una zona segura final de 500 m<sup>2</sup> tal y como establece la ETI, para posibilitar la evacuación de los trenes y el acceso a los servicios de emergencia.

El cumplimiento de la evacuación en la estación de Zorrotza se describe en el “Anejo Nº 10: estación de Zorrotza”.

## 12. EMBOQUILLES

### 12.1 Introducción

Todos los emboquilles proyectados son comunes a ambas alternativas. En total, se han planteado tres emboquilles: dos de ellos correspondientes a emboquilles de entrada y salida del túnel principal y el restante el correspondiente al Cañón de Acceso al barrio Ignacio Miranda, que será utilizado como boca de ataque para la excavación de la caverna y los túneles.

En la siguiente tabla se indican los emboquilles de este Estudio Informativo:

Emboquille	Localización	Tipo	PK Trazado
Entrada	Carretera BI-3742	Túnel principal	0+150
Salida	Carretera N-634	Túnel principal	1+450
Acceso Bo. Ignacio Miranda	Barrio Ignacio Miranda	Cañón de acceso	-

Tabla 14. Emboquilles proyectados

Los emboquilles son una de las zonas más complejas en la construcción de un túnel, pues comprenden la excavación, principalmente de una ladera, hasta llegar a la cota necesaria para comenzar con la perforación del túnel. Se trata de puntos singulares, pues constan de una menor montera en las que, además, el macizo rocoso suele ser el de peor calidad debido a la meteorización. Las dificultades irán ligadas a los posibles problemas de estabilidad de los taludes de desmonte del emboquille y a la propia estabilidad de la zona más externa del túnel.

En este caso, debido al poco espacio disponible en las zonas donde están situados los emboquilles, se ha diseñado una excavación al abrigo de estructuras de contención. Como se desarrolla más adelante, a nivel de Estudio Informativo, las estructuras de contención propuestas para los emboquilles son las siguientes:

Emboquille	Estructura externa afectada	Estructura de contención
Entrada	Carretera BI-3742	Pantalla de micropilotes anclada
Salida	Carretera N-634 y A-8	Muro por bataches anclado
Acceso Bo. Ignacio Miranda	Edificaciones	Excavación entre pantallas

Tabla 15. Estructuras de contención en emboquilles

En el siguiente apartado se describen cada uno de los emboquilles planteados.

### 12.2 Emboquille de entrada (Bajo carretera BI-3742)

El emboquille de entrada se excava bajo la carretera BI-3742, accediendo por el camino de acceso a la ZIA-1.

Principalmente, el emboquille se excavará en la unidad F, compuesta por filones de cuarzo que pueden llegar a tener potencias de varios metros, pudiendo desdoblarse rápidamente en varios filones de potencia decimétrica que se entrecruzan entre sí. Estos filones son de origen hidrotermal y, como en este caso, encajan en la formación Ereza con buzamientos subverticales.

Se trata de un terreno con una abrasividad muy alta y complejo de excavar. En superficie se encuentra con un grado de alteración alto, al igual que la unidad AR-LIFE, también afectada en la excavación del emboquille, aunque en menor medida.

Debido a la alta alteración del material en superficie, junto con la escasa montera y el esviaje del emboquille, se ha planteado una solución compuesta por inyecciones en el terreno y una pantalla de micropilotes anclada, paralela a la carretera BI-3742 y perpendicular al túnel en el PK 0+150.

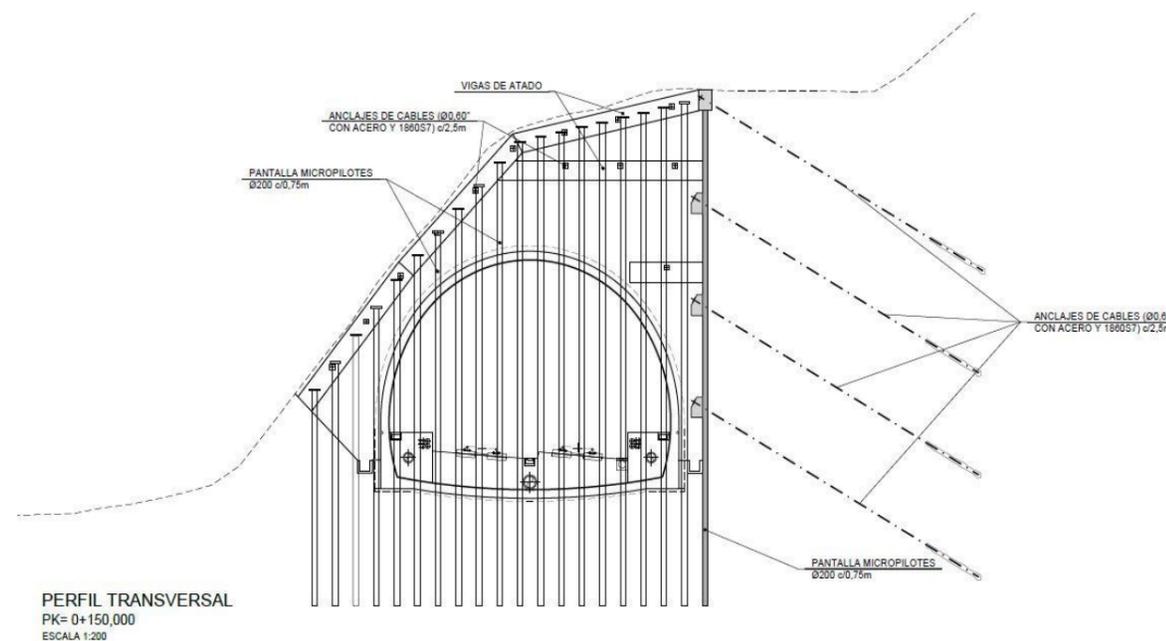


Figura 41. Solución proyectada para el emboquille de entrada (PK 0+150)

### 12.3 Emboquille de salida (Entre N-634 y A-8)

El emboquille de salida se excava bajo la autovía A-8, accediendo por el camino de acceso al emboquille de salida, desde la carretera N-634.

El emboquille se excavará en la unidad geotécnica LI<sub>FT</sub>, compuesta por limolitas calcáreas de color gris y gris oscuro, que toman un color pardo amarillento cuando se meteorizan.

Se trata de un terreno con un grado de meteorización medio en superficie y que puede dar problemas de estabilidad de ladera. Además, se dispone de muy poco espacio en una zona con una gran densidad de servicios existentes. Por ello, se ha diseñado un emboquille con un muro por bataches descendente (Muro M-1.4 (D)) que asegure la ladera excavada. Una vez sostenida la excavación, se procederá al emboquille del túnel bajo un paraguas de micropilotes.

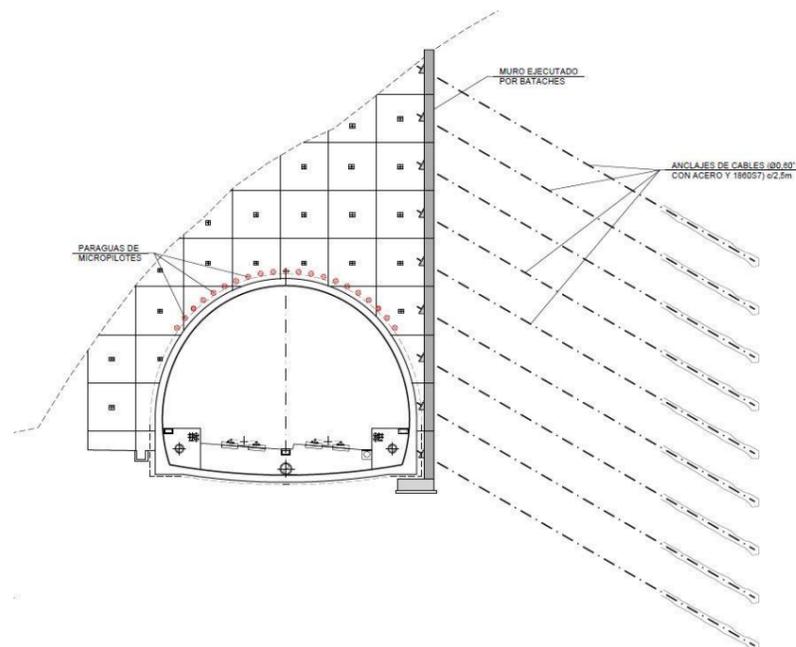


Figura 42. Solución proyectada para el emboquille de salida (PK 1+450)

### 12.4 Boca de acceso (Barrio Ignacio Miranda)

El cañón de acceso sito en el Barrio Ignacio Miranda se utilizará como boca de ataque para la excavación de los túneles.

La excavación del cañón de acceso puede dividirse en tres tramos:

Excavación a cielo abierto: este primer tramo se desarrolla en los primeros 25 metros.

Excavación entre pantallas: este segundo tramo se extiende a lo largo los siguientes 29 metros. Previamente a la excavación se ejecutarán dos pantallas ancladas de micropilotes. Posteriormente se realizará la excavación del cañón de acceso hasta alcanzar una montera de 5 metros.

Excavación de túnel en mina: una vez alcanzados los 5 metros de montera, se comenzará la excavación del túnel en mina bajo un paraguas de micropilotes hasta alcanzar la estación de Zorroza.

El cañón de acceso se excavará en su totalidad en la unidad AR-LI<sub>FE</sub>, compuesta por areniscas de grano fino y limolitas masivas calcáreas, que no suelen dar problemas de estabilidad. En afloramiento aparecen con un grado de meteorización bajo (GM II-III).

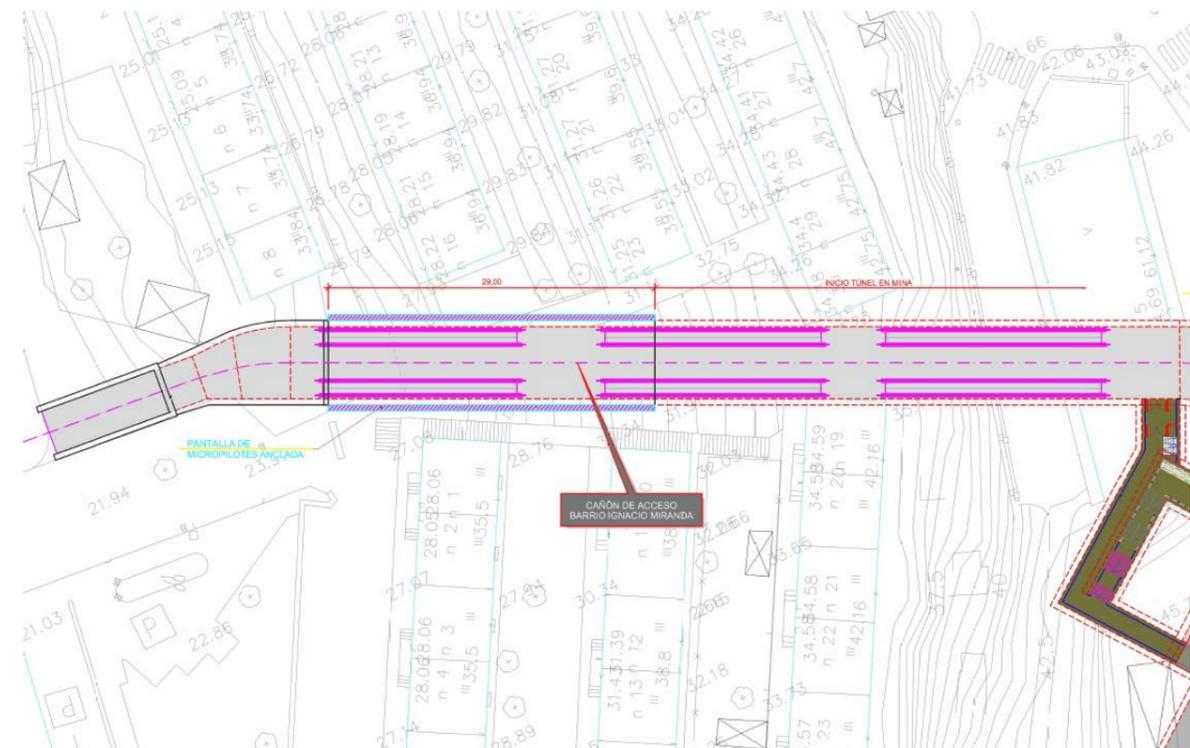


Figura 43. Planta de la solución proyectada para la boca de acceso (Barrio Ignacio Miranda)

En el tramo final, el cañón de acceso se excavará en dos fases:

Fase 1: Excavación del cañón de acceso hasta cota de avance de la caverna y posterior excavación de la fase de avance de la caverna.

Fase 2: Excavación de la segunda fase del cañón de acceso hasta la cota de contrabóveda de la caverna y posterior excavación de la destroza y contrabóveda de la caverna.

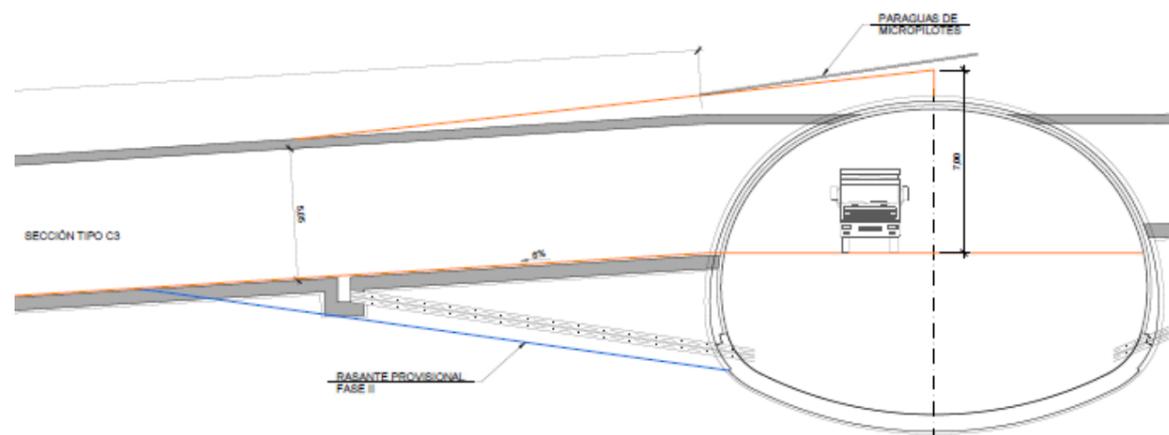


Figura 44. Alzado de la solución proyectada para la boca de acceso (Barrio Ignacio Miranda)

En el entronque entre el cañón de acceso y la sección en caverna se ejecutará un paraguas de micropilotes como sostenimiento para el punto singular.

## 13. AUSCULTACIÓN

### 13.1 Introducción

En los túneles construidos mediante métodos convencionales es necesario tener un control sobre el comportamiento real del terreno, en fase de excavación, que permita un contraste con el comportamiento proyectado.

Este contraste permite calibrar posteriormente el diseño o adoptar medidas correctoras en caso necesario, facilitando la toma de decisiones al conocer de forma más precisa el problema.

Bajo el término de auscultación se engloba a todo el conjunto de labores necesarias para el control del comportamiento de una excavación subterránea, centrándose en la observación sistemática del comportamiento estructural de las secciones de sostenimiento y en la vigilancia de transiciones o accidentes geológicos particulares de la traza.

Los datos de instrumentación deben estar correlacionados con las observaciones geológicas de la excavación, siendo imprescindible la presencia de personal especializado, responsable del seguimiento, evaluación e interpretación inmediata, en el propio campo, de todos los datos de auscultación.

La auscultación toma gran importancia principalmente en ambientes urbanos, como el caso del presente estudio. En estos casos, además de colocar una instrumentación subterránea que permita conocer el comportamiento del terreno ante la excavación, es necesaria la colocación de una instrumentación exterior que permita obtener datos sobre las construcciones existentes y la posible afectación de la excavación a las mismas.

En los apartados siguientes se suministra información sobre las líneas generales que deben seguir los mecanismos y procesos de auscultación a instalar en el túnel y servir de base para el desarrollo del futuro Plan de Auscultación, que deberá quedar definido en fases posteriores, adaptándolo en detalle a la construcción de la obra.

### 13.2 Magnitudes a controlar

Esencialmente en ingeniería se miden fuerzas y deformaciones y esto es lo que se realizará en estos túneles. No se excluye, sin embargo, que durante las fases de ejecución más avanzadas de las obras se realicen algunas comprobaciones de resistencia, particularmente del terreno, ya que éste puede sufrir una descompresión, saturación u otros fenómenos que alteren sus condiciones.

### 13.3 Tipos de instrumentos

#### 13.3.1 Medida de desplazamientos en el contorno del túnel. Secciones de convergencias

Las secciones de convergencia permiten registrar las deformaciones, a través de la medida de las variaciones de longitud, entre dos puntos del túnel. A esta variación de longitud se le añade la componente de tiempo, lo que permite conocer si la deformación se estabiliza y cuánto tarda en hacerlo.

Esta medida de longitud entre dos puntos representativos del túnel se puede realizar con una cinta extensométrica o con una estación total.

La cinta de convergencias es una cinta métrica de acero inoxidable con orificios equiespaciados de alta precisión con dos ganchos en cada uno de sus extremos. La cinta incorpora un dispositivo de tensado y un reloj comparador. La distancia se mide entre pares de pernos cortos con una anilla en su extremo y anclados mediante resina al terreno, que deben ser colocados a medida que avanza la excavación del túnel.

En caso de realizar las medidas de longitud con una estación total, se colocarán en los extremos de los pernos cortos unas dianas reflectantes que permitan la lectura con la estación total en el interior del túnel.

En el presente estudio se instalarán un total de 5 pernos en cada sección de auscultación del túnel y 3 pernos en las secciones de los cañones de acceso. Los pernos se irán instalando en función de las fases de excavación con 3 pernos para la primera fase (Avance o Sección completa) uno en la clave y los otros dos diametralmente opuestos respecto al eje del túnel en los hastiales, a unos 1,5 metros por encima de la base de la excavación, y parejas adicionales durante la excavación de la destroza.

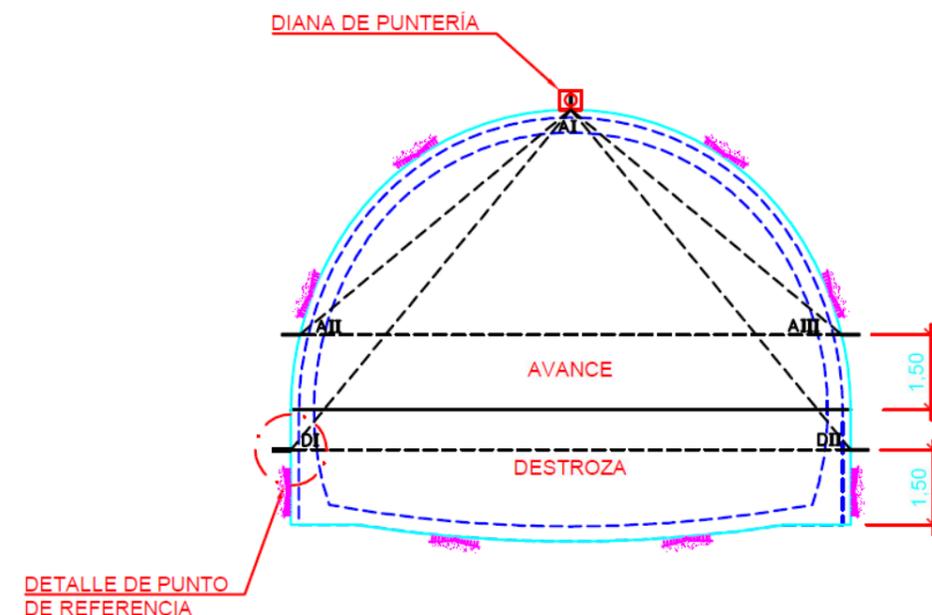


Figura 45. Sección de convergencias

Las medidas de convergencias a realizar serán las distancias relativas entre parejas de pernos de hastiales (AII y AIII) y entre los pernos de hastiales y el de clave (AI-AII y AI-AIII). Se medirá también el asiento en clave (AI), este último mediante estación total.

Los puntos de referencia estarán materializados por un redondo de acero, de 25 mm de diámetro, anclado al menos 60 cm en el terreno. El extremo del redondo tendrá soldada una argolla protegida por un tapón roscado. Se protegerán para evitar posibles choques de la maquinaria, así como la proyección de hormigón sobre aquéllos. Para que la medida sea lo más efectiva posible los pernos se deben colocar lo más rápidamente que sea viable tras la excavación y como máximo a las 24 horas del paso del frente de excavación por la respectiva sección. En el momento de la instalación de los pernos se efectuará una lectura, que se establecerá como el origen de las medidas.

#### 13.3.2 Movimientos en el interior del macizo rocoso. Extensómetro de varillas

El objetivo básico es conocer las deformaciones en el interior del macizo rocoso debido a la relajación producida en el terreno por la excavación. Mediante el extensómetro se pueden conocer zonas comprimidas o traccionadas, zonas activas, planos de deslizamiento y zonas sin tensiones, además de las tensiones aparecidas una vez conocidas las características de deformabilidad del macizo rocoso.



Figura 46. Extensómetros de varillas con tres niveles de anclaje

Los extensómetros son unos equipos que se instalan en el interior de perforaciones y consisten en un sistema de varillas y un reloj comparador que mide el movimiento relativo entre la cabeza del taladro y el extremo de la varilla que se ancla al terreno. En la boca del taladro se sitúa la cabeza lectora compacta y estanca, que incluye sensores potenciométricos de baja linealidad e inalterables en ambientes de alta humedad.

Los extensómetros que se emplearán en el túnel están formados por un taladro radial al túnel en el que se aloja un varilla de fibra de vidrio de reducido coeficiente de dilatación térmica. De forma adosada se realizan 3 taladros con aproximadamente la misma orientación y diferentes longitudes (2, 4 y 6 metros para el presente Estudio Informativo). Las varillas están protegidas con una vaina de plástico excepto en su parte final, que será la que se ancle al terreno.

Al igual que ocurre con las cintas de convergencia, es necesario realizar la medida cero en el menor plazo de tiempo posible tras la excavación, ya que gran parte del movimiento se pierde antes de que pueda ser registrado.

### 13.3.3 Determinación de tensiones en los sostenimientos. Células de Presión Total

Son dispositivos empleados para obtener la distribución de cargas a las que se encuentra sometido el sostenimiento del túnel y se instalan en el contacto terreno – sostenimiento (célula radial), o en el interior del sostenimiento, de forma transversal al mismo (célula circunferencial).

Cada dispositivo está compuesto por dos placas de acero separadas 1 mm, y soldadas a lo largo del borde. El espacio entre placas se rellena de aceite, aplicando un procedimiento especial que garantiza la ausencia de aire en el interior de la célula.

El cableado de las células de presión se conducirá por tubos de PVC corrugados, hasta la caja de conexión.

Se ha previsto el uso de 5 células radiales en sostenimiento por cada sección.

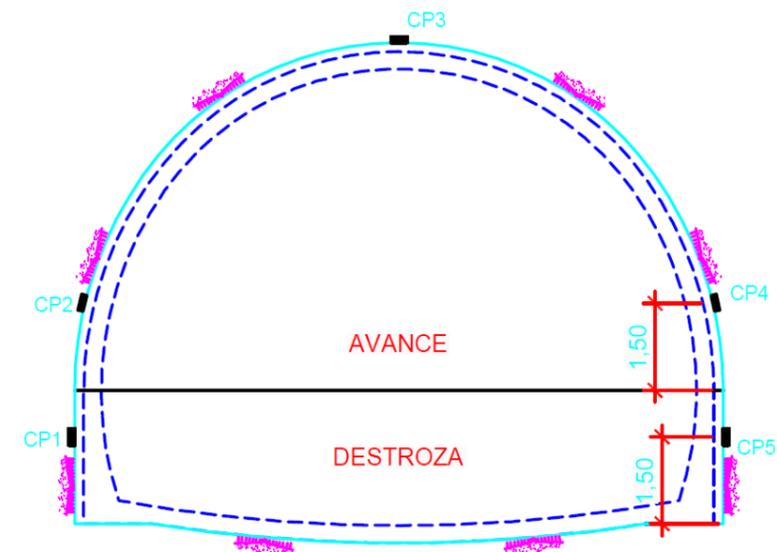


Figura 47. Sección de células de presión

### 13.3.4 Instrumentación de Superficie

En los túneles en ambientes urbanos, como es el caso que nos ocupa, es importante realizar una instrumentación específica de las estructuras y los movimientos en la superficie del terreno.

Los parámetros fundamentales a controlar y los dispositivos empleados son los siguientes:

- Movimientos del terreno, tanto horizontales como verticales, mediante hitos topográficos e inclinómetros.
- Movimientos en los edificios mediante regletas de nivelación, dianas topográficas y clinómetros adosados a la fachada.
- Apertura de grietas mediante fisurómetros.
- Variaciones en la posición del nivel freático mediante piezómetros.

Estos dispositivos se adaptarán a cada caso concreto de estructura potencialmente afectada.

En estos casos es importante realizar una serie de trabajos previos a la colocación de la instrumentación definida. Estos trabajos consisten en:

- Determinación de la zona de influencia del túnel
- Inventario de los edificios dentro de la zona de influencia
- Documentación sobre los edificios afectados (cimentación, estructura, etc)

- Inspección preliminar, teniendo en cuenta las fachadas y elementos comunes.

### 13.4 Secciones de control

El instrumental de auscultación se dispone en “secciones de control”, entendiéndose como tal a conjuntos de instrumentos de auscultación colocados en una misma sección transversal. Se han diseñado dos tipos de secciones de control:

- Secciones de control normal, que se ubicarán sistemáticamente a lo largo del túnel, cada 25 metros. Dispondrán tan sólo de mediciones de convergencias.
- Secciones de control intenso, que también se ubicarán sistemáticamente en el túnel a longitudes mayores que las secciones de control normal, cada 200 metros, con secciones adicionales en puntos de interés, como zonas de mala calidad, contactos entre unidades geotécnicas, etc. En ellas, además de convergencias, se colocarán 9 extensómetros de varillas, en diferentes direcciones (clave, hastial a 20º sobre la horizontal y hastial a 15º bajo la horizontal) y 5 células de presión total.

La instalación de los equipos de instrumentación será realizada por técnicos especializados, y las lecturas de los equipos se centralizarán en una caja de registro situada en las inmediaciones de la sección.

### 13.5 Frecuencia de lecturas y proceso de datos

#### 13.5.1 Medidas de convergencia

La distribución de medidas a realizar en el tiempo dependerá de la calidad del terreno, de la velocidad de deformación y de la magnitud de ésta, así como de las operaciones a realizar en el túnel. En principio y salvo otra indicación de la Dirección de Obra se realizarán medidas diarias hasta la estabilización de la curva de deformación-tiempo y un mínimo de 2 semanas. A partir de dicho momento de realizarán mediciones semanales de comprobación. Esta frecuencia de lecturas se aplicará tanto a la sección de avance como de destroza. En cualquier caso, las medidas diarias se prolongarán como mínimo hasta que el frente de excavación se aleje dos diámetros de la sección de medida.

Con las lecturas obtenidas en cada una de las cuerdas de convergencias, se realizarán una serie de gráficas en las que figuren el tiempo en el eje de abscisas y la medida de convergencia en el eje de ordenadas. Para cualquier tipo de análisis se considera la cuerda que tenga un mayor desplazamiento. La forma de estas curvas denotará una convergencia elevada durante los primeros días y la pendiente será la velocidad a la que converge la excavación. Finalmente, y transcurridos varios días, si el sostenimiento es adecuado, la curva se tornará en una recta

paralela al eje de abscisas. Si, por el contrario, el sostenimiento no es adecuado, la curva seguirá siendo ascendente hasta llegar a la rotura. Se pueden efectuar numerosos tipos de gráficos comparativos tales como Convergencias/Distancia al frente, Velocidad de convergencia/Tiempo o Velocidad de convergencia/Distancia al frente, para complementar la gráfica principal Convergencia/Tiempo.

En fases posteriores se realizarán cálculos tensodeformacionales en los que se obtendrán las convergencias totales (a tiempo infinito) para cada sección característica. Estos valores deberán ser comparados con los obtenidos realmente en las secciones de convergencia para evaluar si el sostenimiento se está comportando adecuadamente o es necesario reforzarlo.

Dado que cada sostenimiento se aplica para unos condicionantes geotécnicos diferentes, los valores de referencia serán diferentes para cada uno de ellos, de forma que deformaciones que en un determinado sostenimiento son normales en otro pueden ser motivo de alarma. A pesar de ello, y con carácter orientativo, se muestran unos criterios de actuación sobre el sostenimiento, en función de las velocidades de deformación observadas y el tipo de sostenimiento.

VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN (mm/día)		CLASE	ACTUACIÓN
ST-I y ST-II	ST-III y ST-IV		
V > 10	V > 20	Muy grande	Refuerzo inmediato del sostenimiento (salvo secciones situadas a menos de un diámetro del frente)
5 < V < 10	10 < V < 20	Muy grande	Si se mantiene durante dos días se procederá al refuerzo del sostenimiento (salvo secciones situadas a menos de un diámetro del frente)
2 < V < 5	4 < V < 10	Grande	Si se mantiene durante cinco días se procederá al refuerzo del sostenimiento
0,5 < V < 2	1 < V < 4	Media	Si se mantiene durante quince días se procederá al refuerzo del sostenimiento
0,05 < V < 0,5	0,1 < V < 1	Pequeña	Ninguna. Continuar con mediciones semanales
V < 0,05	V < 0,1	Despreciable	Ninguna. Si se mantiene durante un mes, con el frente a más de 5 diámetros, puede disminuirse la frecuencia de lecturas a una lectura mensual

Además de lo indicado, será necesario analizar los casos de deformaciones de clase pequeña que se mantengan por un tiempo superior a 1 o 2 meses y aquellas convergencias que, en vez de disminuir, comenzaran en algún momento a aumentar.

### 13.5.2 Extensómetros de varillas y células de presión total

Se tomará una lectura semanal desde su instalación hasta que las lecturas se estabilizan. Posteriormente la frecuencia de lectura será mensual. Con las lecturas obtenidas se realizarán gráficos de Deformación/Tiempo, Deformación/Distancia al frente, Presión/Tiempo y Presión/Distancia al frente.

Con los datos de los extensómetros se dibujará un mapa de isolíneas más o menos concéntricas al eje del túnel, en la que se establezca la distribución de las deformaciones en el entorno de la excavación.

### 13.5.3 Informe y análisis de los resultados

El equipo que se encargará de realizar las mediciones y el análisis de los datos estará formado como mínimo por un especialista en Geotecnia y un Ingeniero Técnico Topógrafo, con dedicación completa y exclusiva a la obra.

De este equipo dependerá la redacción de los informes semanales y mensuales, la introducción y modificación en el Puesto Central de Automatismo de las alarmas que se requieran, la decisión de poner en marcha los diferentes procedimientos escritos y el cumplimiento y vigilancia de todo lo que se indica en el Plan de Instrumentación y Auscultación. Estará auxiliado por un asesor geotécnico.

A partir de la información obtenida, se emitirán dos tipos de informes: uno de acción inmediata para validar la continuidad de la excavación el lunes de cada semana y otro más desarrollado a más largo plazo con el que se irá desglosando un banco de datos geológico-geotécnico en el que se recoja la siguiente documentación:

- Naturaleza y tipos litológicos de los terrenos atravesados por la traza, definiendo localización y características de especial significación en las zonas excavadas.
- Alterabilidad de los tipos litológicos y posible agresividad del agua, si la hubiera.
- Sectorización geotécnica del trazado y puntos singulares.
- Tramificación del túnel definiendo los tipos y procesos de excavación y tratamientos especiales en puntos singulares.

El informe semanal recogerá los resultados obtenidos de la instrumentación, indicando la fase constructiva en que se encontraba la obra cuando se obtuvieron los resultados. En dicho informe se incluirá un análisis de los resultados obtenidos por comparación con los valores esperados.

El segundo informe será de periodicidad mensual y recogerá los resultados de los informes semanales, representando en gráficos la evolución de las medidas referidas al origen de todos los equipos de auscultación, con indicación de momentos particulares de obra, incluyendo entre otros, plano de planta de la instrumentación instalada y croquis acotado de la sección con indicación de los instrumentos.

Deberá incluir, asimismo, una comparación de las medidas obtenidas con las previstas, con justificación de su admisibilidad o inadmisibilidad.

Finalmente se incluirán propuestas de las medidas a adoptar incluso procedimiento a seguir dependiendo del grado de alarma.

Este Informe Mensual debe ser remitido a la Dirección de Obra dentro de los 7 primeros días del mes siguiente al que corresponda el Informe.

## 14. SEGURIDAD EN TÚNELES

### 14.1 Análisis normativo

Las normas aplicadas en España en relación con la seguridad en los túneles ferroviarios son:

- Reglamento UE 1303/2014 de la Comisión, de 18 de Noviembre de 2014, sobre la especificación técnica de interoperabilidad relativa a la seguridad en los túneles ferroviarios del sistema ferroviario de la Unión Europea.
- Instrucción ferroviaria para el proyecto y construcción del subsistema de Infraestructura y la Instrucción ferroviaria para el proyecto y construcción del subsistema de Energía (IFI-IFE 2022).
- Normativa Adif Plataforma (NAP) Túneles 2-3-1.0 + M1 (Junio 2018).

El enfoque de la normativa en vigor, incluyendo la ETI «Seguridad en los túneles ferroviarios» se refiere ante todo a la protección de las vidas humanas. Establece una serie de medidas que permiten evacuar a los pasajeros en condiciones de seguridad adecuadas en caso de incidente, así como el acceso a los servicios de emergencia.

En lo relativo a seguridad, la Norma NAP complementa los requisitos técnicos de las normas ETI, aunque no exime de cumplir el resto de preceptos ETI de los distintos subsistemas.

La resistencia al hundimiento de la infraestructura está por lo tanto dimensionada tanto para asegurar la evacuación de los pasajeros y del personal, como también el acceso a los servicios de emergencia.

A continuación, se indica cada una de las características necesarias a tener en cuenta por cada uno de los aspectos relacionados anteriormente. Se señala el artículo de las mencionadas NAP y ETI de Seguridad en Túneles que hace referencia a cada aspecto:

#### 14.1.1 Prevención de acceso no autorizado

##### ETI Art. 4.2.1.1. Prevención del acceso no autorizado a las salidas de emergencia y a las salas técnicas:

Esta especificación se aplicará a todos los túneles.

- Se debe impedir el acceso no autorizado a las salas técnicas.
- Cuando se bloqueen las salidas de emergencia por motivos de seguridad, debe garantizarse que siempre se puedan abrir desde dentro.

#### 14.1.2 Resistencia al fuego y protección frente a incendios

##### ETI Art. 4.2.1.2. Resistencia al fuego de las estructuras del túnel:

Esta especificación se aplicará a todos los túneles:

- En caso de incendio, la integridad del revestimiento del túnel se mantendrá por un período de tiempo lo suficientemente largo como para permitir el autorrescate, la evacuación de los pasajeros y del personal del tren, así como la intervención de los servicios de intervención en emergencias. Dicho período de tiempo se ajustará a lo dispuesto en los escenarios de evacuación recogidos y descritos en el plan de emergencia.

##### ETI Art. 4.2.1.3. Reacción al fuego de los materiales de construcción:

Esta especificación se aplica a todos los túneles:

- Esta especificación se aplica a los productos y materiales de construcción del interior de los túneles. Estos productos deberán cumplir los requisitos del Reglamento (UE) 2016/364 de la Comisión:
  - El material de construcción del túnel cumplirá los requisitos de la clase A2.
  - Los paneles no estructurales y demás equipamiento cumplirán los requisitos de la clase B.
  - Los cables expuestos tendrán como características: baja inflamabilidad, baja capacidad de propagación del fuego, baja toxicidad y baja densidad de humos. Estos requisitos se cumplen si los cables satisfacen como mínimo los requisitos de la clase B2ca, s1a, a1.

Si la clase de los cables es inferior a B2ca, s1a, a1, esta podrá ser seleccionada por el administrador de la infraestructura tras una evaluación del riesgo, teniendo en cuenta las características del túnel y el tipo de operación prevista. Para evitar dudas, pueden utilizarse diferentes clases de cables para distintas instalaciones dentro del mismo túnel, siempre que se cumplan los requisitos del presente punto.

- Se enumerarán los materiales que no contribuyan significativamente a la carga de fuego. Dichos materiales no están obligados a cumplir con lo indicado anteriormente.

##### ETI Art. 4.2.1.4. Detección de incendios en las salas técnicas:

Esta especificación se aplicará a túneles de más de 1 km de longitud.

- Los incendios en las salas técnicas deberán detectarse con objeto de alertar al administrador de la infraestructura.

**NAP Artículo 6.4 Protección contra el fuego:**

En cada túnel, con independencia de su longitud, se comprobará que se cumplen los requisitos de comportamiento frente al fuego:

- Integridad de la estructura de hormigón. La integridad del revestimiento del túnel será tal que le permita soportar la temperatura del fuego durante un período de tiempo suficiente acorde con las exigencias de la ETI de Seguridad en Túneles Ferroviarios (DOUE 12.12.2014).
- El revestimiento del túnel deberá soportar una temperatura de 450 °C a nivel del techo durante ese mismo periodo de tiempo. Este aspecto deberá ser tenido en consideración en la fase de proyecto
- En los casos de túneles sumergidos o que puedan provocar el desplome de estructuras cercanas importantes, la estructura resistente del túnel deberá soportar la temperatura del fuego durante un período de tiempo suficiente para que se realice la evacuación de las zonas de túnel dañadas y de las estructuras cercanas.
- Dicho período de tiempo se especificará en el plan de emergencia, que se llevará a cabo de conformidad con una “curva temperatura-tiempo” apropiada, que deberá figurar en el proyecto).
- Estabilidad de los materiales. La ETI de Seguridad en Túneles Ferroviarios (DOUE 12.12.2014) exige, para todos los túneles, en lo referente a la “reacción al fuego de los materiales de construcción”, que el material de construcción del túnel cumpla los requisitos de la clase A2 de la Decisión 2000/147/CE. Los paneles no estructurales y demás equipamiento cumplirán los requisitos de la clase B de dicha Decisión. Igualmente, exige que se enumeren los materiales (lista) que no contribuyan significativamente a una carga de fuego, y que quedarán exentos de cumplir lo antes citado.
- Requisitos para los cables eléctricos en los túneles de más de 1 km de longitud, en caso de incendio. Los cables satisfarán, como mínimo, los requisitos de la clase B2CA, s1a, a1 definidos en la Decisión 2006/751/CE, según establece la ETI de Seguridad en Túneles Ferroviarios (DOUE 12.12.2014).
- Frente a la opción de sobredimensionar los elementos estructurales del túnel, se recurrirá a la colocación de un elemento aislante sobre las superficies expuestas o la incorporación de elementos, como el empleo de hormigón con fibras de polipropileno. Esta última será la opción a aplicar, salvo que a partir del análisis que se presente a la Dirección del contrato se apruebe otra diferente.
- Cabe señalar que, por exigencias de interoperabilidad, las instalaciones eléctricas importantes para la seguridad (en túneles de más de 1 km de longitud o concatenados) estarán protegidas contra los daños derivados de incendio, calor o impactos mecánicos, por lo que estos aspectos deberían quedar recogidos en proyecto.

**NAP Artículo 5.1.7 Suministro de Agua:**

En los túneles de longitud superior a 1 km o concatenados deberán existir los denominados “puntos de lucha contra incendios”, exteriores e interiores (cuando proceda), de acuerdo con la “ETI de túneles”, que estarán equipados con suministro de agua como se cita en el párrafo siguiente. Además, estos puntos serán accesibles a los servicios de intervención de emergencias, pudiéndose interrumpir en ellos la alimentación eléctrica de tracción y poner a tierra la instalación eléctrica (de forma manual o por control remoto).

En los puntos de acceso a los túneles de longitud superior a 1 km o concatenados se deberá contar con la posibilidad de suministrar (a partir de una boca de incendios existente o de una balsa o depósito a proyectar) un total mínimo de 100 m<sup>3</sup> de agua, a razón de, al menos, 800 litros por minuto durante dos horas. Si el depósito no es de uso en exclusividad, siempre se deberá de garantizar el caudal mínimo.

**NAP Artículo 5.1.10 Simulación de incendio y evacuación**

Se deberá realizar un estudio basado en los tiempos de evacuación que permita obtener, por un lado, la geometría del túnel y su división en celdas (elementos finitos) y simular, por otro lado, la simulación del incendio y su evolución teniendo en consideración los condicionantes iniciales, las características geométricas y la evolución del incendio en función del tiempo transcurrido desde su generación.

A partir de este estudio se decidirá la necesidad de implantar ventilación forzada en el diseño del túnel, teniendo en cuenta que la tipología de ventilación puede modificar la obra civil, en cuanto a pozos de ventilación, revestimientos, espacios interiores para salas técnicas, etc.

Los modelos numéricos mencionados anteriormente, se deberían relacionar en el proyecto con otro de simulación de evacuación de los pasajeros y tripulación del tren en base a las condiciones de un hipotético incendio en los puntos más críticos dentro del túnel, teniendo en consideración el perfil transversal del propio túnel, el tiro natural, la ubicación de las salidas de emergencia existentes, de las previsibles potencias de los incendios que pudieran declararse en función del tipo de tráfico previsto,... poniendo en comparación, entre otros parámetros, las temperaturas que se fueran obteniendo por el modelo del párrafo anterior a lo largo del tiempo (evolución del fuego), concentraciones de monóxido de carbono y la posición de los viajeros en su ruta de evacuación en ese mismo momento; es decir, conjugar estudios de simulación de incendios/ventilación con los de evacuación.

### 14.1.3 Evacuación, Zonas Seguras y de rescate

#### ETI Art. 4.2.1.5.1. Zona Segura:

Esta especificación se aplica a todos los túneles de más de 1 km de longitud.

- Una zona segura permitirá la evacuación de los trenes que utilicen el túnel. Tendrá una capacidad acorde con la capacidad máxima de los trenes que se prevea que circulen en la línea donde se localiza el túnel.
- La zona segura garantizará condiciones de supervivencia para pasajeros y personal del tren durante el tiempo necesario para realizar una evacuación completa desde la zona segura hasta el lugar seguro final.
- En caso de zonas seguras subterráneas o submarinas, las instalaciones permitirán que las personas se desplacen desde la zona segura hasta la superficie sin tener que volver a entrar en el tubo afectado del túnel.
- El diseño de una zona segura y su equipamiento deberá tener en cuenta el control de humos para, en particular, proteger a las personas que utilicen las instalaciones de auto-evacuación.

#### ETI Art. 4.2.1.5.2 Acceso a la zona segura:

Esta especificación se aplica a todos los túneles de más de 1 km de longitud.

- Las zonas seguras serán accesibles para las personas que inicien la auto-evacuación desde el tren así como para los servicios de intervención en emergencias.
- Se elegirá una de las siguientes soluciones para el acceso desde el tren hasta la zona segura:
  - salidas de emergencia a la superficie laterales y/o verticales. Deberá haber este tipo de salidas, como mínimo, cada 1.000 m;
  - galerías de conexión transversales entre tubos independientes y contiguos del túnel que permitan utilizar el tubo contiguo del túnel como zona segura. Deberán disponerse estas galerías transversales, como mínimo, cada 500 m;
- Las puertas de acceso desde el pasillo de evacuación a la zona segura tendrán una abertura libre de al menos 1,4 m de ancho por 2 m de alto. De manera alternativa, se permite utilizar múltiples puertas contiguas de menor anchura siempre que se verifique que la capacidad total de paso de personas es equivalente o superior.
- Una vez atravesadas las puertas, la abertura libre deberá seguir siendo de al menos 1,5 m de ancho por 2,25 m de alto.
- Se describirá en el plan de emergencia el modo en que los servicios de intervención en emergencias accederán a la zona segura.

#### ETI Art. 4.2.1.5.3. Medios de comunicación en zonas seguras:

Esta especificación se aplica a todos los túneles de más de 1 km de longitud.

La comunicación será posible, bien por teléfono móvil, bien mediante conexión fija, entre las zonas seguras subterráneas y el centro de control del administrador de la infraestructura.

#### ETI Art. 4.2.1.5.4. Alumbrado de emergencia:

Esta especificación se aplica a todos los túneles de más de 0,5 km de longitud.

- Se instalará alumbrado de emergencia para guiar a los pasajeros y al personal del tren hacia una zona segura en caso de emergencia.
- La iluminación deberá cumplir los siguientes requisitos:
  - en tubo de vía única: en el lado del pasillo de evacuación;
  - en tubo de vías múltiples: en ambos lados del tubo;
  - posición de las luces:
    - ~ por encima del pasillo de evacuación y de forma que no interrumpan el espacio libre para el paso de personas, o bien integradas en los pasamanos;
    - ~ la iluminancia deberá mantenerse en el tiempo en al menos 1 lux en cualquier punto del plano horizontal a nivel del pasillo.
- Autonomía y fiabilidad: deberá disponerse de un suministro eléctrico alternativo durante un período de tiempo apropiado tras la interrupción del suministro eléctrico principal. El tiempo requerido deberá adecuarse a los escenarios de evacuación y estar definido en el plan de emergencia.
- Si las luces de emergencia se desconectan en condiciones normales de funcionamiento, será posible encenderlas por los dos medios siguientes:
  - manualmente desde el interior del túnel a intervalos de 250 m;
  - por el explotador del túnel mediante control remoto.

#### ETI Art.4.2.1.5.5. Señalización de evacuación:

Esta especificación se aplica a todos los túneles.

- La señalización de la evacuación indicará las salidas de emergencia, la distancia a la zona segura y la dirección hacia esta.
- Todas las señales se ajustarán a las disposiciones de la Directiva 92/58/CEE, de 24 de junio de 1992, relativa a las disposiciones en materia de señalización de seguridad y de salud en el trabajo y a lo especificado en el apéndice A, índice nº 1.
- Las señales de evacuación se instalarán en los hastiales a lo largo de los pasillos de evacuación.
- La distancia máxima entre las señales de evacuación será 50 m. Se instalarán señales en el túnel para indicar la posición del equipamiento de emergencia, en los lugares donde esté situado dicho equipamiento.

- Todas las puertas que conduzcan a salidas de emergencia o galerías de conexión transversal estarán señalizadas.

**ETI Art. 4.2.1.6. Pasillos de evacuación:**

Esta especificación se aplica a todos los túneles de más de 0,5 km de longitud.

- Se construirán pasillos de evacuación en los túneles de vía única, como mínimo, a un lado de la vía, y en los túneles de vías múltiples, a ambos lados del túnel. En los túneles con más de dos vías, será posible el acceso a un pasillo de evacuación desde cada vía.
  - La anchura del pasillo de evacuación será de al menos 0,8 m.
  - La altura libre mínima por encima del pasillo de evacuación será de 2,25 m.
  - La altura del pasillo estará al nivel de la parte inferior del carril o incluso más alto.
  - Se evitarán estrechamientos locales provocados por obstáculos dentro del gálibo de evacuación. La presencia de obstáculos no reducirá la anchura mínima a menos de 0,7 m y la longitud del obstáculo no superará los 2 m.
- Se instalarán pasamanos continuos entre 0,8 m y 1,1 m por encima del pasillo que marquen el rumbo hacia una zona segura.
  - Los pasamanos se colocarán fuera del gálibo libre mínimo del pasillo de evacuación.
  - Los pasamanos formarán un ángulo entre 30° y 40° respecto al eje longitudinal del túnel a la entrada y a la salida del obstáculo.

**ETI Art. 4.2.1.7. Puntos de evacuación y rescate:**

Esta especificación se aplica a todos los túneles de más de 1 km de longitud.

- A los efectos de la presente cláusula, dos o más túneles consecutivos serán considerados como un túnel único, a menos que se cumplan las dos condiciones siguientes:
  - la separación a cielo abierto entre ellos supere en más de 100 m la longitud máxima del tren de pasajeros que vaya a circular en la línea,
  - y el área a cielo abierto alrededor de la vía y su situación respecto de esta, en el tramo de separación entre los dos túneles, permiten a los pasajeros alejarse del tren. El área a cielo abierto deberá tener un tamaño suficiente para acoger a todos los pasajeros correspondientes al tren de mayor capacidad que se prevea que va a circular por la línea.
- Se crearán puntos de evacuación y rescate:
  - fuera de ambas bocas de todos los túneles de más de 1 km, y
  - dentro del túnel, según la categoría del material rodante previsto para circular, tal y como se resume en el siguiente cuadro:

Categoría del material rodante con arreglo al punto 4.2.3	Distancia máxima desde las bocas hasta un punto de evacuación y rescate y entre dos puntos de evacuación y rescate
Categoría A	5 km
Categoría B	20 km

- Requisitos para todos los puntos de evacuación y rescate:
  - los puntos de evacuación y rescate estarán equipados con suministro de agua (de al menos 800 l/min durante dos horas) cerca de los puntos previstos para la detención del tren. El método de suministro del agua se describirá en el plan de emergencia;
  - se deberá indicar al maquinista del tren el punto previsto para la detención del tren. Esto no requerirá equipamiento específico a bordo (todos los trenes que cumplan la ETI podrán usar el túnel);
  - los puntos de evacuación y rescate serán accesibles a los servicios de intervención en emergencias. En el plan de emergencia se describirá la forma en que los servicios de intervención en emergencias accederán al punto(s) de evacuación y rescate y desplegarán el equipo;
  - se podrá desconectar la corriente y poner a tierra la línea de contacto, ya sea in situ o por control remoto
- Requisitos de los puntos de evacuación y rescate situados fuera de las bocas del túnel.

Además de los requisitos descritos en la cláusula 4.2.1.7, letra c), los puntos de evacuación y rescate fuera de las bocas del túnel cumplirán las siguientes condiciones:

- La zona a cielo abierto en torno al punto de evacuación y rescate dispondrá de una superficie de al menos 500 m<sup>2</sup>.
- Requisitos de puntos de evacuación y rescate dentro del túnel.

Además de los requisitos descritos en la cláusula 4.2.1.7, letra c), los puntos de evacuación y rescate dentro del túnel cumplirán las siguientes condiciones:

- se podrá acceder a una zona segura desde el punto de detención del tren. En las dimensiones de la ruta de evacuación hacia la zona segura se deberá considerar el tiempo de evacuación (según lo especificado en la cláusula 4.2.3.4.1) y la capacidad prevista de los trenes (mencionada en la cláusula 4.2.1.5.1) que vayan a circular por el túnel. Se deberá demostrar que el tamaño de la ruta de evacuación resulta adecuado;
- la zona segura asociada con el punto(s) de evacuación y rescate tendrá una superficie suficiente para que los pasajeros esperen de pie hasta ser evacuados a una zona segura final;

- existirá un acceso al tren afectado para los servicios de intervención en emergencias sin que tengan que atravesar la zona segura ocupada;
- el diseño del punto de evacuación y rescate y de su equipamiento deberá tener en cuenta el control de humos para, en particular, proteger a las personas que utilicen las instalaciones de auto-evacuación para acceder a la zona segura.

#### **ETI Art. 4.2.1.8. Comunicaciones de emergencia:**

Esta especificación se aplica a todos los túneles de más de 1 km de longitud.

- Deberá haber comunicación por radio entre el tren y el centro de control del administrador de la infraestructura en cada túnel, mediante GSM-R.
- Asimismo, tendrá que haber continuidad por radio para que los servicios de intervención en emergencias se comuniquen in situ con sus centros de mando. El sistema permitirá que los servicios de intervención en emergencias puedan usar su propio equipo de comunicación.

#### **NAP 5.1.2 Pasillos Evacuación**

En todos los túneles de más de 0,5 km de longitud, se construirán pasillos de evacuación por ambos lados en caso de vía doble, o al menos a un lado en caso de túneles de vía única, hasta llegar a una de las bocas o bien a una Salida de Emergencia (a través de galería o pozo), y terminarán en una Zona segura situada preferentemente en el exterior del túnel, en una galería o túnel auxiliar paralelo o, en casos específicos, en una estación subterránea. Las dimensiones mínimas de los accesos a las zonas de seguridad a través de las puertas de acceso, desde el pasillo de evacuación, serán de 1,40 m de anchura y 2,00 m de altura.

Las características de las aceras serán las siguientes:

- En túneles de vía doble se dispondrán a ambos lados, dejando libre el gálibo de obstáculos, con una anchura mínima de 0,8 m y una altura libre mínima de 2,25 m-. El tubo pasamanos estará anclado al hastial, entre 0,80 m y 1 10 m por encima de la acera y fuera del gálibo libre mínimo del pasillo de evacuación, según se especifica en el apartado 4.2.1.6 “pasillos de evacuación” de la ETI citada en la introducción
- En túneles de vía única, se respetarán las mismas características, a un solo lado.

A los pasillos (aceras) de evacuación, se les dará continuidad fuera del túnel hasta conectar con la zona de rescate o bien con la plataforma ferroviaria. La conexión se realizará mediante rampas para salvar el desnivel. La superficie de la rampa será antideslizante y tendrá una anchura libre no inferior a 760 mm. La pendiente máxima de la rampa será conforme al Real Decreto 173/2010. Las rampas deberán ir provistas de pasamanos a ambos lados. Los pasamanos deberán ser continuos conectados con los del interior del túnel, y sus especificaciones serán análogas a las de los pasamanos en el interior del túnel.

La superficie de la acera estará al mismo nivel, libre de obstáculos y será antideslizante (con coeficiente de deslizamiento Clase 2 acorde al Real Decreto 314/2006, modificado por el Real Decreto 173/2010), y no tendrá resaltes en la zona de evacuación.

En los túneles con dos pasillos laterales deberá facilitarse la interconexión entre ambos en las inmediaciones de las salidas de emergencia, con el fin de permitir la evacuación desde el pasillo del lado opuesto a la salida. La solución técnica para la interconexión entre ambos pasillos la decidirá el promotor, buscando siempre facilitar el cruce de las vías por parte de los peatones mediante algún tipo de superficie a cota de carril. Las soluciones técnicas para el cruce de las vías deberán garantizar una superficie de rodadura uniforme y sin obstáculos, no invadirán el gálibo de implantación de obstáculos, no requerirán modificar la tipología de la vía y tendrán en cuenta las velocidades máximas de circulación por el túnel, así como la facilidad y el coste de las operaciones para su mantenimiento.

El tubo pasamanos, no es un elemento de plataforma. El tubo pasamanos deberá de contemplarse en los proyectos de las instalaciones de protección.

#### **NAP 5.1.3 Acceso a Zona Segura:**

Salvo en zonas urbanas (a analizar en cada caso por ADIF, pero siempre cumpliendo con la “ETI de Seguridad en Túneles”) en todos los túneles de longitud superior a 1 km se estudiará su ubicación teniendo en cuenta uno de los tres siguientes criterios para el acceso desde el tren hasta la zona segura:

- En caso de pasillos transversales a otro túnel o a una galería auxiliar, separación de 500 metros
- En caso de salidas que conectan directamente con el exterior, mediante galerías o pozos, separación, como máximo, de 1.000 metros.
- Se permitirán soluciones técnicas alternativas que proporcionen una zona segura con un nivel de seguridad, como mínimo, equivalente. El nivel de seguridad equivalente para pasajeros y personal del tren se verificará mediante el método común de seguridad para la evaluación del riesgo.

El acceso para los servicios de intervención de emergencias se describirá en el plan de emergencia.

#### **NAP 5.1.4 Zonas Seguras y de Rescate:**

Espacio suficiente fuera o dentro del túnel (de longitud mayor a 1 km) donde se cumplan las condiciones siguientes:

- Las condiciones existentes garantizarán la supervivencia para pasajeros y personal del tren durante el tiempo necesario para realizar una evacuación completa desde la zona segura hasta el lugar seguro final.
- Es posible el acceso de las personas con ayuda o sin ella.
- Puede hacerse un auto-rescate o bien puede esperarse a ser socorrido por los servicios de rescate.
- Es posible la comunicación con el centro de control de Adif.
- Una zona segura permitirá la evacuación de los trenes que utilicen el túnel. Tendrá una capacidad acorde con la capacidad máxima de los trenes que se prevea que circulen en la línea donde se localiza el túnel, conectado con las bocas del túnel y/o la salida de galerías o pozos de emergencia.
- En caso de zonas seguras subterráneas o submarinas, las instalaciones permitirán que las personas se desplacen desde la zona segura hasta la superficie sin tener que volver a entrar en el tubo afectado del túnel.
- El diseño de una zona segura y su equipamiento deberá tener en cuenta el control de humos para, en particular, proteger a las personas que utilicen las instalaciones de autoevacuación.

La ETI de Seguridad en Túneles Ferroviarios obliga a que todos los túneles de más de 1 km, o concatenados de más de 1 km, dispongan de los denominados “puntos de lucha contra incendios” entendiéndose como tales los lugares definidos, dentro o fuera del túnel, en los que la instalación de lucha contra incendios pueda ser utilizada por los servicios de rescate y donde los pasajeros y el personal del tren puedan evacuarlo.

Los puntos de lucha contra el fuego se ubicarán en las bocas de entrada y salida de dichos túneles e interiormente, si el caso lo requiere, en función de la categoría del material rodante que esté previsto vaya a circular por el túnel (material rodante de pasajeros de las categorías A y/o B)

Las zonas a cielo abierto en torno del punto de lucha contra incendios dispondrán, cerca de las vías de acceso, de una superficie mínima 500 m<sup>2</sup>, con acceso viario afirmado de 5,0 m de ancho mínimo. La ETI de Seguridad en Túneles Ferroviarios exige dicha superficie para facilitar la disposición de los denominados “Puntos de lucha contra el fuego” exteriores (antes citados), con una “doble función” la de “posibilitar la lucha contra el fuego” y la de “evacuación del pasaje y tripulación”, equivalente a “zona segura”

En zonas donde no sea posible disponer estas plataformas podrán utilizarse las calles y carreteras existentes como zonas de rescate.

Entre los accesos a las bocas previstos para la fase de obra se elegirá los que deban mantenerse para la fase de explotación definitiva conectando con la red viaria existente. Los caminos

seleccionados serán objeto de expropiación definitiva en lugar de ocupación temporal y tendrán las siguientes características mínimas:

- Anchura libre: 3.5 m, no obstante es recomendable que los caminos tengan una anchura libre de 7 m para permitir el cruce de vehículos si la orografía u otros condicionantes lo permiten.
- Altura libre o gálibo: 4.5 m
- Capacidad portante: 20 KN/m<sup>2</sup>

En los tramos curvos, el carril de rodadura debe quedar delimitado por la traza de una corona circular cuyo radios mínimos deben ser 5.30 m y 12.5 m., con una anchura libre para circular de 7.20 m.

## 14.2 Descripción de las medidas de seguridad principales

Como medidas de seguridad principales, se destacan las salidas de emergencia, los puntos de evacuación y rescate y los pozos de ventilación propuestos. Adicionalmente, se deberá dotar al túnel del resto de medidas e instalaciones de protección civil y seguridad que exige la normativa vigente y que se relacionan en el apartado anterior de Análisis Normativo.

### 14.2.1 Salidas de emergencia

Con respecto a las salidas de emergencia, y cumpliendo las indicaciones recogidas en la ETI de Seguridad en Túneles, se han proyectado salidas de emergencia en la estación subterránea de Zorrotza, tanto en la Alternativa 1 como en la Alternativa 2.

En ambas alternativas se sitúan dos salidas de emergencia en los extremos de los andenes de la estación, los cuales se sitúan entre los PP.KK. 0+647,837 y 0+747,837. De esta manera se da cumplimiento a que la distancia entre salidas de emergencia no supere los 1.000 metros.

Los elementos de evacuación en la estación de Zorrotza se describe en el “Anejo Nº 10: estación de Zorrotza”.

### 14.2.2 Puntos de evacuación y rescate (P.E.R)

Las salidas de emergencia de la estación de Zorrotza salen en superficie en dos puntos, en las canchas de Zazpilanda y en el Grupo Aldapeta. En ambos casos se ha contemplado una zona segura final de 500 m<sup>2</sup> tal y como establece la ETI, para posibilitar la evacuación de los trenes y el acceso a los servicios de emergencia.

Además, se han propuesto dos puntos de evacuación y rescate (P.E.R) en las bocas de entrada y salida de los túneles, los cuales estarán equipados con suministro de agua, tal y como se establece en las ETI.

Lo descrito anteriormente es común para las dos alternativas.

### 14.2.3 Pozos y galerías de ventilación

Se han propuesto en el presente estudio informativo dos pozos de ventilación de emergencia, situados en ambos extremos de la estación de Zorrotza, con objeto de evacuar los humos generados en una emergencia y posibilitar de esta manera una evacuación segura de todo el pasaje del tren.

En las dos alternativas los pozos de ventilación están ejecutados mediante la técnica de raise-boring y se localizan en los siguientes puntos:

POZO DE VENTILACIÓN	LOCALIZACIÓN	P.K.
Ventilación de emergencia sur	Eje 1 (alternativa 1) Eje 5 (alternativa 2)	0+578
Ventilación de emergencia norte	Eje 1 (alternativa 1) Eje 5 (alternativa 2)	0+815

La ventilación y evacuación es necesario validarla con modelos CFD computacionales que se desarrollarán en fases más avanzadas del proyecto.

APÉNDICE 1. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS



MODELO DE CÁLCULO ALTERNATIVA 1 – TÚNEL DE VÍA TRIPLE. CASOS 1a Y 1b

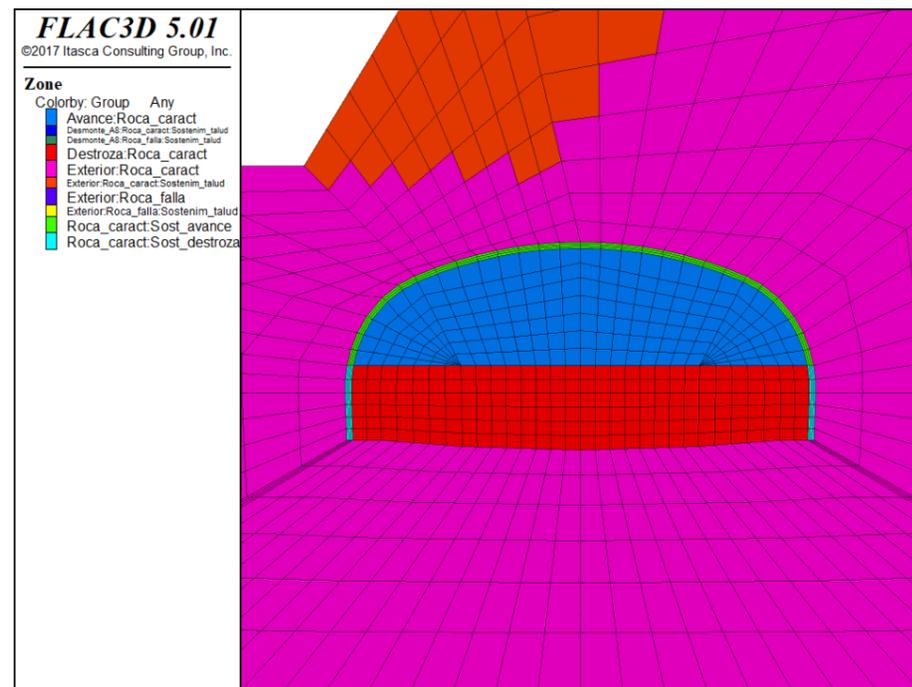


Figura 48. Casos 1a y 1b. Estado inicial. Modelo de cálculo

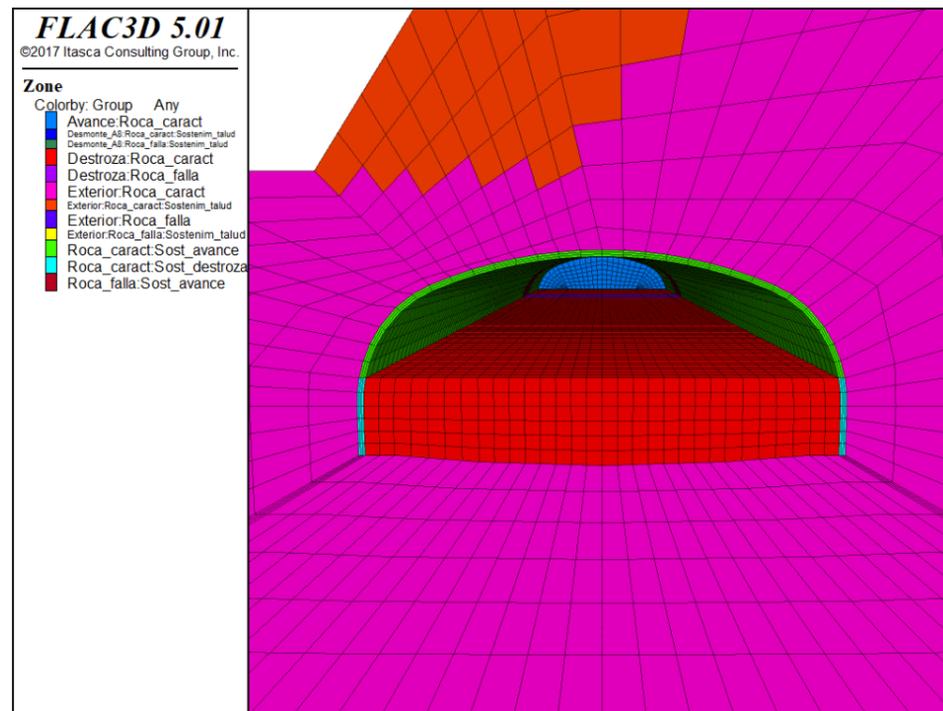


Figura 49. Casos 1a y 1b. Sostenimiento de avance. Modelo de cálculo

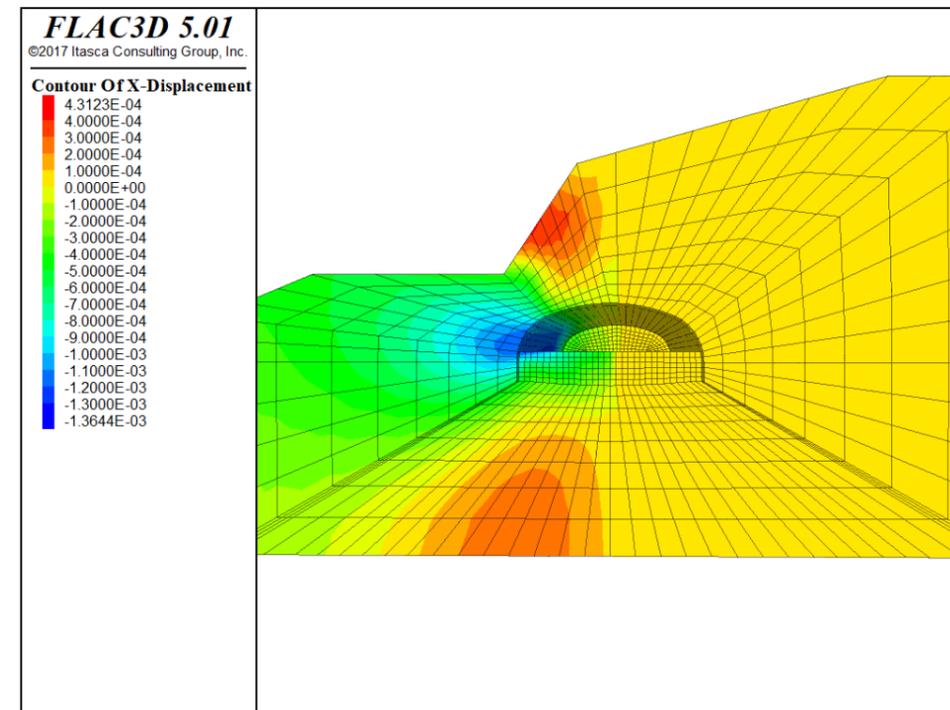


Figura 50. Caso 1a. Sostenimiento de avance. Movimientos horizontales, dirección perpendicular al túnel

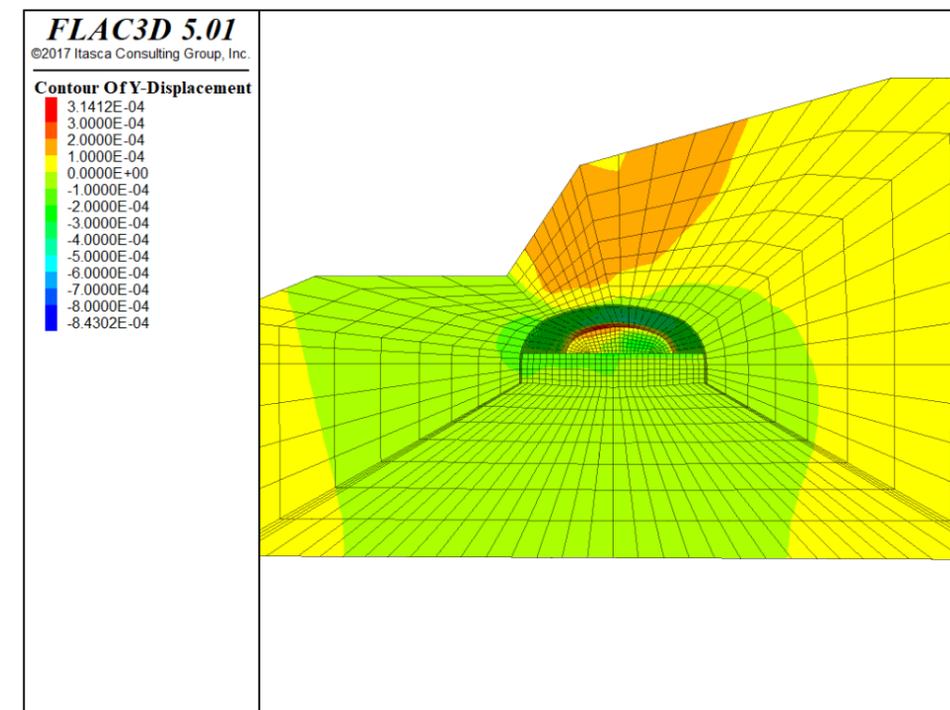


Figura 51. Caso 1a. Sostenimiento de avance. Movimientos horizontales, dirección paralela al túnel (desplazamiento del frente)

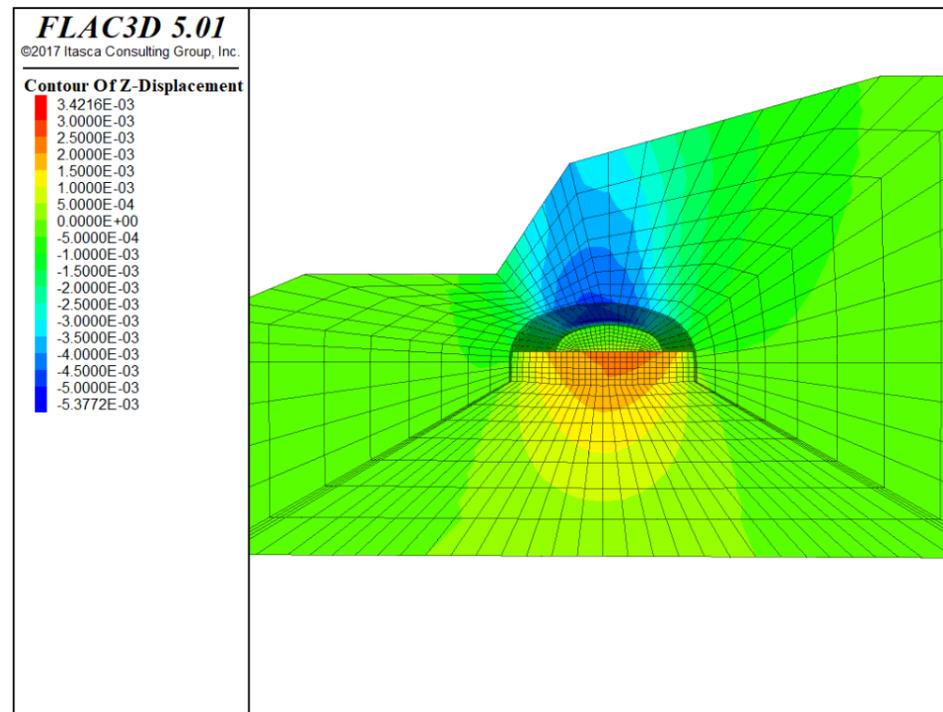


Figura 52. Caso 1a. Sostenimiento de avance. Movimientos verticales

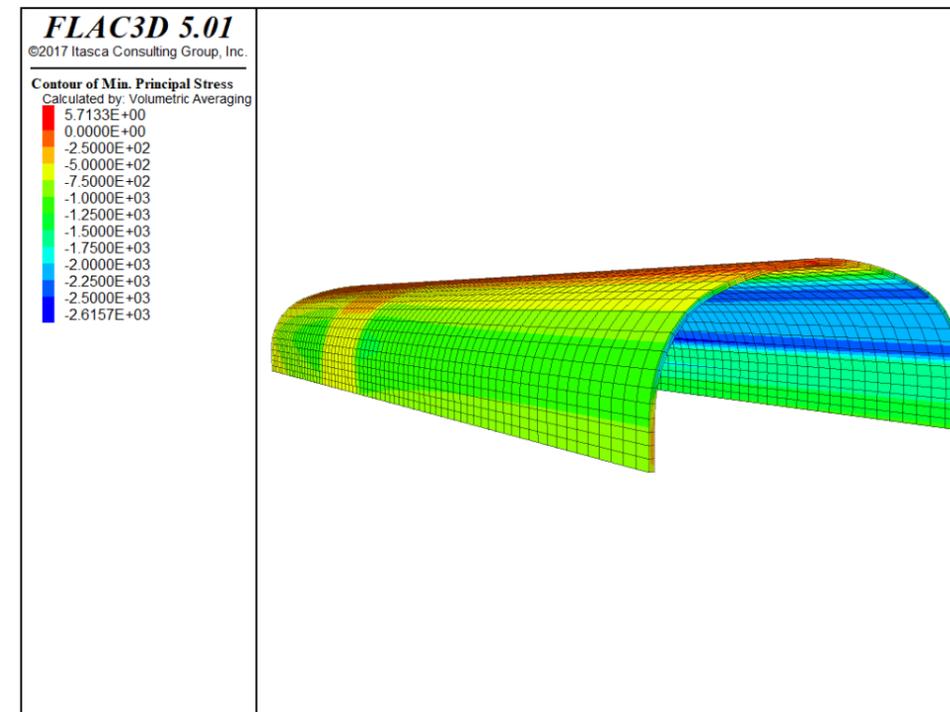


Figura 54. Caso 1a. Sostenimiento de avance. Compresiones máximas en hormigón proyectado

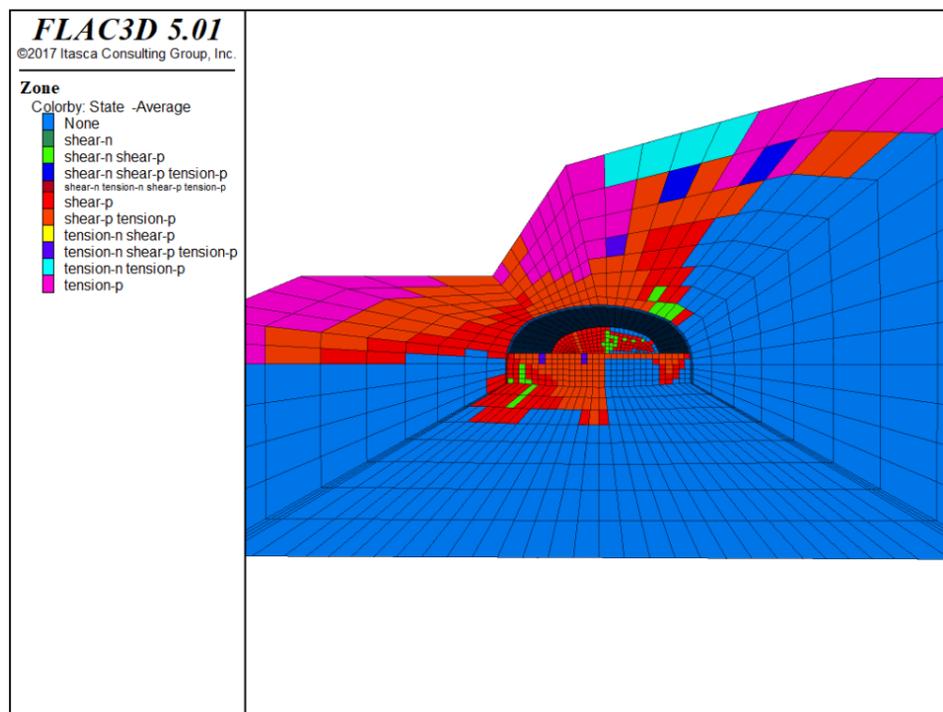


Figura 53. Caso 1a. Sostenimiento de avance. Plastificación en el terreno

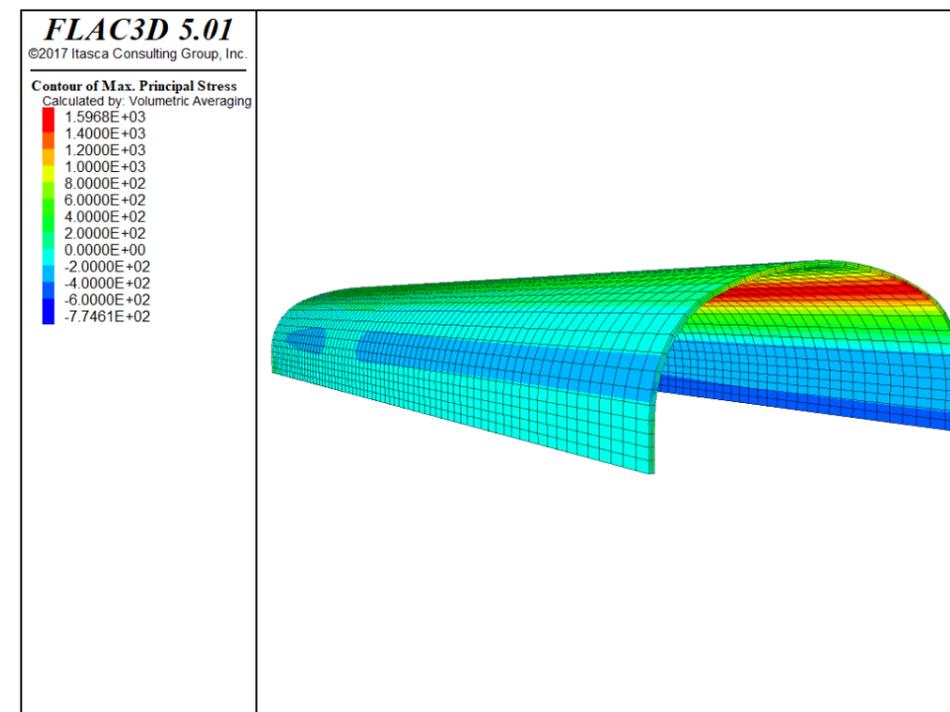


Figura 55. Caso 1a. Sostenimiento de avance. Tracciones máximas en hormigón proyectado

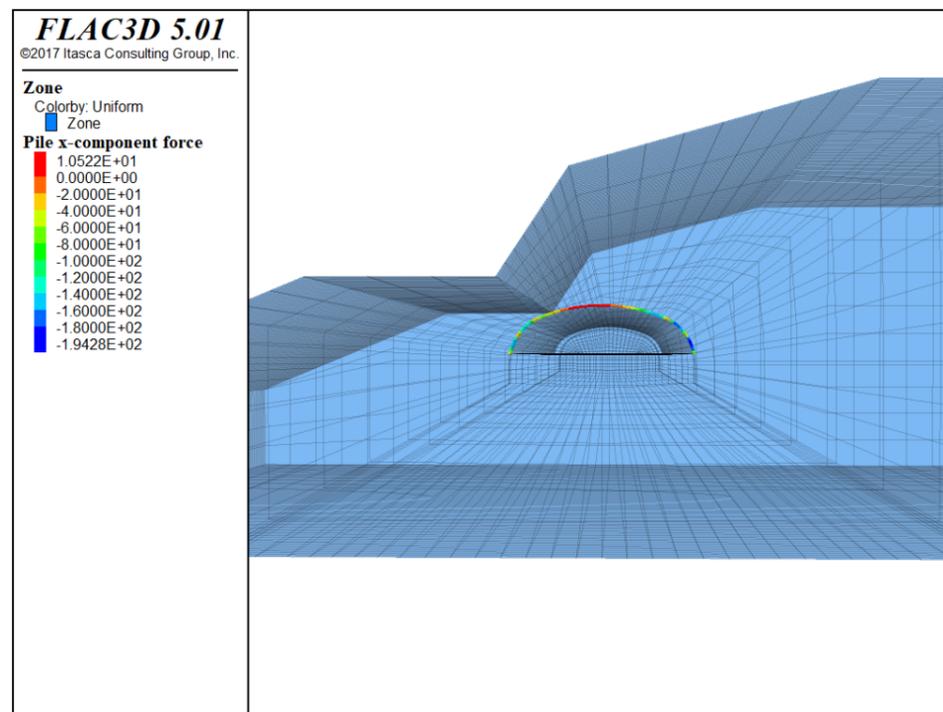


Figura 56. Caso 1a. Sostenimiento de avance. Esfuerzo axial en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

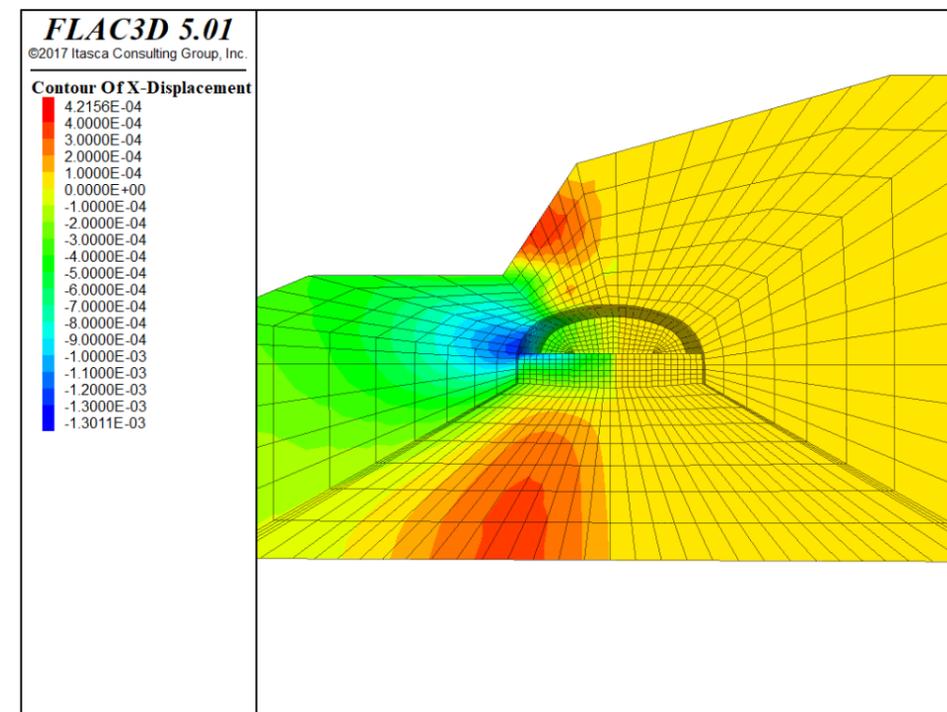


Figura 58. Caso 1b. Sostenimiento de avance. Movimientos horizontales, dirección perpendicular al túnel

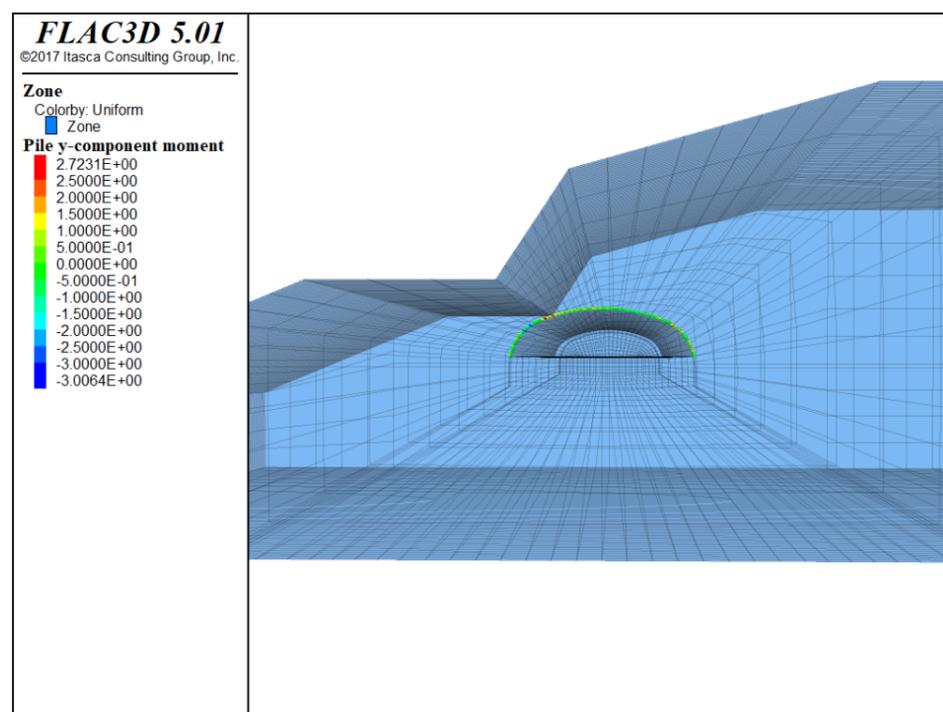


Figura 57. Caso 1a. Sostenimiento de avance. Momento flector en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

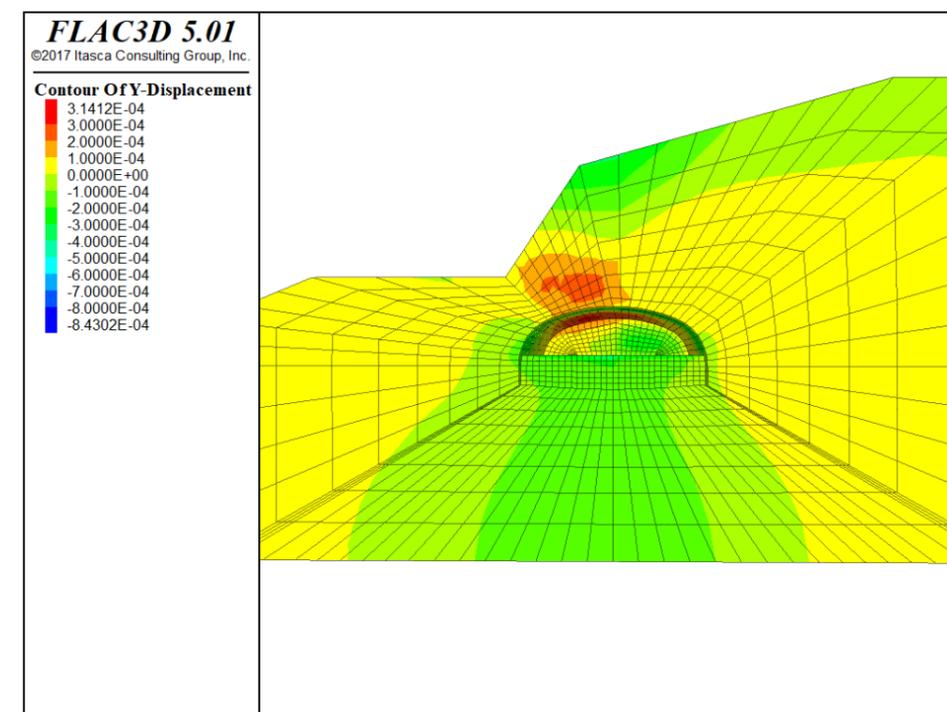


Figura 59. Caso 1b. Sostenimiento de avance. Movimientos horizontales, dirección paralela al túnel (desplazamiento del frente)

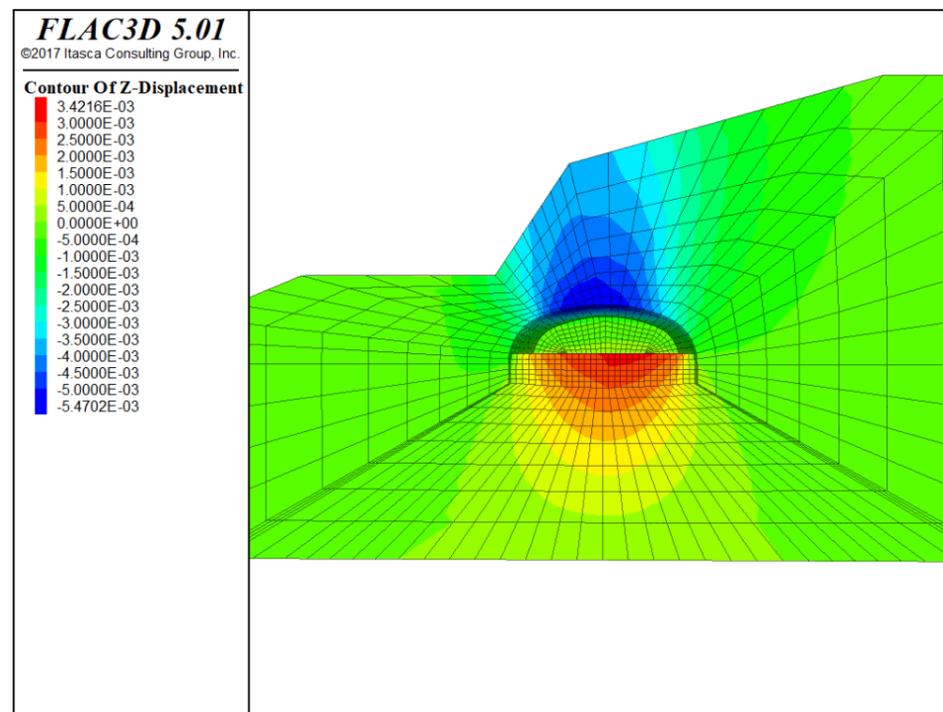


Figura 60. Caso 1b. Sostenimiento de avance. Movimientos verticales

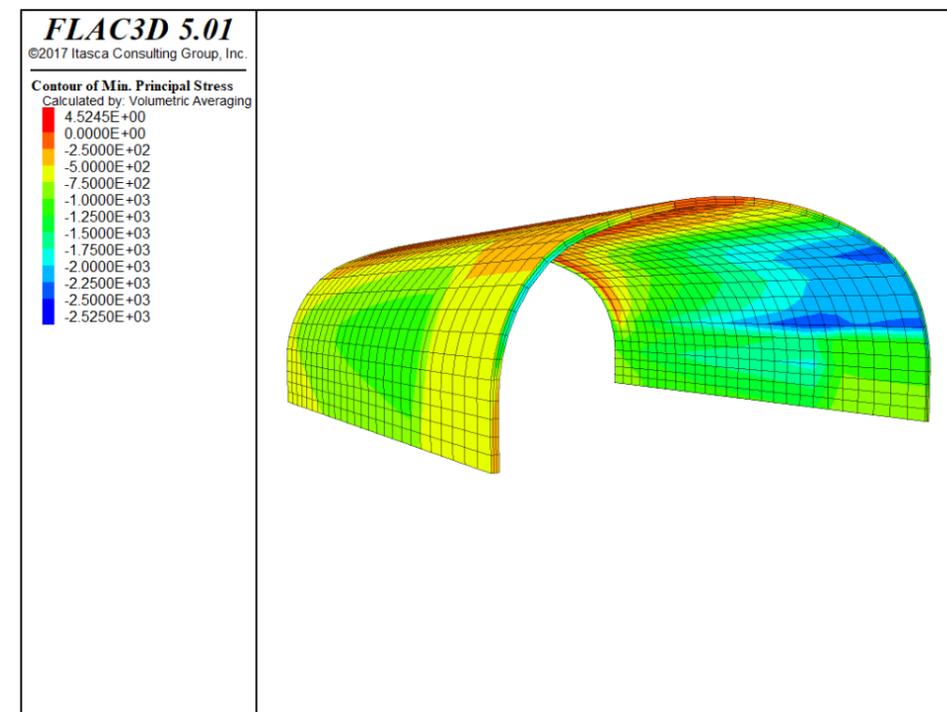


Figura 62. Caso 1b. Sostenimiento de avance. Compresiones máximas en hormigón proyectado

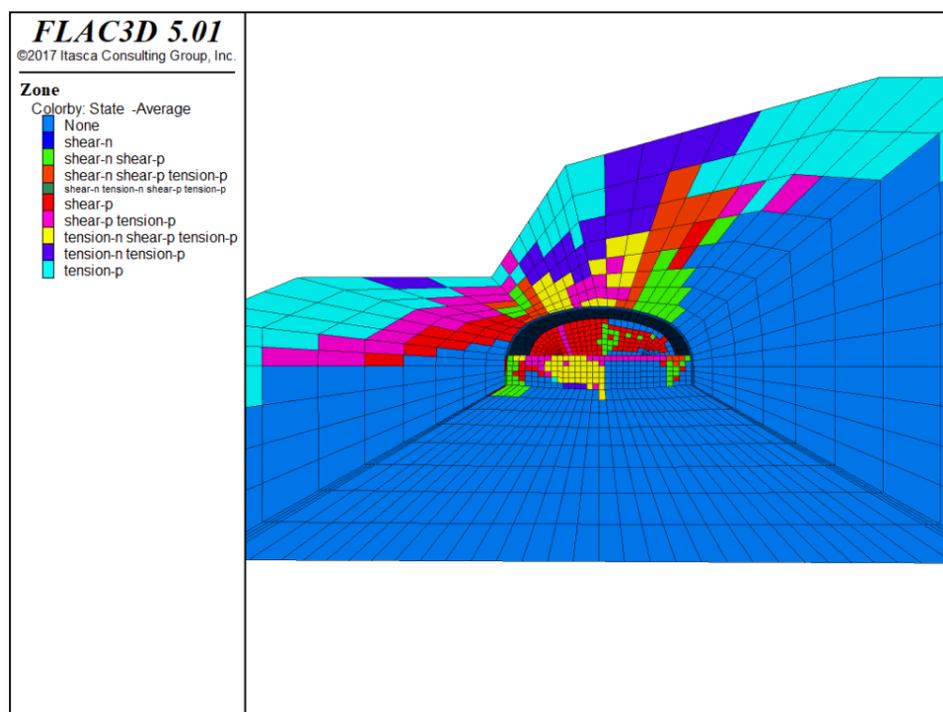


Figura 61. Caso 1b. Sostenimiento de avance. Plastificación en el terreno

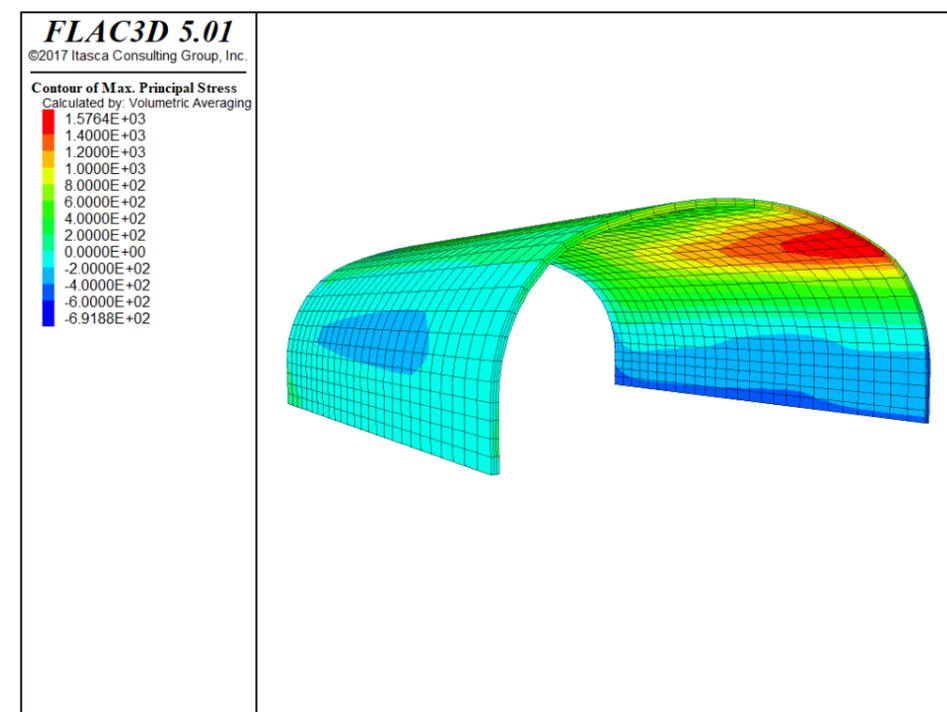


Figura 63. Caso 1b. Sostenimiento de avance. Tracciones máximas en hormigón proyectado

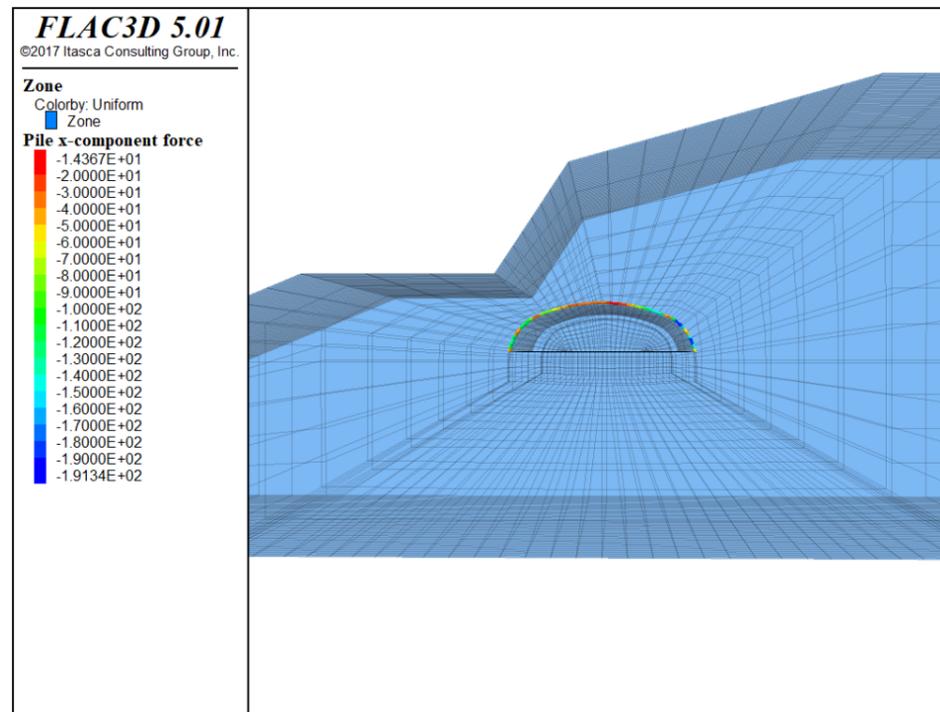


Figura 64. Caso 1b. Sostenimiento de avance. Esfuerzo axial en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

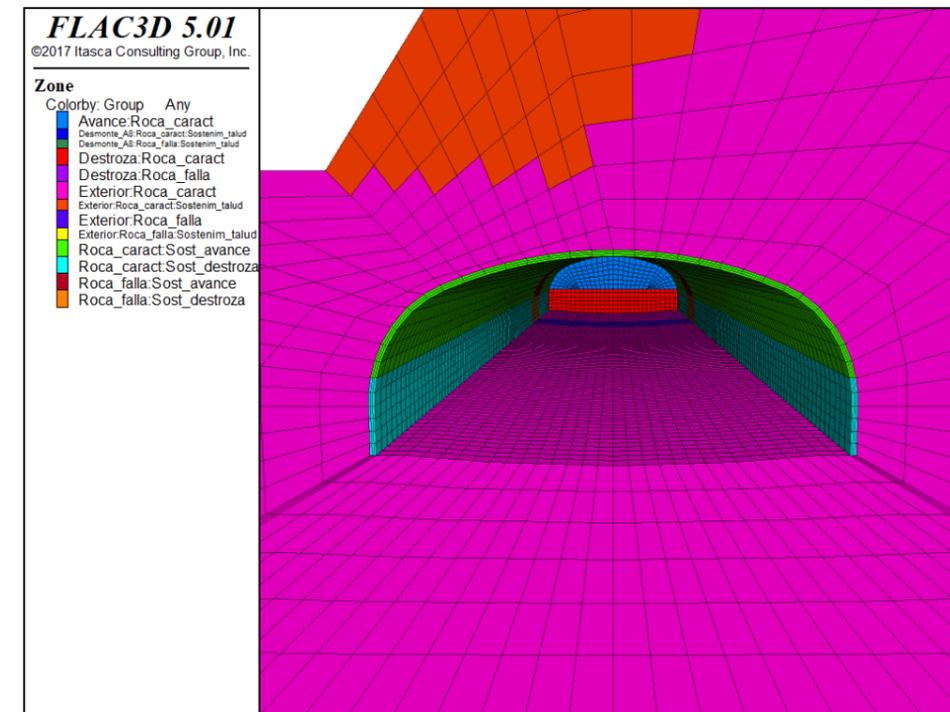


Figura 66. Casos 1a y 1b. Sostenimiento de destroza. Modelo de cálculo

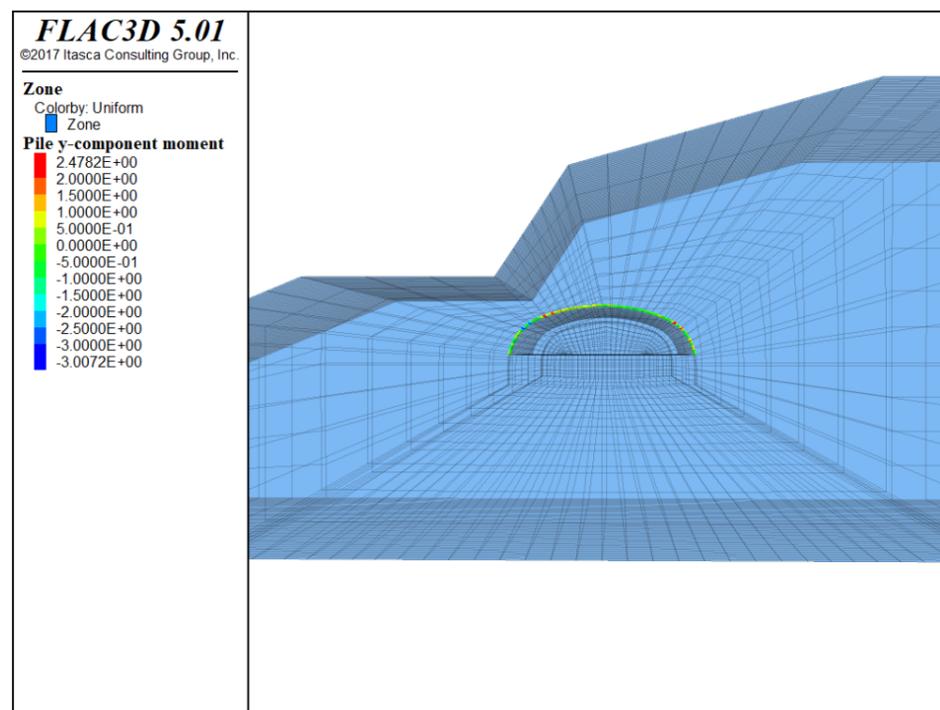


Figura 65. Caso 1b. Sostenimiento de avance. Momento flector en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

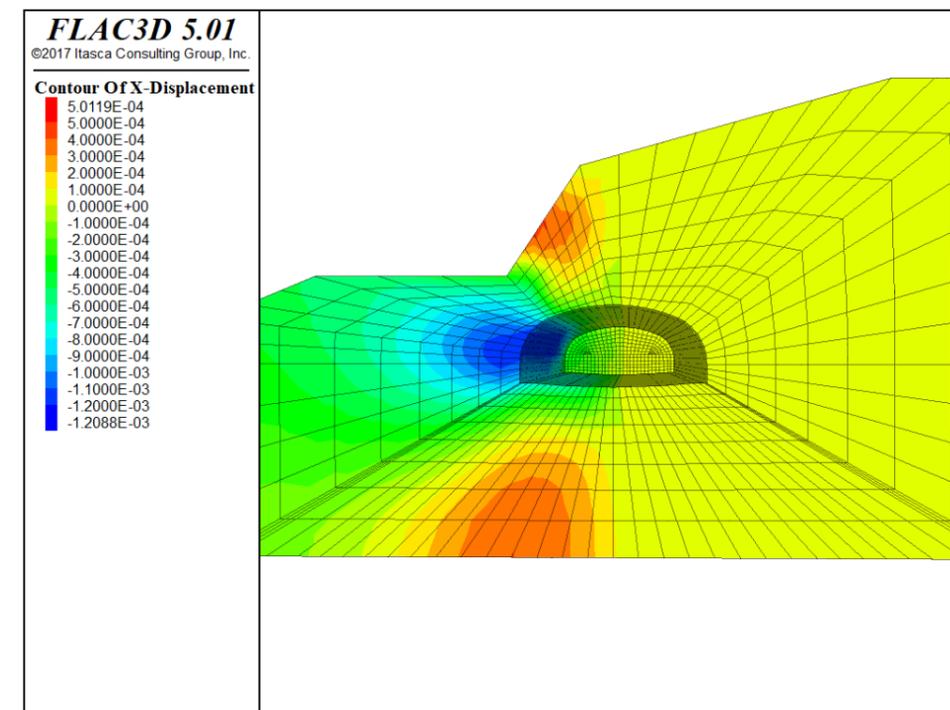


Figura 67. Caso 1a. Sostenimiento de destroza. Movimientos horizontales, dirección perpendicular al túnel

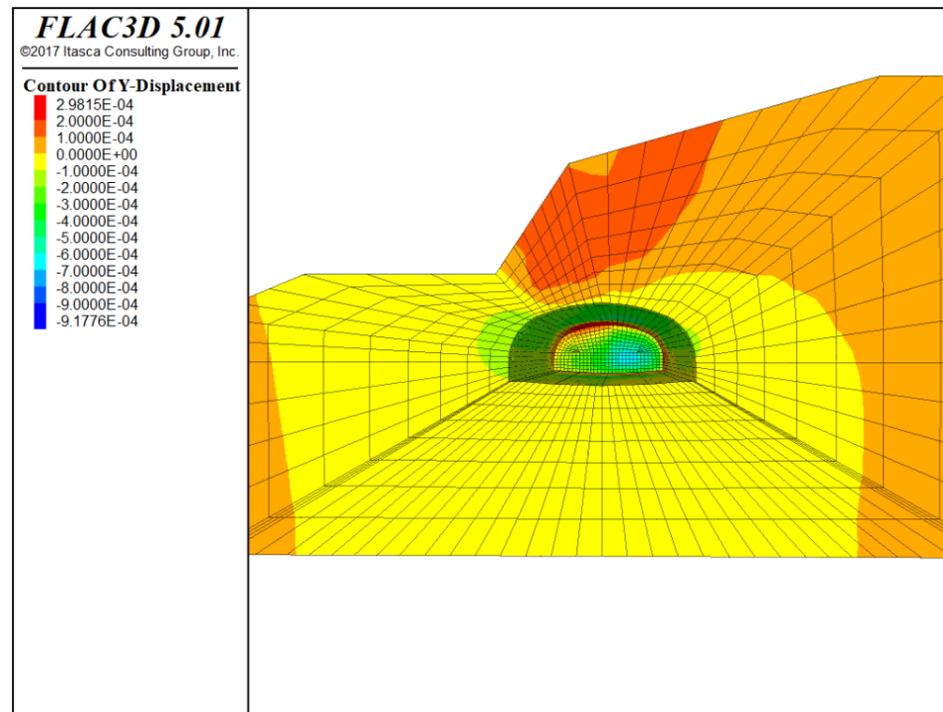


Figura 68. Caso 1a. Sostenimiento de destroza. Movimientos horizontales, dirección paralela al túnel (desplazamiento en el frente)

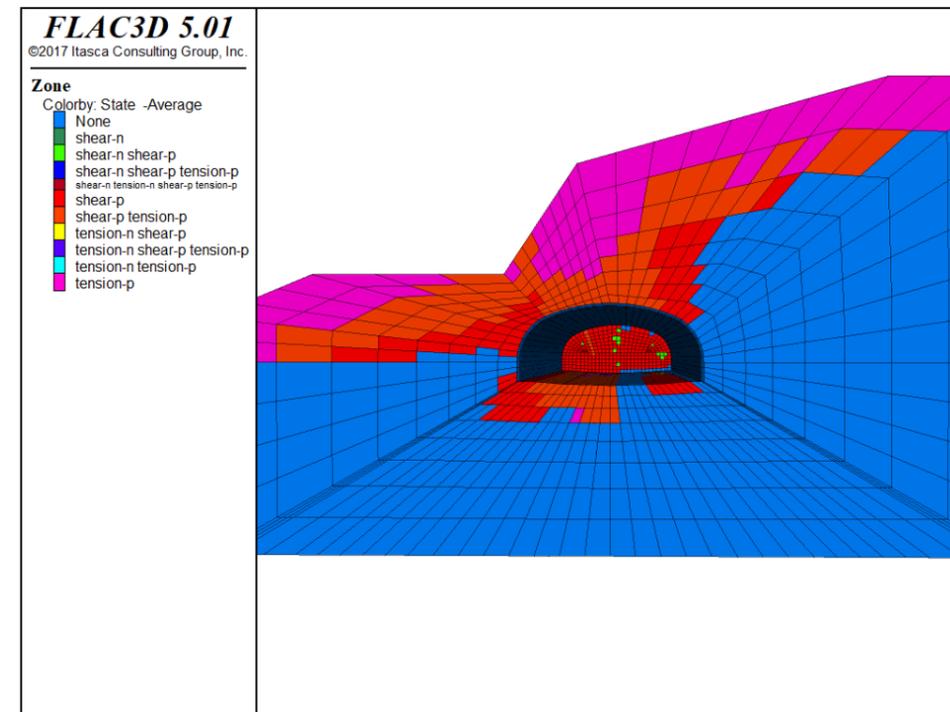


Figura 70. Caso 1a. Sostenimiento de destroza. Plastificación en el terreno

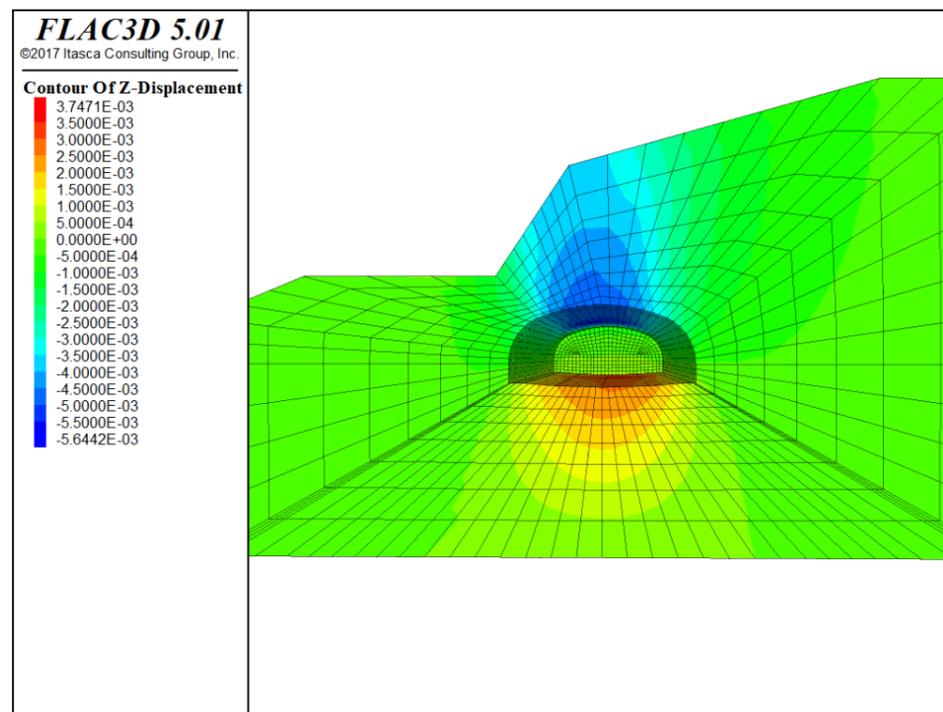


Figura 69. Caso 1a. Sostenimiento de destroza. Movimientos verticales

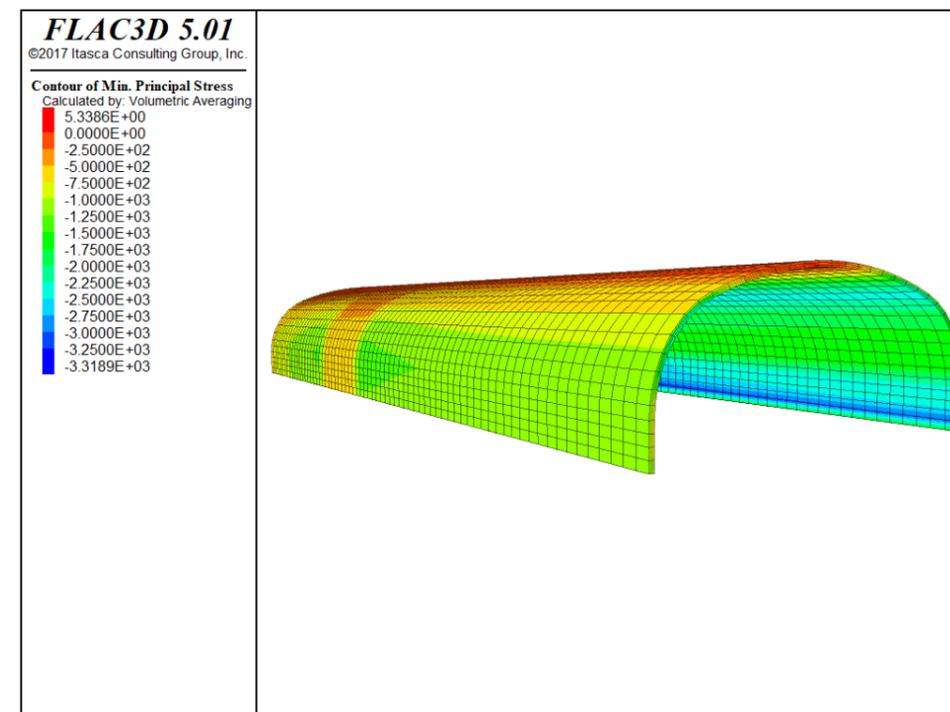


Figura 71. Caso 1a. Sostenimiento de destroza. Compresiones máximas en hormigón proyectado

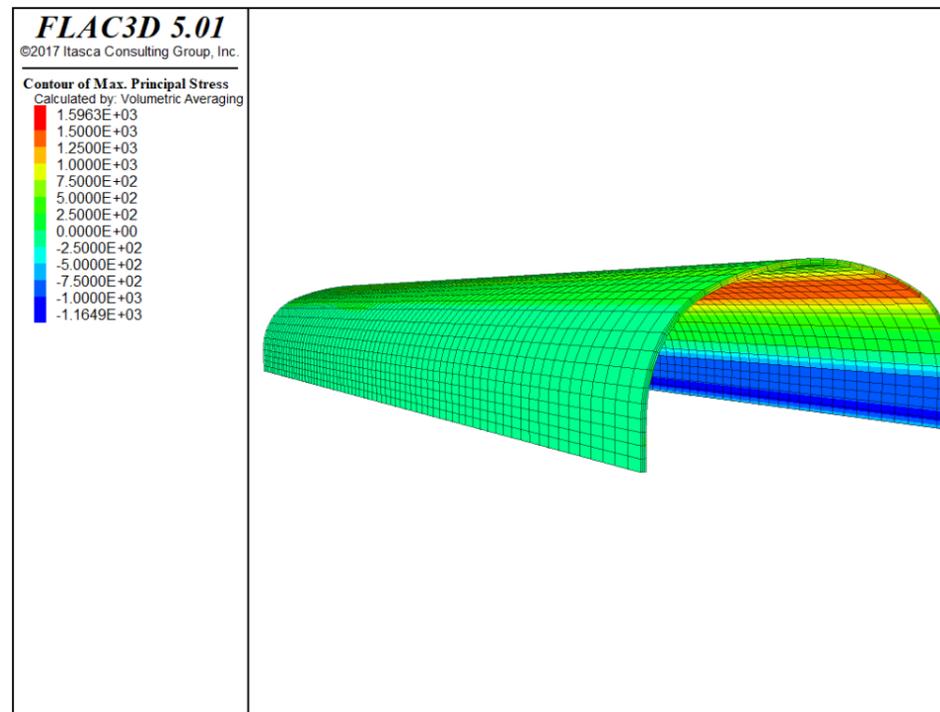


Figura 72. Caso 1a. Sostenimiento de destroza. Tensiones máximas en hormigón proyectado

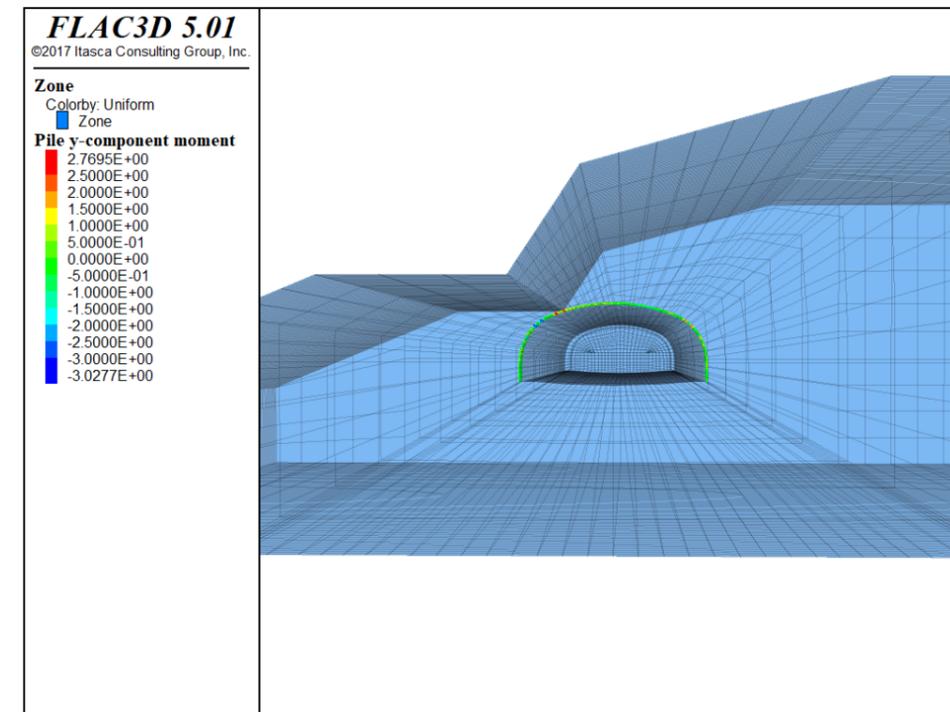


Figura 74. Caso 1a. Sostenimiento de destroza. Momento flector en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

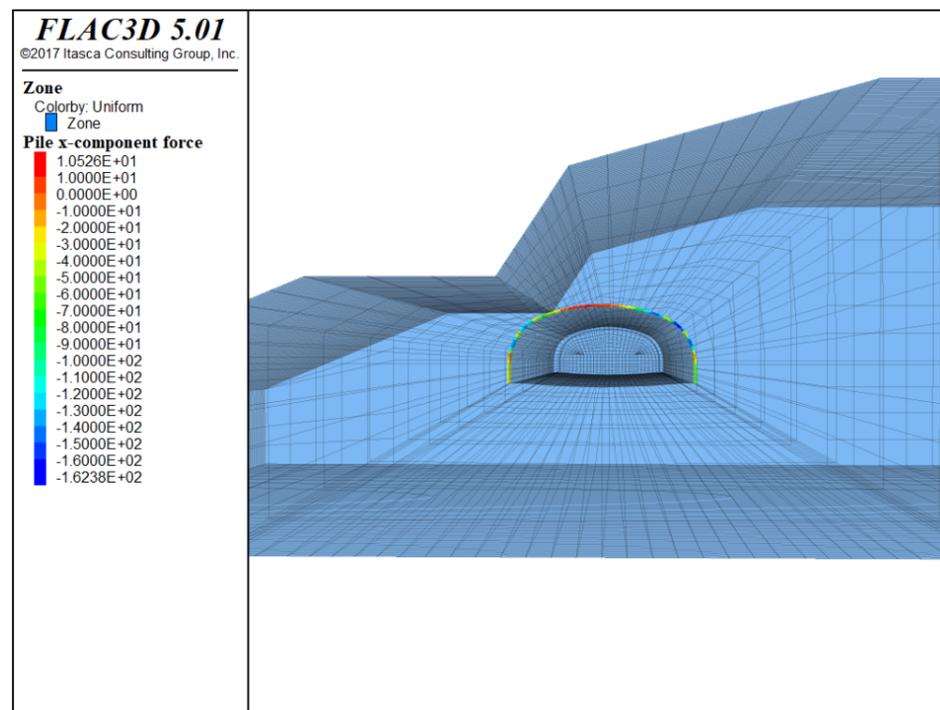


Figura 73. Caso 1a. Sostenimiento de destroza. Esfuerzo axial en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

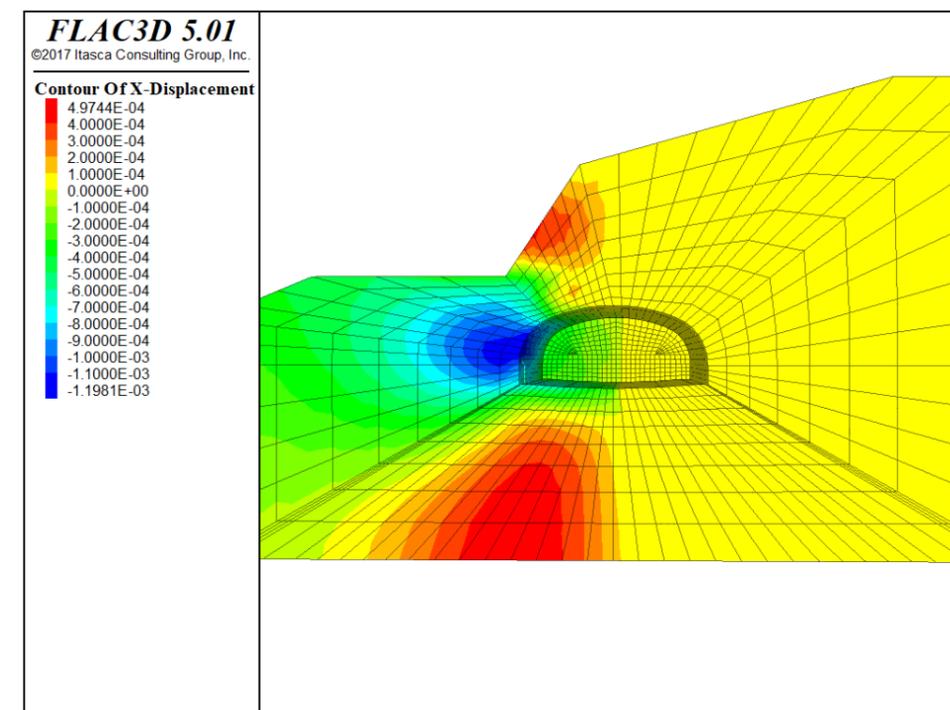


Figura 75. Caso 1b. Sostenimiento de destroza. Movimientos horizontales, dirección perpendicular al túnel

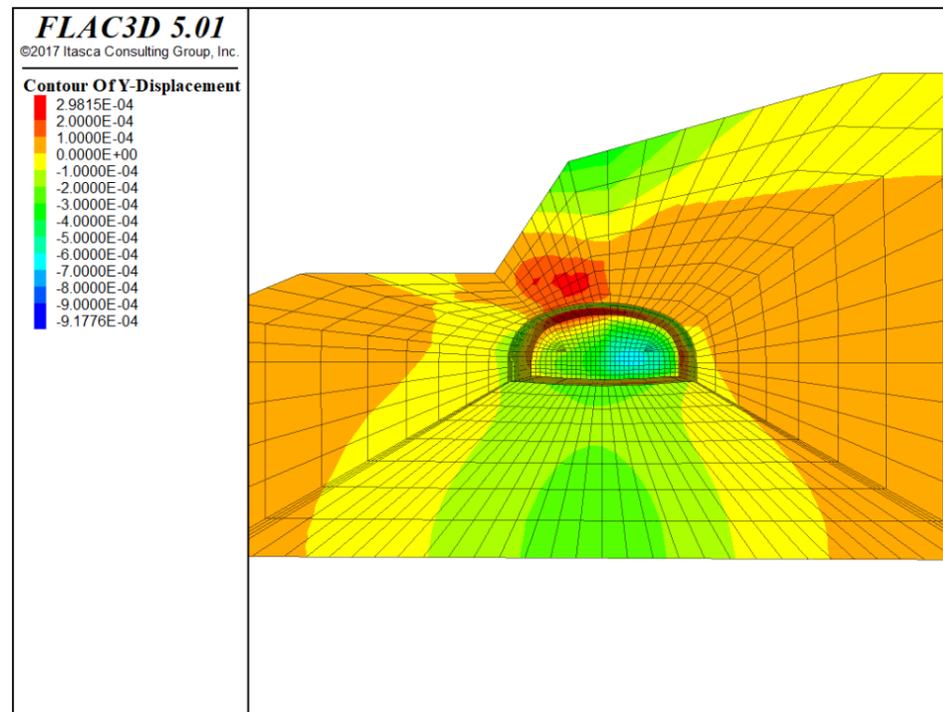


Figura 76. Caso 1b. Sostenimiento de destroza. Movimientos horizontales, dirección paralela al túnel (desplazamiento en el frente)

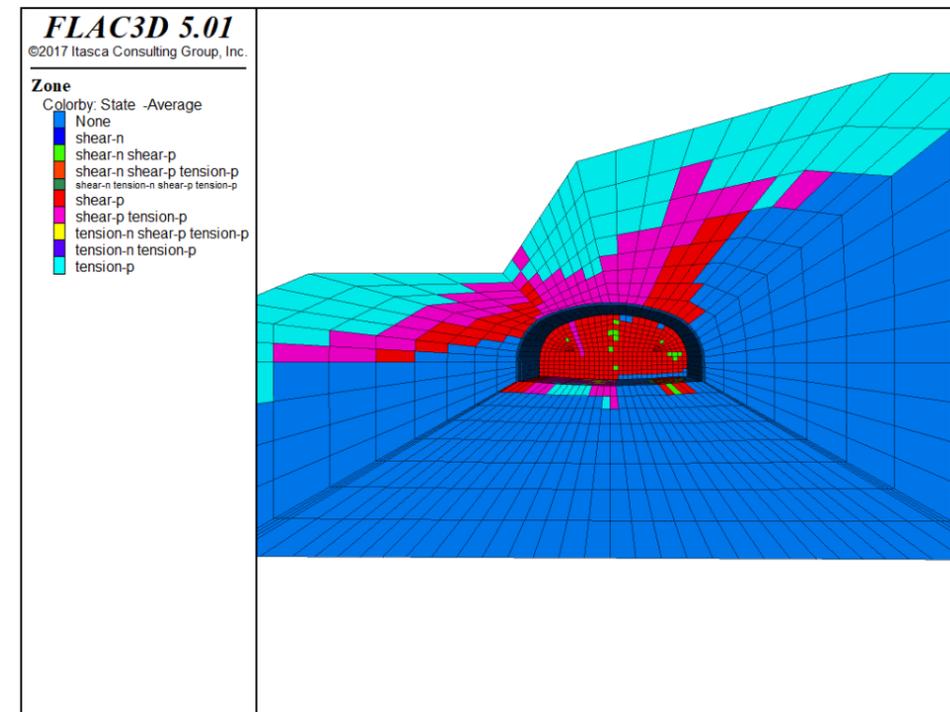


Figura 78. Caso 1b. Sostenimiento de destroza. Plastificación en el terreno

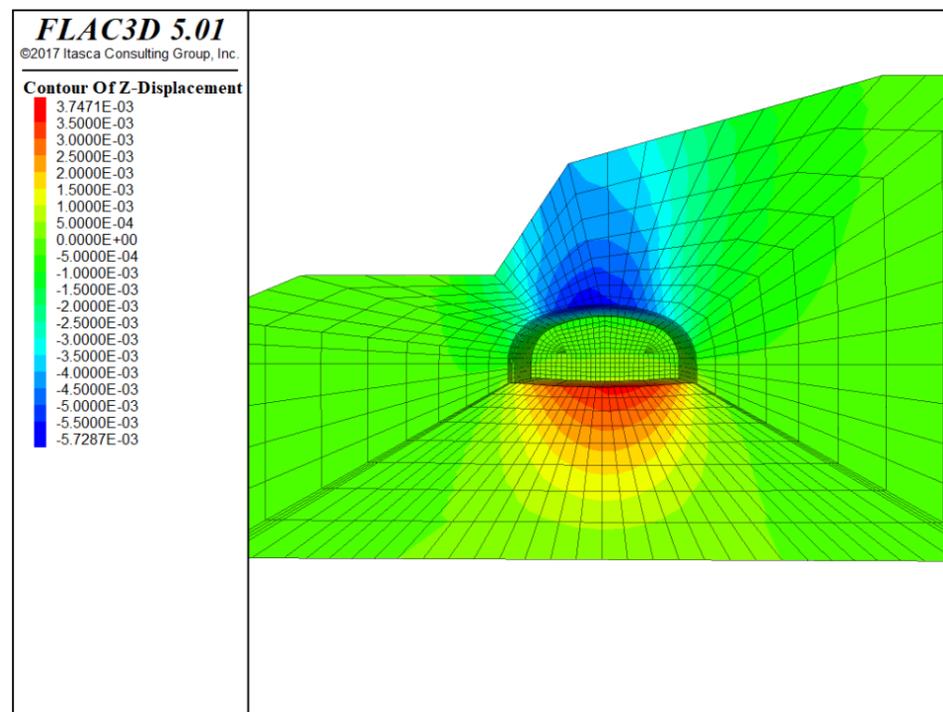


Figura 77. Caso 1b. Sostenimiento de destroza. Movimientos verticales

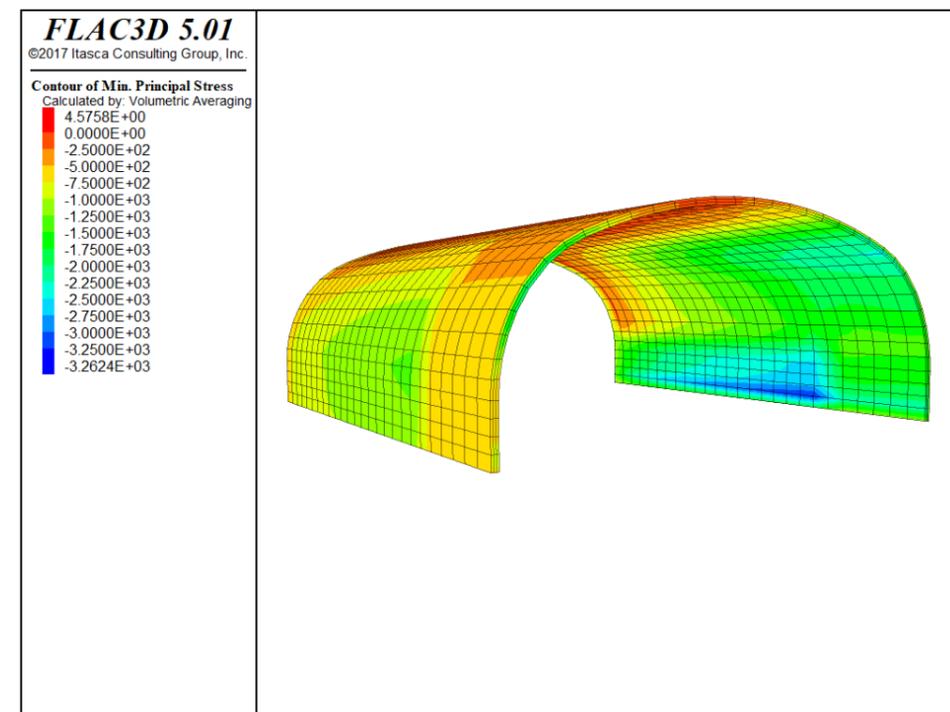


Figura 79. Caso 1b. Sostenimiento de destroza. Compresiones máximas en hormigón proyectado

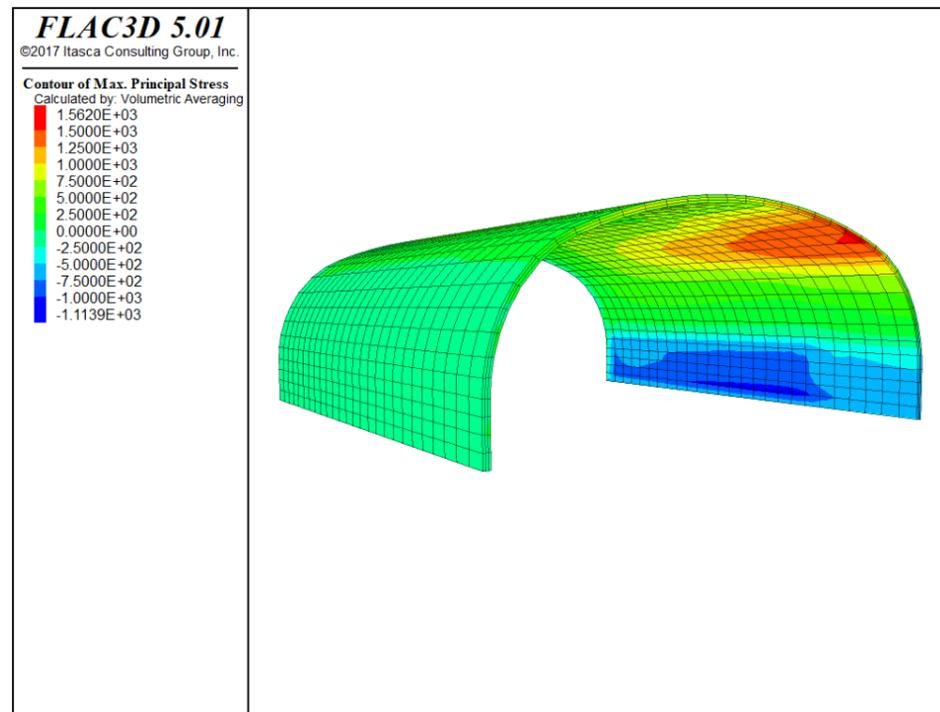


Figura 80. Caso 1b. Sostenimiento de destroza. Tensiones máximas en hormigón proyectado

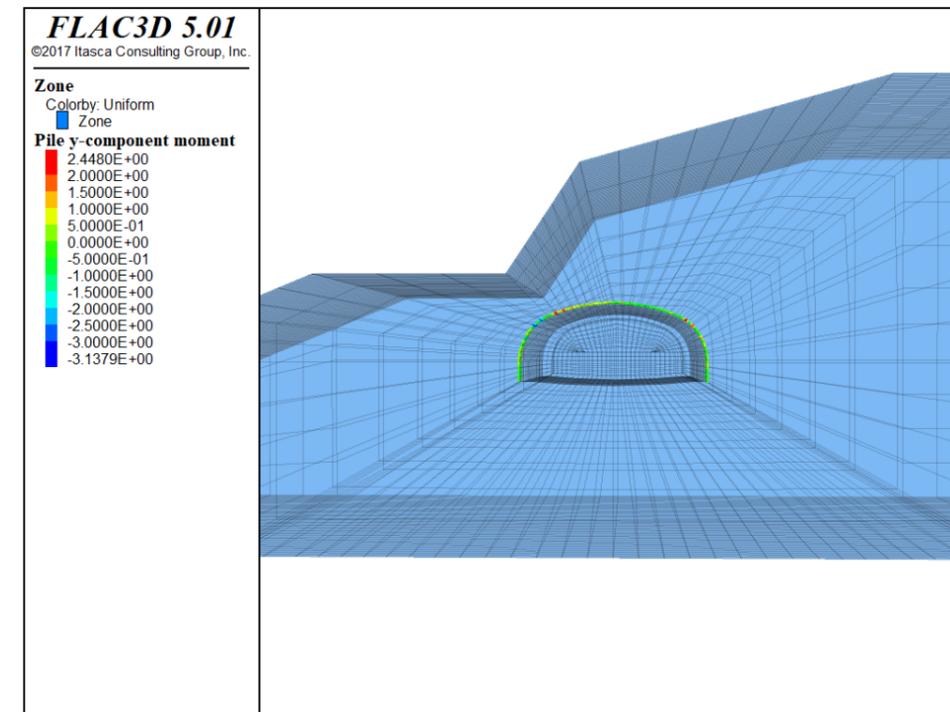


Figura 82. Caso 1b. Sostenimiento de destroza. Momento flector en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

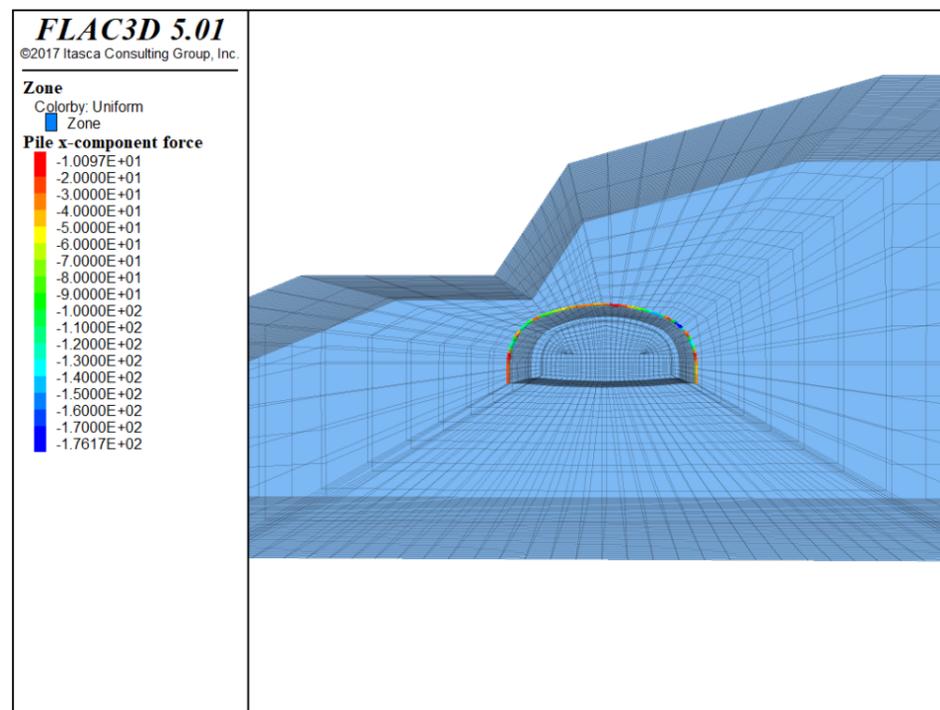


Figura 81. Caso 1b. Sostenimiento de destroza. Esfuerzo axial en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

MODELO DE CÁLCULO ALTERNATIVA 2 – TÚNEL DE VÍA TRIPLE. CASOS 2a Y 2b

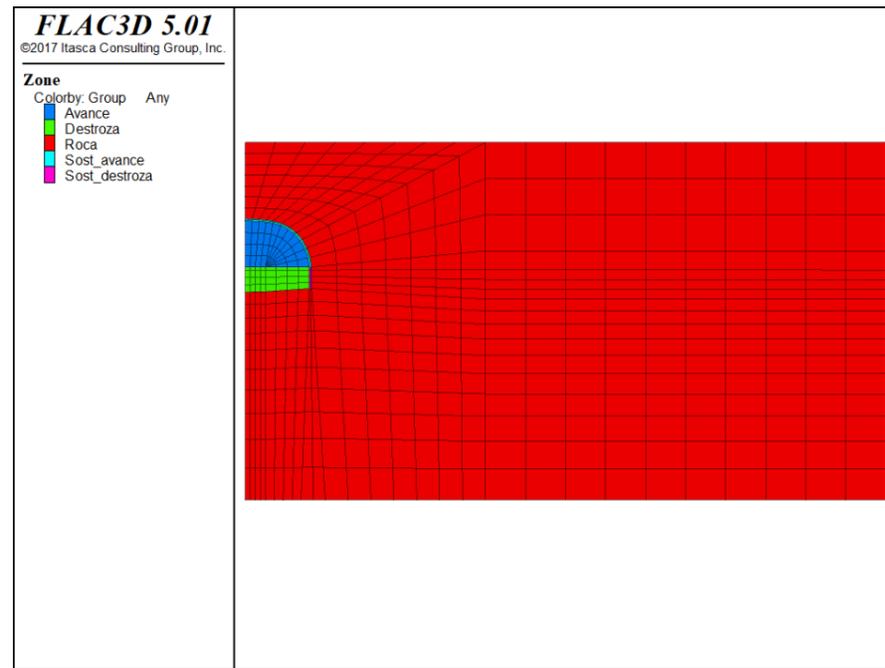


Figura 83. Casos 2a y 2b. Estado inicial. Modelo de cálculo

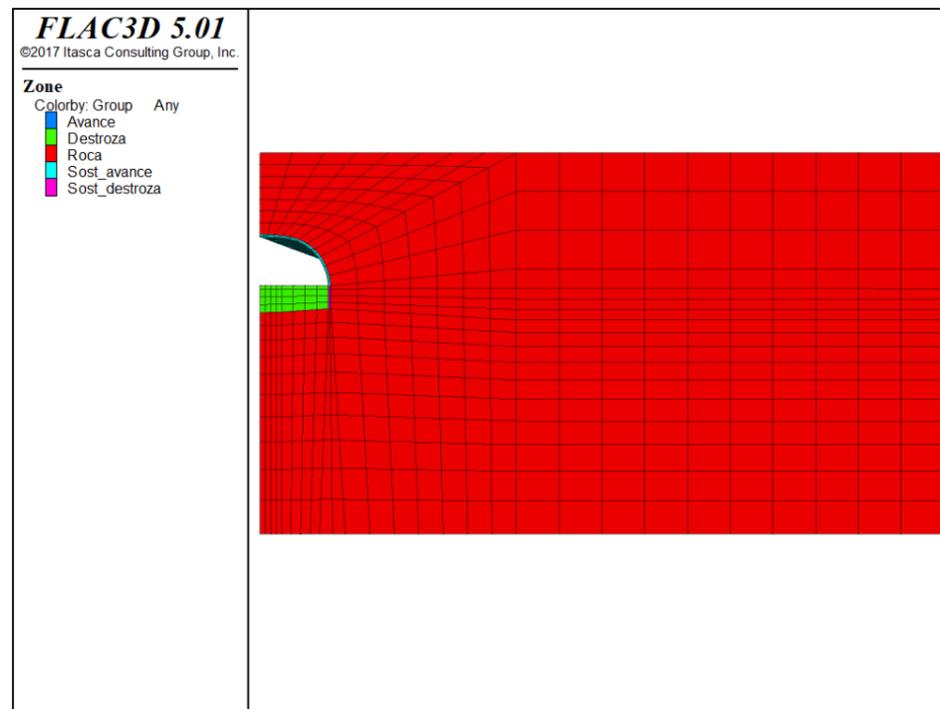


Figura 84. Casos 2a y 2b. Sostenimiento de avance. Modelo de cálculo

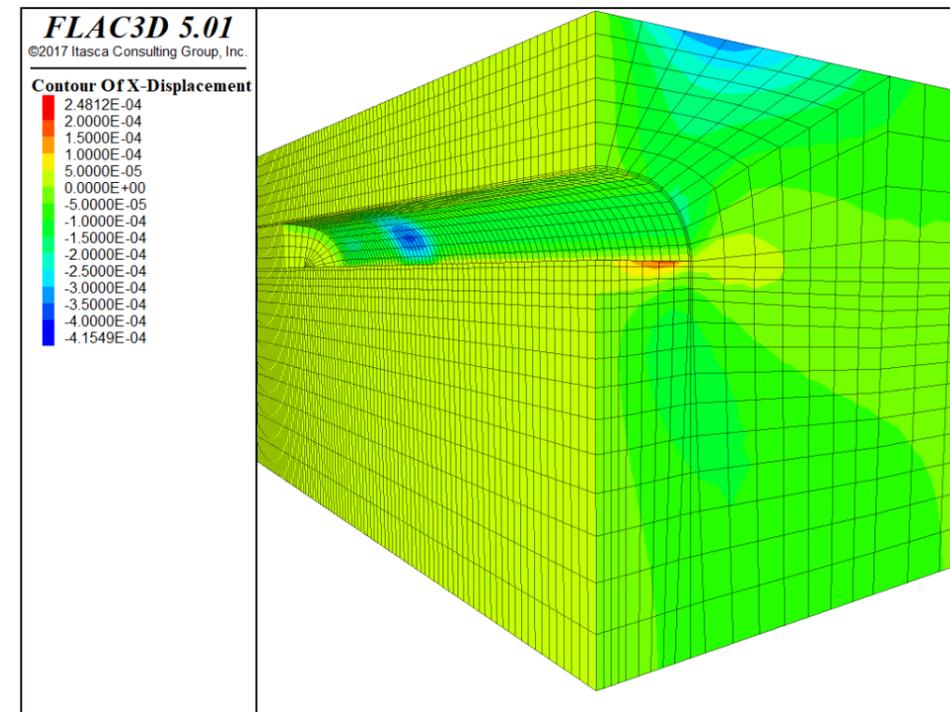


Figura 85. Caso 2a. Sostenimiento de avance. Movimientos horizontales, dirección perpendicular al túnel

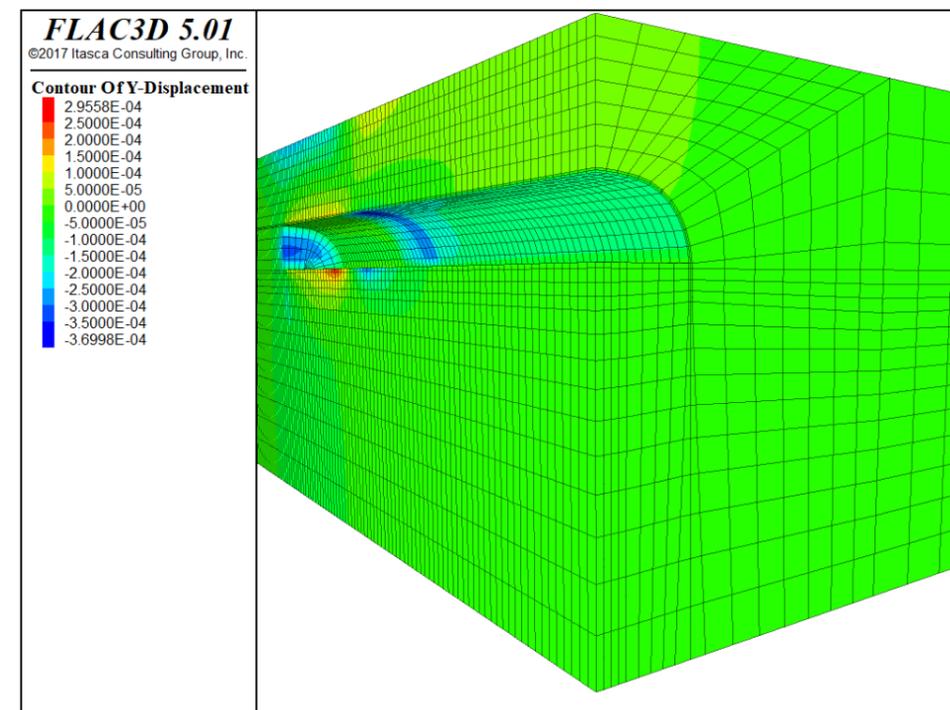


Figura 86. Caso 2a. Sostenimiento de avance. Movimientos horizontales, dirección paralela al túnel (desplazamiento del frente)

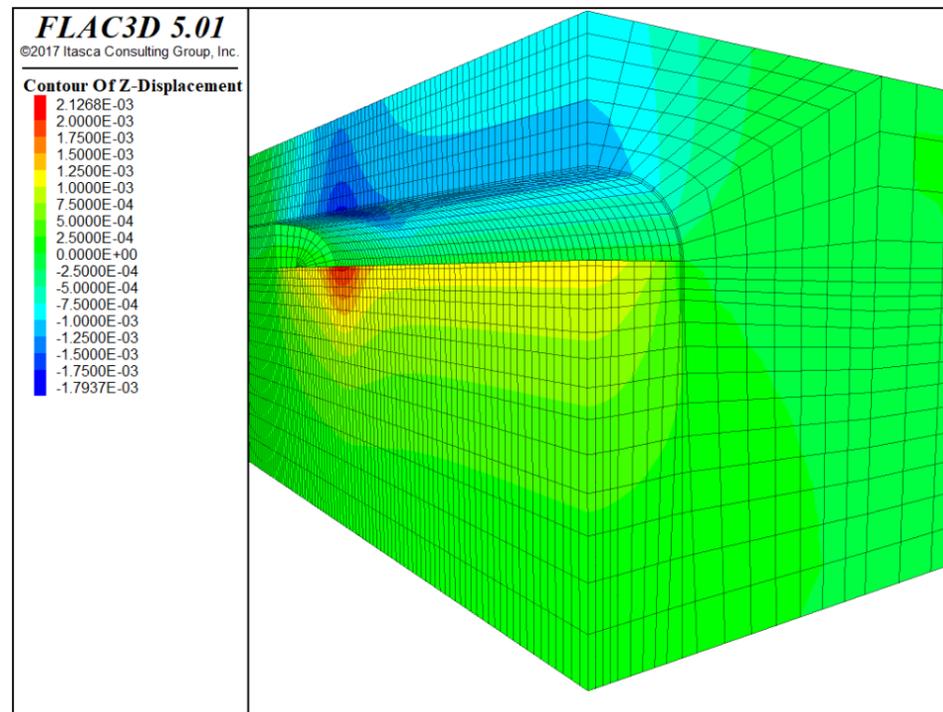


Figura 87. Caso 2a. Sostenimiento de avance. Movimientos verticales

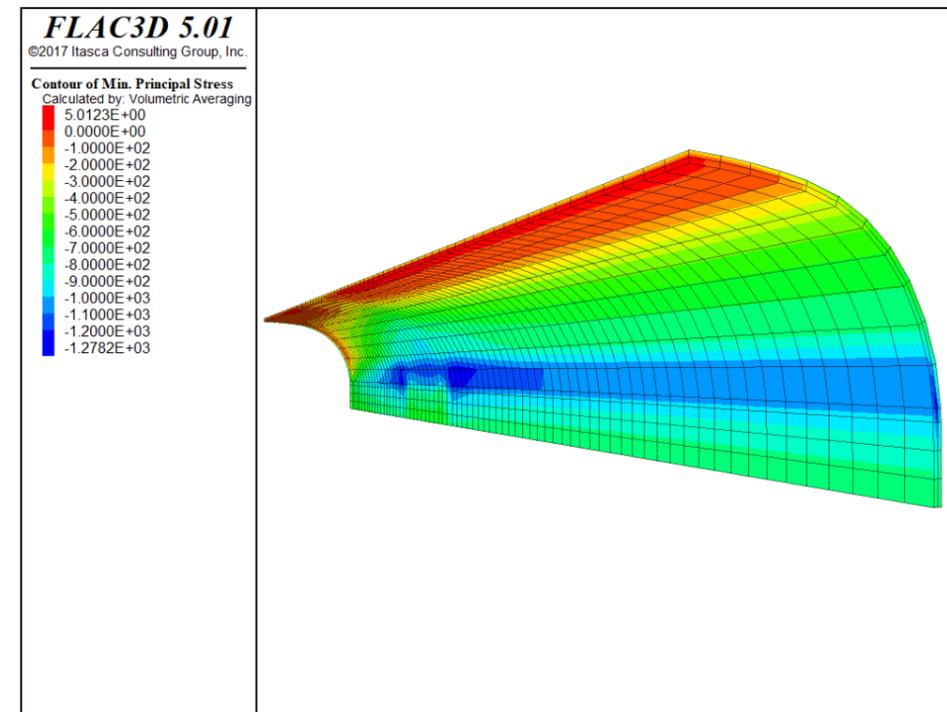


Figura 89. Caso 2a. Sostenimiento de avance. Compresiones máximas en hormigón proyectado

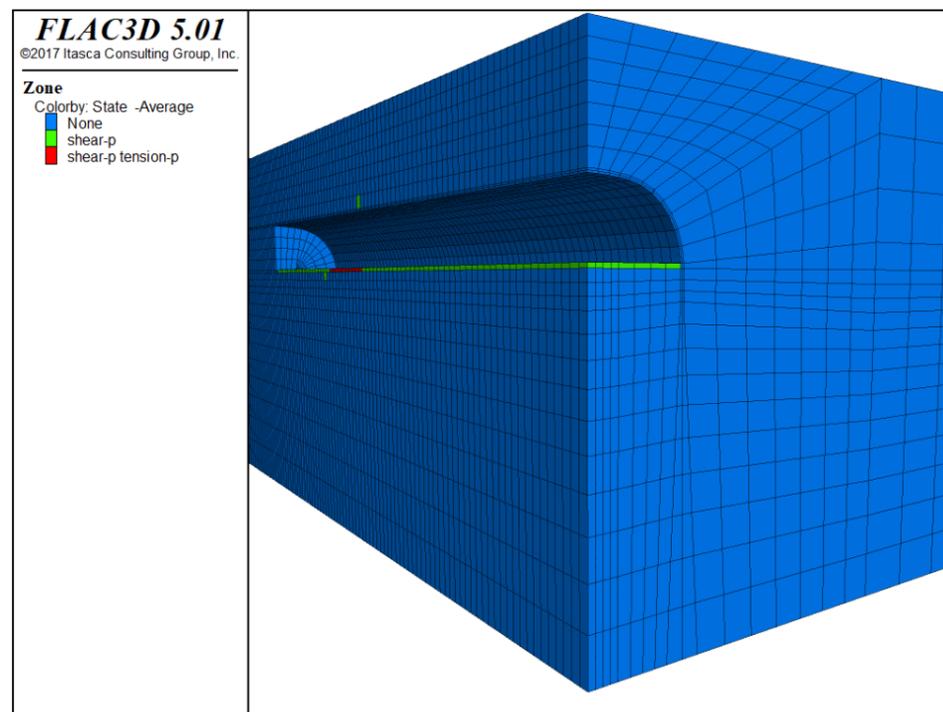


Figura 88. Caso 2a. Sostenimiento de avance. Plastificación en el terreno

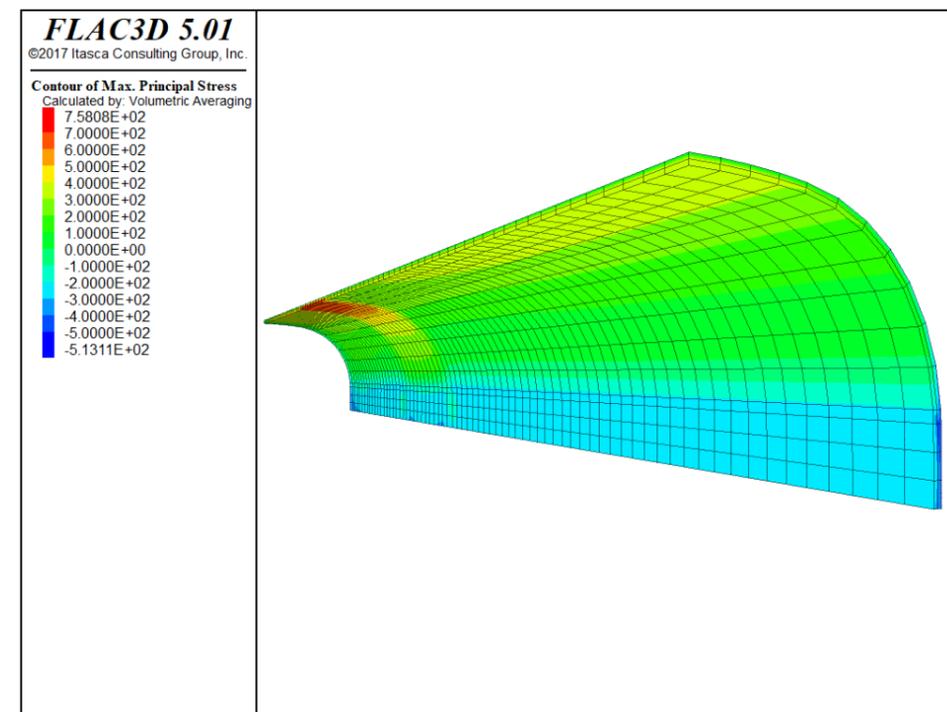


Figura 90. Caso 2a. Sostenimiento de avance. Tensiones máximas en hormigón proyectado

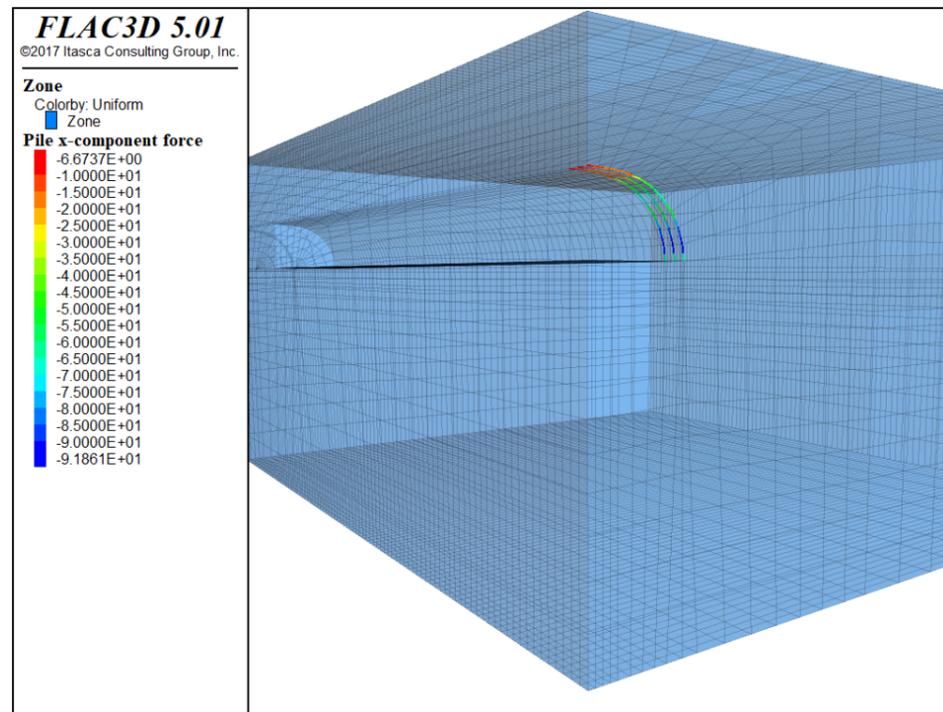


Figura 91. Caso 2a. Sostenimiento de avance. Esfuerzo axial en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

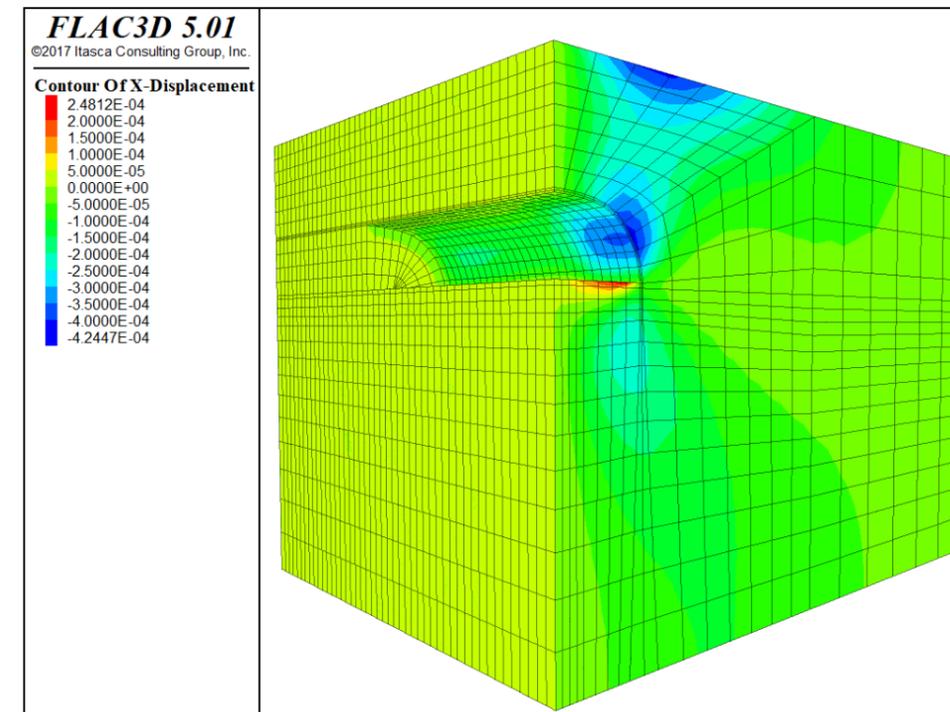


Figura 93. Caso 2b. Sostenimiento de avance. Movimientos horizontales, dirección perpendicular al túnel

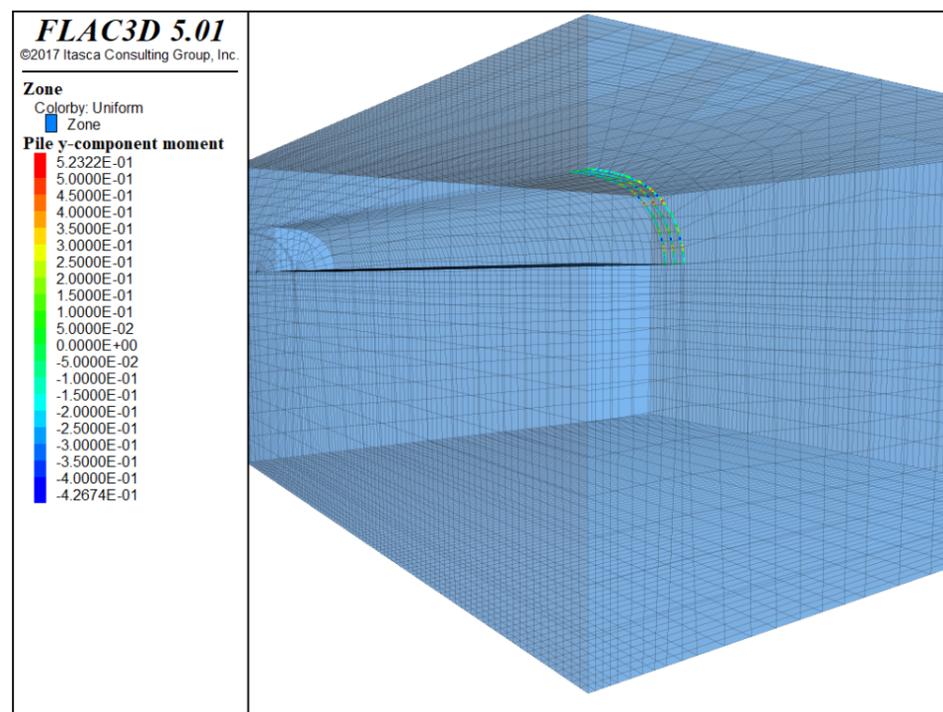


Figura 92. Caso 2a. Sostenimiento de avance. Momento flector en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

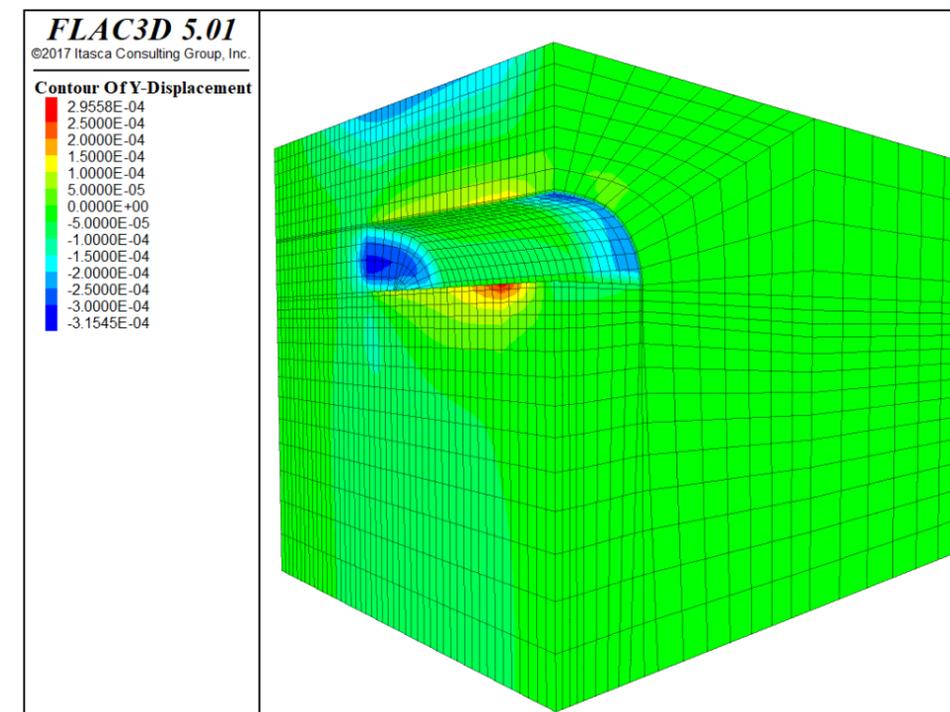


Figura 94. Caso 2b. Sostenimiento de avance. Movimientos horizontales, dirección paralela al túnel (desplazamiento del frente)

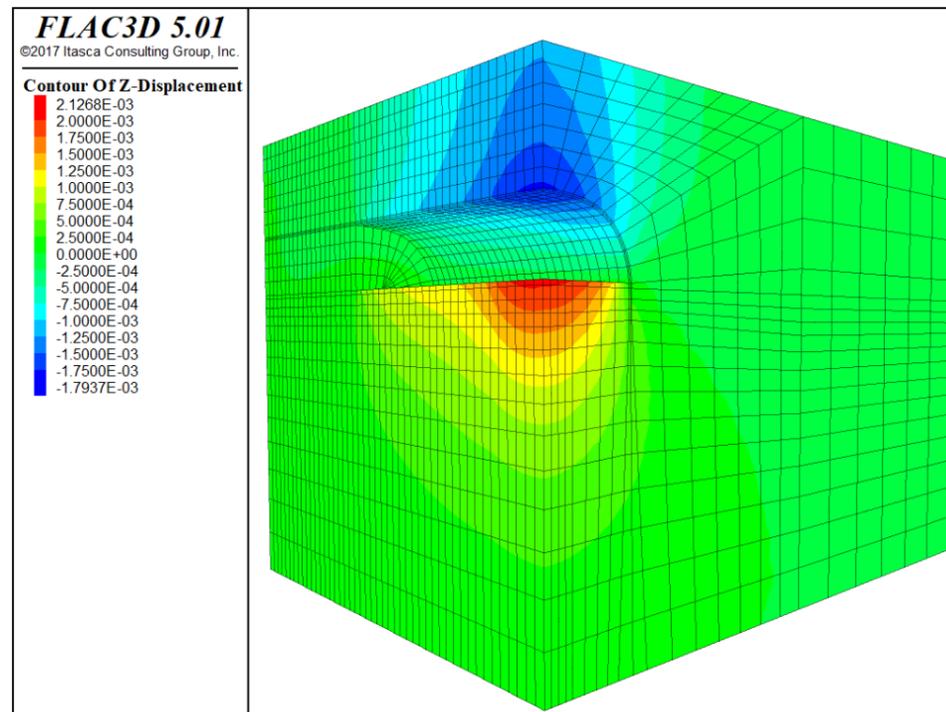


Figura 95. Caso 1b. Sostenimiento de avance. Movimientos verticales

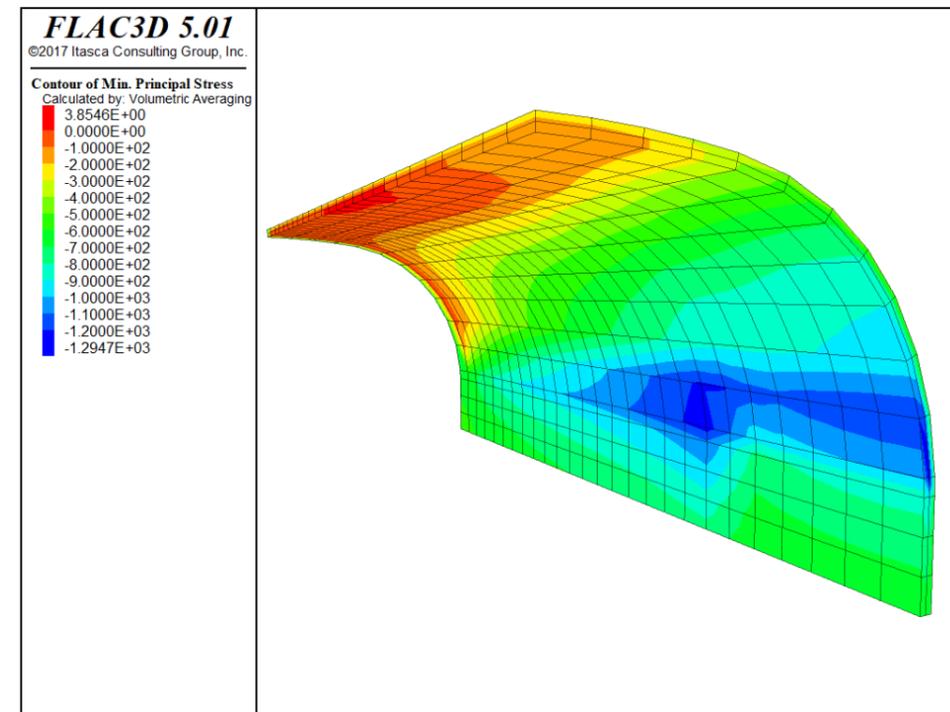


Figura 97. Caso 2b. Sostenimiento de avance. Compresiones máximas en hormigón proyectado

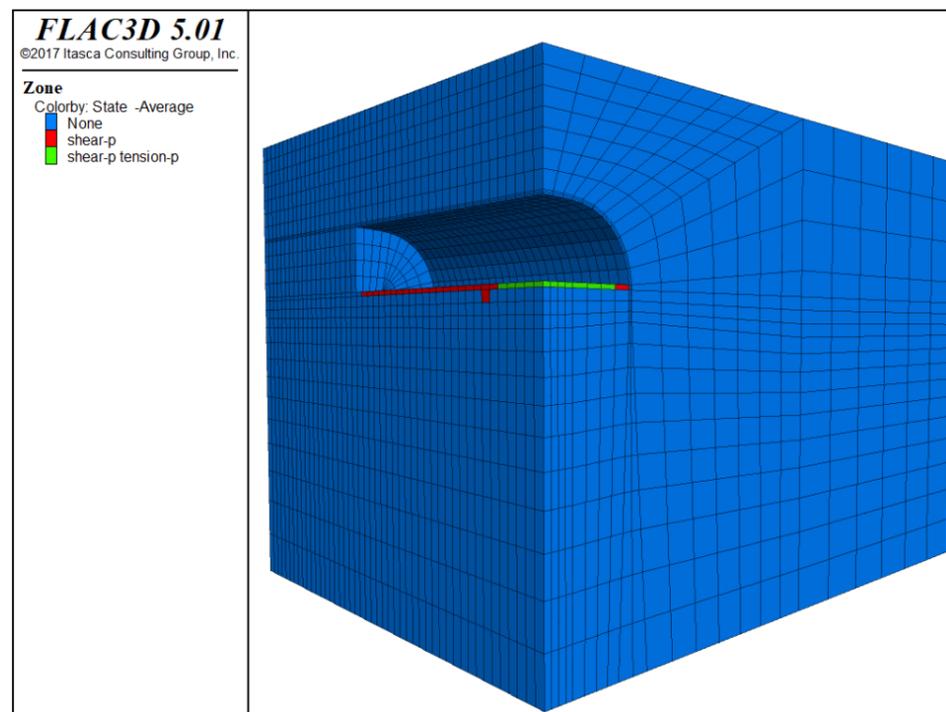


Figura 96. Caso 2b. Sostenimiento de avance. Plastificación en el terreno

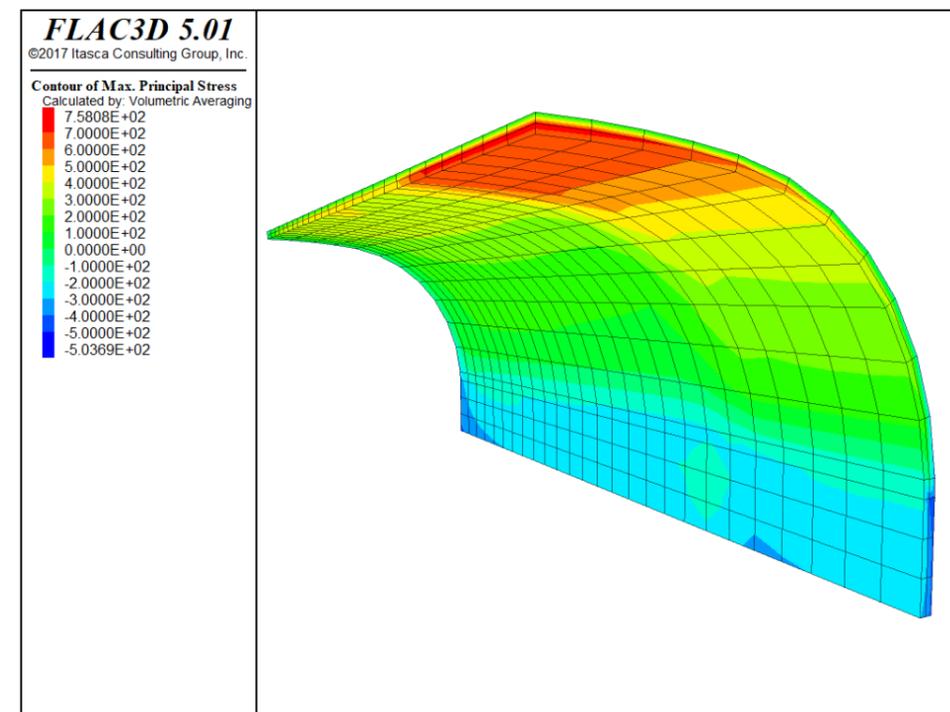


Figura 98. Caso 2b. Sostenimiento de avance. Tracciones máximas en hormigón proyectado

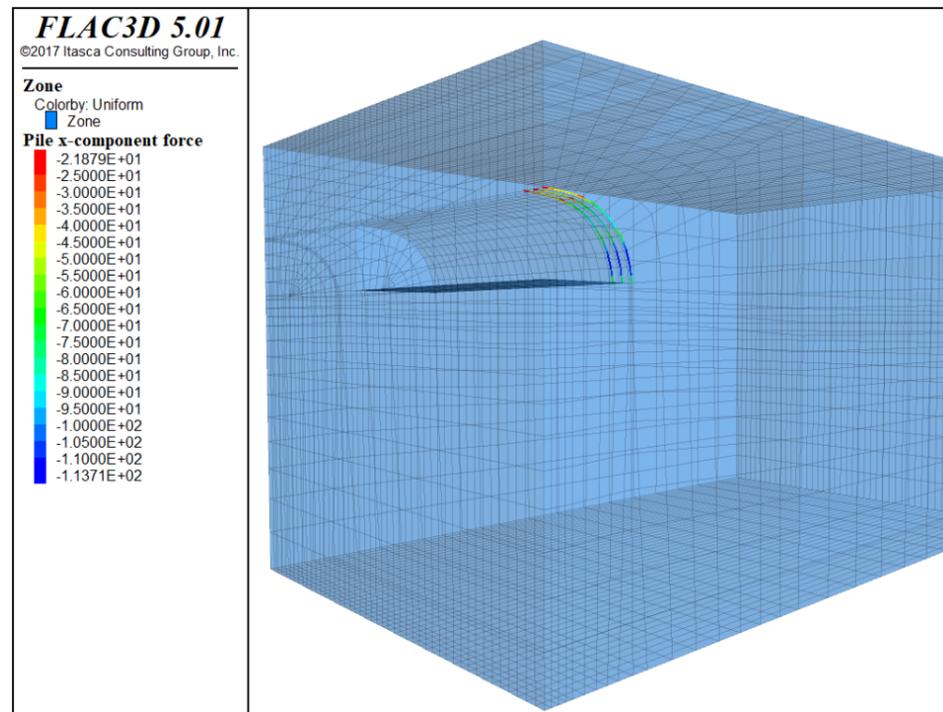


Figura 99. Caso 2b. Sostenimiento de avance. Esfuerzo axil en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

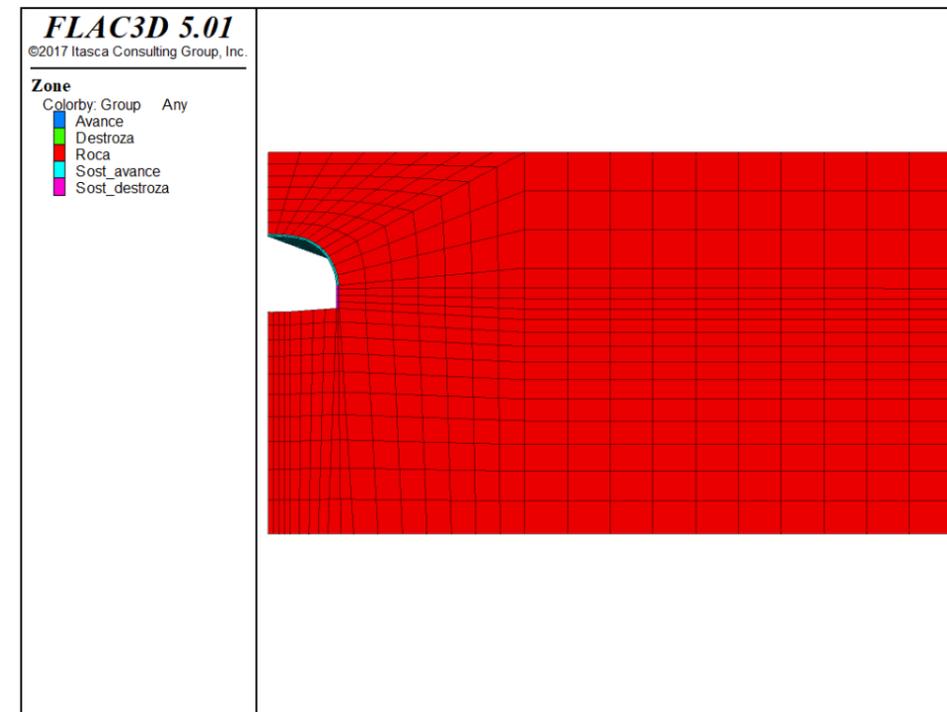


Figura 101. Casos 2a y 2b. Sostenimiento de destroza. Modelo de cálculo

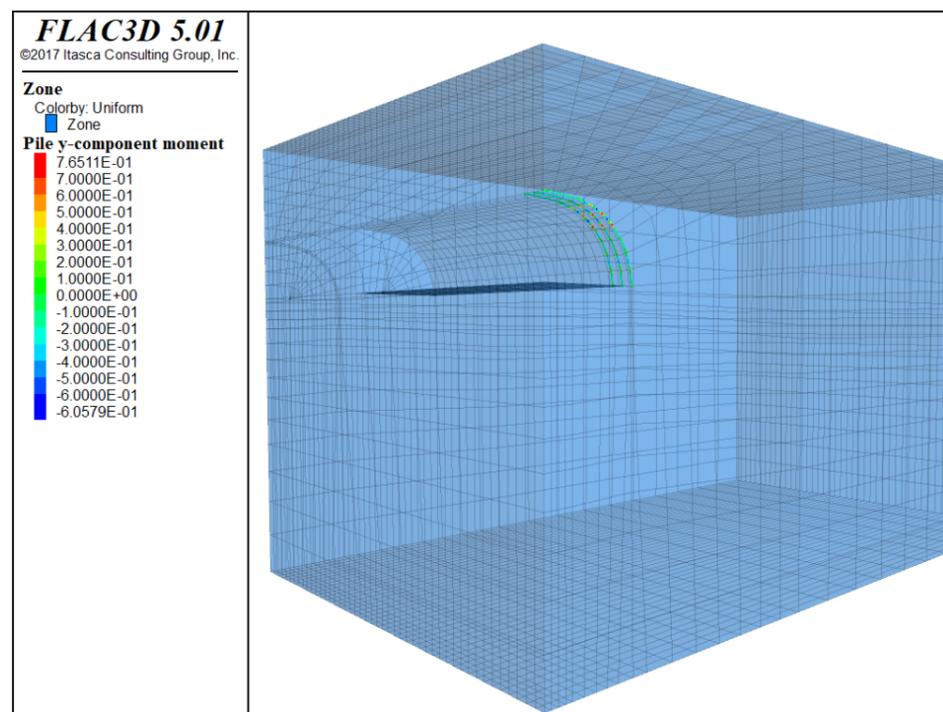


Figura 100. Caso 2b. Sostenimiento de avance. Momento flector en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

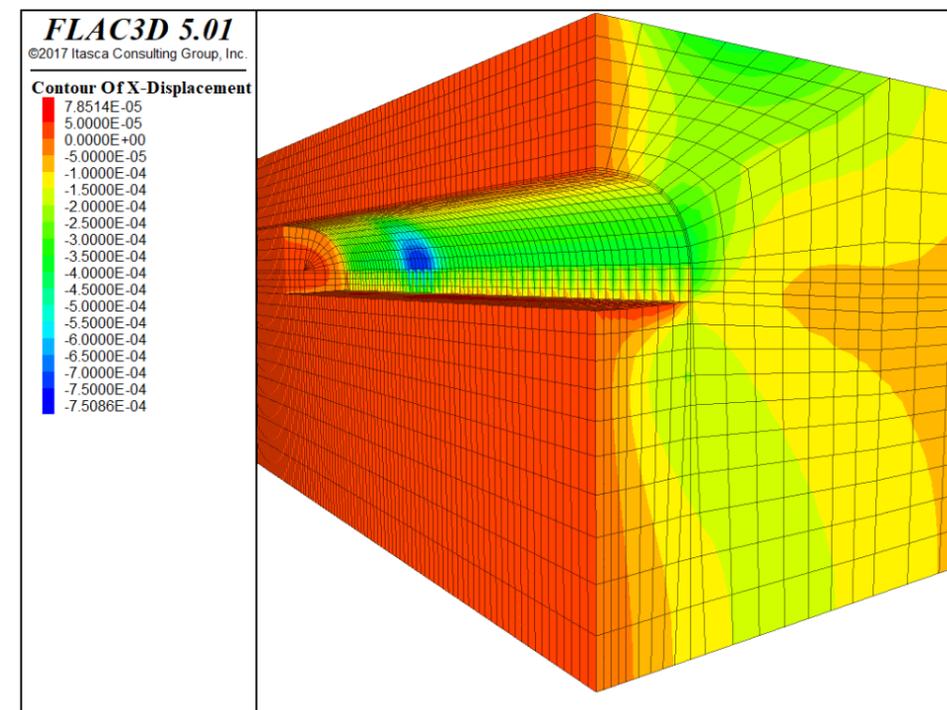


Figura 102. Caso 2a. Sostenimiento de destroza. Movimientos horizontales, dirección perpendicular al túnel

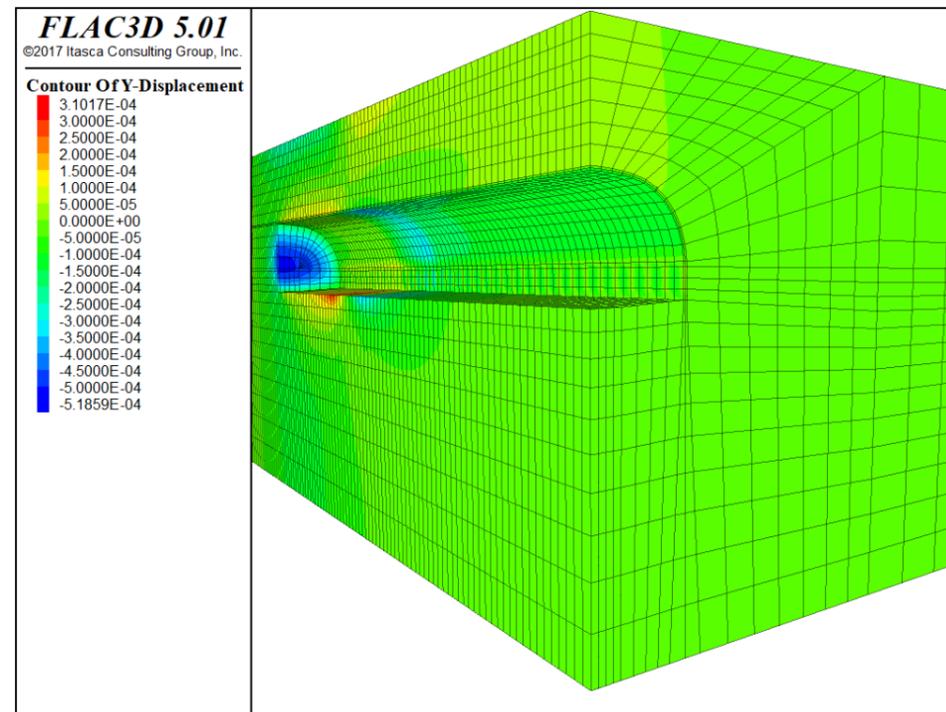


Figura 103. Caso 2a. Sostenimiento de destroza. Movimientos horizontales, dirección paralela al túnel (desplazamiento en el frente)

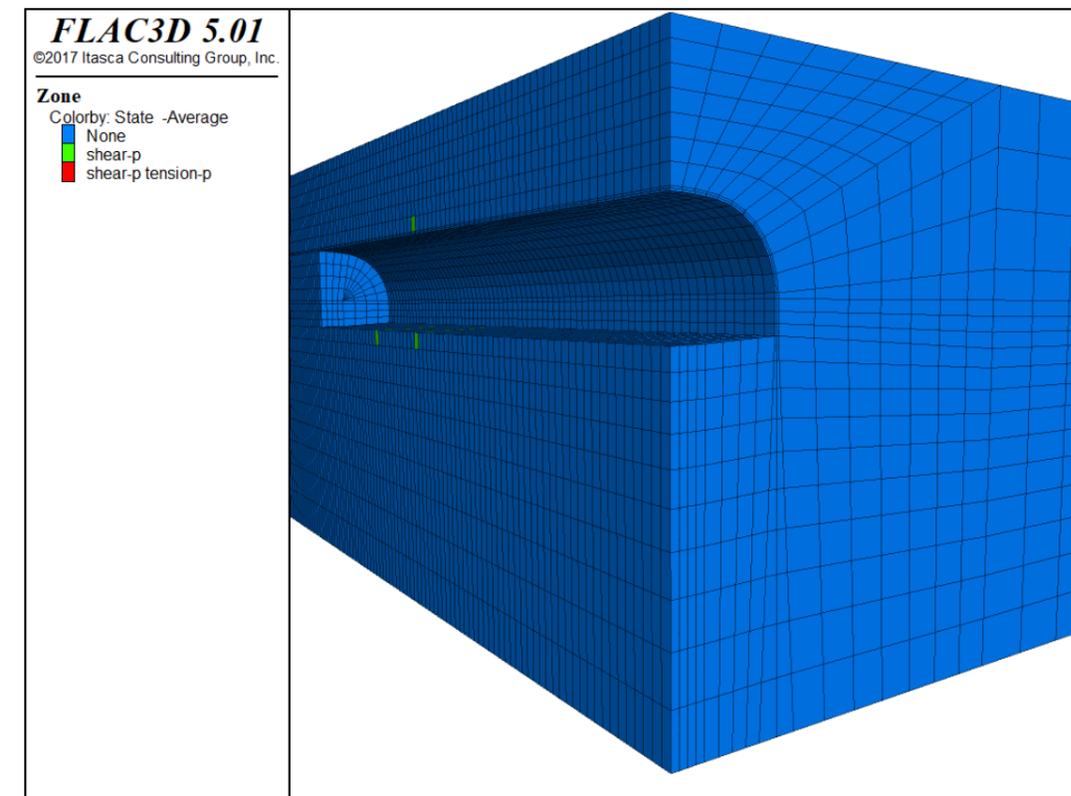


Figura 105. Caso 2a. Sostenimiento de destroza. Plastificación en el terreno

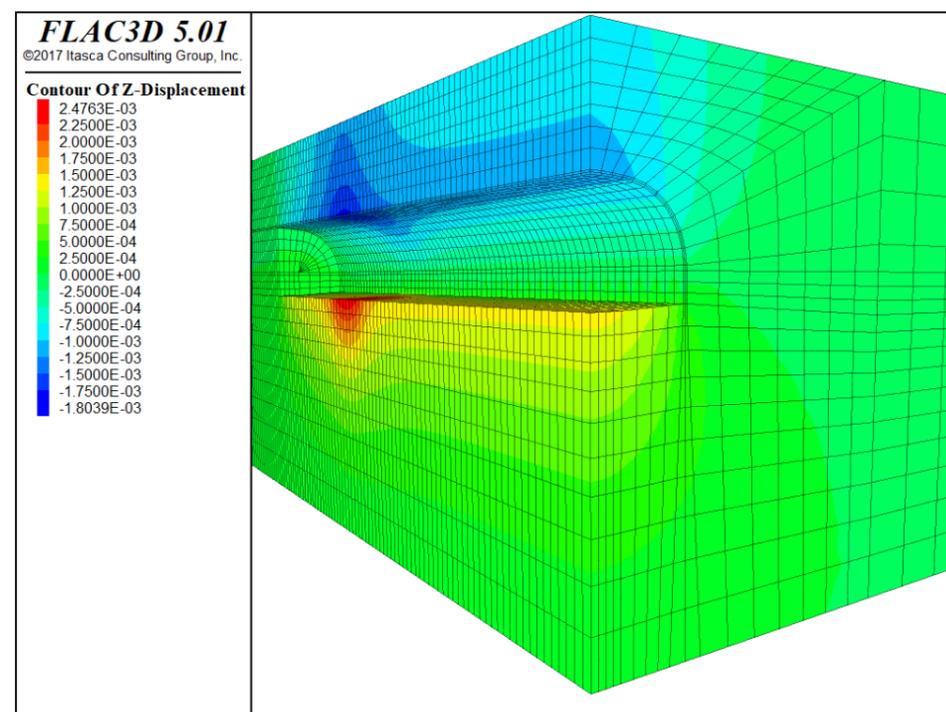


Figura 104. Caso 2a. Sostenimiento de destroza. Movimientos verticales

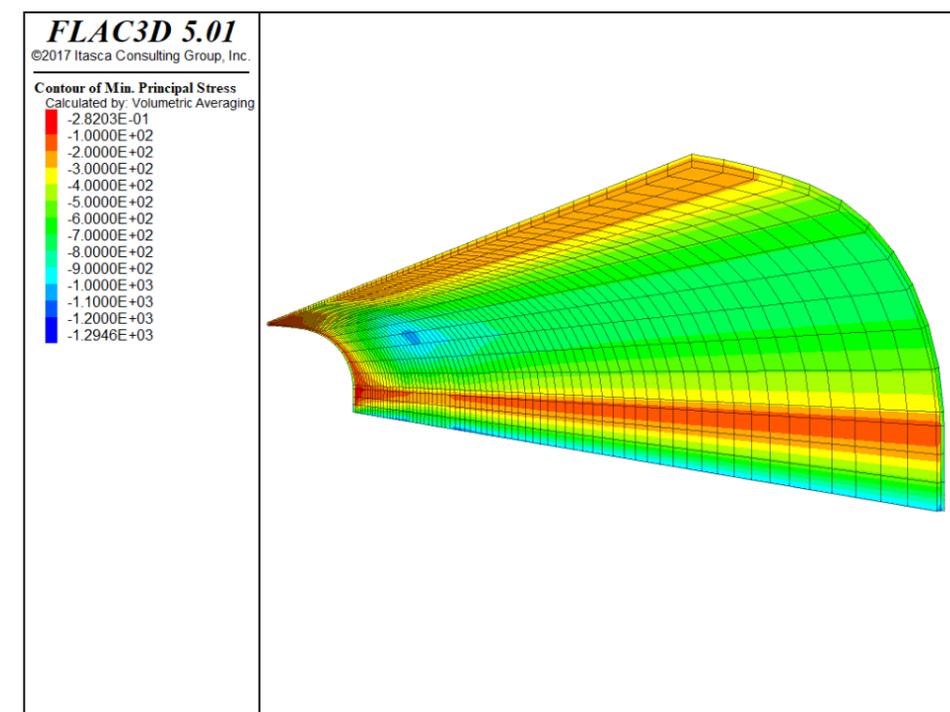


Figura 106. Caso 2a. Sostenimiento de destroza. Compresiones máximas en hormigón proyectado

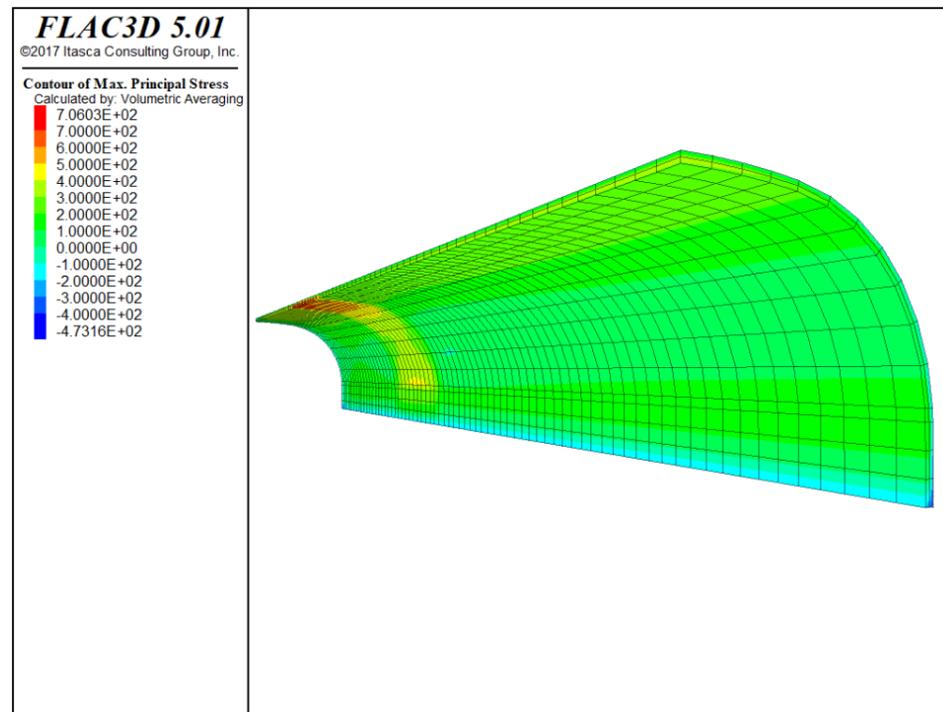


Figura 107. Caso 2a. Sostenimiento de destroza. Tensiones máximas en hormigón proyectado

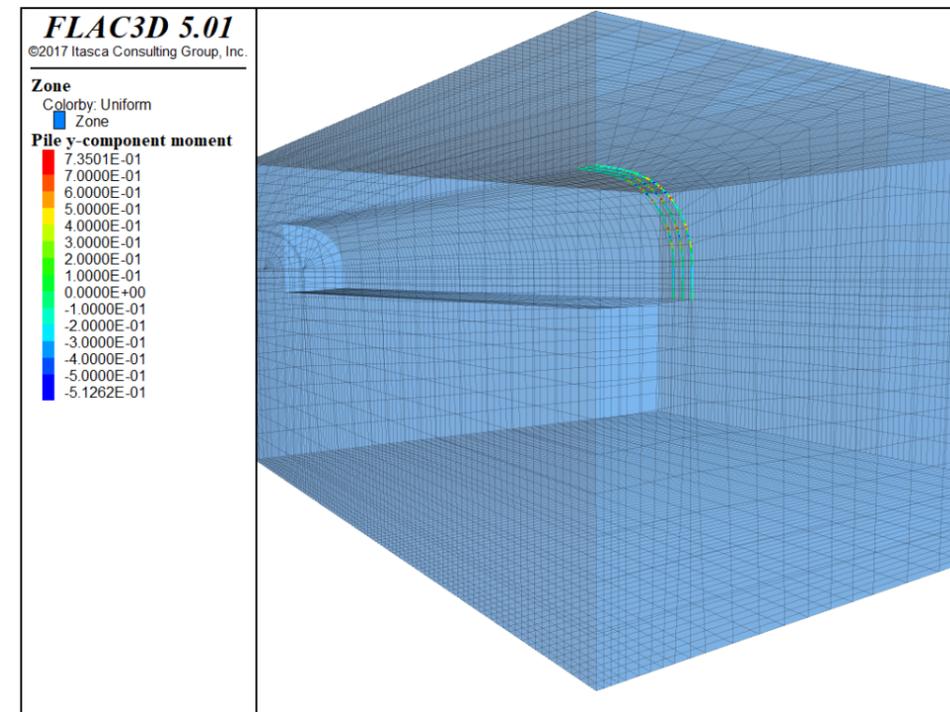


Figura 109. Caso 2a. Sostenimiento de destroza. Momento flector en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

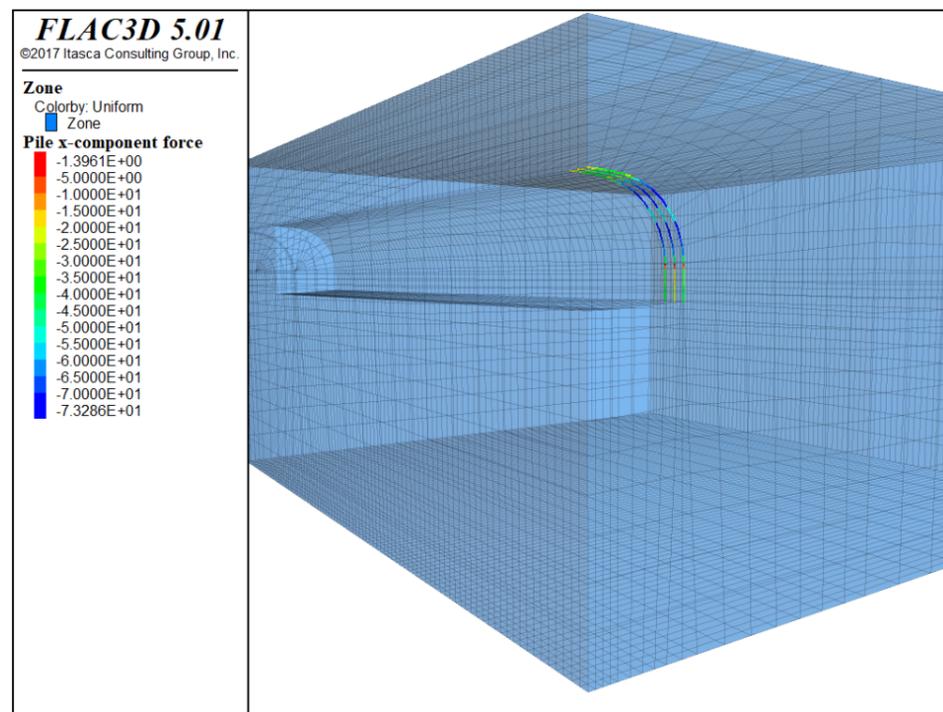


Figura 108. Caso 2a. Sostenimiento de destroza. Esfuerzo axial en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

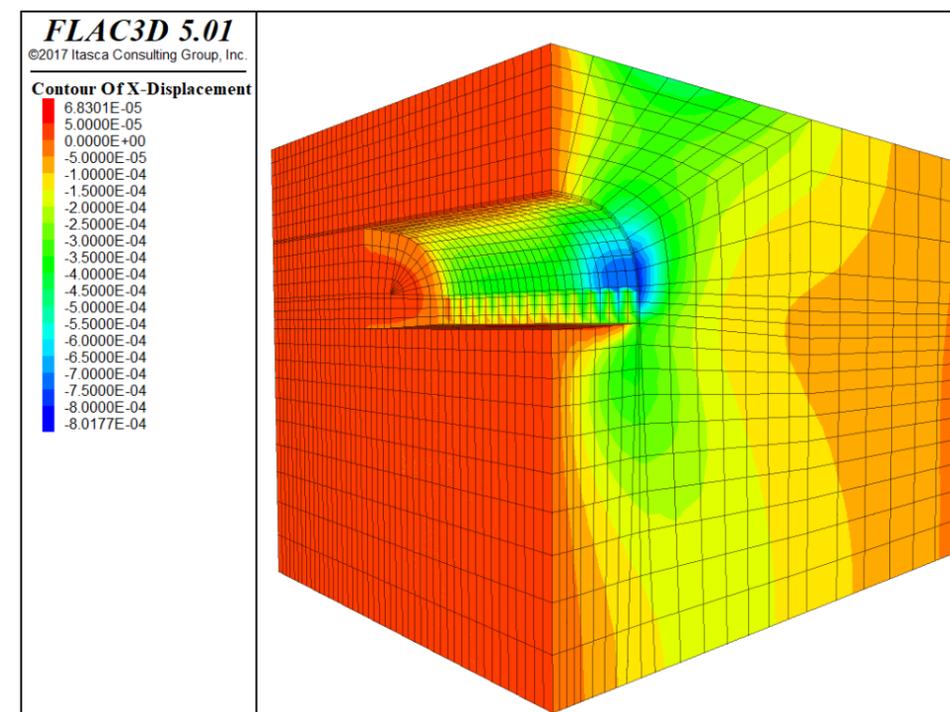


Figura 110. Caso 2b. Sostenimiento de destroza. Movimientos horizontales, dirección perpendicular al túnel

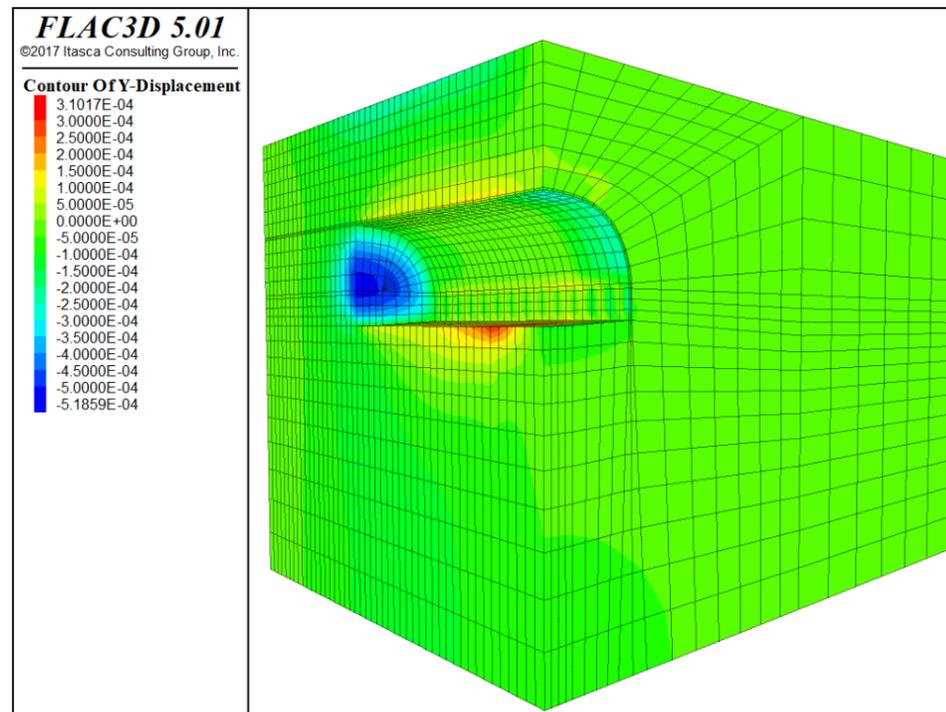


Figura 111. Caso 2b. Sostenimiento de destroza. Movimientos horizontales, dirección paralela al túnel (desplazamiento en el frente)

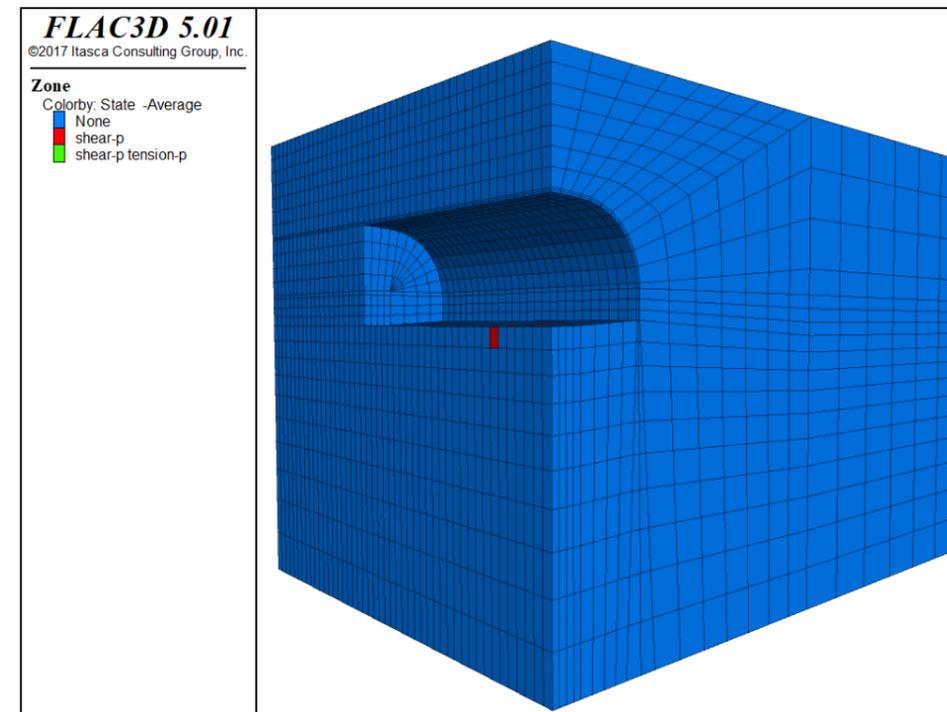


Figura 113. Caso 2b. Sostenimiento de destroza. Plastificación en el terreno

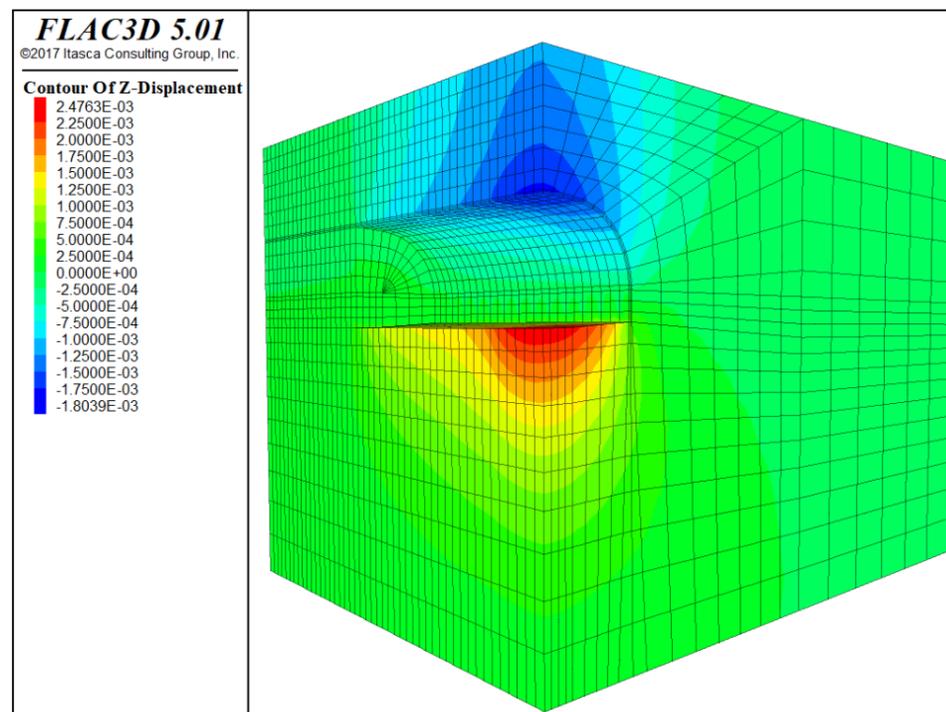


Figura 112. Caso 2b. Sostenimiento de destroza. Movimientos verticales

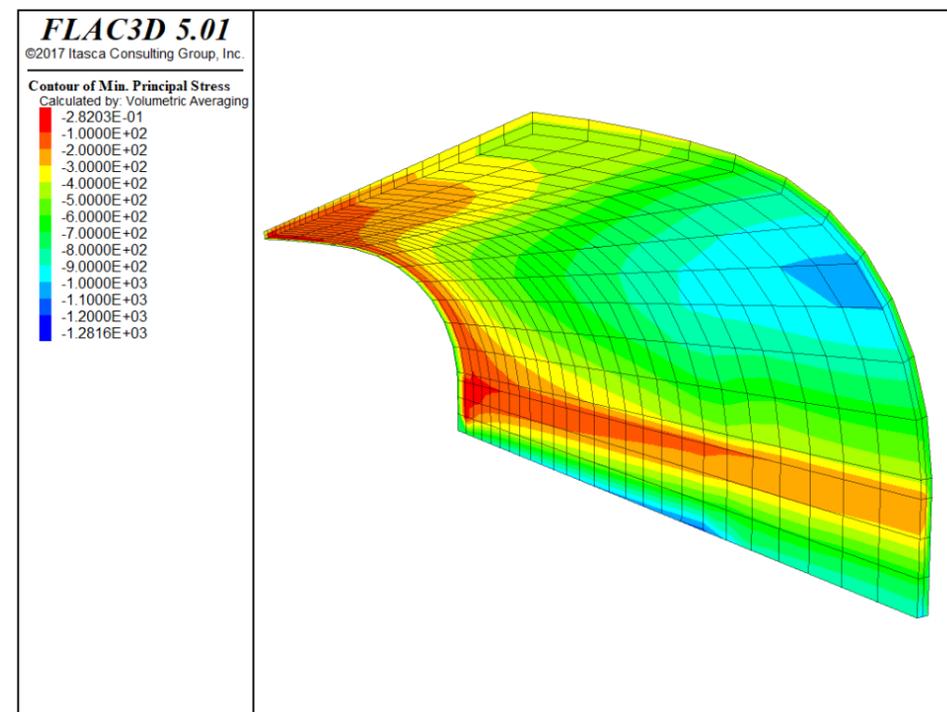


Figura 114. Caso 2b. Sostenimiento de destroza. Compresiones máximas en hormigón proyectado

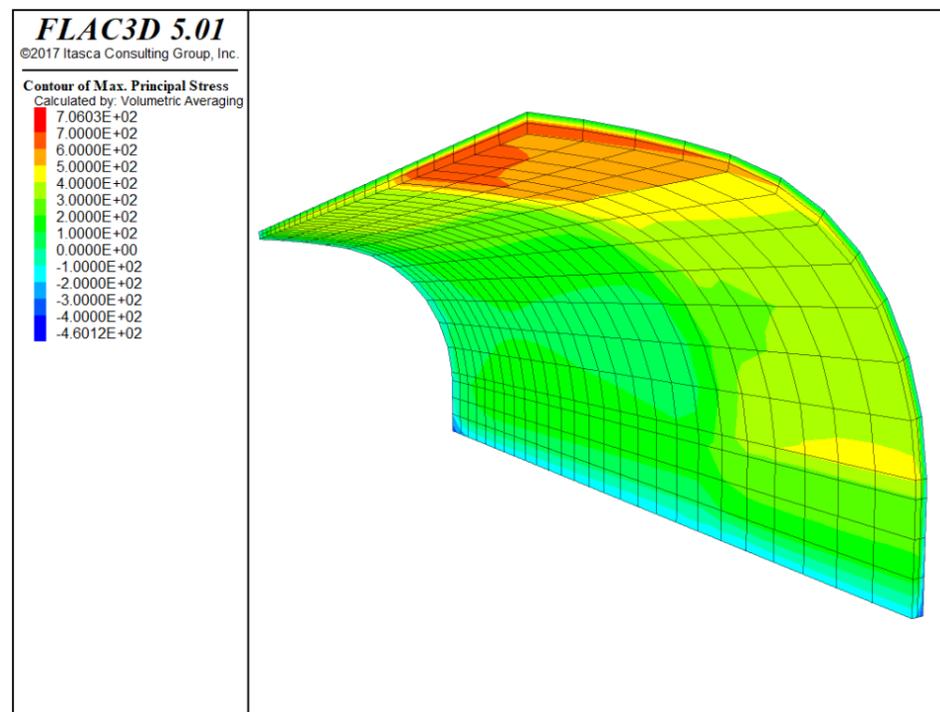


Figura 115. Caso 2b. Sostenimiento de destroza. Tensiones máximas en hormigón proyectado

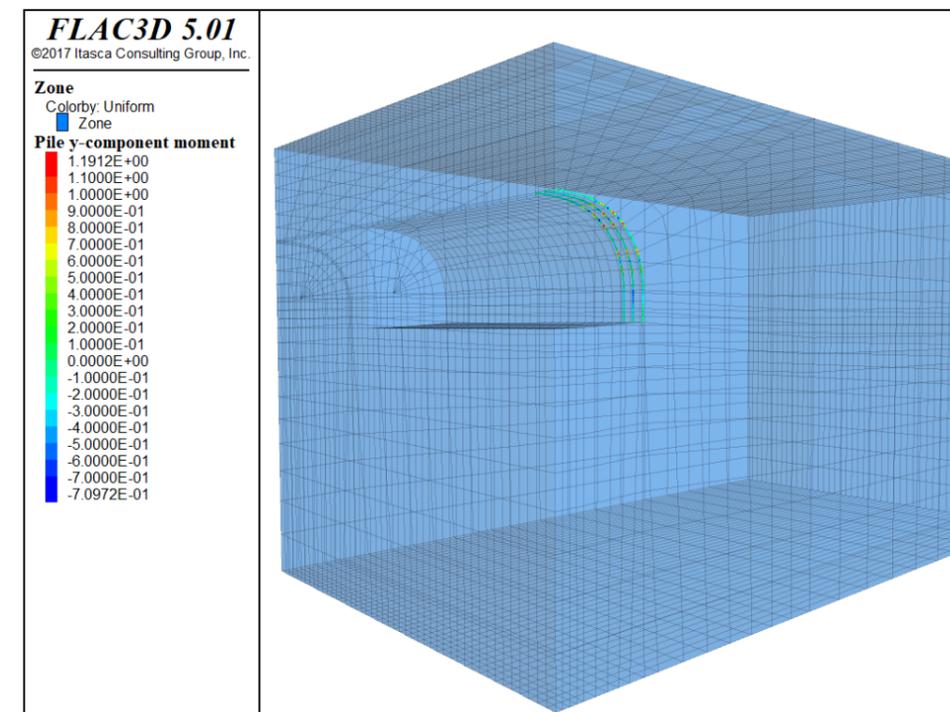


Figura 117. Caso 2b. Sostenimiento de destroza. Momento flector en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

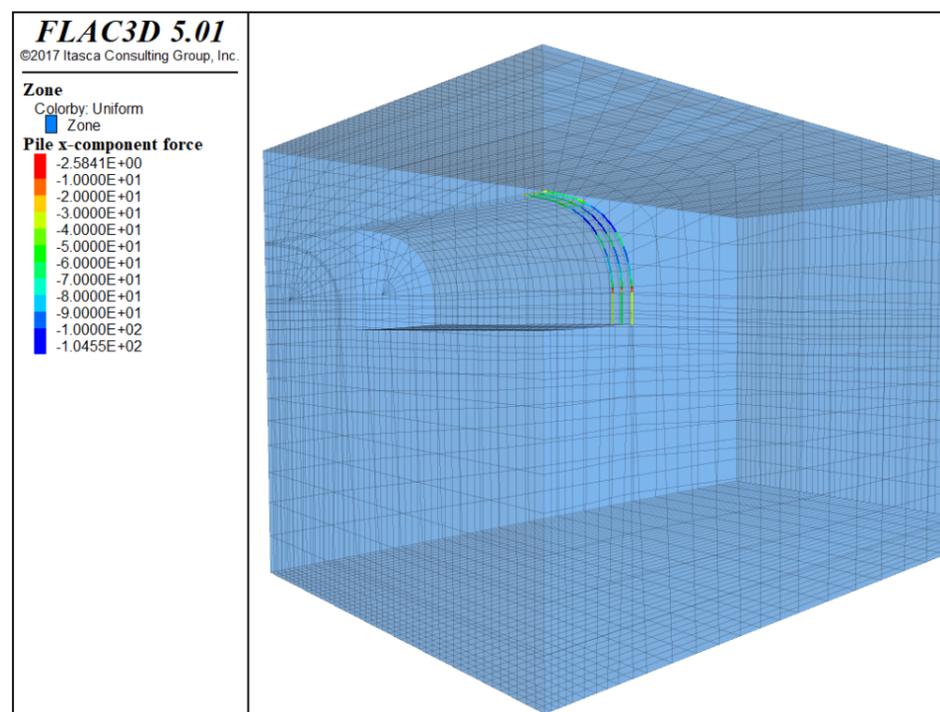


Figura 116. Caso 2b. Sostenimiento de destroza. Esfuerzo axial en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

MODELO DE CÁLCULO ALTERNATIVA 3 – TÚNEL DE VÍA TRIPLE EN CAVERNA. CASOS 3a Y 3b

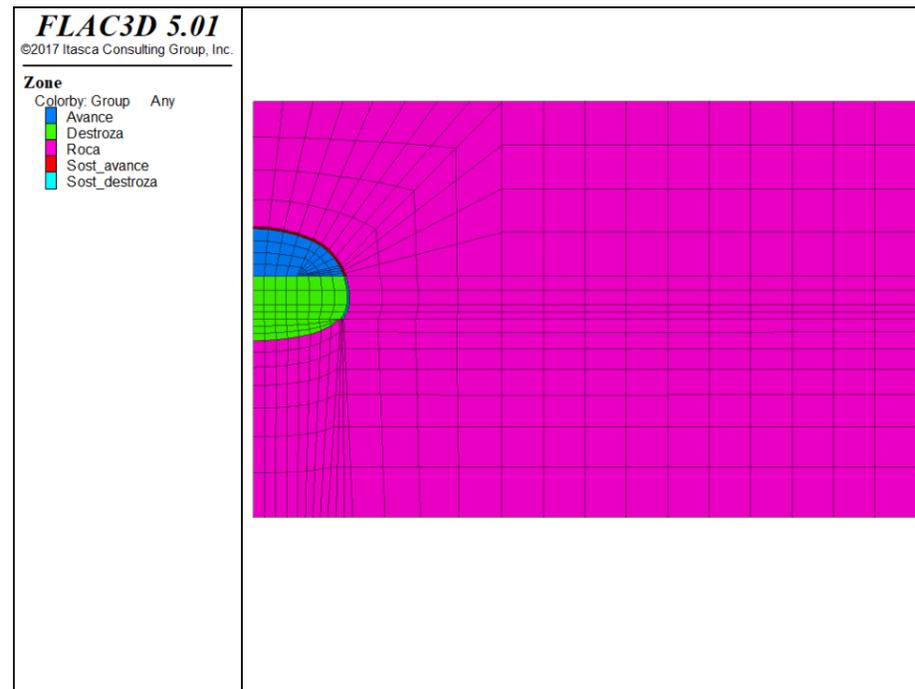


Figura 118. Casos 3a y 3b. Estado inicial. Modelo de cálculo

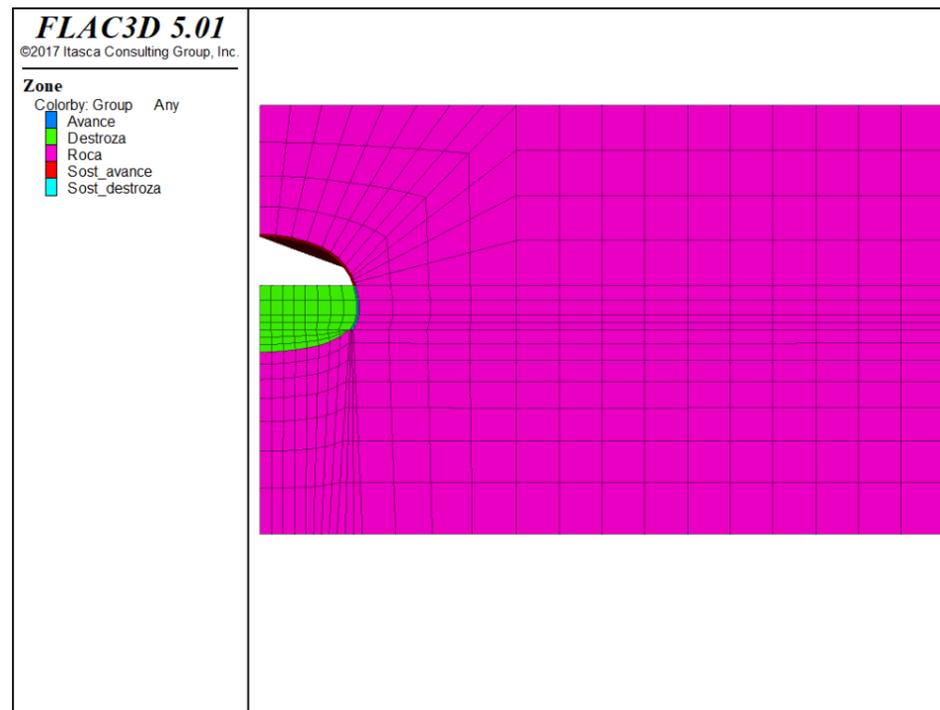


Figura 119. Casos 3a y 3b. Sostenimiento de avance. Modelo de cálculo

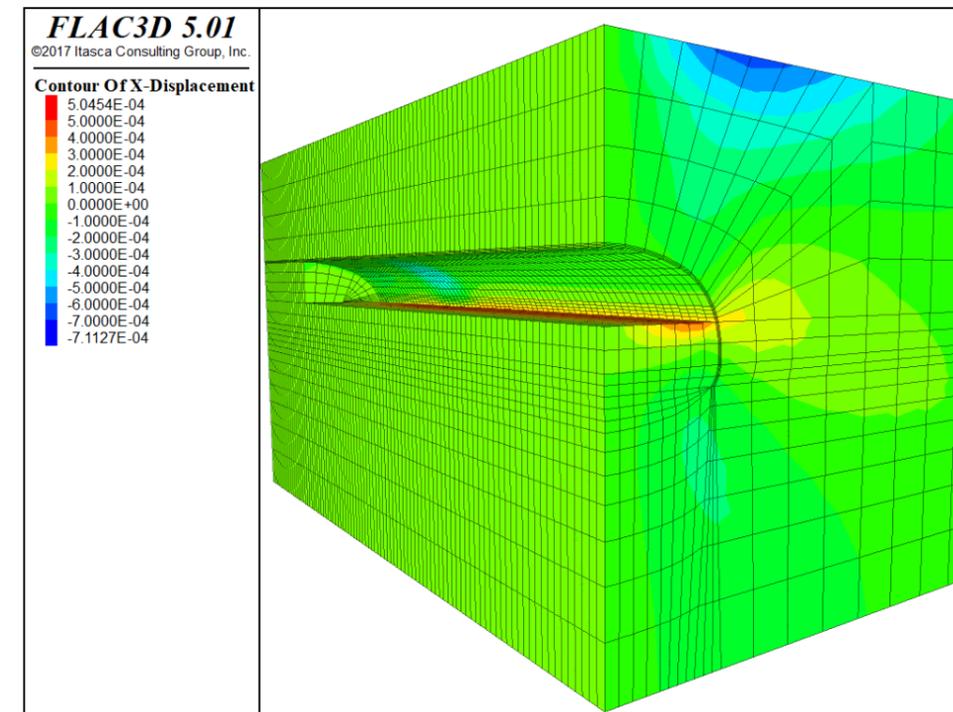


Figura 120. Caso 3a. Sostenimiento de avance. Movimientos horizontales, dirección perpendicular al túnel

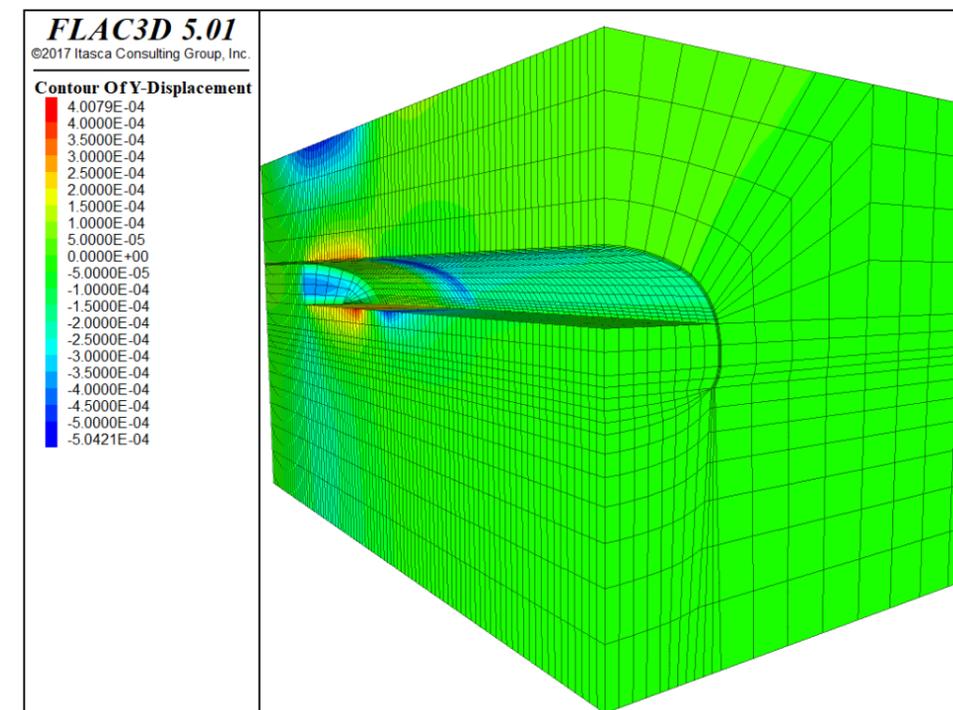


Figura 121. Caso 3a. Sostenimiento de avance. Movimientos horizontales, dirección paralela al túnel (desplazamiento del frente)

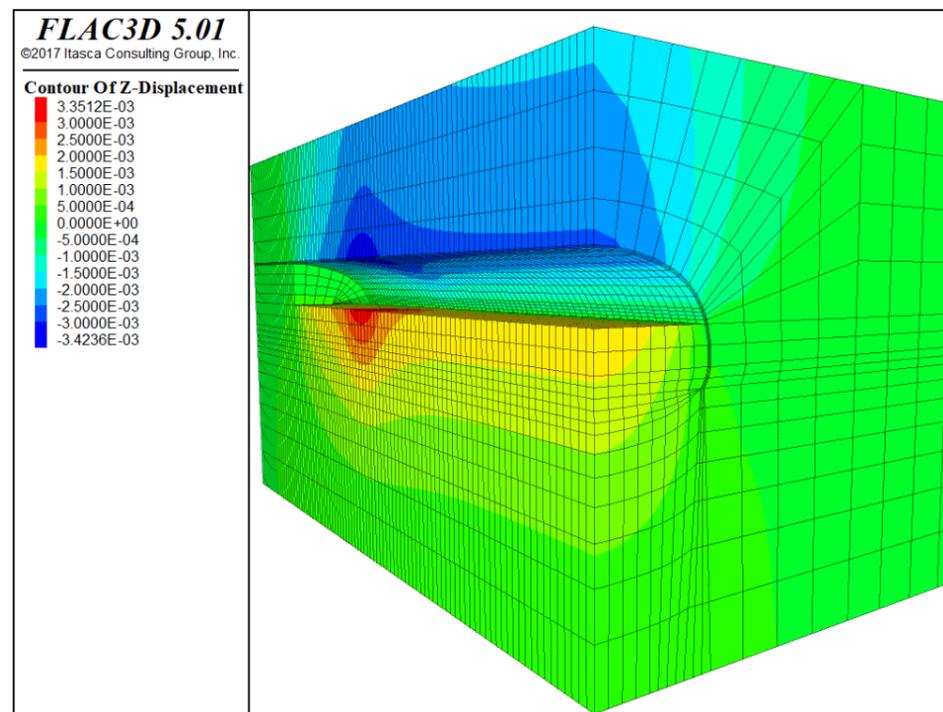


Figura 122. Caso 3a. Sostenimiento de avance. Movimientos verticales

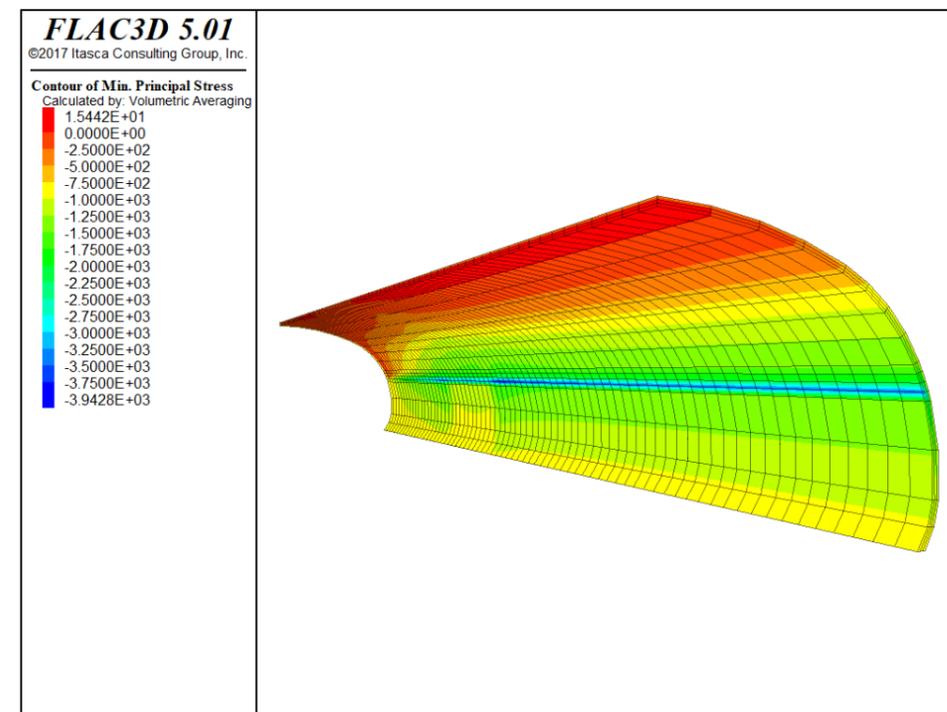


Figura 124. Caso 3a. Sostenimiento de avance. Compresiones máximas en hormigón proyectado

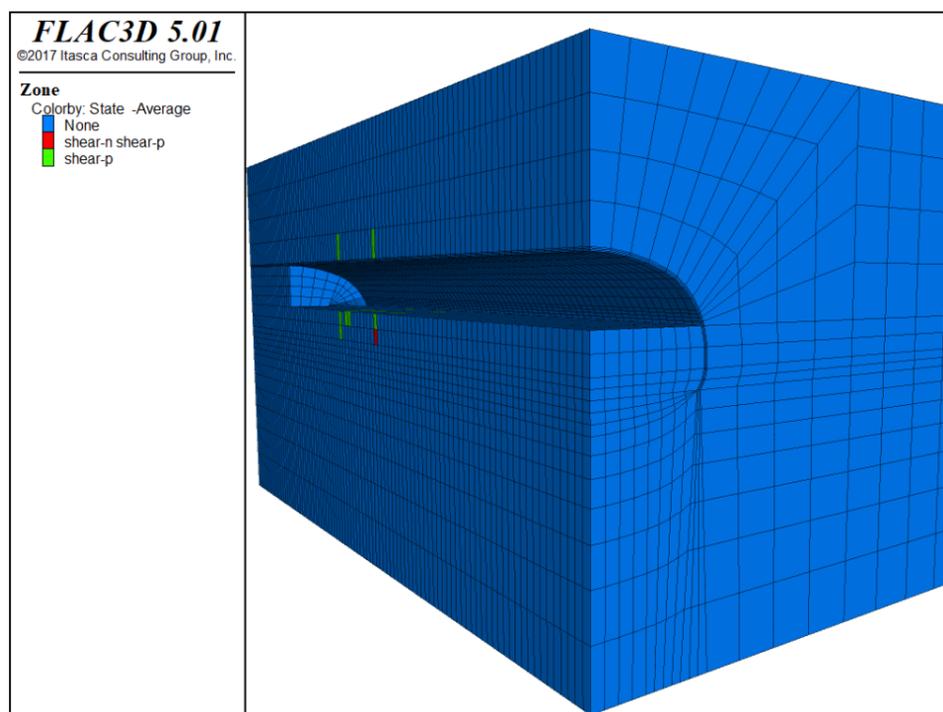


Figura 123. Caso 3a. Sostenimiento de avance. Plastificación en el terreno

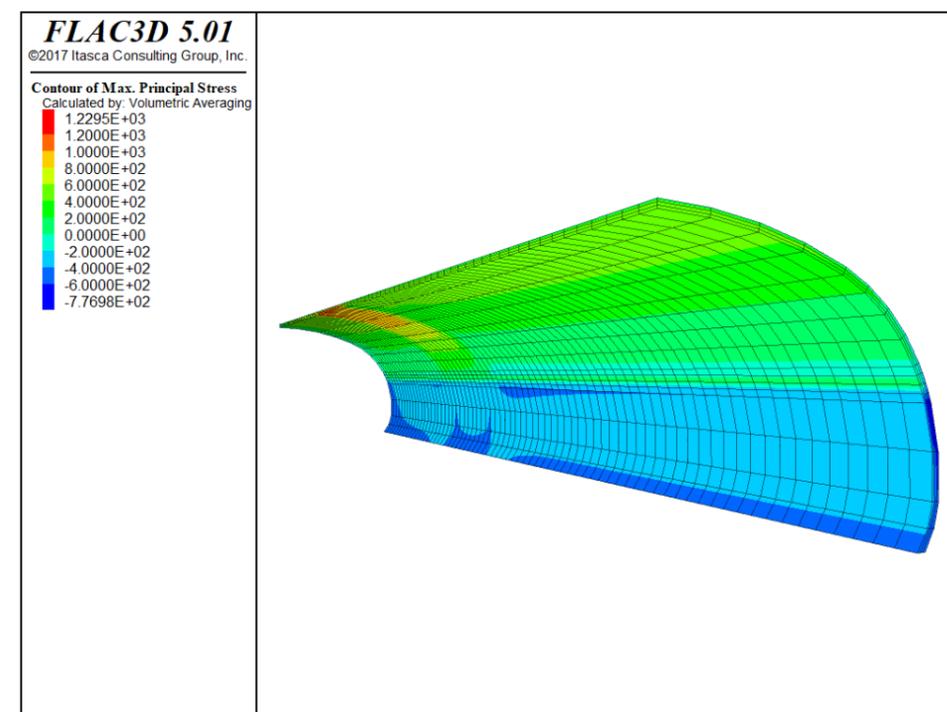


Figura 125. Caso 3a. Sostenimiento de avance. Tracciones máximas en hormigón proyectado

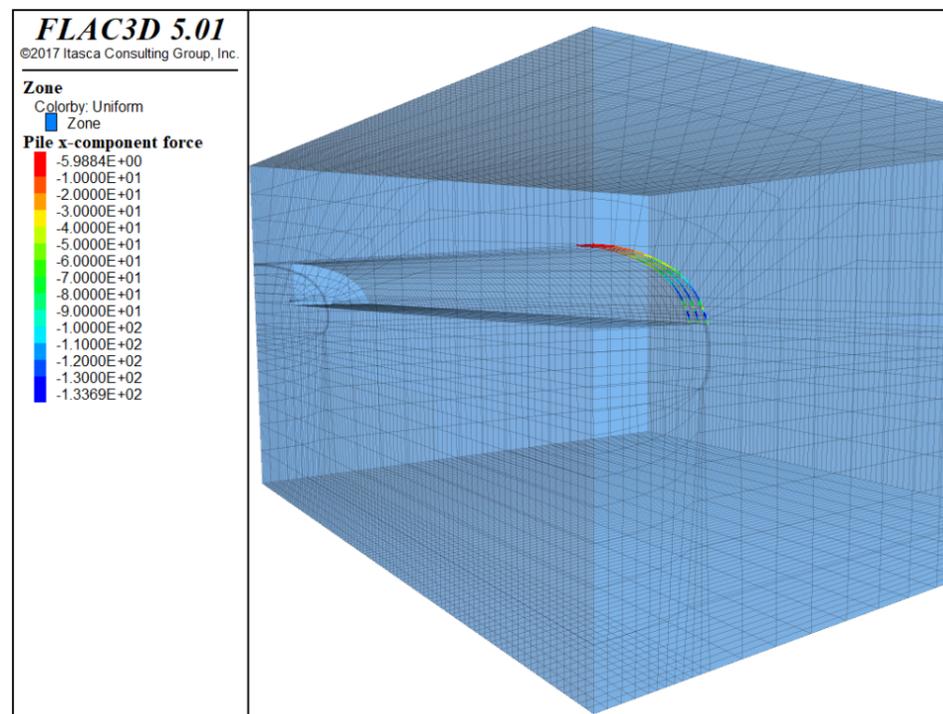


Figura 126. Caso 3a. Sostenimiento de avance. Esfuerzo axial en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

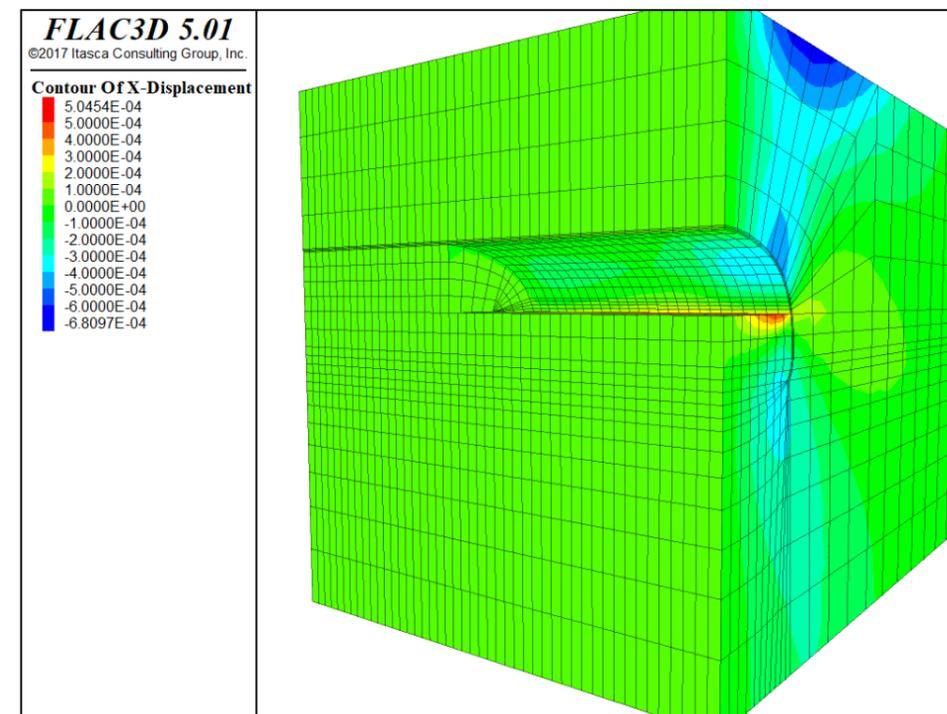


Figura 128. Caso 3b. Sostenimiento de avance. Movimientos horizontales, dirección perpendicular al túnel

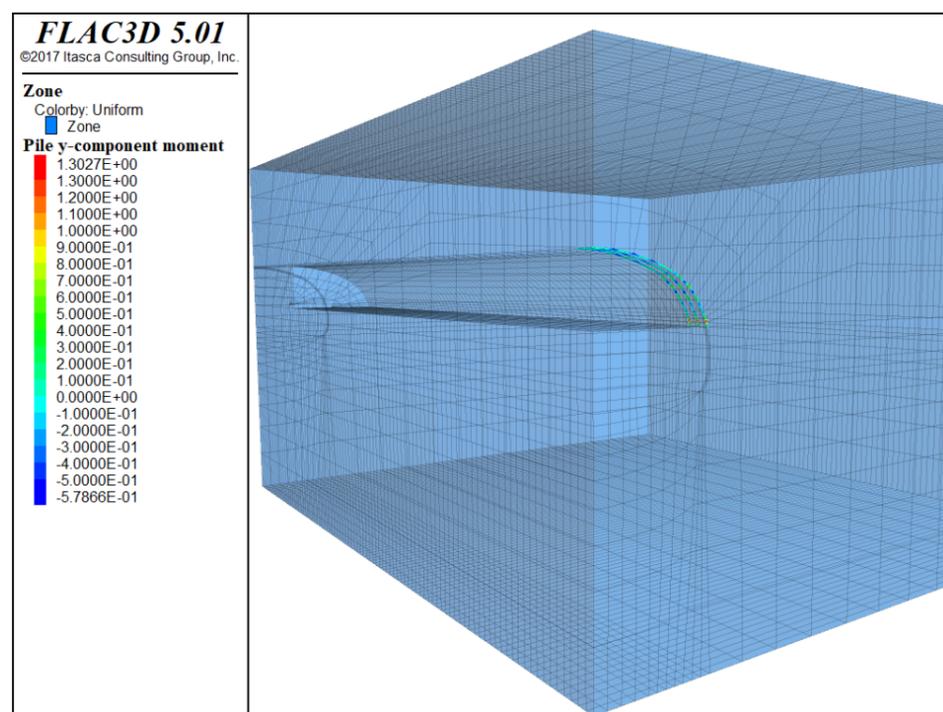


Figura 127. Caso 3a. Sostenimiento de avance. Momento flector en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

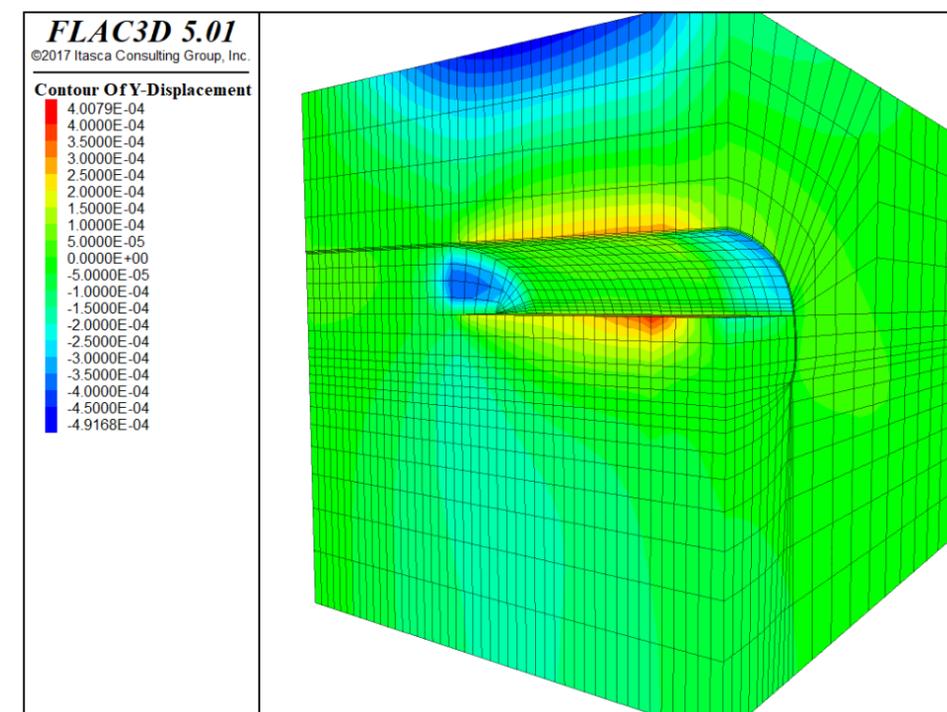


Figura 129. Caso 3b. Sostenimiento de avance. Movimientos horizontales, dirección paralela al túnel (desplazamiento del frente)

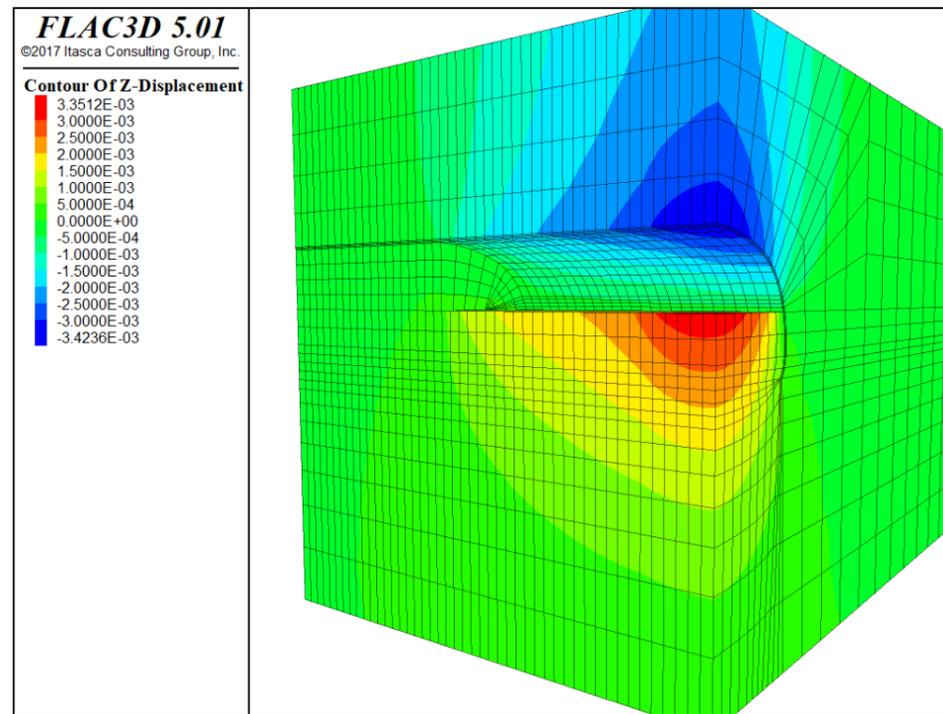


Figura 130. Caso 3b. Sostenimiento de avance. Movimientos verticales

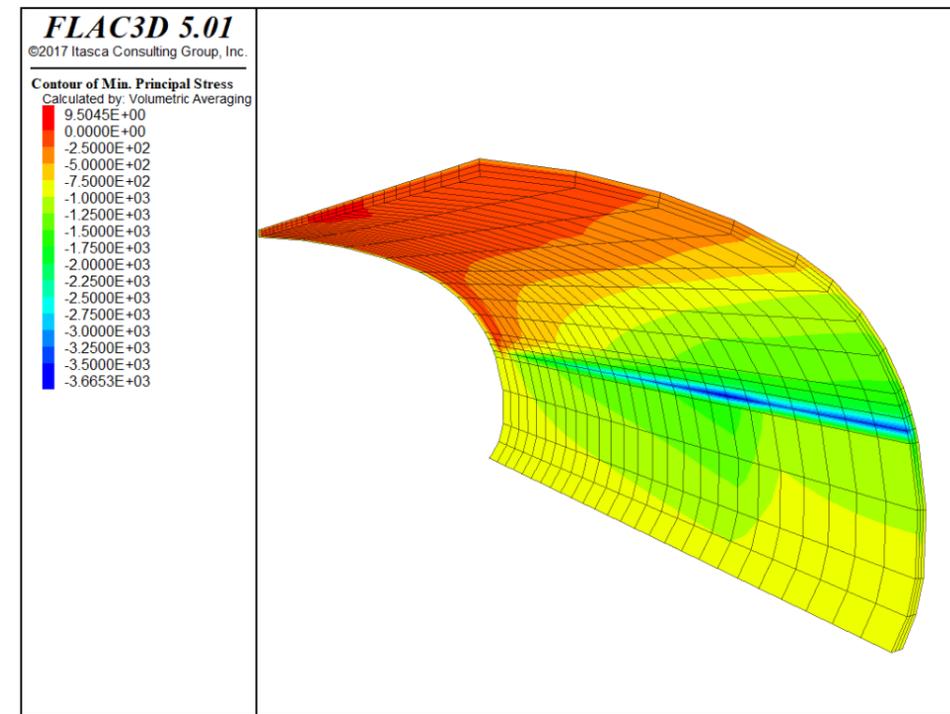


Figura 132. Caso 3b. Sostenimiento de avance. Compresiones máximas en hormigón proyectado

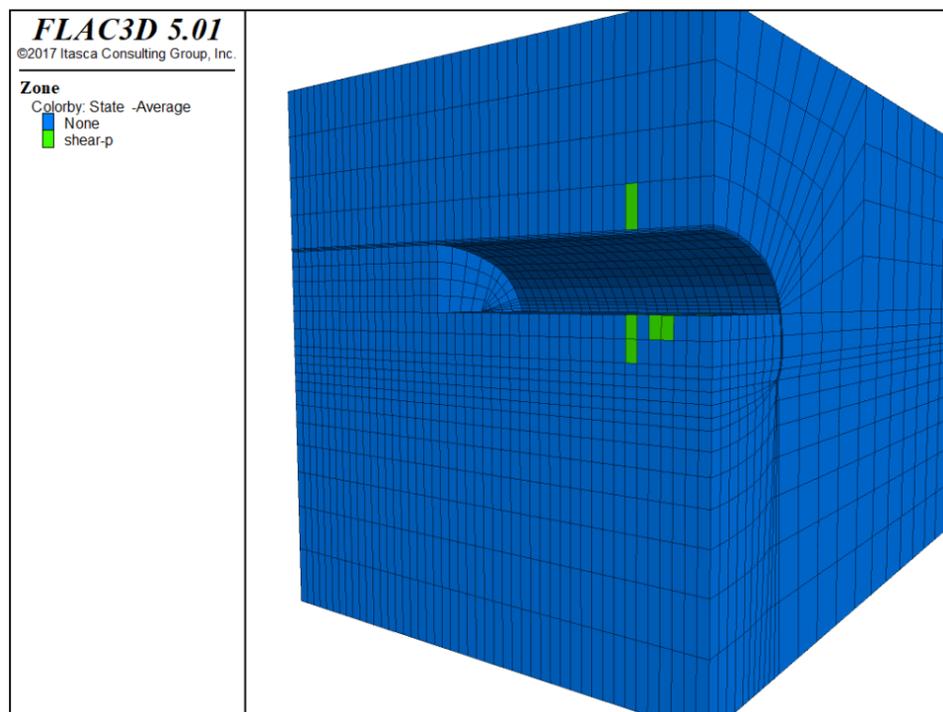


Figura 131. Caso 3b. Sostenimiento de avance. Plastificación en el terreno

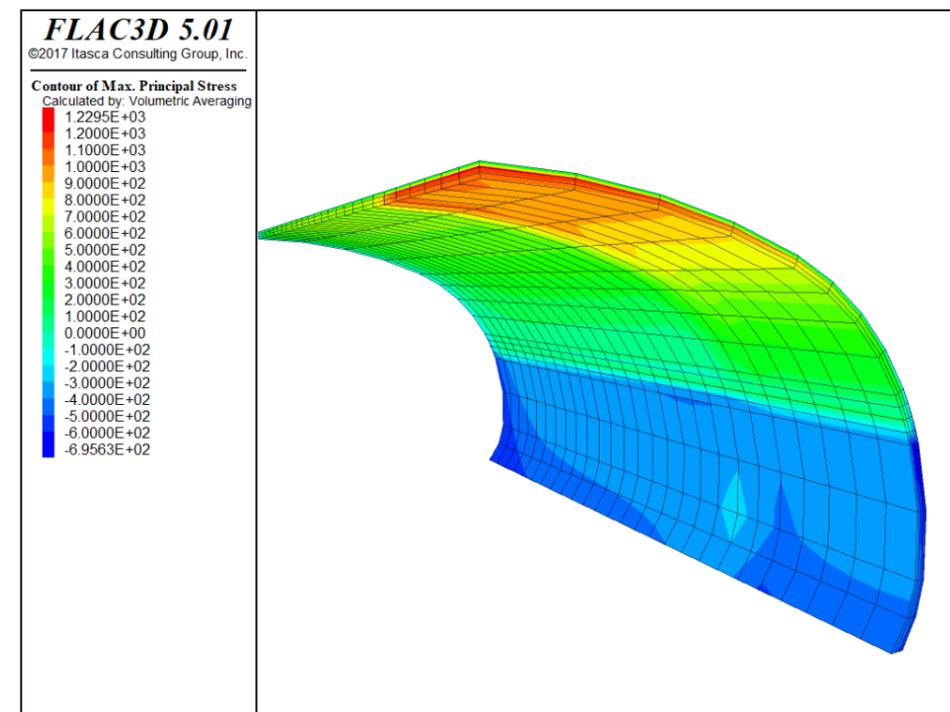


Figura 133. Caso 3b. Sostenimiento de avance. Tracciones máximas en hormigón proyectado

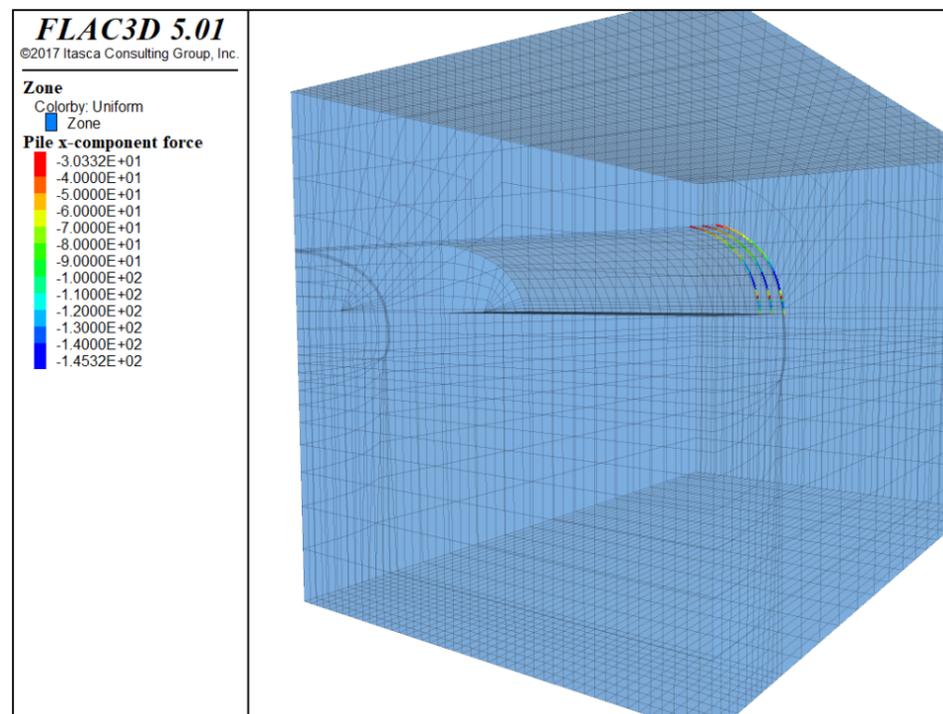


Figura 134. Caso 3b. Sostenimiento de avance. Esfuerzo axil en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

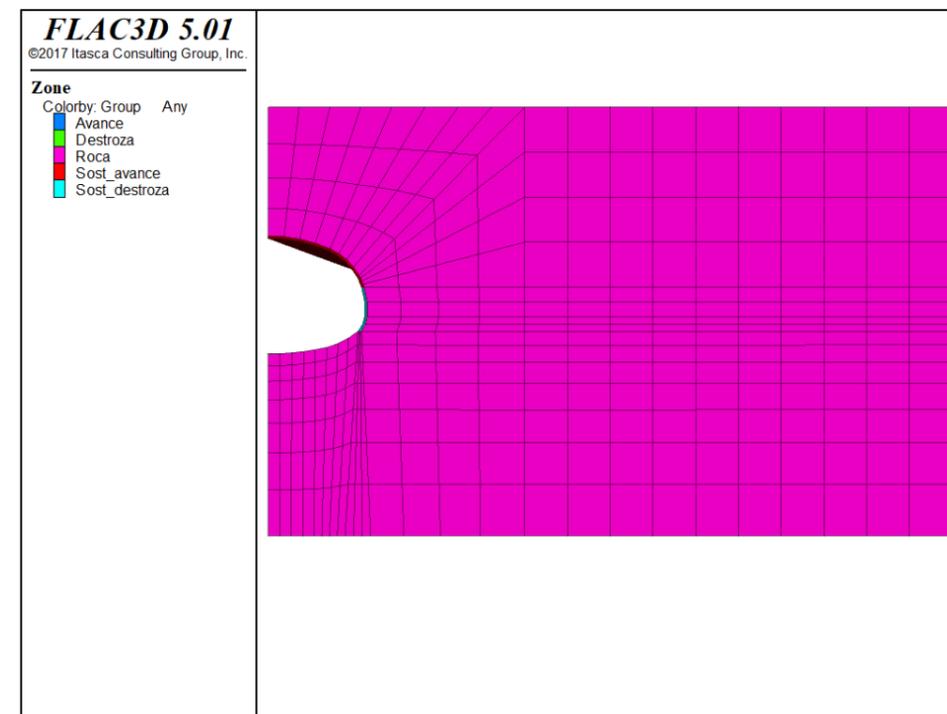


Figura 136. Casos 3a y 3b. Sostenimiento de destroza. Modelo de cálculo

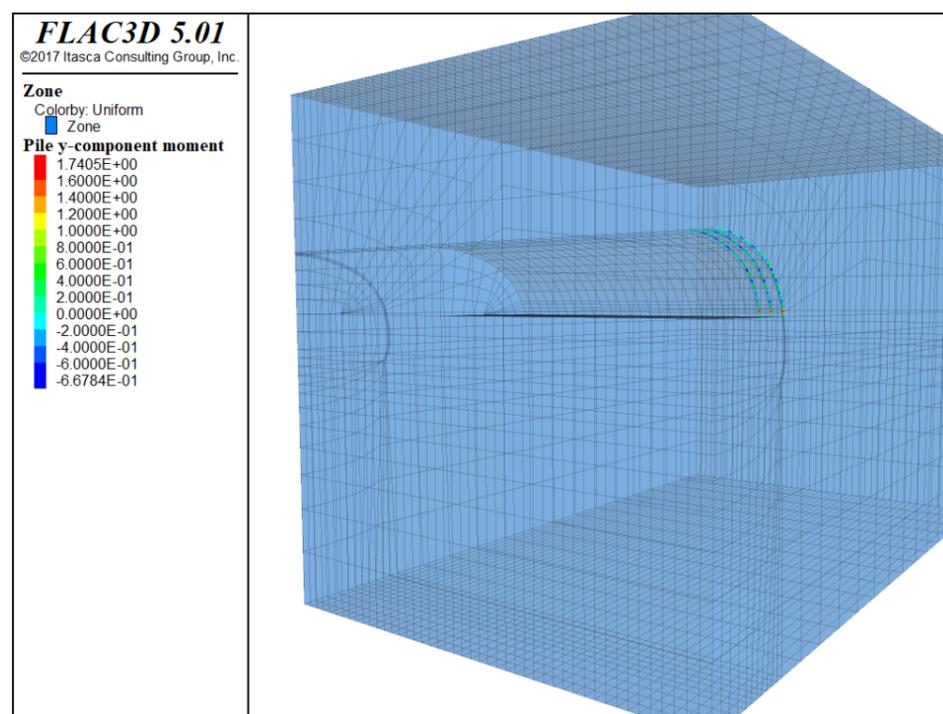


Figura 135. Caso 3b. Sostenimiento de avance. Momento flector en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

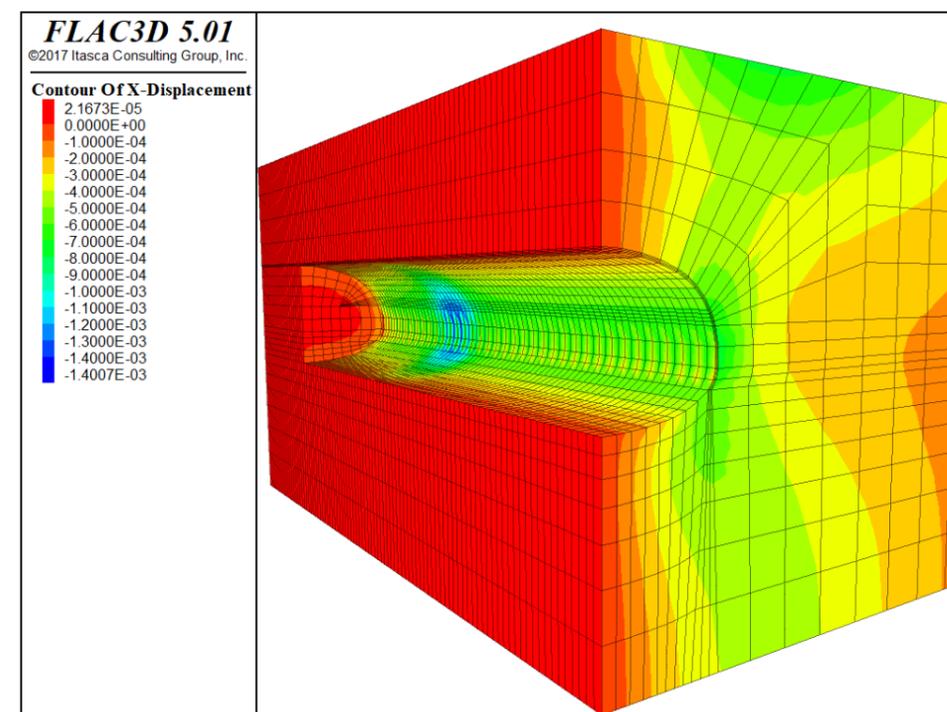


Figura 137. Caso 3a. Sostenimiento de destroza. Movimientos horizontales, dirección perpendicular al túnel

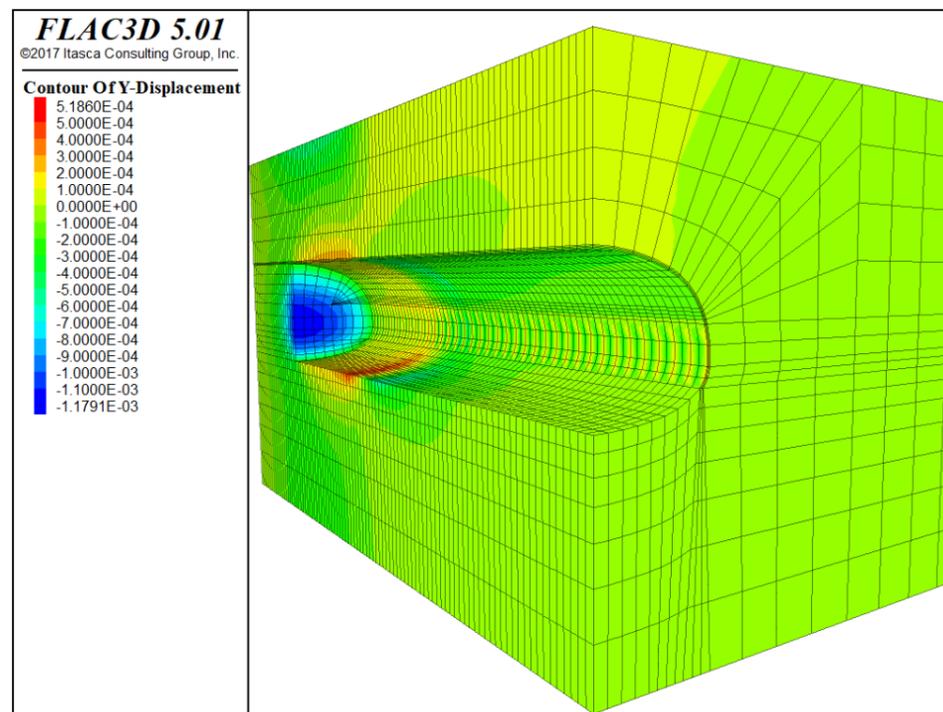


Figura 138. Caso 3a. Sostenimiento de destroza. Movimientos horizontales, dirección paralela al túnel (desplazamiento en el frente)

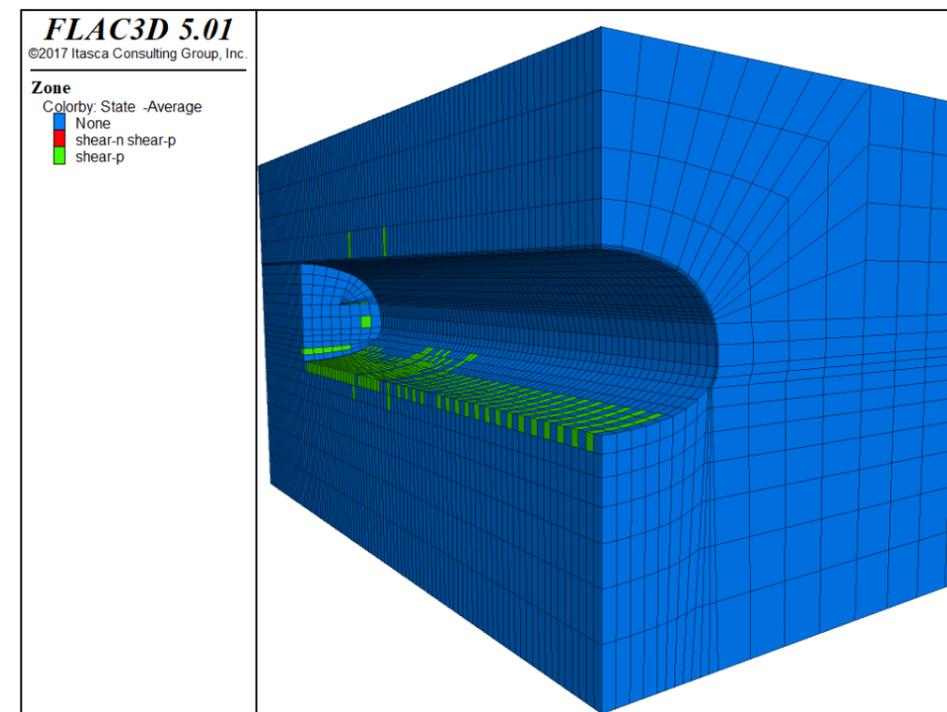


Figura 140. Caso 3a. Sostenimiento de destroza. Plastificación en el terreno

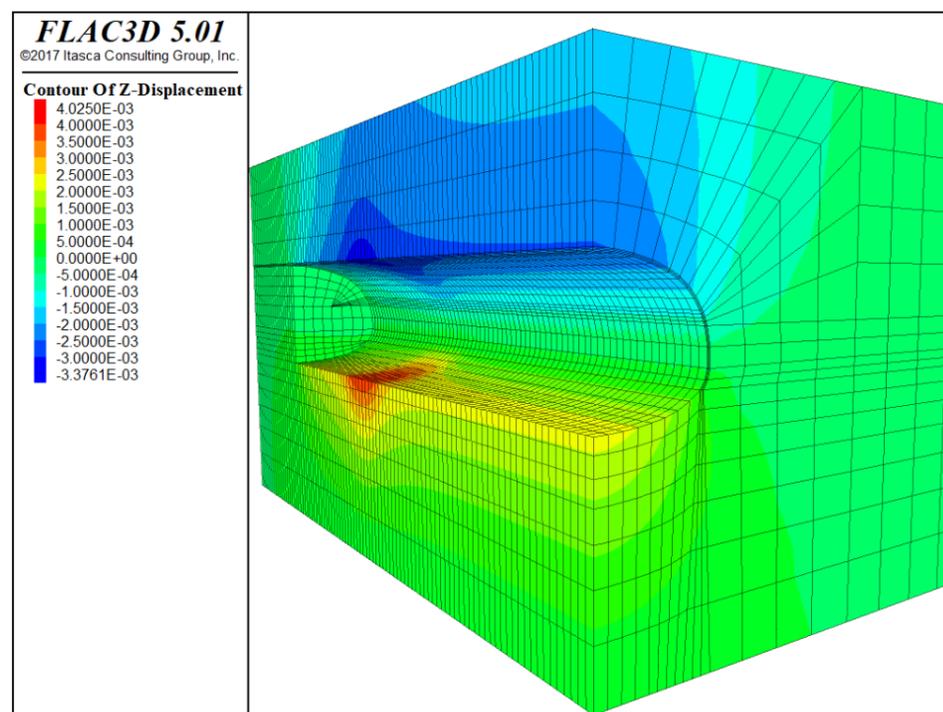


Figura 139. Caso 3a. Sostenimiento de destroza. Movimientos verticales

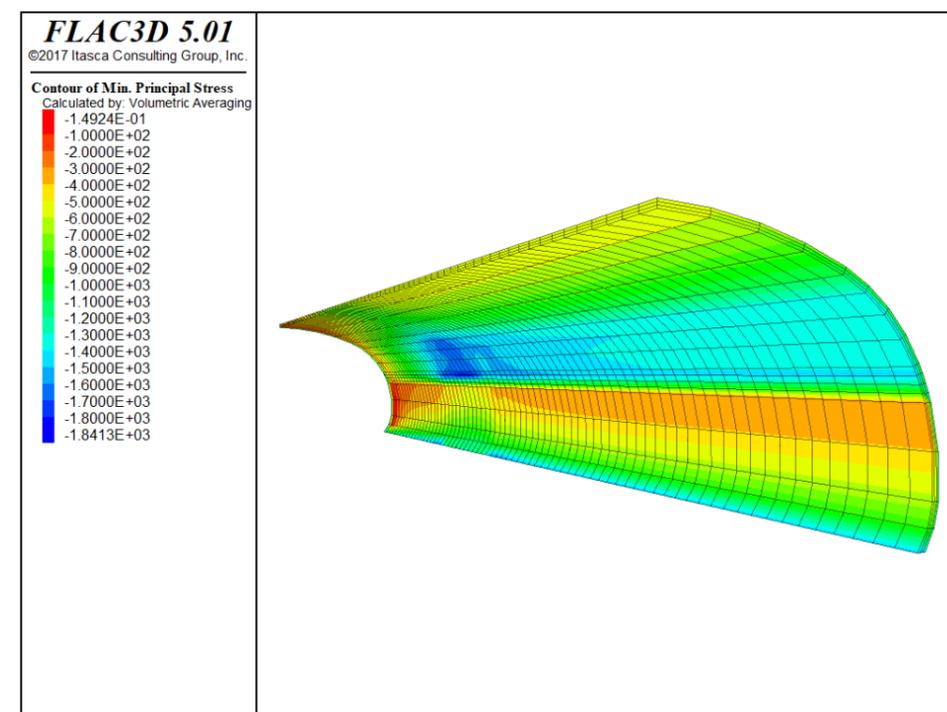


Figura 141. Caso 3a. Sostenimiento de destroza. Compresiones máximas en hormigón proyectado

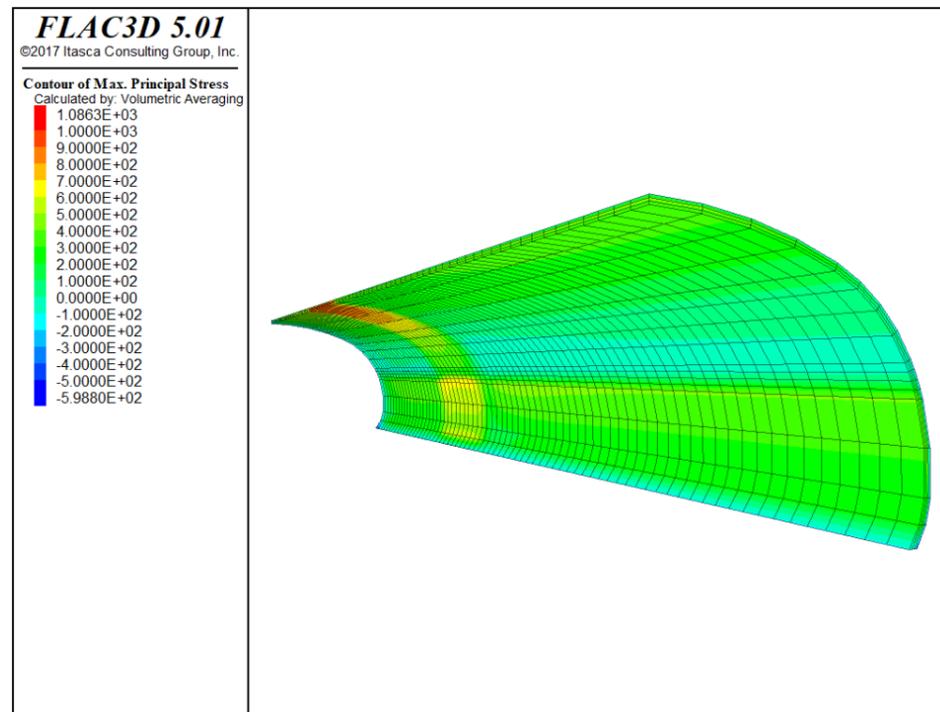


Figura 142. Caso 3a. Sostenimiento de destroza. Tensiones máximas en hormigón proyectado

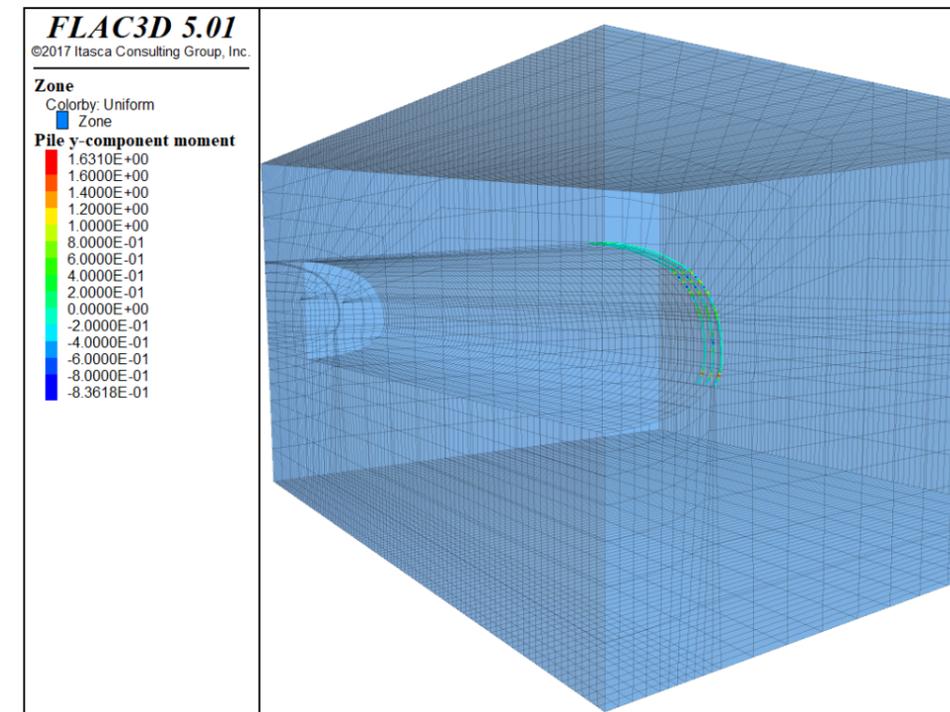


Figura 144. Caso 3a. Sostenimiento de destroza. Momento flector en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

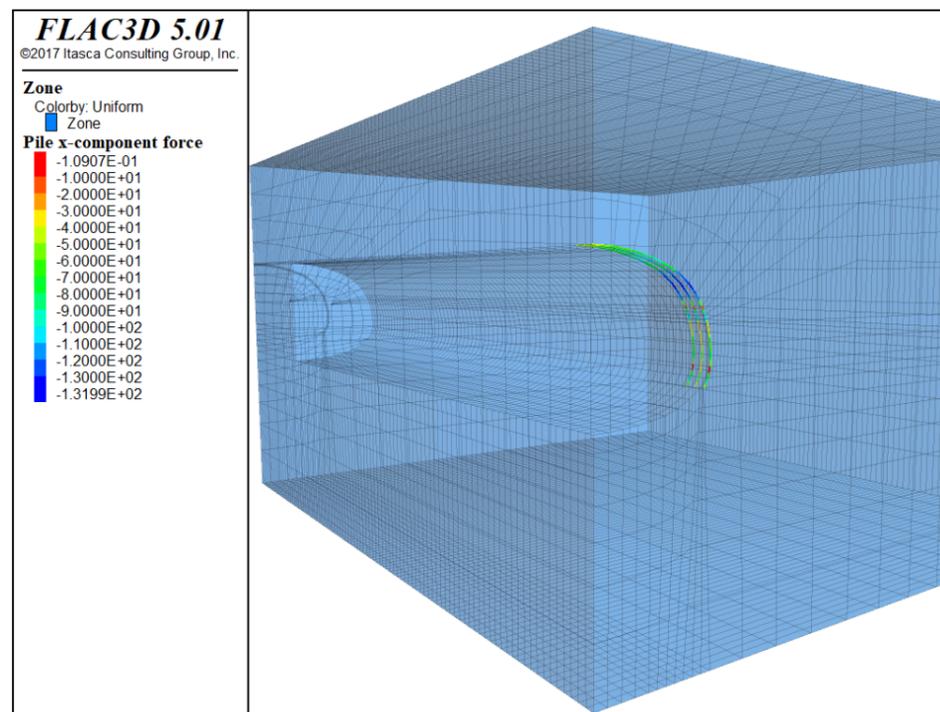


Figura 143. Caso 3a. Sostenimiento de destroza. Esfuerzo axial en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

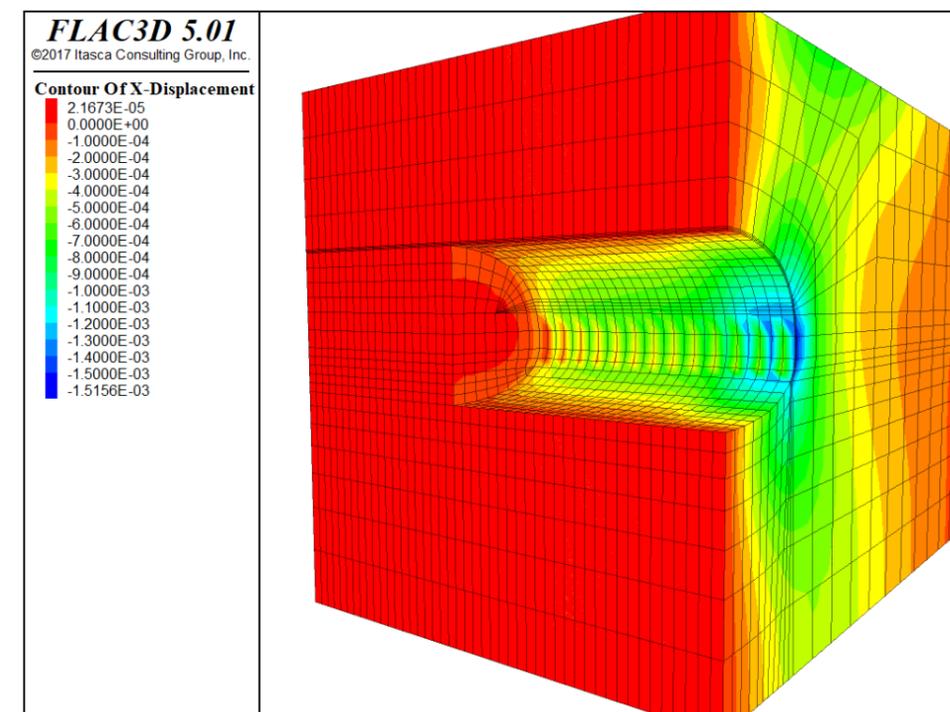


Figura 145. Caso 3b. Sostenimiento de destroza. Movimientos horizontales, dirección perpendicular al túnel

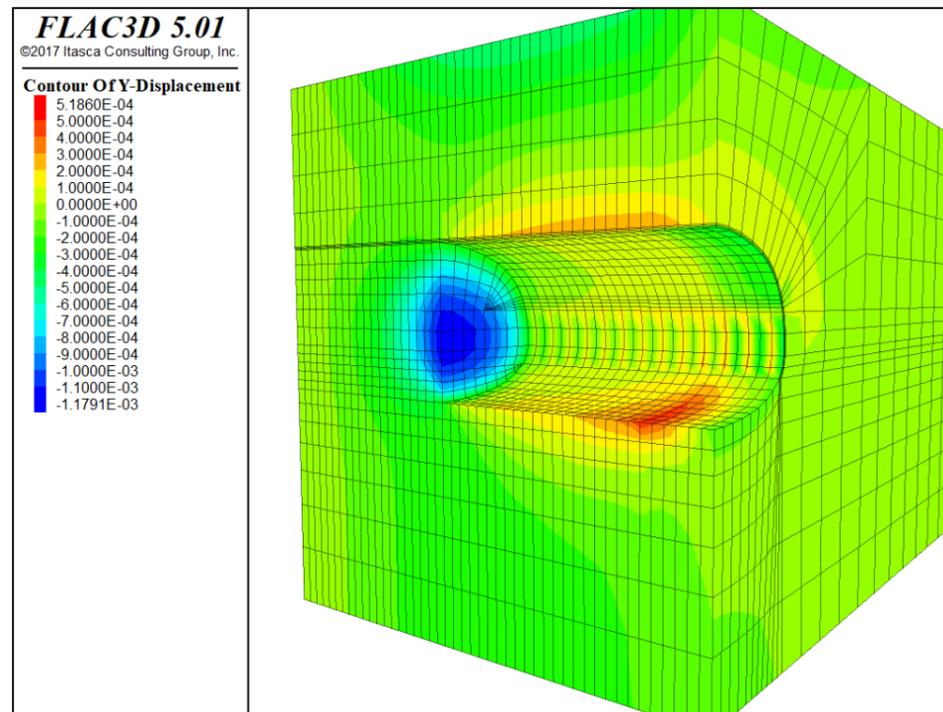


Figura 146. Caso 3b. Sostenimiento de destroza. Movimientos horizontales, dirección paralela al túnel (desplazamiento en el frente)

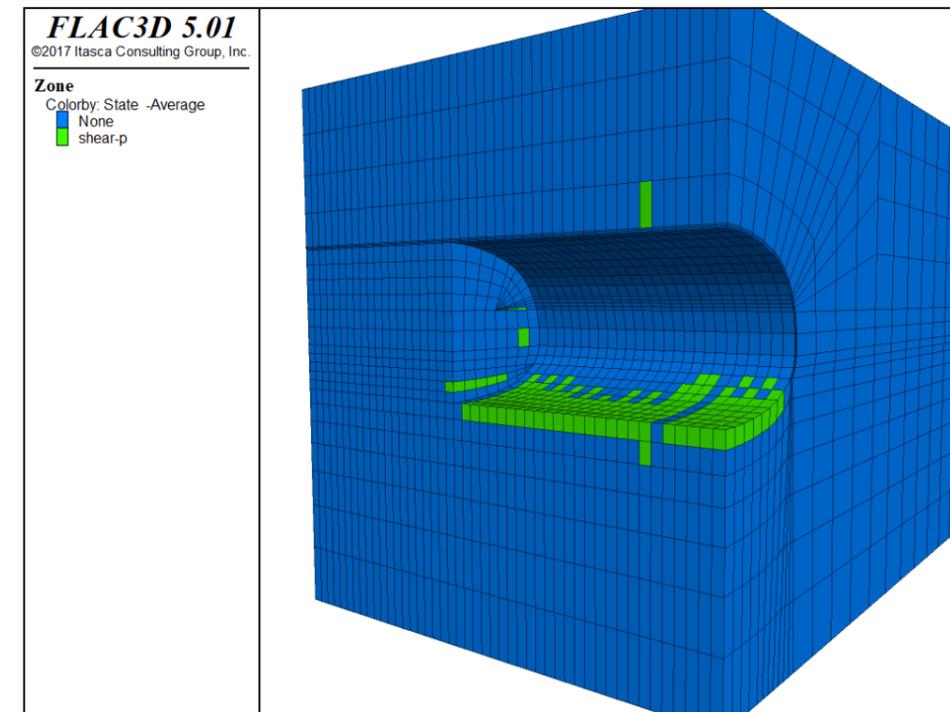


Figura 148. Caso 3b. Sostenimiento de destroza. Plastificación en el terreno

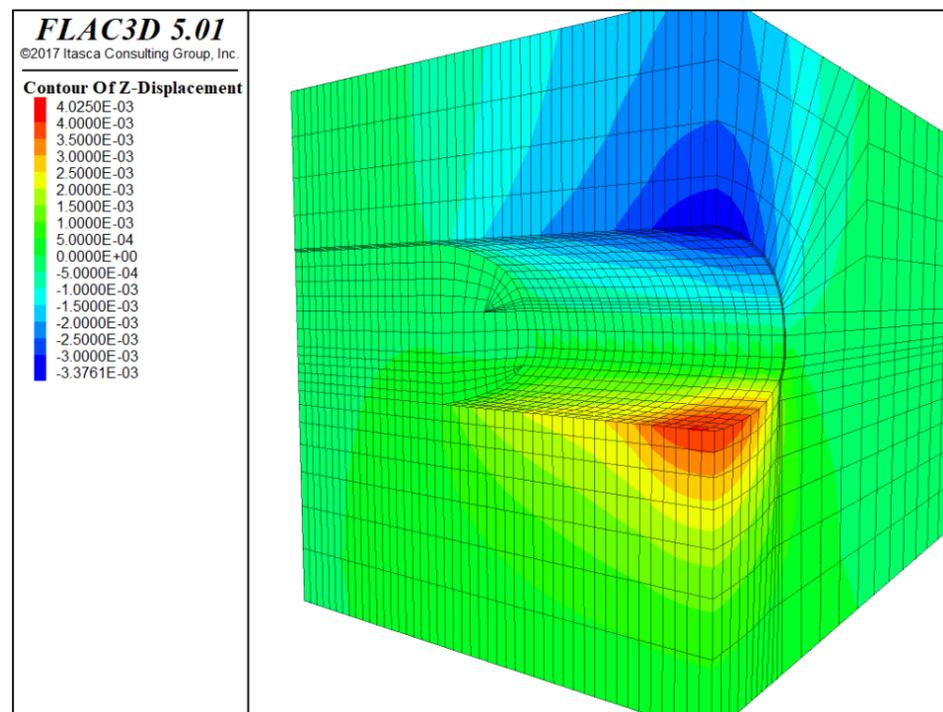


Figura 147. Caso 3b. Sostenimiento de destroza. Movimientos verticales

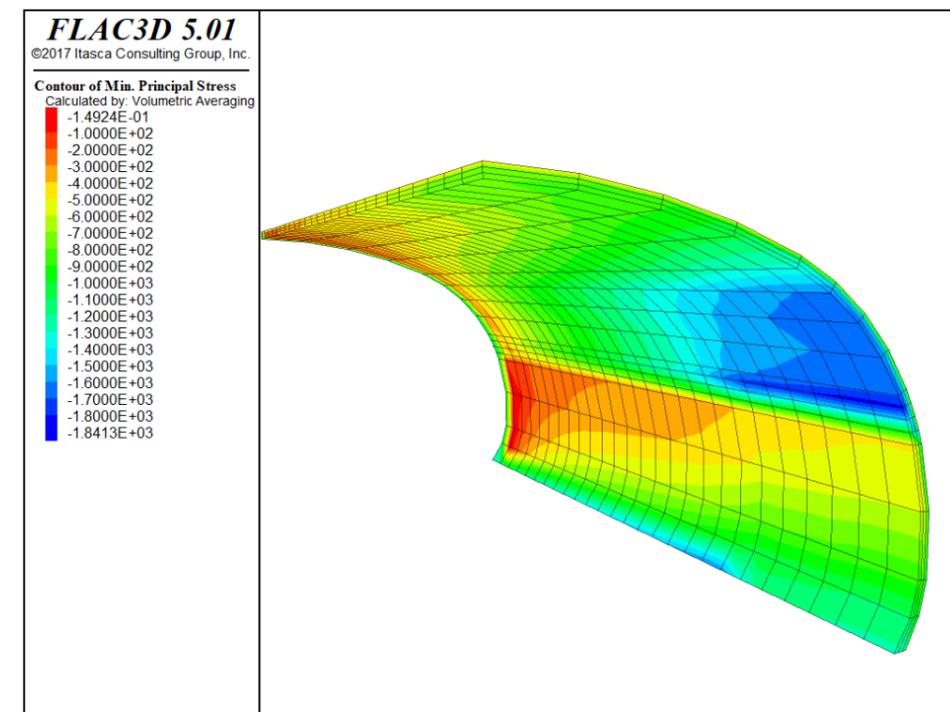


Figura 149. Caso 3b. Sostenimiento de destroza. Compresiones máximas en hormigón proyectado

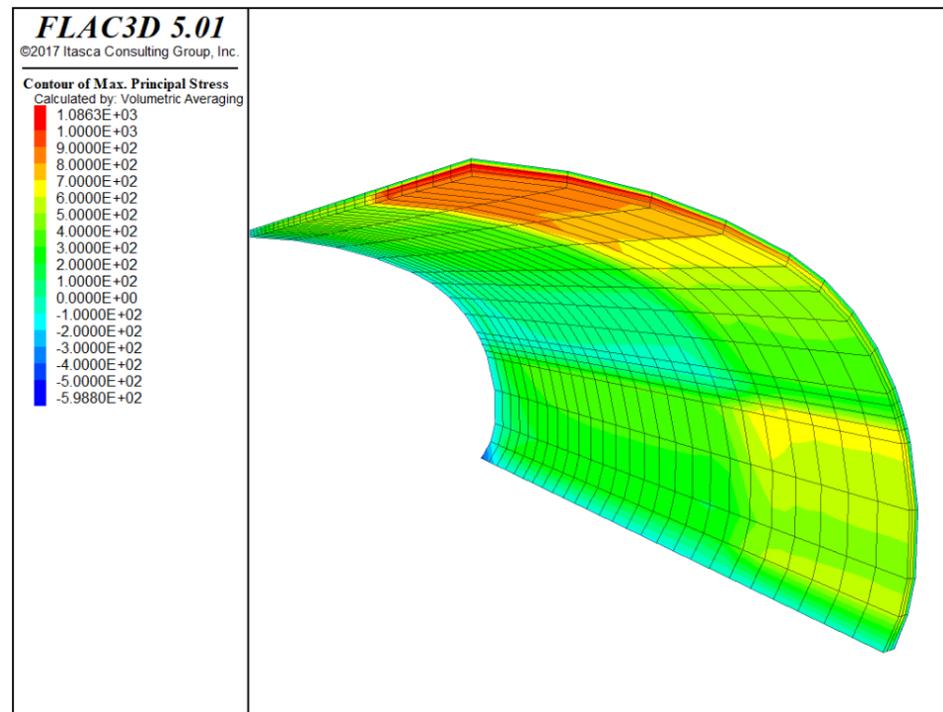


Figura 150. Caso 3b. Sostenimiento de destroza. Tensiones máximas en hormigón proyectado

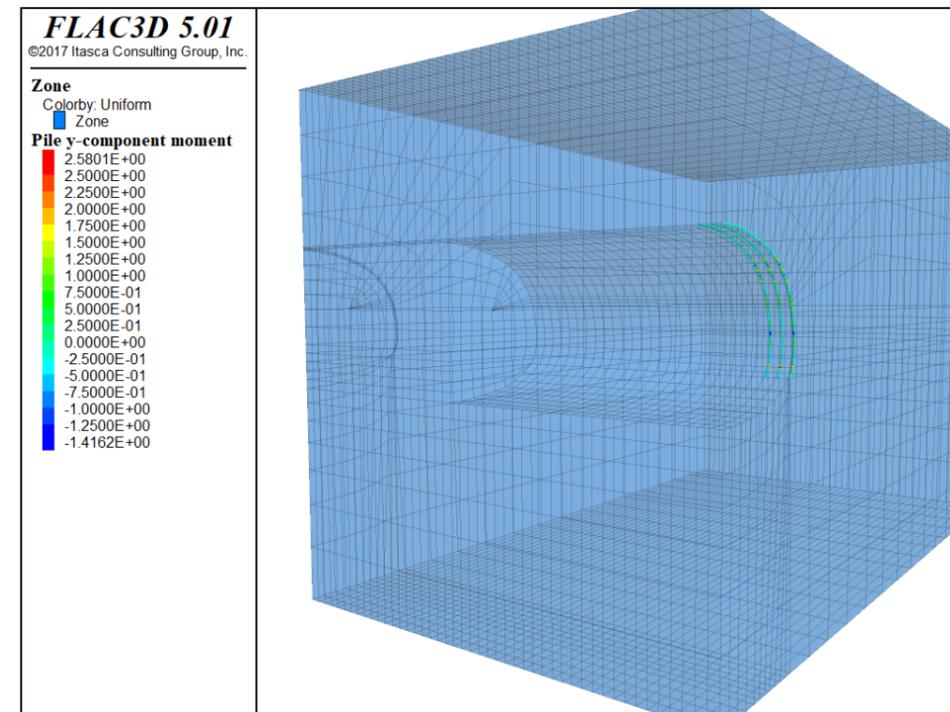


Figura 152. Caso 3b. Sostenimiento de destroza. Momento flector en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

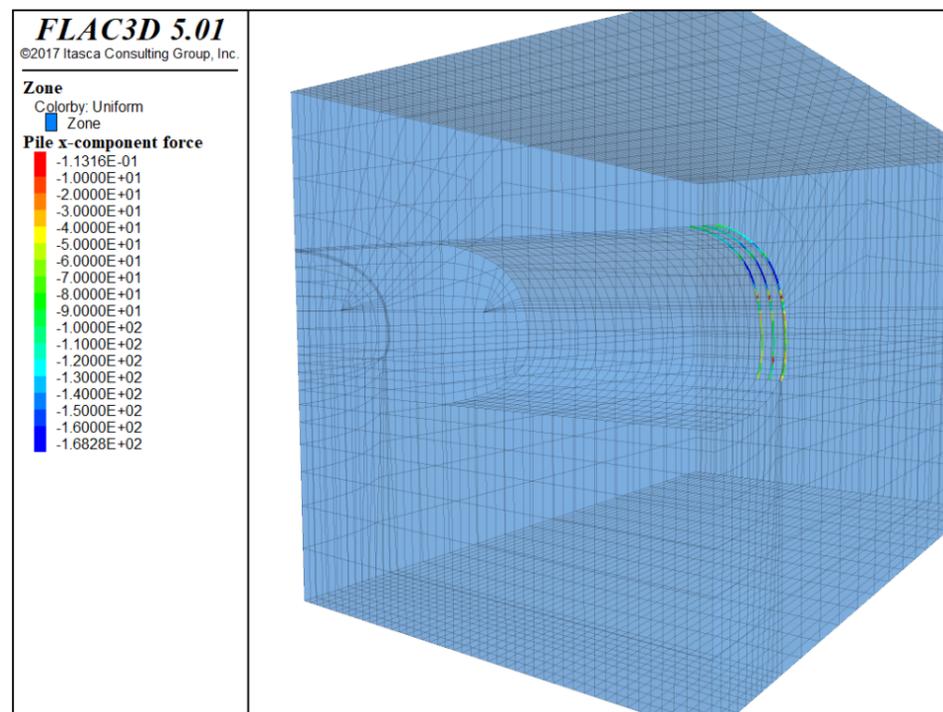


Figura 151. Caso 3b. Sostenimiento de destroza. Esfuerzo axial en cerchas. Por claridad, sólo se representan las cerchas más próximas a la sección de control

**CÁLCULO DE SUBSIDENCIAS EN SUPERFICIE EN TUNELES CONSTRUIDOS POR MEDIOS CONVENCIONALES**  
Caso 1a

DATOS GEOMÉTRICOS*	
Diámetro excavación	D (m)=
Profundidad eje túnel	H (m)=

DATOS DEL TERRENO*	
Densidad	$\gamma_{ap}$ (t/m <sup>3</sup> )=
Mód. deformación	E (MPa)=
Coef. Poisson	$\nu$ =

PARÁMETROS CORRECTORES*	
Parámetro de ajuste	$\eta$ =
Proceso constructivo	$\psi$ =

**FORMULACIONES EMPLEADAS**

$$s_{max} = \psi \cdot \frac{\gamma \cdot D^2}{E} \cdot (0,85 - \nu) \quad (\text{Oteo y Rguez, Ortiz, 1997})$$

$$i = D \cdot \eta \cdot \left( 0,52 \cdot \frac{H}{D} - 0,21 \right) \quad (\text{Sagasetta y Oteo, 1974})$$

$$s(x) = s_{max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \quad (\text{asientos según curva gaussiana})$$

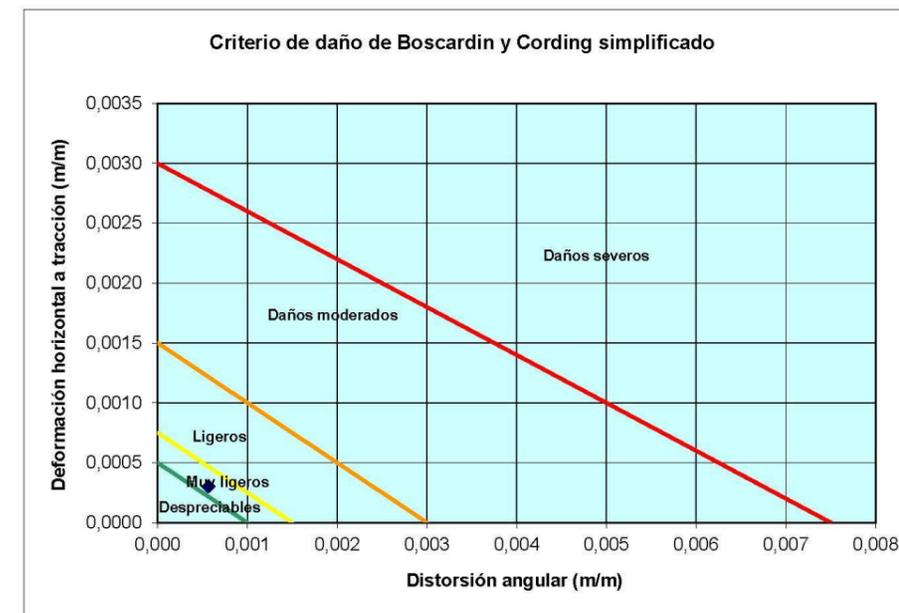
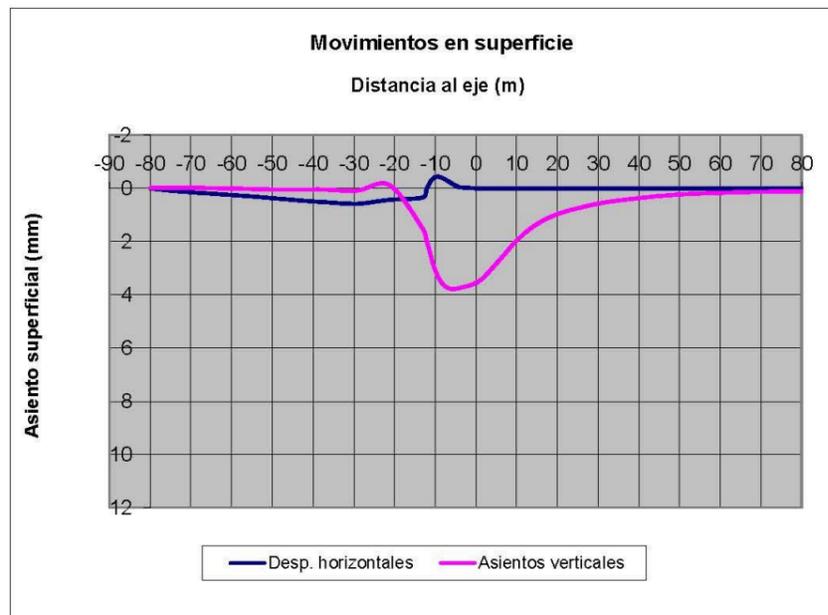
$$V_s = \sqrt{2 \cdot \pi} \cdot s_{max} \cdot i \quad (\text{integral de asientos})$$

$$s_s(x) = \frac{x}{H} \cdot s(x) \quad (\text{movimientos hacia el túnel})$$

RESULTADOS*	
Asiento máximo	$s_{máx}$ (mm)= -
Punto inflexión	i (m)= -
Pérdida volumen	$V_s$ (m <sup>3</sup> /m)= -
	Relativa -
<hr/>	
Distorsión máxima	1/ 1769
Def. horizontal máxima	$\epsilon$ = 0,03%
Daño previsto**	MUY LIGERO

\* Las casillas en amarillo se rellenan sólo en el caso de túneles construidos con TBM de frente cerrado.

\*\* Según Boscardin y Cording.



**CÁLCULO DE SUBSIDENCIAS EN SUPERFICIE EN TUNELES CONSTRUIDOS POR MEDIOS CONVENCIONALES**  
Caso 1a

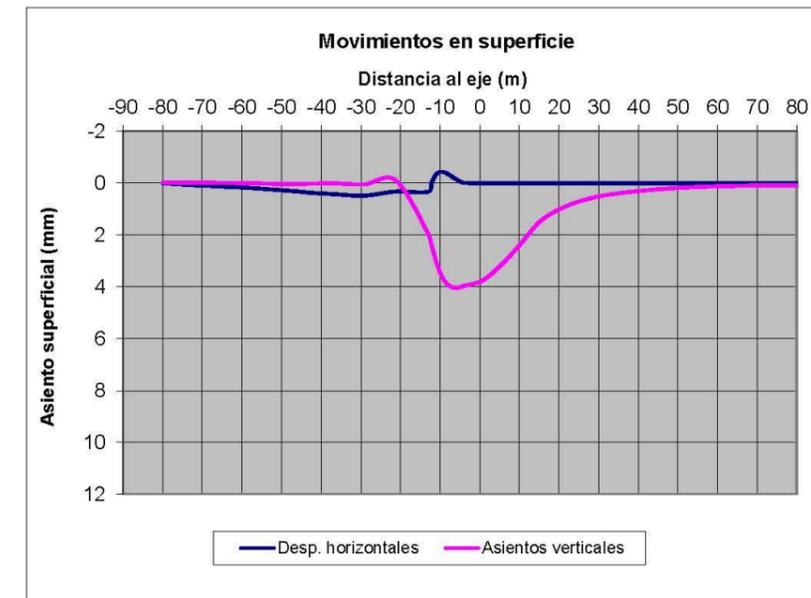
DESPLAZAMIENTOS EN SUPERFICIE					
x (m)	Despl. x (mm)	Asientos z (mm)	Distorsión	Dist <sup>-1</sup>	Def. horiz.
-4,110	-0,04	3,75			
-5,243	-0,12	3,78	0,00003	36604	0,00007
-6,375	-0,22	3,77	0,00001	102438	0,00009
-7,508	-0,33	3,68	0,00007	13606	0,00010
-8,640	-0,42	3,49	0,00017	5997	0,00008
-9,773	-0,44	3,15	0,00030	3337	0,00002
-10,905	-0,31	2,63	0,00046	2176	0,00011
-12,038	0,00	1,99	0,00057	1769	0,00028
-13,170	0,34	1,50	0,00044	2288	0,00030
-21,173	0,43	-0,12	0,00020	4957	0,00001
-29,177	0,58	0,09	0,00003	39741	0,00002
-37,180	0,52	0,05	0,00001	195672	0,00001
-41,453	0,48	0,05	0,00000	1579961	0,00001
-45,727	0,42	0,05	0,00000	14211522	0,00001
-50,000	0,37	0,04	0,00000	893049	0,00001
-56,000	0,29	0,02	0,00000	286417	0,00001
-62,000	0,23	0,00	0,00000	282835	0,00001
-68,000	0,17	-0,01	0,00000	399318	0,00001
-74,000	0,10	-0,02	0,00000	1214900	0,00001
-80,000	0,00	-0,01	0,00000	1170008	0,00002
-4,110	-0,04	3,75			
0,672	0,00	3,49	0,00005	19002	0,00001
5,455	0,00	2,75	0,00016	6434	0,00000
10,238	0,00	1,92	0,00017	5771	0,00000
15,020	0,00	1,34	0,00012	8228	0,00000
19,803	0,00	0,98	0,00008	13280	0,00000
24,585	0,00	0,76	0,00005	21761	0,00000
29,368	0,00	0,60	0,00003	28924	0,00000
34,150	0,00	0,47	0,00003	38954	0,00000
39,433	0,00	0,37	0,00002	53363	0,00000
44,717	0,00	0,30	0,00001	66704	0,00000
50,000	0,00	0,23	0,00001	83464	0,00000
56,000	0,00	0,19	0,00001	138728	0,00000
62,000	0,00	0,16	0,00001	185533	0,00000
68,000	0,00	0,14	0,00000	289859	0,00000
74,000	0,00	0,12	0,00000	546240	0,00000
80,000	0,00	0,12	0,00000	1457326	0,00000

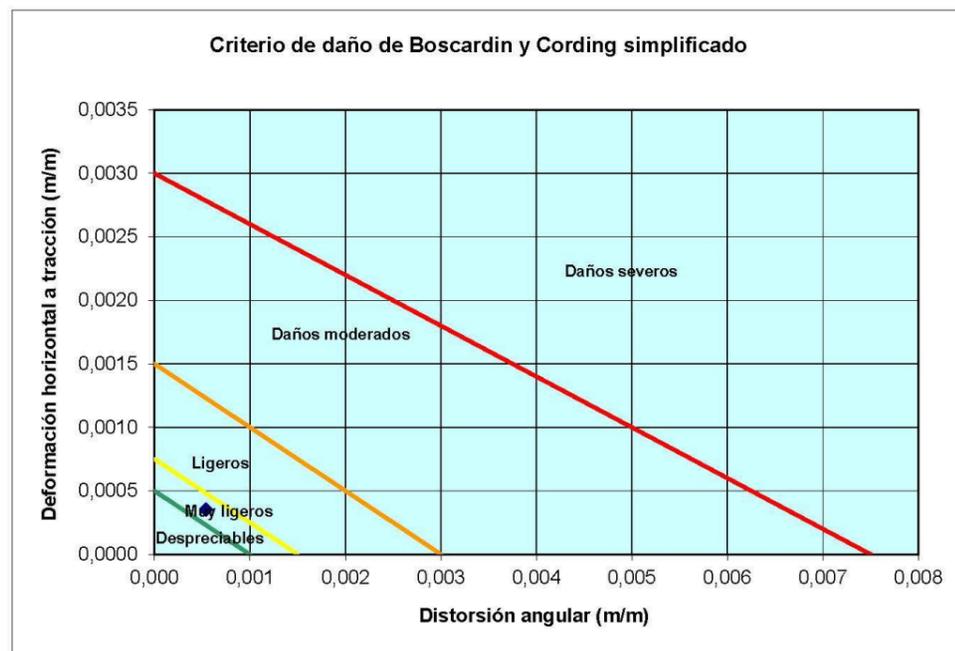
**CÁLCULO DE SUBSIDENCIAS EN SUPERFICIE EN TUNELES CONSTRUIDOS POR MEDIOS CONVENCIONALES**  
Caso 1b

DATOS GEOMÉTRICOS*		DATOS DEL TERRENO*	
Diámetro excavación	D (m)=	Densidad	$\gamma_{sp}$ (t/m <sup>3</sup> )=
Profundidad eje túnel	H (m)=	Mód. deformación	E (MPa)=
		Coef. Poisson	$\nu$ =
PARÁMETROS CORRECTORES*		FORMULACIONES EMPLEADAS	
Parámetro de ajuste	$\eta$ =	$s_{max} = \psi \cdot \frac{\gamma \cdot D^2}{E} \cdot (0,85 - \nu)$ (Oteo y Rguez. Ortiz, 1997) $i = D \cdot \eta \cdot \left( 0,52 \cdot \frac{H}{D} - 0,21 \right)$ (Sagaseta y Oteo, 1974) $s(x) = s_{max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}}$ (asientos según curva gaussiana) $V_s = \sqrt{2 \cdot \pi} \cdot s_{max} \cdot i$ (integral de asientos) $s_y(x) = \frac{x}{H} \cdot s(x)$ (movimientos hacia el túnel)	
Proceso constructivo	$\psi$ =		
RESULTADOS*			
Asiento máximo	$s_{max}$ (mm)=		
Punto inflexión	i (m)=		
Pérdida volumen	$V_s$ (m <sup>3</sup> /m)=		
	Relativa		
Distorsión máxima	$\epsilon = 1/1856$		
Def. horizontal máxima	$\epsilon = 0,04\%$		
Daño previsto**	MUY LIGERO		

\* Las casillas en amarillo se rellenan sólo en el caso de túneles construidos con TBM de frente cerrado.

\*\* Según Boscardin y Cording.





**CÁLCULO DE SUBSIDENCIAS EN SUPERFICIE EN TUNELES CONSTRUIDOS POR MEDIOS CONVENCIONALES**  
Caso 1b

DESPLAZAMIENTOS EN SUPERFICIE					
x (m)	Despl. x (mm)	Asientos z (mm)	Distorsión	Dist <sup>-1</sup>	Def. horiz.
-4,110	0,00	3,97			
-5,243	-0,08	4,02	0,00005	20305	0,00007
-6,375	-0,19	4,04	0,00001	94920	0,00009
-7,508	-0,30	3,98	0,00005	19328	0,00010
-8,640	-0,40	3,82	0,00014	7111	0,00008
-9,773	-0,43	3,52	0,00026	3865	0,00003
-10,905	-0,34	3,07	0,00040	2481	0,00008
-12,038	-0,06	2,46	0,00054	1856	0,00025
-13,170	0,34	1,90	0,00049	2047	0,00035
-21,173	0,33	-0,10	0,00025	3986	0,00000
-29,177	0,49	0,05	0,00002	52106	0,00002
-37,180	0,42	0,01	0,00001	177105	0,00001
-41,453	0,38	0,02	0,00000	285616	0,00001
-45,727	0,33	0,03	0,00000	535731	0,00001
-50,000	0,27	0,03	0,00000	2369334	0,00001
-56,000	0,21	0,01	0,00000	375472	0,00001
-62,000	0,16	0,00	0,00000	330253	0,00001
-68,000	0,11	-0,02	0,00000	434649	0,00001
-74,000	0,07	-0,02	0,00000	1097077	0,00001
-80,000	0,00	-0,02	0,00000	1654943	0,00001
-4,110	0,00	3,97			
0,672	0,00	3,76	0,00004	22812	0,00000
5,455	0,00	3,16	0,00013	7957	0,00000
10,238	0,00	2,36	0,00017	5967	0,00000
15,020	0,00	1,50	0,00018	5621	0,00000
19,803	0,00	1,03	0,00010	10048	0,00000
24,585	0,00	0,73	0,00006	16087	0,00000
29,368	0,00	0,54	0,00004	24849	0,00000
34,150	0,00	0,41	0,00003	36908	0,00000
39,433	0,00	0,32	0,00002	56228	0,00000
44,717	0,00	0,24	0,00001	71869	0,00000
50,000	0,00	0,18	0,00001	91947	0,00000
56,000	0,00	0,15	0,00001	158126	0,00000
62,000	0,00	0,12	0,00000	215195	0,00000
68,000	0,00	0,10	0,00000	346606	0,00000
74,000	0,00	0,09	0,00000	698084	0,00000
80,000	0,00	0,09	0,00000	2002057	0,00000

**CÁLCULO DE SUBSIDENCIAS EN SUPERFICIE EN TUNELES CONSTRUIDOS POR MEDIOS CONVENCIONALES**  
Caso 2a

DATOS GEOMÉTRICOS*	
Diámetro excavación	D (m)=
Profundidad eje túnel	H (m)=

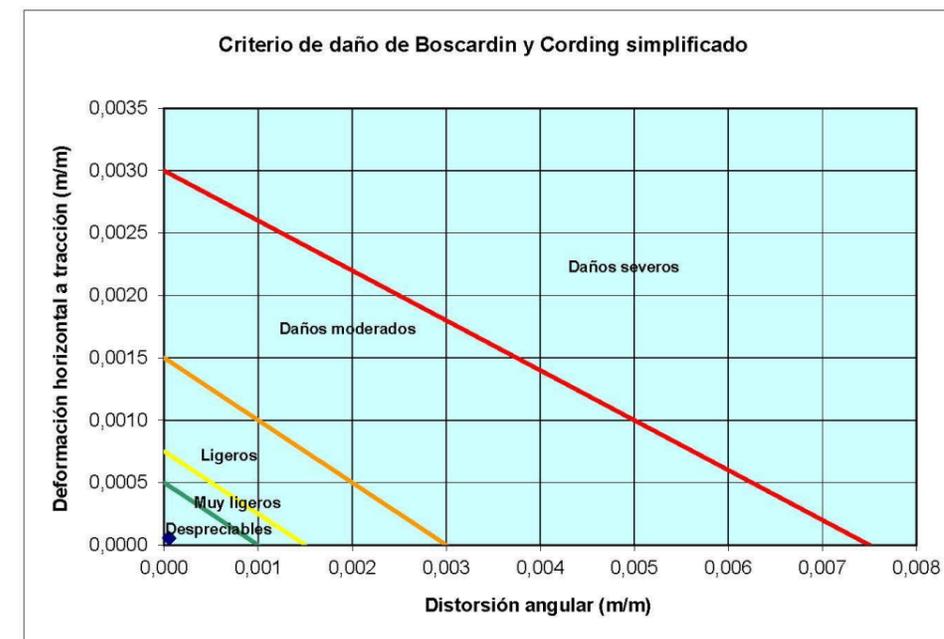
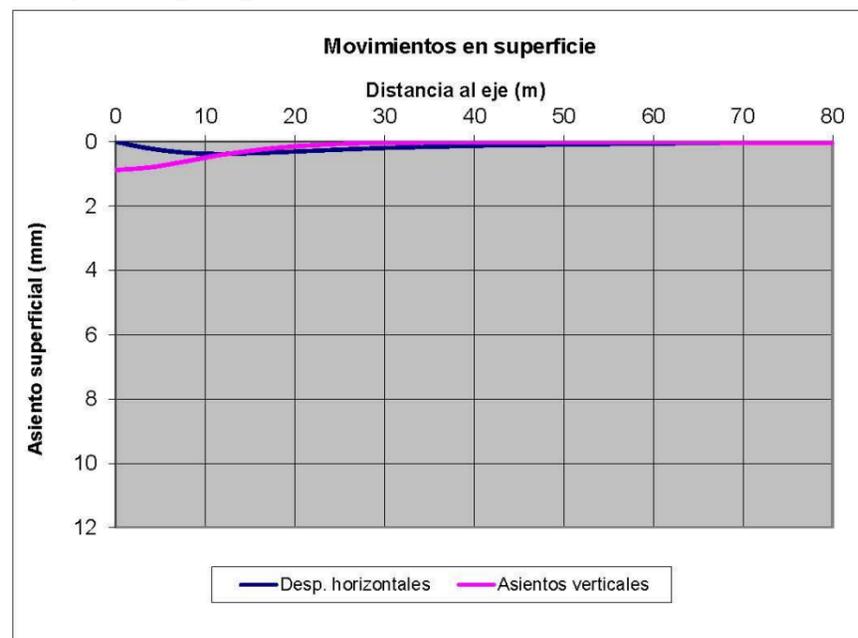
DATOS DEL TERRENO*	
Densidad	$\gamma_{sp}$ (t/m <sup>3</sup> )=
Mód. deformación	E (MPa)=
Coef. Poisson	$\nu$ =

PARÁMETROS CORRECTORES*	
Parámetro de ajuste	$\eta$ =
Proceso constructivo	$\psi$ =

FORMULACIONES EMPLEADAS	
$s_{m\acute{a}x} = \psi \cdot \frac{\gamma \cdot D^2}{E} \cdot (0,85 - \nu)$ (Oteo y Rguez. Ortiz, 1997)	
$i = D \cdot \eta \cdot \left( 0,52 \cdot \frac{H}{D} - 0,21 \right)$ (Sagaseta y Oteo, 1974)	
$s(x) = s_{m\acute{a}x} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}}$ (asientos según curva gaussiana)	
$V_z = \sqrt{2 \cdot \pi} \cdot s_{m\acute{a}x} \cdot i$ (integral de asientos)	
$s_y(x) = \frac{x}{H} \cdot s(x)$ (movimientos hacia el túnel)	

RESULTADOS*	
Asiento máximo	$s_{m\acute{a}x}$ (mm)= -
Punto inflexión	i (m)= -
Pérdida volumen	$V_z$ (m <sup>3</sup> /m)= -
	Relativa -
Distorsión máxima	1/ 19695
Def. horizontal máxima	$\varepsilon = 0,01\%$
Daño previsto**	DESPRECIABLE

\* Las casillas en amarillo se rellenan sólo en el caso de túneles construidos con TBM de frente cerrado.  
\*\* Según Boscardin y Cording.



**CÁLCULO DE SUBSIDENCIAS EN SUPERFICIE EN TUNELES CONSTRUIDOS POR MEDIOS CONVENCIONALES**  
Caso 2a

DESPLAZAMIENTOS EN SUPERFICIE					
x (m)	Despl. x (mm)	Asientos z (mm)	Distorsión	Dist <sup>-1</sup>	Def. horiz.
0,000	0,00	0,88			
3,750	0,21	0,80	0,00002	49605	0,00005
7,500	0,33	0,62	0,00005	21265	0,00003
11,250	0,37	0,43	0,00005	19695	0,00001
15,000	0,36	0,28	0,00004	24137	0,00000
18,750	0,32	0,17	0,00003	34188	0,00001
22,500	0,27	0,10	0,00002	53180	0,00001
26,250	0,23	0,06	0,00001	87379	0,00001
30,000	0,19	0,03	0,00001	146620	0,00001
35,000	0,16	0,02	0,00000	583042	0,00001
40,000	0,13	0,02	0,00000	1353864	0,00001
45,000	0,10	0,02	0,00000	24972693	0,00000
50,000	0,09	0,02	0,00000	4722963	0,00000
55,000	0,07	0,02	0,00000	3847462	0,00000
60,000	0,05	0,02	0,00000	3690497	0,00000
65,000	0,04	0,02	0,00000	4383865	0,00000
70,000	0,03	0,02	0,00000	6039678	0,00000
75,000	0,01	0,02	0,00000	10032291	0,00000
80,000	0,00	0,02	0,00000	30013654	0,00000

**CÁLCULO DE SUBSIDENCIAS EN SUPERFICIE EN TUNELES CONSTRUIDOS POR MEDIOS CONVENCIONALES**  
Caso 2b

DATOS GEOMÉTRICOS*	
Diámetro excavación	D (m)=
Profundidad eje túnel	H (m)=

DATOS DEL TERRENO*	
Densidad	$\gamma_{sp}$ (t/m <sup>3</sup> )=
Mód. deformación	E (MPa)=
Coef. Poisson	$\nu$ =

PARÁMETROS CORRECTORES*	
Parámetro de ajuste	$\eta$ =
Proceso constructivo	$\psi$ =

RESULTADOS*	
Asiento máximo	$s_{máx}$ (mm)= -
Punto inflexión	i (m)= -
Pérdida volumen	$V_s$ (m <sup>3</sup> /m)= -
	Relativa -
Distorsión máxima	1/ 14018
Def. horizontal máxima	$\epsilon$ = 0,01%
Daño previsto**	DESPRECIABLE

**FORMULACIONES EMPLEADAS**

$s_{máx} = \psi \cdot \frac{\gamma \cdot D^2}{E} \cdot (0,85 - \nu)$  (Oteo y Rguez. Ortiz, 1997)

$i = D \cdot \eta \cdot \left( 0,52 \cdot \frac{H}{D} - 0,21 \right)$  (Sagaseta y Oteo, 1974)

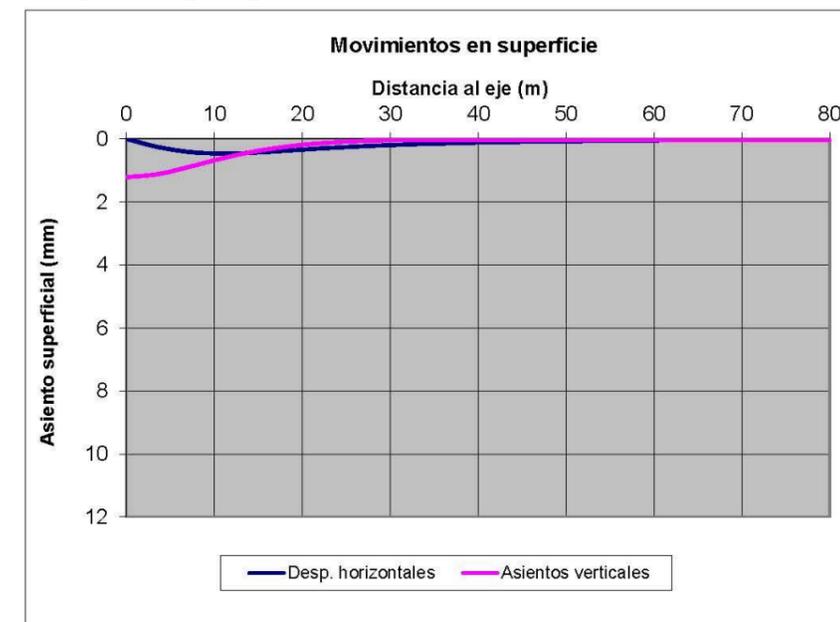
$s(x) = s_{máx} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}}$  (asientos según curva gaussiana)

$V_s = \sqrt{2 \cdot \pi} \cdot s_{máx} \cdot i$  (integral de asientos)

$s_h(x) = \frac{x}{H} \cdot s(x)$  (movimientos hacia el túnel)

\* Las casillas en amarillo se rellenan sólo en el caso de túneles construidos con TBM de frente cerrado.

\*\* Según Boscardin y Cording.





**CÁLCULO DE SUBSIDENCIAS EN SUPERFICIE EN TUNELES CONSTRUIDOS POR MEDIOS CONVENCIONALES**  
Caso 3a

DATOS GEOMÉTRICOS*	
Diámetro excavación	D (m)=
Profundidad eje túnel	H (m)=

DATOS DEL TERRENO*	
Densidad	$\gamma_{sp}$ (t/m <sup>3</sup> )=
Mód. deformación	E (MPa)=
Coef. Poisson	$\nu$ =

PARÁMETROS CORRECTORES*	
Parámetro de ajuste	$\eta$ =
Proceso constructivo	$\psi$ =

FORMULACIONES EMPLEADAS	
$s_{m\acute{a}x} = \psi \cdot \frac{\gamma \cdot D^2}{E} \cdot (0,85 - \nu)$ (Oteo y Rguez. Ortiz, 1997)	
$i = D \cdot \eta \cdot \left( 0,52 \cdot \frac{H}{D} - 0,21 \right)$ (Sagaseta y Oteo, 1974)	
$s(x) = s_{m\acute{a}x} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}}$ (asientos según curva gaussiana)	
$V_z = \sqrt{2 \cdot \pi} \cdot s_{m\acute{a}x} \cdot i$ (integral de asientos)	
$s_y(x) = \frac{x}{H} \cdot s(x)$ (movimientos hacia el túnel)	

RESULTADOS*	
Asiento máximo	$s_{m\acute{a}x}$ (mm)= -
Punto inflexión	i (m)= -
Pérdida volumen	$V_z$ (m <sup>3</sup> /m)= -
	Relativa -
Distorsión máxima	1/ 13951
Def. horizontal máxima	$\varepsilon = 0,01\%$
Daño previsto**	DESPRECIABLE

\* Las casillas en amarillo se rellenan sólo en el caso de túneles construidos con TBM de frente cerrado.  
\*\* Según Boscardin y Cording.

