



ANEJO Nº 24

PLAN DE AUSCULTACIÓN Y CONTROL



ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
2.	BREVE DESCRIPCIÓN DE PROCESOS CONSTRUCTIVOS.	2
3.	MAGNITUDES A CONTROLAR	3
4.	AUSCULTACIÓN DE LA PROPIA OBRA	3
	4.1. Deformaciones	3
	4.1.1. Introducción	3
	4.1.2. Convergencias en el túnel	3
	4.1.3. Inclínómetros	5
5.	AUSCULTACIÓN DEL ENTORNO	6
	5.1. Control de movimientos en edificios	6
	5.2. Control de juntas o fisuras en edificios e instalaciones	7
	5.3. Control de juntas o fisuras en galerías y colectores	7
	5.4. Control de movimientos en el terreno	8
	5.4.1. Inclínómetros en las proximidades del túnel	9
	5.4.2. Medida de la descompresión del terreno	10
	5.5. Control del nivel freático	12
6.	PLAN DE AUSCULTACIÓN	13
	6.1. Introducción	13
	6.2. Definición de Umbral de Control	13
	6.3. Definición de secciones tipo	15
	6.4. Frecuencia de lecturas	17
	6.5. Elaboración de informes	18
	6.6. Niveles de aleta.	19
7.	EQUIPO DE AUSCULTACIÓN	20

ANEJO Nº 24

PLAN DE AUSCULTACIÓN Y CONTROL

1. INTRODUCCIÓN

La excavación de cualquier obra subterránea en suelos provoca una alteración en el estado tensional inicial del terreno, lo que se traduce en un campo de desplazamientos hacia la zona excavada cuya magnitud depende de diversos factores, tanto asociados a la naturaleza de los materiales como al procedimiento de excavación, al método constructivo elegido y a la rigidez del sistema de sostenimiento del terreno. En consecuencia, el diseño de los sistemas y procesos de excavación debe contemplar estos desplazamientos para limitarlo dentro de parámetros admisibles por las propias obras y el entorno.

Durante la ejecución de las obras, el único procedimiento disponible para comprobar que los movimientos y esfuerzos realmente inducidos se encuentran por debajo de los umbrales admisibles, tanto para la propia obra como en el entorno, es el seguimiento y lectura de estas variables. En puntos particularmente sensibles, es necesario disponer sensores de medida que permitan, mediante lecturas programadas, controlar el desarrollo de la obra en estos aspectos.

Para las obras proyectadas se considera un aspecto fundamental establecer un sistema de auscultación, sencillo, preciso y eficaz. La finalidad de los sistemas de auscultación será controlar los movimientos de las propias obras en ejecución así como el grado de influencia en el entorno, durante las distintas fases de construcción y poder asegurar su adecuación a las hipótesis y modelos de cálculo adoptados durante la fase de diseño.

Para cumplir tales objetivos se deben proyectar los dispositivos y sistemas de auscultación que, en cada momento, informen de las reacciones con las que el terreno, estructuras e instalaciones, responden a las distintas fases constructivas que se lleven a cabo.

La comparación de los valores previstos en la fase de proyecto con los obtenidos por la auscultación permite contrastar el modelo y modificarlo si procediera, para adaptar las previsiones del Proyecto a la realidad.

Los sistemas de instrumentación deben integrarse de forma precisa para permitir la interpretación clara y rápida, y tener preestablecida la cadena de transmisión de información a los centros de decisión, con atribución clara de las responsabilidades de cada uno, de forma que no haya duda ni dilaciones a la hora de tomar las medidas correctoras.

En el desarrollo del proyecto se considerarán los criterios básicos para el diseño de la auscultación y control de las obras, y que se refieren a:

- Magnitudes a controlar
- Metodología de las medidas
- Plan de auscultación
- Interpretación de las lecturas

La auscultación se ha realizado en función de la zonificación realizada para todo el trazado, en función de los movimientos esperados y otros factores tales como edificaciones, perfil geotécnico, nivel freático, etc.

En cuanto al almacenamiento y tratamiento de la información, para este proyecto, dada la magnitud de la obra, se ha de prever la automatización en las zonas más sensibles del registro de información de la instrumentación, centralizando su almacenamiento en una base de datos dinámica, es decir, capaz de generar gráficos que faciliten el análisis e interpretación de los resultados, así como señales de alarma en caso de que los valores de los parámetros observados superen los límites de referencia establecidos. En ella se almacenarán, no solo los datos procedentes de los equipos de medida, sino también, asociados a ellos, toda aquella información relevante que ayude a explicar los fenómenos observados, como por ejemplo: denominación y P.K. de la sección instrumentada, recubrimientos, tipo de terreno, temperatura en el momento de realizar la lectura, etc.

Finalmente, se realizarán si la obra lo requiere sondeos complementarios, debido a algún problema geotécnico o a la presencia de agua en cantidad superior a la esperada, o bien para perfeccionar el conocimiento de un punto donde la excavación pueda afectar a edificios singulares.

En función de la experiencia acumulada durante la ejecución de la propia obra, se podrán modificar, si se cree conveniente y con el consentimiento de la Dirección de Obra, la composición del sistema de auscultación o las características y localización de los instrumentos.

Para un control del comportamiento del terreno y del túnel ó estación así como su afección a edificaciones se podrán colocar los siguientes instrumentos:

2. BREVE DESCRIPCIÓN DE PROCESOS CONSTRUCTIVOS.

Los principales sistemas diseñados para realizar excavaciones, distinguiendo entre las excavaciones subterráneas (en mina) y las excavaciones a cielo abierto, son los siguientes:

- Excavación mecanizada mediante tuneladora TBM, en modo abierto (OPEN SHIELD), de presión de tierras (EPB) o hidroescudos (SLURRY SHIELD).
- Excavación manual mediante método secuencial (SEM) o nuevo método austriaco (NATM).
- Excavación en falso tunnel, “cut and cover” o “cover and cut”, al amparo de pantallas continuas, o de pilotes.

Una descripción detallada de estos métodos constructivos puede verse en el Anejo de procedimientos constructivos, realizando a continuación una tramificación de los procesos constructivos:

Aparato de medición	Parámetro que controla
Piezómetro de cuerda vibrante	Medir la presión intersticial.
Piezómetro abierto	Medir la profundidad del nivel freático.
Extensómetros de varillas	Desplazamientos verticales en profundidad del terreno en el trasdós de la pantalla. Proporcionan desplazamientos relativos entre distintos puntos, en el interior de un sondeo respecto de un punto accesible situado en la superficie. Su objeto es determinar el radio de influencia de las deformaciones en obra. Como la medida es relativa (al tomar como referencia un punto de superficie) se controlarán también los posibles asentamientos mediante medidas topográficas en arquetas coincidentes con las cabezas de los extensómetros.
Arquetas de subsidencia	Asientos verticales en superficie.
Bases de nivelación	Referencia.
Pernos de convergencia	Alargamientos y acortamientos de las dimensiones de la cavidad, con el objeto de estudiar las deformaciones internas de la sección como respuesta al equilibrio entre terreno y la estructura.
Inclinómetros	Movimientos horizontales. Midiendo la deformación continua en profundidad de la pantalla o terreno.
Escala graduada con mira de nivelación	Asientos verticales en edificios.
Puntos de inserción	Para el control de grietas de los edificios.
Auscultación por ultrasonidos.	Para detectar cocheras en el hormigón de las pantallas.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO TÚNEL	P.K.
TÚNEL DE ACCESO A COCHERAS	
A CIELO ABIERTO (COCHERAS – QUEBRADA ORTEGA)	9+409,40 – 9+510,08
TÚNEL ENTRE PANTALLAS	9+510,08 – 10+000,00
TÚNEL DE LÍNEA	
	10+140,77 – 10+688,79
TÚNEL ENTRE PANTALLAS	10+811,52 – 11+032,35
	12+102,27 – 12+400,00
	31+698,90 – 32+072,56
TÚNEL A CIELO ABIERTO	10+688,79 – 10+811,52
EXCAVACIÓN CONVENCIONAL	20+013,32 – 22+294,53
	11+032,35 – 11+920,35
TUNELADORA	12+400,00 – 19+989,62
	23+469,23 – 31+557,85

3. MAGNITUDES A CONTROLAR

Habitualmente en las obras subterráneas y a cielo abierto, las magnitudes que se controlan son muy variadas pero, en última instancia, en todos los casos la variable que se mide directamente es el desplazamiento.

Tanto en las excavaciones en túnel como en las realizadas a cielo abierto mediante pantallas, es habitual y relativamente sencillo, medir la convergencia que se produce durante el proceso de construcción y relacionar esta magnitud con las cargas y los coeficientes de seguridad.

Como la medida de la convergencia sólo informa del movimiento relativo entre dos elementos, en algunos casos será necesario tener referencias topográficas suficientemente alejadas para medir movimientos absolutos.

Para tener una información más detallada de las deformaciones de las pantallas, se prevé la instrumentación de secciones con inclinómetros, situadas en el interior de las mismas.

En lo relativo al control de calidad del hormigón de las pantallas, se instrumentarán las mismas, para auscultarlas mediante ultrasonidos, con vistas a detectar desplomes, cortes de la pantalla, coqueas u otras anomalías.

4. AUSCULTACIÓN DE LA PROPIA OBRA

Para el control de cada una de las magnitudes que se consideran como clave en el comportamiento de las obras a construir será necesario emplear entre otros posibles, los elementos que se describen a continuación.

4.1. Deformaciones

4.1.1. Introducción

Estas pueden ser absolutas o relativas; habitualmente, las relativas son en general las más indicativas, y son, por otra parte, las más sencillas de realizar.

Se debe establecer un programa de mediciones adecuado al ritmo de construcción de la obra, empezando a tomar lecturas en aquellas unidades que estén terminadas y en las que se pueda iniciar la auscultación. A medida que se vayan acabando otras unidades nuevas se irán incorporando al control de auscultación, teniendo presente que dentro de la misma sección se controlarán lo más simultáneamente posible, los diferentes equipos que la integran.

4.1.2. Convergencias en el túnel

Para medir las deformaciones en espacios reducidos como son la mayor parte de los que nos vamos a mover, la medida de convergencia con hilos de invar, con instrumentos (Distinvar o Distómetro), es un procedimiento básico y de seguridad para controlar las deformaciones relativas. Básicamente consiste en una cinta de acero inoxidable, con unos agujeros hechos a espacios precisos, que está acoplada a un mecanismo de tensión con una escala deslizante y un comparador.

Entre sus aplicaciones se pueden destacar:

- Movimientos radiales y convergencias en túneles (a esta cinta se la conoce como cinta de convergencias)
- Desplazamientos de excavaciones en obras subterráneas y cavernas.
- Desplazamientos de muros de contención, desmontes, pilas de puentes, arcos y contrafuertes
- Estabilidad de estructuras de hormigón y edificios

Con este aparato se miden desplazamientos entre pares de pernos de referencia, introducidos en un taladro y fijados con mortero o resina, en la estructura o excavación que se va a controlar.

Estos puntos de referencia pueden ser permanentes o desmontables, pudiendo estos últimos ser utilizados en varias secciones según la producción del túnel avance y las medidas tomadas en secciones pasadas se vayan estabilizando.

El extremo fijo de la cinta está pegado al carrete de la cinta que a su vez está integrado en una carcasa, a la que va acoplado un gancho fijo, igual que el del extremo móvil de la cinta.

La carcasa incorpora un mecanismo para dar tensión a la cinta acoplado a una escala deslizante y a un medidor de precisión.

La cinta está agujereada con taladros de precisión a distancias fijas.

El extremo de donde sale la cinta tiene un pequeño clavo de localización, que se introduce en el taladro de precisión adecuado de la cinta y se asegura con una pinza de retenida. Para ajustar la tensión de la cinta, se gira la pieza cilíndrica escariada, hasta que las marcas de calibración de la cara de la placa y el bloque de anclaje del muelle interior queden alineadas con precisión. Esta alineación de las dos marcas está sujeta a tal precisión que los vicios de medida del operario pueden distorsionar las medidas debido a la distinta afinación en el calibrado entre distintos operarios. La lectura se toma anotando la medida donde se encuentra el agujero donde se ha introducido el clavo de posicionamiento y sumándole la lectura de la escala deslizante interna y el medidor de precisión.

Una variante de la medida de convergencias, es el uso de equipos de topografía para desde una estación total registrar los movimientos. En vez de situar pernos desde los que lanzar la cinta extensométrica, se sitúan elementos de puntería dotados de cabezal reflectante y desde

una estación se miden los movimientos entre las dianas. Este sistema además de tomar datos con precisión digital hace más fácil su volcado a un ordenador para su proceso, y elimina los errores de medida debidos a los cambios producidos por los descensos y ascensos de temperatura.

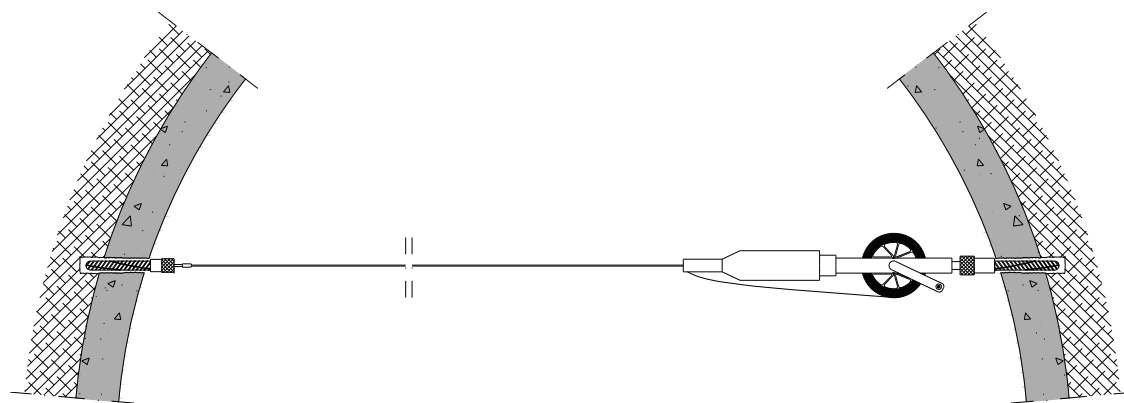
Estas lecturas se recogerán en un archivo de convergencias, en donde además se registrarán los siguientes datos:

- Número y P.K. de la sección instrumentada
- Altura de recubrimiento de tierras
- Tipo de terreno
- Croquis esquemático de la sección con indicación de las lecturas a realizar
- Fecha de la lectura realizada
- Temperatura dentro del túnel, en el momento de realizar la lectura.

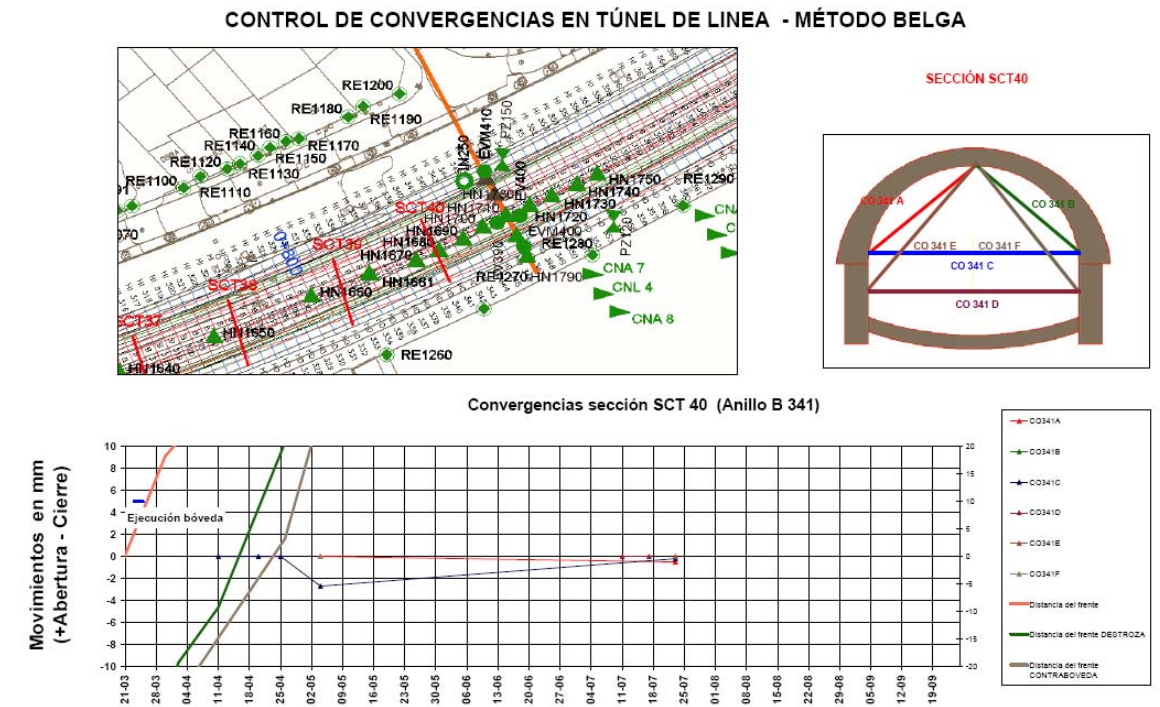
En túneles excavados con tuneladora debe contarse con el inconveniente que supone la presencia del Back-up del escudo que dificulta la extensión de la cinta de convergencia hasta varias decenas de metros por detrás del frente de excavación, donde los movimientos están estabilizados, por lo que no se suelen realizar.

El instrumento de lectura, está formado por una cinta extensométrica de acero INVAR, que se utiliza a tensión constante, consiguiéndose con ella una repetitividad de la medida de $\pm 0,05$ mm.

ESQUEMA DE COLOCACIÓN DE CINTA EXTENSOMÉTRICA ENTRE DOS PERNOS



Como la deformación se produce en todo el perímetro de la excavación, las medidas entre los puntos del perímetro del túnel dan desplazamientos relativos, por lo que hay que referir dichos desplazamientos a puntos fijos exteriores para convertirlos en deformaciones absolutas.



Ficha tipo de presentación de medidas de convergencias.



Foto de cinta extensométrica

4.1.3. Inclínómetros

4.1.3.1. Inclínómetros en pantalla

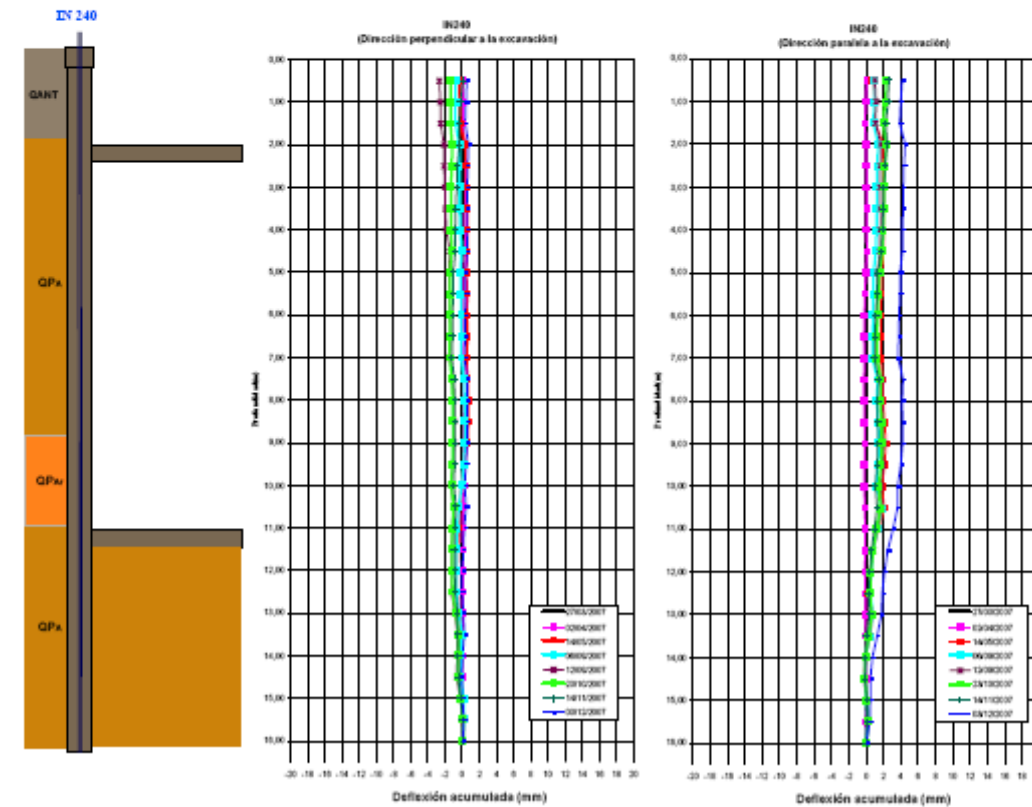
Con la finalidad de conocer las deformaciones horizontales de las pantallas en toda su longitud, se utilizará el sistema habitual de medición mediante la disposición de tuberías de aluminio anodizado para medidas de desplazamientos con torpedo inclinométrico biaxial.

Las medidas se realizan cada 0,5 metros, siendo acumulativas desde el pie de la tubería hasta la superficie del terreno, lo cual exige que el pie del inclinómetro esté fuera de la influencia de la excavación, que se traduce a veces en la colocación de la tubería a grandes profundidades ya que se pueden producir movimientos apreciables hasta 1 diámetro bajo la solera del túnel.

Para colocar esta tubería en las pantallas hay que dejar previamente instalada junto a las armaduras del módulo de control la tubería de aluminio.



Foto instalación de inlinómetro



Ficha tipo de presentación de datos inclinometro.

4.1.3.2. Principio de operación del inclinómetro

Esta sonda va provista de unas pequeñas ruedas que se introducen en las acanaladuras quedando ajustadas en este alojamiento por medio de unos muelles. La sonda se va dejando deslizar por el tubo guía, estando colgada por los cables que deberán estar suficientemente reforzados ya que con él controlamos la profundidad a la que se encuentra el aparato y estamos tomando las medidas.

A medida que se va deslizando el aparato por el tubo, se van registrando las variaciones de orientación e inclinación que se produzcan con respecto a las medidas de origen.

Las ruedecillas de que dispone la sonda, están conectadas a dos servoacelerómetros que recogen el ángulo de deflexión $2.5 \text{ sen}\phi$ que es comparado con el de la lectura de origen y tratado por medios informáticos nos da el desplazamiento en mm y la profundidad a la que se está produciendo dicho desplazamiento. Da un desplazamiento a lo largo de la longitud del tubo de acceso, así que se detectan movimientos donde quiera que ocurran.

Es un instrumento fiable, relativamente fácil de montar y de leer y que con una sola sonda permite leer en varias localizaciones, ya que lo único que permanece fijo son los tubos acanalados que permanecen permanentemente instalados en el terreno.

Normalmente mide en dos direcciones ortogonales (inclinómetro biaxial) aunque puede medir una tercera si se instala una sonda magnética.

Se pueden añadir o quitar tramos del tubo de acceso para mantenerse en cota si el terreno está sufriendo operaciones de excavación o relleno.

5. AUSCULTACIÓN DEL ENTORNO

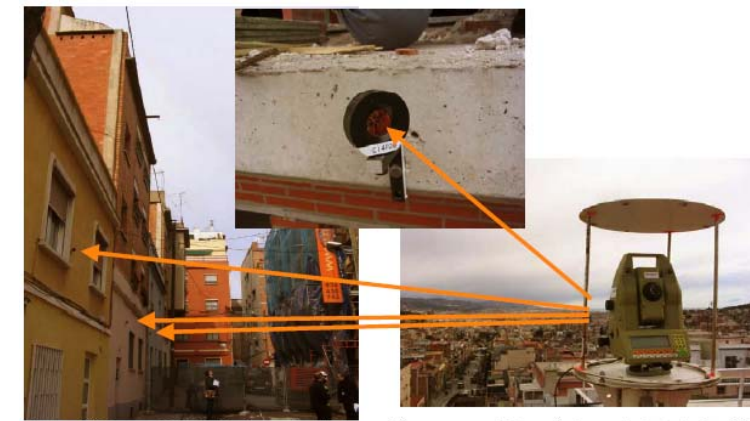
5.1. Control de movimientos en edificios

Se deberán disponer regletas debidamente protegidas en edificios situados en la zona de influencia de las excavaciones para el control topográfico de nivelación de los mismos.

Las lecturas de dichas regletas se deberán referir a puntos que se puedan considerar bases fijos suficientemente alejados de la zona de influencia de las obras a ejecutar.

Por otra parte se pueden colocar en determinados edificios la instalación de elementos de control automático de deformaciones que permitan la adquisición y procesado de deformaciones relativas en “tiempo real”, como clinómetros o dianas para control X, Y, Z.

En zonas especialmente sensibles, se ha optado por controlar los movimientos de los edificios de forma continua mediante sistemas de auscultación robotizados. Concretamente, estos sistemas se pueden aplicar tanto en fachadas de edificios como a estructuras singulares. En la auscultación robotizada un teodolito programado realiza medidas a diferentes prismas instalados en las edificaciones que se quiere realizar un seguimientos más continuo.



Esquema de funcionamiento de auscultación robotizada.

5.2. Control de juntas o fisuras en edificios e instalaciones

Se debe crear un archivo general donde se actualice permanentemente el historial de cada junta o fisura desde el comienzo de la obra hasta la recepción final de la misma.

En el historial de las grietas más importantes debe figurar: la fecha que se observó por vez primera, una clasificación individual de la grieta, la representación de la grieta en la fotocopia sacada de la fotografía que debe hacerse, la separación de los labios de la grieta, la variación con el tiempo del aumento de longitud, etc.

Para el seguimiento y evolución de las grietas más importantes en los edificios se recomienda el siguiente control:

- Recorrido mensual de toda la traza para inspeccionar las grietas existentes y ver si se han producido nuevas grietas en los edificios. Detectada alguna nueva grieta se abriría una ficha con el historial que anteriormente hemos indicado. La aparición o variación de las grietas podrá dar lugar a modificar la clasificación del edificio y su código.
- Recorrido quincenal de todos los edificios clasificados como 5 ó más de 5. Comprobar si ha aparecido o variado alguna grieta y en caso afirmativo proceder como en el punto 1.
- Recorrido semanal de todos los edificios clasificados como 5 ó mayor de 5 en los que el frente de la excavación del túnel, estaciones o galerías esté a menos de 100 m por delante o por detrás del edificio.
- Recorrido diario de todos los edificios clasificados con 5 ó más de 5 en los que la excavación del túnel, estaciones o galerías esté a menos de 25 m por delante o por detrás del edificio.

En los recorridos semanales se deberá llevar además un control del aumento de longitud de las grietas, mediante una línea cruzada perpendicularmente al final de la grieta, en donde se indique la fecha de observación.

En aquellas grietas en que se haya producido variación de una semana a otra en lo que respecta a la longitud, se colocarán testigos de yeso sobre los que se anotará la fecha de instalación y la evolución de la grieta.

Ha de estudiarse cada caso aisladamente para incorporar otras medidas de control en el caso de existencia de posibles problemas.

En los casos que se considere conveniente se deberá instrumentar las grietas mediante referencias a ambos lados de la misma para su seguimiento mediante comparador o sensores potenciométricos.

En el caso de los recorridos diarios y para aquellas grietas en las cuales se colocaran testigos de yeso, se deben instalar bases de inserción en ambos labios de la grieta, para medir mediante un deformímetro su movimiento y representar en una gráfica la evolución de la grieta en función de la aproximación del frente de excavación y del tiempo. Si estos valores indicasen un claro movimiento, se debe reconsiderar aisladamente el edificio y estudiar el plan de actuación y las medidas a adoptar.

El desplazamiento se representará en una gráfica para controlar la evolución de la grieta en función de la aproximación del frente de excavación y del tiempo. Si estos valores indicasen un claro movimiento, se deberá reconsiderar aisladamente el edificio y en el ámbito del proyecto estudiar el plan de actuación y las medidas a adoptar.

Previo al comienzo de las obras se deberá llevar a cabo un inventario notarial con fotografía, de los edificios próximos a la traza. Teniendo en cuenta la historia de las grietas y otros factores tales como el tipo de cimentación, existencias de sótanos, alturas, tipo de estructura, antigüedad, proximidad a la excavación, proximidad a servicios de gas, agua, luz, colectores, y valor histórico, se debe dar una clasificación global del edificio mediante un código que deberá figurar en los planos existentes de edificios.

Para cada edificio existente en la zona de influencia de las excavaciones se complementará la documentación relativa a este aspecto que se incluye en el anejo correspondiente del mediante la creación de un archivo donde figure el código y los diferentes valores que han dado lugar a su clasificación.

5.3. Control de juntas o fisuras en galerías y colectores

Los servicios de mayor interés que pueden verse afectados por los posibles asientos son las galerías de servicios y las tuberías de agua.

En su caso será necesario visitar periódicamente, las galerías de estos servicios e inspeccionar simultáneamente el estado de las tuberías y de las galerías para distintas situaciones de avance de la excavación.

Asimismo, se deberá tener en obra un esquema de las llaves donde se pueda actuar en caso de rotura y una relación de teléfonos y personal a donde avisar en las respectivas compañías en caso de emergencia.

Los colectores se visitarán periódicamente pues suelen ser, por estar a mayores profundidades, unos excelentes indicadores de los movimientos del terreno.

Todas las juntas o fisuras que pudieran aparecer pueden tener el mismo tratamiento que el indicado en el apartado precedente.

5.4. Control de movimientos en el terreno

Con la finalidad de conocer los movimientos, que como consecuencia de las excavaciones se generen en la superficie del terreno, se colocarán sobre la superficie, hitos de nivelación de forma que sea siempre posible la toma de lectura, procurando que no coincidan con zonas de estacionamiento de vehículos y que no se vean afectadas por la reposición de servicios. Estos hitos estarán empotrados en el terreno y se deberán proteger del tráfico mediante una tapa.

En estaciones los hitos se instalarán transversalmente a la dirección de las pantallas. Su número dependerá de la distancia existente entre la pantalla y los edificios próximos. El criterio que se deberá seguir es colocar el primero sobre la propia pantalla, utilizada también para nivelación, y las sucesivas situarlas en el trasdós de la pantalla, a una distancia máxima de la pantalla aproximadamente igual a la profundidad de la misma, distancia que se podrá modificar en función de la proximidad de los edificios del entorno.

Los hitos se colocarán y observarán antes de la excavación del túnel o pantalla.

Estas secciones de estudio de asientos en superficie, deberán emplazarse preferentemente en aquellas zonas donde existan edificios singulares, edificios de alto grado de clasificación de grietas o edificios de valor histórico.

Todas las lecturas se referirán a una base de referencia fija instalada en una zona suficientemente alejada de la zona de influencia de las excavaciones.

Así mismo se deberá controlar las grietas de la calzada con los mismos criterios dados para los edificios.

Descripción de los hitos y secciones

Para la medida de la subsidencia superficial se perforarán taladros de diámetro 150 mm. En su interior se dispondrá una varilla metálica anclada mediante mortero de cemento en los 50 cm más profundos, rellenando 1 m por encima del nivel de anclaje con gravilla. La varilla dispondrá en su extremo superior de una cabeza avellanada para apoyo de la misma.

En cualquier caso, siempre se atravesará totalmente el espesor rígido superficial de hormigón, aglomerado, etc. haciendo apoyar la varilla de referencia directamente sobre el terreno natural de la forma descrita anteriormente.

Como base de nivelación se colocará a distancia no superior a 250 m, varilla anclada profunda de al menos 20 m de profundidad en una zona alejada y fuera de la zona de influencia del túnel.

Las nivelaciones se efectuarán utilizando un nivel de precisión dotado con micrómetro de láminas de caras plano - paralelas y empleando el método del punto medio.

Para la lectura de los movimientos verticales de los hitos de nivelación se utilizará una mira de INVAR.

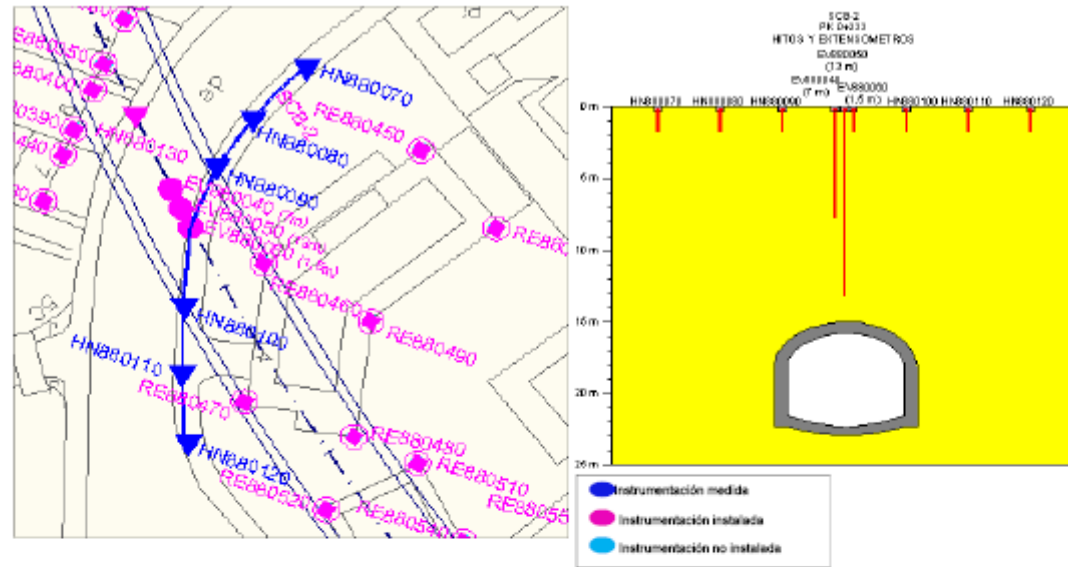
Para la medida de movimientos transversales se colocarán arquetas de 30 cm de diámetro y 30 cm de profundidad en cuyo interior y sujeto al suelo con hormigón se instalará un espárrago de 40 cm de longitud o se colocarán arquetas con clavo combinado.

Cuando se efectúen las medidas, estos espárragos se alargarán hacia afuera mediante unos prolongadores de 15 cm de longitud y a estos se les aplicará la cinta de INVAR que se utiliza para la medida de convergencia.

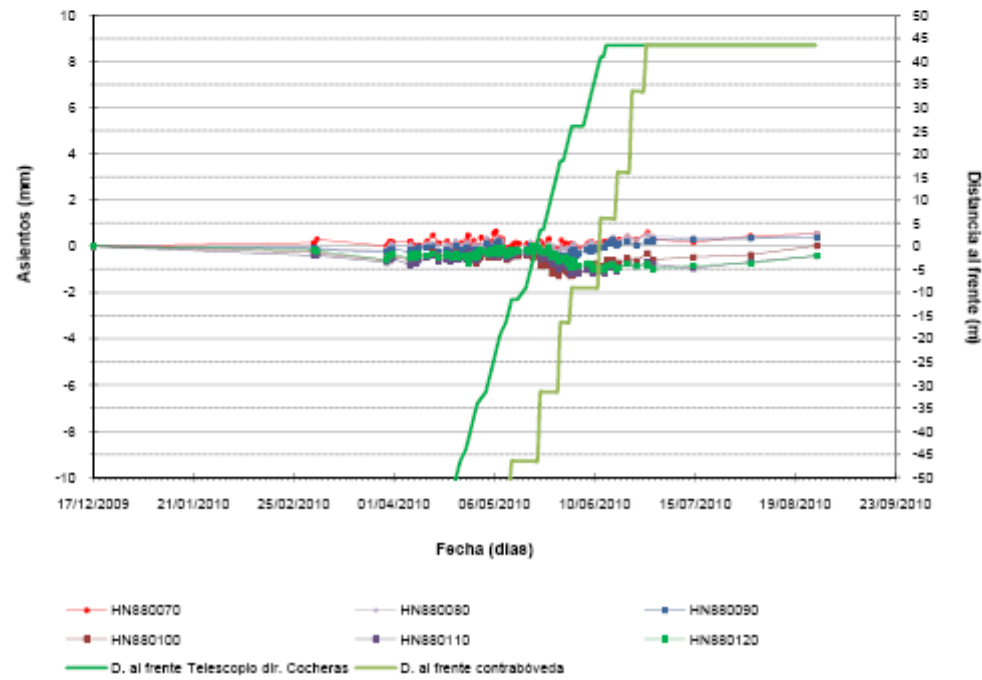


Hito de nivelación

Hitos de nivelación. Calle Collado Mediano.



ASIENTOS-FECHA



Ficha tipo presentación de hitos de nivelación

5.4.1. Inclínómetros en las proximidades del túnel

A cierta distancia de la sección de excavación se deberán instalar, en las secciones que se considere inclinómetros en el terreno para medida de desplazamientos horizontales asociados al avance de la excavación.

El procedimiento normal consiste en hacer un sondeo vertical de 100-200 mm de diámetro, hasta una profundidad que sobrepase la zona donde se pueden prever los movimientos anticipados. Este final del sondeo debe ser más profundo para que actúe de punto fijo que no va a ser afectado por los movimientos y desde él, medir los movimientos relativos. Si el sondeo requiere entubación, ésta deberá ser retirada cuando se vaya a proceder con la instalación del tubo de inclinómetro.

Los tramos de tubo guía se empalmarán con piezas diseñadas por el fabricante del equipo o con remaches, dependiendo la solidez de la unión de la resistencia al esfuerzo cortante requerida por la misma. Cada unión debe quedar sellada para evitar que se introduzca en el tubo la inyección de mortero. En terrenos donde el agua circula muy cargada de sulfatos en disolución, es muy importante que el sellado sea casi estanco, usando cinta parafinada o silicona, ya que si se permite la circulación de fluidos con alta concentración de sulfatos, estos precipitarán en el interior del tubo cegándolo con yeso precipitado con la consiguiente pérdida de fiabilidad.

En el tramo de tubo guía que quedará en el fondo del sondeo se acoplará un tapón que sellará el extremo del tubo y al que hay que prestar la misma atención en lograr su estanqueidad que los manguitos de unión entre tramos de tubo. Posteriormente, mientras se mantiene el tubo sujeto a la superficie, se van ensamblando y sellando los siguientes tramos, dejándolos entrar en el sondeo a medida que se van empalmando, repitiendo la operación de sujeción, ensamble e introducción en el sondeo sucesivamente.

Dado que el sondeo que va a contener al tubo guía se va a inyectar con mortero y que en algunos casos se puede encontrar agua freática que pueden hacer que el tubo guía, que es estanco, flote, es conveniente llenar el tubo guía de agua para reducir su flotabilidad, así como el ingreso de mortero.

En el montaje de un inclinómetro, se debe poner especial atención en orientar las guías en las direcciones de medición requeridas.

Como en el resto de la instrumentación con fines geotécnicos, el mortero debe tener características similares al resto del terreno ya que si se inyecta con un mortero demasiado rígido, el tubo de inclinómetro puede pasar a funcionar casi como un micropilote.

Una vez que el mortero ha fraguado, hay que limpiar el tubo guía con un chorro de agua limpia a presión si es posible para eliminar cualquier tipo de impureza que pueda haber caído al tubo y así asegurar la perfecta operatividad del tubo en toda su longitud.

En el caso de que las características del terreno o del nivel freático hagan imposible la inyección, el sondeo puede rellenarse con arena gruesa o grava de pequeño calibre para así asegurar que los esfuerzos del terreno son transmitidos al tubo.

En la parte superior del tubo, se prepara una pequeña plataforma de aproximadamente 1 m² de superficie y de 10 cm de espesor para tomar una base firme donde instalar los equipos de lectura, y la boca se cierra con un tapón dotado de un candado con llave para impedir que pueda ser inutilizado por la caída fortuita o no de objetos que puedan taponarlo. Todo esto debe quedar a ras de suelo tapado dentro de una pequeña arqueta o nicho de protección ya que al ser el tubo guía de material bastante deformable (generalmente de aluminio extruido o PVC) puede ser cegada su boca por el trasiego de maquinaria o las labores de producción de la obra.

5.4.2. Medida de la descompresión del terreno

Siendo de interpretación teórica más difícil, constituyen estas medidas el dato más representativo cuando la descompresión del terreno se controla desde su fase inicial, como suele ser el caso de las subsidencias producidas por la perforación de un túnel.

Para no interferir con el tráfico, durante el control de medida de los extensómetros de varilla, se podrán utilizar cabezas preparadas con sensores potenciométricos, para poder efectuar la medida electrónicamente a distancia.

Los extensómetros de varilla estarán situados en la superficie del terreno, donde tendrán cada uno sus cabezas, controladas mediante una arqueta de subsidencia de movimientos combinados. Los extensómetros estarán situados paralelos al túnel a equidistancias entre 2 y 4 m y se sitúan generalmente, 2 filas a ambos lados del trasdós de las dovelas y otros tres estarán situados en la misma sección y de igual forma, pero sobre el eje del túnel.

Como criterio general, los anclajes se colocarán en los siguientes puntos:

Se denomina "h" a la distancia existente entre la calle y la clave del túnel menos un (1) metro. El primer anclaje correspondiente al extensómetro menos profundo, se situará a una distancia de la superficie igual a h/4. El siguiente anclaje estará situado a una distancia de la superficie igual a h/2, por último, el extensómetro más profundo, estará situado a la distancia h de 1.5 m sobre la cota de la clave del túnel.

El extensómetro de varillas es un mecanismo de registro de movimientos verticales en el terreno compuesto por tres elementos fundamentales:

- La parte del sistema que está situada más profundamente en el terreno es el anclaje del extensómetro, que dependiendo de las marcas comerciales puede ser de los siguientes tipos:
- Barra de acero estriado similar al que se usa como ferralla para armar hormigón, normalmente suele estar galvanizado. Este elemento se fija al fondo del taladro hecho en el terreno con una inyección de lechada de cemento.
- Es un tipo de anclaje que es apto para roca sana o poco fracturada.
- Anclaje hidráulico, apto para terrenos poco consolidados o roca muy fracturada. Consta de una pieza cilíndrica que tiene en su interior unas varillas metálicas de punta

afilada dispuestas circularmente, que son desplazadas hacia fuera del cilindro al introducirse en el mismo agua a presión por medio de una bomba manual. Se le bombea agua hasta que las varillas se hincan en el terreno, dejando al extensómetro bien anclado.

- El varillaje, que puede ser de acero inoxidable, acero galvanizado o fibra de vidrio, y en función de la profundidad del sondeo, macizas o tubulares.

Estas varillas van embutidas en un tubo de PVC que queda en contacto con el terreno y permite a la varilla subir y bajar solidariamente con el anclaje y el terreno y en el caso del extensómetro de varilla múltiple, lleva separadores colocados espaciadamente en toda su longitud para mantener las varillas separadas unas de otras.

El cabezal detector de deformaciones, que es el elemento en la superficie donde se ensamblan los extremos superiores de las varillas.

Existen diversos tipos según el número de varillas, el sistema de lectura que se utilice y la casa que los comercialice.

El cabezal va protegido por una chapa metálica estanca y extraíble y todo el conjunto en una arqueta que se sitúa a ras de suelo.

Los aparatos de lectura, pueden ser aptos para la toma de datos de forma manual, con equipos de topografía, con un comparador mecánico analógico o digital, por medio de transductores, potenciómetros o LVDT, para efectuar lecturas con una unidad electrónica portátil o centralizada.

En cualquiera de los casos se establece de antemano el rango adecuado a cada aplicación, teniendo cada método de medida su precisión y su precio.

Un sistema de toma de datos que puede ser muy útil es el de medida por métodos topográficos. Un equipo de topografía al poder tomar los datos con equipos digitales tiene mucha más precisión y rapidez que los métodos mecánicos. Tomando una base de referencia lejana a la zona de estudio, pueden dar los datos en coordenadas y valores absolutos con lo que se obtiene mayor información que con los valores relativos que dan los transductores y demás métodos.

Los extensómetros de varillas son fiables, precisos y fáciles de instalar y de medir. Están libres de deslizamientos, retorcimientos y otras imprecisiones asociadas al uso de cables tensados.

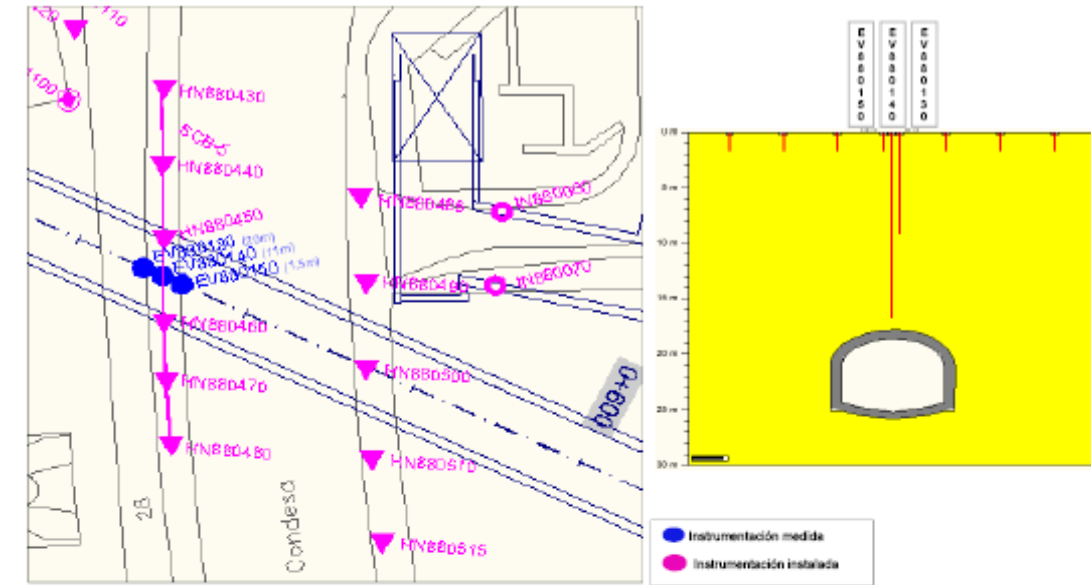
Los extensómetros de varilla simple son ideales para su instalación en sondeos de pequeño diámetro como medida de seguridad durante la construcción. Pueden instalarse en sondeos realizados con otros fines, como los sondeos geotécnicos de proyecto, SPT's y pueden ser recuperadas para su reutilización en algunos casos.

- Las aplicaciones fundamentales del extensómetro de varillas son el registro sistematizado de movimientos del suelo y roca incluyendo:
- Relajación de la roca o el suelo alrededor de túneles y cavidades subterráneas

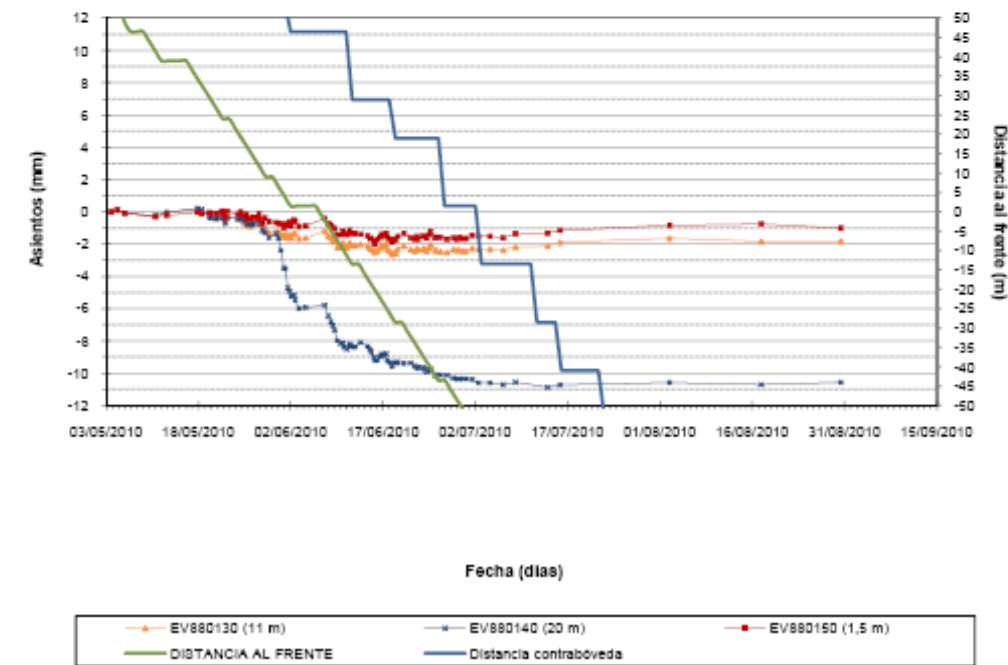
- Asientos de cimentaciones
- Monitorización de las subsidencias
- Control de laderas naturales y artificiales, de excavaciones de minas y canteras
- Desplazamientos de muros de contención, pilas de puentes y contrafuertes.
- Monitoreo de ensayos sobre el terreno



Extensómetro de varilla



ASIENTOS-FECHA



Ficha tipo presentación de extensómetro de varilla

Principio de operación

El extensómetro de varilla simple emplea una sola varilla que se ancla al fondo de un sondeo, pasando el extremo superior por el cabezal de referencia. El movimiento relativo entre el anclaje y la cabeza de referencia puede ser medido tanto con un comparador manual o por cualquiera de los métodos anteriores. Este tipo de extensómetros simple son usados para detectar asentamientos en rellenos profundos, para calar la superficie de deslizamiento en deslizamientos de ladera pero solo nos dan un dato.

Los extensómetros de varilla múltiple, además de darnos el mismo dato que los de varilla simple, registran los desplazamientos a diversas profundidades utilizando distintas longitudes de varillas.

Se pueden instalar varios extensómetros de varilla simple muy próximos entre sí, en sondeos de pequeño diámetro, lo que nos daría un extensómetro de varillas múltiple. También se pueden instalar varios extensómetros de varillas múltiples en sondeos de gran tamaño.

Cada varilla está aislada individualmente por un tubo de plástico ajustado a la misma. El montaje completo se inyecta con mortero, fijando los anclajes al terreno, pero permitiendo el movimiento libre de cada una de las varillas dentro de su recubrimiento de plástico. Cada extensómetro es recibido en la superficie por un cabezal de referencia, que aloja los extremos libres de las varillas.

5.5. Control del nivel freático

Para controlar las posibles afecciones al nivel freático, se pueden disponer piezómetros de cuerda vibrante o abiertos. La distribución de los piezómetros se indica en las secciones de auscultación.

Este tipo de piezómetro registra la presión de agua a la cota en la que se instala o la cota el nivel freático.

Los piezómetros abiertos consisten en una tubería ranurada de PVC introducida en una perforación realizada en el terreno a la profundidad deseada, siempre varios metros por debajo de la profundidad a la que se detecte el nivel freático durante el sondeo, ó en el caso de no encontrar agua, hasta un máximo igual a la profundidad de la rasante en el punto de ejecución del piezómetro. El espacio existente entre el tubo y la perforación se rellanará con arena lavada gruesa que actuará como filtro para evitar el paso de finos al interior del tubo. El piezómetro se protegerá con una arqueta con tapa.

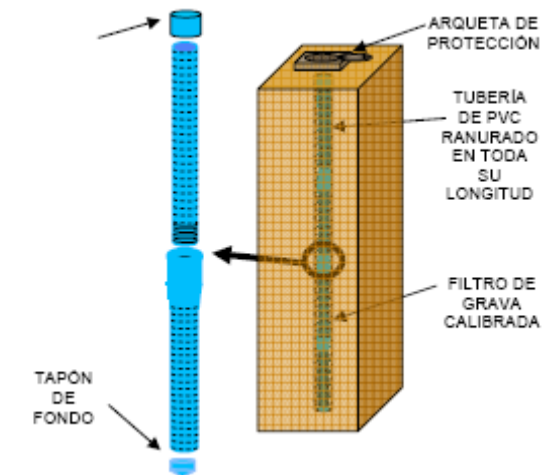


Figura.- Esquema del montaje e instalación de un piezómetro

La medición se realizará mediante una sonda para medida de nivel de agua.

Los piezómetros de cuerda vibrante registran la presión de agua a la cota en la que se instalan. Consta básicamente de una cuerda vibrante o hilo de acero con un anclaje fijo en uno de sus extremos y sujeto a un diafragma en el otro. El cable es excitado eléctricamente, entre en resonancia y vibra, con una frecuencia que será proporcional a la tensión en el cable. Esta frecuencia induce una corriente alterna en una bobina la cual es detectada por la unidad de lectura.

Si los piezómetros abiertos facilitaban la elevación del agua, los de cuerda vibrante proporcionan la variación de presión que sufre el sensor como consecuencia de las oscilaciones de la columna del agua sobre él.

6. PLAN DE AUSCULTACIÓN

6.1. Introducción

Se debe elaborar un Plan específico de Auscultación en el que se detallarán los dispositivos de instrumentación y control necesarios para el adecuado control de la influencia de las obras sobre el entorno y la verificación del comportamiento estructural de la infraestructura, debe contemplar los siguientes aspectos:

- Establecimiento de nivel de control
- Establecimiento de secciones tipo
- Frecuencia y seguimiento
- Elaboración informes
- Establecimientos de los niveles de alarma

6.2. Definición de Umbral de Control

En función de los movimientos y edificación se establecen los siguientes umbrales de riesgo de movimientos admisibles:

MOVIMIENTOS ADMISIBLES									
UMBRAL DE CONTROL	ASIENTO ADMISIBLE (mm)			DISTORSIÓN ANGULAR			DEFORMACIÓN HORIZONTAL UNITARIA (%)		
	Verde	Ámbar	Rojo	Verde	Ámbar	Rojo	Verde	Ámbar	Rojo
Zonas sin edificaciones	< 50	50 a 100	> 100	< 1/100	1/100 a 1/50	> 1/50	< 1,5	1,5 a 2,0	> 2,0
Edificios cimentados profundos o con losa, en buen estado. Conducciones no de gas.	< 20	20 a 30	> 30	< 1/1000	1/1000 a 1/500	> 1/500	< 0,15	0,15 a 0,20	> 0,20
Estructura subterránea o túneles existentes.	< 15	15 a 25	> 25	< 1/2000	1/2000 a 1/1000	> 1/1000	< 0,15	0,15 a 0,20	> 0,20
Edificios cimentados superficialmente, sin daños aparentes	< 10	10 a 15	> 15	< 1/2000	1/2000 a 1/1000	> 1/1000	< 0,15	0,15 a 0,20	> 0,20
Edificios cimentados superficialmente con daños. Edificios monumentales. Edificios con más de 10 alturas. Tuberías de gas.	< 5	5 a 10	> 10	< 1/3000	1/3000 a 1/2000	> 1/2000	< 0,05	0,05 a 0,10	> 0,10
Túneles existentes.	Asiento o levantamiento: 10 mm/10 m								

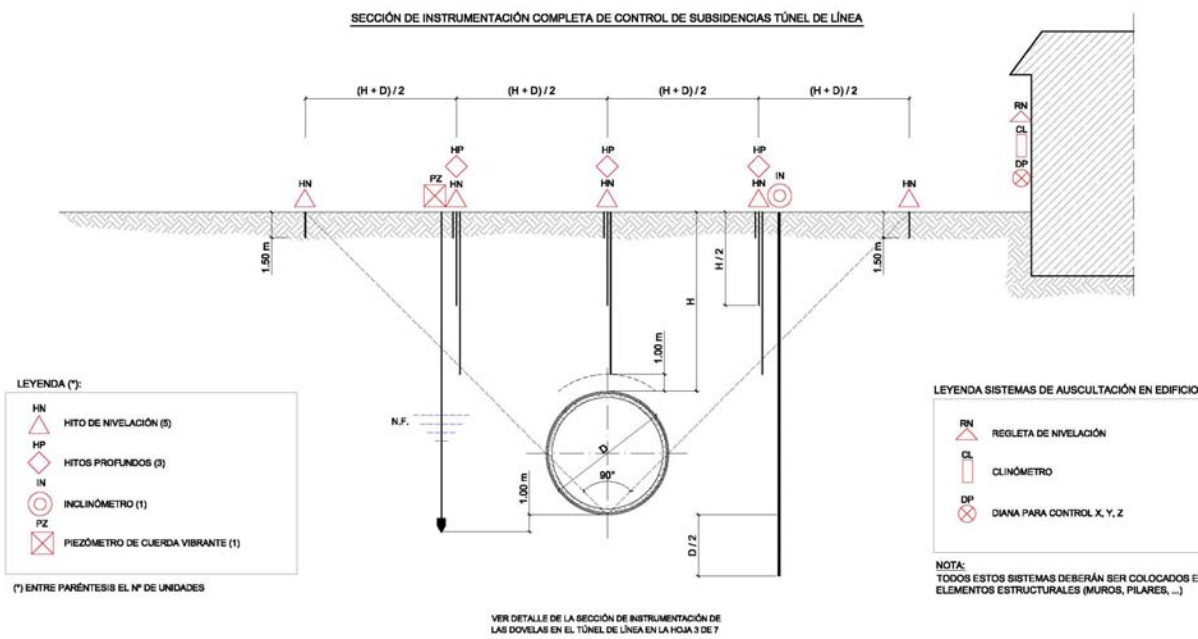
6.3. Definición de secciones tipo

Las secciones de instrumentación son disposiciones tipo de elementos de auscultación que se repiten en varios puntos de la obra a controlar. Deben ser diseñadas independientemente para cada tipo de obra y excavación en particular, dado que ni las dimensiones, ni las afecciones externas ni las condiciones constructivas son iguales en cada obra.

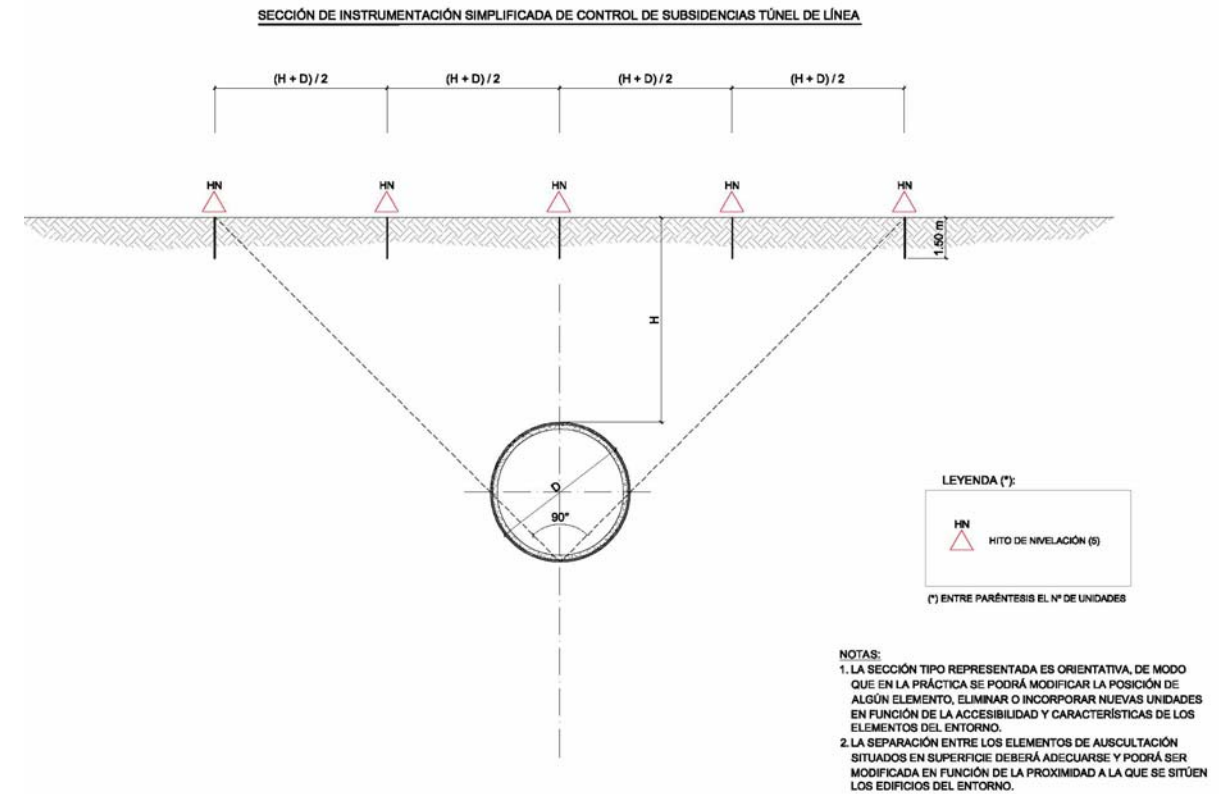
Para el presente Proyecto, se definen las siguientes secciones de instrumentación tipo:

- Sección tipo completa de instrumentación de subsidencias y movimientos de túnel de línea:** se dispone para el control de movimientos y esfuerzos del túnel y de las subsidencias inducidas. También se controla la posible afección de la excavación al nivel freático local. Se compondrá de pernos de convergencia, hitos de nivelación, hitos profundos, un inclinómetro y un piezómetro de cuerda vibrante o abierto.

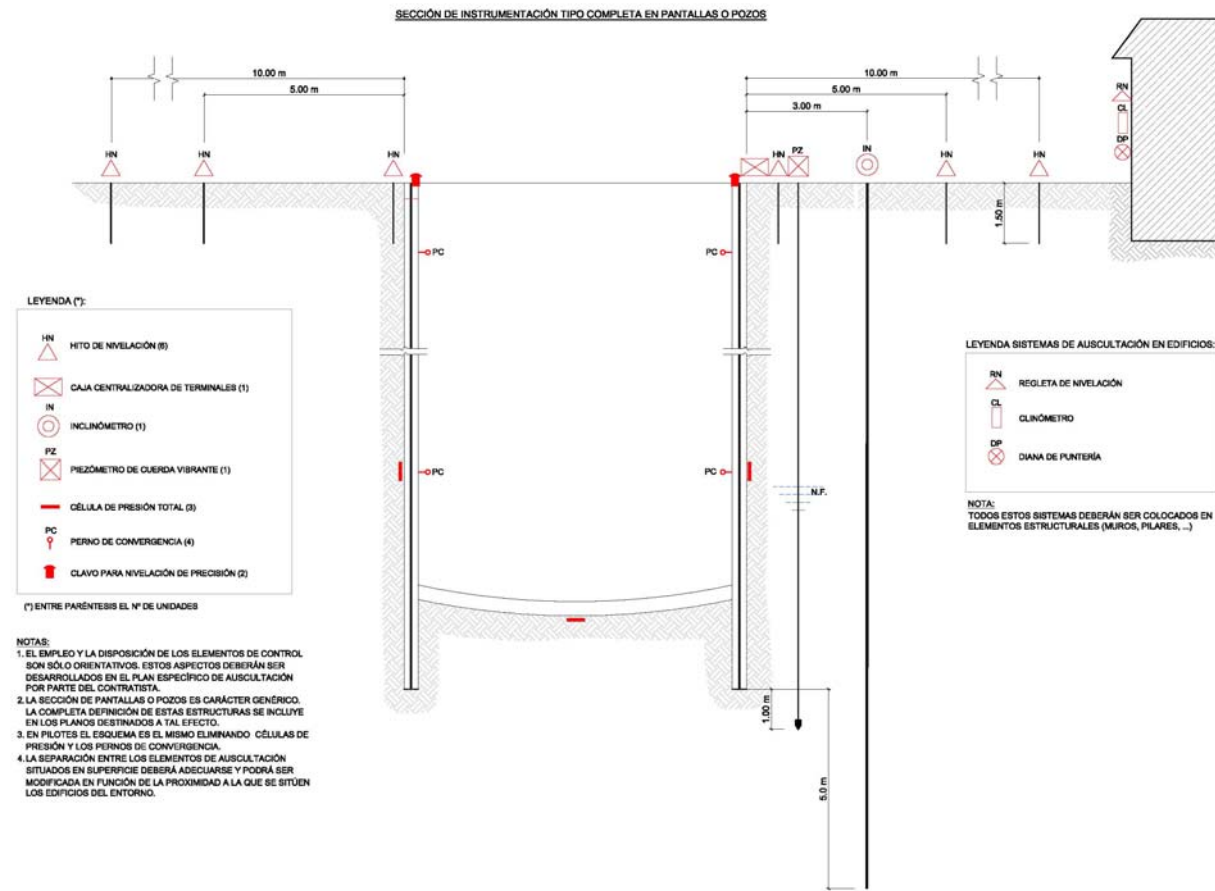
- Sección tipo simplificada de instrumentación de subsidencias y movimientos de túnel de línea:** será una sección complementaria a la anterior para poder completar los datos de subsidencias en puntos intermedios. Se compondrá de pernos de convergencia e hitos de nivelación.



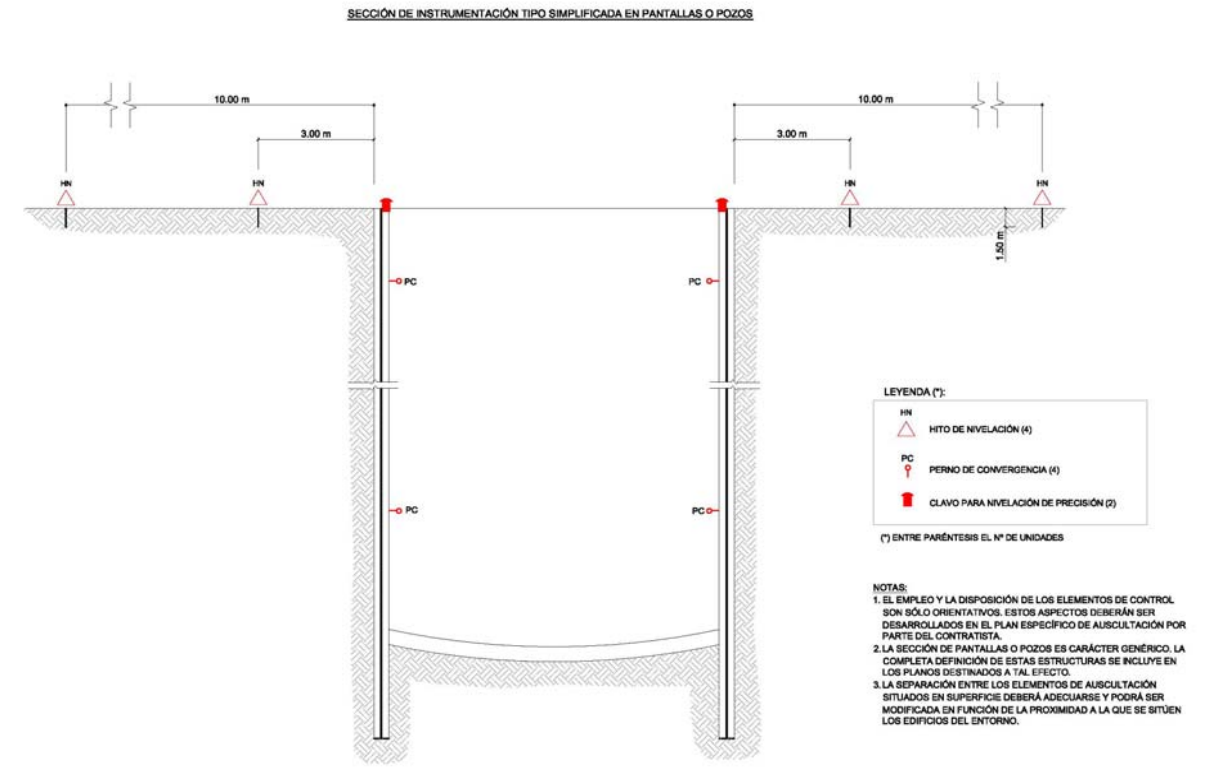
Esquema de sección tipo completa



- **Sección tipo completa de instrumentación de subsidencias y movimientos de pantallas:** se dispone para el control de movimientos y esfuerzos de los elementos de contención lateral y de subsidencias inducidas en el trasdós tanto en superficie como en profundidad. También se controla la posible afección de la excavación al nivel freático local. Se compondrá de clavos de control topográfico, pernos de convergencia, inclinómetro, hitos de nivelación y un piezómetro de cuerda vibrante o abierto.



- **Sección tipo simplificada de instrumentación de subsidencias y movimientos de pantallas:** será una sección complementaria a la anterior para poder completar los datos de subsidencias en puntos intermedios. Se compondrá de clavos de control topográfico, pernos de convergencia e hitos de nivelación.



De acuerdo con las necesidades de la obra se podrán utilizar otros equipos para obtener los parámetros deseados.

6.4. Frecuencia de lecturas

Inicialmente y sin perjuicio de que puedan introducirse modificaciones a la vista de la evolución de las magnitudes registradas o de los parámetros que de ellas puedan deducirse, se establecen de modo general los siguientes criterios de lectura de los dispositivos de auscultación, que son diferentes según método constructivo (por el propio rendimiento de la obra).

En primer lugar se referencian todas las bases profundas instaladas a lo largo de la traza. Todos los dispositivos de auscultación de control del entorno deben estar instalados con antelación suficiente como para hacer posible la lectura inicial que servirá de origen y referencia a las sucesivas. Esta lectura "cero" deberá ser verificada, mediante al menos dos lecturas para comprobar que realmente se trata de un origen fiable. Se irá realizando por delante del avance, siempre a una distancia mínima de 800 metros de la tuneladora y antes de la ejecución de pantallas cuando se trate de túnel o estructuras entre pantallas.

Lógicamente, los elementos de control de la propia obra (dovelas y pantallas instrumentadas, convergencias en túneles y pantallas, etc.) deberán ir integrándose en la obra a medida que se avanza en la ejecución. No obstante, también se requiere disponer de datos de lectura en vacío y las correspondientes calibraciones con la mayor antelación posible a cada actividad a auscultar.

Dependiendo del sistema de excavación que se emplee variará la frecuencia de lecturas. No obstante, podrá ser modificada en función de los resultados obtenidos, de la evolución de los registros o de la superación de los umbrales de control establecidos.

Se establecen tres niveles de control (de acuerdo con el Anejo de zonificación):

- **VERDE:** zonas sin edificación o zonas donde los edificios están alejados más de 30 metros del eje del túnel o del trasdós de la pantalla.
- **ÁMBAR:** edificios a una distancia entre 10 y 30 metros del eje del túnel o del trasdós de la pantalla.
- **ROJO:** edificios situados a una distancia menor de 10 metros del eje del túnel o del trasdós de la pantalla.

Frecuencia de lecturas según distancia al frente del túnel ejecutado en mina y nivel de control

Distancia desde el frente del túnel (m)	NIVEL DE CONTROL		
	VERDE	ÁMBAR	ROJO
Entre (-300, -200) y (+100,+ 200)	1 semanal, excepto piezómetros quincenal	2 semanales, excepto piezómetros semanal	Diaria, excepto piezómetros 2 semanales
Entre (-200,-100) y (+50,+100)	2 semanales, excepto piezómetros quincenal	3 semanales, excepto piezómetros semanal	Diaria
Entre (-100,+50)	3 semanales, excepto piezómetros semanal	Diaria, excepto piezómetros 2 semanales	Diaria

Frecuencia de lecturas en túnel excavado con tuneladora

Distancia desde el frente del túnel (m)	NIVEL DE CONTROL		
	VERDE	ÁMBAR	ROJO
Entre (-300, -200) y (+100,+ 200)	1 semanal, excepto piezómetros quincenal	2 semanales, excepto piezómetros semanal	3 semanales, piezómetros 2 semanales
Entre (-200,-100) y (+50,+100)	2 semanales, excepto piezómetros quincenal	3 semanales, excepto piezómetros semanal	Diaria, piezómetros 2 semanales
Entre (-100,+50)	1 diaria, piezómetros semanal	2 diarias, piezómetros semanal	3 diarias, piezómetros 2 semanales

Frecuencia de lecturas según ejecución de pantallas, distancia del vaciado y nivel de control

Distancia al frente excavación (m)	NIVEL DE CONTROL		
	VERDE	ÁMBAR	ROJO
Ejecución pantallas			
	2 semanales, excepto piezómetros quincenal	3 semanales, excepto piezómetros semanal	Diaria, excepto piezómetros semanal
Vaciado entre pantallas			
Entre (-100,-50) y (+25,+50)	1 semanal, excepto piezómetros quincenal	1 semanal, excepto piezómetros quincenal	2 semanales, excepto piezómetros 1 semanal
Entre (-50,-25) y (+10,+25)	1 semanal, excepto piezómetros quincenal	2 semanales, excepto piezómetros 1 semanal	3 semanales, excepto piezómetros 2 semanales
Entre (-25,+10)	2 semanales, excepto piezómetros quincenal	3 semanales, excepto piezómetros 1 semanal	Diaria excepto piezómetros 3 semanales

Una vez completada la zona se realizará una lectura quincenal durante el primer mes y una lectura mensual de vigilancia hasta su completa estabilización (esto es, cuando se den cuatro medidas consecutivas con una variación inferior a 2 mm o una velocidad inferior a 0,13 mm/día).

6.5. Elaboración de informes

Los dispositivos de auscultación descritos producirán diariamente, una gran cantidad de información, que el Contratista deberá garantizar que toda ella va a ser leída, y comparada con los valores previstos. Las discrepancias que puedan detectarse deben ser señaladas, discutidas y consideradas, después de lo cual deberán tomarse las medidas convenientes por los centros encargados de la decisión.

Es fundamental para la seguridad de la obra, el que la cadena de transmisión quede rigurosamente establecida, y las respectivas responsabilidades definidas dentro del Plan de Instrumentación y Auscultación del Contratista.

Toda esta información será manejada en soporte informático, empleando unos programas que a partir de los modelos conceptuales de cada tipo de unidad de control, predigan unos valores de las magnitudes medidas y los límites de tolerancia.

Una propuesta de presentación de informes, tanto en contenido como en frecuencia se recoge en la siguiente tabla.

Contenido y frecuencia de los informes de auscultación

INFORME	FRECUENCIA	CONTENIDO
Informe de resultados	Diaria	Resultados de los valores registrados (tablas y gráficos) en el día
Informe de Incidencias	Superación de código de color	Esquema de situación de la instrumentación general de la zona y de la sección donde se produzca la incidencia. Esquema relativo de avance de la obra. Resultados de los sensores (tablas y gráficos) donde se han producido las incidencias.
Informe parcial de resultados a fecha _/_/___	Semanal	Esquema de situación de la instrumentación. Esquema relativo al avance de las obras. Resultados de los valores registrados (tablas y gráficos). Valoración con relación a los umbrales de control. Análisis de los resultados obtenidos y comparación con los previstos en proyecto.
Informe final	Único a la finalización de los trabajos de auscultación.	Esquema de situación de la instrumentación. Resultados de los valores registrados (tablas y gráficos). Valoración con relación a los umbrales de control. .Análisis de los resultados obtenidos y comparación con los previstos en proyecto Conclusiones aplicables a otras obras de características similares.

6.6. Niveles de aleta.

Los límites de tolerancia darán lugar a varios grados de actuación:

- Los inferiores darán simplemente una instrucción para comprobar al día siguiente las lecturas, y en su caso, la calibración de los aparatos. Solamente si se comprueba un valor excesivo se pasará la información a la cadena de decisión.
- El escalón siguiente, por más urgente, conduce a la comunicación inmediata a la cadena de decisión, y también a la obra para comprobación de la medida y recalibración.
- Finalmente, el tercer escalón debe desencadenar inmediatamente unas determinadas actuaciones que estarán previstas y no necesitarán consulta a los órganos de decisión aunque sí comunicación, como pueden ser entibaciones metálicas, o rellenos de las excavaciones, etc. Estas acciones deben ser desarrolladas e incluidas en el Proyecto de Instrumentación y Auscultación del Contratista. Se procederá como en los casos anteriores a las comprobaciones y recalibraciones convenientes.

Todos los datos obtenidos deben quedar almacenados en soporte magnético con lo que serán instantáneamente accesibles y procesables. Sobre los conjuntos de datos que se vayan recopilando se harán estudios estadísticos que permitirán refinar las predicciones sobre el comportamiento de las unidades de control subsiguientes.

Se debe garantizar que la información recogida de las medidas de los diversos dispositivos es leída y comparada con los valores previstos. Las discrepancias detectadas se deben recoger en un apartado específico de los informes, y después de discutidas y consideradas, se deben tomar las medidas convenientes que se requieran en cada caso.

Es fundamental para la seguridad de la obra, que la cadena de transmisión quede rigurosamente establecida.

Los procedimientos a poner en marcha en correspondencia con los niveles de alerta establecidos se recogen en la siguiente tabla.

Niveles de alerta y medidas de actuación

NIVEL DE ALERTA	SITUACIÓN	MEDIDAS DE ACTUACIÓN
NORMAL	Movimientos por debajo del umbral ámbar o del 75% del previsto en pantallas	Continuar con la frecuencia de lecturas establecida
ALERTA TEMPRANA	Movimientos por debajo del umbral rojo o entre el 75-125% del previsto en pantallas	Incrementar frecuencia de lecturas Inspección visual Continuar con el proceso constructivo previsto
ALERTA	Movimientos por encima del umbral rojo o del 125% del previsto en pantallas	Análisis específico de la situación Colocación de instrumentación complementaria, si es preciso Revisión del proceso constructivo Necesidad medidas correctoras, de refuerzo o protección

7. EQUIPO DE AUSCULTACIÓN

En la colocación de los primeros equipos de lectura, inclinómetros, extensómetros, convergencias, piezómetros, estaciones remotas, puesto central automático, así como en la medida inicial de los diferentes parámetros, se contará con la asistencia técnica del personal de las firmas suministradoras de los diferentes equipos, que será de probada experiencia en este tipo de trabajos, y que estará sometida antes de su contratación a la aprobación por parte de la Dirección de Obra.

Por otra parte los criterios para considerar que la construcción y excavación se está desarrollando dentro del marco de la seguridad, se fijarán como se ha indicado previamente al comienzo de la obra, y el Contratista deberá presentar en su Plan de Instrumentación y Auscultación todos los procedimientos necesarios para actuar en aquellos casos en que los umbrales de seguridad se rebasen y ante posibles emergencias.

El responsable del equipo y desarrollo del Plan de Instrumentación y Auscultación, será un especialista en Geotecnia y de él dependerá la redacción de los informes semanales y mensuales, la introducción y modificación de las alarmas que se requieran, de la decisión de poner en marcha los diferentes procedimientos escritos y del cumplimiento y vigilancia de todo lo que se indica en el Plan de Instrumentación y Auscultación

Todos los aparatos y equipos a utilizar, deberán ser calibrados periódicamente para evitar errores en la toma de datos.

ANEJO N° 25

**ANÁLISIS DE SUBSIDENCIAS, EVALUACIÓN DE RIESGOS Y
ZONIFICACIÓN. MEDIDAS QUE LIMITEN LAS SUBSIDENCIAS**

ÍNDICE

<p>1. INTRODUCCIÓN 1</p> <p>2. OBJETO 1</p> <p>3. ANÁLISIS DE SUBSIDENCIAS MEDIANTE MODELOS SEMIEMPÍRICOS O ANALÍTICOS 2</p> <p> 3.1. Excavaciones en mina 2</p> <p> 3.1.1. Distribución de asientos 2</p> <p> 3.1.2. Posición del punto de inflexión de la ley de asientos 4</p> <p> 3.1.3. Estimación del asiento máximo 5</p> <p> 3.1.4. Estimación del volumen de asientos 5</p> <p> 3.1.5. Desplazamientos horizontales 7</p> <p> 3.1.6. Distorsión angular y deformación horizontal unitaria 8</p> <p> 3.1.7. Evaluación en “campo libre” y representación gráfica de resultados 8</p> <p> 3.2. Excavaciones entre pantallas o pilotes 9</p> <p> 3.2.1. Recomendaciones generales 9</p> <p> 3.2.2. Métodos analíticos 10</p> <p> 3.2.3. Limitación de la deflexión máxima horizontal recomendada 11</p> <p>4. ESTIMACIÓN DE SUBSIDENCIAS MEDIANTE MODELOS SEMIEMPÍRICOS 12</p> <p>5. ESTIMACIÓN DE SUBSIDENCIAS MEDIANTE MODELOS NUMÉRICOS 16</p> <p> 5.1. Modelo geométrico de la tuneladora 16</p> <p> 5.1.1. Simulación del proceso de excavación 16</p> <p> 5.1.2. Simulación de las condiciones iniciales del modelo 17</p> <p> 5.1.3. Simulación de las condiciones de contorno del modelo 17</p> <p> 5.1.4. Simulación de la presión de tierras en el frente de la excavación 18</p> <p> 5.1.5. Simulación del entorno del escudo 18</p> <p> 5.1.6. Simulación de la inyección de mortero 18</p> <p> 5.1.7. Simulación de la inyección a través de la coraza del escudo 19</p> <p> 5.1.8. Simulación de los elementos de sostenimiento 19</p> <p> 5.2. Cálculos realizados 19</p> <p> 5.2.1. Estimación de valores de pérdida de suelo 19</p> <p> 5.2.2. Cálculos particularizados para zonas concretas del trazado 21</p> <p> 5.2.3. Cálculo P.K. 12+300-P.K. 12+900 21</p> <p> 5.2.4. Cálculo P.K. 13+280 22</p> <p> 5.2.5. Cálculo P.K. 14+320 23</p> <p> 5.2.6. Cálculo P.K. 18+220 23</p> <p> 5.2.7. Cálculo P.K. 18+460 24</p>	<p>5.2.8. Cálculo P.K. 23+500 24</p> <p>5.2.9. Cálculo P.K. 28+600 25</p> <p>5.2.10. Cálculo P.K. 29+250 25</p> <p>5.2.11. Resultados y conclusiones 26</p> <p>6. OTRAS CONSIDERACIONES 31</p> <p> 6.1. Asientos por drenaje o abatimiento del nivel freático 31</p> <p> 6.2. Influencia del relleno del gap y de la inyección alrededor del escudo. 31</p> <p>7. ESTABILIDAD DEL FRENTE 32</p> <p> 7.1. Introducción 32</p> <p> 7.2. Conceptos básicos 32</p> <p> 7.3. Valores usuales 33</p> <p> 7.3.1. Generalidades 33</p> <p> 7.3.2. Órdenes de magnitud 33</p> <p> 7.3.3. Diferentes estimaciones para la presión de trabajo de la tuneladora 33</p> <p> 7.4. Metodología para la estimación de la estabilidad del frente 35</p> <p> 7.4.1. Introducción 35</p> <p> 7.4.2. Criterio de rotura de Eisentein y Ezzeldine (1994) 36</p> <p> 7.4.3. Criterio de rotura de Anagnostou y Kovári (1994-1996) 39</p> <p>8. EVALUACIÓN DE NECESIDADES DE CONTROL Y ZONIFICACIÓN 45</p> <p> 8.1. Introducción 45</p> <p> 8.2. Clasificación de zonas 45</p> <p> 8.3. Umbrales de desplazamientos adicionales admisibles 45</p> <p>9. ANÁLISIS DE LOS SUBTRAMOS DIFERENCIADOS 48</p> <p> 9.1. P.K. 9+409 a P.K. 10+282 48</p> <p> 9.2. P.K. 10+282 a P.K. 10+560 48</p> <p> 9.3. P.K. 10+560 a P.K. 11+228 49</p> <p> 9.4. P.K. 11+228 a P.K. 11+348 49</p> <p> 9.5. P.K. 11+348 a P.K. 11+508 49</p> <p> 9.6. P.K. 11+508 a P.K. 11+638 50</p> <p> 9.7. P.K. 11+638 a P.K. 11+798 50</p> <p> 9.8. P.K. 11+798 a P.K. 12+348 50</p> <p> 9.9. P.K. 12+348 a P.K. 12+528 51</p> <p> 9.10. P.K. 12+528 a P.K. 12+828 51</p> <p> 9.11. P.K. 12+828 a P.K. 13+000 51</p> <p> 9.12. P.K. 13+000 a P.K. 14+080 52</p>
--	---

9.13. P.K. 14+080 a P.K. 16+190	53	11.19. P.K. 24+600 a P.K. 24+860	111
9.14. P.K. 16+190 a P.K.16+980	55	11.20. P.K. 25+200 a P.K. 25+450	113
9.15. P.K. 16+980 a P.K. 18+420	57	11.21. P.K. 25+900 a P.K. 26+530	115
9.16. P.K. 18+420 a P.K. 18+840	58	11.22. P.K. 26+800 a P.K. 27+550	119
9.17. P.K. 18+840 a P.K. 20+030	59	11.23. P.K. 28+080 a P.K. 28+200	119
9.18. P.K. 20+030 a P.K. 21+160	60	11.24. P.K. 29+290 a P.K. 29+550	121
9.19. P.K. 21+160 a P.K. 22+290	62	11.25. P.K. 29+680 a P.K. 30+320	124
9.20. P.K. 22+290 a P.K. 23+460	65	11.26. P.K. 30+450 a P.K. 30+600	126
9.21. P.K. 23+460 a P.K. 24+000	67	11.27. Tratamiento en pozos y galerías entre P.K. 13+000 y P.K. 23+470	128
9.22. P.K. 24+000 a P.K. 24+560	67	11.28. Tratamiento para cambio de cortadores entre P.K. 13+000 y 32+072,56	128
9.23. P.K. 24+560 a P.K. 25+430	68		
9.24. P.K. 25+430 a P.K. 27+180	68		
9.25. P.K. 27+180 a P.K. 29+280	69		
9.26. P.K. 29+280 a P.K. 30+583	69		
9.27. P.K. 30+583 a P.K. 32+072,56	70		
10. MEDIDAS QUE LIMITAN LAS SUBSIDENCIAS	70		
10.1. Condicionantes	70		
10.2. Tratamientos de protección previstos	71		
10.2.1. Introducción	71		
10.2.2. Tratamiento mediante micropilotes	73		
10.2.3. Tratamiento mediante Jet-grouting	74		
10.2.4. Tratamiento mediante pilotes de mortero	75		
11. TRATAMIENTOS CONSIDERADOS Y ZONAS DE ACTUACIÓN	75		
11.1. Introducción	75		
11.2. P.K. 9+510 al P.K. 9+800 y P.K. 10+140 al P.K. 10+300	77		
11.3. P.K. 11+380 a P.K. 11+600	78		
11.4. Estación de Morán Valverde	80		
11.5. P.K. 12+481 a P.K. 12+883	80		
11.6. P.K. 13+180 a P.K. 13+540	83		
11.7. P.K. 14+240 a P.K. 14+268	85		
11.8. P.K. 14+280 a P.K. 14+390	87		
11.9. P.K. 14+590 a P.K. 14+690	89		
11.10. P.K. 16+190 a P.K. 16+310	91		
11.11. P.K. 16+400 a P.K. 16+520	93		
11.12. P.K. 16+850 a P.K. 16+880	95		
11.13. P.K. 17+870 a P.K. 17+920	96		
11.14. P.K. 18+400 a P.K. 18+530	98		
11.15. P.K. 18+530 a P.K. 18+600	101		
11.16. P.K. 21+360 a P.K. 21+500	104		
11.17. P.K. 22+330 a P.K. 22+670	106		
11.18. P.K. 23+470 a P.K. 23+525	108		
		APÉNDICES	
		APÉNDICE 1. FICHAS DE ESTIMACIÓN DE SUBSIDENCIAS POR MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS	
		APÉNDICE 2. FICHAS DE ESTIMACIÓN DE SUBSIDENCIAS POR MÉTODOS NUMÉRICOS	
		APÉNDICE 3. FICHAS DE ESTIMACIÓN DE SUBSIDENCIAS CON TRATAMIENTOS POR MÉTODOS NUMÉRICOS	

ANEJO N° 25

ANÁLISIS DE SUBSIDENCIAS. EVALUACIÓN DE RIESGOS Y ZONIFICACIÓN. MEDIDAS QUE LIMITEN LAS SUBSIDENCIAS

1. INTRODUCCIÓN

La futura línea 1 de metro se desarrolla a lo largo de la ciudad de Quito, discurriendo a lo largo del eje norte sur, en su tramo central, por su centro histórico, declarado Patrimonio Cultural de la Humanidad desde 1978. En consecuencia, uno de los aspectos más relevantes, para el diseño y ejecución del proyecto de la primera línea del metro de Quito, ha sido la evaluación de los movimientos del terreno que pudieran ser inducidos durante la construcción de esta nueva infraestructura, así como su repercusión sobre los elementos existentes (edificaciones, estructuras y servicios) situados en el entorno de la zona de influencia de las excavaciones.

En el anejo n° 9 del proyecto se incluye el Inventario de los edificios situados en el entorno de las excavaciones, donde se dispone de las fichas de edificios en las que se recoge el n° de plantas, n° de sótanos, diferentes patologías de los mismos, etc. Asimismo, en dicho anejo se incluyen planos de toda la traza, en los que se encuentra representado por colores, las alturas de los edificios, su número de sótanos, su valor histórico, el índice de susceptibilidad de los mismos, etc.

Las subsidencias potencialmente inducidas se han confrontado con valores de referencia de desplazamientos - asientos, distorsiones angulares y deformaciones horizontales unitarias- que, habitualmente, se consideran admisibles por los elementos del entorno objeto de análisis, para posteriormente, según el caso, incorporar al diseño los tratamientos del terreno, o los sistemas de protección que se han considerado adecuados y necesarios.

A partir de este análisis, se han identificado aquellos elementos, como edificaciones, estructuras y servicios, que, encontrándose dentro de la zona de influencia de las excavaciones, se les ha asignado una clasificación orientativa del nivel de control que se debe seguir en los mismos para el proyecto y durante la ejecución de las obras.

En este documento se han distinguido diferentes tramos o zonas, a lo largo del trazado, de acuerdo a elementos o características comunes, en las que el tipo de control se prevé *normal*, *medio* o *intenso*, dependiendo de la menor o mayor influencia previsible de la ejecución de las obras proyectadas y su repercusión en los elementos del entorno.

Esta zonificación ha servido como punto de partida para el diseño de los tratamientos del terreno, o los sistemas de protección que se ha considerado adecuado y necesario plantear en los diferentes elementos situados en la zona de influencia de las excavaciones.

Asimismo se establecen recomendaciones para el desarrollo de los estudios y diseños, de acuerdo con las metodologías habitualmente empleadas en proyectos similares de excavaciones subterráneas en entorno urbano.

2. OBJETO

El ámbito de actuación es en el área metropolitana y el centro histórico de la ciudad de Quito. Se trata de un entorno caracterizado por una densa trama urbana y la presencia, muy en particular en el sector central del tramo, de edificios singulares de la máxima protección desde el punto de vista arquitectónico e histórico.

El objeto de las recomendaciones incluidas en el presente apartado es establecer criterios homogéneos para la estimación de las subsidencias (asientos y desplazamientos horizontales) que pudieran inducir las excavaciones proyectadas y definir, en su caso, los tratamientos del terreno que se ha considerado necesarios proyectar.

Para ello se han tenido en cuenta experiencias recientes adquiridas en el diseño y construcción de túneles urbanos en terrenos flojos y blandos; en particular, la de las obras de ampliación del Metro de Madrid.

Básicamente se han tenido en cuenta dos grupos de modelos para la estimación de subsidencias:

- Modelos semi-empíricos o analíticos.
- Modelos numéricos, mediante el uso de elementos finitos o diferencias finitas.

Los procedimientos semiempíricos, se ha ajustado basándose en los resultados obtenidos con análisis numéricos bidimensionales realizados con Flac 2D que se han realizado en diversas secciones situadas a lo largo de la traza.

A partir de la previsión de subsidencias se han identificado aquellos elementos (edificaciones, estructuras y servicios) que, por sus características propias, estado de conservación, susceptibilidad estructural, y su posición relativa en la zona de influencia de las excavaciones, pudieran verse afectados por los posibles desplazamientos inducidos por las obras objeto de este proyecto.

Para ello se ha adoptado como referencia criterios habituales de deformaciones máximas admisibles, estableciendo de este modo una zonificación a partir del nivel de influencia potencial considerado.

Posteriormente, a partir del análisis realizado, se han establecido los tratamientos y las medidas de protección que se han considerado oportunas, tanto por el tipo de estructura a proteger, como por la naturaleza del terreno, así como por las posibilidades operativas para llevar a cabo con éxito dicho tratamiento, de forma que la influencia de la ejecución de las obras proyectadas sea admisible por los elementos del entorno.

3. ANÁLISIS DE SUBSIDENCIAS MEDIANTE MODELOS SEMIEMPÍRICOS O ANALÍTICOS

3.1. Excavaciones en mina

3.1.1. Distribución de asientos

Existen en la actualidad un gran número de modelos para estimar la subsidencia que genera en su entorno la excavación de un túnel excavado en mina.

Para la distribución de asientos, se podrá considerar la propuesta de Peck, que realizó en el Congreso Internacional de Mecánica del Suelo de Méjico (1969), a partir de los trabajos de Schmidt, donde recomendó asimilar la ley de asientos a una campana de Gauss invertida (Figura 1 y Figura 2).

Figura 1. Método de Peck. Ley de Asientos en superficie. Posición del punto de inflexión

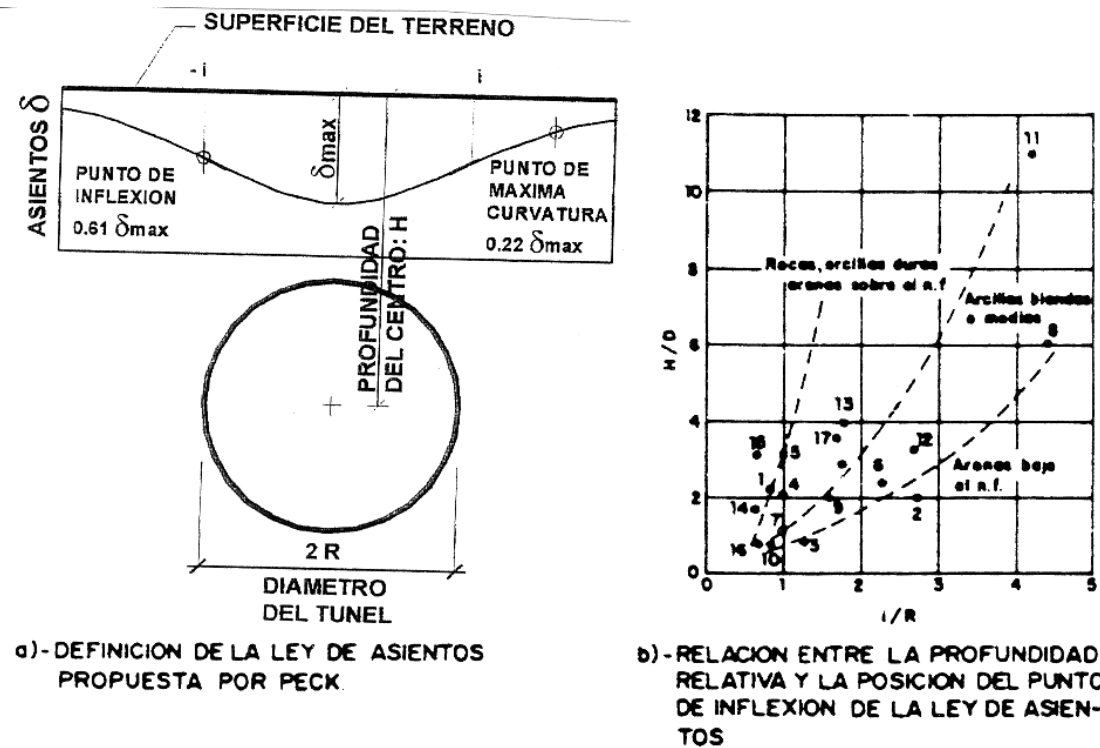
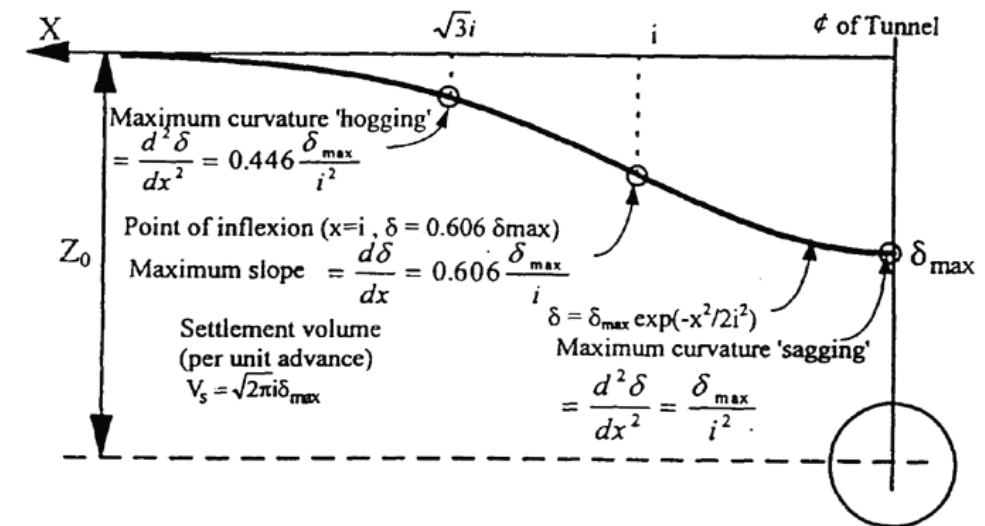


Figura 2. Método de Peck. Perfil transversal de la cubeta de asientos



La ley de asientos adopta la forma de una curva de Gauss invertida, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\delta(x) = \delta_{max} e^{-\frac{x^2}{2i^2}}$$

donde:

$\delta(x)$: es el asiento en un punto situado a distancia x del eje de simetría.

δ_{max} : representa el asiento máximo en la vertical del eje.

i : es la distancia del punto de inflexión de la curva al eje de simetría

Esta hipótesis, ampliamente extendida y considerada suficientemente ajustada, permite definir la ley de asientos a partir de los siguientes parámetros habituales:

- Volumen de asientos, V_s
- Posición del punto de inflexión, i
- Asiento máximo, δ_{max}

Estos tres parámetros se relacionan entre sí mediante la siguiente expresión:

$$\delta_{max} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} i} \cong \frac{V_s}{2,5 i}$$

La forma en que se determinan estas variables puede ser diferente a partir de la experiencia adquirida sobre casos reales o a través de modelos de cálculo semiempíricos, analíticos o numéricos. En las siguientes figuras se muestran relaciones entre estas variables.

Figura 3. Volumen de asientos en función del factor de sobrecarga. (Basado en Clough y Schmidt, 1981)

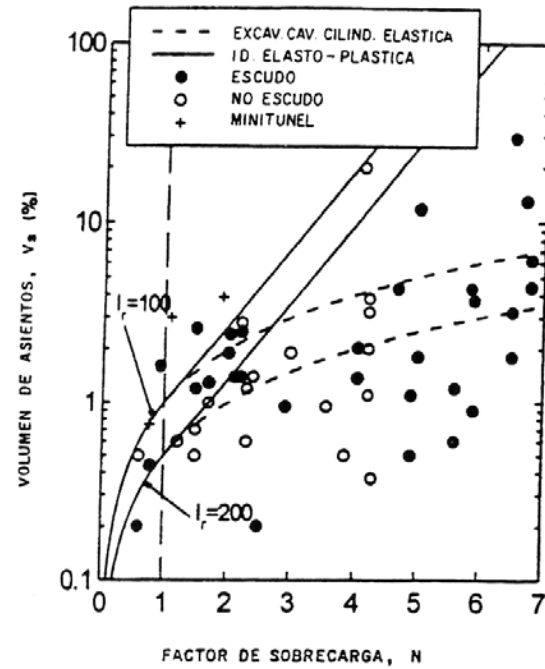


Figura 4. Localización del punto de inflexión (Oteo y Sagaseta, 1996)

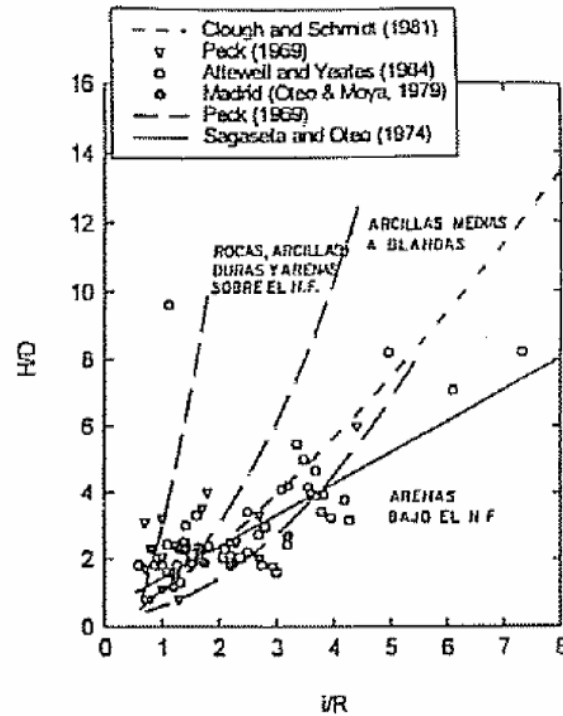


Figura 5. Factor de sobrecarga (Attewell 1978)

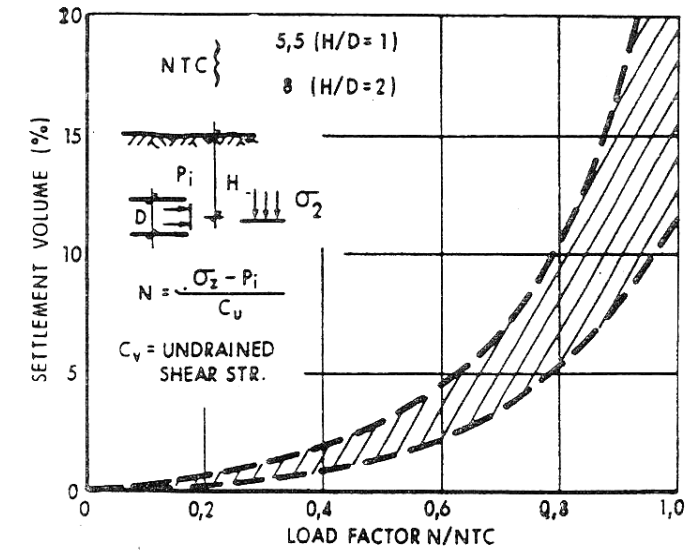
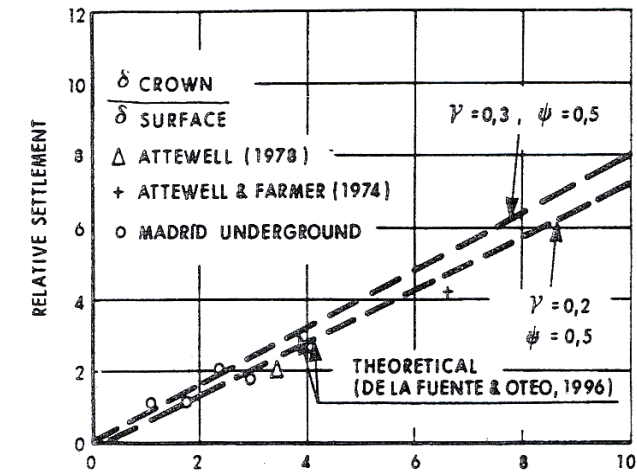


Figura 6. Asiento en la proximidad de túneles (Oteo et al, 1996)



Adicionalmente, y basados en los trabajos de Attewell y Yamada, K. (1986), en la que se presentan esquemas de la distribución espacial de asientos en la zona de influencia del frente que, para un mismo sistema de avance, dependerá tanto de la naturaleza de los terrenos atravesados como del método constructivo adoptado, como se observa en las siguientes figuras.

Figura 7. Distribución de asientos en suelos aluviales cohesivos (Attewell et al, (1986) Yamada, K. et al 1986)

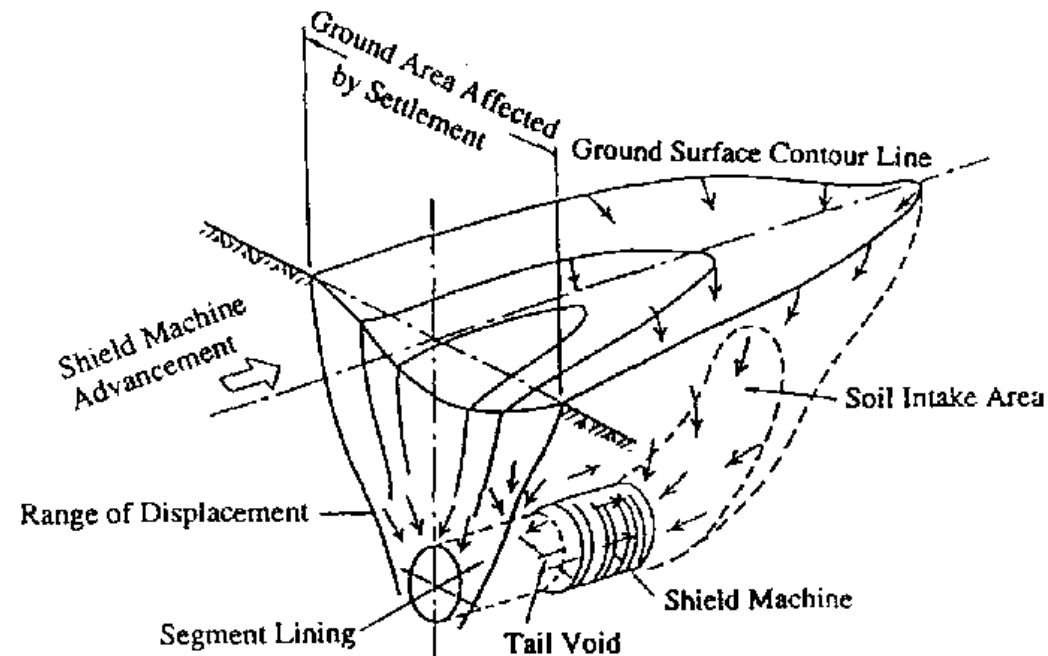
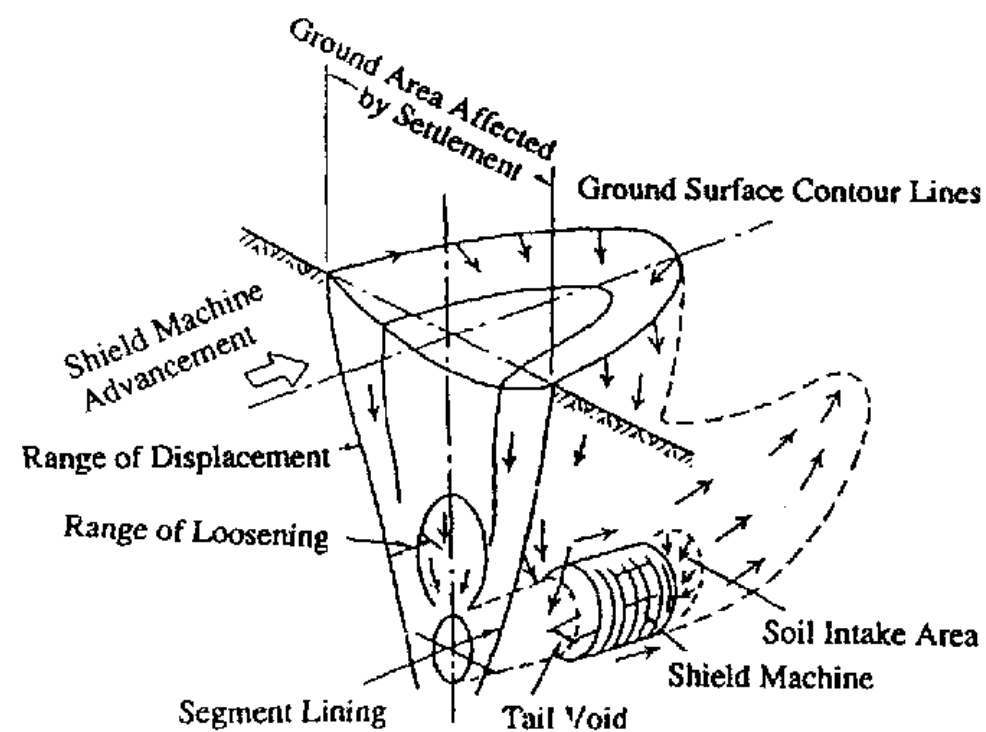


Figura 8. Distribución de asientos en suelos aluviales arenosos (Attewell et al, (1986) Yamada, K. et al 1986)



3.1.2. Posición del punto de inflexión de la ley de asientos

Con posterioridad al modelo de Peck (1969), C.Sagaseta y C.Oteo (1974 y revisión en 1996) establecieron un método de estimación de subsidencias que ha sido contrastado y ajustado a través de numerosas observaciones de obras subterráneas ejecutadas en España.

De acuerdo con este modelo la posición del punto de inflexión se determina mediante la siguiente expresión:

$$i/D = \eta(0,52 \frac{H}{D} - 0,21)$$

donde:

D es el diámetro medio de la excavación.

H la profundidad del eje de la excavación

η es un parámetro de ajuste que varía entre 0,7 (suelos flojos y arenosos) a 1,3 (suelos densos o rígidos).

Para la determinación del punto de inflexión, pueden contrastarse los resultados con los que se obtienen a partir de las propuestas por otros autores, entre los cuales, se indican los siguientes:

- $i = 0,25 \cdot (1,5 H + 0,25 D)$ (Atkinson y Potts, 1977)
- $i = (D/2) \cdot (H/D)^{0,8}$ (Clough y Schmidt, 1981)
- $i = 0,43 \cdot H + 1,1$ (para suelos cohesivos, O'Reilly y New, 1982)
- $i = 0,28 \cdot H - 0,1$ (para suelos granulares, O'Reilly y New, 1982)
- $i = k \cdot H$ (O'Reilly y New, 1982)

con $k = 0,25$ para suelos granulares; $k = 0,5$ para arcillas rígidas y $k = 0,7$ para arcillas limosas blandas

- $i = H/2$ (Rankin)

3.1.3. Estimación del asiento máximo

El asiento máximo puede tomarse a partir de la expresión:

$$\delta_{\max} = \psi \frac{\gamma \cdot D^2}{E_{\text{sub}}} (0,85 - \nu)$$

donde los parámetros que intervienen tienen el siguiente significado:

γ : Densidad aparente del terreno

D: Diámetro (o ancho) medio de la excavación

E_{sub} : Módulo de deformación de subsidencias. Es una estimación del módulo elástico del terreno, en descompresión o extensión (del orden del módulo de precompresión o recarga del terreno; del orden de 2-3 veces el módulo de Young en carga, E)

ν : coeficiente de Poisson

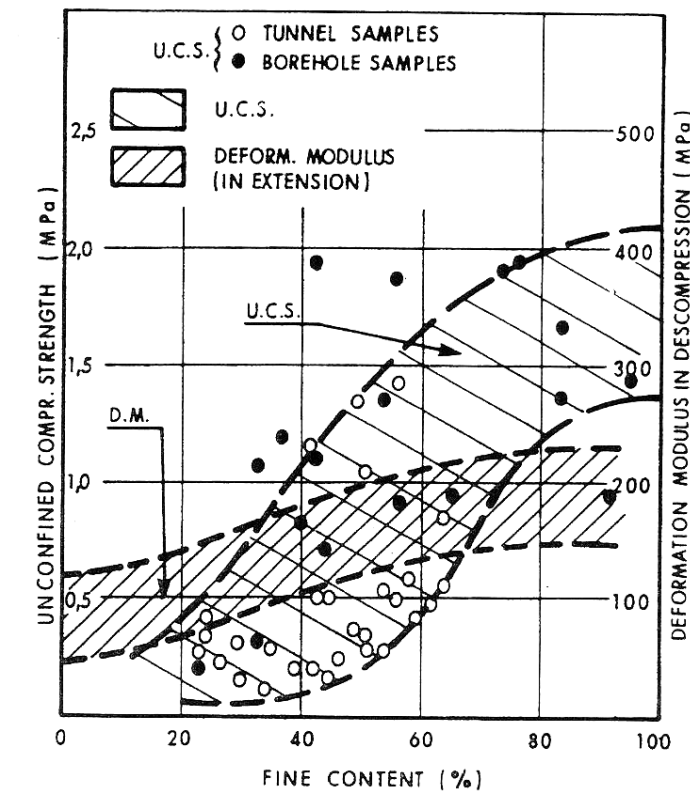
ψ : factor de corrección que introduce la influencia del proceso constructivo, que está relacionada con la velocidad de avance de la excavación, los efectos reológicos del terreno y otros factores, por lo que, en definitiva, incide sobre el módulo de deformación considerado.

Para el presente proyecto, se proponen los siguientes rangos de valores:

- Excavación mecanizada con contención del frente:
 - Tuneladora en modo EPB: 0,2-0,4
 - Tuneladora en modo abierto: 0,5-0,7
- Excavación no mecanizada manual convencional:
 - Métodos convencionales tipo MTM: 0,3-0,5
 - Método secuencial (SEM): 0,7-1,0

A título orientativo, en la Figura 9 se presenta una relación entre el valor del módulo de deformación en descompresión o extensión con los valores de la resistencia a compresión simple y el contenido en finos. En todo caso, para el presente proyecto deberán evaluarse los módulos a emplear, de acuerdo con el tipo de terreno existente en cada caso.

Figura 9. Variación de la resistencia y del módulo de deformación en precompresión con el contenido en finos. (Oteo et al 1998)



3.1.4. Estimación del volumen de asientos

Además de la formulación anterior de C.Sagasetta y C.Oteo, para estimar el volumen de asientos se puede considerar, como contraste, otros métodos teóricos que consideran el terreno como un semi-espacio elástico.

Previamente, a efectos de proporcionar un orden de magnitud, puede considerarse que el volumen de asientos viene definido por la siguiente expresión (Melis Maynar et al, 1997; Jiménez Salas, 1980)

$$V_s = 0,65 - 0,75 \cdot V_o$$

siendo:

V_o : es la pérdida de sección de la excavación en mina (volumen de suelo descomprimido en el entorno del túnel)

Partiendo de las hipótesis del método teórico citado anteriormente, el volumen de asientos se obtiene de considerar la situación de una excavación circular en medio elástico con una cierta presión interior, inferior a la efectiva a cota del túnel, de acuerdo con la siguiente expresión (Deere et al, 1969):

$$V_s = \alpha \cdot V_o = \alpha \cdot (1 + k_0) \cdot (\sigma'_v - p_i) \cdot \left(\frac{1 + \nu}{E}\right) \cdot A_0$$

donde:

α : factor que relaciona la pérdida de sección con el volumen de asientos. Para el presente proyecto puede considerarse un valor de 0,7.

K_0 : es el coeficiente de empuje al reposo del terreno

σ'_v : tensión efectiva vertical en el eje del túnel

p_i : presión en el interior de la cavidad (se considera del orden de un 60% de la presión efectiva)

ν : coeficiente de Poisson

E : módulo de deformación del terreno

A_0 : sección teórica inicial de la excavación

Este modelo parte de la consideración de que el túnel está sometido a una compresión biaxial uniforme, lo que equivale a suponer que la superficie del terreno está muy alejada del eje (a más de 4 diámetros según Mindlin, 1939), lo que, en general no se corresponderá con las condiciones del trazado proyectado, por lo que constituye una aproximación que podrá utilizarse de forma aproximada y solo como contraste de otros modelos.

En este modelo resulta determinante la asignación de la presión interior p_i , que en definitiva, es la que recibe y por tanto contrapone tanto el frente de excavación como el revestimiento. Para un terreno en condiciones elásticas la contribución del frente sería de un 30%. Si además el sistema de excavación permite equilibrar presiones en dicho frente, adoptar del orden de un 70% como carga sobre dovelas se podría considerar conservador. La disminución del hueco y, por tanto, las convergencias (y sus reflejo en superficie: asientos y desplazamientos horizontales) están relacionadas con esta presión (a través de las curvas características del terreno y del sostenimiento). De este modo, a efectos de estimar asientos y como reserva de seguridad se considera una presión de equilibrio inferior al 70% de la presión efectiva (del orden del 60%), para tener en cuenta otras pérdidas por cierre del hueco en el trasdós, por respuesta rápida del terreno y/o retrasos o inyección por la cola del escudo poco eficaz, etc.

Tanto en los cálculos efectuados mediante el método elástico (Deere et al) como en el modelo semi-empírico de Sagaseta y Oteo, se podrán tener en cuenta que sobre el túnel pueden existir distintos tipos de terreno, ponderando de forma proporcionada los parámetros que intervienen en función del espesor de cada tipo de terreno situado por encima de la clave del túnel hasta superficie, en cada caso.

Como valores orientativos, basado en la bibliografía técnica habitual, en la Tabla 1 se han recopilado referencias de volúmenes de asiento registrados a partir de datos reales en distintas obras de excavaciones de túneles:

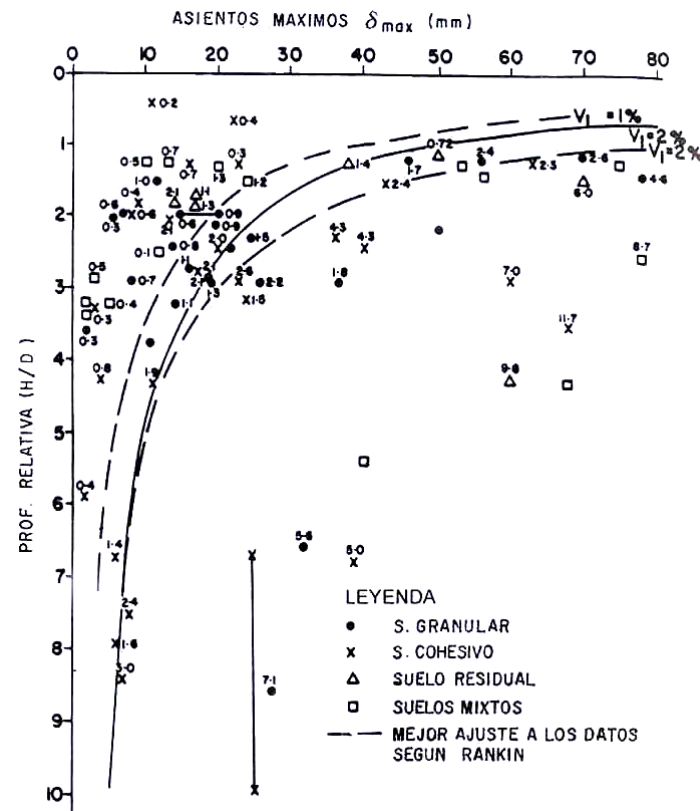
Tabla 1. Datos reales de Volumen de asientos recopilados a partir de Rankin (1987), Oteo y Moya (1979) y Melis et al (1997)

Tipo de suelo	Sistema de excavación	Volumen relativo de asientos, Vs (%)
Arcilla rígida fisurada de Londres	Escudo o nada	1-2 (*)
Arcilla de Londres (Jubilee Line)	Escudo abierto	2-2,5
Depósitos glaciares	Escudo abierto o Escudo de aire comprimido	1-1,25
Arcilla limosa cuaternaria (Cu=10-40 kPa)	Escudo de aire comprimido	2-10
Suelos granulares sobre el nivel freático	-	1-5
Suelos granulares bajo el nivel freático	Escudo cerrado sin presión de tierras	1-10
Arcilla dura y arena compacta (Madrid, Línea 9)	Escudo abierto	0,10-0,40
Arcilla dura (Madrid, Línea 10)	Escudo cerrado	0,33-0,64
Arenas aluviales y rellenos (Madrid, Línea 10)	Escudo cerrado con presión de tierras	0,7-4,2
Arenas tosquizas (Madrid, Líneas 8-10)	Método Belga	0,3-0,5
Arenas tosquizas (Madrid, Línea 7)	Método Belga	0,2-0,6
Suelos arenosos y limosos bajo nivel freático (Barcelona, Línea 9)	EPB	0,2-0,7
Túneles del By-Pass Sur (Madrid, diámetro 15,1 m)	EPB	0,1-0,4

(*) Extraordinariamente el intervalo pudo ser del 3-16%

Por otra parte, en la siguiente figura se muestran valores de asientos máximos recopilados por Rankin (1987).

Figura 10. Asientos máximos medidos (Rankin, 1987)



3.1.5. Desplazamientos horizontales

El desplazamiento horizontal máximo se corresponde con el asiento máximo de acuerdo con la siguiente expresión:

$$U_{max} = \varepsilon \delta_{max}$$

donde:

U_{max} : desplazamiento horizontal máximo

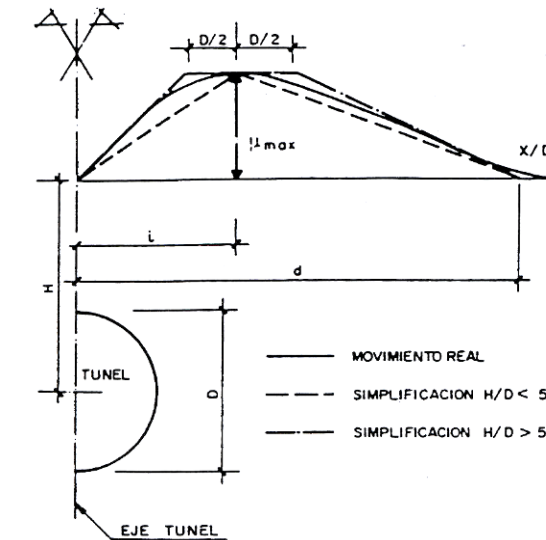
δ_{max} : asiento máximo en la vertical del eje de simetría

ε : factor que relaciona ambas variables

Es decir, es posible estimar el desplazamiento horizontal máximo como una fracción del asiento máximo.

La distribución de la ley de desplazamientos horizontales se puede asimilar, de forma simplificada, a una ley triangular cuando $H/D < 5$ y trapezoidal cuando $H/D > 5$, (Oteo y Sagaseta, 1996) de acuerdo con la Figura 11

Figura 11. Simplificación de la ley de movimientos horizontales sobre el túnel (Oteo y Sagaseta, 1996)



Se asume que la posición del punto de máximo desplazamiento horizontal coincide con la situación del punto de inflexión de la ley de asientos.

De acuerdo con Oteo y Sagaseta, el valor del coeficiente ε en suelos normalmente consolidados es de 0,30, para $H/D < 2$. Para suelos preconsolidados con profundidades mayores de $5D$, ε vale 1,0, y en profundidades intermedias se propone adoptar 0,30.

No obstante, para el presente proyecto se recomienda considerar la propuesta de O'Reilly y New (1982), quienes establecen la ley de desplazamientos horizontales a partir de la ley de asientos, asumiendo la hipótesis de que, a partir de una cierta distancia de la excavación, el desplazamiento total inducido tiene, como dirección principal, una trayectoria que pasaría sensiblemente por el eje del túnel.

De esta forma, el asiento en cada punto y el desplazamiento horizontal serían proyecciones del desplazamiento total, de modo que ambas componentes del movimiento estarían relacionadas geoméricamente mediante la siguiente expresión:

$$U_x = \frac{x}{H} \delta_x$$

donde:

x : distancia del punto al eje de simetría del túnel

H : altura existente entre el punto y el eje del túnel

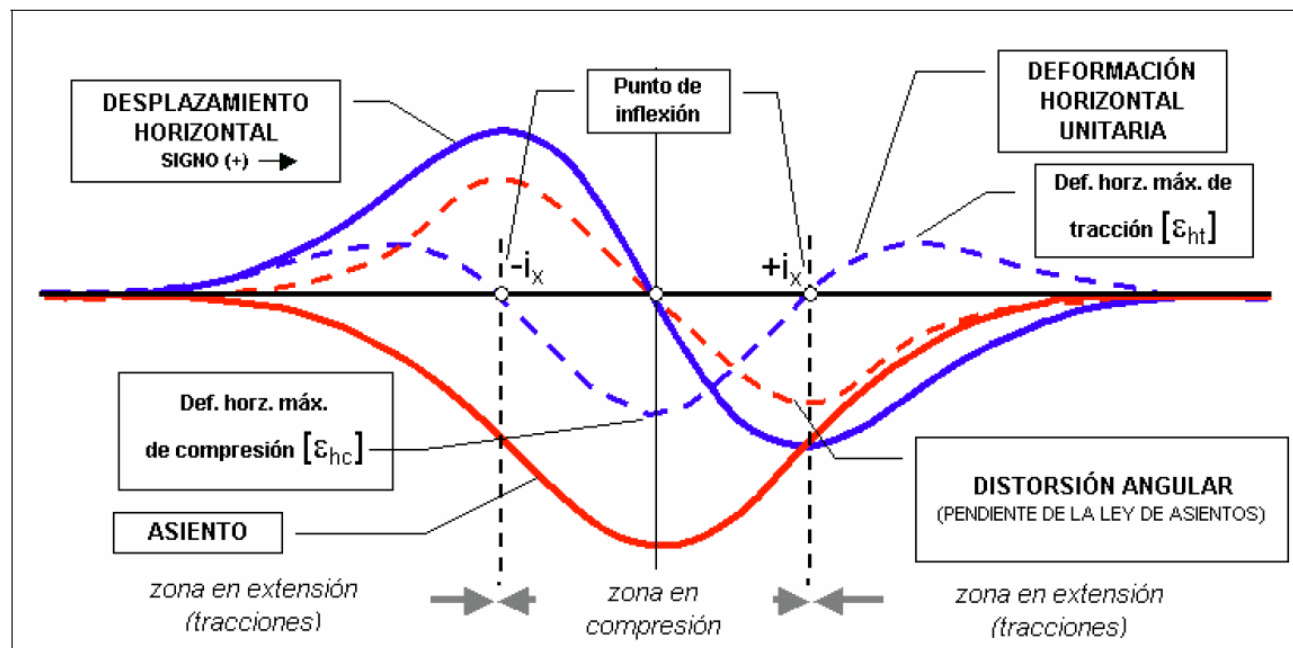
3.1.6. Distorsión angular y deformación horizontal unitaria

A efectos de analizar la distorsión angular, se adopta como cota superior la pendiente de la ley de asientos en cada punto. De este modo, la distorsión angular máxima se produce en la posición del punto de inflexión de la ley de asientos y toma como valor la derivada de dicha ley particularizada en cada punto.

Análogamente, a efectos de evaluar la deformación horizontal unitaria, se considera, como cota superior, la pendiente de la ley de desplazamientos horizontales en cada punto. De este modo, la deformación horizontal unitaria se anula en la posición del punto de inflexión de la ley de asientos y toma como valor la derivada de la ley de desplazamientos horizontales particularizada en cada punto.

En la Figura 12 se incluye la representación gráfica de las leyes de asientos y desplazamientos horizontales, así como sus funciones derivadas, la distorsión angular y la deformación horizontal unitaria, respectivamente.

Figura 12. Leyes de subsidencias para una sección transversal de túnel (TYPESA 2005)



3.1.7. Evaluación en “campo libre” y representación gráfica de resultados

Los modelos semi-empíricos permiten realizar cálculos de subsidencias de diversas secciones a largo del trazado del túnel sin tener la influencia que la presencia de las edificaciones y estructuras pueden ejercer por efecto de su rigidez y de la interacción con el terreno.

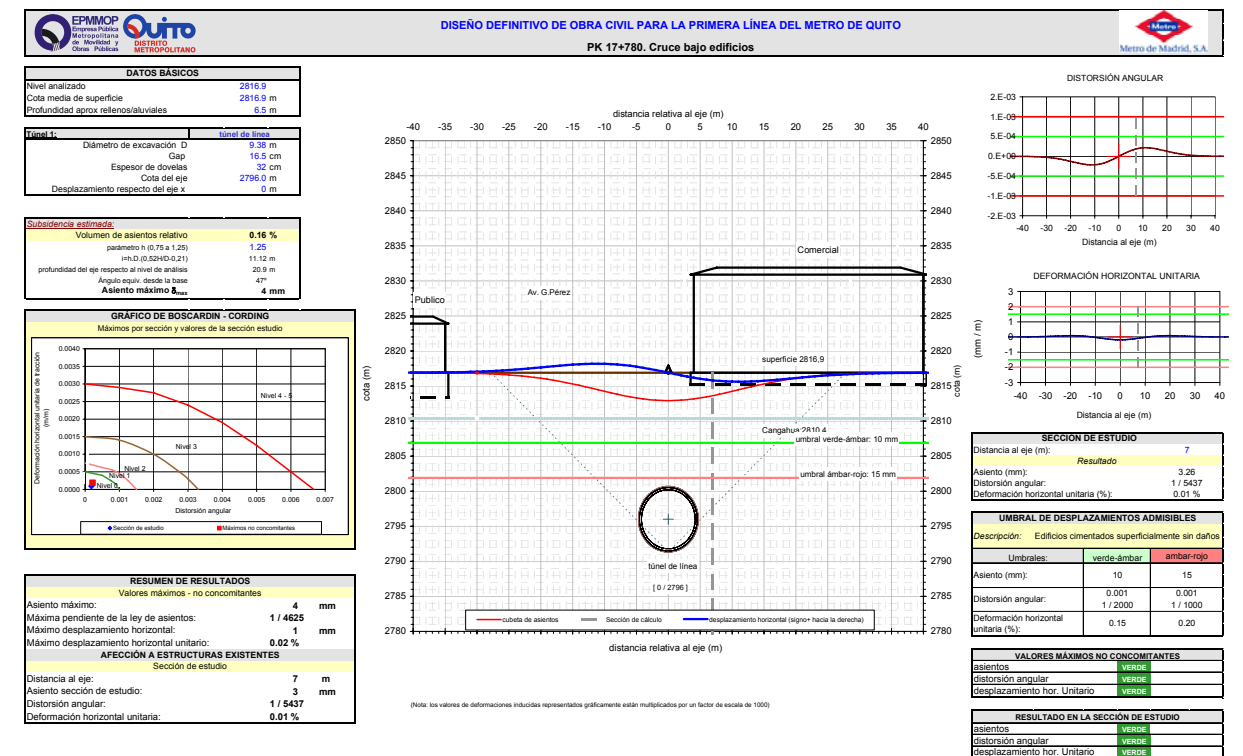
Estos modelos permiten disponer de una evaluación sencilla del orden de magnitud de la subsidencia inducida de forma que sean fácilmente identificables las zonas en las que el

control de la ejecución de la excavación y de las eventuales medidas de tratamientos o refuerzo deberá ser más o menos intenso.

La delimitación de las zonas críticas en las que se producen los mayores desplazamientos estarán, en general, asociados a los mayores esfuerzos de tracción y distorsiones, y en consecuencia la identificación de estas secciones críticas resulta especialmente significativa en la evaluación de efectos sobre elementos existentes en la zona de influencia.

Por tal motivo se deberán analizar y representar secciones mediante alguno de los métodos indicados, con carácter sistemático a lo largo del trazado, y con mayor atención en aquellas secciones especiales en las que, por su especial interés o su singularidad, resulte necesario.

Figura 13. Ejemplo de representación gráfica de subsidencias para una sección transversal de túnel



3.2. Excavaciones entre pantallas o pilotes

3.2.1. Recomendaciones generales

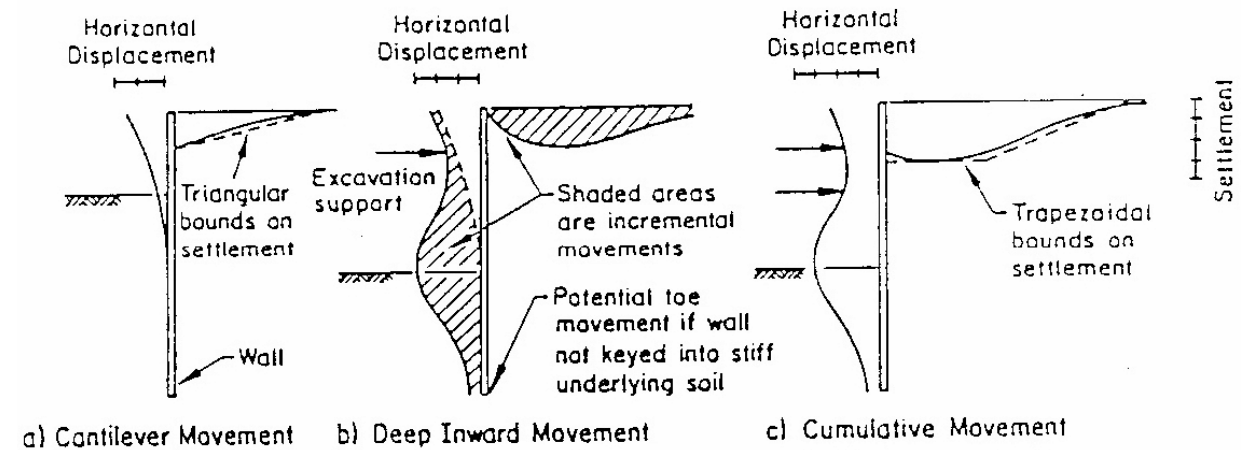
En el entorno de excavaciones a cielo abierto, ejecutadas al amparo de muros pantallas o de pantallas de pilotes, u otro tipo de entibaciones, pueden inducirse movimientos como consecuencia de la deformación progresiva de la contención que se produce a medida que progresa el proceso de excavación.

Por tal motivo es necesario limitar y evaluar el orden de magnitud de estos posibles movimientos para que resulten admisibles por los elementos existentes en el entorno a fin de preservar su integridad estructural.

La forma en que se distribuyen los desplazamientos verticales dependerá de si la pantalla está arriostrada en cabeza o no. En el primer caso, los asentamientos serán nulos junto a la pantalla y máximos a una cierta distancia, disminuyendo exponencialmente a partir de ésta. Si no hay una losa superior o un estampidor que impida los movimientos horizontales de la cabeza de la pantalla, la deformada presentará máximos asentamientos junto a la pantalla, y éstos disminuirán exponencialmente desde ese punto. En todo caso, ambas leyes de asentamientos presentan un punto de inflexión que separa la zona de arrufo de la de quebranto para las estructuras situadas sobre la zona de influencia. La zona de quebranto es más desfavorable para las estructuras, puesto que las somete a esfuerzos de tracción; esto no ocurre en la zona de arrufo, pues en ella se ven sometidas a compresiones. En el caso de un vaciado con varios puntos de arriostramiento, la ley de asentamientos será similar a la del caso de arriostramiento único en cabeza, pero con menores desplazamientos en superficie, debido a los menores movimientos de la pantalla. Sin embargo, el área de afección de subsidencias seguirá siendo similar, pero con movimientos menores.

La ley de asentamientos se ve acompañada por otra ley de movimientos horizontales cuyo comportamiento es similar. También se pueden establecer leyes de asentamientos y movimientos horizontales diferenciales o leyes de distorsiones, que son realmente las que suponen mayor afección a los edificios.

Figura 14. Esquemas de deformación en las pantallas y movimientos inducidos en el trasdós



Desde que R. B. Peck, en 1969, estableció los primeros criterios sobre movimientos esperables en los contornos de recintos de excavación realizados con la protección de pantallas perimetrales, han sido muy diversos los intentos de predecir los desplazamientos horizontales y verticales que pueden tener lugar durante la construcción.

Existen en la bibliografía técnica habitual distintas referencias con relación a este efecto, entre las que cabe citar Peck (1969), D'Appolonia (1971), Mana & Clough (1981), O'Rourke (1989), C. Oteo (1992) y S. Uriel (1996), Bowles (1996) y Hsieh y Ou (1998), entre otros.

En la observación de obras reales los resultados obtenidos son, en general, muy dispares, debido a los múltiples factores que influyen en el equilibrio de la interacción entre la pantalla y el terreno, muy condicionado por la rigidez del sistema y de los elementos de arriostramiento, temporal y definitivo, que se consideren.

De modo concurrente con las deformaciones horizontales de las pantallas, se induce la respuesta el terreno como consecuencia de los cambios su estado tensional inicial, tendiendo a rellenar el espacio que se genera en la zona del trasdós hasta alcanzar una nueva situación de equilibrio.

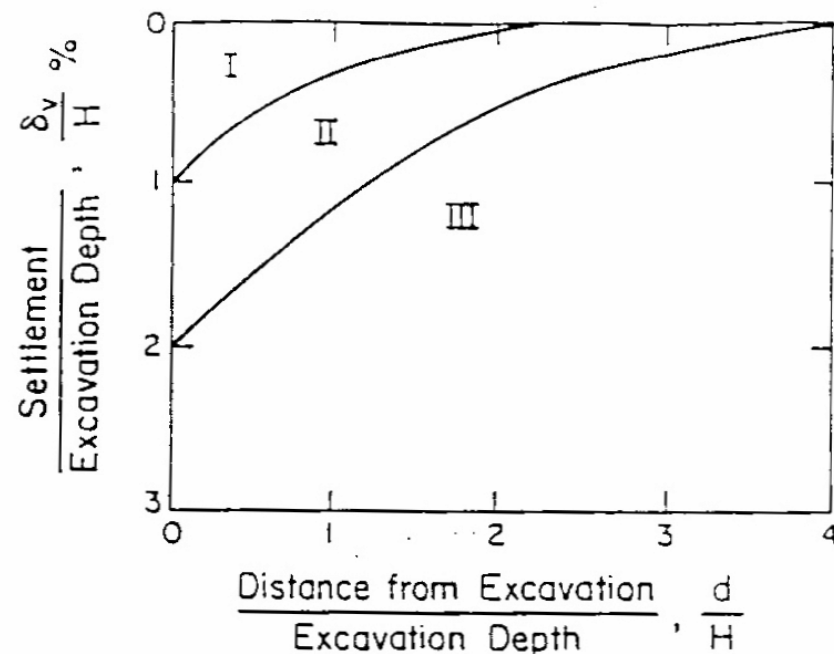
Este efecto, como sucede en el caso de los túneles en mina, origina un campo de desplazamientos en el trasdós de las pantallas que se refleja en el entorno en forma de movimientos horizontales, asentamientos y distorsiones cuyo sentido, extensión, distribución y magnitud depende de la profundidad de excavación y de la rigidez de los sistemas de arriostramiento.

Los métodos empíricos de estimación de asentamientos tratan de resumir y extrapolar de forma directa observaciones de casos reales pero, para su aplicación al presente Proyecto, suponen sólo una aproximación del orden de magnitud.

Los asentamientos y desplazamientos horizontales están relacionados con la distancia de influencia y son proporcionales a la profundidad H de la excavación ejecutada.

A partir de las observaciones y mediciones realizadas, Peck propuso el diagrama adimensional de la Figura 15, en la que se relaciona la distancia de influencia con el asiento:

Figura 15. Diagrama adimensional de asentamientos con relación a la profundidad de excavación (Peck 1969)



- I - Sand and Soft to Hard Clay, Average Workmanship
 II - Very Soft to Soft Clay
 1. Limited Depth of Clay Below Excavation Bottom
 2. Significant Depth of Clay Below Excavation Bottom
 But $N_b < N_{cb}^*$
 III - Very Soft to Soft Clay to a Significant Depth
 Below Excavation Bottom and $N_b > N_{cb}$
 $N_b = \text{Stability No. Using } S_{ub} \text{ Below Base Level} = \frac{\gamma H}{S_{ub}}$
 $N_{cb} = \text{Critical Stab No. for Basal Heave}$

En el diagrama anterior se diferencian tres regiones:

- Región I: Arenas y arcillas firmes a duras.
- Región II: Arcillas blandas a moderadamente firmes.
- Región III: Arcillas muy blandas a blandas.

De la experiencia acumulada en el diseño y construcción de numerosas obras de Metro en suelos se confirma que el valor máximo de los asentamientos es proporcional al volumen de huecos generados por el movimiento de las pantallas e inversamente proporcional a la distancia de influencia.

De la experiencia acumulada en el diseño y construcción de numerosas obras de Metro en suelos se confirma que el valor máximo de los asentamientos es proporcional al volumen de huecos generados por el movimiento de las pantallas e inversamente proporcional a la distancia de influencia.

Para el proyecto se tendrán en cuenta los siguientes aspectos:

- La zona de máximo movimiento a partir de la excavación está comprendida entre 0 y H, siendo H la altura de excavación.
- La zona de influencia tanto de asentamientos como de desplazamientos horizontales está comprendida entre distancias a la excavación de 2 a 3 veces H.
- El límite máximo del asiento en la superficie del terreno en el trasdós de la pantalla varía entre 0,4 y 1 de la máxima deflexión lateral.
- El valor del asiento máximo para un buen comportamiento del elemento de contención varía entre 0,05% y 0,2% de H.

3.2.2. Métodos analíticos

Para estimar la distancia máxima de influencia se recomienda utilizar las expresiones, basadas en los trabajos Caspe (1966) y Bowles (1996) entre otros.

El ancho de influencia (D) se define como:

$$D = H_i \cdot \text{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$H_i = H + H_p$$

donde:

H: altura máxima de excavación

H_p : parámetro (dimensional) definido como:

$$H_p = \begin{cases} \text{si } \phi = 0 \Rightarrow H_p = B \\ \text{si } \phi \neq 0 \Rightarrow H_p = 0,5 \cdot B \cdot \text{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \end{cases}$$

siendo:

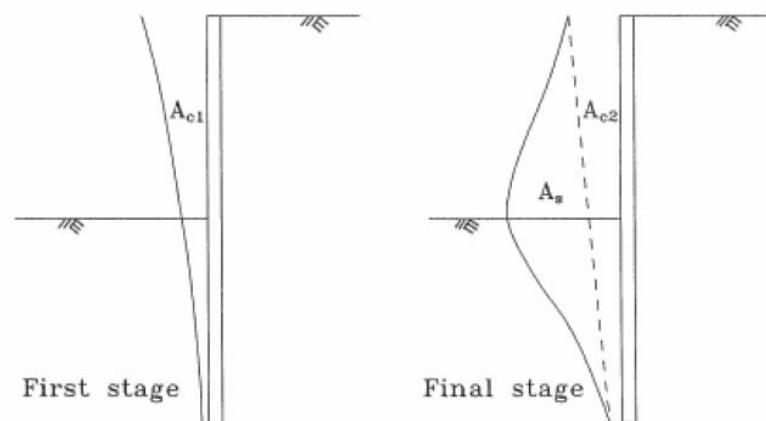
B: ancho de la excavación

ϕ : ángulo de rozamiento interno

Por otra parte el asiento máximo puede estimarse a partir del procedimiento propuesto por Hsieh y Ou (1998), de acuerdo con la siguiente metodología:

1. Se obtiene la deformada de la pantalla y su máximo desplazamiento horizontal, δ_{hm} .
2. Se clasifica el tipo de deformada, en ménsula ($A_s \leq 1,6 A_c$) o cóncava ($A_s > 1,6 A_c$). La definición de las áreas A_c y A_s se muestra en la Figura 16. Áreas para la clasificación del tipo de deformada, según Hsieh y Ou (1998)

Figura 16. Áreas para la clasificación del tipo de deformada, según Hsieh y Ou (1998)



$$A_c = \text{Max}(A_{c1}, A_{c2})$$

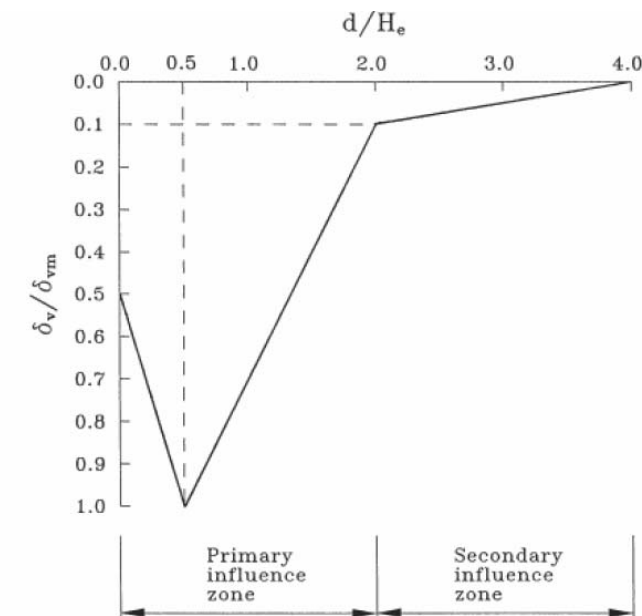
3. Si la deformada es en ménsula, el asiento en superficie tendrá una forma curva, dada por las siguientes expresiones:

$$\delta_v \leq \left(-0,636 \cdot \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 1 \right) \cdot \delta_{vm} \quad \text{si } \frac{d}{H_e} \leq 2$$

$$\delta_v \leq \left(-0,171 \cdot \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 0,342 \right) \cdot \delta_{vm} \quad \text{si } \frac{d}{H_e} > 2$$

4. Si la deformada es de tipo cóncavo por la presencia de arriostamientos en cabeza, la cubeta de asientos tiene la forma indicada en la Figura 17.

Figura 17. Áreas para la clasificación del tipo de deformada, según Hsieh y Ou (1998)



H_e representa la profundidad de la excavación, d la distancia horizontal a la pantalla y δ_{vm} es el asiento superficial máximo. Para evaluar este último puede suponerse $\delta_{vm} = 0,8 \delta_{hm}$.

Para determinar el volumen de asientos máximo inducido puede estimarse el asiento máximo y la distorsión angular máxima en trasdós a partir de los cálculos de pantallas obtenidos mediante programas de cálculo estructural (p.e. RIDO).

3.2.3. Limitación de la deflexión máxima horizontal recomendada

Para limitar controlar que el diseño es adecuado para las edificaciones o estructuras cercanas, en el dimensionamiento estructural de las pantallas se debe comprobar que el máximo desplazamiento horizontal no excede los siguientes valores:

- 12 mm en casos de pantallas próximas (a menos de 10 m de distancia de la pantalla) de edificios o estructuras
- 20 mm para edificaciones o estructuras situadas entre 10 a 20 m de distancia.
- 30 mm para edificaciones o estructuras situadas a más de 20 m de distancia del límite de la excavación.

Los valores indicados se refieren a los primeros 10 m más superficiales, pudiendo incrementarse en 5mm, por cada 10 m de profundidad adicionales, limitando el máximo admisible a flechas del orden de los 30-40 mm, dependiendo la presencia de edificios o infraestructuras.

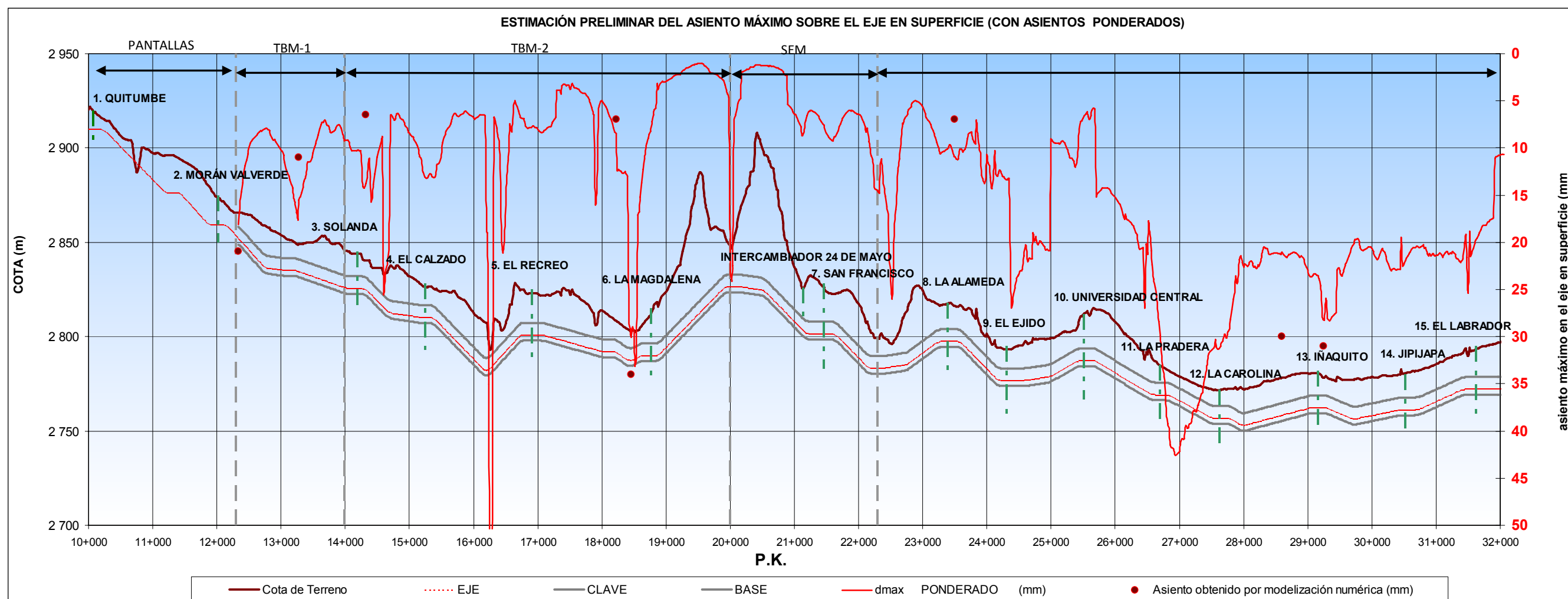
4. ESTIMACIÓN DE SUBSIDENCIAS MEDIANTE MODELOS SEMIEMPÍRICOS

Se ha efectuado una estimación de subsidencias mediante modelos semiempíricos recogidos en el apartado 3. ANÁLISIS DE SUBSIDENCIAS MEDIANTE MODELOS SEMIEMPÍRICOS O ANALÍTICOS. En concreto, se han tenido en cuenta los criterios de Sagaseta y Oteo (1996), Deere y Peck (1969), modelo de Madrid y un modelo en función del recubrimiento total.

Se han estimado las deformaciones en superficie generadas por la excavación del túnel. Los cálculos efectuados en diferentes secciones situadas a lo largo del trazado se recogen en el apéndice 1 del presente anejo.

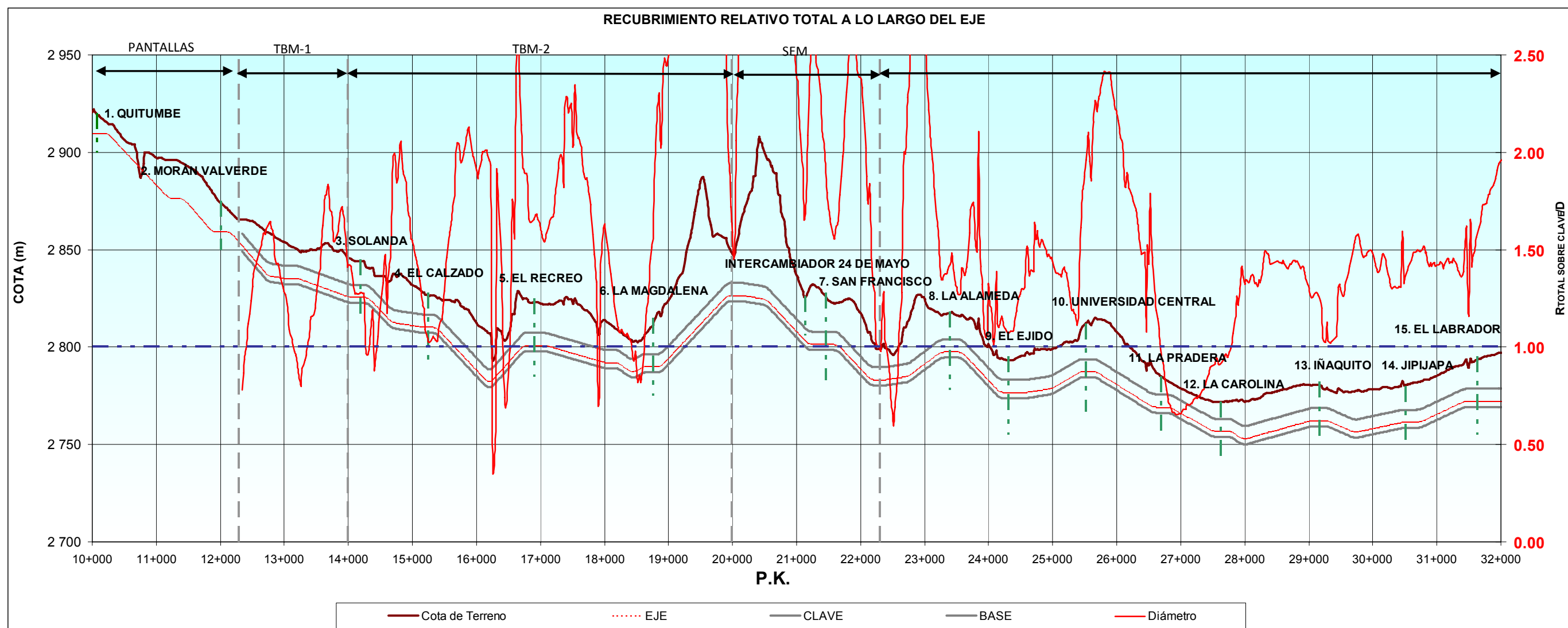
En la siguiente figura se presentan los asientos máximos obtenidos sobre el eje del túnel, en superficie, como una media ponderada de los criterios anteriormente mencionados. Se ha representado esquemáticamente el perfil del terreno y el trazado del túnel. Asimismo, se ha indicado con una línea auxiliar un asiento de referencia, de 15 mm:

Figura 18. Estimación de asientos máximos sobre el eje en superficie



En el siguiente gráfico se representa el recubrimiento del túnel, relativo al diámetro, a lo largo del trazado del mismo.

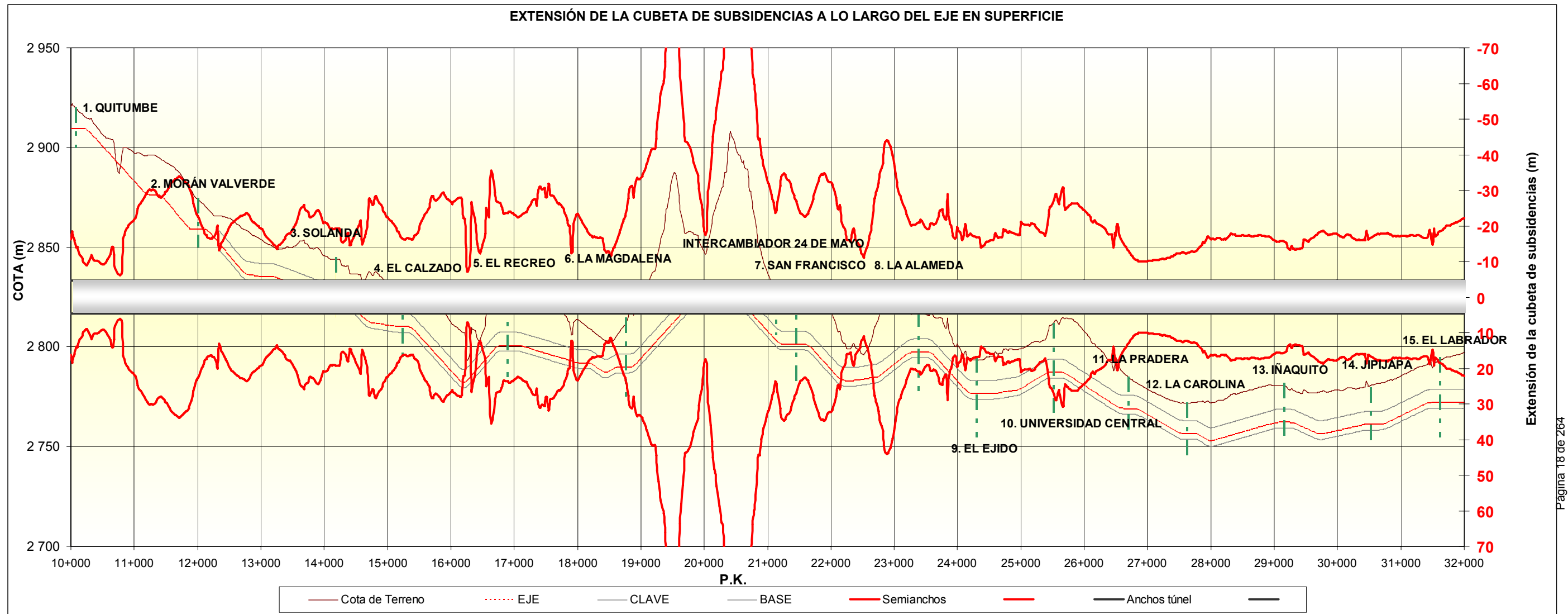
Figura 19. Recubrimiento relativo al diámetro del túnel, a lo largo del trazado



Página 17 de 264

En el siguiente gráfico se representa el ancho estimado de la cubeta de subsidencia, a lo largo del trazado del túnel.

Figura 20. Anchura estimada de la cubeta de subsidencias a lo largo del trazado



Página 18 de 264

5. ESTIMACIÓN DE SUBSIDENCIAS MEDIANTE MODELOS NUMÉRICOS

El presente documento tiene por objeto analizar los modelos de cálculo tridimensionales realizados mediante el programa FLAC^{3D} de la excavación ejecutada con TBM para los Estudios de Diseño de Ingeniería de la Primera Línea de Metro de Quito.

El cálculo de subsidencias mediante modelización numérica tridimensional permite incluir en el análisis todos los factores que podrían influir en la generación de asientos: la deformación radial sobre el escudo, el efecto de la inyección del *gap* entre el escudo y el terreno y entre las dovelas y el terreno, su posterior fraguado y las deformaciones debidas al drenaje.

5.1. Modelo geométrico de la tuneladora

Los condicionantes geométricos propuestos en la modelización de la tuneladora para el cálculo mediante el programa FLAC^{3D}, coincidentes con las características-tipo de Metro de Madrid se muestran en la Tabla 2:

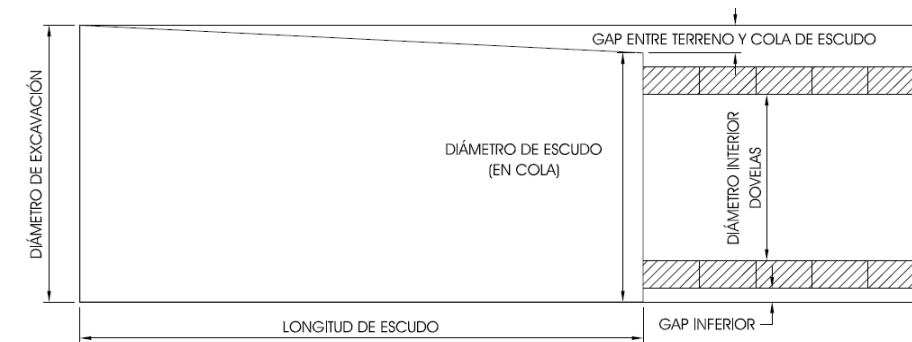
Tabla 2. Parámetros de cálculo

Parámetro	Longitud
Diámetro de excavación	9,40 m
Conicidad diametral	0,05 m
Diámetro del escudo	9,35 m
Diámetro exterior del anillo de dovelas	9,07 m
Espesor del anillo de dovelas	0,32 m
Diámetro interior del anillo de dovelas	8,43 m
Longitud del anillo de dovelas	1,50 m

La conicidad diametral del escudo se considerara que afecta únicamente a la clave del túnel, de manera que la tuneladora y el túnel no son exactamente dos círculos concéntricos, sino tangentes en su base. Esto sería equivalente a que la tuneladora se apoyase por gravedad en el suelo en lugar de mantenerse concéntrica con el túnel excavado, aspecto que ha sido tenido en cuenta desde un punto de vista conservador en la estimación de asientos.

El *gap* diametral propuesto, o diferencia entre el diámetro de excavación y el diámetro externo de las dovelas es de 0,33 m, repartido al 50% entre la clave y la solera del túnel, pues el anillo de dovelas se colocaría de forma concéntrica con la tuneladora. Se ha supuesto que la inyección de mortero rellenaría completamente el hueco, tanto en clave como en solera. El esquema del modelo de cálculo propuesto se incluye en la Figura 21.

Figura 21. Esquema modelo de tuneladora



Se ha considerado en los cálculos una longitud del escudo de 10,5 m, valor múltiplo de la longitud de dovela, facilitando así la elaboración del mallado.

5.1.1. Simulación del proceso de excavación

El aspecto más revelador de la modelización numérica frente a otras herramientas, de cara a la estimación de los asientos producidos por la excavación de un túnel, es que permite introducir el proceso constructivo del túnel en el esquema de cálculo.

Para la simulación del proceso constructivo mediante una tuneladora se supone que el avance es discontinuo, excavando de forma instantánea cilindros de túnel de longitud igual a la de los anillos del revestimiento. Para cada uno de estos pases discontinuos se introducirían las siguientes modificaciones en el modelo:

- 1.) Se aplicaría sobre el frente excavado una presión total correspondiente a la presión de tierras en la cámara de excavación del escudo. En apartados siguientes se discute la condición de contorno mecánica e hidráulica para reproducir la presión de tierras.
- 2.) Se avanzaría la coraza del escudo hasta el frente de excavación. Para simular la conicidad, el diámetro de la tuneladora en el modelo sería inferior al de excavación, con ambos círculos tangentes en su base.
- 3.) La inyección continua de mortero por la cola del escudo entre el terreno y el extradós de las dovelas se simularía mediante elementos a los que se les asignaría un modelo constitutivo elástico y un módulo de elasticidad creciente con la distancia al frente que pretendería simular el proceso de fraguado.

Figura 22. Simulación del proceso de excavación (programa FLAC3D)

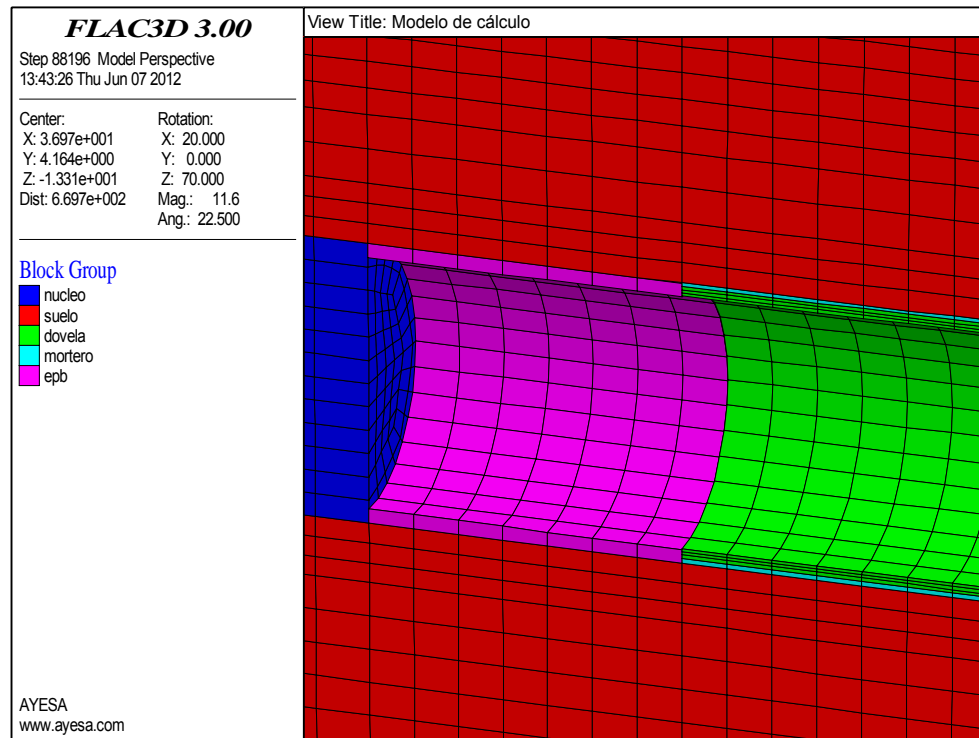
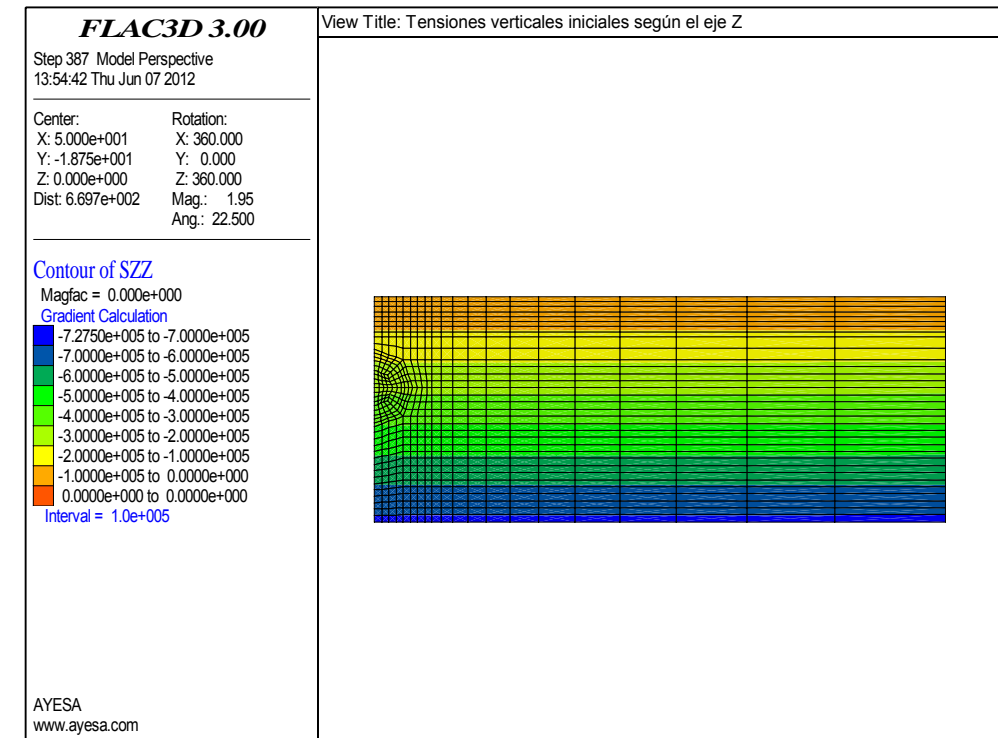


Figura 23. Inicialización de tensiones verticales en el modelo de cálculo (programa FLAC3D)



5.1.2. Simulación de las condiciones iniciales del modelo

Previamente a la simulación del proceso constructivo se inicializan los modelos con un estado tensional litostático, en que la tensión vertical se deriva del peso de los terrenos, y para la tensión horizontal se considera un coeficiente K_0 particularizado para cada uno de los materiales presentes en los cálculos.

Para simular el comportamiento de los terrenos en el cálculo secuencial se ha considerado un modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. En el caso del nivel de apoyo de la tuneladora se ha considerado una ley de valores de módulo de deformación creciente con la profundidad.

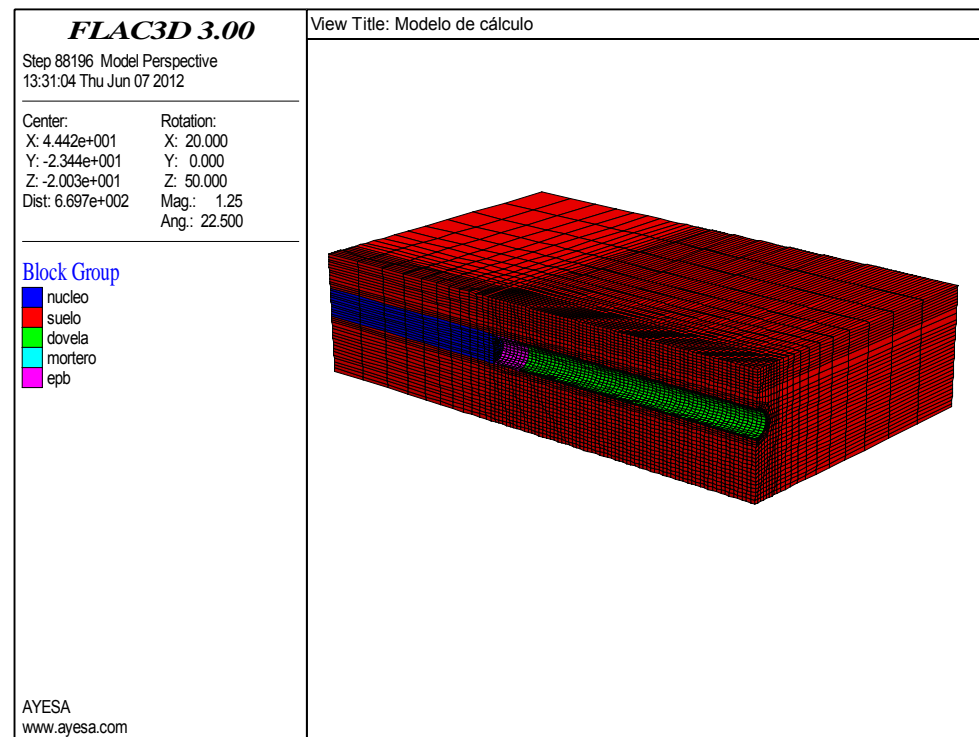
En cuanto a las condiciones iniciales hidráulicas, la altura del nivel freático asignada se ha localizado de forma particularizada para cada una de las secciones en estudio, empleando para el cálculo una distribución hidrostática de presiones de poro.

5.1.3. Simulación de las condiciones de contorno del modelo

Los contornos lateral y posterior se han situado a una distancia adecuada para que las condiciones asignadas a los mismos no influyan en los cálculos. El contorno anterior, en el sentido del eje del túnel, se encuentra alejado lo suficiente para obtener un régimen permanente con el que se estabilicen las deformaciones tras el avance secuencial. En estos contornos se han fijado los desplazamientos horizontales al estar suficientemente alejados. En el contorno inferior se han fijado los desplazamientos verticales.

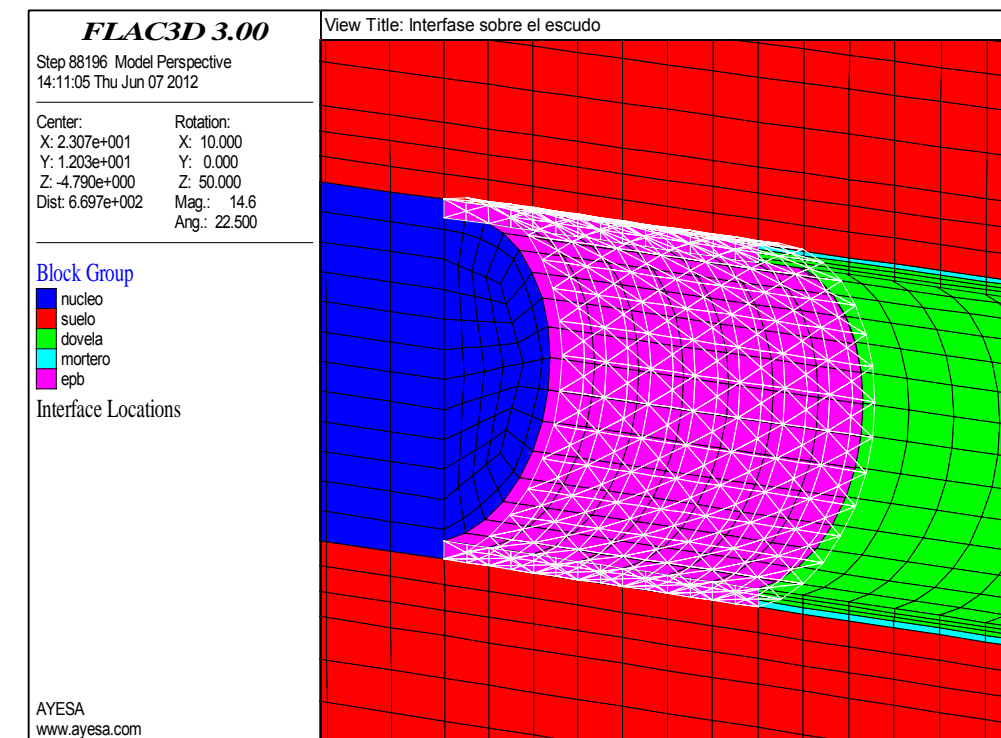
En cuanto a las condiciones de contorno hidráulicas, el modelo se ha planteado sin flujo, considerándose ésta una hipótesis suficientemente válida incluso con permeabilidades superiores a 10^{-6} m/s para velocidades de excavación hasta del orden de 500 m/mes (Anagnostou, 1995).

Figura 24. Esquema general del modelo de tuneladora (programa FLAC3D)



coraza del escudo exterior sería necesario definir una interfase en el extradós del escudo y realizar el cálculo en grandes deformaciones, de manera que las coordenadas de cada nodo del modelo se fuesen actualizando con su desplazamiento.

Figura 25. Interfase sobre escudo de tuneladora (programa FLAC3D)



5.1.4. Simulación de la presión de tierras en el frente de la excavación

Un control razonable durante la operación del escudo evita tanto la inestabilidad del frente como el levantamiento del terreno. La presión de tierras o de lodo se aplicaría en el modelo como una presión mecánica horizontal.

En el análisis se ha adoptado una presión de tierras con una distribución trapezoidal en profundidad. Los valores de la presión se han estimado inicialmente siguiendo el método de Eisenstein (Díez Rubio, 2010) y manteniendo en todos los casos un valor en clave mínimo equivalente a la presión hidrostática en dicho punto, con un gradiente de variación dado por un peso específico de 1,7 t/m³ para los escombros de la cámara de excavación.

En cuanto a las condiciones de contorno hidráulicas en el frente, se considera que las tierras situadas en la cámara de excavación, con el efecto de los correspondientes aditivos, actuarían como una barrera impermeable que evitan la entrada de cantidades importantes de agua por el frente del túnel.

5.1.5. Simulación del entorno del escudo

Alrededor del escudo, el diámetro de excavación es mayor que el diámetro de la tuneladora para considerar la conicidad. De esta forma, para poder considerar el contacto entre el terreno y la

5.1.6. Simulación de la inyección de mortero

Por detrás de la tuneladora se procede a la inyección continua de mortero por la junta de grasa. El mortero se ha modelizado mediante elementos elásticos con las propiedades propuestas en la Tabla 3

Tabla 3. Parámetros del mortero de inyección (Medina, 2008)

Parámetro	Valor
Módulo de deformación a 28 días	2,57 GPa
Coefficiente de Poisson	0,286
Peso específico	2,4 t/m ³

Por la propia naturaleza de la inyección de mortero se supondría que el mortero actúa como una barrera impermeable, impidiendo el flujo hacia el interior del túnel. La ley de fraguado considerada sería (Chang, Y. y Stille, H., 1993):

$$E_t = E_{28} \cdot (1 - e^{-0,42t})$$

Siendo E_t el módulo de deformación para un tiempo t y E_{28} el módulo de deformación a 28 días.

5.1.7. Simulación de la inyección a través de la coraza del escudo

Por otro lado, en los cálculos iniciales se ha desestimado la consideración de inyecciones a través de la coraza del escudo, debido a las restricciones que impondría a la hora de emplear ciertas TBM. No obstante, al final de este documento, en el apéndice 2, se incluyen los resultados obtenidos tras la simulación del efecto que produciría en varios cálculos la influencia de adoptar presiones de inyección en coraza de 100 kPa y de 150 kPa.

5.1.8. Simulación de los elementos de sostenimiento

Los anillos de dovelas se han modelizado mediante elementos convencionales de cálculo, a los que se les asignaría un modelo constitutivo elástico. Las propiedades adoptadas para el anillo de dovelas son las propuestas en la Tabla 4:

Tabla 4. Parámetros de los elementos de sostenimiento

Parámetro	Valor
Módulo de elasticidad	38 GPa
Coefficiente de Poisson	0,2
Peso específico	2,5 t/m ³

El espesor del anillo de dovelas de referencia es de 0,32 m, tal y como se muestra en la Tabla 2, al inicio de este Documento.

5.2. Cálculos realizados

5.2.1. Estimación de valores de pérdida de suelo

Se ha realizado una estimación inicial de los valores de las pérdidas de suelo que se producirían en función de la profundidad de la excavación y de la situación del nivel freático bajo la superficie. Para ello se han realizado varios cálculos a diversas profundidades de excavación siguiendo una columna litológica representativa de los terrenos situados entre el P.K. 12+300 y el P.K. 13+000¹.

¹ La columna representativa estaría compuesta a partir de la superficie del terreno por un espesor de 11,0 m de la Unidad Cangahua limo-arcillosa (Cl), seguida de 8,0 m de Unidad Guamaní vulcano-sedimentaria (Ce), formada fundamentalmente por cenizas y oleadas piroclásticas. Bajo esta última se encontrarían situados los flujos piroclásticos de la Unidad Guamaní (Py).

Se han considerado 2 posibles localizaciones del nivel freático, realizándose para cada caso 4 cálculos a diferentes profundidades de excavación, habiéndose obtenido los datos siguientes:

- Cubetas de asientos longitudinales y de asientos transversales en la superficie del terreno y ubicación aproximada del punto de inflexión
- Valores estimados del volumen de asientos (V_s) y de la pérdida de suelo (V_L) en función del área de las cubetas de asientos trasversales.

Se ha realizado además la comparación de la cubeta de subsidencias obtenidas en los cálculos con el modelo de comportamiento propuesto por Peck (1969), según el cual la ley de asientos adoptaría la forma de una curva de Gauss invertida, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\delta(x) = \delta_{max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}}$$

Donde:

- $\delta(x)$ es el asiento en un punto situado a una distancia x del eje de simetría del túnel.
- δ_{max} representa el asiento máximo en la vertical del eje de simetría.
- i es la distancia del punto de inflexión de la curva al eje de simetría.

Un ejemplo de la comparación realizada en estas curvas se muestra en la Figura 26.

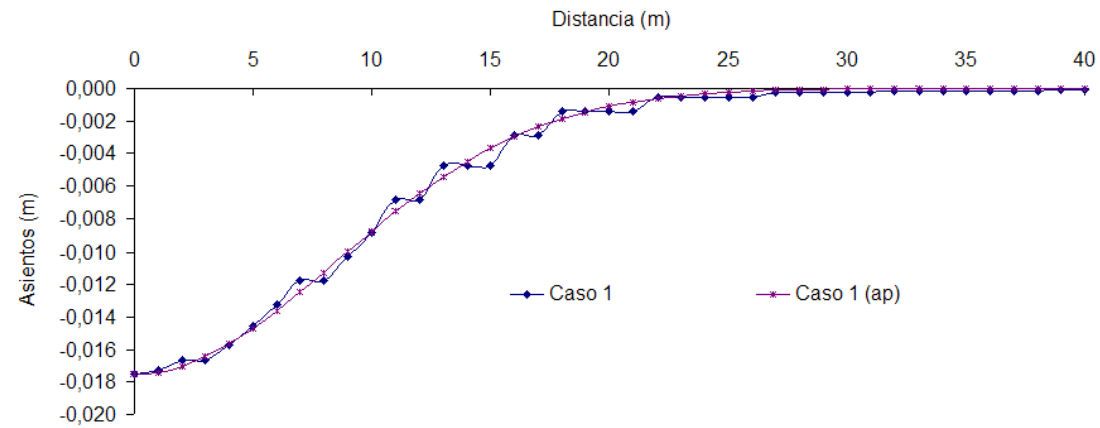
De esta forma, para cada uno de los cálculos realizados se ha obtenido el valor del punto de inflexión, el cual se ha utilizado posteriormente para calcular el valor del parámetro η de la fórmula de Sagaseta y Oteo (1974, 1996). De acuerdo con este modelo, la posición del punto de inflexión i , se determinaría mediante la siguiente expresión:

$$i/D = \eta \cdot (0,52 \cdot \frac{H}{D} - 0,21)$$

Donde:

- D es el diámetro y H la profundidad de la excavación.
- η es un parámetro de ajuste, que varía según los autores entre 0,7 (suelos flojos y arenosos) y 1,3 (suelos densos o rígidos).

Figura 26. Comparación entre curvas para la obtención del punto de inflexión



Los resúmenes de los resultados obtenidos en cada caso se incluyen en la Tabla 5 y en la Tabla 6. Se incluyen asimismo las figuras que recogen gráficamente los principales datos obtenidos en los cálculos, en lo referente a asientos máximos en superficie, valores de pérdida de suelo y valores estimados del parámetro de ajuste η de la fórmula de Sagaseta y Oteo (1974, 1996):

Tabla 5. Resumen de resultados (nivel freático situado a 2,0 m de profundidad)

Caso	H (m)	H0 (m)	P (kPa)*	Svmax (m)	i (m)	Vs (m³/m)	VL (%)	η
1	D	14,25	75	-0,01751	8,5	0,40	0,56	1,56
2	1,5D	19,00	120	-0,02441	9,5	0,60	0,87	1,20
3	2D	23,75	170	-0,02208	10,5	0,60	0,87	1,01
4	2,5D	28,20	170	-0,02106	12	0,65	0,95	0,95

* En clave

Tabla 6 Resumen de resultados (nivel freático situado a 11,0 m de profundidad)

Caso	H (m)	H0 (m)	P (kPa)*	Svmax (m)	i (m)	Vs (m³/m)	VL (%)	η
1	D	14,25	50	-0,01045	8,0	0,22	0,32	1,47
2	1,5D	19,00	65	-0,01838	9,0	0,43	0,62	1,14
3	2D	23,75	80	-0,02013	10,5	0,55	0,80	1,01
4	2,5D	28,20	80	-0,0204	12,0	0,63	0,91	0,95

* En clave

Figura 27. Resumen de resultados (nivel freático situado a 2,0 m de profundidad)

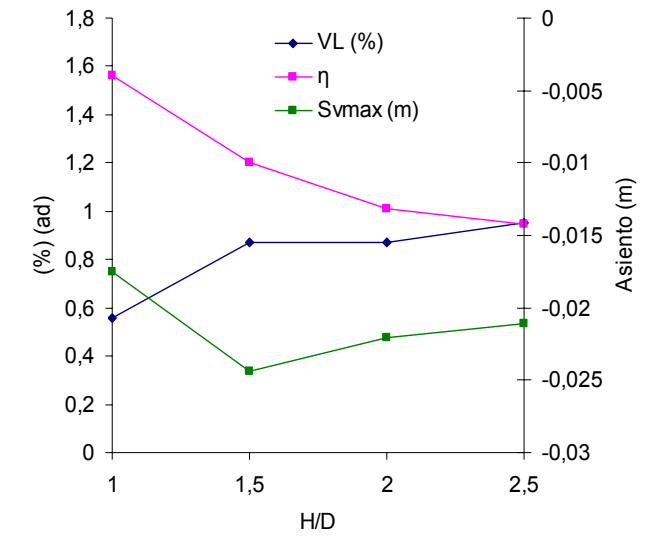
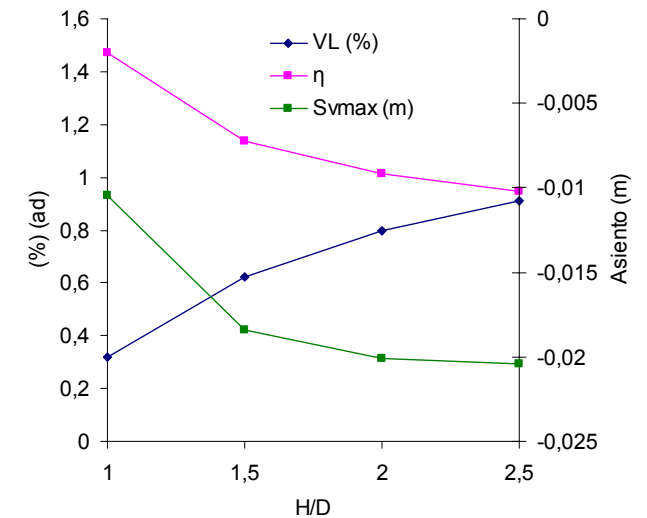


Figura 28. Resumen de resultados (nivel freático situado a 11,0 m de profundidad)



Tal y como se puede comprobar, los valores de pérdida de suelo oscilan entre 0,5% y 0,95% para los casos analizados con nivel freático a profundidad de 2 m. Para los casos analizados en los que el nivel freático se encuentra a una profundidad de 11 m, los resultados obtenidos son ligeramente inferiores en cada caso, oscilando entre 0,32% y 0,91%.

Los valores del parámetro de ajuste η de la fórmula de Sagaseta y Oteo (1974, 1996) se ven afectados por la influencia de la posición del nivel freático para los dos primeros casos de cálculo, proporcionando valores similares para los dos últimos independientemente de la posición de éste.

Tal y como se ha indicado, su valor según los citados autores varía entre 0,7 para suelos flojos y arenosos y 1,3 para casos de suelos rígidos².

El asiento máximo en superficie, del orden de 20-25 mm, se produciría cuando la cobertera sea equivalente a 1,5 veces el diámetro de excavación en el caso de nivel freático a 2 m de profundidad, disminuyendo a partir de esa profundidad y siendo también inferior en el caso de excavaciones más someras. En el caso del nivel freático más profundo, el máximo asiento deducido fue de 20 mm.

A la vista de los anteriores resultados resulta lógico plantearse el hecho de que los asientos obtenidos parecen incrementarse con la profundidad de la excavación hasta cierta profundidad donde se estabilizarían o se invertiría la tendencia.

Ha de hacerse notar que, de acuerdo con la caracterización geotécnica efectuada, los valores de la cohesión en el perfil litológico considerado en este análisis paramétrico son decrecientes si se compara la Formación Cangahua con las cenizas de la Unidad Guamaní. Es decir, el perfil de terreno considerado dista de las habituales configuraciones en obra urbana y recogidas por la bibliografía, donde bajo una cobertera de suelo blando cuaternario suelen localizarse materiales más competentes. En este caso, esa diferenciación no está marcada.

Del mismo modo, las experiencias indican que existe una profundidad crítica, generalmente identificada en torno a valores de 1 a 1,5 del ratio cobertera/diámetro, que suele marcar la frontera entre un comportamiento plástico y otro elástico y, en cualquier caso, por debajo de dichos ratios predominan el comportamiento plástico y problemas de estabilidad del frente, que hacen difíciles las predicciones (Rodríguez Ortiz, 2007).

Finalmente, aunque se han adoptado valores de los módulos de deformación que tuvieran en cuenta que en el modelo rigen fundamentalmente los procesos de descarga, el modelo adoptado (Mohr-Coulomb) no permite diferenciar entre procesos de carga y descarga, lo cual dificulta las estimaciones.

Los valores de los parámetros empleados en los cálculos, así como los resultados gráficos obtenidos en lo referente a cubetas de asientos longitudinales y transversales en superficie se encuentran incluidos en el Apéndice correspondiente al final de este Documento.

² No obstante en ocasiones se aconseja el uso de valores más elevados que los propuestos como límites superiores, dado que, por ejemplo, la USAC (Unidad de Seguimiento, Auscultación y Control de MINTRA) recomienda utilizar valores de hasta 1,6 para analizar casos de Terciario rocoso en suelos de Madrid (MINTRA, 2007)

5.2.2. Cálculos particularizados para zonas concretas del trazado

Se han realizado varios cálculos para zonas concretas dentro del trazado en estudio, considerando las columnas de terreno particularizadas en cada uno de los casos.

A continuación se incluirá, para cada uno de los cálculos realizados, la columna de cálculo empleada en los mismos, así como un resumen de los resultados principales obtenidos, en lo referente a asientos máximos en superficie, distancia del punto de inflexión al centro del eje del túnel en sección transversal, volúmenes estimados de pérdida de suelo y valor del parámetro de ajuste de la fórmula de Sagaseta y Oteo (1974, 1996).

Los valores de los parámetros del terreno empleados en los cálculos, así como los resultados gráficos obtenidos en lo referente a cubetas de asientos longitudinales y transversales en superficie se encuentran también incluidos en el Apéndice correspondiente al final de este Documento.

5.2.3. Cálculo P.K. 12+300-P.K. 12+900

Se ha realizado un cálculo representativo de las excavaciones realizadas entre el P.K. 12+300 y el P.K. 12+900, siguiendo la misma columna de cálculo empleada en las estimaciones iniciales de los valores de pérdida de suelo indicados en el apartado 5.1. , compuesta a partir de la superficie del terreno por un espesor de 11 m de la Unidad Cangahua limo-arcillosa (Cl), seguida de 8 m de Unidad Guamaní vulcano-sedimentaria (Ce) situados sobre los flujos piroclásticos de la Unidad Guamaní (Py).

Se ha considerado un nivel freático a la profundidad de 2,0 m, con el centro de la excavación a la profundidad de 16,0 m. La columna litológica representativa de los cálculos sería la mostrada en la figura siguiente:

Figura 29 Columna litológica representativa del cálculo (P.K. 12+300-P.K. 12+900)

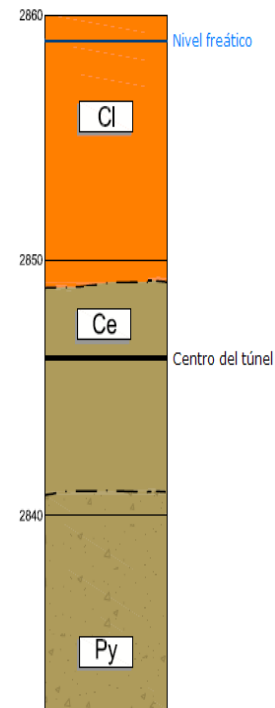
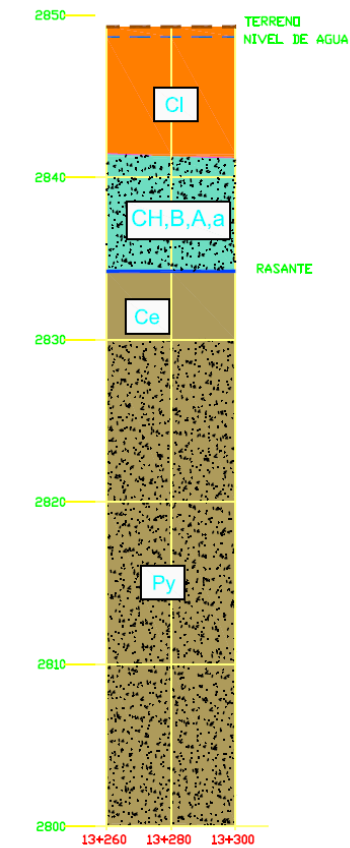


Figura 30 Columna litológica representativa del cálculo (P.K. 13+280)



Los resultados obtenidos en el cálculo se incluyen en la Tabla 7

Tabla 7 . Resumen de resultados obtenidos en el cálculo (P.K. 12+300-P.K. 12+900)

Caso	H0 (m)	P (kPa)*	Svmax (m)	i (m)	Vs (m³/m)	VL (%)	η
P.K 12+300-12+900	16,00	90	-0,021	9,0	0,46	0,66	1,42

* En clave

5.2.4. Cálculo P.K. 13+280

Se ha realizado un cálculo en el P.K. 13+280. En este punto del trazado, el centro de la excavación se encontraría a una profundidad de 13,0 m bajo la superficie del terreno. La columna litológica representativa de los cálculos sería la mostrada en la Figura 30:

Tal y como se puede comprobar, el nivel freático se encontraría prácticamente a nivel superficial, realizándose la excavación en esa zona en terrenos correspondientes a las Unidades El Pintado (CH, B, A, a) y Guamaní (Ce). El techo de la excavación estaría formado por la Unidad Cangahua limo-arcillosa (Cl), mientras que bajo la misma se encontrarían los flujos piroclásticos de la Unidad Guamaní.

Los resultados obtenidos en el cálculo en lo referente a asentos máximos en superficie, distancia del punto de inflexión al centro del eje del túnel en sección transversal, volúmenes estimados de pérdida de suelo y valor del parámetro de ajuste de la fórmula de Sagaseta y Oteo (1974, 1996) se incluyen en la Tabla 8:

Tabla 8 . Resumen de resultados obtenidos en el cálculo (P.K. 13+280)

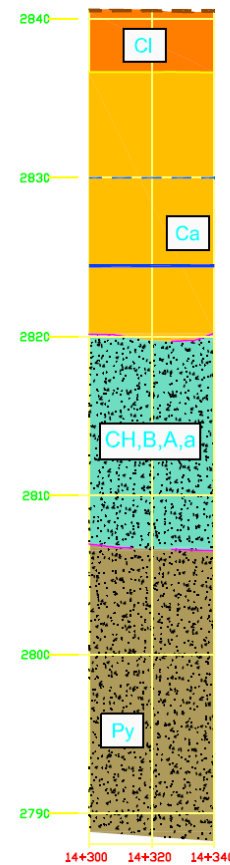
Caso	H0 (m)	P (kPa)*	Svmax (m)	i (m)	Vs (m³/m)	VL (%)	η
P.K 13+280	13,00	70	-0,0113	8,5	0,25	0,36	1,78

* En clave

5.2.5. Cálculo P.K. 14+320

Se ha realizado un cálculo en el P.K. 14+320. En este punto del trazado, el centro de la excavación se encontraría a una profundidad de 13,0 m bajo la superficie del terreno. La columna litológica representativa de los cálculos sería la mostrada en la Figura 31:

Figura 31 Columna litológica representativa del cálculo (P.K. 14+320)



En este punto del trazado, se estima que el nivel freático se encontraría a una profundidad de 10,0 m, realizándose completamente la excavación en terrenos correspondientes a la Unidad Cangahua areno-limosa (Ca). En un espesor de 3,0 m bajo la superficie del terreno se encontraría la Unidad Cangahua limo-arcillosa (CI), mientras que a partir de 20,0 m de profundidad aparecerían las Unidades El Pintado (CH, B, A, a) y los flujos piroclásticos de la Unidad Guamaní (Py).

Los resultados obtenidos en el cálculo en lo referente a asentamientos máximos en superficie, distancia del punto de inflexión al centro del eje del túnel en sección transversal, volúmenes estimados de pérdida de suelo y valor del parámetro de ajuste de la fórmula de Sagaseta y Oteo (1974, 1996) se incluyen en la Tabla 9:

Tabla 9 Resumen de resultados obtenidos en el cálculo (P.K. 14+320)

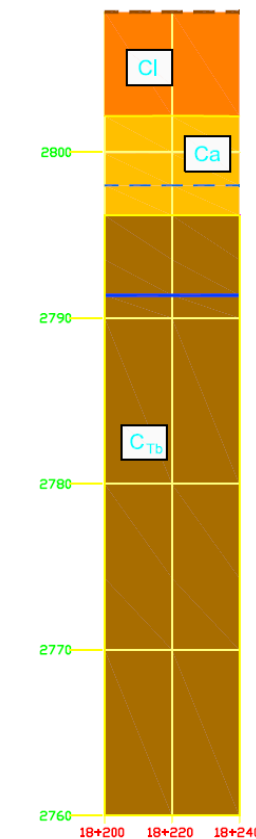
Caso	H ₀ (m)	P (kPa)*	S _{vmax} (m)	i (m)	V _s (m ³ /m)	V _L (%)	η
P.K 14+320	13,00	70	-0,0065	7	0,11	0,15	1,46

* En clave

5.2.6. Cálculo P.K. 18+220

Se ha considerado un cálculo representativo para el P.K. 14+320, con centro de la excavación a una profundidad de 15,0 m y el nivel freático a una profundidad de 10,0 m. La excavación se realizaría prácticamente por completo en la Unidad Cangahua no alterada (C_{tb}) situada a partir de los 12,0 m de profundidad. Sobre esta Unidad se encontrarían, a partir de la cota de superficie del terreno, un espesor de 6,0 m de la Unidad Cangahua limo-arenosa y, bajo ésta, otro espesor de 6,0 m de la Unidad Cangahua areno-limosa, tal y como se puede observar en la columna litológica representativa de los cálculos, mostrada en la Figura 32:

Figura 32 Columna litológica representativa del cálculo (P.K. 18+220)



Los resultados obtenidos en el cálculo en lo referente a asentamientos máximos en superficie, distancia del punto de inflexión al centro del eje del túnel en sección transversal, volúmenes estimados de pérdida de suelo y valor del parámetro de ajuste de la fórmula de Sagaseta y Oteo (1974, 1996) se incluyen en la Tabla 10:

Tabla 10 Resumen de resultados obtenidos en el cálculo (P.K. 18+220)

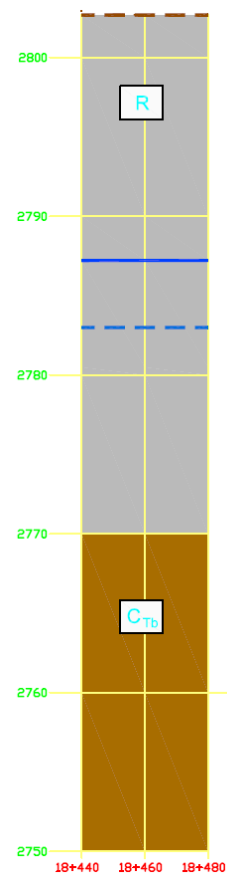
Caso	H ₀ (m)	P (kPa)*	S _{vmax} (m)	i (m)	V _s (m ³ /m)	V _L (%)	η
P.K 18+220	15,00	70	-0,0067	6,5	0,1	0,145	1,12

* En clave

5.2.7. Cálculo P.K. 18+460

La excavación para el modelo considerado como representativo para el P.K. 18+460 se realizaría por completo en rellenos antrópicos (R), con espesores estimados superiores a los 30 m, tal y como se puede observar en la columna litológica representativa de los cálculos, mostrada en la Figura 33:

Figura 33: Columna litológica representativa del cálculo (P.K. 18+460)



El nivel freático se encontraría a una profundidad estimada de 19,0 m respecto a la cota de superficie. Debido a las propiedades geotécnicas de los rellenos, fundamentalmente debido a su bajo módulo de deformación, se trataría del caso de cálculo más desfavorable en lo referente a los resultados obtenidos a cuanto a asentamientos en superficie. Los resultados obtenidos en el cálculo se incluyen en la Tabla 11:

Tabla 11 Resumen de resultados obtenidos en el cálculo (P.K. 18+460)

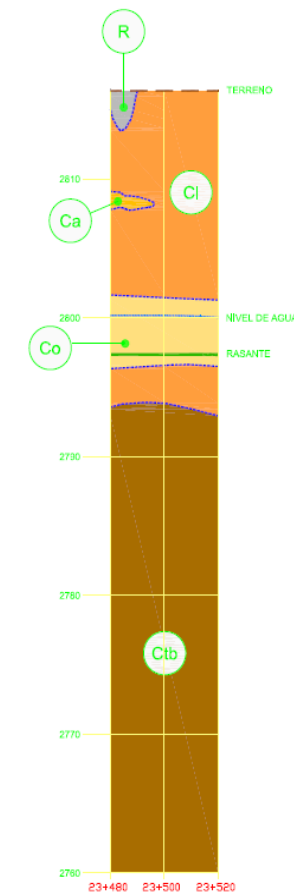
Caso	H ₀ (m)	P (kPa)*	S _{vmax} (m)	i (m)	V _s (m ³ /m)	V _L (%)	η
P.K 18+460	13,00	60	-0,034	6,5	0,52	0,75	1,36

* En clave

5.2.8. Cálculo P.K. 23+500

La excavación para el modelo considerado como representativo para el P.K. 23+500 se realizaría considerando sobre clave la Unidad Cangahua limo-arcillosa (Cl), tal y como se puede observar en la columna litológica representativa mostrada en la Figura 34:

Figura 34: Columna litológica representativa del cálculo (P.K. 23+500)



El nivel freático se encontraría a una profundidad estimada de 15,0 m respecto a la cota de superficie. Los resultados obtenidos en el cálculo se incluyen en la Tabla 12:

Tabla 12 Resumen de resultados obtenidos en el cálculo (P.K. 23+500)

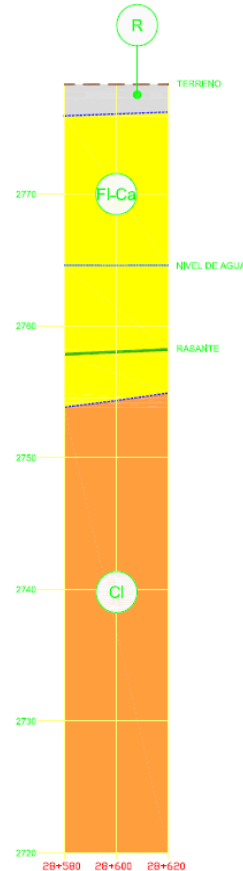
Caso	H ₀ (m)	P (kPa)*	Svmax (m)	i (m)	Vs (m ³ /m)	V _L (%)	η
P.K 23+500	17,00	60	-0,007	8,5	0,15	0,21	1,24

* En clave

5.2.9. Cálculo P.K. 28+600

La excavación para el modelo considerado como representativo para el P.K. 28+600 se realizaría en terrenos correspondientes a la Unidad La Carolina (FI-Ca), tal y como se puede observar en la columna litológica representativa mostrada en la Figura 35:

Figura 35: Columna litológica representativa del cálculo (P.K. 28+600)



El nivel freático se encontraría a una profundidad estimada de 12,0 m respecto a la cota de superficie. Los resultados obtenidos en el cálculo se incluyen en la Tabla 13:

Tabla 13 Resumen de resultados obtenidos en el cálculo (P.K. 28+600)

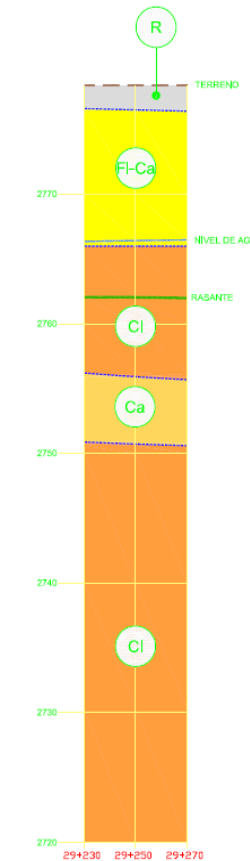
Caso	H ₀ (m)	P (kPa)*	Svmax (m)	i (m)	Vs (m ³ /m)	V _L (%)	η
P.K 28+600	18,00	70	-0,030	8,25	0,60	0,86	1,12

* En clave

5.2.10. Cálculo P.K. 29+250

La excavación para el modelo considerado como representativo para el P.K. 29+250 se realizaría en terrenos correspondientes a las unidades La Carolina (FI-Ca) y Cangahua limo-arcillosa (CI), tal y como se puede observar en la columna litológica representativa mostrada en la Figura 36:

Figura 36: Columna litológica representativa del cálculo (P.K. 29+250)



El nivel freático se encontraría a una profundidad estimada de 12,0 m respecto a la cota de superficie. Los resultados obtenidos en el cálculo se incluyen en la Tabla 14:

Tabla 14 Resumen de resultados obtenidos en el cálculo (P.K. 29+250)

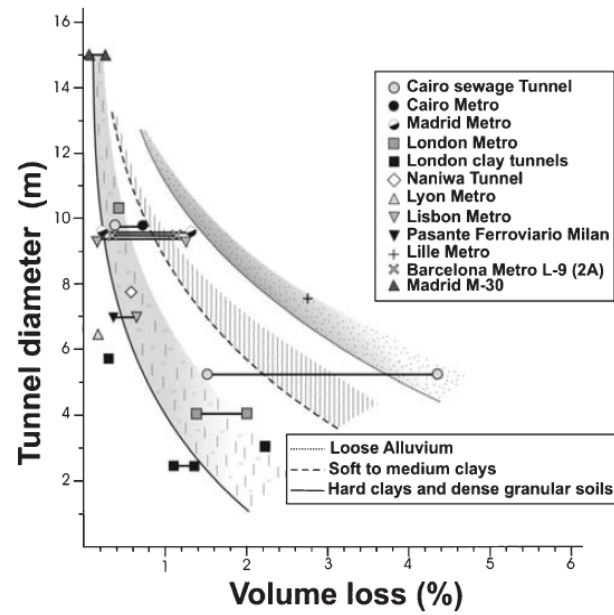
Caso	H ₀ (m)	P (kPa)*	Svmax (m)	i (m)	Vs (m ³ /m)	V _L (%)	η
P.K 29+250	13,00	60	-0,031	6,25	0,45	0,65	1,31

* En clave

5.2.11. Resultados y conclusiones

De forma general, en los casos en los que se ha realizado una estimación de los valores de pérdida de suelo, se podría indicar que éstos aumentan con la profundidad de excavación, siendo en la totalidad de los casos inferiores al 0,95 %. Este valor límite coincidiría prácticamente con el propuesto considerando un diámetro de excavación similar en terrenos arcillosos según una serie de datos reales obtenidos en obras ejecutadas, tal y como se muestra en el gráfico de la Figura 37

Figura 37: Estimación de pérdidas de suelo en diversos túneles urbanos (Rodríguez Ortiz, 2007)



Se ha realizado un análisis de los resultados obtenidos para los cálculos particularizados, cuyos resultados en lo referente a asentamientos máximos en superficie y a valores estimados de pérdida de suelo se han incluido en los gráficos de la Figura 38 y de la Figura 39:

Figura 38: Estimación de pérdidas de suelo obtenidas en los cálculos particularizados.

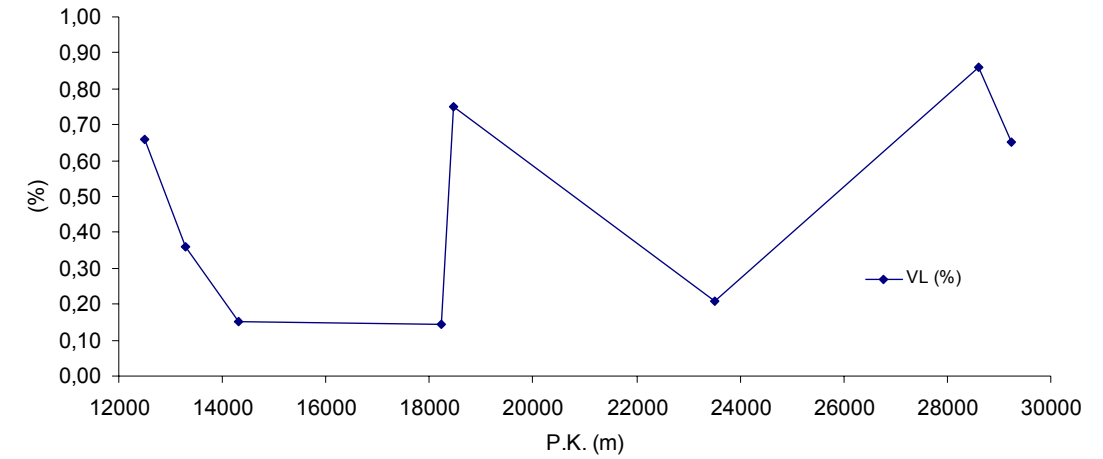
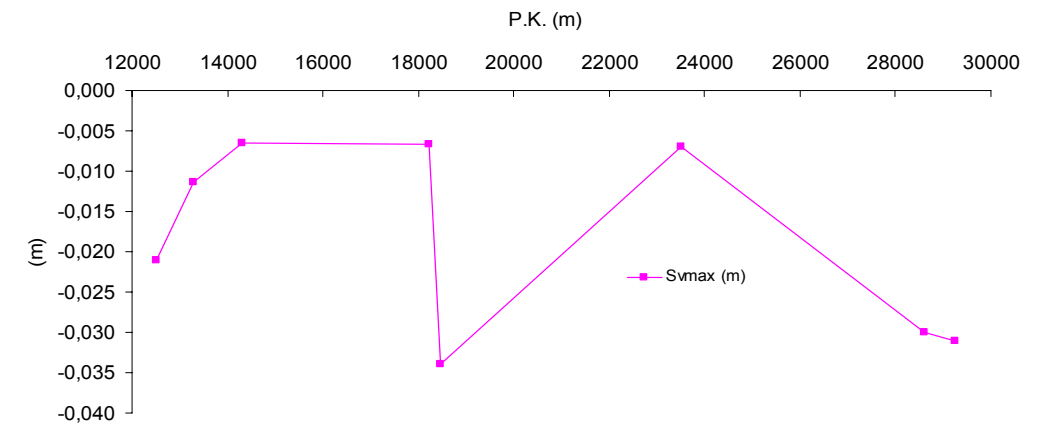
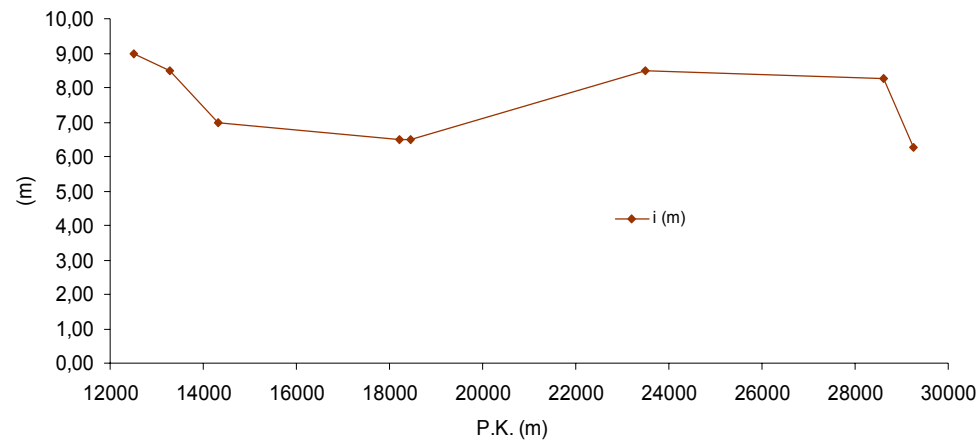


Figura 39: Estimación de asentamientos máximos obtenidos en los cálculos particularizados.



En lo referente a la distancia media del eje de la excavación al punto de inflexión de las curvas de subsidencias calculado, ésta se encontraría en el entorno de 7,0-8,0 m, tal y como puede comprobarse en la Figura 40:

Figura 40 Estimación de distancias al punto de inflexión obtenidas en los cálculos particularizados.



Los valores más desfavorables obtenidos en cuanto a pérdidas de suelo se corresponden con el cálculo realizado en la zona del P.K. 28+600, habiéndose alcanzado valores de hasta el 0,86%. Los asentamientos máximos en superficie alcanzados serían del orden de los 0,035 m en la zona del P.K. 18+460, aunque también se obtendrían ya valores superiores a los 0,030 m en los cálculos realizados a partir del P.K. 28+600.

En el resto de las zonas de cálculo, los valores de pérdida de suelo estimados estarían comprendidos entre 0,14% y 0,75%, con asentamientos máximos del orden de 0,021 m. Los cálculos realizados en el P.K. 14+320 y el en P.K. 18+220 arrojan resultados de valores de asentamientos prácticamente idénticos, tal y como puede comprobarse de nuevo en la Tabla 15, al realizarse la excavación en litologías similares sobre la clave del túnel y con un nivel freático localizado a la misma profundidad:

Tabla 15 Resumen de resultados obtenidos

Caso	H ₀ (m)	Svmax (m)	i (m)	Vs (m ³ /m)	V _L (%)	η
12+300-12+900	16,00	-0,021	9,0	0,46	0,66	1,42
13+280	13,00	-0,0113	8,5	0,25	0,36	1,78
14+320	13,00	-0,0065	7,0	0,11	0,15	1,46
18+220	15,00	-0,0067	6,5	0,1	0,145	1,12
18+460	13,00	-0,034	6,5	0,52	0,75	1,36
23+500	17,00	-0,007	8,5	0,15	0,21	1,24
28+600	18,00	-0,030	8,25	0,6	0,86	1,12
29+250	13,00	-0,031	6,25	0,45	0,65	1,31

A la hora de comparar los resultados recogidos en la Tabla 15, han de tenerse en cuenta los múltiples factores diferenciadores entre los cálculos efectuados, tales como el recubrimiento, los espesores y las litologías afectadas, parámetros geomecánicos intervinientes en los cálculos, localización del nivel freático, etc.

Así, por ejemplo, en el cálculo realizado en el P.K. 13+280, el efecto de considerar el nivel freático prácticamente en superficie afectaría a los resultados de los asentamientos obtenidos, con una influencia similar a la que se produciría al haber considerado un nivel freático más superficial (2,0 m bajo la superficie frente a 11,0 m) en los cálculos de estimación inicial de valores de pérdida de suelo, tal y como se puede comprobar en la Tabla 15 y en la Tabla 16.

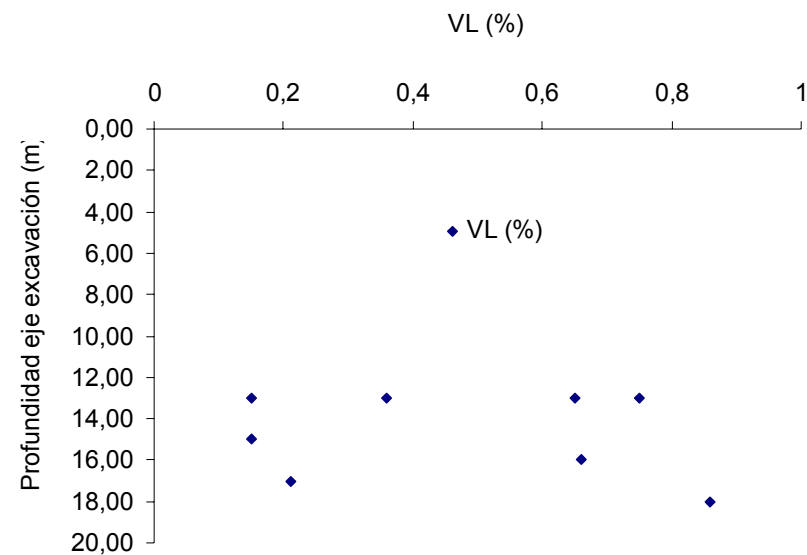
Asimismo, en el cálculo considerado como representativo de la excavación a ejecutar entre el P.K. 12+300 y el P.K. 12+900, se obtienen unos valores bastante más elevados del asiento en superficie y del valor de la pérdida de suelo que en el resto de los cálculos realizados en las zonas intermedias del trazado. Este hecho es probablemente debido a la ubicación del nivel freático en una zona prácticamente superficial y a la presencia de la Unidad Cangahua limo-arcillosa sobre la clave de la excavación, siendo esta Unidad la que posee un valor del módulo de deformación más reducido entre las analizadas, si se exceptúan los rellenos antrópicos.

Los cálculos realizados en el P.K. 28+600 y en el PK 29+250 se han alcanzado valores muy elevados de asentamientos en superficie y en pérdidas de suelo, debido fundamentalmente a que la Unidad Depósitos La Carolina presenta módulos de deformación muy reducidos, tan sólo ligeramente superiores a los de los rellenos presentes en el P.K. 18+460.

La influencia de la profundidad del nivel freático se ve de nuevo reflejada si se comparan los resultados obtenidos en los cálculos de las zonas comprendidas entre el PK 12+500 y el P.K. 12+900 y el cálculo representativo del P.K. 23+500. Como se puede observar, para dos cálculos a profundidades prácticamente similares y con el mismo tipo de terreno sobre la clave del túnel, la Unidad Cangahua limo-arcillosa (CI), se obtienen valores bastante superiores de asentamientos y de valores de pérdidas de suelo considerando un nivel freático a una profundidad de 2,0 m en lugar de considerar la profundidad del mismo a 15,0 m.

Considerando los cálculos realizados a lo largo del trazado, se ha realizado un análisis de la variación del valor de la pérdida de suelo en función de la profundidad del centro de la excavación. Los resultados se incluyen en el gráfico de la Figura 41.

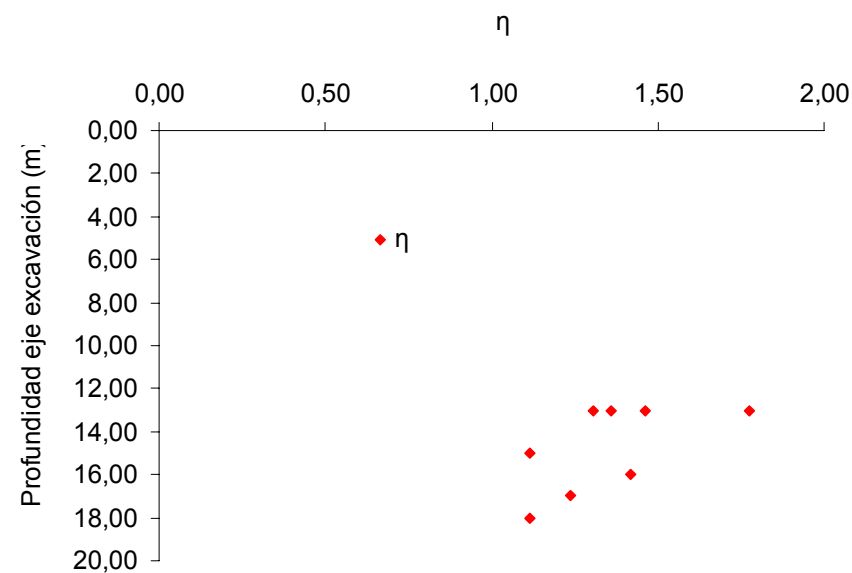
Figura 41 Valores obtenidos de pérdida de suelo frente a profundidades de excavación.



Tras considerar los resultados obtenidos en los cálculos particularizados en función del P.K. de cálculo, se considera conveniente adoptar valores máximos del orden de 0,6%-0,75% para la pérdida de suelo a efectos de cálculos analíticos.

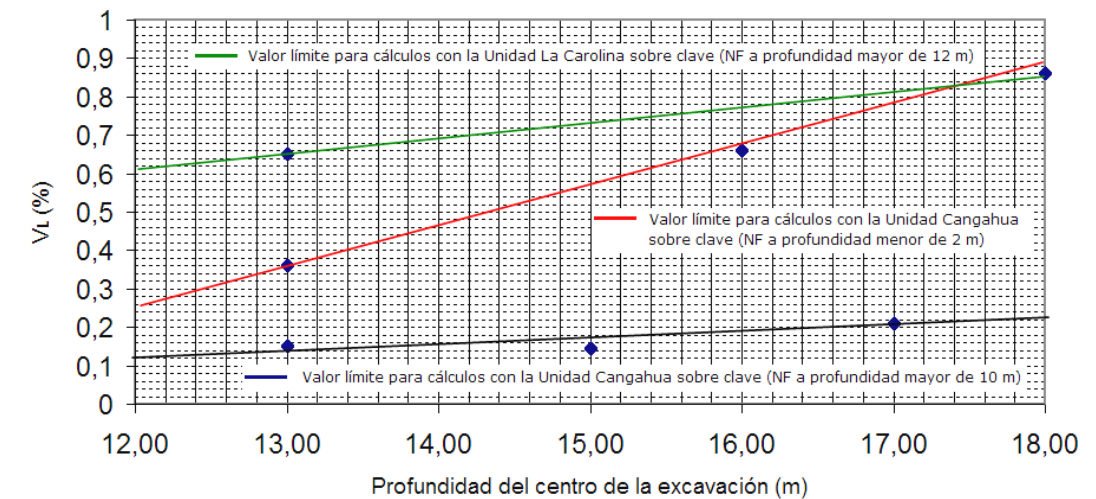
Si se realiza un análisis similar considerando los valores obtenidos para el valor del parámetro de ajuste de la fórmula de Sagaseta y Oteo (1974, 1996), se obtendrían según el gráfico de la Figura 42, que los valores promedio se encontrarían en un entorno de 1,20-1,40 a las profundidades de excavación consideradas en los cálculos.

Figura 42 Valores obtenidos del parámetro de ajuste frente a profundidades de excavación



Se podría plantear un gráfico que permitiese obtener, sólo de forma general y orientativa, valores límite de la pérdida de suelo según los resultados obtenidos en los cálculos. El citado gráfico vendría representado en la Figura 43

Figura 43 : Gráfico de estimación inicial de pérdidas de suelo.



En este gráfico se proporcionarían los valores límite para la pérdida de suelo en función de la profundidad del centro de la excavación y de los materiales sobre la clave del túnel, distinguiéndose entre los pertenecientes a la Unidad Cangahua y los correspondientes a la Unidad La Carolina.

El gráfico muestra la influencia de la altura del nivel freático sobre los valores de la pérdida de suelo obtenidos en los cálculos, dado que, tal y como se puede comprobar, cuando los materiales sobre la clave del túnel pertenecen a la Unidad Cangahua y el nivel freático se encuentra a profundidades iguales o superiores a 10 m, apenas se nota influencia en la variación en el valor de la pérdida de suelo a medida que la excavación es más profunda.

Tal y como se ha indicado en el Apartado 5.6, en los cálculos iniciales se ha desestimado la consideración de inyecciones a través de la coraza del escudo, debido a las restricciones que impondría a la hora de emplear ciertas TBM.

No obstante, a la vista de los resultados obtenidos en los cálculos anteriormente comentados, se decidió analizar una serie de secciones críticas a lo largo del trazado de cara a evaluar el efecto que este tipo de tratamiento tendría. Esta presión de inyección se ha modelizado tal y como se muestra en la Figura 44.

Figura 44 : Modelización de las inyecciones de coraza en los cálculos efectuados.

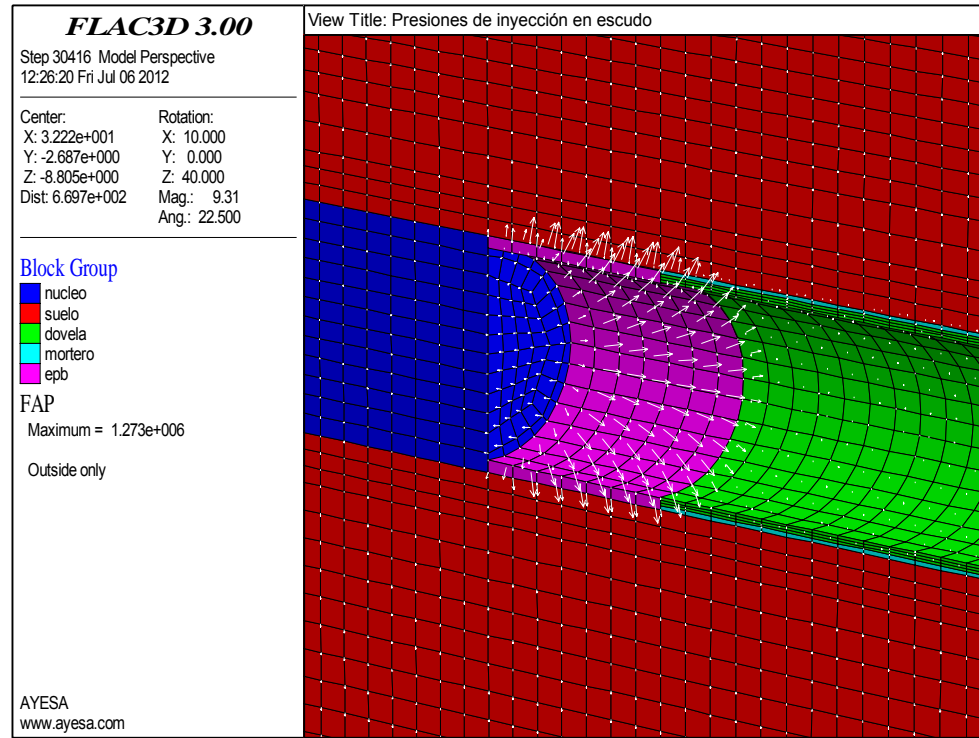


Figura 45 : Asientos en superficie para varios cálculos a lo largo del trazado en función del valor de la presión de inyección en coraza del escudo.

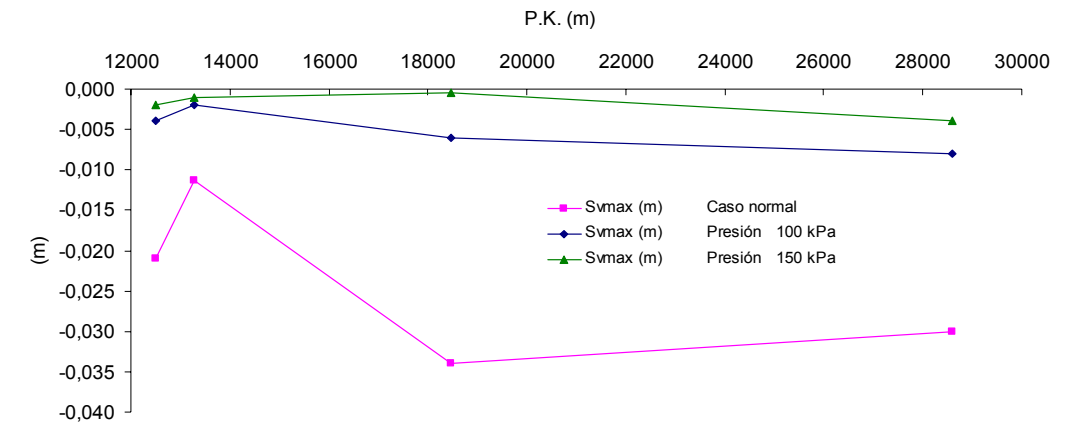
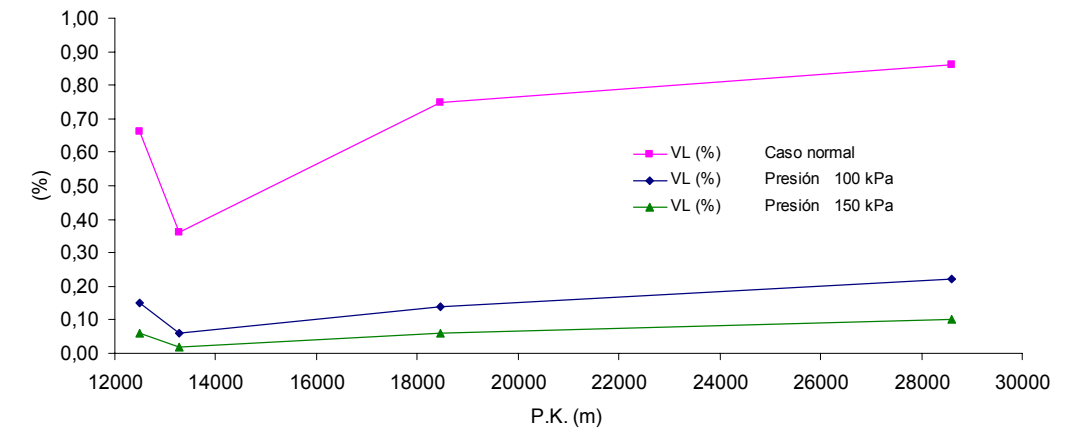


Figura 46: Pérdidas de suelo para varios cálculos a lo largo del trazado en función del valor de la presión de inyección en coraza del escudo



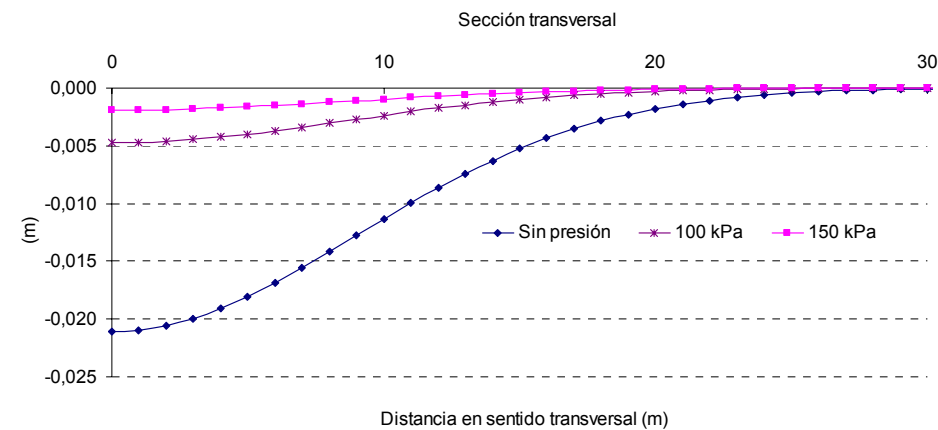
En la Tabla 16, en la Figura 45 y en la Figura 46 se incluyen los resultados obtenidos tras la simulación del efecto que produciría el adoptar presiones de inyección en coraza de 100 kPa y de 150 kPa.

Tabla 16 Resumen de resultados obtenidos

Caso	H ₀ (m)	S _v max (m) Caso normal	V _L (%) Caso normal	S _v max (m) Presión 100 kPa	V _L (%) Presión 100 kPa	S _v max (m) Presión 150 kPa	V _L (%) Presión 150 kPa
12+300-12+900	16,00	-0,021	0,66	-0,004	0,15	-0,002	0,06
13+280	13,00	-0,0113	0,36	-0,002	0,06	-0,001	0,02
18+460	13,00	-0,034	0,75	-0,006	0,14	-0,0005	0,06
28+600	18,00	-0,030	0,86	-0,008	0,22	-0,004	0,10

Una vez que se han comprobado los resultados obtenidos en los cálculos, se observa que si se considera el efecto sobre el modelo de la aplicación de inyecciones alrededor del escudo se produciría una notable disminución de los valores de las pérdidas de suelo y de los asentamientos en superficie obtenidos, con reducciones en sus valores del orden del 80% respecto a los cálculos iniciales sin aplicación de presión. En la Figura 47 se muestra la citada reducción producida en el valor de los asentamientos superficiales para el modelo de cálculo representativo entre el P.K. 12+300 y el P.K. 12+900.

Figura 47: Asientos en superficie según eje transversal en función del valor de la presión de inyección en coraza del escudo (Cálculo representativo P.K.12+300-P.K.12+900)



No obstante, convendría tener en cuenta que en el modelo se considera que las presiones de inyección se mantendrían constantes durante todo el tiempo de cálculo, mientras que en una gran cantidad de casos reales se producirían disipaciones de las mismas a través de los terrenos circundantes a la excavación (Rodríguez Ortiz, 2007).

Bowers y Moss (2006) indican un efecto positivo de las inyecciones de bentonita alrededor del escudo, con reducciones obtenidas en casos reales del orden de 0,25% para las pérdidas de suelo en túneles excavados en arcillas de Londres con EPB de 8,15 m de diámetro. Por su parte, Gatti y Cassani (2007) indican que el efecto de las inyecciones en coraza en el Túnel de Castellanza permitió reducir los asentamientos en superficie desde 35-40 mm a 10-15 mm en determinadas zonas del trazado.

La aplicación de presiones de inyección en el escudo parece que podría contribuir a reducir los valores de pérdidas de suelo y de asentamientos en superficie de forma significativa, aunque en ningún caso se considera adecuado adoptar reducciones en valor tan elevadas como las obtenidas debido al citado efecto a partir de los cálculos realizados.

Entre las referencias bibliográficas consideradas, se han tenido en cuenta las siguientes:

- Anagnostou, G. (1995), *The influence of tunnel excavation on the hydraulic head*, International Journal for Numerical and Analytical methods in Geomechanics, Vol. 19, pp. 725-746.
- Bowers, K. H y Moss, N. A. (2006), *Settlement due to tunnelling on the CTRL London Tunnels*, Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Taylor & Francis, Amsterdam, pp. 203-209.
- Broere, W. (2001), *Tunnel Face Stability and New CPT Applications*, Ph. D. Thesis, Technical University of Delft.

- Chang, Y. y Stille, H. (1993), *Influence of early-age properties of shotcrete on tunnel construction sequences*, Shotcrete for Underground Support VI, pp. 110-117.
- Díez Rubio, F. (2010), *Nuevo Modelo Madrid para la estimación de asentamientos producidos en túneles con tuneladoras EPB de gran diámetro*, Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid.
- Gatti, M. C. y Cassani, G. (2007), *Ground loss control in EPB TBM tunnel excavation*, Underground Space-the 4th Dimension of Metropolises, Taylor & Francis, Londres.
- Medina, L. (2008), *Modelización de la excavación de túneles mediante EPB: diferencias finitas y elementos discretos*, Aula Paymacotas de Ingeniería de Túneles, Jornada Técnica: Túneles con EPB, simulación y control de la tuneladora, Barcelona.
- MINTRA (2007), *El Plan de Ampliación de Metro de Madrid 2003-2007: Tuneladoras, Auscultación e Instrumentación*, Comunidad de Madrid, Consejería de Transportes e Infraestructuras.
- Rodríguez Ortiz, J. M. (2007), *Ground deformations associated with urban tunnels*, Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid.

6. OTRAS CONSIDERACIONES

6.1. Asientos por drenaje o abatimiento del nivel freático

Además de los efectos mecánicos debidos a la deformación del terreno por cambios tensionales inducidos por la excavación en túneles, pozos o estaciones, la generación de rebajes de agua por filtraciones o bombeos forzados en excavaciones puede provocar un abatimiento (temporal o permanente) en la ley de presiones intersticiales en el entorno, lo que se traduce en un incremento de las presiones efectivas del terreno en el tramo de terreno que inicialmente estaba sumergido.

Dependiendo de la naturaleza del terreno, y de los ciclos estacionales de ascensos–descensos del nivel de agua a los que haya estado sometido el terreno, este efecto puede provocar la generación de asientos por consolidación.

La posición y variación lateral de los niveles de agua en el subsuelo de la Ciudad de Quito es muy compleja, y de hecho supone uno de los condicionantes fundamentales para el diseño de los sistemas de entibación y para la definición de los procedimientos constructivos.

En consecuencia, los diseños del túnel, los pozos y los recintos de estación, han considerado este efecto, tanto en fase temporal de construcción como en la definitiva, de modo que los eventuales efectos de este tipo, resulten admisibles para los elementos existentes la zona de influencia de nueva infraestructura. El diseño de las juntas hidroexpansivas entre dovelas permite incrementar la impermeabilidad del túnel, reduciendo a niveles admisibles la entrada de agua en el mismo, y por tanto, los asientos por abatimiento del nivel freático. El diseño de las dovelas se ha recogido en el anejo 13 del presente proyecto.

Para ello además de estimar caudales de filtración y eventuales asientos inducidos por métodos analíticos se ha evaluado este efecto mediante métodos numéricos. Este análisis está recogido en el anejo nº7 “*Geotecnia del corredor y estructuras*”, en el apéndice 5. En caso necesario, se ha incorporado al diseño las medidas (entibaciones prolongadas, tratamientos del terreno a modo de presoleras o tapones de fondo, etc.).

6.2. Influencia del relleno del gap y de la inyección alrededor del escudo.

Dada la gran sección de excavación, de 69,4 m², el control del relleno del gap tiene gran importancia, especialmente en aquellos tramos en los que se excavan materiales cuaternarios flojos y se prevé la presencia de agua sobre la clave del túnel.

El relleno parcial del hueco del trasdós del anillo (gap) o una presión insuficiente en el frente, puede conllevar el riesgo de desarrollo de colapsos locales, que en condiciones de baja cobertura, pueden acabar dando lugar a socavones superficiales y asientos significativos.

Con objeto de reducir la afección a los edificios y elementos del entorno, es fundamental establecer en fase de obra un control adecuado de la presión en el frente y del relleno del hueco

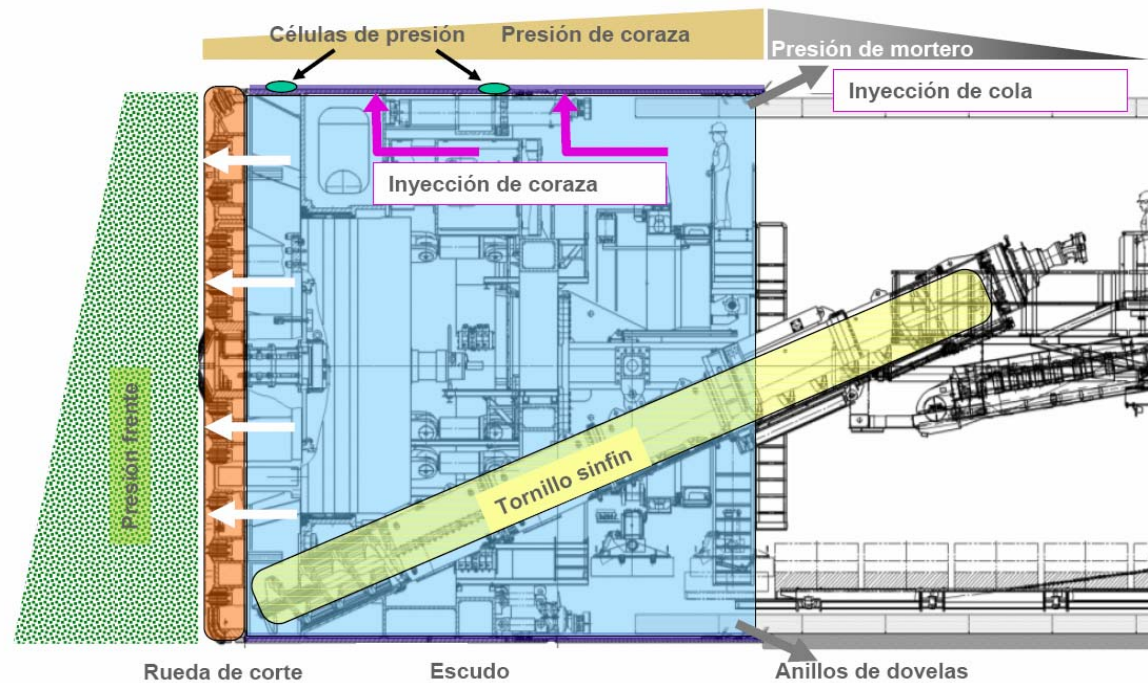
del trasdós del anillo. En este sentido, las medidas de protección de los edificios y/o de compensación de subsidencias son adecuadas para corregir las desviaciones que se produzcan alrededor de los umbrales de control, pero en ningún caso pueden justificar una ejecución inadecuada o la reducción de la atención a los parámetros de control de la tuneladora.

El sistema de suministro e inyección de la mezcla para el relleno del hueco del trasdós del anillo, debe estar dimensionado de modo que:

- Sea capaz de garantizar el volumen de mezcla necesario para rellenar completamente el hueco, para la máxima velocidad de avance de la tuneladora, con el suficiente margen de seguridad.
- Sea capaz de suministrar presión suficiente a la mezcla en la bomba de impulsión, de modo que la mezcla alcance el extremo más alejado del hueco.
- En el caso de que el hueco se rellene completamente y la mezcla sin fraguar entre en carga, la presión del fluido no debe superar la presión de diseño de las dovelas, ni la de apertura de los cepillos. De este modo se evitarán sobrepresiones indeseables sobre el revestimiento, además de limitar el riesgo de reflujos de la mezcla hacia la cámara de presión. En este sentido, se considera conveniente controlar la eficacia de la inyección de relleno, mediante los siguientes elementos:
 - Control de la presión máxima de inyección, a la salida de la bomba, limitándola a 0,5 MPa, y control de la presión normal de trabajo, en el rango de 0,2-0,3 MPa, para no sobrecargar las dovelas.
 - Control del volumen inyectado, comparándolo con el teórico, para determinar el porcentaje atribuible a sobreexcavaciones.

Como medida complementaria para reducir el asiento dentro de la zona del escudo, se propone realizar inyecciones de coraza a través del escudo, como se indica en la siguiente figura.

Figura 48. Esquema de inyecciones en la cabeza del escudo



Esta inyección de coraza se propone efectuarla de forma sistemática en aquellos tramos donde el recubrimiento sobre la clave del túnel sea inferior a 1 diámetro, y recomendable en aquellos tramos donde el recubrimiento sobre clave varíe entre 1 y 2 diámetros.

7. ESTABILIDAD DEL FRENTE

7.1. Introducción

La construcción de los túneles de la Línea 1 del metro de Quito está prevista mediante dos procedimientos constructivos: método secuencial y mediante el empleo de una tuneladora, cuya tipología se engloba dentro de los escudos tipo EPBS (Earth Pressure Balanced Shield).

Es bien conocido que el manejo de este tipo de máquinas es complejo ya que, al contrarrestar la presión exterior mediante la que se ejerce en la cámara, es importante estudiar con precisión el valor de dicha presión (ya que, como se verá, tanto un exceso como un defecto de ésta pueden tener un efecto desestabilizador) en función de las características de los materiales existentes.

Con un buen control de la presión se logra limitar las afecciones en superficie mientras que una presión demasiado alta incrementa sobremanera el desgaste de la máquina, frena el avance y puede, a su vez, provocar inestabilidades. En general, presiones de trabajo superiores a 40 t/m² (incluso a 30 t/m²) no deben mantenerse más que durante tiempo muy limitado. Debe de tenerse en cuenta, también, que, debido al diámetro de la máquina, existirá siempre una importante diferencia entre clave y solera.

7.2. Conceptos básicos

La presurización del frente es necesaria en terrenos inestables y/o situados bajo el nivel freático. Se hace hincapié en esta definición ya que, en ocasiones, se recomienda presurizar en terrenos donde no sería necesario hacerlo. Los objetivos principales son:

- Sostener el frente
- Minimizar las deformaciones en superficie

Para ello es necesario, en ocasiones, sostener suelos blandos y no (o muy poco) cohesivos desde el momento en que se excavan hasta que se instala el revestimiento final: las dovelas. Si existe, como es el caso, nivel freático, es, además, necesario impedir un flujo hacia el túnel ya que, no solamente tendría un efecto erosivo en el frente, sino que también produciría asentamientos en el entorno, al rebajar el nivel freático. Por ello, y salvo casos particulares, la presión de trabajo debe de ser, como mínimo, igual a la carga de agua.

La presión en la cámara de trabajo debe mantenerse a un nivel que permita condiciones estables de trabajo, no pudiendo ser tan baja que produzca un colapso incontrolado hacia la cámara, ni tan alta que deforme el suelo con el resultado de una pérdida de la capacidad del sostenimiento, fenómeno que se denomina "blow up" y que ha sido recientemente descrito en escudos presurizados con aire comprimido en materiales granulares (A-86 en París). De aquí que suelen darse 2 presiones posibles de trabajo (máxima y mínima) utilizándose una comprendida en este rango, dependiendo del nivel de asentamientos que se quiera asumir. Hay que decir también que, desde el punto de vista de un colapso hacia la cámara, la EPB tiene la ventaja de que, al estar ésta llena del material excavado, es difícil que se produzca este fenómeno.

Por otra parte, el nivel de presión de sostenimiento depende de:

- Características geotécnicas del suelo
- Posición del nivel freático
- Método de excavación
- Recubrimiento
- Dimensiones del túnel

Para obtener las presiones máximas y mínima de sostenimiento, se han propuesto un cierto número de modelos para representar posibles mecanismos de rotura en el frente así como para determinar las propiedades del medio de sostenimiento capaz de impedir el colapso.

Aunque, en teoría, es posible trabajar dentro del rango definido por estos valores máximos y mínimos, es evidente que el valor máximo producirá menores asentamientos pero mayor desgaste de la máquina, por lo que deben de tenerse en cuenta ambos factores a la hora de tomar una elección. Así, si no existen en superficie edificaciones, es evidente que se tendrá interés en trabajar con la

mínima presión posible.

7.3. Valores usuales

7.3.1. Generalidades

Los resultados procedentes de la aplicación de modelos deben ser contrastados con las medidas de casos reales, dado el número de variables que presentan. A falta de éstas, se deben utilizar también los resultados de ensayos de laboratorio. En este sentido varios autores han realizado ensayos en centrífuga de túneles sostenidos entera o parcialmente, así como en suelos arenosos o arcillosos.

Debe señalarse, además, que los valores deducidos de los modelos suelen corresponder a mínimos por lo que, a nuestro juicio, si se aplicasen sin más, se estaría del lado de la inseguridad, salvo en casos de ausencia total de edificios en superficie.

De forma general, es interesante referirse a los ensayos de CHAMBON y CORTÉ en un modelo de túnel con el frente sellado por una membrana y totalmente situado dentro de una capa de arenas homogéneas. Los resultados evidenciaron que el silo que carga sobre el frente podría desarrollarse con recubrimientos del orden del diámetro. Los mismos resultados fueron obtenidos por HISATAKE y ATKINSON y POTTS.

Del resultado de los ensayos se deduce también la notable diferencia existente en la geometría de las roturas en terrenos arenosos y arcillosos. En suelos arenosos y rocosos muestran geometrías de chimenea mientras que en arcillas las geometrías de rotura son mayores. Estos resultados parecen confirmarse por las observaciones de casos reales.

7.3.2. Órdenes de magnitud

Como se ha dicho, una estimación de los límites de las presiones del sostenimiento puede deducirse a partir de experiencias reales. Los valores así obtenidos no dan exactamente los valores máximos y mínimos de las presiones de sostenimiento pero sí pueden proporcionar una presión de trabajo razonable.

Hay que tener en cuenta también que existe una tendencia a trabajar con una presión lo más baja posible con objeto de minimizar la fricción y el desgaste de las herramientas, así como de aumentar la velocidad de excavación. Por este motivo, se tiende a dar valores próximos de los mínimos, aún siendo conscientes de que esta práctica lleva aparejada una mayor producción de asientos y un incremento del riesgo de colapso. Un valor muy utilizado es:

$$P'_{\min} (KPa) = K_a * p'_v + p_w + 20$$

donde:

K_a : coeficiente de empuje activo.

p'_v : presión efectiva vertical

p_w : presión intersticial, debida a la carga de agua

KANAYASU recogió una serie de valores de la presión de sostenimiento para varios túneles en Japón, que se recogen en la tabla siguiente:

Tabla 17. Presiones de sostenimiento en túneles japoneses excavados con EPB

Diámetro D(m)	Litología	Presión de sostenimiento
7,45	Limo blando	Presión al reposo
8,21	Arenoso, cohesivo	Presión al reposo+presión de agua + 20 kPa
5,54	Arena fina	Presión al reposo+presión de agua +presión fluctuante
4,93	Arenoso, cohesivo	Presión al reposo+30-50 kPa
2,48	Gravas, roca, cohesivo	Presión activa+presión del agua
7,78	Gravas, cohesivo	Presión activa+presión del agua
7,35	Limos blandos	Presión al reposo+10 kPa
5,86	Suelos cohesivos blandos	Presión al reposo+20 kPa

Además, KANAYASU indica que las variaciones en la presión de sostenimiento dependen del nivel de control del proceso de excavación.

En un proceso mal controlado se producen fluctuaciones de hasta 100 KPa o más. Algún autor sugiere que estas fluctuaciones indican que se están produciendo inestabilidades localizadas en el frente que pueden indicar que se está cerca de un colapso generalizado.

7.3.3. Diferentes estimaciones para la presión de trabajo de la tuneladora

7.3.3.1. Estimación S.Kanayasu, Tokio Metropolitan Subway y Yamamoto

Este método de estimación fue presentado en el Symposium "Underground Construction in Soft Ground" celebrado en New Delhi en enero de 1994. El autor indica que, en general, la presión ideal en el frente del túnel es la que no afecta el estado tensional del terreno. Por ello, en pura teoría, esta presión ideal debe ser muy próxima a la del estado tensional del terreno en reposo (incluyendo, naturalmente, la presión debida al agua).

Los métodos prácticos o empíricos más utilizados en Japón, según el autor, estiman la presión de trabajo de la tuneladora de acuerdo con las recomendaciones siguientes:

Suelos no cohesivos:

La presión de trabajo en el frente (P_T) debe ser mayor que la correspondiente al empuje activo (P_a) más la presión intersticial (P_w) y menor que la correspondiente al empuje al reposo (P_0) más la presión intersticial.

$$P_a + P_w \leq P_T \leq P_0 + P_w$$

Suelos cohesivos:

La presión de trabajo en el frente (P_T) debe ser mayor que la correspondiente al empuje activo (P_a) más la presión intersticial (P_w).

$$P_a + P_w \leq P_T$$

De aquí parece deducirse que el valor de la presión de trabajo debe de estar comprendida entre la presión horizontal al nivel del eje utilizando el empuje al reposo (límite máximo) y la misma magnitud utilizando el empuje activo (límite mínimo).

7.3.3.2. Estimación S.Kanayasu, Tokio Metropolitan Subway y Kubota, Maeda Construction CO

Este método de estimación fue presentado también en el Symposium citado en la página anterior. El autor presenta un resumen de las estimaciones empíricas de la presión en el frente que se han aplicado en Japón y que se resumen a continuación.

Tabla 18. Algunos ejemplos de presiones de trabajo

Tipo	Diámetro D(m)	Litología	Presión aplicada
EPB	7,45	Limo blando	σ'_H
EPB	8,21	Arenoso, cohesivo	$\sigma'_H + p + 0,2 \text{ kgf/cm}^2$
EPB	5,54	Arena fina	$\sigma'_H + p + \text{variable}$
EPB	4,93	Arenoso, cohesivo	$\sigma'_H + (0,3-0,5) \text{ kgf/cm}^2$
EPB	2,48	Grava y cohesivo	$\sigma'_H + p$
EPB	7,78	Grava y cohesivo	$\sigma'_H + p$
EPB	7,35	Limo blando	$\sigma'_H + 0,1 \text{ kgf/cm}^2$

Tipo	Diámetro D(m)	Litología	Presión aplicada
EPB	5,86	Cohesivo, blando	$\sigma'_H + 0,2 \text{ kgf/cm}^2$
SLURRY	6,63	Gravas	$\sigma'_H + (0,1-0,2) \text{ kgf/cm}^2$
SLURRY	7,04	Cohesivo	σ'_H
SLURRY	6,84	Cohesivo, blando, arenoso	Máxima = $\sigma'_H + \text{variable adicional}^{(1)}$ Mínima = $\sigma_a + \text{variable adicional}^{(1)}$
SLURRY	7,45	Cohesivo, arenoso, gravas	$p + 0,3 \text{ kgf/cm}^2$
SLURRY	10,00	Cohesivo, arenoso, gravas	$p + (0,4-0,8) \text{ kgf/cm}^2$
SLURRY	7,45	Arenoso	$\sigma_a + p + \text{variable}$
SLURRY	10,58	Cohesivo, arenoso	Máxima = $\sigma'_H + p + \text{variable adicional}^{(1)}$ Mínima = $\sigma_a + p + \text{variable adicional}^{(1)}$
SLURRY	7,25	Cohesivo, blando, arenoso, gravas	$p + 0,3 \text{ kgf/cm}^2$

(1) Variable adicional = 0,2 kgf/cm²

En la tabla se utilizan los siguientes símbolos:

σ'_v : tensión vertical efectiva

σ'_H : tensión horizontal efectiva al reposo, siendo $\sigma'_H = k_0 * \sigma'_v$

P : presión intersticial

σ_a : empuje activo, siendo = $k_a * \sigma_v$

σ_p : empuje pasivo, siendo = $k_p * \sigma_v$

El modelo básico aplicado es el de estabilidad de cuñas que es un análisis de equilibrio límite de una cuña de suelo en el frente del túnel, con una columna de suelo cargando por encima. (Modelo de JANSECZ y STEINER). Se permite introducir el efecto de una eventual parábola de descarga (tipo PROTODYAKONOV) si la hubiera. Evidentemente, esta bóveda de descarga es tanto más probable que se forme cuanto más cohesivo sea el suelo.

El problema más notable con estos modelos es que están hechos sólo para suelos homogéneos. En suelos heterogéneos no es válido este modelo, ya que los suelos tienen diferentes ángulos de rozamiento interno, si bien puede aplicarse por capas o utilizar una media de los existentes.

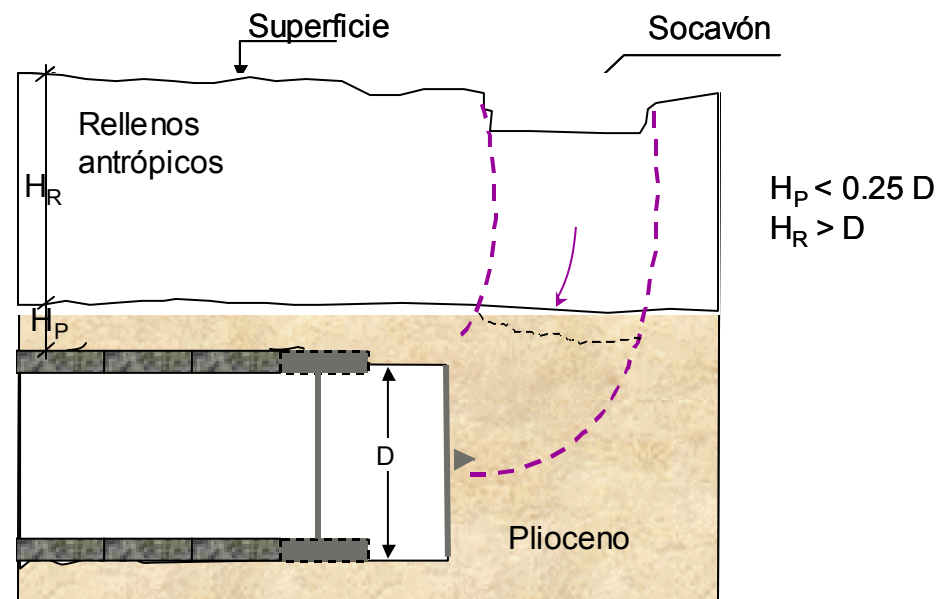
7.4. Metodología para la estimación de la estabilidad del frente

7.4.1. Introducción

En obras ejecutadas sin sostenimiento en el frente o por métodos tradicionales, los principales problemas de estabilidad se han producido, en general, al perforar terrenos arenosos con presencia de agua y en zonas de rellenos o aluviales de compacidad suelta. En estos terrenos se puede producir durante la perforación una rotura del frente, afectando al terreno situado delante del túnel y encima del escudo, cuando la presión de tierras que intenta proporcionar la tuneladora es de nula o baja eficacia.

En la figura siguiente (Oteo, C. 2005) se muestra un esquema de inestabilidad del frente

Figura 49. Inestabilidad frontal



No obstante, el empleo de escudos cerrados con control de presión sobre el terreno (mediante sistemas EPB) disminuye la posibilidad de una rotura en el frente durante la perforación. Los automatismos con los que estos equipos están dotados permiten un control casi instantáneo de la presión que es necesario transmitir al terreno para equilibrar tensiones y evitar su rotura, atenuando este problema.

Asimismo, se pueden producir inestabilidades dorsales, cuando sobre la clave de la tuneladora se excavan niveles arenosos con pocos finos (<15%), produciéndose una sobreexcavación, que genera un hueco en la arena sobre la clave. El terreno se mantiene gracias a la mayor cohesión de

las capas superiores, hasta que se alcanza una longitud que supera la resistencia al corte del terreno, provocando una rotura en la superficie.

En las siguientes figuras se muestran las situaciones inicial y final de la inestabilidad dorsal:

Figura 50. Inestabilidad dorsal (situación inicial)

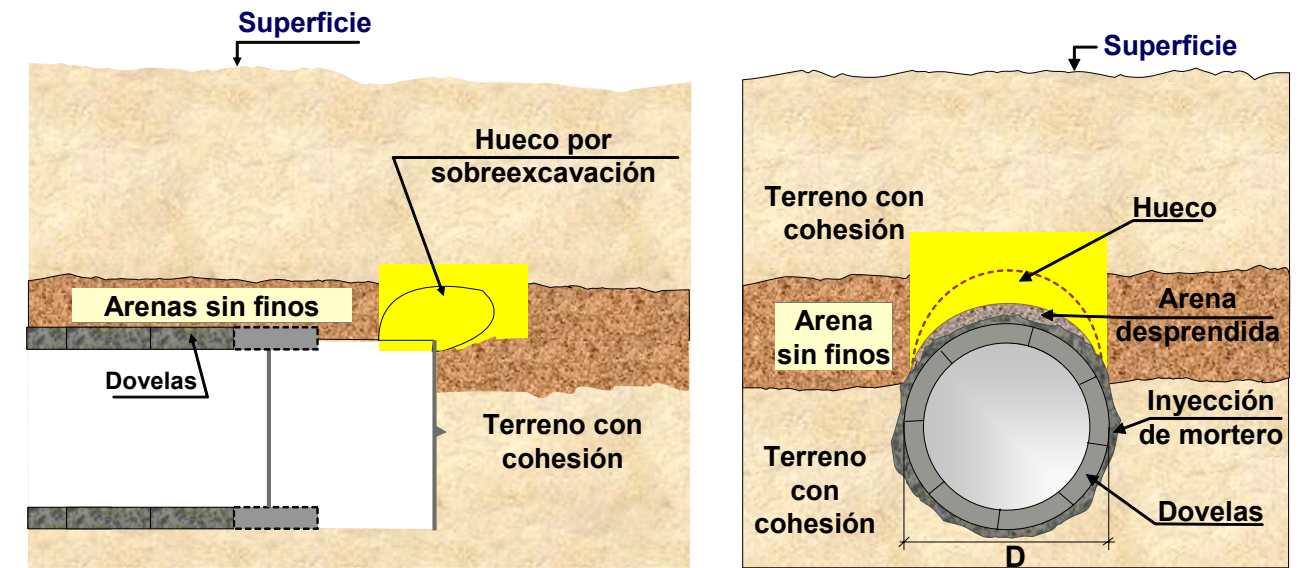
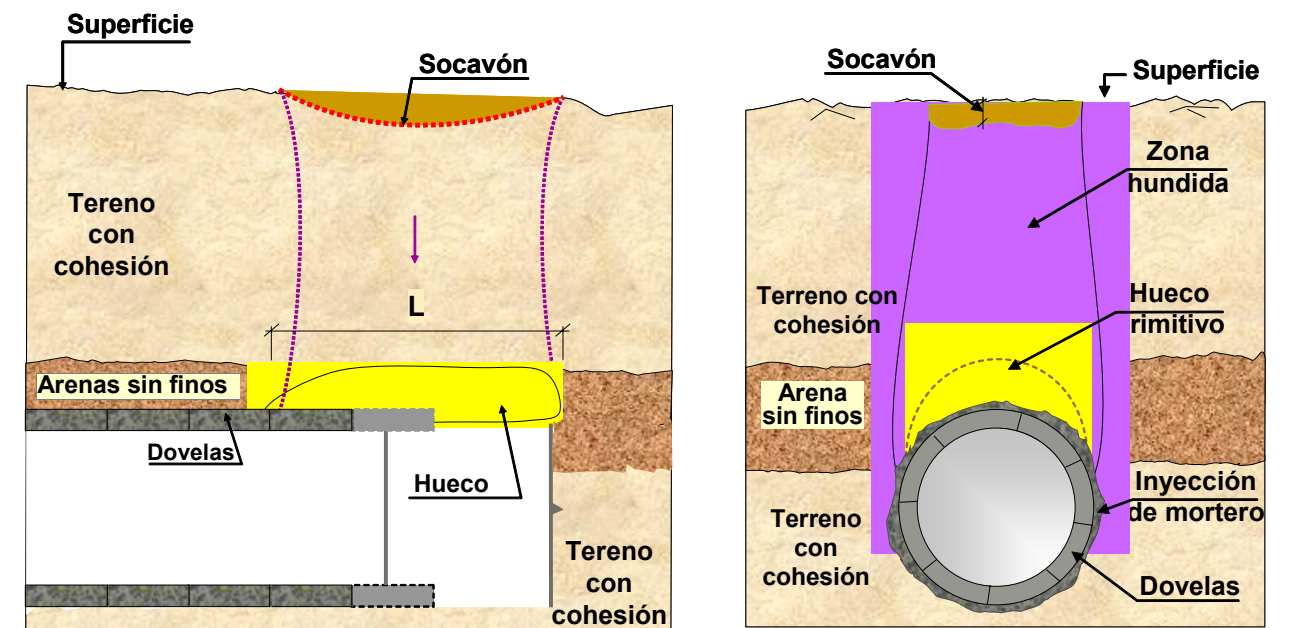


Figura 51. Inestabilidad dorsal (situación final)



7.4.2. Criterio de rotura de Eisentein y Ezzeldine (1994)

El parámetro que caracteriza las condiciones de dicha estabilidad para suelos con comportamiento de carga no drenada fue establecido por Broms y Bennermark (1967) a través del número de estabilidad definido como:

$$N = \frac{p_z - p_a}{c_u}$$

Donde:

p_z es la presión total vertical a cota del eje del túnel

p_a presión aplicada en el frente de excavación

c_u resistencia al corte sin drenaje del terreno

Dichos autores proponen, como valor límite de seguridad, valores de N entre 6 y 8. Este criterio sigue siendo generalmente aceptado con ciertas modificaciones. No obstante, existen dificultades a la hora de cuantificar el "grado de estabilidad" y, asociado a éste, la presión que debe ejercerse en el frente de excavación.

Con el fin de estimar las presiones que deberá desarrollar en su cabeza el equipo de excavación, se ha utilizado el resultado de los cálculos realizados por Eisenstein y Ezzeldine, de acuerdo con la comunicación "The role of face pressure for shields with positive ground control", presentada en el Congreso Internacional de Túneles celebrado en El Cairo en abril de 1994 (Ref. "Tunneling and ground conditions", Balkema, 1994).

En dicha publicación los autores presentaron las conclusiones de 131 cálculos tridimensionales y axialsimétricos, considerando material elastoplástico, realizados mediante el Método de Elementos Finitos. En estos cálculos se variaron los parámetros resistentes y la relación profundidad/diámetro de los túneles. Las conclusiones de sus resultados se contrastaron con los datos recogidos en 23 obras ejecutadas. A partir de lo anterior, Eisenstein y Ezzeldine propusieron una expresión que permite estimar la presión necesaria en el frente. Dicha formulación se reduce a considerar el empuje activo de Rankine afectado de dos coeficientes de influencia según la siguiente expresión:

$$p_f = I_\phi \cdot (K_a \cdot \gamma \cdot H_0) - I_c \cdot (2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a})$$

Siendo:

$$K_a \text{ coeficiente de empuje activo de valor: } K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

I_ϕ es el factor de influencia de la resistencia por rozamiento (Figura 52)

I_c es el factor de influencia de la resistencia por cohesión (Figura 53)

Figura 52. Factor de influencia de la resistencia por rozamiento en función del ángulo de rozamiento (Eisentein y Ezzeldine, 1994)

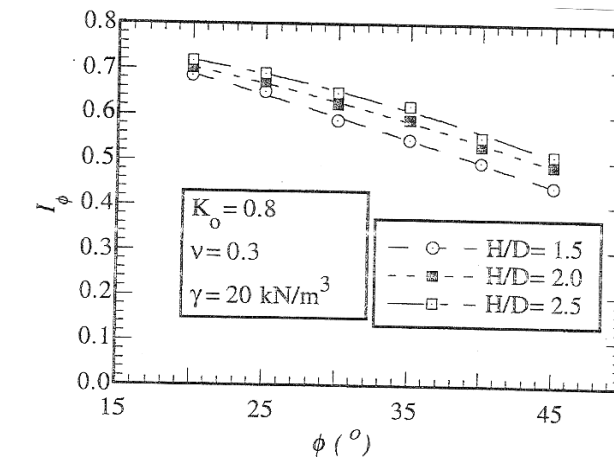
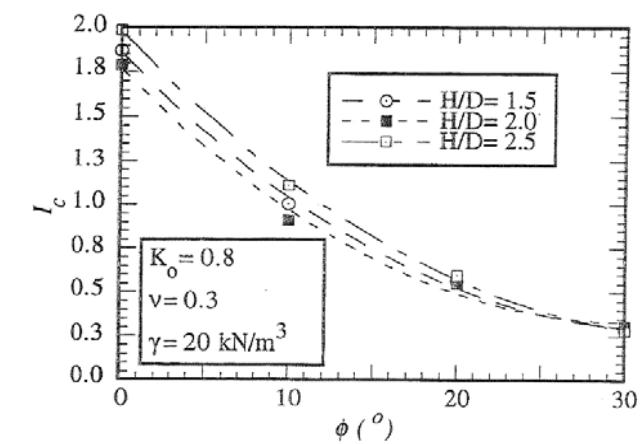


Figura 53. Factor de influencia de la resistencia por cohesión en función del ángulo de rozamiento (Eisentein y Ezzeldine, 1994)



Los parámetros de cohesión (c) y ángulo de rozamiento (ϕ) que se consideran en el cálculo son los correspondientes a los materiales que se encuentran en el entorno del frente.

En la tabla y en la figura siguientes se presentan los resultados obtenidos de aplicar el método de Eisentein y Ezzeldine anteriormente descrito. Este método está limitado, al dar los autores únicamente las curvas de los coeficientes I_ϕ e I_c para un estado tensional del terreno tal que $K_0=0,8$, $\nu=0,3$ y con densidad aparente de $\gamma=20$ kN/m³. Además, no está ideado para el caso en que el túnel se encuentre en condiciones sumergidas.

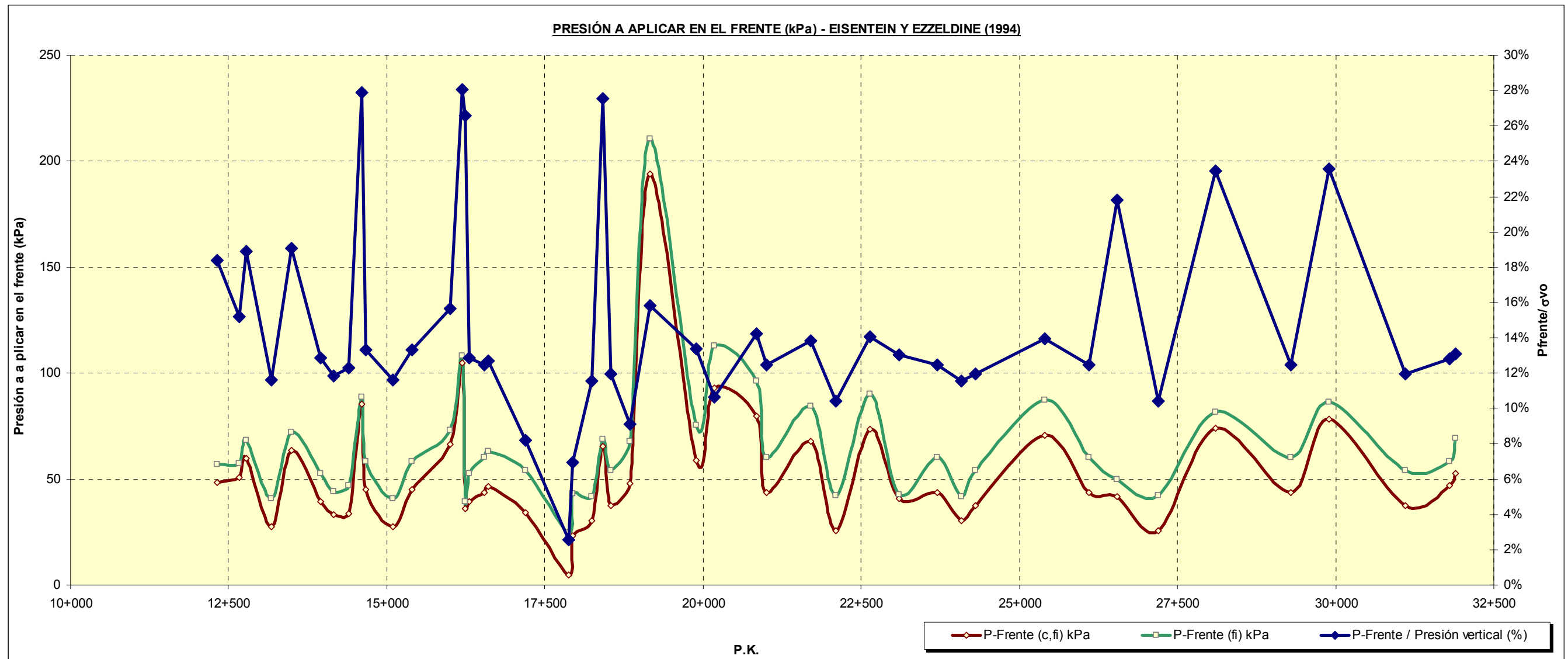
Como ya se ha indicado, el adecuado control de presión en el frente de avance, junto con el relleno completo del gap, se consideran fundamentales para el control de subsidencias.

Tabla 19. Estimación de la presión en el frente sobre el eje según Eisentein y Ezzeldine, 1994

PRESIÓN SOBRE EL FRENTE - EISENTEIN Y EZZELDINE 1994													
PK Inicio	PK Final	Terreno frente	Profundidad eje (m)	Densidad γ (kN/m ³)	Ángulo roz. Interno ϕ (°)	Cohesión c' (kPa)	Cohesión sin drenaje C_u (kPa)	Empuje activo K_a	I_ϕ	I_c	Pfrente sin cohesión (kPa)	Pfrente con cohesión (kPa)	Pfrente / σ_{vo}
12+320	12+660	Ce	15.0	17.5	28	20	25	0.361	0.60	0.36	57	48	18%
12+660	12+780	Py	18.0	18.5	32	20	200	0.307	0.56	0.30	57	51	15%
12+780	13+180	Ce	18.0	17.5	28	20	25	0.361	0.60	0.36	68	60	19%
13+180	13+500	CH,B,A,a	14.0	17	32	40	50	0.307	0.56	0.30	41	28	12%
13+500	13+960	Ce	19.0	17.5	28	20	25	0.361	0.60	0.36	72	63	19%
13+960	14+160	CH,B,A,a	18.0	17	32	40	50	0.307	0.56	0.30	53	39	13%
14+160	14+400	Ca	16.0	17.5	34	35	75	0.283	0.56	0.30	44	33	12%
14+400	14+610	CH,B,A,a	16.0	17	32	40	50	0.307	0.56	0.30	47	33	12%
14+610	14+670	R	18.0	17	23	5	0	0.438	0.66	0.48	88	85	28%
14+670	15+100	CH,B,A,a	20.0	17	32	40	50	0.307	0.56	0.30	59	45	13%
15+100	15+400	CH,B,A,a	14.0	17	32	40	50	0.307	0.56	0.30	41	28	12%
15+400	16+000	CH,B,A,a	20.0	17	32	40	50	0.307	0.56	0.30	59	45	13%
16+000	16+200	Py	23.0	18.5	32	20	200	0.307	0.56	0.30	73	67	16%
16+200	16+240	R	22.0	17	23	5	0	0.438	0.66	0.48	108	105	28%
16+240	16+300	R	8.0	17	23	5	0	0.438	0.66	0.48	39	36	27%
16+300	16+540	CH,B,A,a	18.0	17	32	40	50	0.307	0.56	0.30	53	39	13%
16+540	16+600	Cl	20.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	60	44	12%
16+600	17+200	Cl	21.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	63	47	13%
17+200	17+880	CTb	24.0	17.5	37	50	500	0.249	0.52	0.40	54	34	8%
17+880	17+940	CTb	11.0	17.5	37	50	500	0.249	0.52	0.40	25	5	3%
17+940	18+240	CTb	19.0	17.5	37	50	500	0.249	0.52	0.40	43	23	7%
18+240	18+420	Ca	15.0	17.5	34	35	75	0.283	0.56	0.30	42	30	12%
18+420	18+540	R	14.0	17	23	5	0	0.438	0.66	0.48	69	66	28%
18+540	18+840	Cl	18.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	54	38	12%
18+840	19+160	CTb	30.0	17.5	37	50	500	0.249	0.52	0.40	68	48	9%
19+160	19+900	Cl	70.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	211	194	16%
19+900	20+180	Cl	25.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	75	59	13%
20+180	20+840	CTb	50.0	17.5	37	50	500	0.249	0.52	0.40	113	93	11%
20+840	21+000	Cl	32.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	96	80	14%
21+000	21+700	Cl	20.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	60	44	12%
21+700	22+100	Cl	28.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	84	68	14%
22+100	22+640	Cl	14.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	42	26	10%
22+640	23+100	Cl	30.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	90	74	14%
23+100	23+700	Co	18.0	17.5	36	5	0	0.260	0.52	0.30	43	41	13%
23+700	24+080	Cl	20.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	60	44	12%
24+080	24+300	Ca	15.0	17.5	34	35	75	0.283	0.56	0.30	42	30	12%
24+300	25+400	Cl	18.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	54	38	12%
25+400	26+100	Cl	29.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	87	71	14%
26+100	26+540	Cl	20.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	60	44	12%
26+540	27+200	Fi-Ca	11.0	17.5	25	15	25	0.406	0.64	0.42	50	42	22%
27+200	28+100	Cl	14.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	42	26	10%
28+100	29+300	Fi-Ca	18.0	17.5	25	15	25	0.406	0.64	0.42	82	74	23%
29+300	29+900	Cl	20.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	60	44	12%
29+900	31+100	Fi-Ca	19.0	17.5	25	15	25	0.406	0.64	0.42	86	78	24%
31+100	31+800	Cl	18.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	54	38	12%
31+800	31+900	Ca	21.0	17.5	34	35	75	0.283	0.56	0.30	58	47	13%
31+900	32+040	Cl	23.0	17.5	32	50	90	0.307	0.56	0.30	69	53	13%

En la siguiente figura se presenta la variación en la presión en el frente requerida según el PK del tramo. Se observan unos incrementos de presión significativos en los tramos en los que se atraviesan rellenos de quebradas. La relación entre la presión necesaria en el frente y la presión efectiva a cota de eje se sitúa siempre entre el 3 y el 28%.

Figura 54. Estimación de la presión en el frente sobre el eje según Eisentein y Ezzeldine, 1994



Según el método de Eisentein y Ezzeldine, durante la excavación se recomienda avanzar en modo EPB con presiones medias en el frente comprendidas entre los 40 y 100 kPa, de acuerdo con los datos reflejados en la tabla y en la gráfica anteriores.

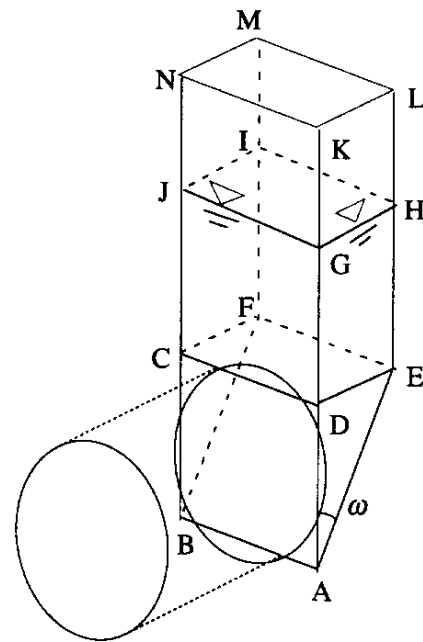
Puntualmente, en tramos concretos, podrán requerirse presiones mayores, con el consiguiente consumo de potencia instalada en la máquina.

7.4.3. Criterio de rotura de Anagnostou y Kovári (1994-1996)

Anagnostou y Kovári (1996), basándose en los modelos de equilibrio límite, desarrollaron modelos computacionales que proporcionan un marco útil para cuantificar los mecanismos de colapso del frente del túnel en suelos no cohesivos situados bajo el nivel freático.

Simplificadamente, este método considera que la superficie de rotura corresponde a una cuña inferior de altura el diámetro del túnel y desde la clave del túnel a la superficie se supone un prisma de colapso vertical, tal y como se recoge en la Figura 55:

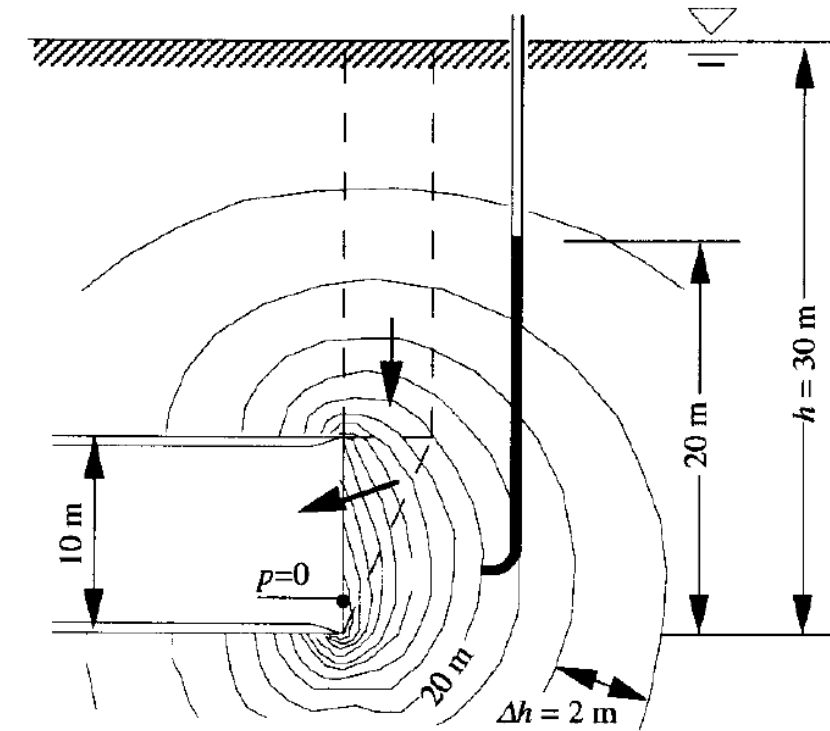
Figura 55. Esquema de colapso de Anagnostou y Kovári (tomado de Horn, 1961)



Anagnostou y Kovári establecieron el equilibrio límite entre las diferentes fuerzas aplicadas, para distintas inclinaciones de la cara de la cuña con el plano vertical (ω). De este modo se obtiene el ángulo crítico de la cuña de rotura, determinado iterativamente, a base de maximizar la presión en el frente o reduciendo el coeficiente de seguridad.

Si la carga piezométrica en el interior de la cámara (h_F) es inferior a la carga piezométrica del terreno (h_0), las fuerzas de filtración (f) actuarán contra el túnel y pondrán en peligro la estabilidad del frente. Para determinar estas fuerzas de filtración f se requiere un análisis numérico de flujo tridimensional. Los autores obtuvieron resultados como el mostrado en la figura siguiente, proporcionando las isolíneas piezométricas en un plano de simetría. La densidad creciente de las líneas potenciales en las cercanías del frente indica un incremento de las fuerzas de filtración.

Figura 56. Cálculo de flujo en las proximidades del frente del túnel (Anagnostou y Kovári, 1996)



Tras el análisis de equilibrio límite aplicado a la superficie de colapso propuesta, Anagnostou y Kovári (1996) propusieron la siguiente expresión para el cálculo de la presión efectiva necesaria en la cámara para equilibrar el frente del túnel (s'):

$$s' = F_0 \cdot \gamma' \cdot D - F_1 \cdot c + F_2 \cdot \gamma' \cdot \Delta h - F_3 \cdot c \cdot \frac{\Delta h}{D}$$

Siendo:

γ' : densidad sumergida del terreno

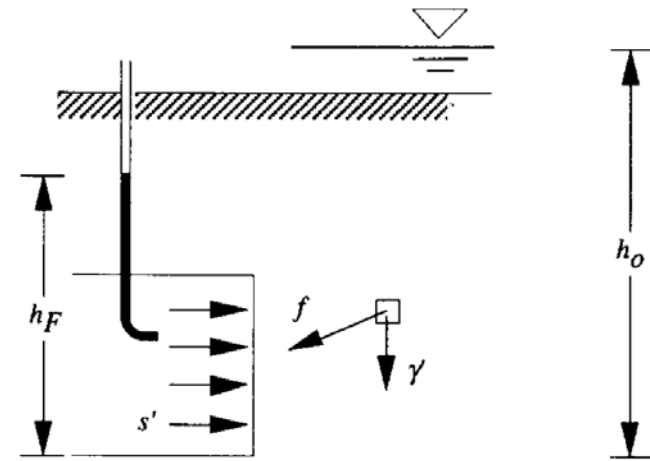
D: diámetro del túnel

c: cohesión

ϕ : ángulo de rozamiento interno del terreno

Δh : diferencia entre la altura del nivel freático respecto de la base del túnel (h_0) y la altura piezométrica en la cámara (h_F), de acuerdo con la siguiente figura:

Figura 57. Esquema de esfuerzos en el frente de excavación



F_0, F_1, F_2, F_3 : coeficientes adimensionales que se obtienen a partir de cuatro nomogramas que se incluyen a continuación:

Figura 58. Ábaco para la estimación del coeficiente F_0

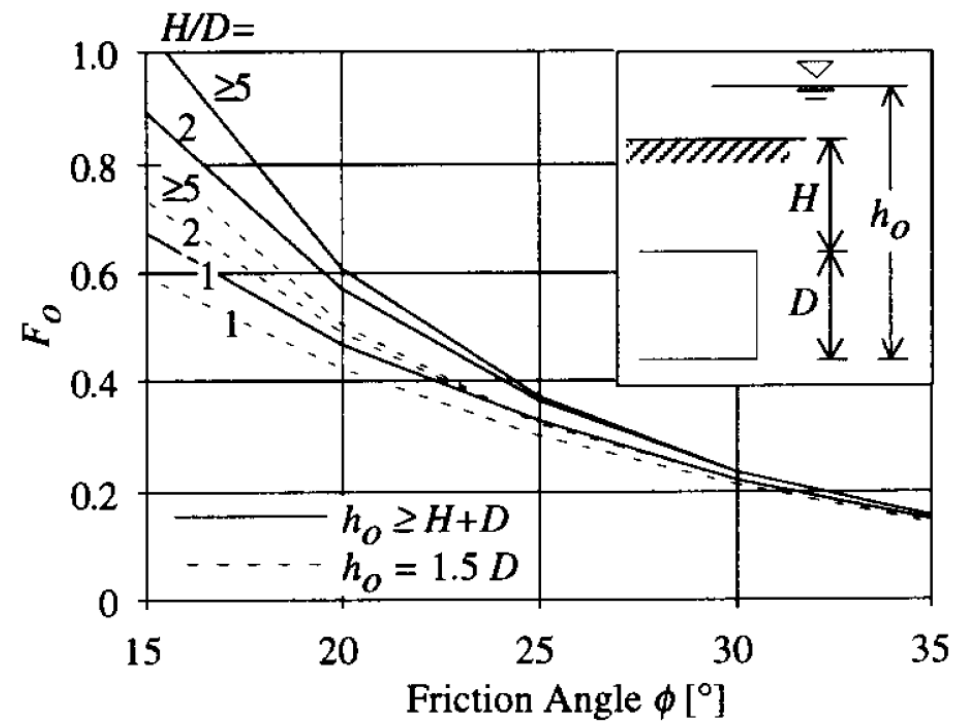


Figura 59. Ábaco para la estimación del coeficiente F_1

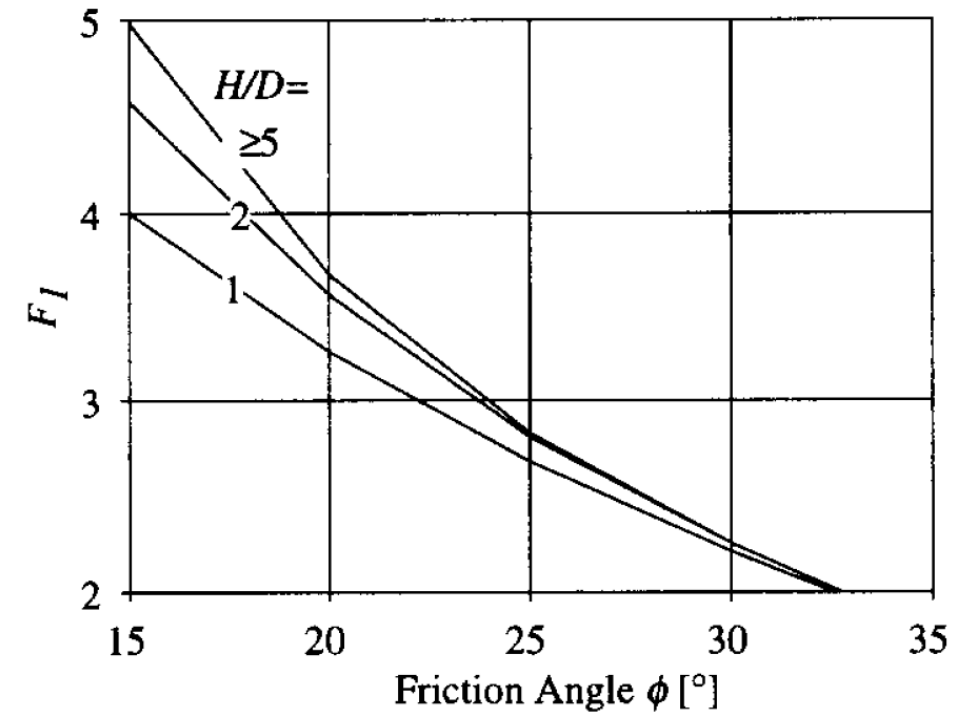


Figura 60. Ábaco para la estimación del coeficiente F_2

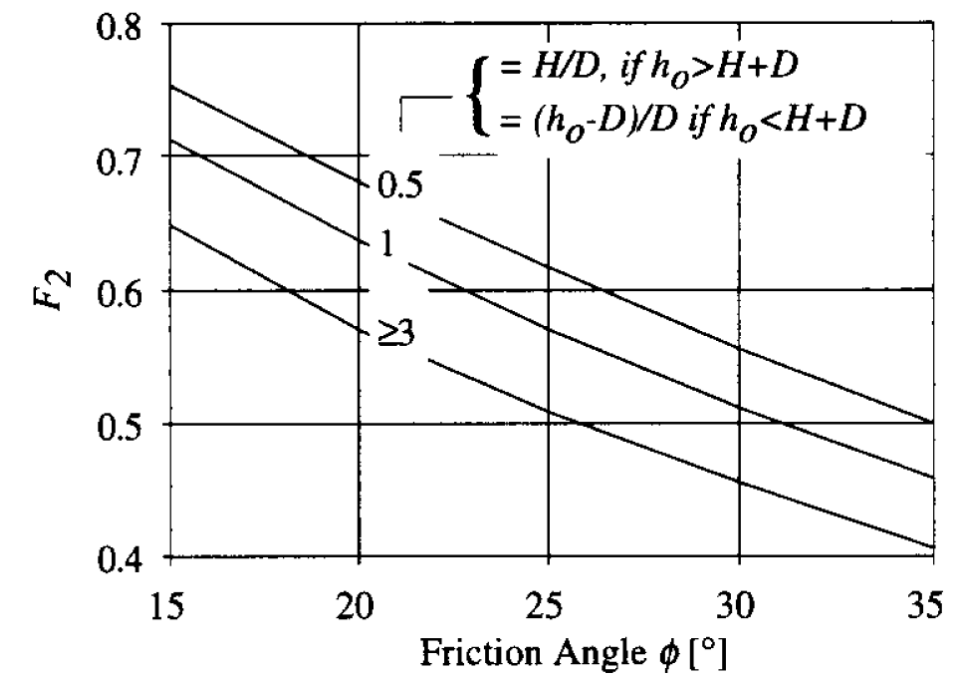
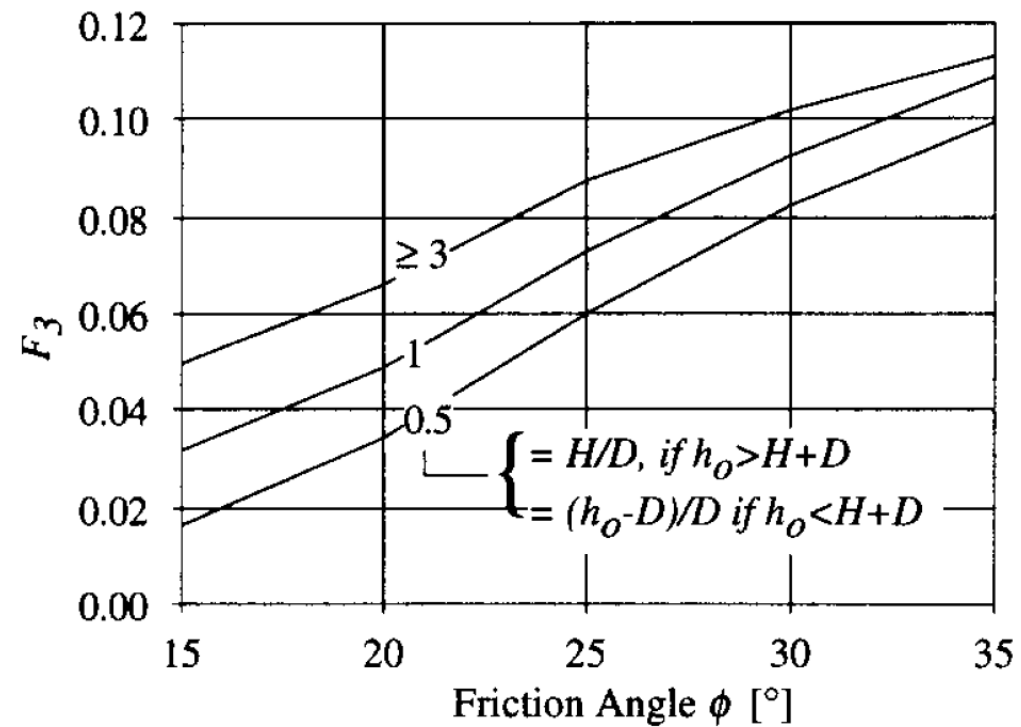


Figura 61. Ábaco para la estimación del coeficiente F_3 

A las presiones efectivas que se deducen de la formulación anterior deben añadirse las presiones hidrostáticas del agua en el interior de la cámara, obteniendo de este modo la presión en el frente.

Los autores indican que una elevada presión de soporte efectiva tiene desventajas operacionales considerables como el desgaste excesivo de la cabeza de corte y elevado par de rotación. Desde el punto de vista geotécnico puede dar lugar a roturas del terreno hacia la superficie (empuje pasivo de la máquina hacia el terreno), y por otro lado puede incrementar las presiones de agua en el caso de suelos arcillosos que al disiparse con el tiempo aumentaría la componente de asentamientos por consolidación.

A continuación se presentan en una tabla los resultados obtenidos con el método propuesto por Anagnostou y Kovári. Para la determinación de la presión en el frente, se han considerado distintas hipótesis de altura piezométrica en el interior de la cámara.

Tabla 20. Estimación de la presión en el frente según Anagnostou y Kovári, 1996

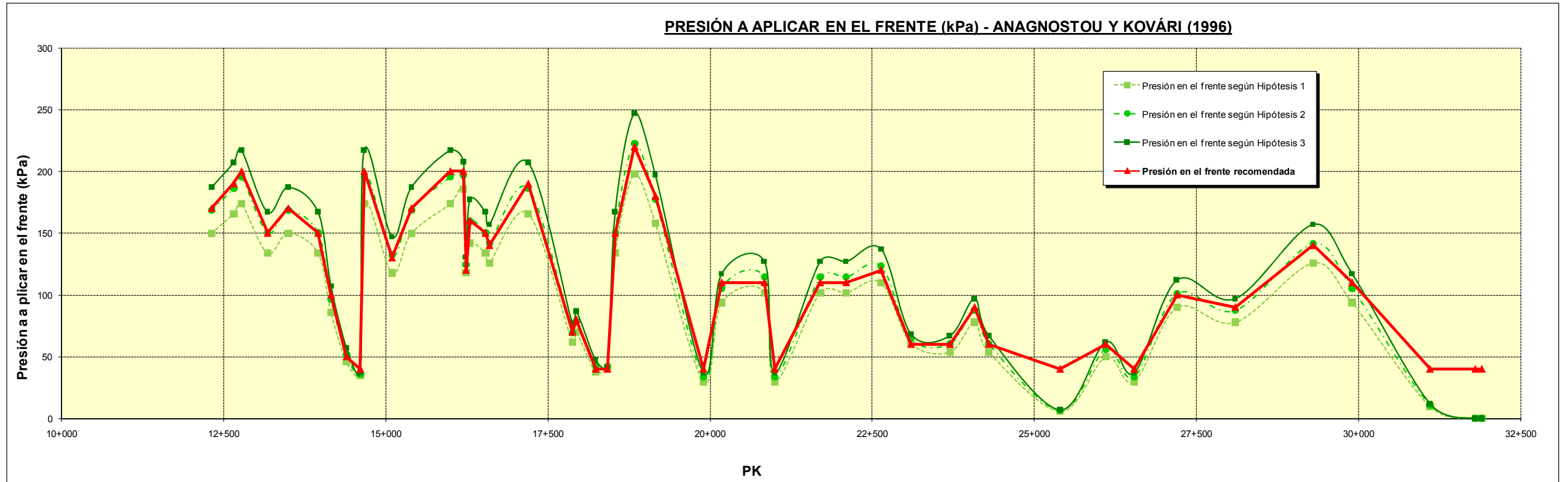
PRESIÓN SOBRE EL FRENTE - ANAGNOSTOU Y KOVÁRI, 1996																								
PK Inicio	PK Final	Terreno en el frente	Profundidad eje del túnel z_{ej} (m)	Profundidad del nivel de agua respecto a la superficie z_w (m)	Densidad aparente γ_{ap} (kN/m ³)	Densidad sumergida γ_{sum} (kN/m ³)	Ángulo rozamiento interno ϕ (°)	Cohesión c' (kPa)	Altura de columna de agua referida a la base del túnel h_0 (m)	Recubrimiento sobre clave / Diámetro H/D	F0	F1	F2	F3	HIPÓTESIS 1			HIPÓTESIS 2			HIPÓTESIS 3			Presión en el frente recomendada P (kPa)
															Altura piezométrica en la cámara $h_r=80\%-h_0$	Presión efectiva en el frente s' (kPa)	Presión en el frente P (kPa)	Altura piezométrica en la cámara $h_r=90\%-h_0$	Presión efectiva en el frente s' (kPa)	Presión en el frente P (kPa)	Altura piezométrica en la cámara $h_r=100\%-h_0$	Presión efectiva en el frente s' (kPa)	Presión en el frente P (kPa)	
12+320	12+660	Ce	15.0	1.0	17.5	8	28	20	18.7	1.1	0.25	2.40	0.535	0.085	15.0	0.0	149.6	16.8	0.0	168.3	18.70	0.0	187.00	170
12+660	12+780	Py	18.0	2.0	18.5	9	32	20	20.7	1.4	0.19	2.05	0.485	0.100	16.6	0.0	165.6	18.6	0.0	186.3	20.70	0.0	207.00	190
12+780	13+180	Ce	18.0	1.0	17.5	8	28	20	21.7	1.4	0.27	2.45	0.520	0.088	17.4	0.0	173.6	19.5	0.0	195.3	21.70	0.0	217.00	200
13+180	13+500	CH,B,A, a	14.0	2.0	17	7.5	32	40	16.7	1.0	0.18	2.05	0.510	0.095	13.4	0.0	133.6	15.0	0.0	150.3	16.70	0.0	167.00	150
13+500	13+960	Ce	19.0	5.0	17.5	8	28	20	18.7	1.5	0.27	2.45	0.535	0.085	15.0	0.0	149.6	16.8	0.0	168.3	18.70	0.0	187.00	170
13+960	14+160	CH,B,A, a	18.0	6.0	17	7.5	32	40	16.7	1.4	0.19	2.05	0.510	0.095	13.4	0.0	133.6	15.0	0.0	150.3	16.70	0.0	167.00	150
14+160	14+400	Ca	16.0	10.0	17.5	8	34	35	10.7	1.2	0.16	2.00	0.545	0.090	8.6	0.0	85.6	9.6	0.0	96.3	10.70	0.0	107.00	100
14+400	14+610	CH,B,A, a	16.0	15.0	17	7.5	32	40	5.7	1.2	0.18	2.05	0.600	0.080	4.6	0.0	45.6	5.1	0.0	51.3	5.70	0.0	57.00	50
14+610	14+670	R	18.0	20.0	17	7.5	23	5	2.7	1.4	0.36	3.00	0.680	0.040	2.2	13.1	34.7	2.4	11.8	36.1	2.70	10.4	37.38	40
14+670	15+100	CH,B,A, a	20.0	3.0	17	7.5	32	40	21.7	1.6	0.19	2.05	0.480	0.110	17.4	0.0	173.6	19.5	0.0	195.3	21.70	0.0	217.00	200
15+100	15+400	CH,B,A, a	14.0	4.0	17	7.5	32	40	14.7	1.0	0.18	2.05	0.530	0.090	11.8	0.0	117.6	13.2	0.0	132.3	14.70	0.0	147.00	130
15+400	16+000	CH,B,A, a	20.0	6.0	17	7.5	32	40	18.7	1.6	0.19	2.05	0.490	0.099	15.0	0.0	149.6	16.8	0.0	168.3	18.70	0.0	187.00	170
16+000	16+200	Py	23.0	6.0	18.5	9	32	20	21.7	1.9	0.20	2.05	0.480	0.110	17.4	0.0	173.6	19.5	0.0	195.3	21.70	0.0	217.00	200
16+200	16+240	R	22.0	7.0	17	7.5	23	5	19.7	1.8	0.37	3.10	0.590	0.065	15.8	27.9	185.5	17.7	19.2	196.5	19.70	10.6	207.59	200
16+240	16+300	R	8.0	0.5	17	7.5	23	5	12.2	0.4	0.32	2.80	0.650	0.045	9.8	20.4	118.0	11.0	14.5	124.3	12.20	8.6	130.56	120
16+300	16+540	CH,B,A, a	18.0	5.0	17	7.5	32	40	17.7	1.4	0.19	2.05	0.500	0.096	14.2	0.0	141.6	15.9	0.0	159.3	17.70	0.0	177.00	160
16+540	16+600	CI	20.0	8.0	17.5	8	32	50	16.7	1.6	0.19	2.05	0.510	0.095	13.4	0.0	133.6	15.0	0.0	150.3	16.70	0.0	167.00	150
16+600	17+200	CI	21.0	10.0	17.5	8	32	50	15.7	1.7	0.20	2.05	0.520	0.091	12.6	0.0	125.6	14.1	0.0	141.3	15.70	0.0	157.00	140
17+200	17+880	CTb	24.0	8.0	17.5	8	37	50	20.7	2.1	0.15	2.00	0.043	0.115	16.6	0.0	165.6	18.6	0.0	186.3	20.70	0.0	207.00	190
17+880	17+940	CTb	11.0	8.0	17.5	8	37	50	7.7	0.7	0.15	2.00	0.534	0.096	6.2	0.0	61.6	6.9	0.0	69.3	7.70	0.0	77.00	70
17+940	18+240	CTb	19.0	15.0	17.5	8	37	50	8.7	1.5	0.15	2.00	0.520	0.097	7.0	0.0	69.6	7.8	0.0	78.3	8.70	0.0	87.00	80
18+240	18+420	Ca	15.0	15.0	17.5	8	34	35	4.7	1.1	0.16	2.00	0.600	0.078	3.8	0.0	37.6	4.2	0.0	42.3	4.70	0.0	47.00	40
18+420	18+540	R	14.0	20.0	17	7.5	23	5	0.0	1.0	0.35	2.90	0.680	0.040	0.0	41.4	41.4	0.0	41.4	41.4	0.00	41.4	41.43	40
18+540	18+840	CI	18.0	6.0	17.5	8	32	50	16.7	1.4	0.19	2.05	0.510	0.095	13.4	0.0	133.6	15.0	0.0	150.3	16.70	0.0	167.00	150
18+840	19+160	CTb	30.0	10.0	17.5	8	37	50	24.7	2.7	0.15	2.00	0.433	0.115	19.8	0.0	197.6	22.2	0.0	222.3	24.70	0.0	247.00	220
19+160	19+900	CI	70.0	55.0	17.5	8	32	50	19.7	6.9	0.20	2.10	0.490	0.100	15.8	0.0	157.6	17.7	0.0	177.3	19.70	0.0	197.00	180
19+900	20+180	CI	25.0	26.0	17.5	8	32	50	3.7	2.2	0.20	2.10	0.600	0.080	3.0	0.0	29.6	3.3	0.0	33.3	3.70	0.0	37.00	40
20+180	20+840	CTb	50.0	43.0	17.5	8	37	50	11.7	4.8	0.15	2.00	0.508	0.102	9.4	0.0	93.6	10.5	0.0	105.3	11.70	0.0	117.00	110
20+840	21+000	CI	32.0	24.0	17.5	8	32	50	12.7	2.9	0.20	2.10	0.550	0.087	10.2	0.0	101.6	11.4	0.0	114.3	12.70	0.0	127.00	110
21+000	21+700	CI	20.0	21.0	17.5	8	32	50	3.7	1.6	0.19	2.05	0.600	0.080	3.0	0.0	29.6	3.3	0.0	33.3	3.70	0.0	37.00	40
21+700	22+100	CI	28.0	20.0	17.5	8	32	50	12.7	2.5	0.20	2.10	0.550	0.087	10.2	0.0	101.6	11.4	0.0	114.3	12.70	0.0	127.00	110
22+100	22+640	CI	14.0	6.0	17.5	8	32	50	12.7	1.0	0.18	2.05	0.550	0.087	10.2	0.0	101.6	11.4	0.0	114.3	12.70	0.0	127.00	110

PRESIÓN SOBRE EL FRENTE - ANAGOSTOU Y KOVÁRI, 1996

PK Inicio	PK Final	Terreno en el frente	Profundidad eje del túnel z_{eje} (m)	Profundidad del nivel de agua respecto a la superficie z_w (m)	Densidad aparente γ_{ap} (kN/m ³)	Densidad sumergida γ_{sum} (kN/m ³)	Ángulo rozamiento interno ϕ (°)	Cohesión c' (kPa)	Altura de columna de agua referida a la base del túnel h_0 (m)	Recubrimiento sobre clave / Diámetro H/D	F0	F1	F2	F3	HIPÓTESIS 1			HIPÓTESIS 2			HIPÓTESIS 3			Presión en el frente recomendada P (kPa)
															Altura piezométrica en la cámara $h_f=80\% \cdot h_0$	Presión efectiva en el frente s' (kPa)	Presión en el frente P (kPa)	Altura piezométrica en la cámara $h_f=90\% \cdot h_0$	Presión efectiva en el frente s' (kPa)	Presión en el frente P (kPa)	Altura piezométrica en la cámara $h_f=100\% \cdot h_0$	Presión efectiva en el frente s' (kPa)	Presión en el frente P (kPa)	
22+640	23+100	Cl	30.0	21.0	17.5	8	32	50	13.7	2.7	0.20	2.10	0.540	0.090	11.0	0.0	109.6	12.3	0.0	123.3	13.70	0.0	137.00	120
23+100	23+700	Co	18.0	16.0	17.5	8	36	5	6.7	1.4	0.15	2.00	0.560	0.090	5.4	7.2	60.8	6.0	4.2	64.5	6.70	1.3	68.28	60
23+700	24+080	Cl	20.0	18.0	17.5	8	32	50	6.7	1.6	0.19	2.05	0.600	0.080	5.4	0.0	53.6	6.0	0.0	60.3	6.70	0.0	67.00	60
24+080	24+300	Ca	15.0	10.0	17.5	8	34	35	9.7	1.1	0.16	2.00	0.563	0.088	7.8	0.0	77.6	8.7	0.0	87.3	9.70	0.0	97.00	90
24+300	25+400	Cl	18.0	16.0	17.5	8	32	50	6.7	1.4	0.19	2.05	0.600	0.080	5.4	0.0	53.6	6.0	0.0	60.3	6.70	0.0	67.00	60
25+400	26+100	Cl	29.0	33.0	17.5	8	32	50	0.7	2.6	0.20	2.10	0.600	0.080	0.6	0.0	5.6	0.6	0.0	6.3	0.70	0.0	7.00	40
26+100	26+540	Cl	20.0	18.5	17.5	8	32	50	6.2	1.6	0.19	2.05	0.600	0.080	5.0	0.0	49.6	5.6	0.0	55.8	6.20	0.0	62.00	60
26+540	27+200	Fi-Ca	11.0	12.0	17.5	8.5	25	15	3.7	0.7	0.30	2.65	0.680	0.040	3.0	0.0	29.6	3.3	0.0	33.3	3.70	0.0	37.00	40
27+200	28+100	Cl	14.0	7.5	17.5	8	32	50	11.2	1.0	0.18	2.05	0.570	0.083	9.0	0.0	89.6	10.1	0.0	100.8	11.20	0.0	112.00	100
28+100	29+300	Fi-Ca	18.0	13.0	17.5	8.5	25	15	9.7	1.4	0.32	2.77	0.664	0.047	7.8	0.0	77.6	8.7	0.0	87.3	9.70	0.0	97.00	90
29+300	29+900	Cl	20.0	9.0	17.5	8	32	50	15.7	1.6	0.19	2.05	0.520	0.094	12.6	0.0	125.6	14.1	0.0	141.3	15.70	0.0	157.00	140
29+900	31+100	Fi-Ca	19.0	12.0	17.5	8.5	25	15	11.7	1.5	0.32	2.78	0.642	0.053	9.4	0.0	93.6	10.5	0.0	105.3	11.70	0.0	117.00	110
31+100	31+800	Cl	18.0	21.5	17.5	8	32	50	1.2	1.4	0.19	2.05	0.600	0.080	1.0	0.0	9.6	1.1	0.0	10.8	1.20	0.0	12.00	40
31+800	31+900	Ca	21.0	26.5	17.5	8	34	35	0.0	1.7	0.16	2.00	0.600	0.068	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	40
31+900	32+040	Cl	23.0	28.0	17.5	8	32	50	0.0	1.9	0.20	2.05	0.600	0.080	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	40
Diámetro del túnel D (m)		9.4													Nº DE DATOS	47	47	Nº DE DATOS	47	47	Nº DE DATOS	47	47	
															PROMEDIO	2.3	96.8	PROMEDIO	1.9	108.2	PROMEDIO	1.5	119.6	112.1
															VALOR MÁXIMO	41.4	197.6	VALOR MÁXIMO	41.4	222.3	VALOR MÁXIMO	41.4	247.0	220.0
															VALOR MÍNIMO	0.0	0.0	VALOR MÍNIMO	0.0	0.0	VALOR MÍNIMO	0.0	0.0	40.0
															DESV.ESTÁNDAR	7.9	54.9	DESV.ESTÁNDAR	7.0	61.6	DESV.ESTÁNDAR	6.4	68.3	57.1

En la figura siguiente se ha representado como presión en el frente recomendada el valor medio de los resultados obtenidos para las distintas hipótesis adoptadas de altura piezométrica en el interior de la cámara:

Figura 62. Estimación de la presión en el frente según Anagnostou y Kovári, 1996



Dado que este método tiene en cuenta el efecto del empuje de agua, al adoptar condiciones sumergidas, se considera más representativo del tramo en estudio frente al modelo anterior propuesto por Eisentein y Ezzeldine. En este sentido, de acuerdo con el modelo de Anagnostou y Kovári, durante la excavación se recomienda avanzar en modo EPB, aplicando presiones medias en el frente de excavación comprendidas entre 40 y 200 kPa, de acuerdo con los datos reflejados en la tabla y en la gráfica anteriores. Puntualmente, en tramos concretos, podrán requerirse presiones mayores, con el consiguiente consumo de potencia instalada en la máquina.

En cualquier caso, las presiones en el frente recomendadas en el presente documento deben considerarse orientativas, ya que proceden de un modelo simplificado, por lo que deberán cotejarse con las necesidades reales de presión a partir de las lecturas de presión total tomadas en el interior de la cámara durante la excavación. Para comprobar el correcto comportamiento de la cámara trabajando a presión, se dispondrán células de presión total en la clave, contrabóveda y dos a la altura del diámetro horizontal.

8. EVALUACIÓN DE NECESIDADES DE CONTROL Y ZONIFICACIÓN

8.1. Introducción

Teniendo en cuenta la previsión de asientos efectuada así como las edificaciones, estructuras y servicios que pudieran verse afectados por las excavaciones proyectadas, se ha establecido una zonificación a lo largo del trazado, distinguiendo tramos relativamente homogéneos, en función de las características del entorno y considerando las condiciones geométricas de la excavación y la naturaleza de los suelos existentes.

Para realizar esta zonificación, se han tenido en cuenta los siguientes condicionantes:

- Sistema de excavación previsto (túnel en EPB, Método secuencial, excavaciones entre pantallas, rampas, etc.)
- Recubrimientos desde la clave con relación al diámetro medio excavado
- Naturaleza del terreno, con especial atención al cruce de quebradas rellenas, que puedan enmascarar zonas de alta inestabilidad potencial, o a la presencia de niveles con un escaso contenido en finos.
- Presencia de agua en la sección de excavación o por encima de la clave del túnel
- Tipología y susceptibilidad de los edificios situados en la zona de influencia
- Estimación de las deformaciones en superficie generadas por la excavación del túnel, que se resumen en la Figura 18. Estimación de asientos máximos sobre el eje en superficie.

8.2. Clasificación de zonas

De la superposición de las previsiones de subsidencia realizadas, de acuerdo con los valores de movimientos inducidos admisibles, junto con la posición relativa de las edificaciones, instalaciones y servicios existentes en la zona de influencia, se ha clasificado cada tramo en tres categorías o niveles de control atendiendo a los criterios básicos que se describen en la siguiente tabla:

Tabla 21. Niveles de control teniendo en cuenta tipo de edificios o instalaciones en la zona de influencia, estimación de subsidencias, recubrimientos.

Nivel de control	Criterio de asignación de nivel de control
NORMAL	<p>Los edificios o instalaciones se encuentran relativamente alejados de la zona de influencia de las excavaciones</p> <p>Los desplazamientos inducidos previstos no superan el nivel MEDIO considerado</p> <p>El recubrimiento es superior a 2 veces el diámetro del túnel</p>
MEDIO	<p>Los edificios o instalaciones se encuentran en la zona de influencia de las excavaciones</p> <p>Los desplazamientos inducidos previstos se sitúan (en ausencia de protecciones) en la banda del umbral MEDIO-INTENSO considerado</p> <p>El recubrimiento es superior al diámetro del túnel</p>
INTENSO	<p>Los edificios o instalaciones se encuentran en la zona de influencia de las excavaciones</p> <p>Los desplazamientos inducidos previstos podrían superar (en ausencia de protecciones) el nivel INTENSO considerado</p> <p>Edificios del centro histórico de Quito (susceptibilidad máxima)</p> <p>El recubrimiento es inferior al diámetro del túnel</p>

Para esta zonificación e identificación de zonas de control por presencia de edificios o estructuras, de mayor o menor susceptibilidad frente a los movimientos inducidos, se ha considerado como referencia básica, los resultados del estudio de edificaciones y estructuras, que tiene como finalidad realizar el inventario, caracterización y clasificación de edificaciones y estructuras ubicadas en el área de influencia de la Primera Línea del Metro de Quito en una de longitud de 22.037,67 m.

En consecuencia, para la asignación del nivel de control asignado a cada subtramo se ha adoptado una valoración que ha tenido en cuenta los diferentes aspectos que intervienen.

8.3. Umbrales de desplazamientos adicionales admisibles

Dada la gran cantidad de variables que intervienen en la interacción suelo-estructura, históricamente se ha venido limitando, los máximos movimientos que puede sufrir un edificio u otro tipo de estructura, con criterios empíricos, basados en la experiencia, a partir de datos básicos, como la naturaleza del suelo, tipo de cimentación, estado de conservación y tipología estructural entre otros aspectos.

Basado en este planteamiento existe en la actualidad una amplia referencia de normativa y recopilaciones, propuestas por distintos autores, entre las que se podría citar, entre otras, la Norma TGL 11464 (1972) (R.D.A.), Skempton y McDonald (1956), Polshin y Tokar (1957), Bjerum, (1963), Burland (1977), Norma SNIP II 15-74 (U.R.S.S.), Grant (1974), National Coal Board (1975), Shadbolt, (1977), Boscardin y Cording (1989), y la Unidad de Seguimiento y Auscultación y Control MINTRA (1997) para el metro de Madrid, entre otros.

En el caso de una edificación tipo, sin patología previa, la combinación más desfavorable, de distorsión angular y deformación horizontal para no superar el nivel de daños 2 (daños ligeros) de la escala de Burland (1977) adoptado por el BRE británico (Building Research Establishment) es que se dé, simultáneamente, una distorsión angular de 1/500 y un desplazamiento horizontal de 0,10%.

Por otra parte, la National Coal Board (1975) establece un límite de deformación unitaria horizontal en relación con la longitud de la estructura, de modo que, para menos de 50 m, el límite estaría en 0,15%. Boscardin y Cording (1989), a partir de las recomendaciones de Skeptom y MacDonald (1956) y Bjerrum (1963) fijan el valor de tracción de 0,15%, como límite de riesgo de que se produzcan fisuraciones en tabiquería y de 0,30% de riesgo de que se produzcan daños estructurales. Dichos límites corresponderían a distorsiones angulares, en ausencia de deformaciones horizontales, de 1/300 y 1/150 respectivamente.

Cabe señalar que estas clasificaciones consideran deformaciones, que se considerarían admisibles, para edificios de nueva construcción.

En ese sentido, recogiendo las recomendaciones de Oteo (1997) (Manual de túneles y obras subterráneas, 1997) dichos valores se deberían afectar de un coeficiente de seguridad de, al menos 2, para edificios de reciente construcción, y del orden de 4 para edificios antiguos, para tener en cuenta que las estructuras existentes han podido tener ya movimientos por efecto de su propia carga durante la vida del edificio.

De acuerdo con esta premisa para el presente proyecto se ha considerado adecuado establecer, con criterio general, no superar el nivel de intensidad 2 de la escala de Burland. (Recogido por Burland J.B., Broms B.B. and de Mello V.F.B. "Behaviour of Foundations and Structures" State of the Art Report, Sesión 2, Proceedings 4th International; Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Tokio 1977 y adoptado posteriormente por el BRE (Building Research Establishment) Report No. CO/51/78 y por Boscardin M.D. y Cording E.J. "Building Response to Excavation Induced Settlement" Journal of Geotechnical Engineering ASCE Vol 115 No 1 Jan 1989.

Este criterio fue adoptado, por ejemplo, para las obras de ampliación de la Jubilee Line en Londres (1994). Esta consideración reserva el nivel 0 para el caso de edificios de alto valor patrimonial o muy susceptibles a asientos.

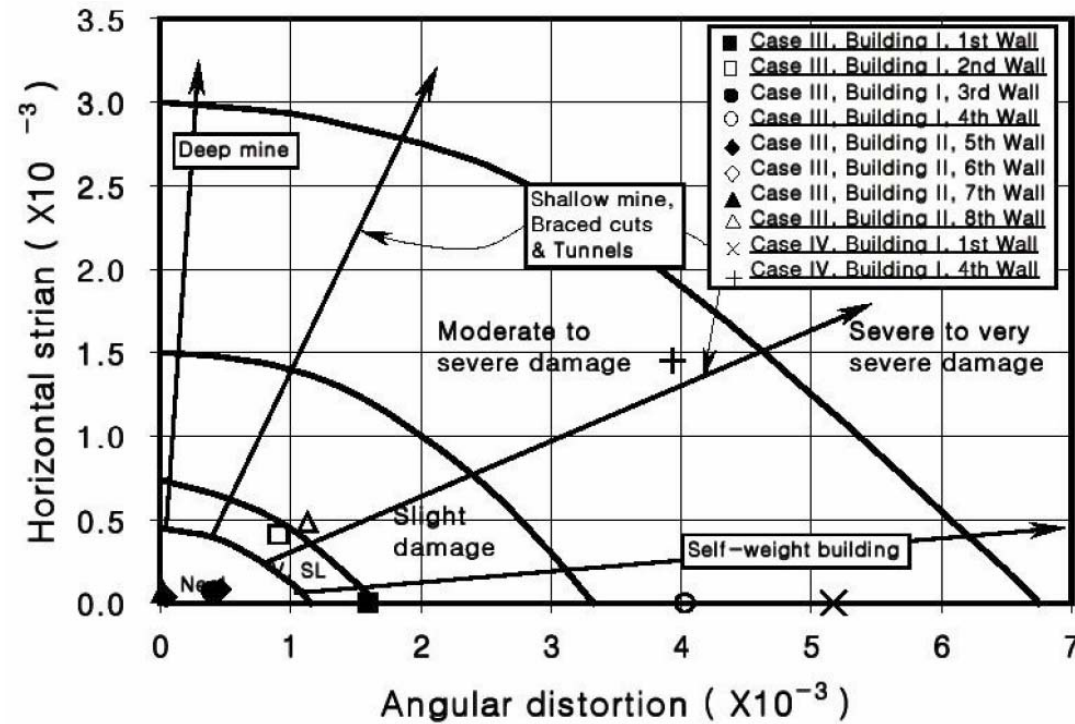
En la Tabla 22 se reproduce dicha clasificación.

Tabla 22. Clasificación de afecciones visibles con referencia a la facilidad de la reparación (Escala de Burland J.B. (1977) y adoptada por el BRE Británico).

ESCALA O INTENSIDAD DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN DEL DAÑO TÍPICO (SE SUBRAYA LA FACILIDAD DE REPARACIÓN)	APERTURA DE GRIETA (mm)	DEFORMACIÓN LÍMITE DE TRACCIÓN (%)
0 DESPRECIABLE	<u>Pelos y grietas de menos de 0,1 mm</u>	<0,1	0,00 a 0,05
1 MUY LIGERO	<u>Pelos y grietas que pueden ser tratados con la decoración.</u> Fisuras aisladas en paredes de ladrillo	1	0,05 a 0,075
2 LIGERO	<u>Grietas fácilmente rellenables. probablemente precise redecoración.</u> 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	<u>Las grietas requieren un picado y obra de albañilería.</u> 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	<u>Reparación extensiva incluyendo demolición y restitución de porciones de muros especialmente sobre puertas y ventanas.</u> Los marcos de ventanas y puertas se distorsionan y el suelo de 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	<u>Se requiere una gran reparación con reconstrucción total o parcial del edificio.</u> 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	-

En la Figura 63 se reflejan los valores límite por regiones de distorsión angular y deformación horizontal propuestos por Boscardin y Cording (1989).

Figura 63. Niveles de afección propuesto por Boscardin y Cording (1989)



De acuerdo con estas limitaciones, y basado en la experiencia acumulada en las numerosas obras subterráneas llevadas a cabo en Madrid, se establecen, en la Tabla 3 los umbrales de control o de límite teórico de movimientos adicionales admisibles, que se han recomendado como referencia para el proyecto de la Línea 1 del Metro de Quito.

Tabla 23. Umbrales de desplazamientos adicionales admisibles considerados

Umbral de control	Movimientos adicionales admisibles								
	Asiento admisible (mm)			Distorsión angular			Deformación horizontal Unitaria (%)		
	Normal	Medio	Intenso	Normal	Medio	Intenso	Normal	Medio	Intenso
*Zonas sin edificaciones	<50	50-100	>100	1/100	1/100-1/50	>1/50	<1,5	1,5-2,0	>2,0
*Edificios cimentados profundos o con losa en buen estado *Conducciones no de gas	<20	20-30	>30	<1/1000	1/1000-1/500	>1/500	<0,15	0,15-0,20	>0,20
*Estructura subterránea o Túneles existentes	<15	15-25	>25	<1/2000	1/2000-1/1000	>1/1000	<0,15	0,15-0,20	>0,20
*Edificios cimentados superficialmente sin daños aparentes	<10	10-15	>15	<1/2000	1/2000-1/1000	>1/1000	<0,15	0,15-0,20	>0,20
*Edificios cimentados superficialmente con daños *Edificios monumentales *Edificios con más de 10 alturas *Tuberías de gas	<5	5-10	>10	<1/3000	1/3000-1/2000	>1/2000	<0,05	0,05-0,10	>0,10
*Túneles existentes	Asiento o levantamiento: 10 mm/10 m								

Esta clasificación puede resultar muy conservadora, y tiene, por lo tanto, un carácter solo orientativo, para facilitar el análisis en condiciones de "campo libre"; es decir, esta orientada a la identificación de zonas de mayor necesidad de profundizar en análisis más detallados con modelos analíticos o numéricos que tengan en cuenta la rigidez de la estructura y su interacción con el terreno.

Más concretamente y en aquellos casos en los que el nivel de movimiento inducido lo aconseje, como contraste del método analítico o semi-empírico o del método de modelización numérica, puede utilizarse el criterio de evaluación de riesgo, de la *viga equivalente* propuesto por Burland, J.B. & Worth, C.P. (1974) conjuntamente con el criterio de daños establecido por Boscardin y Cording (1989).

Finalmente, a partir de los resultados obtenidos, se han analizado, en su caso, las medidas preventivas o necesarias de refuerzo, o de tratamientos de mejora del terreno, con objeto de limitar los desplazamientos potencialmente inducidos a valores dentro de los rangos que se consideran

admisibles para las edificaciones o estructuras situadas en el entorno de la zona de influencia de las excavaciones.

9. ANÁLISIS DE LOS SUBTRAMOS DIFERENCIADOS

9.1. P.K. 9+409 a P.K. 10+282

Descripción:

El tramo discurre saliendo de la zona de las cocheras y se cruza hacia el P.K 9+460 sobre un marco celular en zona de vaguada.

En el P.K 9+510 hasta el P.K 10+000 se inicia la construcción del túnel con pantallas.

Desde el P.K 10+000 hasta el P.K 10+140 se atraviesa por la estación de Quitumbe.

Hacia el P.K. 9+745 se localiza un pozo de ventilación (Jet 1).

Los edificios que se presentan en la zona son de una o dos alturas, sin sótano, y de una sensibilidad baja. Todos ellos se encuentran situados a una distancia en planta superior a los 10 m respecto al eje de la traza. Esta tónica se mantiene hasta el p.k. 13+000 del tramo 1.

Se adjunta a continuación una ortofoto donde se puede observar el tipo de edificios que existen en este subtramo.

Fotografía 1. Tipología de edificios del subtramo desde la salida de cocheras hasta en torno al p.k. 10+500



Características geológicas del terreno:

La excavación del túnel entre pantallas atraviesa las unidades geotécnicas CI, formada por limos y arcillas arenosos, y la Ce formada por cenizas, limos y arcillas con gravas y bloques.

Nivel de agua:

Se presenta el nivel freático próximo a la superficie, llegando a una profundidad de 2,0 m

Método constructivo:

Se diseña la construcción del tramo mediante pantallas arriostradas superiormente con una losa de hormigón armado. La estación se proyecta realizarla mediante pantallas igualmente.

Categoría:

Se ha considerado para esta zona un nivel de control NORMAL.

9.2. P.K. 10+282 a P.K. 10+560

Descripción:

El trazado del túnel discurre mediante pantallas bajo zona de avenida.

Características geológicas del terreno:

La excavación del túnel entre pantallas atraviesa la formación geotécnica Ce, formada por cenizas, limos y arcillas con gravas y bloques.

Nivel de agua:

Se presenta la línea de nivel freático próxima a la superficie, llegando a una profundidad de 5 m.

Método constructivo:

Se diseña la construcción del tramo mediante pantallas arriostradas superiormente con una losa de hormigón armado.

Categoría:

Se ha considerado para esta zona un nivel de control MEDIO.

9.3. P.K. 10+560 a P.K. 11+228

Descripción:

El tramo discurre entre pantallas, ubicándose en los PP.KK. 10+600 y 11+020, sendos pozos de ventilación (Jet 2 y 3).

Desde el P.K. 10+688 al P.K. 10+811 el tramo discurre a cielo abierto con las transiciones correspondientes de estructuras de cielo abierto a pantallas,.

En el P.K. 11+007 se ubica un pozo de extracción de tuneladora, perforándose el túnel desde el P.K. 11+032 en adelante, mediante este procedimiento.

Características geológicas del terreno:

La excavación del túnel entre pantallas atraviesa la formación geotécnica Ce formada por cenizas, limos y arcillas con gravas y bloques.

Nivel de agua:

Se presenta la línea de nivel freático a una profundidad de 9 a 14 m.

Método constructivo:

Se diseña la construcción del tramo mediante muros pantalla hasta el P.K. 11+032. En adelante, se perforará mediante tuneladora.

Categoría:

Se ha considerado para esta zona un nivel de control NORMAL.

9.4. P.K. 11+228 a P.K. 11+348

Descripción:

El trazado del túnel discurre con sección tipo tuneladora bajo una avenida.

Características geológicas del terreno:

La excavación del túnel atraviesa la formación geotécnica Ce, formada por cenizas, limos y arcillas con gravas y bloques. En un nivel superior aparece la formación Cl, constituida por limos y arcillas arenosos. En superficie se localizan rellenos antrópicos R.

Nivel de agua:

Se presenta la línea de nivel freático a una profundidad entre 12 y 14 m.

Método constructivo:

Se diseña la construcción del tramo mediante tuneladora escudada.

Categoría:

Se ha considerado para esta zona un nivel de control MEDIO.

9.5. P.K. 11+348 a P.K. 11+508

Descripción:

El trazado del túnel discurre mediante tuneladora bajo una avenida. Hacia el P.K. 11+380 se dispone la primera salida de emergencia.

Características geológicas del terreno:

La excavación del túnel atraviesa las formaciones geotécnicas Ce y Py. La primera de ellas está formada por cenizas, limos y arcillas con gravas y bloques. La segunda de estas formaciones está constituida por arenas gruesas grises no consolidadas con gravas y bloques de dacitas. En un nivel superior aparece la formación Cl formada por limos y arcillas arenosos; y en superficie rellenos antrópicos R.

Nivel de agua:

Se presenta el nivel freático a una profundidad de entre 14 y 16 m.

Método constructivo:

Se diseña la construcción del tramo mediante tuneladora del tipo escudo de presión de tierras.

Categoría:

Se ha considerado para esta zona un nivel de control NORMAL.

9.6. P.K. 11+508 a P.K. 11+638

Descripción:

El trazado del túnel discurre mediante pantallas bajo una avenida.

Características geológicas del terreno:

La excavación del túnel atraviesa las formaciones geotécnicas Ce y Py. La primera de ellas está formada por cenizas, limos y arcillas con gravas y bloques. La segunda de estas formaciones está constituida por arenas gruesas grises no consolidadas con gravas y bloques de dacitas. En un nivel superior aparece la formación CI formada por limos y arcillas arenosos; y en superficie rellenos antrópicos R.

Nivel de agua:

Se presenta el nivel freático a una profundidad de entre 14 y 12 m.

Método constructivo:

Se diseña la construcción del tramo mediante tuneladora del tipo escudo de presión de tierras.

Categoría:

Se ha considerado para esta zona un nivel de control MEDIO.

9.7. P.K. 11+638 a P.K. 11+798

Descripción:

El trazado del túnel discurre mediante tuneladora bajo una avenida.

Características geológicas del terreno:

La excavación del túnel atraviesa las formaciones geotécnicas Ce y Py. La primera de ellas está formada por cenizas, limos y arcillas con gravas y bloques. La segunda de estas formaciones está formada por arenas gruesas grises no consolidadas con gravas y bloques de dacitas. En un nivel superior aparece la formación CI formada por limos y arcillas arenosos; y en superficie rellenos antrópicos R.

Nivel de agua:

Se presenta el nivel freático a una profundidad de hasta 10 y 12 m.

Método constructivo:

Se diseña la construcción del tramo mediante tuneladora.

Categoría:

Se ha considerado para esta zona un nivel de control NORMAL.

9.8. P.K. 11+798 a P.K. 12+348

Descripción:

El trazado del túnel discurre mediante tuneladora hasta el P.K. 11+920. Entre dicho P.K. y el 12+102 se localiza la estación de Morán Valverde, la cual se ejecutará entre pantallas, al igual que el resto de este subtramo.

Características geológicas del terreno:

La excavación del túnel entre pantallas atraviesa las formaciones geotécnicas Ce y Py. La primera de ellas está formada por cenizas, limos y arcillas con gravas y bloques. La segunda de estas formaciones está formada por arenas gruesas grises no consolidadas con gravas y bloques de dacitas. En un nivel superior aparece la formación CI formada por limos y arcillas arenosos y en superficie rellenos antrópicos R.

Entre los PP.KK. 12+000 y 12+300 se localizó un nivel intermedio de limos arenosos muy flojos con presencia de raíces; Tur.

Nivel de agua:

Se presenta el nivel freático muy próximo a superficie, en especial desde la estación en adelante. La profundidad de éste oscilaría entre los 10 y 1 m de profundidad.

Método constructivo:

Como se ha indicado, el túnel se perforará mediante tuneladora escudada entre el P.K. 11+798 y el 11+920. El resto del tramo se ejecuta mediante pantallas.

Categoría:

Se ha considerado para esta zona un nivel de control MEDIO.

9.9. P.K. 12+348 a P.K. 12+528

Descripción:

El trazado del túnel discurre mediante pantallas hasta el P.K. 12+400. En adelante se adopta solución mediante tuneladora.

Características geológicas del terreno:

La excavación del túnel atraviesa la formación geotécnica Ce. Esta formación está formada por cenizas, limos y arcillas con gravas y bloques. En niveles superiores se encuentran las formaciones CI y R La primera de ellas está formada por limos y arcillas arenosos. La segunda se corresponde con rellenos antrópicos.

Nivel de agua:

Se presenta el nivel freático a una profundidad de entre 2 y 3 m.

Método constructivo:

El túnel se construirá mediante pantallas hasta el P.K. 12+400. En adelante la perforación se llevará a cabo mediante tuneladora.

Categoría:

Se ha considerado para esta zona un nivel de control NORMAL.

9.10. P.K. 12+528 a P.K. 12+828

Descripción:

El trazado del túnel discurre mediante tuneladora la avenida Rumichaca. En torno al P.K. 12+620 está prevista la segunda salida de emergencia.

Características geológicas del terreno:

La excavación del túnel atraviesa las formaciones geotécnicas Ce y CI. La primera de estas formaciones está formada por cenizas, limos y arcillas con gravas y bloques. La segunda de ellas está formada por limos y arcillas arenosos. En un nivel superior se encuentra la formación CI de limos arenosos, cubierta por importantes espesores de relleno antrópico R.

Nivel de agua:

Se presenta el nivel freático a una profundidad de entre 2 y 3 m.

Método constructivo:

Se diseña la construcción del tramo tuneladora escudada.

Categoría:

Se ha considerado para esta zona un nivel de control MEDIO.

9.11. P.K. 12+828 a P.K. 13+000

Descripción:

El trazado del túnel discurre mediante tuneladora bajo la Avenida Rumichaca.

Características geológicas del terreno:

La excavación del túnel atraviesa la formación geotécnica Ce. Esta formación está formada por cenizas, limos y arcillas con gravas y bloques. Superiormente se encuentra la formación CI, cubierta por un espesor importante de rellenos de carácter antrópico.

Nivel de agua:

Se presenta el nivel freático a una profundidad de entre 2 y 3 m.

Método constructivo:

Se diseña la construcción del tramo mediante tuneladora.

Categoría:

Se ha considerado para esta zona un nivel de control NORMAL

9.12. P.K. 13+000 a P.K. 14+080

Descripción:

Corresponde al tramo situado entre la calle Cubijes y la Estación de Solanda

El trazado discurre en dirección SW-NE. La rasante del túnel va descendiendo suavemente desde la cota 2854 m hasta la cota 2844,5 m a la entrada de la estación.

En este tramo predominan los edificios de viviendas, de uso residencial, de 1 y 2 alturas, sin sótanos.

Se adjuntan a continuación una fotografía donde se puede observar el tipo de edificios que existen en este subtramo.

Fotografía 2. Tipología de edificios del subtramo entre PK 13+000-14+080



Características geológicas del terreno:

Este tramo el túnel perfora principalmente materiales volcánico-sedimentarios y fluviolacustres de la Formación Machángara del miembro Quito.

El recubrimiento sobre clave de túnel varía entre los 7,5 m de recubrimiento mínimo en el PK 13+260 hasta los 17 m de recubrimiento máximo en el PK 13+680.

Nivel de agua:

En este subtramo el nivel freático desciende paralelo al terreno desde la cota 2852m a la 2838 m, cota de nivel de agua medida en el sondeo SMQ-12, situado a la entrada de la estación de Solanda.

De acuerdo con la información disponible de niveles de agua hasta la fecha de redacción del presente documento, el nivel de agua se encuentra situado siempre por encima de la clave del túnel a unos 7-8 m.

Método constructivo:

Está previsto para este subtramo que la excavación del mismo se realice con tuneladora trabajando en modo EPB.

Categoría:

Se han considerado para esta zona los siguientes niveles de control :

Tabla 24. Zonificación en subtramo entre PK 13+000-14+080

Infraestructura	PK inicio	PK final	Longitud (m)	Nivel de control
Túnel con tuneladora	13+000	13+010	10	MEDIO
Túnel con tuneladora / Pozo de ventilación PV-1	13+010	13+030	20	INTENSO
Túnel con tuneladora	13+030	13+200	170	MEDIO
Túnel con tuneladora	13+200	13+320	120	INTENSO
Túnel con tuneladora	13+320	13+520	200	MEDIO
Túnel con tuneladora	13+520	13+670	150	NORMAL
Túnel con tuneladora / Salida de emergencia SE-3	13+670	13+690	20	MEDIO
Túnel con tuneladora	13+690	14+080	390	NORMAL

9.13. P.K. 14+080 a P.K. 16+190

Descripción:

El tramo se extiende desde la estación de Solanda hasta el cruce con una de las Quebradas del río Machángara (PK 16+260), pasando por el bulevar de Cardenal de la Torre, donde se proyecta la estación El Calzado. En este tramo, el túnel discurre también, en el entorno del PK 14+640, bajo una de las quebradas de un afluente del río Machángara, el río Grande.

El trazado prosigue SW-NE desde el PK 14+106 hasta el 14+400, donde cambia de dirección hacia el norte hasta el PK 14+900 donde de nuevo vuelve a girar hacia el noreste hasta el PK 15+500. Desde este PK 15+500, el trazado se dispone en dirección este, manteniéndose en esta dirección hasta el final del tramo.

El trazado va descendiendo desde la cota 2844 m en la estación de Solanda hasta los 2808 m en el PK 16+190, antes del cruce del trazado con la Quebrada del Machángara.

La estación de Solanda se proyecta sobre unos recintos deportivos sin existir edificios próximos. Entre la estación y el cruce bajo la quebrada del río Grande, el túnel discurre bajo un colegio y sus instalaciones deportivas. Seguidamente, el túnel cruza bajo una zona de edificios de viviendas de 2-3 alturas, sin sótanos, como los que se observan en la

Fotografía 5. Cabe destacar, que entre los PK 14+940 al 15+500, el túnel discurre bajo la Avda. Cardenal de la Torre, un amplio bulevar donde se proyecta la estación El Calzado.

Se adjuntan a continuación unas fotografías de este subtramo.

Fotografía 3. Recinto en el que se va a emplazar la estación de Solanda



Fotografía 4. Cruce bajo la quebrada del río Grande, afluente del Machángara en PK 14+640



Fotografía 5. Tipología de edificios en el entorno de la estación de El Calzado

**Características geológicas del terreno:**

El túnel en este tramo atraviesa principalmente materiales de la formación Cangahua, volcanosedimentarios y fluviolacustres de la Formación Machángara del Miembro Quito y rellenos de quebradas.

Nivel de agua:

En este subtramo el nivel freático discurre próximo a la clave del túnel en el entorno de la estación de Solanda, en torno a la cota 2834 m, descendiendo en el entorno de la quebrada del río Grande (PK 14+640), donde el nivel de agua se sitúa en torno a la cota de rasante del túnel (2814 m). A partir de este cruce, el nivel de agua asciende, hasta situarse próximo a la superficie, a la cota 2824 m, en el entorno de la estación del Calzado. El nivel de agua vuelve a descender suavemente hasta alcanzar la cota 2802 m en las cercanías del cruce con el río Machángara (PK 16+240), donde desciende hasta el nivel del cauce, situado en torno a la cota +2793 m.

De acuerdo con la información disponible de niveles de agua hasta la fecha de redacción del presente documento, el nivel de agua se encuentra situado en el subtramo siempre por encima de la clave del túnel, salvo en el entorno del cruce con la Quebrada del río Grande (PK 14+640), donde se sitúa en torno a la cota de la rasante del túnel.

Método constructivo:

La ejecución de las estaciones se prevé entre pantallas. El resto del subtramo se prevé excavar mediante tuneladora trabajando en modo EPB.

Categoría:

Se han considerado para esta zona los siguientes niveles de control :

Tabla 25. Zonificación en subtramo entre PK 14+080-16+190

Infraestructura	PK inicio	PK final	Longitud (m)	Nivel de control
Estación de Solanda / Túnel con tuneladora / Pozo de bombeo PB-2	14+080	14+590	510	MEDIO
Túnel con tuneladora / Pozo de ventilación PV-2	14+590	14+690	100	INTENSO
Túnel con tuneladora	14+690	15+140	450	NORMAL
Estación del Calzado / Túnel con tuneladora	15+140	15+520	380	MEDIO
Túnel con tuneladora	15+520	16+020	500	NORMAL
Túnel con tuneladora / Pozo de ventilación PV-3	16+020	16+040	20	INTENSO
Túnel con tuneladora	16+040	16+190	150	NORMAL

Fotografía 6. Cruce bajo quebrada del río Machángara en PK 16+260

9.14. P.K. 16+190 a P.K.16+980

Descripción:

Este subtramo discurre entre la Quebrada del río Machángara y la estación El Recreo.

Comprende el cruce del túnel bajo la quebrada del Machángara en torno al PK 16+260, donde el espesor de rellenos alcanza los 40 m de potencia y bajo la quebrada Clemencia, en torno al PK 16+440. Esta última quebrada presenta un espesor de rellenos de unos 4 m, discurriendo la Avda. Moraspungo sobre ella. Asimismo, en el entorno del PK 16+580 el túnel cruza bajo la Av. Pedro Vicente Maldonado (Autovía Panamericana Sur), con un recubrimiento de unos 15 m de materiales de la formación Cangahua.

El trazado discurre en dirección este hasta alcanzar la Avda. Moraspungo, donde gira hasta ponerse prácticamente en dirección norte al final del tramo.

La rasante del túnel asciende desde la cota 2782 m, en la zona de cruce bajo la quebrada del río Machángara hasta la cota 2801 m al final del tramo.

Se localizan en este subtramo unas de las zonas en las que se deberá tener más precaución a la hora de realizar análisis en fases posteriores. En concreto son el cruce bajo la quebrada del Machángara se realiza con un recubrimiento mínimo del orden de 2 m, y el cruce bajo la quebrada Clemencia, donde el recubrimiento de suelos es inferior a 5 m. En el cruce bajo la quebrada del Machángara se ha previsto realizar un relleno del cauce, y un tratamiento de mejora del terreno con columnas de jet-grouting tipo 3. En caso del cruce bajo la quebrada Clemencia, sobre la que apoya la Avenida de Moraspungo, se prevé realizar también un tratamiento de mejora del terreno con columnas de jet-grouting tipo 3, y proteger los edificios situados en la zona de influencia del túnel con barreras de micropilotes ejecutadas desde superficie.

Se adjuntan a continuación unas fotografías de este subtramo.



Fotografía 7. Materiales de la ladera oeste de la quebrada

**Método constructivo:**

La ejecución de las estaciones se prevé realizarla entre pantallas. El resto del subtramo se prevé que mediante tuneladora en modo EPB.

Categoría:

Se han considerado para esta zona los siguientes niveles de control:

Tabla 26. Zonificación en subtramo entre PK 16+190-16+980

Infraestructura	PK _{inicio}	PK _{final}	Longitud (m)	Nivel de control
Túnel con tuneladora / Salida de emergencia SE-4 y Pozo de bombeo PB-3	16+190	16+310	120	INTENSO
Túnel con tuneladora	16+310	16+400	90	MEDIO
Túnel con tuneladora	16+400	16+520	120	INTENSO
Túnel con tuneladora	16+520	16+560	40	MEDIO
Túnel con tuneladora	16+560	16+790	230	NORMAL
Estación El Recreo	16+790	16+980	190	MEDIO

Características geológicas del terreno:

El túnel en este tramo atraviesa principalmente materiales de la formación Cangahua, volcanosedimentarios y fluviolacustres de la Formación Machángara del Miembro Quito y rellenos en las quebradas.

Nivel de agua:

De acuerdo con la información disponible de niveles de agua hasta la fecha de redacción del presente documento, el nivel de agua se encuentra situado al comienzo del tramo, en torno a la cota 2793 m, asociado al cauce de la quebradas del río Machángara. Este nivel asciende hasta el entorno de la estación El Recreo, donde se ha reconocido a la cota 2815 m. En todo este subtramo el nivel de agua se ha reconocido siempre por encima de la clave del túnel

9.15. P.K. 16+980 a P.K. 18+420

Descripción:

Este subtramo discurre entre la estación El Recreo, ubicada en los recintos de la actual estación de autobuses, y la Av. Rodrigo de Chávez, a la altura del cruce de esta avenida con la quebrada del río Machángara.

El trazado en esta zona discurre sensiblemente en dirección norte-noroeste.

La rasante del túnel desciende suavemente desde la cota 2801 m, al comienzo del tramo, hasta la cota 2787 m al final del mismo.

En este tramo predominan los edificios de viviendas de 2-3 plantas y las naves de 1 planta. En la siguiente fotografía se observa la tipología de edificios reconocidos en este subtramo

Fotografía 8. Cruce de vías en PK 17+550



Características geológicas del terreno:

En este tramo, el túnel excava principalmente tobas de la volcanosedimentarios de la Formación Machángara del Miembro Quito

Nivel de agua:

En este subtramo el nivel freático se mantiene al comienzo del tramo en torno a la cota 2815 m, asociado a los materiales de la formación Cangahua. En el sondeo SMQ-23 (PK 18+060), el nivel de agua se ha reconocido a la cota 2796 m, sobre los materiales tobaceos. Al final del tramo, el nivel de agua en la Quebrada del río Machángara el nivel de agua desciende hasta la cota 2784 m, nivel situado por debajo de la base del túnel. Esto es debido a que el cauce del río es una zona receptora de aguas, funcionando el propio río como una zona de descarga del acuífero superior.

Método constructivo:

La ejecución del subtramo se prevé que se va a realizar con tuneladora EPB.

Categoría:

Se han considerado para esta zona los siguientes niveles de control:

Tabla 27. Zonificación en subtramo entre PK 16+980-18+420

Infraestructura	PK inicio	PK final	Longitud (m)	Nivel de control
Túnel con tuneladora	16+980	17+460	480	NORMAL
Túnel con tuneladora / Pozo de ventilación PV-4	17+460	17+480	20	MEDIO
Túnel con tuneladora	17+480	17+860	380	NORMAL
Túnel con tuneladora	17+860	17+880	20	MEDIO
Túnel con tuneladora	17+880	17+920	40	INTENSO
Túnel con tuneladora	17+920	17+940	20	MEDIO
Túnel con tuneladora	17+940	18+070	130	NORMAL
Túnel con tuneladora / Salida de emergencia SE-5	18+070	18+090	20	MEDIO
Túnel con tuneladora	18+090	18+240	150	NORMAL
Túnel con tuneladora	18+240	18+420	180	MEDIO

9.16. P.K. 18+420 a P.K. 18+840

Descripción:

Este subtramo comprende el tramo existente en el entorno de la estación de la Magdalena, desde el cruce bajo la quebrada del río Machángara hasta que el trazado comienza a excavar bajo la loma donde se localiza el barrio de La Colmena. La rasante asciende suavemente desde los 2787 m en el entorno de la quebrada del río Machángara, hasta la cota 2790 m, en el entorno de la estación de La Magdalena, donde finaliza este subtramo.

En este tramo, el trazado discurre en dirección noreste, sensiblemente paralelo a la avenida de Rodrigo de Chávez.

El recinto de estación de La Magdalena se encuentra situado en la Avenida Rodrigo de Chávez, en una zona ajardinada, en la que existen pequeñas edificaciones, que se deberán demoler cuando se realice la estación. Frente a la estación a proyectar se encuentran los edificios pertenecientes al Cuerpo de Ingenieros del Ejército. Son edificios de varias plantas, que se encuentran alejados del recinto de la estación.

Fotografía 9. Cauce de la quebrada del Machángara en la zona de cruce con la Avda. Rodrigo de Chávez (PK 18+460)



Fotografía 10. Zona de emplazamiento de la estación de La Magdalena



Características geológicas del terreno:

El túnel en este tramo se realiza mediante tuneladora, atravesando materiales de la formación Cangahua, localizándose en el cauce de la quebrada del río rellenos antrópicos de muy baja compacidad.

Nivel de agua:

De acuerdo con la información disponible de niveles de agua hasta la fecha de redacción del presente documento, parece que hay un nivel asociado principalmente a la capa de arenas limosas de la formación Cangahua, que probablemente proceda de la recarga de aguas que discurre desde las laderas cercanas en dirección al cauce de la quebrada del río Machángara, situado en las proximidades de la estación. Así, el agua desciende desde la cota 2806-2808 m a la que se encuentra en la estación de la Magdalena, hasta la cota 2784 a la que se ha reconocido en el entorno de la quebrada del río.

Método constructivo:

La ejecución de la estación se prevé realizarla entre pantallas. El resto del subtramo se prevé que se va a excavar empleando una tuneladora.

Categoría:

Se han considerado para esta zona los siguientes niveles de control:

Tabla 28. Zonificación en subtramo entre PK 18+420-18+840

Infraestructura	PK _{inicio}	PK _{final}	Longitud (m)	Nivel de control
Túnel con tuneladora / Pozo de bombeo PB-4	18+420	18+620	200	INTENSO
Túnel con tuneladora / Estación La Magdalena	18+620	18+840	220	MEDIO

9.17. P.K. 18+840 a P.K. 20+030**Descripción:**

Este subtramo discurre desde la estación de La Magdalena hasta el PK 20+030, donde está prevista la ejecución del pozo de extracción de la tuneladora que se proyecta que excave este tramo.

En este subtramo el trazado gira desde la dirección norte-noreste hasta ponerse en dirección noreste al final del mismo, discuriendo bajo una loma en la que se emplaza el barrio de la Colmena. Es una zona de viviendas de 2-3 alturas, y ocasionalmente de 4-5 plantas, como las que se pueden observar en la fotografía que se incluye a continuación.

La rasante del túnel asciende suavemente desde la estación de la Magdalena, donde se encuentra situada a la cota 2790 m, hasta la cota 2826 m, donde se localiza la rasante en el pozo de extracción de la tuneladora.

Fotografía 11. Tipología de viviendas de este subtramo



Figura 64. Emplazamiento del pozo de extracción (PK 20+000)



Características geológicas del terreno:

El túnel en este tramo atraviesa principalmente arenas limosas y limos arenosos de la formación Cangahua.

Nivel de agua:

De acuerdo con la información disponible de niveles de agua hasta la fecha de redacción del presente documento, parece que hay un nivel asociado principalmente a la capa de arenas limosas de la formación Cangahua, que probablemente proceda de la recarga de aguas que discurre desde las laderas cercanas en dirección al cauce de la quebrada del río Machángara, situada en el entorno del PK 18+460, al sureste de la estación de la Magdalena.

Se ha reconocido un nivel de agua en el sondeo SMQ-27 (PK 19+200) a la cota 2830 m (PK 19+200), que desciende hasta la cota 2806-2808 m en el entorno de la Estación de la Magdalena, y alcanza la cota +2784 m en la quebrada del Machángara (PK 18+460). Al final del tramo, en el emplazamiento del pozo de extracción, el nivel de agua medido en el sondeo SMQ-29 se sitúa a la cota 2822 m, por debajo de la cota de rasante del túnel.

Método constructivo:

La ejecución del pozo de extracción se prevé realizarlo entre pantallas. El resto del subtramo se prevé que se va a excavar empleando una tuneladora en modo EPB.

Categoría:

Se han considerado para esta zona los siguientes niveles de control:

Tabla 29. Zonificación en subtramo entre PK 18+840-20+030

Infraestructura	PK inicio	PK final	Longitud (m)	Nivel de control
Túnel con tuneladora	18+840	19+170	330	NORMAL
Túnel con tuneladora / Salida de emergencia SE-6	19+170	19+200	30	MEDIO
Túnel con tuneladora	19+200	19+980	780	NORMAL
Túnel con tuneladora / Pozo de ventilación PV-5	19+980	20+030	50	MEDIO

9.18. P.K. 20+030 a P.K. 21+160

En este subtramo el túnel discurre bajo la loma en la que se emplaza el barrio de la Colmena y bordeando la falda de la loma del Panecillo hasta alcanzar la Avda del 24 de Mayo, donde comienza el centro histórico de la ciudad, manteniéndose en todo este subtramo con dirección noreste. En esta avenida se prevé ejecutar un intercambiador de transportes.

El trazado en este tramo se mantiene subhorizontal en torno a la cota 2825 m, desde el PK 20+030 hasta el PK 20+500, donde inicia un suave descenso hasta el final del subtramo, localizándose en este punto final la rasante a la cota 2803 m.

El recubrimiento mínimo sobre clave de túnel es de 15 m en el PK 21+120, donde se encuentra situado el relleno de la quebrada Jerusalén, situado a lo largo de la Avenida del 24 de Mayo. En esta zona el trazado del túnel se cruza con un colector existente, para el que se ha previsto integrarlo dentro de la estructura del intercambiador que se va a proyectar en dicha Avenida.

Al igual que en el subtramo anterior, predominan en esta zona las viviendas de 2-3 alturas como las que se pueden observar en las fotografías que se incluyen a continuación.

Fotografía 12. Tipología de viviendas bajo la loma del Panecillo



Fotografía 13. Tipología de viviendas de este subtramo



Fotografía 14. Zona de cruce bajo la Av. 24 de Mayo donde se proyecta el Intercambiador del 24 de Mayo (antigua Quebrada Jerusalén)



Página 64 de 264

Características geológicas del terreno:

En este tramo se prevé realizar el túnel mediante excavación en mina, atravesando materiales de la formación Cangahua, volcanosedimentarios de la Formación Machángara del Miembro Quito, llegando a afectar a la unidad de basamento formada por rocas andesíticas entre los PK 20+600 al PK 20+850.

Nivel de agua:

Al comienzo del tramo, en el emplazamiento del pozo de extracción, el nivel de agua medido en el sondeo SMQ-29 se sitúa a la cota 2822 m, por debajo de la cota de rasante del túnel.

Desde el comienzo del tramo, donde se ha reconocido en el sondeo SMQ-29 un nivel de agua situado a la cota 2822 m, y hasta el entorno del PK 20+900 el nivel de agua se ha reconocido en los sondeos entre las cotas 2820-2830 m, e incluso en algunos de los sondeos no se ha detectado presencia de agua en los mismos.

Al final del tramo, desde el PK 20+900 hasta el final del tramo se ha reconocido un descenso del nivel de agua, alcanzando en el entorno de la Quebrada Jerusalén (PK 21+140) el nivel de agua situado a la cota 2804 m (SMQ-32).

Aunque en principio el nivel freático está muy por encima de la clave del túnel, parte del túnel en este tramo está excavado en rocas andesíticas que son impermeables salvo en las zonas de fractura.

Método constructivo:

Está previsto ejecutar este subtramo con métodos convencionales de tipo secuencial. La excavación del Intercambiador se prevé realizarla entre pantallas.

Categoría:

Se han considerado para esta zona los siguientes niveles de control:

Tabla 30. Zonificación en subtramo entre PK 20+030-21+160

Infraestructura	PK _{inicio}	PK _{final}	Longitud (m)	Nivel de control
Túnel en mina	20+030	20+850	820	NORMAL
Túnel con tuneladora / Salida de emergencia SE-7	20+850	20+880	20	MEDIO
Túnel en mina	20+880	21+120	240	NORMAL
Intercambiador 24 de Mayo	21+120	21+160	40	INTENSO

9.19. P.K. 21+160 a P.K. 22+290

En este subtramo, el túnel discurre entre la Avenida del 24 de Mayo y la Plaza del Teatro Sucre, donde se proyecta realizar el pozo de extracción de la tuneladora proveniente de la zona norte (estación del Labrador) y donde finaliza la excavación del túnel por métodos secuenciales.

El trazado discurre bajo el centro histórico de Quito, por lo que a lo largo del tramo el túnel discurre bajo numerosos edificios históricos de carácter colonial, tanto edificios de viviendas como numerosas iglesias, conventos, etc.

El trazado se mantiene con dirección noreste hasta el PK 21+800 donde inicia un giro de gran radio hacia el este, hasta el PK 22+200, donde, se pone rectilíneo manteniendo la dirección hacia el este hasta el final del tramo.

Entre el entorno del Intercambiador 24 de Mayo y la estación de San Francisco la rasante se mantiene sensiblemente horizontal, en torno a la cota 2801 m, descendiendo suavemente a partir del entorno del PK 21+600 hasta alcanzar la cota 2783 m al final del subtramo.

En este subtramo, el trazado discurre bajo varias quebradas, situándose el encauzamiento de las mismas próximo a la superficie, por lo que no es previsible que los rellenos de las mismas afecten a la excavación del túnel. Cabe destacar que entre los PK 21+700 al PK 21+840, existe un descenso significativo de la velocidad sísmica, sin existir aparentemente ningún colector en dicho entorno.

El recubrimiento mínimo sobre clave de túnel, de 9,5 m, se localiza al final del tramo, en la plaza del teatro Nacional Sucre.

En las siguientes fotografías se observan algunos de los edificios situados en este subtramo.

Fotografía 15. Plaza de Santa Clara, donde se proyecta emplazar uno de los accesos a la estación de San Francisco



Fotografía 17. Tipología de edificios en el entorno de la estación de San Francisco. Banco Pichincha



Fotografía 16. Plaza de San Francisco, donde se proyecta emplazar la estación del mismo nombre



Fotografía 18. Vista desde PK 21+750 de la c/Benalcázar. Al fondo la loma del Panecillo



En los sondeos SMQ-33 y SMQ-34, realizados en el entorno de la Estación de San Francisco, se ha medido un nivel de agua en torno a la cota 2810 m, asociado a estos niveles más granulares de la formación Cangahua. Al final del tramo, en el sondeo SMQ-35 se ha medido un nivel de agua a la cota 2794 m

Método constructivo:

Está previsto ejecutar este subtramo con métodos convencionales de tipo secuencial. La excavación de la estación de San Francisco y los accesos al mismo se prevé realizarlos entre pantallas.

Categoría:

Se han considerado para esta zona los siguientes niveles de control:

Tabla 31. Zonificación en subtramo entre PK 21+160-22+290

Infraestructura	PK _{inicio}	PK _{final}	Longitud (m)	Nivel de control
Túnel en mina / Acceso desde Santa Clara	21+160	21+290	130	MEDIO
Túnel en mina / Cañón de acceso desde Santa Clara a S.Francisco / Estación de San Francisco / Pozo de bombeo PB-5	21+290	21+530	240	INTENSO
Túnel en mina	21+530	21+950	420	MEDIO
Túnel en mina	21+950	22+180	230	NORMAL
Túnel en mina	22+180	22+290	110	MEDIO

Características geológicas del terreno:

El túnel en este tramo atraviesa materiales de la formación Cangahua y volcanosedimentarios de la Formación Machángara del Miembro Quito.

Nivel de agua:

De acuerdo con la información disponible de la campaña geotécnica efectuada, se ha reconocido un nivel de agua asociado principalmente a la capa de arenas limosas de la formación Cangahua, situado a lo largo del subtramo por encima de la clave del túnel.

9.20. P.K. 22+290 a P.K. 23+460

A partir de la Plaza del Teatro Nacional Sucre, donde comienza este subtramo, el túnel discurre en dirección este hasta el PK 22+400, donde gira hacia el norte hasta alcanzar el PK 23+000. A partir de dicho PK 23+000 el túnel gira nuevamente, esta vez hacia el noreste, hasta llegar a la estación de la Alameda, donde finaliza este subtramo.

La rasante del túnel asciende suavemente desde la cota 2783 m, hasta alcanzar la cota 2797,5 m en el entorno de la Estación de la Alameda.

Si bien en este tramo el trazado del túnel se aleja del centro histórico de Quito, quedan algunos edificios singulares o históricos, entre los que destaca el teatro Nacional Sucre, situado al comienzo del subtramo (PK 22+300) o la plaza de toros Belmonte, situada en el PK 22+700. Al final del tramo, el túnel discurre bajo una zona ajardinada, en la que se proyecta emplazar la estación de La Alameda.

Al comienzo de este subtramo se reconoce una zona de recubrimiento inferior a los 10 m, entre los PK 22+380 – PK 22+600

En la siguiente fotografía se observan algunos de los edificios situados en este subtramo.

Fotografía 19. Emplazamiento del pozo de extracción bajo la plaza del Teatro Nacional Sucre (PK 22+300)



Fotografía 20. Vista aérea de la Plaza de toros Belmonte (PK 22+700)



Fotografía 21. Acceso a la Plaza de toros Belmonte (PK 22+700)



Fotografía 22. Vista aérea del parque en el que se prevé emplazar la estación de La Alameda



Tabla 32. Zonificación en subtramo entre PK 22+290-23+460

Infraestructura	PK _{inicio}	PK _{final}	Longitud (m)	Nivel de control
Túnel con tuneladora / Pozo de bombeo PB-6 / Salida de emergencia SE-8	22+290	22+600	310	INTENSO
Túnel con tuneladora / Pozo de ventilación PV-6 /	22+600	22+750	150	MEDIO
Túnel con tuneladora	22+750	23+300	550	NORMAL
Estación de la Alameda	23+300	23+480	180	MEDIO

Características geológicas del terreno:

El túnel en este tramo atraviesa materiales de la formación Cangahua y volcanosedimentarios de la Formación Machángara del Miembro Quito.

Nivel de agua:

De acuerdo con la información disponible de la campaña geotécnica efectuada, al comienzo del subtramo, entre los PK 22+300-22+800, es previsible que el nivel de agua se localice sobre la clave del túnel, situándose en el entorno de la cota 2795 m. Al final del tramo, en el entorno de la estación de la Alameda, se ha medido en el sondeo SMQ-38 un nivel de agua a la cota 2791 m, situado bajo la cota de la base del túnel.

Método constructivo:

La ejecución de la estación se prevé realizarla entre pantallas. El resto del subtramo se prevé que se va a excavar empleando una tuneladora en modo EPB.

Categoría:

Se han considerado para esta zona los siguientes niveles de control:

9.21. P.K. 23+460 a P.K. 24+000

Descripción:

Este tramo se encuentra entre la estación de La Alameda y la Avenida Tarqui.

Características geológicas del terreno:

Se han detectado estratos que varían de potencia pero siguiendo de forma general una secuencia parecida. En primer lugar tenemos unos rellenos de 1,50 m de espesor de forma general, de forma general en este tramo no se identifican el estrato de depósito La Carolina (FICa) a excepción de la zona final del tramo con una potencia de unos 10-12 m, y a continuación se identifican el estrato de Cangahua Limo-Arcillosa (CI).

Nivel de agua:

En este tramo el nivel freático varía entre los 17 m y 25 m de profundidad.

Método constructivo:

En este tramo el túnel se ejecutará mediante tuneladora

Categoría:

Los distintos niveles de control establecidos en el tramo son los recogidos en la siguiente tabla:

Tabla 33. Zonificación en subtramo entre PK 23+460-24+000

PK _{inicio}	PK _{final}	Longitud (m)	Nivel de control
23+460	23+970	510 m	INTENSO
23+970	24+000	30 m	NORMAL

9.22. P.K. 24+000 a P.K. 24+560

Descripción:

Este tramo se encuentra la estación de El Ejido en el que el trazado discurre en su mayor parte sobre un parque y sobre zonas sin edificaciones. El tramo termina al llegar a las edificaciones que se encuentran en la Avenida Patria.

Características geológicas del terreno:

En primer lugar se identifican rellenos de 1,0 m de espesor de forma general, después nos encontramos con el estrato de depósito La Carolina (FICa) hasta unas profundidades de entre 7 y 8, y a continuación tenemos el estrato de Cangahua Limo-Arcillosa (CI) en el que se encuentran unas intercalaciones de Cangahua con Arena y Limo (Ca) de varios metros de espesor de forma general.

Nivel de agua:

En este tramo tenemos el nivel freático en torno a los 21 m de profundidad.

Método constructivo:

En este tramo el túnel se ejecutará mediante tuneladora.

Categoría:

Los distintos niveles de control establecidos en el tramo son los recogidos en la siguiente tabla:

Tabla 34. Zonificación en subtramo entre PK 24+000-24+560

PK _{inicio}	PK _{final}	Longitud (m)	Nivel de control
24+000	24+560	560 m	NORMAL

9.23. P.K. 24+560 a P.K. 25+430

Descripción:

Este tramo se encuentra entre el cruce del trazado con la Avenida Patria y la Estación de Universidad Central. En este recorrido cabe destacar la cercanía de las edificaciones con el túnel a excepción de varias zonas en torno al cruce de la Avenida América con la Avenida Universitaria.

Características geológicas del terreno:

Tenemos unos estratos que varían de potencia pero siguiendo de forma general una secuencia parecida. En primer lugar tenemos unos rellenos de 2,00 m de espesor de forma general, después nos encontramos con el estrato de depósito La Carolina (FICa) hasta unas profundidades de entre 4 y 10 m, y a continuación tenemos el estrato de Cangahua Limo-Arcillosa (CI) en el que se encuentran unas intercalaciones de Cangahua con Arena y Limo (Ca) de varios metros de espesor de forma general.

Nivel de agua: En este tramo tenemos el nivel freático entre los 25 y 33 m de profundidad.

Método constructivo: En este tramo el túnel se ejecutará mediante tuneladora.

Categoría:

Los distintos niveles de control establecidos en el tramo son los recogidos en la siguiente tabla:

Tabla 35. Zonificación en subtramo entre PK 24+560-25+430

PK _{inicio}	PK _{final}	Longitud (m)	Nivel de control
24+560	24+570	10 m	NORMAL
24+570	25+160	590 m	INTENSO
25+160	25+340	180 m	NORMAL
25+340	25+430	90 m	INTENSO

9.24. P.K. 25+430 a P.K. 27+180

Descripción:

Este tramo se encuentra entre las estaciones de Universidad Central y La Pradera ambas incluidas. En este recorrido cabe destacar el trazado bajo las edificaciones o muy cercanas a ellas a excepción de los tramos entre los pks 25+690-25+890 y 26+400 y la estación de La Pradera en el margen derecho en sentido de avance de los pks.

Características geológicas del terreno:

Tenemos en primer lugar unos rellenos de 1,50 m de espesor de forma general, después nos encontramos con el estrato de depósito La Carolina (FICa) hasta unas profundidades de entre 5 (cerca de la estación de Universidad Central) y 25 m (resto), y a continuación tenemos el estrato de Cangahua Limo-Arcillosa (CI) en el que se encuentran unas intercalaciones de Cangahua con Arena y Limo (Ca) de varios metros de espesor de forma general.

Nivel de agua:

En este tramo tenemos el nivel freático entre los 15 (cerca de la estación de La Pradera) y 42 m (cerca de la estación de Universidad Central) de profundidad.

Método constructivo:

En este tramo el túnel se ejecutará mediante tuneladora y las estaciones mediante pantallas arriostradas por las losas de cubierta e intermedias.

Categoría:

Los distintos niveles de control establecidos en el tramo son los recogidos en la siguiente tabla:

Tabla 36. Zonificación en subtramo entre PK 25+430-27+180

PK _{inicio}	PK _{final}	Longitud (m)	Nivel de control
25+430	25+600	170 m	NORMAL
25+600	25+700	100 m	INTENSO
25+700	25+900	200 m	MEDIO
25+900	26+770	870 m	INTENSO
26+770	26+847	77 m	MEDIO
26+847	27+180	333 m	INTENSO

9.25. P.K. 27+180 a P.K. 29+280**Descripción:**

Este tramo discurre hasta el comienzo de las edificaciones cercanas a la estación de Iñaquito incluyendo en este tramo la estación de La Carolina. En este recorrido cabe destacar que el trazado discurre bajo un parque a excepción de los tramos entre los PKs 28+080-28+260 y 28+770-28+880 en el que nos encontramos con alguna edificación.

Características geológicas del terreno:

Tenemos en primer lugar unos rellenos de 1,40 m de espesor de forma general, después nos encontramos con el estrato de depósito La Carolina (FICa) hasta unas profundidades de entre 10 (cerca de las estaciones) y 29 m (resto), y a continuación tenemos el estrato de Cangahua Limo-Arcillosa (CI) en el que se encuentran unas intercalaciones de Cangahua con Arena y Limo (Ca) de varios metros de espesor de forma general.

Nivel de agua:

En este tramo tenemos el nivel freático entre los 9 y 13 m de profundidad.

Método constructivo:

En este tramo el túnel se ejecutará mediante tuneladora y las estaciones mediante pantallas arriostradas por las losas de cubierta e intermedias.

Categoría: Los distintos niveles de control establecidos en el tramo son los recogidos en la siguiente tabla:

Tabla 37. Zonificación en subtramo entre PK 27+180-29+280

PK _{inicio}	PK _{final}	Longitud (m)	Nivel de control
27+180	27+185	5 m	INTENSO
27+185	27+335	150 m	NORMAL
27+335	27+420	85 m	INTENSO
27+420	28+090	670 m	NORMAL
28+090	28+265	175 m	INTENSO
28+265	28+770	505 m	NORMAL
28+770	28+885	115 m	INTENSO
28+885	29+280	395 m	NORMAL

9.26. P.K. 29+280 a P.K. 30+583**Descripción:**

Este tramo discurre desde las edificaciones cercanas a la estación de Iñaquito hasta la estación de Jipijapa incluyendo esta última. En este recorrido cabe destacar que el trazado discurre bajo edificaciones a excepción de un tramo entre el pk 30+270 y el comienzo de la estación de Jipijapa.

Características geológicas del terreno:

Tenemos en primer lugar unos rellenos de 0,50 m de espesor de forma general, después nos encontramos con el estrato de depósito La Carolina (FICa) hasta unas profundidades de entre 8 (cerca de la estación de Iñaquito) y 33 m (cerca de la estación de Jipijapa), y a continuación tenemos el estrato de Cangahua Limo-Arcillosa (CI) en el que se encuentran unas intercalaciones de Cangahua con Arena y Limo (Ca) de varios metros de espesor de forma general.

Nivel de agua:

En este tramo tenemos el nivel freático sobre los 13 m de profundidad.

Método constructivo:

En este tramo el túnel se ejecutará mediante tuneladora y las estaciones mediante pantallas arriostradas por las losas de cubierta e intermedias.

Categoría:

Los distintos niveles de control establecidos en el tramo son los recogidos en la siguiente tabla:

Tabla 38. Zonificación en subtramo entre PK 29+280-30+583

PK _{inicio}	PK _{final}	Longitud (m)	Nivel de control
29+280	29+290	10 m	NORMAL
29+290	30+280	990 m	INTENSO
30+280	30+445	165 m	NORMAL
30+445	30+583	138 m	INTENSO

9.27. P.K. 30+583 a P.K. 32+072,56

Descripción:

Este tramo discurre desde el final de la Estación de Jipijapa hasta el final del trazado. En este recorrido cabe destacar que el trazado discurre lo suficientemente alejado de las edificaciones como para no dañarlas.

Características geológicas del terreno:

Tenemos en primer lugar unos rellenos de 3,50 m de espesor de forma general, después nos encontramos con el estrato de depósito La Carolina (FICa) hasta unas profundidades de entre 4 m (final del trazado) y 20 m (cerca de la estación de Jipijapa), y a continuación tenemos el estrato de Cangahua Limo-Arcillosa (Cl) en el que se encuentran unas intercalaciones de Cangahua con Arena y Limo (Ca) de varios metros de espesor de forma general.

Nivel de agua:

En este tramo tenemos el nivel freático entre 13 y 27 m de profundidad siendo este más profundo en torno a la Estación de El Labrador.

Método constructivo:

En este tramo el túnel se ejecutará mediante tuneladora y las estaciones mediante pantallas arriostradas por las losas de cubierta e intermedias.

Categoría:

Los distintos niveles de control establecidos en el tramo son los recogidos en la siguiente tabla:

Tabla 39. Zonificación en subtramo entre PK 30+583-32+072,56

PK inicio	PK final	Longitud (m)	Nivel de control
30+583	30+590	7 m	INTENSO
30+590	31+700	1110 m	NORMAL

10. MEDIDAS QUE LIMITAN LAS SUBSIDENCIAS

10.1. Condicionantes

Para reducir el efecto negativo debido a la subsidencia, asentamientos y desplazamientos horizontales, que se pudiera inducir a los edificios y estructuras o servicios situados próximos al área de influencia de las excavaciones, se deberán considerar distintos tipos de medidas de protección o tratamiento de mejora del terreno.

Los aspectos a considerar previamente a la selección y diseño de un determinado sistema de tratamiento o protección serán, entre otros, los siguientes:

- Adecuación o refuerzo del procedimiento de excavación previsto
- Refuerzo o recalce directo en la estructura a proteger
- Naturaleza del terreno: granulometría y rigidez
- Presencia de agua
- Magnitud de la subsidencia a limitar
- Geometría: Posición relativa túnel – estructura
- Espacio disponible
- Fases de ejecución y avance de la obra
- Compatibilidad con el plazo disponible
- Riesgo de afecciones a conducciones existentes (necesidades de reposición o desvíos)
- Tipología estructural, estado de conservación susceptibilidad de la estructura a proteger
- Proporcionalidad del tratamiento previsto coste/beneficio

10.2. Tratamientos de protección previstos

10.2.1. Introducción

Para reducir el efecto negativo debido a la subsidencia, asientos y desplazamientos horizontales, que se pudiera inducir a los edificios y estructuras o servicios situados próximos al área de influencia de las excavaciones, se han proyectado distintos tipos de medidas de protección o tratamiento de mejora del terreno, en general con carácter preventivo y con un criterio relativamente conservador.

La necesidad real de aplicar estas medidas está condicionada por los resultados reales de subsidencia que puedan interpretarse durante la fase de obra, a partir de los sistemas de auscultación previstos.

Entre los sistemas de protección que se han tenido en cuenta en proyecto, cabe señalar, entre otros, los siguientes:

- *Descubrimiento de conducciones:* (especialmente tuberías de gas, de abastecimiento de agua y colectores) para desvío y/o refuerzo provisional.
- *Barreras de protección:* para corte o atenuación de la progresión de asientos, distorsiones y desplazamientos horizontales. Entre estas se distinguen los siguientes tipos:
 - Barreras rígidas mediante pilotes o muros-pantalla de hormigón armado o en masa
 - Barreras semirrígidas mediante micropilotes o jet-grouting
- *Tratamientos de consolidación en masa, mediante jet-grouting:* En general este tratamiento se ha aplicado en las zonas de cruce de quebradas en las que los espesores de relleno han superado los 10 m.
- *Tratamiento de consolidación en masa, mediante jet-grouting (tapón de fondo):* En general, este tratamiento se efectúa en el fondo de las excavaciones con objeto de mejorar, entre otros, los siguientes aspectos:
 - Reducir la permeabilidad en el interior del recinto, tanto durante la etapa de construcción como durante la fase de explotación, permitiendo que los caudales de filtración puedan ser extraídos con bombas de dimensiones razonables
 - Mejorar las características mecánicas del terreno, incrementando su resistencia o disminuyendo su deformabilidad.
 - Actuar como un arriostamiento en la base de las pantallas, que permite disminuir la deformación de las mismas

- Limitar los movimientos que se pueden originar en los edificios del entorno de los recintos excavados, por rebajamiento del nivel freático

El criterio general a adoptar para la selección de uno u otro tipo de tratamiento en cada caso, ha sido el siguiente:

- Disponer pantallas rígidas, combinadas o no con tratamientos de mejora del terreno, en el entorno de zonas muy singulares que requieren la máxima protección y que sea posible realizarlas por geometría.
- Pantallas semirrígidas combinadas o no con tratamientos de mejora del terreno, en el entorno de zonas singulares que requieren la máxima protección y no es posible realizar el caso anterior por geometría.
- Tratamientos en masa cuando se prevean zonas saturadas inestables de excavación con métodos convencionales
- Tratamientos de tapón de fondo en recintos de estaciones ó pozos, cuando existan suelos flojos, con permeabilidad elevada y un nivel freático elevado, que genere caudales de filtración en el recinto de estaciones y pozos que no sean admisibles

Estos criterios generales pueden tener excepciones en función de la naturaleza del terreno a tratar, de la magnitud de la subsidencia a mitigar, y de la geometría relativa entre el túnel y el elemento a proteger y de la entidad del edificio, considerando que, el mismo nivel de desplazamientos inducidos, se podrá afectar, en mayor o menor medida al elemento a proteger, dependiendo tanto de su tipología estructural como de su estado de conservación.

Adicionalmente se han considerado otros tratamientos, que se describen a continuación:

- Tratamientos de jet-grouting de consolidación, para reducir la permeabilidad del terreno en excavaciones bajo el nivel freático.
- Tratamientos o actuaciones singulares en cruces de quebradas o con bajo recubrimiento, para prevenir riesgos de flotación o de socavación.
- Tratamientos en el tramo de túnel en mina (enfilajes o paraguas, bulones de fibra en el frente combinado con drenajes)
- Tratamientos en zonas de conexión pozo-galería-túnel.

En las figuras siguientes se incluyen, a modo ilustrativo distintos esquemas de tratamientos típicos.

Figura 65. Pantallas semirrígidas Jet-grouting o inyecciones a través de Tubo a manguitos

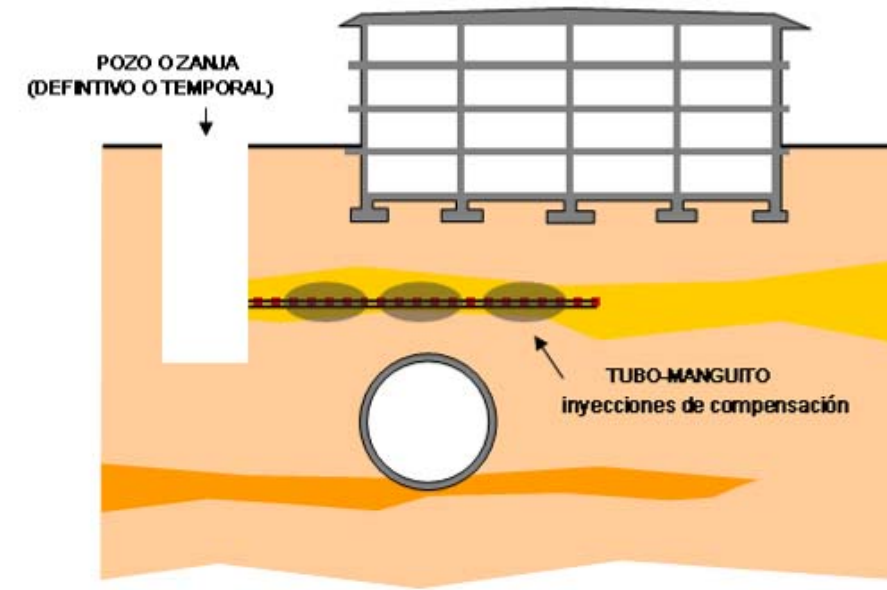
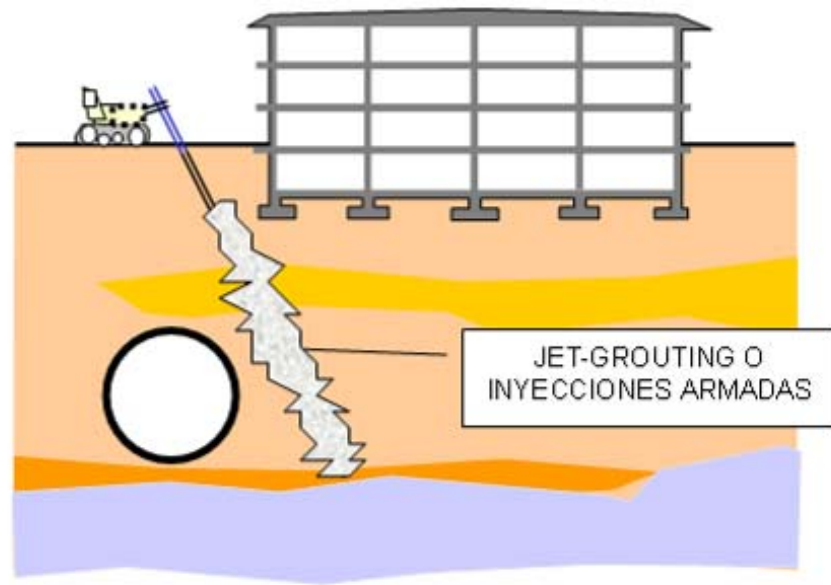


Figura 66. Pantallas semirrígidas a rígidas: micropilotes, pilotes, o muros-pantalla

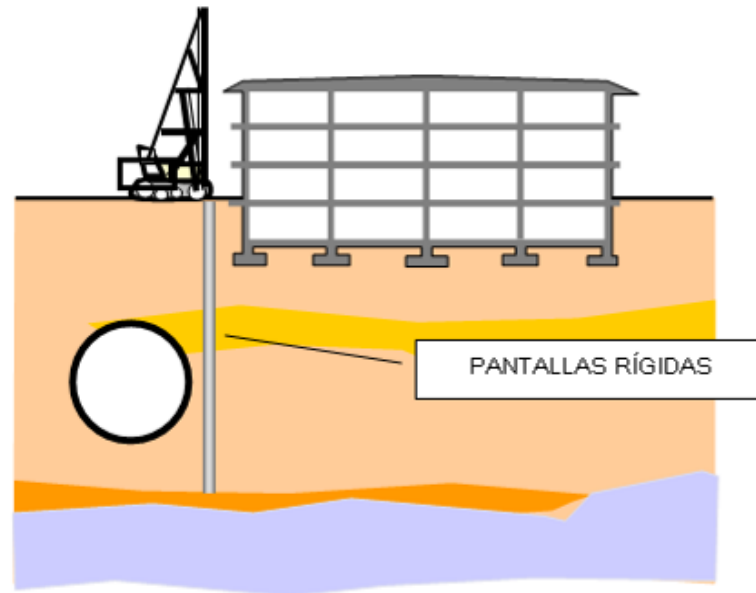


Figura 67. Inyecciones de consolidación o de compensación desde zanjas o pozos

Figura 68. Inyecciones de consolidación y relleno sobre clave

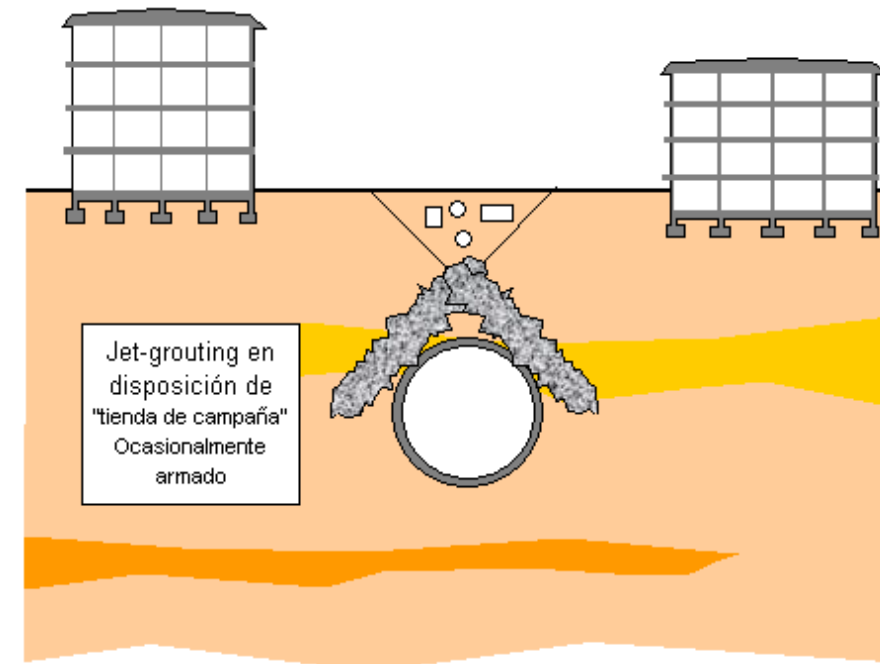
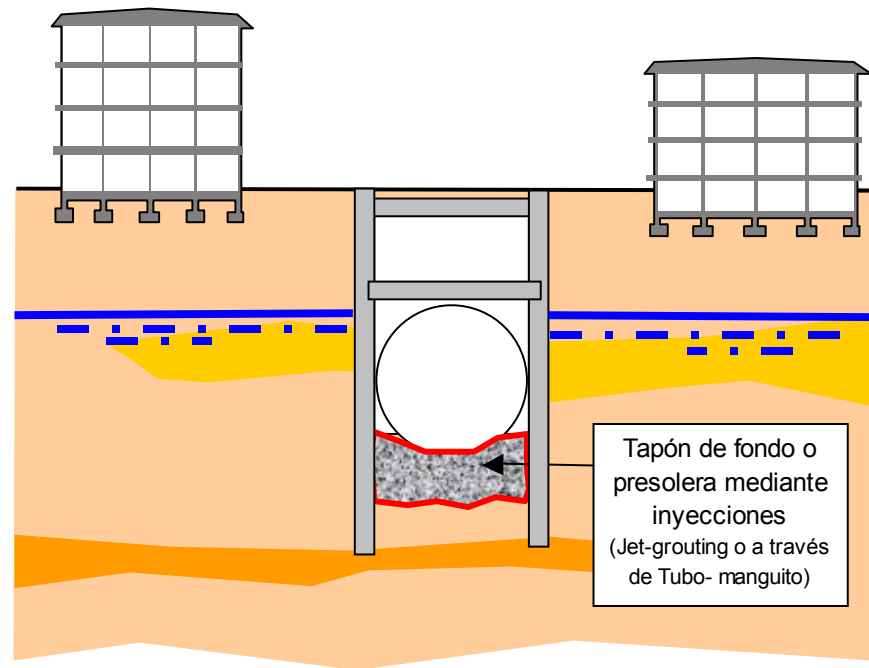


Figura 69. Inyecciones para presoleras bajo NF



Tapón de fondo o presolera mediante inyecciones (Jet-grouting o a través de Tubo-manguito)

10.2.2. Tratamiento mediante micropilotes

El término “micropilote”, como su nombre indica, hace alusión a todos los pilotes de pequeñas dimensiones, es decir, un elemento de forma cilíndrica, de diámetro variable entre 75 y 250 mm, y que transmite los esfuerzos de la estructura por su fuste a niveles competentes del terreno.

La característica principal de los micropilotes es que la unión con el terreno circundante se produce a lo largo de toda su longitud.

Se perforan habitualmente al amparo de entubación metálica recuperable, o bien, si el terreno lo permite, se perfora sin necesidad de encamisar para posteriormente introducir la tubería e inyectar.

La ejecución de un micropilote consta de las siguientes fases:

- Se inicia la perforación del terreno hasta la profundidad del proyecto. La perforación se efectúa normalmente a roto-percusión, con martillo de fondo o en cabeza, al amparo de una tubería de revestimiento. Por un varillaje interior se circula el fluido de refrigeración (aire o agua), que sale por un elemento de corte del terreno. La longitud de los micropilotes depende del tipo de terreno y de la función del elemento (recalce, protección, etc.).
- A continuación se coloca la armadura, que siempre debe de ser tubular y de alto límite elástico, aunque a veces viene reforzada por redondos corrugados. Esta tubería puede incorporar tubos manguito cuando en el micropilote se va a realizar una inyección repetitiva, sea selectiva o no. Habitualmente se emplea una barra para diámetros pequeños (10 cm), y

un tubo o una armadura compuesta para diámetros mayores (hasta 26-30 cm). Los límites elásticos de los aceros utilizados oscilan entre 2.400 y 5.600 kp/cm².

- Posteriormente se realiza la inyección global del micropilote, retirándose simultáneamente la tubería de revestimiento. Se ejecuta a través de un tubo flexible o de la propia tubería, desde el fondo del taladro y hacia arriba con lechada o mortero de cemento de alta dosificación, desplazando en su camino los posibles detritus. Si la inyección es repetitiva se realiza en varias fases a través de las válvulas y de los tubos manguito, con ayuda de obturadores. En numerosas ocasiones ni se aplica presión ni inyección al micropilote, produciéndose el relleno por gravedad.

Los métodos de instalación de un micropilote pueden ser muy distintos según el tipo de inyección. De acuerdo con Bustamante, 1986, se pueden clasificar como:

Tabla 40. Micropilote según el tipo de inyección. Bustamante, 1986

Categoría	Tipo de inyección
IGU	Inyección en una pasada única
IRS	Inyección en un proceso repetitivo o selectivo, mediante la introducción de un doble obturador en el tubo manguito que permite seleccionar el intervalo de inyección al nivel deseado y repetir la operación varias veces

Las principales aplicaciones de la técnica de los micropilotes son las siguientes:

- Cimentaciones existentes: La técnica del micropilotaje encuentra su principal campo de aplicación en el recalce de estructuras existentes dado que, normalmente, no necesitan de estructuras auxiliares para desempeñar su misión. Las principales causas que pueden motivar el uso de micropilotes son:
 - Aumento de cargas sobre cimentaciones existentes, por ampliaciones no prevista en el proyecto originario de la estructura
 - Asientos de estructuras, motivados por un mal dimensionamiento en el proyecto del edificio o por causas externas que debiliten el terreno sobre el que descansa la cimentación existente.
- Cimentaciones en formaciones estructuralmente complejas: lechos de ríos, antiguas canteras o excavaciones, formaciones semi-rocosas, etc.
- Estructuras de contención in situ: cuando la estructura a cimentar sea colindante a otras estructuras y bien por el tipo de terreno o los accesos al solar, sean los equipos de micropilotes la mejor alternativa como solución a la cimentación.

- Se pueden emplear como pantalla o muro de contención para protección de un edificio de la descompresión del terreno resultante de la construcción de un túnel subterráneo.
- También se pueden realizar en la construcción de muros de contención en áreas que van a ser excavadas, situadas muy próximas a edificios existentes. Permite mantener fachadas, o servir como recalce a estructuras medianeras, ejecución de vaciados, arriostrándola adecuadamente mediante anclajes o puntales metálicos.
- Consolidación y estabilización en túneles: Se pueden utilizar, formando un arco de terreno reforzado en el suelo circundante al túnel o para la estabilización de los emboquilles de los túneles, donde el terreno suele estar muy alterado.
- Prevención de deslizamientos: se emplean para contención de taludes con materiales predominantemente arcillosos con niveles de agua, o con materiales semi-rocosos, muy fracturados.

En este proyecto en concreto, está previsto el empleo de micropilotes para recalzar elementos que puedan verse afectados por los asentamientos inducidos por la excavación del túnel, ejecutándolos desde pozos. También está prevista la ejecución de unas barreras de protección lateral mediante pantallas de micropilotes para evitar el efecto negativo de la subsidencia producida por la excavación del túnel en estructuras próximas.

10.2.3. Tratamiento mediante Jet-grouting

El Jet-grouting es una técnica de consolidación de suelos por mezclado de sus partículas con una mezcla de cemento, con o sin productos de adición. En su aplicación se utiliza un equipo de bombeo de alta energía que impulsa la mezcla de inyección a través del varillaje de una sonda perforadora. Se trata de un procedimiento de inyección de alta energía en el que la progresión de la lechada o fluido a alta velocidad, más de 200 m/s, rompe y mezcla el terreno alrededor del taladro, formando columnas de suelo-cemento con geometría y propiedades mecánicas dependientes, tanto del terreno tratado, como del sistema y parámetros del propio tratamiento.

El Jet-grouting en su versión más sencilla, sistema simple o T-1, consiste esencialmente en realizar una perforación de pequeño diámetro (2 a 3”), de forma que una vez alcanzada la cota final del tratamiento, se inicia en retroceso una inyección de lechada de cemento que, sale al exterior por una tobera (“jets”) de reducida sección (2-5 mm), conducida a través del varillaje de la perforación.

El chorro rompe el terreno desplazándolo en el interior de un cierto volumen y modifica su estructura y propiedades mecánicas en el sentido deseado según las características de la mezcla empleada, y dentro de unos ciertos límites.

El resultado es la formación de columnas de suelo-cemento, de sección aproximadamente circular, conseguidas mediante la mezcla “in situ” por remoldeo del terreno natural y una lechada de un conglomerante hidráulico.

Los sistemas más complejos de Jet grouting son los tipo T-2 y T-3. En el T-2 la inyección de la lechada de cemento se complementa con inyección de aire concéntrica en la misma tobera, que reduce la fricción y aumenta la capacidad de penetración de la lechada, o con inyección de agua por otra tobera. El T-3 es el sistema con más penetración, ya que utiliza envuelve en aire comprimido un chorro de agua a alta presión, inyectando la lechada a través de una segunda fila de toberas. Con este sistema la desagregación del suelo se consigue por un chorro de agua a alta presión, asistido por un chorro de aire a presión, utilizando como tercer fluido una lechada para conseguir la cementación del suelo.

10.2.4. Tratamiento mediante pilotes de mortero

Se entiende por pilote de mortero una perforación in situ del terreno con extracción del material y sustitución del terreno extraído por un mortero u hormigón previamente preparado. Se trata de una técnica de mejora de suelos de baja capacidad portante, basada en el trabajo activo del conjunto terreno más inclusiones.

La ejecución de un pilote de mortero consta de las siguientes fases:

- Se inicia la perforación del terreno hasta la profundidad del proyecto. La perforación se efectúa normalmente a roto-percusión, con martillo de fondo o en cabeza, al amparo de una tubería de revestimiento.
- Una vez completado el vaciado, y según se va hormigonando el pilote, se va retirando gradualmente la tubería de revestimiento. El hormigonado se ejecuta a través de la propia tubería, desde el fondo del taladro.

Las principales aplicaciones de los tratamientos mediante pilotes de mortero son la mejora del terreno:

- Para facilitar excavaciones temporales prácticamente subverticales en suelos
- En materiales en los que se deban apoyar cimentaciones, y deban soportar cargas importantes ó se requieran asientos estrictos
- En suelos muy blandos y/u orgánicos, en los que no se pueden ejecutar inclusiones granulares, al no tener resistencia lateral suficiente

En el presente proyecto se prevé la ejecución de pilotes de mortero principalmente como mejora del terreno en las zonas en que el túnel atraviesa rellenos de quebradas y como tratamiento de impermeabilización de pozos.

11. TRATAMIENTOS CONSIDERADOS Y ZONAS DE ACTUACIÓN

11.1. Introducción

Desde el punto de vista de la influencia al entorno, a lo largo del trazado, a partir del análisis de subsidencias realizado, y de las categorías de riesgo indicadas con anterioridad, se han identificado los tramos que tienen en común, bien la tipología de las obras proyectadas, o bien la naturaleza de los elementos existentes en el entorno y la influencia prevista por la ejecución de las obras.

A partir de dichos análisis se deriva, en su caso, la necesidad de introducir medidas de protección que complementen a las actuaciones propias de control de la obra, como presurización del frente de excavación, relleno de trasdós etc.

En los apartados siguientes se describen las características del tipo de tratamiento de protección que se ha considerado conveniente para cada zona particular.

En este sentido señalar que en esta fase de proyecto resulta necesario plantear medidas de protección, en general con carácter preventivo y con un criterio relativamente conservador. La necesidad real de aplicar estas medidas en toda su intensidad estará condicionada por los resultados reales de subsidencia que puedan interpretarse a partir de los sistemas de auscultación previstos.

Adicionalmente, en fase de obra, con un conocimiento más detallado de la disposición de servicios u otros elementos enterrados, puede aparecer la necesidad de protección de nuevos elementos que no haya sido posible identificar en esta fase del Proyecto.

En tabla a continuación resume los tratamientos previstos a lo largo del tramo:

Tabla 41. Tratamientos de protección previstos a lo largo del tramo

PK _{inicio}	PK _{final}	Longitud del tramo (m)	Elementos a proteger	Tratamiento previsto
9+510	9+800	290	Pantallas túnel de línea	Pozos de alivio
10+140	10+300	160	Pantallas túnel de línea	Pozos de alivio
11+390	11+390	-	Pozo de emergencia	-
11+430	11+430	-	Cambio de cortadores	-
11+559	11+559	-	Reposición de Quebrada	-
-	-	-	Estación de Morán Valverde	Pantallas de bentonita

PK _{inicio}	PK _{final}	Longitud del tramo (m)	Elementos a proteger	Tratamiento previsto
12+481	12+598	117	Edificios	Pantalla de micropilotes
12+607	12+642	35	Edificios	Pantalla de micropilotes
12+620	12+620	-	Galería en pozo de emergencia	-
12+647	12+673	26	Edificios	Pantalla de micropilotes
12+678	12+705	27	Edificios	Pantalla de micropilotes
12+716	12+776	60	Edificios	Pantalla de micropilotes
12+800	12+800	-	Cambio de cortadores	-
12+786	12+816	30	Edificios	Pantalla de micropilotes
12+827	12+883	56	Edificios	Pantalla de micropilotes
13+180	13+540	360	Edificios de viviendas	Pantalla de micropilotes ejecutada desde pozos auxiliares
13+010	13+030	20	Pozo de ventilación PV-1	Mejora del terreno con jet-grouting
13+670	13+690	20	Salida de emergencia SE-3	Mejora del terreno con jet-grouting
13+166	13+180	14	Cambio de cortadores	Mejora del terreno con jet-grouting
13+680	13+694	14	Cambio de cortadores	Mejora del terreno con jet-grouting
14+240	14+268	28	Accesos a Estación de Solanda	Mejora del terreno con jet-grouting
14+280	14+390	110	Edificios del colegio del Consejo Provincial	Barrera de micropilotes ejecutada desde pozos auxiliares
14+590	14+690	100	Mejora de terreno en Quebrada del río Grande	Mejora del terreno con jet-grouting
14+650	14+670	20	Pozo de ventilación PV-2	Mejora del terreno con jet-grouting
14+590	14+604	14	Cambio de cortadores	Mejora del terreno con jet-grouting
15+680	15+694	14	Cambio de cortadores	Mejora del terreno con jet-grouting
15+980	15+994	14	Cambio de cortadores	Mejora del terreno con jet-grouting

PK _{inicio}	PK _{final}	Longitud del tramo (m)	Elementos a proteger	Tratamiento previsto
16+190	16+310	120	Mejora de terreno en Quebrada del río Machángara	Mejora del terreno con jet-grouting
16+400	16+520	120	Avenida Moraspungo y edificios de viviendas	Barrera de micropilotes en edificios Mejora del terreno con jet-grouting
16+020	16+040	20	Pozo de ventilación PV-3	Mejora del terreno con jet-grouting
16+210	16+230	20	Salida de emergencia SE-4 y pozo de bombeo PB-3	Mejora del terreno con jet-grouting
16+386	16+400	14	Cambio de cortadores	Mejora del terreno con jet-grouting
16+850	16+880	30	Accesos a Estación del Recreo	Mejora del terreno con jet-grouting
17+380	17+394	14	Cambio de cortadores	Mejora del terreno con jet-grouting
17+786	17+800	14	Cambio de cortadores	Mejora del terreno con jet-grouting
17+870	17+920	50	Estación de trolebuses	Mejora del terreno con jet-grouting
18+200	18+214	14	Cambio de cortadores	Mejora del terreno con jet-grouting
18+400	18+445	45	Edificios de viviendas	Barrera de micropilotes en edificios Mejora del terreno con jet-grouting
18+445	18+530	85	Mejora de terreno en Quebrada del río Machángara	Barrera de micropilotes en edificios Mejora del terreno con jet-grouting
18+530	18+600	70	Edificios de viviendas	Barrera de micropilotes ejecutada desde pozos auxiliares
18+490	18+510	20	Pozo de bombeo PB-4	Mejora del terreno con jet-grouting
19+205	19+219	14	Cambio de cortadores	Mejora del terreno con jet-grouting
19+690	19+704	14	Cambio de cortadores	Mejora del terreno con jet-grouting
21+360	21+500	140	Protección de galerías en Estación de San Francisco	Barrera de micropilotes desde estructura
22+330	22+670	340	Edificios de viviendas	Barrera de micropilotes ejecutada desde pozos auxiliares
22+686	22+700	14	Cambio de cortadores	Mejora del terreno con jet-grouting

PK _{inicio}	PK _{final}	Longitud del tramo (m)	Elementos a proteger	Tratamiento previsto
22+940	22+954	14	Cambio de cortadores	Mejora del terreno con jet-grouting
23+470	23+525	55	Edificios	Micropilotes horizontales
24+600	24+860	260	Edificios	Pantalla de pilotes y micropilotes inclinados
25+200	25+450	250	Edificios y Paso Inferior	Jet Grouting y pantalla de micropilotes inclinados
25+900	26+530	630	Edificios y Estribo Paso superior	Jet Grouting y pantalla de pilotes y micropilotes inclinados y horizontales
26+800	27+550	750	Calzada	Jet Grouting
28+080	28+200	120	Edificios	Pantalla de micropilotes inclinados
29+290	29+550	260	Edificios	Jet Grouting y pantalla de pilotes y micropilotes horizontales
29+680	30+320	640	Edificios	Pantalla de micropilotes inclinados y horizontales
30+450	30+600	150	Estación Jipijapa	Micropilotes horizontales y Jet Grouting

11.2. P.K. 9+510 al P.K. 9+800 y P.K. 10+140 al P.K. 10+300

Características del terreno en estos sectores:

Estos subtramos del túnel de línea entre pantallas tienen la particularidad de afectar en su fondo de excavación a materiales limo arenosos y limo arcillosos de la unidad Cangahua, siendo el espesor de estos materiales bajo cota de fondo limitado, no superior a los 3-4 m.

Al mismo tiempo, se presentan cargas o tirantes de agua de hasta 8 m de altura, habiéndose detectado algunos indicios de artesianismo en la zona.

En estas condiciones existe el riesgo de levantamiento hidráulico del fondo.

Tratamiento propuesto:

Con objeto de reducir los empujes hidrostáticos bajo los niveles cohesivos o menos permeables, se ha propuesto la ejecución de pozos de alivio bajo los niveles de la unidad Cangahua.

Los pozos de alivio tendrán distintas longitudes en base a la variabilidad en la potencia de los estratos, debiendo en todos los casos penetrar 1m en la unidad Ce (cenizas, limos y arcillas con gravas y bloques). Los pozos se situarán cada unos 25-30 m aproximadamente. Para el primer tramo (del p.k. 9+510 al p.k. 9+800) se ha estimado la ejecución de unos 10 pozos y para el segundo tramo (del p.k. 10+140 al p.k. 10+300) se ha estimado la ejecución de unos 6 pozos de alivio.

El número de pozos se podrá modificar en obra en base a ensayos específicos de permeabilidad en sondeo (ensayos Lefranc).

11.3. P.K. 11+380 a P.K. 11+600

En este sector están previstos 3 tratamientos de carácter puntual o localizado que tienen por objeto la consolidación y mejora del terreno.

Características del tramo en estudio:

El trazado discurre en este tramo siguiendo aproximadamente el eje de la Avenida Rumichaca, encontrándose en ambos márgenes con numerosos edificios de viviendas de 1 a 3 alturas, sin sótanos, lo suficientemente alejados para no esperar afecciones reseñables sobre los mismos.

En superficie se ha reconocido material antrópico con espesor variable y que puntualmente (cruce de quebrada) puede alcanzar espesores de hasta 9 m. Bajo estos materiales se localiza la formación Cangahua (limos y arcillas arenosas), con potencia variable que alcanza un máximo de 15 m. Bajo estos materiales se sitúan las cenizas, limos y arenas con gravas de la Unidad Volcanosedimentaria Guamaní.

La excavación del túnel se localiza en los materiales de la unidad Volcanosedimentaria Guamaní; perforando en la mitad superior de la sección los limos de la Cangahua

En los sondeos realizados en esta zona se ha detectado un nivel de agua situado aproximadamente a cota de clave de túnel (cota +2883 m).

Los asientos estimados a cota de superficie, se estiman del orden de los 10-20 mm.

Se ha considerado conveniente la ejecución de los tratamientos que a continuación se describen.

Tratamientos propuestos:

Además de un control intenso de la sobreexcavación, presión en el frente y de la inyección de relleno del gap para minimizar los efectos del propio método constructivo, se dispondrá la siguiente medida preventiva:

- **Tratamiento de impermeabilización de galerías mediante Jet-grouting tipo 3:**

En este sector está prevista la ejecución de la Salida de Emergencia 1 (P.K. 12+390).

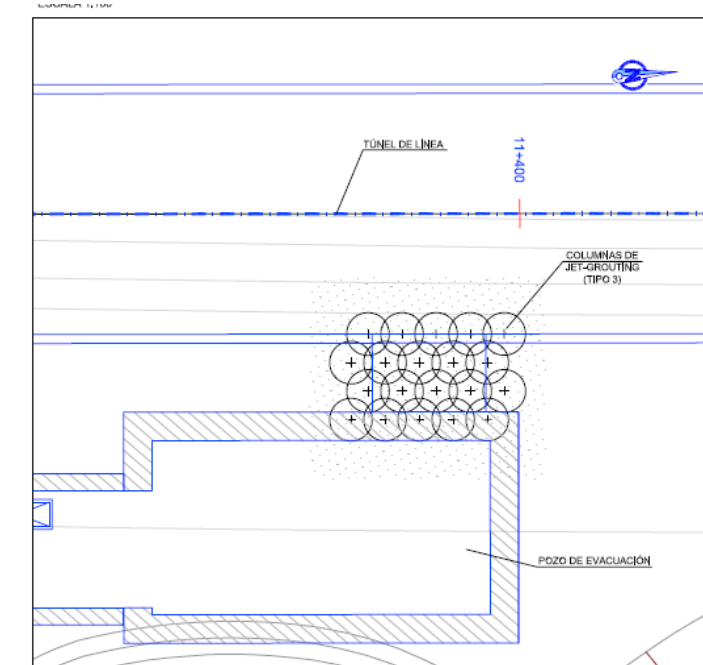
El pozo requerido para ejecutar esta salida se encuentra parcialmente excavado bajo el nivel de agua medido en proyecto, por lo que se plantea realizar un tratamiento que permita ejecutar en condiciones de estabilidad y seguridad la conexión entre el pozo y el túnel principal.

Este tratamiento consiste en ejecutar columnas de suelo-cemento verticales, realizadas desde la superficie con la técnica del jet-grouting, según se recoge en los planos de tratamientos.

El sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de triple fluido (aire, agua y lechada de cemento). El diámetro medio esperado es de 150 cm, para lo cual se prevén admisiones en el rango de 600 kg cemento / m de tratamiento.

Se dispondrán verticales desde superficie, dispuestos según planos, con separaciones máximas de 1,2 m. A continuación se muestra una esquema del planteamiento de este tratamiento.

Figura 70. Tratamiento de consolidación de los túneles o minas de conexión Pozo-Túnel de línea. Vista en planta.



- **Tratamiento de consolidación del frente mediante Jet-grouting tipo 2:**

Durante la perforación del túnel por este sector, está previsto efectuar una parada de mantenimiento para reparación de cortadores en torno al P.K. 11+430.

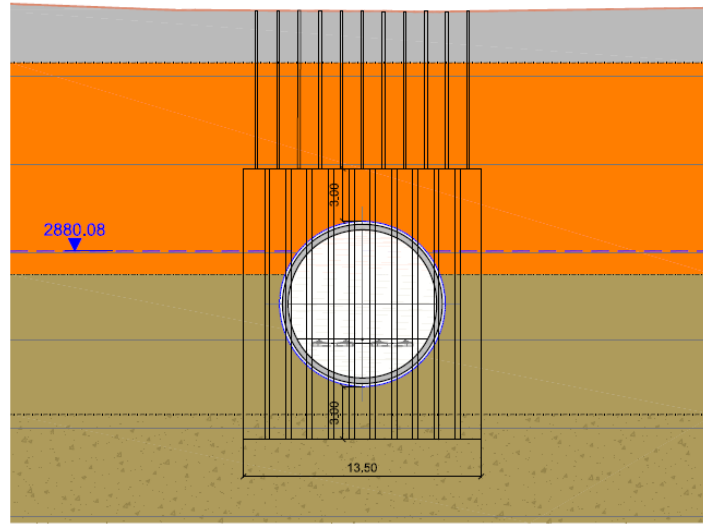
Puesto que la máquina no podrá ejercer la oportuna presión sobre el frente de excavación, se plantea realizar un tratamiento que permita ejecutar esta tarea en condiciones de estabilidad y seguridad. Para ello se generará un recinto de Jet-grouting.

El sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de doble fluido (aire y lechada de cemento).

Se dispondrán columnas verticales desde superficie, dispuestos según planos, con el objetivo de generar un recinto de unos 5x13,5 m. El diámetro medio de las columnas será de 150 cm, con espaciado entre las mismas 1,0x1,2 m.

A continuación se muestra un esquema de del planteamiento de este tratamiento:

Figura 71. Tratamiento de consolidación del entorno de la excavación para generar un recinto de reparación / cambio de cortadores.

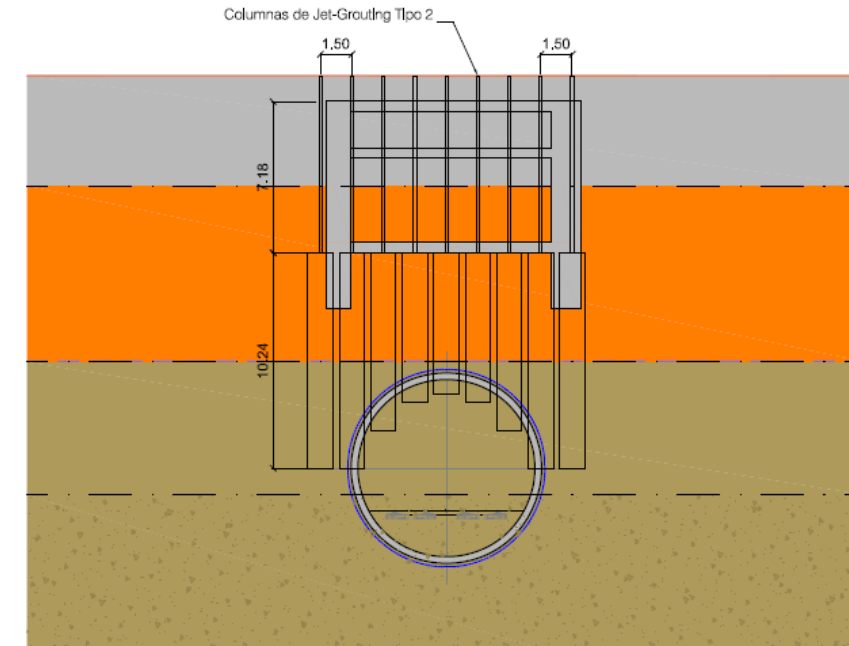


Adicionalmente, se ha de reponer la quebrada existente hacia el P.K. 11+500 por cruzarse con cobertera insuficiente. Esta Quebrada se repone pero se genera un nuevo cruce bajo la misma en el P.K. 11+559 que, si bien se efectúa con mayor cobertera y mejores condiciones para su preservación, no impedirán la afección, aunque limitada, sobre la misma.

Por ello, se plantea mejorar el terreno en el entorno de la perforación para limitar los movimientos inducidos sobre la nueva conducción.

A continuación se muestra un esquema del tratamiento con Jet-grouting mediante columnas de 120 cm de diámetro medio, separadas 1,5 m al tresbolillo.

Figura 72. Tratamiento de consolidación del entorno de la excavación para el paso de la reposición de quebrada. P.K. 11+559.



Precauciones durante la ejecución del tratamiento

- **Tratamiento de impermeabilización de mediante Jet-grouting:**

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.4. Estación de Morán Valverde

Características del terreno en este sector:

La estación de Morán Valverde constituye un recinto de 182 m de longitud y ancho variable de 17,62 m a 36,4 m.

La excavación afectará a rellenos antrópicos, limos arenosos blandos con algo de materia orgánica, limos arenosos de la Cangagua y a las cenizas, limos y arenas con gravas de la Unidad Volcanosedimentaria Guamaní.

El nivel de agua medido en sondeos se localiza a la +2870-2869 m y la máxima cota de excavación está en el entorno de la + 2855,8 m.

La naturaleza granular de la unidad Guamaní hace esperar importantes caudales hacia la excavación.

Tratamiento propuesto:

A la vista de lo anterior, en esta estación se ha planteado la delimitación del recinto a excavar en 3 sectores mediante la ejecución de 2 pantallas impermeables de bentonita-cemento, con objeto de organizar los trabajos en superficies en las que la gestión de los bombeos sea más sencilla.

Se trata de pantallas de 60 cm de espesor, de igual profundidad que las pantallas de la estación perimetrales.

Precauciones durante la ejecución del tratamiento

La localización propuesta de los paneles es orientativa y deberá ajustarse de acuerdo con la óptima organización de los trabajos en el sitio. Deberá tenerse en cuenta que estas pantallas carecen de capacidad estructural y por ello los empujes a un lado y otro de los recintos deberán quedar convenientemente equilibrados pudiendo requerirse bermas durante el desarrollo de las excavaciones.

11.5. P.K. 12+481 a P.K. 12+883

Longitud del tramo: 402 m

Elemento a proteger: Edificios de viviendas situados en la Av. Rumichaca, entre las calles Moromoro y Cusubamba.

Características del tramo en estudio:

El trazado discurre en este tramo siguiendo aproximadamente el eje de la Avenida Rumichaca, encontrándose en ambos márgenes con numerosos edificios de viviendas de 1 a 3 alturas, sin sótanos. Especialmente próximos se encuentran los edificios de la margen derecha donde, por lo general, las distancias son inferiores o del orden de los 10 m.

En superficie se ha reconocido un recubrimiento de unos 5 a 8 m material antrópico, bajo el cual se localiza la formación Cangagua (limos y arcillas arenosos), con potencia variable de 2 a 5 m. Bajo estos materiales se sitúan las cenizas, limos y arenas con gravas de la Unidad Volcanosedimentaria Guamaní.

La excavación del túnel se localiza fundamentalmente en los materiales de la unidad Volcanosedimentaria Guamaní, perforando en clave en la primera parte del sector los limos de la Cangagua.

En los sondeos realizados en esta zona se ha detectado un nivel de agua situado muy próximo a la superficie, en torno a 2 m de profundidad, con cota variable entre la +2862 y la 2854 m.

Los asientos estimados a cota de superficie, se estiman del orden de los 10-20 mm.

Se ha considerado conveniente la disposición de un sistema de protección, que permita limitar la subsidencia a los valores indicados como tolerables para los edificios situados en la zona de influencia de la excavación del túnel y, concretamente, en la margen derecha donde éstos se encuentran a distancias inferiores a los 10 m.

Características de los edificios del tramo en estudio.

Como se ha comentado anteriormente, en este tramo el trazado discurre paralelo a edificios de viviendas de 1 a 3 alturas, sin sótanos. En la siguiente fotografía se observa la tipología de los edificios de la zona, localizados en la Avenida de Rumichaca, esquina Palmales.

Fotografía 23. Edificios en la Avenida de Rumichaca, esquina Palmales



Objetivos del tratamiento

Los tratamientos previstos en este tramo se plantean para mantener las estructuras dentro de niveles considerados como admisibles. En este sentido, los desplazamientos inducidos por la excavación de los túneles no deberán superar los valores de referencia del rango considerado como admisible para los edificios:

ASIENTO MÁXIMO:	10 mm
DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA:	1-2000
DEFORMACIÓN HORIZONTAL :	0,15 %

Estos valores tienen un carácter meramente orientativo a efectos de seguimiento durante el proceso constructivo y deberá de ser evaluado en función de las características particulares de cada elemento o estructura dependiendo de su tipología y estado de conservación.

Tratamientos propuestos:

Además de un control intenso de la sobreexcavación, presión en el frente y de la inyección de relleno del gap para minimizar los efectos del propio método constructivo, se dispondrá la siguiente medida preventiva:

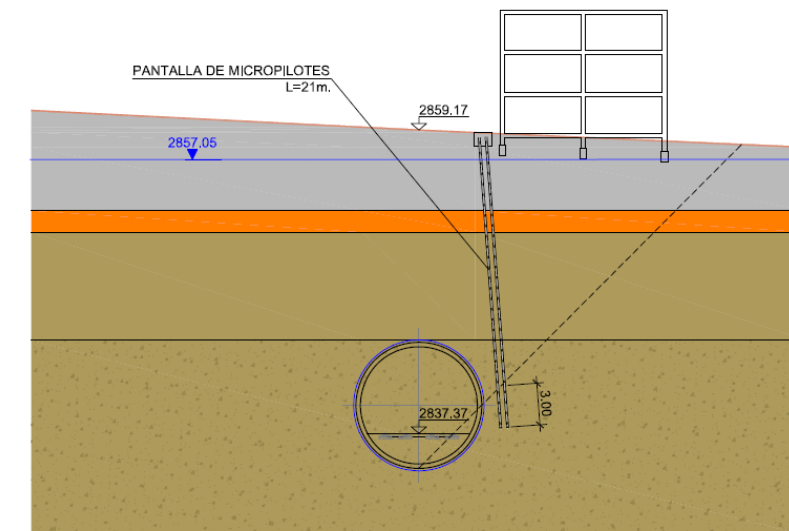
- **Barrera de micropilotes verticales o subverticales:**

En este tramo, se ha propuesto realizar barreras de micropilotes, ejecutadas desde superficie. Se trata de barreras verticales o ligeramente inclinadas interpuestas entre las edificaciones y el contorno de la perforación, de modo que se “intercepta” la cubeta de subsidencias.

Los micropilotes serán de ϕ 150 mm de diámetro exterior, armados con tubo de acero del tipo A-572-07 con límite elástico 360 MPa, de 110 mm de diámetro exterior y 10 mm de espesor. El mortero de relleno tendrá una resistencia característica de 15 MPa. Se dispondrán con una separación máxima de 0,5 m longitudinalmente, disponiendo 2 filas a 0,5 m; cubriendo la extensión indicada en planos.

En la siguiente figura se recoge un esquema parcial de este tratamiento tal y como viene reflejado en planos.

Figura 73. Barreras de micropilotes ejecutadas desde superficie para protección de edificios. Sección por P.K. 12+720.



Este tratamiento se ha dividido en un total de 7 sub-sectores.

- **Tratamiento de impermeabilización de galerías mediante Jet-grouting tipo 3:**

En este mismo sector está prevista la ejecución de la Salida de Emergencia 2 (P.K. 12+620).

El pozo requerido para ejecutar esta salida se encuentra parcialmente excavado bajo el nivel de agua medido en proyecto, por lo que se plantea realizar un tratamiento que permita ejecutar en condiciones de estabilidad y seguridad la conexión entre el pozo y el túnel principal.

Este tratamiento consiste en ejecutar de columnas de suelo-cemento verticales, realizadas desde la superficie con la técnica del jet-grouting, según se recoge en los planos de tratamientos.

El sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de triple fluido (aire, agua y lechada de cemento). El diámetro medio esperado es de 150 cm, para lo cual se prevén admisiones en el rango de 600 kg cemento / m de tratamiento.

Se dispondrán verticales desde superficie, dispuestos según planos, con separaciones máximas de 1,2 m.

- **Tratamiento de consolidación del frente mediante Jet-grouting tipo 2:**

Durante la perforación del túnel por este sector, está previsto efectuar una parada de mantenimiento para reparación de cortadores en torno al P.K. 12+800.

Puesto que la máquina no podrá ejercer la oportuna presión sobre el frente de excavación, se plantea realizar un tratamiento que permita ejecutar esta tarea en condiciones de estabilidad y seguridad. Para ello se generará un recinto de Jet-grouting.

En este caso, el sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de doble fluido (aire y lechada de cemento).

Se dispondrán columnas verticales desde superficie, dispuestos según planos, con el objetivo de generar un recinto de unos 5x13,5 m.

Precauciones durante la ejecución del tratamiento

- **Barreras de micropilotes:**

Dadas las grandes longitudes, necesarias para cubrir las superficies requeridas, deberán extremarse las condiciones de replanteo y ejecución del emboquille de los taladros y orientación para evitar desvíos inadmisibles.

Finalizada la perforación, y previamente a la colocación del tubo, deberá controlarse que las posibles desviaciones son admisibles, operación que deberá ejecutarse sistemáticamente mediante equipos que se introducen a posteriori en el taladro y están dotados de sensores de posicionamiento, como el tipo Maxibore Reflex o similar.

Este aspecto es de especial importancia en taladros cuyos desvíos pudieran interferir con la sección de excavación del túnel, debiéndose comprobar, antes de proceder a la colocación y sellado del tubo, que se mantiene en cualquier caso un resguardo mínimo de 1,0 m. En caso contrario, se deberá restituir el taladro defectuoso con una mezcla blanda de mortero o lechada de bajo contenido en cemento y efectuar una nueva perforación.

Por otra parte, deberá verificarse, previamente a la ejecución de los taladros, que no se afectan posibles conducciones, instalaciones o servicios enterrados, en cuyo caso, se debería modificar la posición de emboquille del taladro manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado.

- **Tratamiento de impermeabilización de mediante Jet-grouting:**

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.6. P.K. 13+180 a P.K. 13+540

Longitud del tramo: 360 m

Elemento a proteger: Edificios de viviendas situados entre la Av.Solanda, a Calle José Alama, J. Barreto, y el entorno de la calle José Abarcas.

Características del tramo en estudio:

El trazado discurre en este tramo paralelo a la calle Juan Alemán, partiendo de la Avenida Rumichaca Nan, hasta alcanzar la calle José Abarcas y el Parque Ecológico, bajo numerosos edificios de viviendas de 1 a 3 alturas, sin sótanos.

En superficie se ha reconocido un recubrimiento de unos 8 m de arcillas arenosas de la formación Cangahua, bajo las que se sitúan arenas y arcillas de la unidad Fluvioacustre. Bajo estos depósitos apoyan las cenizas, limos y arenas con gravas de la Unidad Volcanosedimentaria Guamaní.

La excavación del túnel se realiza principalmente, en la zona superior de la sección, sobre las arenas y arcillas de la unidad Fluvioacustre, localizándose en la zona inferior los materiales de la unidad Volcanosedimentaria Guamaní.

En los sondeos realizados en esta zona se ha detectado un nivel de agua situado muy próximo a la superficie, en torno a la cota +2847 m, asociado a las arcillas limosas de la formación Cangahua.

Los asientos estimados a cota de superficie, se estiman del orden de los 10-20 mm, pudiendo superar los 20 mm entre los PK 13+200 al PK 13+320, donde el recubrimiento es inferior a 9 m.

Se ha considerado conveniente la disposición de un sistema de protección, que permita limitar la subsidencia a los valores indicados como tolerables para los edificios situados en la zona de influencia de la excavación del túnel.

Características de los edificios del tramo en estudio.

Como se ha comentado anteriormente, en este tramo el trazado discurre bajo edificios de viviendas de 1 a 3 alturas, sin sótanos. En la siguiente fotografía se observa la tipología de los edificios de la zona, localizados en la calle José Abarcas, esquina J.Escobar

Fotografía 24. Edificios en la calle José Abarcas, esquina J.Escobar



Objetivos del tratamiento

Los tratamientos previstos en este tramo se plantean para mantener las estructuras dentro de niveles considerados como admisibles. En este sentido, los desplazamientos inducidos por la excavación de los túneles no deberán superar los valores de referencia del rango considerado como admisible para los edificios:

ASIENTO MÁXIMO:	10 mm
DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA:	1-2000
DEFORMACIÓN HORIZONTAL :	0,15 %

Estos valores tienen un carácter meramente orientativo a efectos de seguimiento durante el proceso constructivo y deberá de ser evaluado en función de las características particulares de cada elemento o estructura dependiendo de su tipología y estado de conservación.

Tratamientos propuestos:

Además de un control intenso de la sobreexcavación, presión en el frente y de la inyección de relleno del gap para minimizar los efectos del propio método constructivo, se dispondrá la siguiente medida preventiva:

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde pozo:**

En este tramo, se ha propuesto realizar barreras de micropilotes, ejecutadas desde pozos auxiliares. Estas barreras se distribuyen horizontalmente, con objeto de reducir en los edificios, los desplazamientos inducidos por el túnel. En aquellas perforaciones que se sitúan bajo el nivel freático, se deberá disponer de válvulas antirretorno del tipo preventer o similar. El tratamiento en planta se extiende a unos 13 m a cada lado del eje del túnel

Los micropilotes serán de ϕ 150 mm de diámetro exterior, armados con tubo de acero del tipo A-572-07 con límite elástico 360 MPa, de 110 mm de diámetro exterior y 10 mm de espesor. El mortero de relleno tendrá una resistencia característica de 15 MPa. Podrán plantearse micropilotes autoperforantes. Se dispondrán con una separación máxima de 2 m, cubriendo la extensión indicada en planos.

- **Tratamiento de impermeabilización de pozos mediante Jet-grouting tipo 3:**

Los pozos se encuentran parcialmente excavados bajo el nivel de agua medido en proyecto, por lo que se plantea realizar un tratamiento que permita reducir la presencia de agua en el interior de los mismos.

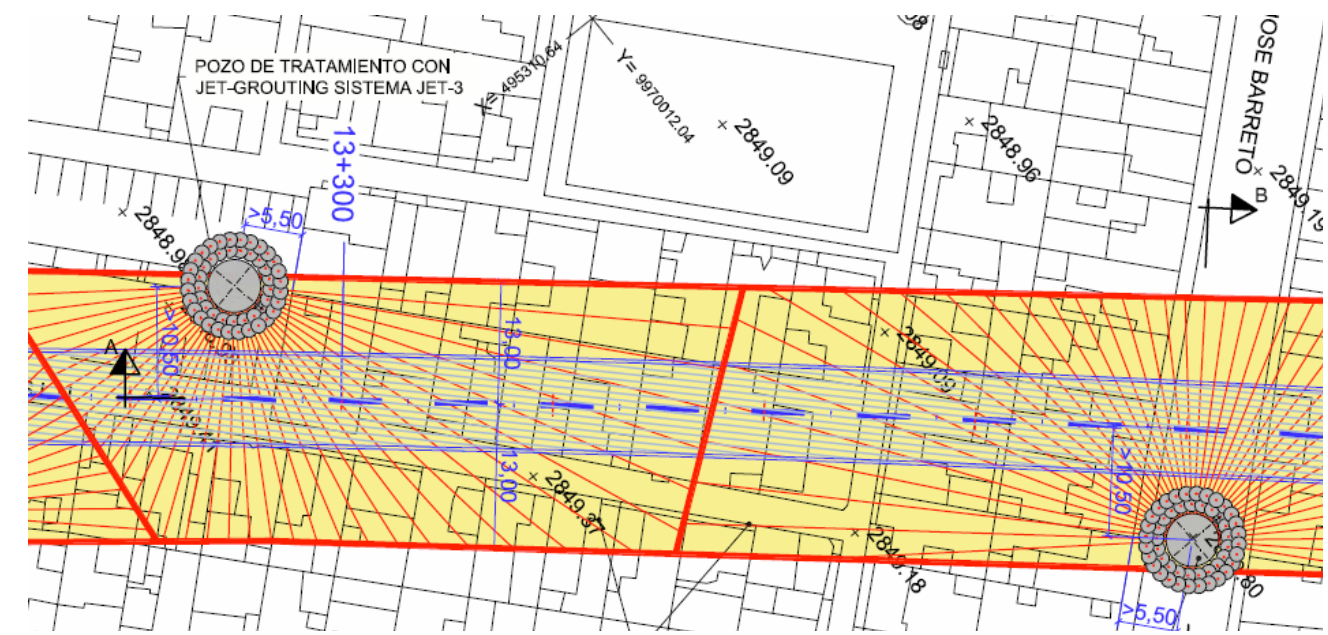
Este tratamiento consiste en ejecutar de columnas de suelo-cemento verticales, realizadas desde la superficie con la técnica del jet-grouting, según se recoge en los planos de tratamientos.

El sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de triple fluido (aire, agua y lechada de cemento). El diámetro medio esperado es de 150 cm, para lo cual se prevén admisiones en el rango de 600 kg cemento / m de tratamiento.

Se dispondrán verticales desde superficie, dispuestos según planos, con separaciones máximas de 1 m. El tratamiento se extiende aproximadamente 2 m desde el borde exterior de los pozos.

En la siguiente figura se recoge un detalle de este tratamiento, que se ha incluido en los planos del proyecto.

Figura 74. Barreras de micropilotes ejecutadas desde pozo en edificios situados entre el PK 13+180 al PK 13+540



Precauciones durante la ejecución del tratamiento

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde pozo:**

Los taladros para ejecución de los micropilotes se radiarán desde los pozos para cumplir los criterios de separación indicados en planos.

Dadas las grandes longitudes, necesarias para cubrir las superficies requeridas, deberán extremarse las condiciones de replanteo y ejecución del emboquille de los taladros y orientación para evitar desvíos inadmisibles.

Finalizada la perforación, y previamente a la colocación del tubo, deberá controlarse que las posibles desviaciones son admisibles, operación que deberá ejecutarse sistemáticamente mediante equipos que se introducen a posteriori en el taladro y están dotados de sensores de posicionamiento, como el tipo Maxibore Reflex o similar.

Este aspecto es de especial importancia en taladros cuyos desvíos pudieran interferir con la sección de excavación del túnel, debiéndose comprobar, antes de proceder a la colocación y sellado del tubo, que se mantiene en cualquier caso un resguardo mínimo de 1,0 m. En caso contrario, se deberá restituir el taladro defectuoso con una mezcla blanda de mortero o lechada de bajo contenido en cemento y efectuar una nueva perforación.

Por otra parte, deberá verificarse, previamente a la ejecución de los taladros, que no se afectan posibles conducciones, instalaciones o servicios enterrados, en cuyo caso, se debería modificar la posición de emboquille del taladro manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado.

- **Tratamiento de impermeabilización de pozos mediante Jet-grouting tipo 3:**

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.7. P.K. 14+240 a P.K. 14+268

Longitud del tramo: 28 m

Elemento a proteger: Accesos a la estación de Solanda.

Características del tramo en estudio:

La estación de Solanda se proyecta sobre un campo de fútbol existente, situado entre las avenidas J.Alemán, Ajavi y V.Estadenque. Los accesos a la estación se sitúan paralelos a la calle Ajavi.

En superficie se ha reconocido unos 8 m de arcillas arenosas bajo los que apoyan 16 m de arenas arcillosas, ambas, de la formación Cangahua. Bajo estos materiales se sitúan arenas y arcillas de la unidad Fluviolacustre, que alcanzan los 12 m de espesor. Bajo estos depósitos apoyan las arenas con gravas de la Unidad Volcanosedimentaria Guamaní.

Los accesos a la estación están excavados sobre las arcillas arenosas y las arenas arcillosas de la formación Cangahua.

El nivel del agua en el entorno de la estación se encuentra situado en torno a la cota +2835 m, asociado a las arcillas limosas de la formación Cangahua. Este nivel se encuentra situado por encima de la cota de máxima excavación proyectada de los accesos a la estación, por lo que se ha considerado conveniente realizar un tratamiento de impermeabilización del fondo de excavación del acceso a la estación, para reducir la presencia de agua durante la fase de ejecución del mismo.

Características de los edificios del tramo en estudio.

Como se ha comentado anteriormente, la estación se proyecta sobre un campo de fútbol, como se observa en la siguiente fotografía.

Fotografía 25. Campo de fútbol donde se proyecta emplazar la Estación de Solanda



Objetivos del tratamiento

Los tratamientos previstos en este tramo se plantean para reducir la presencia de agua en los accesos a la estación, durante la fase de obra.

Tratamientos propuestos:

- **Tratamiento de impermeabilización mediante Jet-grouting tipo 3:**

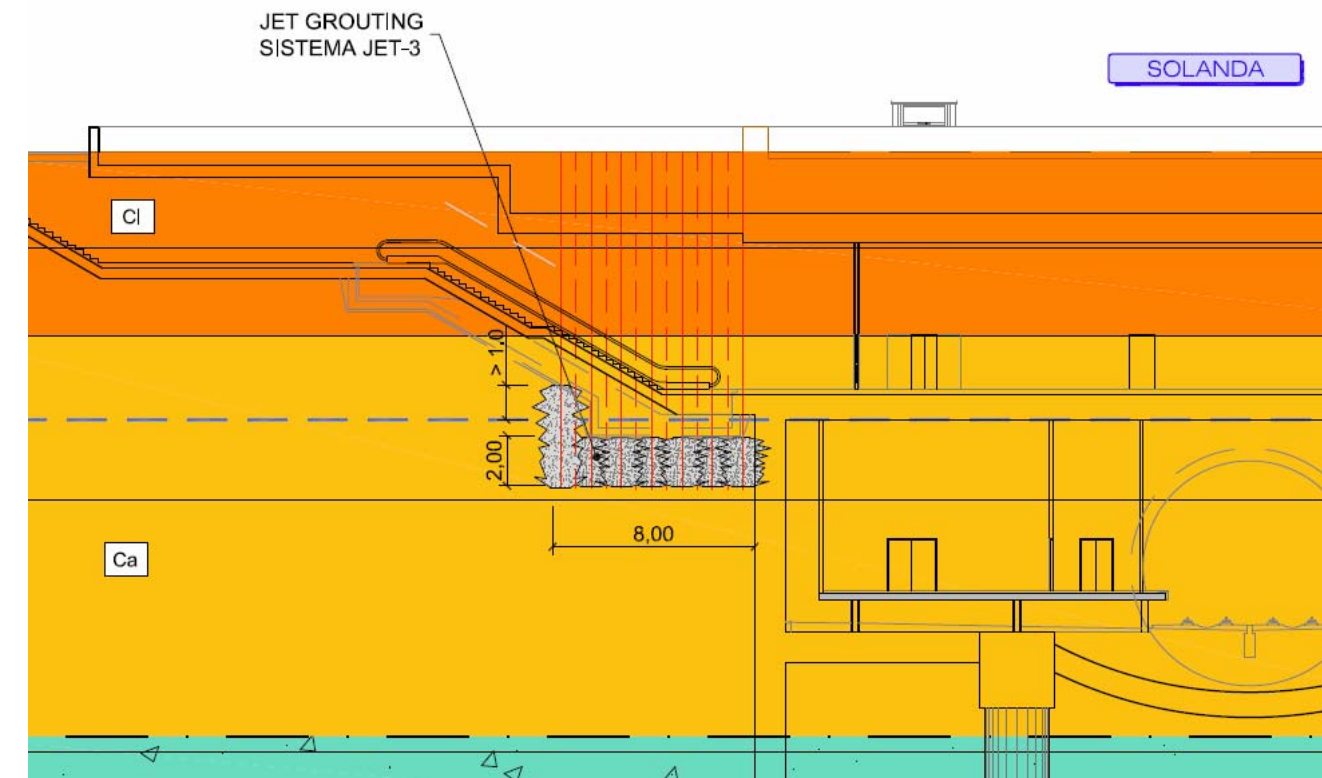
Mejora las características geotécnicas del terreno en la zona de apoyo del acceso a la estación de Solanda mediante columnas de suelo-cemento verticales, ejecutadas desde la superficie con la técnica del jet-grouting.

El sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de triple fluido (aire, agua y lechada de cemento). El diámetro medio esperado es de 150 cm, para lo cual se prevén admisiones en el rango de 600 kg cemento / m de tratamiento.

Se dispondrán verticales desde superficie, dispuestos en malla triangular de 1,2 m x 1,2 m. El tratamiento se extiende aproximadamente 2 m a cada lado del recinto de pantallas.

En la siguiente figura se recoge un detalle de este tratamiento, que se ha incluido en los planos del proyecto.

Figura 75. Tratamiento de impermeabilización en accesos a estación de Solanda



Precauciones durante la ejecución del tratamiento

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.8. P.K. 14+280 a P.K. 14+390

Longitud del tramo: 110 m

Elemento a proteger: Edificios del Colegio del Consejo Provincial

Características del tramo en estudio:

Una vez que el túnel cruza bajo la Calle Ajavi, el trazado discurre bajo el Colegio del Consejo Provincial. Son edificios de 1 a 2 alturas, sin sótanos.

En superficie se ha reconocido unos 4 m de arcillas arenosas bajo los que apoyan arenas arcillosas, con un espesor variable entre 12 y 16 m, ambas, de la formación Cangahua. Bajo estos materiales se sitúan arenas y arcillas de la unidad Fluviolacustre, que alcanzan los 12 m de espesor. Bajo estos depósitos apoyan las arenas con gravas de la Unidad Volcanosedimentaria Guamaní.

La excavación del túnel se realiza principalmente sobre las arenas arcillosas de la formación Cangahua.

En todo este tramo se ha detectado un nivel de agua situado muy próximo a la superficie, en torno a la cota +2835 m, asociado a las arcillas limosas de la formación Cangahua.

Los asientos estimados a cota de superficie, se estiman del orden de los 10-20 mm.

Se ha considerado conveniente la disposición de un tratamiento de protección, para limitar la subsidencia a los valores indicados como tolerables para los edificios del colegio situados en la zona de influencia de la excavación del túnel.

Características de los edificios del tramo en estudio.

Como se ha comentado anteriormente, en este tramo el trazado discurre bajo los edificios del Colegio del Consejo Provincial. Son edificaciones de 1 a 2 alturas, sin sótanos, como se observa a la derecha de la siguiente fotografía.

Fotografía 26. C/Ajavi. A la derecha, edificios del Colegio del Consejo Provincial



Fotografía 27. Vista aérea de la C/Ajavi. A la izquierda, emplazamiento de la estación de Solanda. A la derecha, edificios del Colegio del Consejo Provincial



Objetivos del tratamiento

Los tratamientos previstos en este tramo se plantean para mantener las estructuras dentro de niveles considerados como admisibles. En este sentido, los desplazamientos inducidos por la excavación de los túneles no deberán superar los valores de referencia del rango considerado como de CONTROL NORMAL:

ASIENTO MÁXIMO:	10 mm
DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA:	1-2000
DEFORMACIÓN HORIZONTAL :	0,15 %

Estos valores tienen un carácter meramente orientativo a efectos de seguimiento durante el proceso constructivo y deberá de ser evaluado en función de las características particulares de cada elemento o estructura dependiendo de su tipología y estado de conservación.

Tratamientos propuestos:

Además de un control intenso de la sobreexcavación, presión en el frente y de la inyección de relleno del gap para minimizar los efectos del propio método constructivo, se dispondrá la siguiente medida preventiva:

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde pozo:**

En este tramo, se ha propuesto realizar barreras de micropilotes, ejecutadas desde pozos auxiliares. Estas barreras se distribuyen horizontalmente, con objeto de reducir en los edificios, los desplazamientos inducidos por el túnel. En aquellas perforaciones que se sitúan bajo el nivel freático, se deberá disponer de válvulas antiretorno del tipo preventer o similar.

Se proyecta la ejecución de micropilotes ϕ 150 mm de diámetro exterior, armados con tubo de acero del tipo A-572-07 con límite elástico 360 MPa, de 110 mm de diámetro exterior y 10 mm de espesor. El mortero de relleno tendrá una resistencia característica de 15 MPa. Podrán plantearse micropilotes autoperforantes.

Se dispondrán con una separación máxima de 2 m, cubriendo la extensión indicada en planos.

- **Tratamiento de impermeabilización de pozos mediante Jet-grouting tipo 3:**

Dado que parte de la excavación de los pozos se sitúa bajo el nivel de agua medido en proyecto, se plantea realizar un tratamiento que permita reducir la presencia de agua en el interior de los mismos mejorando las características geotécnicas del terreno en la zona de ejecución de los pozos de tratamiento.

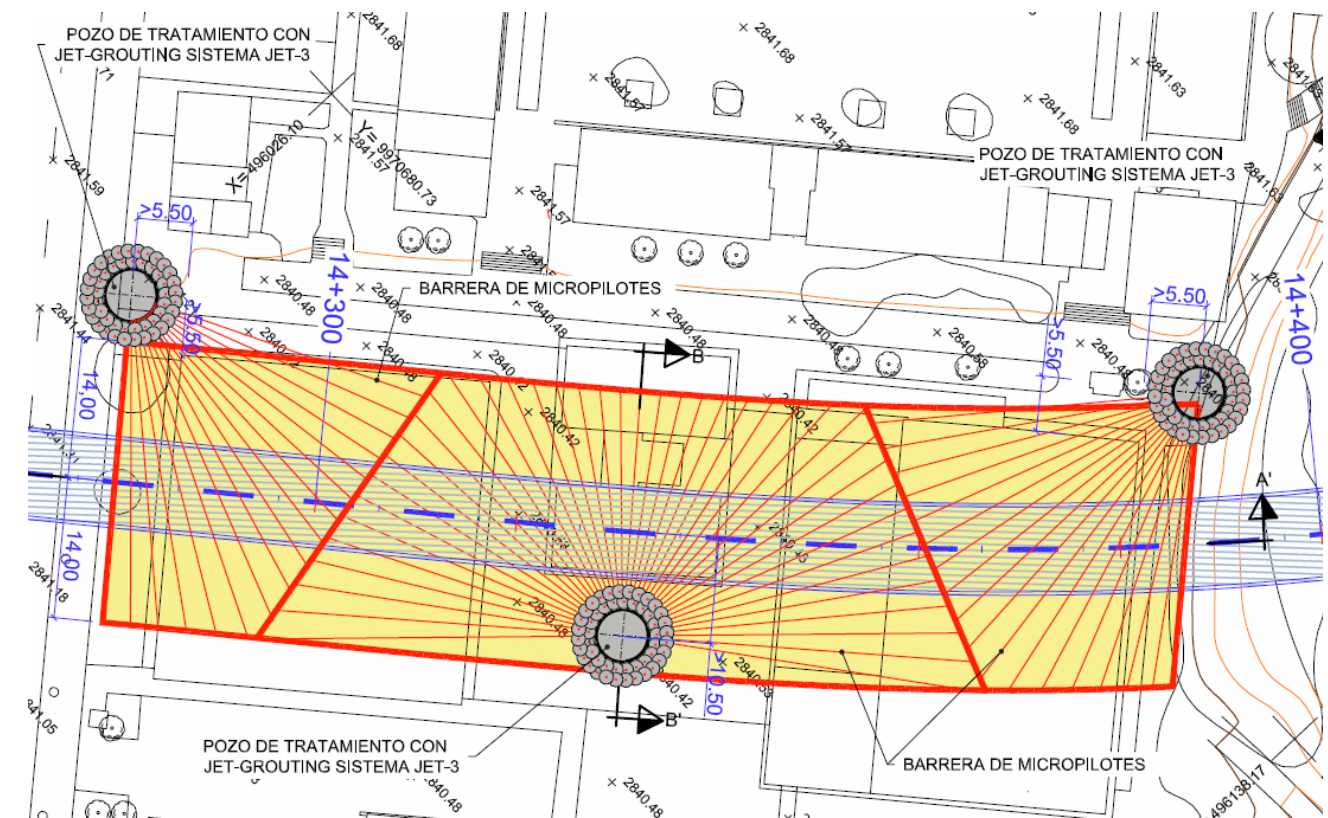
Este tratamiento se plantea mediante la ejecución de columnas de suelo-cemento verticales, ejecutadas desde la superficie con la técnica del jet-grouting, según se recoge en los planos de tratamientos.

El sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de triple fluido (aire, agua y lechada de cemento). El diámetro medio esperado es de 150 cm, para lo cual se prevén admisiones en el rango de 600 kg cemento / m de tratamiento.

Se dispondrán verticales desde superficie, dispuestos según planos, con separaciones máximas de 1 m. El tratamiento se extiende aproximadamente 2 m desde el borde exterior de los pozos.

En la siguiente figura se recoge un detalle de este tratamiento, que se ha incluido en los planos del proyecto.

Figura 76. Barreras de micropilotes ejecutadas desde pozo en edificios del Colegio del Consejo Provincial



Precauciones durante la ejecución del tratamiento

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde pozo:**

Los taladros para ejecución de los micropilotes se radiarán desde los pozos para cumplir los criterios de separación indicados en planos.

Dadas las grandes longitudes, necesarias para cubrir las superficies requeridas, deberán extremarse las condiciones de replanteo y ejecución del emboquille de los taladros y orientación para evitar desvíos inadmisibles.

Finalizada la perforación, y previamente a la colocación del tubo, deberá controlarse que las posibles desviaciones son admisibles, operación que deberá ejecutarse sistemáticamente mediante equipos que se introducen a posteriori en el taladro y están dotados de sensores de posicionamiento, como el tipo Maxibore Reflex o similar.

Este aspecto es de especial importancia en taladros cuyos desvíos pudieran interferir con la sección de excavación del túnel, debiéndose comprobar, antes de proceder a la colocación y sellado del tubo, que se mantiene en cualquier caso un resguardo mínimo de 1,0 m. En caso contrario, se deberá restituir el taladro defectuoso con una mezcla blanda de mortero o lechada de bajo contenido en cemento y efectuar una nueva perforación.

Por otra parte, deberá verificarse, previamente a la ejecución de los taladros, que no se afectan posibles conducciones, instalaciones o servicios enterrados, en cuyo caso, se debería modificar la posición de emboquille del taladro manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado.

- **Tratamiento de impermeabilización de pozos mediante Jet-grouting tipo 3:**

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.9. P.K. 14+590 a P.K. 14+690

Longitud del tramo: 100 m

Elemento a proteger: Mejora del terreno en zona de cruce con la Quebrada del río Grande

Características del tramo en estudio:

Entre las estaciones de Solanda y el Calzado, el túnel cruza bajo la quebrada del río Grande, afluente del Machángara.

En el interior de la quebrada se han reconocido rellenos antrópicos que alcanzan los 20 m de potencia. Estos materiales se encuentran apoyados sobre las arenas y arcillas de la unidad Fluvioacustre.

En la campaña de investigación geotécnica efectuada, se ha medido un nivel de agua situado a la cota 2824 m, localizado sobre la clave del túnel.

La mayor parte de la excavación del túnel se realiza en estos rellenos antrópicos. Existe un recubrimiento medio de 12 m de estos materiales sobre la clave del túnel.

Los asientos estimados en este tramo son superiores a los 20 mm.

La existencia de un nivel de agua próximo a la superficie, y la presencia de materiales flojos en este tramo, podría dar lugar, en ausencia de tratamientos, incluso a chimeneas por sobreexcavación de los rellenos de la quebrada o desplazamientos no admisibles por el propio túnel. Por lo tanto, se ha considerado necesario disponer un tratamiento que permita mejorar las características geotécnicas del terreno, limitando así las subsidencias a los valores indicados como admisibles para estos tramos, y consiguiendo una zona de terreno de mayor compacidad sobre el que pueda apoyar el túnel.

Características de los edificios del tramo en estudio.

En este tramo no existen edificios en la zona. En la siguiente fotografía se muestra la zona de cruce del túnel bajo la quebrada del río Grande.

Fotografía 28. Cruce bajo la Quebrada del río Grande

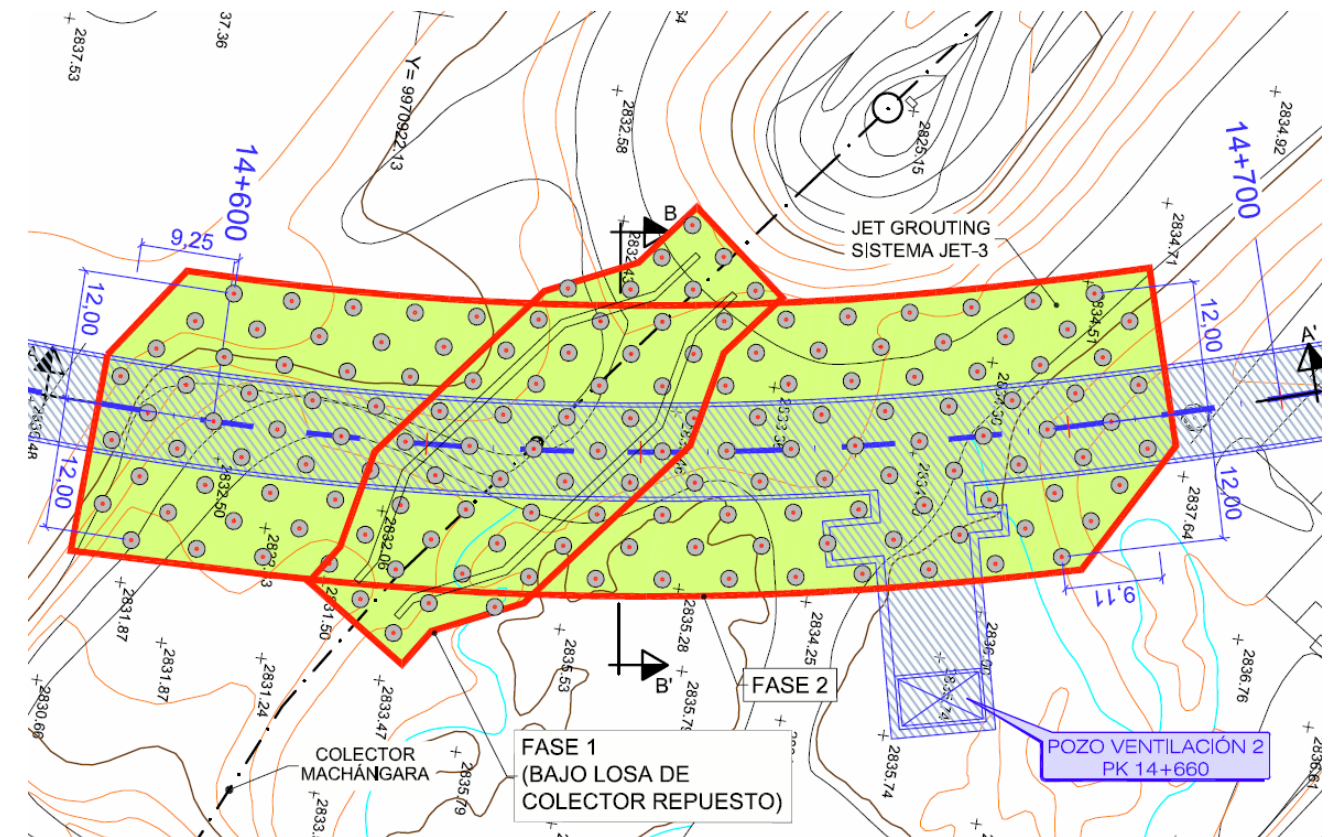


El sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de triple fluido (aire, agua y lechada de cemento). El diámetro medio esperado es de 150 cm, para lo cual se prevén admisiones en el rango de 600 kg cemento / m de tratamiento.

Se dispondrán verticales desde superficie, dispuestos en filas al tresbolillo separadas 3 m entre ellas, con separaciones entre ejes de 6 m. La longitud de las columnas será tal que alcancen los materiales de la unidad Fluvio-lacustre. En planta el tratamiento se extenderá unos 12 m a cada lado del eje del túnel, y será de aplicación entre los PK 14+590 y PK 14+690.

Asimismo, bajo la zona de reposición del colector, se proyecta la ejecución de un tratamiento adicional de mejora del terreno mediante columnas de jet-grouting, tal y como se recoge en las siguientes figuras, incluidas en los planos del proyecto.

Figura 77. Planta de mejora del terreno en zona de cruce con la Quebrada del río Grande



Objetivos del tratamiento

El tratamiento se prevé para evitar los flujos de terreno excesivos hacia la excavación y limitar la subsidencia inducida dentro de los niveles considerados como admisibles para las zonas sin edificaciones. En consecuencia los desplazamientos inducidos por la excavación no deben superar los siguientes umbrales:

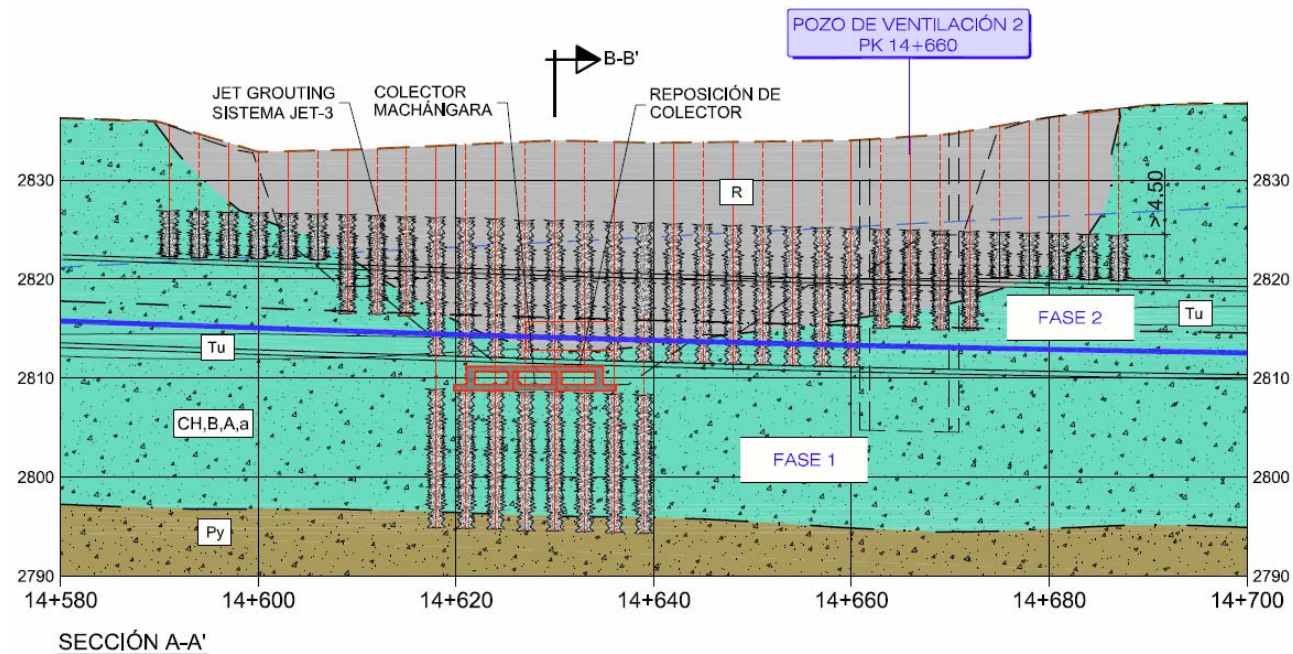
ASIENTO MÁXIMO:	50	mm
DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA:	1/100	
DEFORMACIÓN HORIZONTAL :	1,5	%

Tratamientos propuestos:

- **Tratamiento de mejora del terreno mediante Jet-grouting tipo 3:**

Permite mejorar las características geotécnicas del relleno de la quebrada atravesado por el túnel, mediante la ejecución de columnas de suelo-cemento verticales, ejecutadas desde la superficie con la técnica del jet-grouting.

Figura 78. Perfil longitudinal donde se aprecia la mejora del terreno en zona de cruce con la Quebrada del río Grande



Precauciones durante la ejecución del tratamiento

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.10. P.K. 16+190 a P.K. 16+310

Longitud del tramo: 120 m

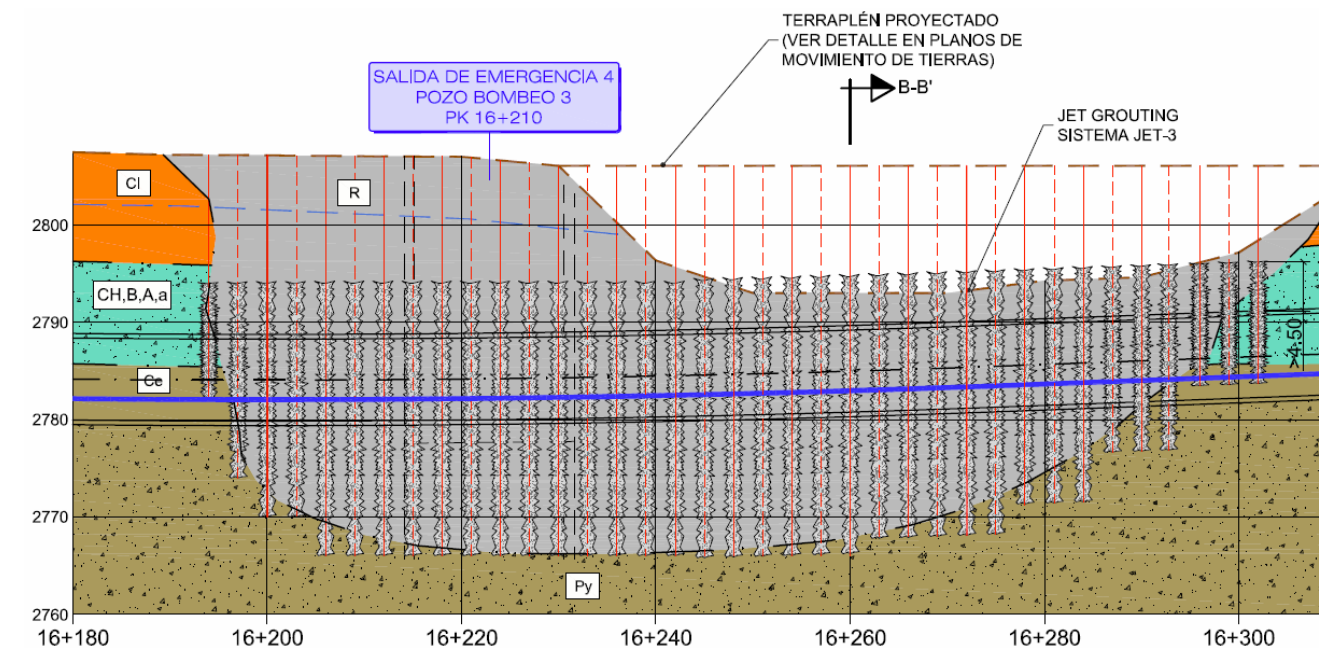
Elemento a proteger: Mejora del terreno en zona de cruce con la Quebrada del río Machángara

Características del tramo en estudio:

Al sur de la estación del Recreo, el túnel cruza bajo la quebrada del río Machángara. En esta zona el túnel discurre por rellenos antrópicos de compacidad reducida, que alcanzan los 40 m de potencia. Estos materiales se encuentran situados sobre arenas y gravas de la Unidad volcano-sedimentaria Guamaní.

Entre los PK 16+190 al PK 16+230, donde se encuentra el espesor máximo de rellenos antrópicos, el recubrimiento de estos materiales sobre la clave del túnel es del orden de los 15 m, reduciéndose notablemente entre los Pk 16+240 al PK 16+300, donde el espesor de estos materiales sobre la clave del túnel es inferior a 4 m, zona en la que se proyecta realizar un relleno. En la siguiente figura se recoge un perfil geotécnico y el tratamiento planteado en este subtramo.

Figura 79. Perfil geológico-geotécnico y tratamiento propuesto entre los PK 16+190-PK 16+310



En el sondeo SMQ-18B realizado en las proximidades del pozo, se ha reconocido el nivel de agua situado a la cota 2803 m, cota que desciende en el cauce del río, si bien, se mantiene en todo momento situada sobre la clave del túnel.

Los asientos estimados en este tramo pueden superar los 20 mm.

La existencia de un nivel de agua próximo a la superficie, y la presencia de materiales flojos en este tramo, podría dar lugar, en ausencia de tratamientos, incluso a chimeneas por

sobreexcavación de los rellenos de la quebrada o desplazamientos no admisibles por el propio túnel. Por lo tanto, se ha considerado necesario disponer un tratamiento que permita mejorar las características geotécnicas del terreno, limitando así las subsidencias a los valores indicados como admisibles para estos tramos, y consiguiendo una zona de terreno de mayor compacidad sobre el que pueda apoyar el túnel.

Características de los edificios del tramo en estudio.

El trazado discurre en este tramo por una zona abierta y sin edificar. En la siguiente fotografía se muestra la zona de cruce del túnel bajo esta quebrada

Fotografía 29. Cruce bajo la Quebrada del río Machángara entre PK 16+190 y PK 16+310



Objetivos del tratamiento

El tratamiento se prevé para evitar los flujos de terreno excesivos hacia la excavación y limitar la subsidencia inducida dentro de los niveles considerados como admisibles para las zonas sin edificaciones. En consecuencia los desplazamientos inducidos por la excavación no deben superar los siguientes umbrales:

ASIENTO MÁXIMO:	50	mm
DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA:	1/100	
DEFORMACIÓN HORIZONTAL :	1,5	%

Tratamientos propuestos:

- **Tratamiento de mejora del terreno mediante Jet-grouting tipo 3:**

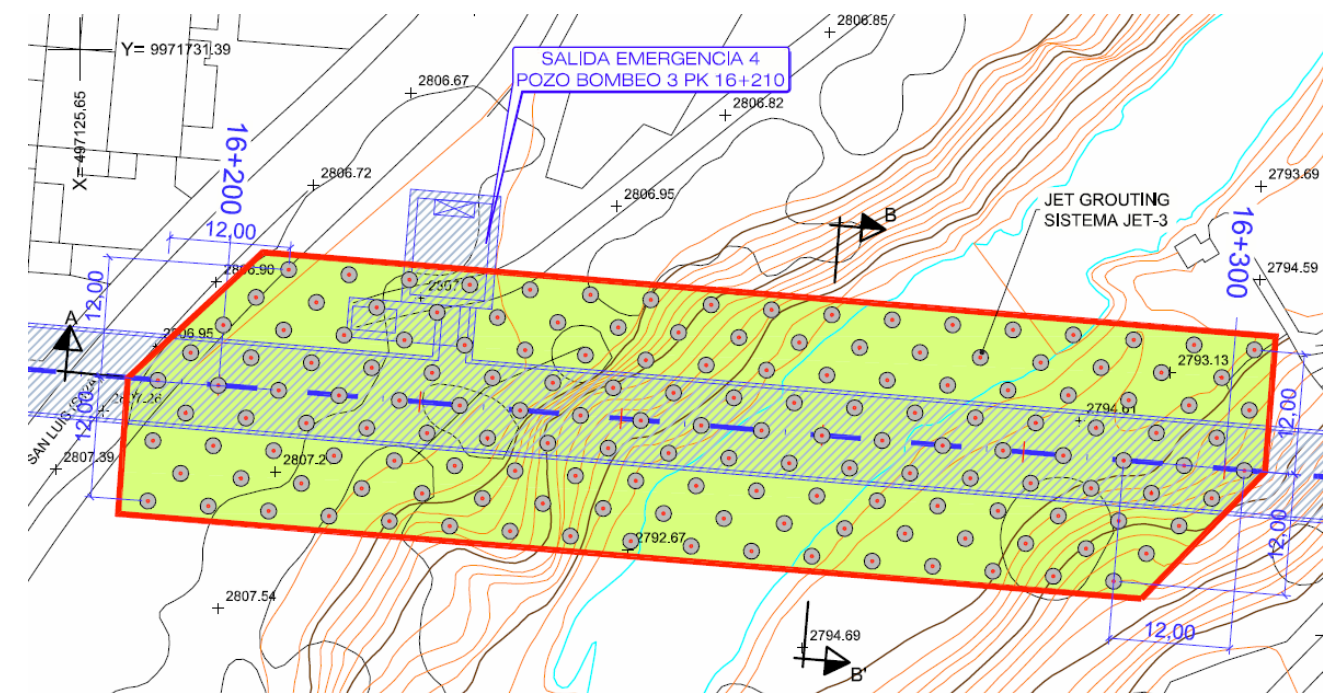
Permite mejorar las características geotécnicas del relleno de la quebrada atravesado por el túnel, mediante la ejecución de columnas de suelo-cemento verticales, ejecutadas desde la superficie con la técnica del jet-grouting.

El sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de triple fluido (aire, agua y lechada de cemento). El diámetro medio esperado es de 150 cm, para lo cual se prevén admisiones en el rango de 600 kg cemento / m de tratamiento.

Se dispondrán verticales desde superficie, dispuestos en filas al tresbolillo separadas 3 m entre ellas, con separaciones entre ejes de 6 m. La longitud de las columnas será tal que alcancen los materiales de la unidad Fluvio-lacustre. En planta el tratamiento se extenderá unos 12 m a cada lado del eje del túnel, y será de aplicación entre los PK 16+190 y PK 16+310.

En la siguiente figura se recoge un detalle de este tratamiento, que se ha incluido en los planos del proyecto.

Figura 80. Mejora del terreno en zona de cruce con la Quebrada del río Machángara entre PK 16+190 y PK 16+310



Precauciones durante la ejecución del tratamiento

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.11. P.K. 16+400 a P.K. 16+520

Longitud del tramo: 120 m

Elemento a proteger: Mejora del terreno en zona de cruce con la Avenida de Moraspungo y los edificios de viviendas cercanos.

Características del tramo en estudio:

La calzada de la Avenida discurre en el entorno de la zona de cruce con el túnel, sobre el trazado de los colectores Teodoro Gómez y la Clemencia, situados en la zona de cruce a unos 4 m bajo la misma.

En ambos márgenes de la Av.Moraspungo, el trazado del túnel discurre por una zona de pequeñas edificaciones y un recinto deportivo.

La calzada de la Avenida se encuentra apoyada sobre unos 4 m de rellenos, bajo los que se han reconocido arenas y arcillas de la Unidad Fluvioacustre.

La excavación del túnel se realiza sobre estas arenas y arcillas de la unidad Fluvioacustre.

El nivel de agua se ha reconocido en los sondeos realizados en esta zona, muy próximo a la superficie, en torno a la cota 2802 m. Este nivel se encuentra situado en todo este tramo sobre la clave del túnel.

Los asientos estimados a cota de superficie pueden superar los 20 mm.

La existencia de un nivel de agua próximo a la superficie, el escaso recubrimiento sobre la clave del túnel y la presencia de materiales flojos en este tramo, podría dar lugar, en ausencia de tratamientos, incluso a chimeneas por sobreexcavación de estos suelos flojos.

Por lo tanto, se ha considerado necesario disponer un tratamiento que permita limitar las subsidencias a los valores indicados como admisibles para las edificaciones y el vial bajo los que discurrirá el nuevo túnel.

Características de los edificios del tramo en estudio.

Como se ha comentado anteriormente, en ambos márgenes de la Avenida Moraspungo, el trazado discurre por una zona abierta, con algunas edificaciones de 1-2 alturas, sin sótanos.

Objetivos del tratamiento

El tratamiento se prevé para evitar los flujos de terreno excesivos hacia la excavación y limitar la subsidencia inducida dentro de los niveles considerados como admisibles. En consecuencia los desplazamientos inducidos por la excavación no deben superar los siguientes umbrales:

Para edificios contiguos:

ASIENTO MÁXIMO:	10 mm
DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA:	1-2000
DEFORMACIÓN HORIZONTAL :	0,15 %

En la zona de cruce con la Av.Moraspungo

ASIENTO MÁXIMO:	20 mm
DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA:	1/1000
DEFORMACIÓN HORIZONTAL :	0,15 %

Estos valores tienen un carácter meramente orientativo a efectos de seguimiento durante el proceso constructivo y deberá de ser evaluado en función de las características particulares de cada elemento o estructura dependiendo de su tipología y estado de conservación.

Tratamientos propuestos:

Además de un control intenso de la sobreexcavación, presión en el frente y de la inyección de relleno del gap para minimizar los efectos del propio método constructivo, se dispondrá la siguiente medida preventiva:

- **Barreras de micropilotes ejecutadas desde superficie:**

Se ha propuesto realizar paralelo a los edificios de viviendas, una doble barrera lateral de micropilotes de inclinaciones variables ejecutada desde superficie. La barrera se ejecuta paralela al límite de la fachada de los edificios, tal y como se recoge en los planos de tratamientos.

Los micropilotes serán de f150 mm de diámetro exterior, armados con tubo de acero del tipo A-572-07, con límite elástico 360 MPa, de 110 mm de diámetro exterior y 10 mm de espesor. El mortero de relleno tendrá una resistencia característica de 15 MPa.

Los micropilotes se dispondrán con la inclinación mínima respecto de la vertical, para configurar una geometría definida por separaciones entre ejes de 1,00 m en cada fila. Las dos filas se dispondrán al tresbolillo con equidistancia de 0,5 m, sensiblemente paralelas a la fachada del edificio, manteniendo un resguardo mínimo de 2,0 entre el exterior del túnel y de 1 m del límite de

la parcela. El extremo final de la perforación deberá situarse a una profundidad mínima de al menos 2 m bajo la cota del eje del túnel.

- **Tratamiento de mejora del terreno mediante Jet-grouting tipo 3:**

Permite mejorar las características geotécnicas de los materiales situados entre la autopista y el eje del túnel, mediante la ejecución de columnas de suelo-cemento verticales, realizadas desde la superficie con la técnica del jet-grouting.

El sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de triple fluido (aire, agua y lechada de cemento). El diámetro medio esperado es de 150 cm, para lo cual se prevén admisiones en el rango de 600 kg cemento / m de tratamiento.

Se dispondrán verticales desde superficie, dispuestos en filas al tresbolillo separadas 2 m entre ellas, con separaciones entre ejes de 4 m. Las columnas se proyectan desde el eje del túnel hasta alcanzar al menos 4,5 m sobre la clave del mismo.

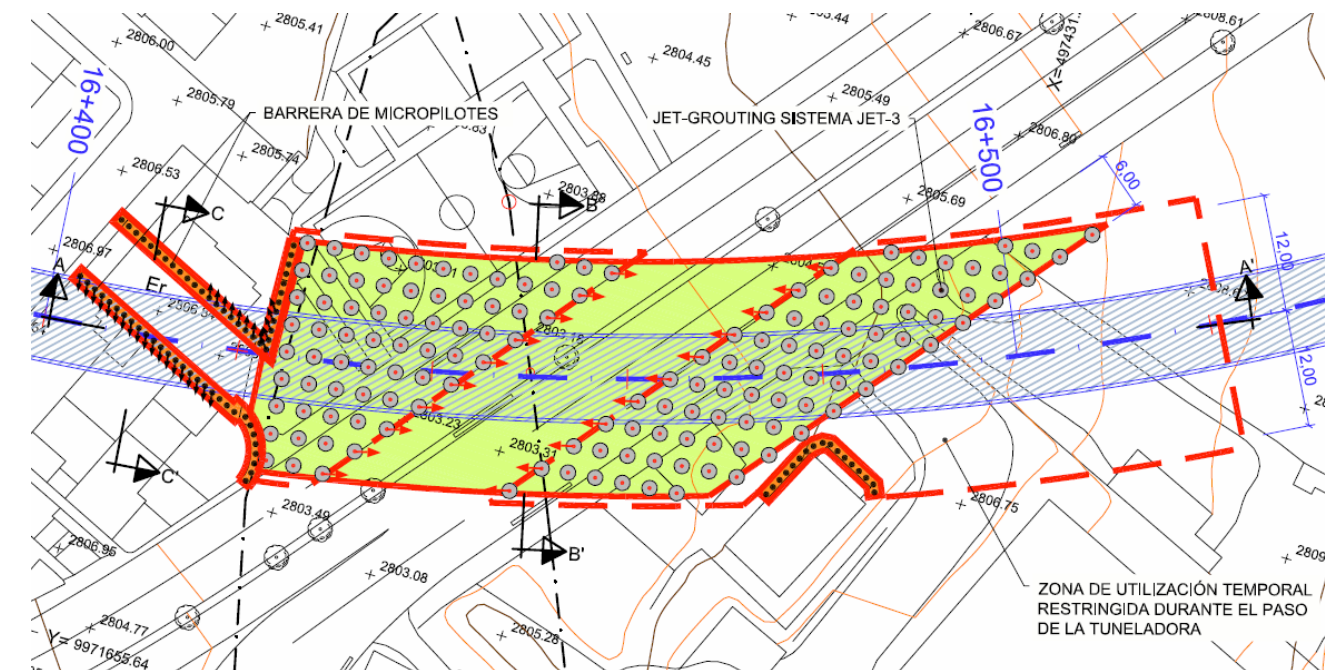
En planta se proyecta realizar parte de este tratamiento utilizando uno de los carriles de la autopista de forma temporal, desde el que se realizará el tratamiento de la zona central de la misma.

- **Definición de una zona de utilización temporal restringida:**

En aquellas zonas en las que no existen edificaciones, pero si que puede existir riesgo de que se pudiesen producir chimeneas en superficie, se proyecta definir una zona de utilización temporal restringida en la que se limite el paso de personas y la circulación de vehículos. Se considera un mínimo de una zona de 24 m de anchura y 36 m de longitud, centrada con el frente de excavación, que se irá desplazando y liberando ocupación, en la medida en que el control de auscultación permita verificar la estabilización de las subsidencias.

En la siguiente figura se recoge un detalle del tratamiento propuesto, que se ha incluido en los planos del proyecto.

Figura 81. Mejora del terreno en zona de cruce con la Av. Moraspunto, entre los PK 16+400 al PK 16+520



Precauciones durante la ejecución del tratamiento

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde superficie:**

Finalizada la perforación de los micropilotes, y previamente a la colocación del tubo, deberá controlarse que las posibles desviaciones son admisibles, operación que deberá ejecutarse sistemáticamente mediante equipos que se introducen a posteriori en el taladro y están dotados de sensores de posicionamiento, como el tipo Maxibore Reflex o similar.

Este aspecto es de especial importancia en taladros cuyos desvíos pudieran interferir con la sección de excavación del túnel, debiéndose comprobar, antes de proceder a la colocación y sellado del tubo, que se mantiene en cualquier caso un resguardo mínimo de 1,0 m. En caso contrario, se deberá restituir el taladro defectuoso con una mezcla blanda de mortero o lechada de bajo contenido en cemento y efectuar una nueva perforación.

Por otra parte, deberá verificarse, previamente a la ejecución de los taladros, que no se afectan posibles conducciones, instalaciones o servicios enterrados, en cuyo caso, se debería modificar la posición de emboquille del taladro manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado.

- **Tratamiento de mejora del terreno mediante Jet-grouting tipo 3:**

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.12. P.K. 16+850 a P.K. 16+880

Longitud del tramo: 30 m

Elemento a proteger: Accesos a la estación del Recreo.

Características del tramo en estudio:

La estación del Recreo se proyecta en la zona de aparcamiento de una estación de autobuses situada entre las calles Rafael Arteta y Andrés Pérez. La estación se proyecta paralela a la calle Rafael Arteta, mientras que los accesos a la misma se sitúan perpendiculares a esta calle.

Se han reconocido en superficie un nivel de rellenos antrópicos de 1-2 m de espesor en la zona del acceso oeste, cuya potencia aumenta hasta alcanzar los 4 m en el emplazamiento del acceso este. Bajo estos materiales se han reconocido arenas arcillosas y arcillas arenosas intercaladas, de la formación Cangahua, en los que se prevé excavar tanto los accesos como la propia estación. Estos materiales alcanzan los 25 m de potencia. Bajo estos depósitos apoya el substrato de tobas de la formación Cangahua no alterada.

En la campaña de investigación geotécnica efectuada se ha medido un nivel de agua a la cota 2815 m, asociado a las arcillas arenosas de la formación Cangahua. Este nivel se encuentra situado por encima de la cota de máxima excavación de los accesos a la estación, por lo que se ha considerado conveniente la disposición de un tratamiento de impermeabilización del fondo de excavación de estos accesos, para reducir la presencia de agua durante la fase de ejecución de los mismos.

Características de los edificios del tramo en estudio.

Como se ha comentado anteriormente, la estación del Recreo se proyecta sobre la zona de aparcamiento de una estación de autobuses. En la siguiente fotografía se muestra la zona de emplazamiento de la estación.

Fotografía 30. Zona de emplazamiento del acceso oeste a la Estación del Recreo. Al fondo, centro comercial



Fotografía 31. Zona de emplazamiento del acceso oeste a la Estación del Recreo. A la derecha, C/Andrés Pérez



Objetivos del tratamiento

Los tratamientos previstos en este tramo se plantean para reducir la presencia de agua en los accesos a la estación, durante la fase de obra.

Tratamientos propuestos:

- **Tratamiento de impermeabilización mediante Jet-grouting tipo 3:**

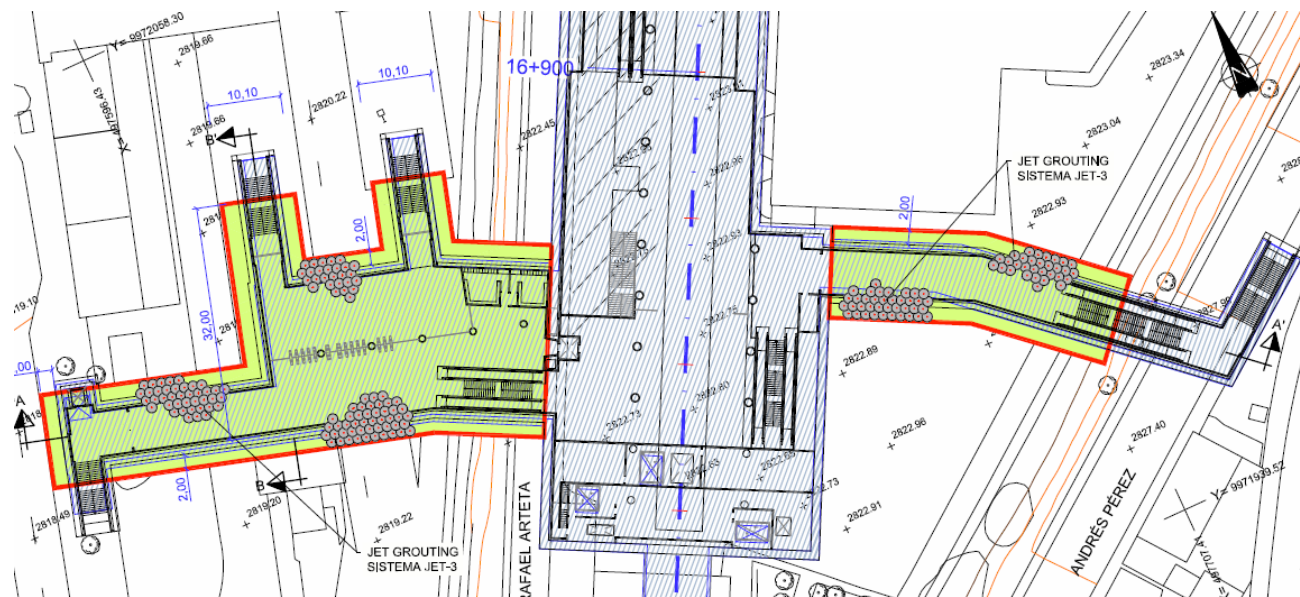
Mejora las características geotécnicas del terreno en la zona de apoyo de los accesos a la estación del Recreo mediante columnas de suelo-cemento verticales, ejecutadas desde la superficie con la técnica del jet-grouting.

El sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de triple fluido (aire, agua y lechada de cemento). El diámetro medio esperado es de 150 cm, para lo cual se prevén admisiones en el rango de 600 kg cemento / m de tratamiento.

Se dispondrán verticales desde superficie, dispuestos en malla triangular de 1,2 m x 1,2 m. El tratamiento se extiende aproximadamente 2 m a cada lado del recinto de pantallas.

En la siguiente figura se recoge un detalle de este tratamiento, que se ha incluido en los planos del proyecto.

Figura 82. Tratamiento de impermeabilización en accesos a estación del Recreo



Precauciones durante la ejecución del tratamiento

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.13. P.K. 17+870 a P.K. 17+920

Longitud del tramo: 50 m

Elemento a proteger: Estación de trolebuses.

Características del tramo en estudio:

La Estación de trolebuses se encuentra ubicada sobre una glorieta, en la que confluyen, entre otras, las calles Rodrigo de Chávez y Juan Márquez. Es un edificio de reciente construcción, excavado en el terreno, de forma que la calzada de los trolebuses se encuentra situada 5 m bajo el nivel de calle, en torno a la cota 2807 m, mientras que la glorieta se localiza a la cota 2812 m.

La estación de trolebuses se encuentra excavada sobre las arenas arcillosas y arcillas arenosas de la formación Cangahua. Bajo la solera de la estación de trolebuses, se ha reconocido un espesor de unos 6 m de estos mismos materiales, que se encuentran apoyados sobre las formaciones de tobas de la Cangahua no alterada. No es previsible la presencia de agua en el entorno de la estación.

La existencia de un escaso recubrimiento sobre la clave del túnel y la presencia de materiales medianamente densos en este tramo, sobre los que se sitúa la calzada de la estación de trolebuses, podría dar lugar, en ausencia de tratamientos, incluso a chimeneas por sobreexcavación de estos depósitos cuaternarios medianamente densos.

En este tramo, los asientos estimados a cota de superficie son superiores a los 20 mm, dado el escaso recubrimiento de materiales existente sobre la clave del túnel.

Por lo tanto, se ha considerado necesario disponer un tratamiento que permita limitar las subsidencias a los valores indicados como admisibles para el vial, bajo el que discurrirá el nuevo túnel.

Características de los edificios del tramo en estudio.

Como se ha comentado anteriormente, la estación de trolebuses es un edificio de reciente construcción, que se encuentra excavado bajo la cota de calle. En las siguientes fotografías se observa el interior de la estación de trolebuses.

Fotografía 32. Interior de la estación de trolebuses. En primer término, la calzada del trolebús



Fotografía 33. Interior de la estación de trolebuses. Al fondo se aprecia el nivel de la calle



Objetivos del tratamiento

El tratamiento se prevé para evitar los flujos de terreno excesivos hacia la excavación y limitar la subsidencia inducida dentro de los niveles considerados como admisibles. En consecuencia los desplazamientos inducidos por la excavación no deben superar los siguientes umbrales:

ASIENTO MÁXIMO:	20 mm
DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA:	1/1000
DEFORMACIÓN HORIZONTAL :	0,15 %

Estos valores tienen un carácter meramente orientativo a efectos de seguimiento durante el proceso constructivo y deberá de ser evaluado en función de las características particulares de cada elemento o estructura dependiendo de su tipología y estado de conservación.

Tratamientos propuestos:

Además de un control intenso de la sobreexcavación, presión en el frente y de la inyección de relleno del gap para minimizar los efectos del propio método constructivo, se dispondrá la siguiente medida preventiva:

- **Tratamiento de mejora del terreno mediante Jet-grouting tipo 3:**

Permite mejorar las características geotécnicas de los materiales situados entre la calzada del trolebús y el eje del túnel, mediante la ejecución de columnas de suelo-cemento verticales, realizadas desde la superficie con la técnica del jet-grouting.

El sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de triple fluido (aire, agua y lechada de cemento). El diámetro medio esperado es de 150 cm, para lo cual se prevén admisiones en el rango de 600 kg cemento / m de tratamiento.

Se dispondrán verticales desde superficie, dispuestos en filas al tresbolillo separadas 2 m entre ellas, con separaciones entre ejes de 4 m. Las columnas se proyectan desde el eje del túnel hasta alcanzar al menos 4,5 m sobre la clave del mismo.

En planta se proyecta realizar parte de este tratamiento utilizando la superficie en planta del propio intercambiador. El tratamiento bajo la calzada del trolebús se proyecta efectuarlo desde borde de la misma, para restringir la circulación de los trolebuses el menor tiempo posible.

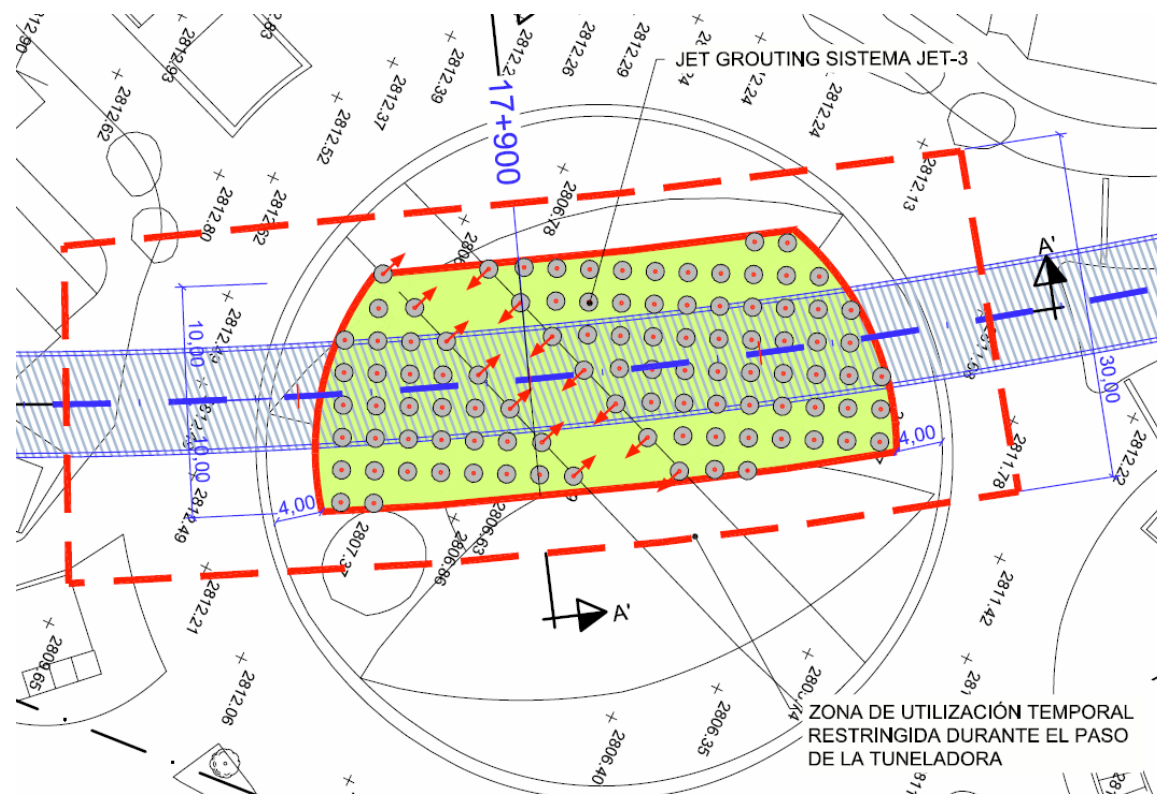
- **Definición de una zona de utilización temporal restringida:**

En superficie, donde el espesor de materiales sobre la clave del túnel es del orden de 10 m, se proyecta definir una zona de utilización temporal restringida en la que se limite el paso de personas y la circulación de vehículos. Se ha recomendado considerar una zona de unos 30 m de anchura y 36 m de longitud, centrada con el frente de excavación, que se irá desplazando y liberando

ocupación, en la medida en que el control de auscultación permita verificar la estabilización de las subsidencias.

En la siguiente figura se recoge un detalle del tratamiento propuesto, que se ha incluido en los planos del proyecto.

Figura 83. Mejora del terreno bajo la estación de trolebuses, entre los PK 17++870 al PK 17+920



Precauciones durante la ejecución del tratamiento

- **Tratamiento de mejora del terreno mediante Jet-grouting tipo 3:**

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.14. P.K. 18+400 a P.K. 18+530

Longitud del tramo: 130 m

Elemento a proteger: Edificios de viviendas y cruce bajo quebrada del río Machángara

Características del tramo en estudio:

Se trata del tramo situado entre la confluencia de la Avenida Rodrigo de Chávez y la calle Pedro Dorado. Paralelo a esta última calle se encuentra situada una quebrada del río Machángara, que ha sido rellena, para construir sobre la misma la propia Av. Rodrigo de Chávez, un parque y algunos edificios. En concreto, en este subtramo, el trazado discurre bajo algunas edificaciones situadas sobre estos rellenos de la quebrada del río Machángara.

En este tramo se estima que el espesor de relleno de la quebrada puede alcanzar los 30 m de potencia. El relleno de la quebrada se encuentra encajado sobre las arcillas arenosas y las arenas arcillosas de la formación Cangahua, que presenta una potencia media de unos 20 m. Bajo estos materiales aparecen los materiales tobaceos de la formación de Cangahua no alterada.

De acuerdo con la información disponible de niveles de agua hasta la fecha de redacción del presente documento, parece que hay un nivel asociado principalmente a la capa de arenas limosas de la formación Cangahua, que probablemente proceda de la recarga de aguas que discurre desde las laderas cercanas en dirección al cauce de la quebrada del río Machángara. Así, el agua desciende desde la cota 2794 m a la que se ha medido en el sondeo SMQ-23 (PK 18+060), hasta la cota 2784 a la que se ha reconocido en el entorno de la quebrada del río.

En este tramo está previsto que los asientos puedan superar los 20 mm.

La presencia de materiales flojos en este tramo, podría dar lugar, en ausencia de tratamientos, incluso a chimeneas por sobreexcavación de los rellenos de la quebrada o desplazamientos no admisibles por el propio túnel. Por lo tanto, se ha considerado necesario disponer un tratamiento que permita mejorar las características geotécnicas del terreno, limitando así las subsidencias a los valores indicados como admisibles para las edificaciones y el vial bajo los que discurrirá el nuevo túnel, además de conseguir una zona de terreno de mayor compacidad sobre el que pueda apoyar el túnel.

Características de los edificios del tramo en estudio.

Como se ha comentado anteriormente, al comienzo del tramo el trazado discurre bajo edificios de viviendas de 2 a 3 alturas, sin sótanos. Posteriormente, el túnel cruza bajo un parque que se ha construido sobre la quebrada rellena. En la siguiente fotografía, realizada sobre el relleno de la quebrada, se observa el río Machángara y los edificios de la zona, situados a la izquierda de la fotografía:

Fotografía 34. Quebrada del río Machángara y edificios en la C/ Pedro Dorado



Fotografía 35. Parque y naves existentes en el relleno de la Quebrada del río Machángara



Objetivos del tratamiento

El tratamiento se ha previsto fundamentalmente para evitar los flujos de terreno excesivos hacia la excavación y limitar la subsidencia inducida dentro de los niveles considerados como admisibles para las edificaciones y los viales. En consecuencia los desplazamientos inducidos por la excavación no deben superar los siguientes umbrales:

Para los edificios contiguos:

ASIENTO MÁXIMO:	10 mm
DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA:	1-2000
DEFORMACIÓN HORIZONTAL :	0,15 %

Bajo los viales:

ASIENTO MÁXIMO:	20 mm
DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA:	1/1000
DEFORMACIÓN HORIZONTAL :	0,15 %

Bajo la zona de parque, sin edificios anexos:

ASIENTO MÁXIMO:	50 mm
DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA:	1/100
DEFORMACIÓN HORIZONTAL :	1,5 %

Estos valores tienen un carácter meramente orientativo a efectos de seguimiento durante el proceso constructivo y deberá de ser evaluado en función de las características particulares de cada elemento o estructura dependiendo de su tipología y estado de conservación.

Tratamientos propuestos:

Además de un control intenso de la sobreexcavación, presión en el frente y de la inyección de relleno del gap para minimizar los efectos del propio método constructivo, se dispondrá la siguiente medida preventiva:

- **Barreras de micropilotes ejecutadas desde superficie:**

Se ha propuesto realizar paralelo a los edificios de viviendas, una doble barrera lateral de micropilotes de inclinaciones variables ejecutada desde superficie. La barrera se ejecuta paralela al límite de la fachada de los edificios, tal y como se recoge en los planos de tratamientos.

Los micropilotes serán de $\phi 150$ mm de diámetro exterior, armados con tubo de acero del tipo A-572-07, con límite elástico 360 MPa, de 110 mm de diámetro exterior y 10 mm de espesor. El mortero de relleno tendrá una resistencia característica de 15 MPa.

Los micropilotes se dispondrán con la inclinación mínima respecto de la vertical, para configurar una geometría definida por separaciones entre ejes de 1,00 m en cada fila. Las dos filas se dispondrán al trespelillo con equidistancia de 0,5 m, sensiblemente paralelas a la fachada del edificio, manteniendo un resguardo mínimo de 2,0 entre el exterior del túnel y de 1 m del límite de la parcela. El extremo final de la perforación deberá situarse a una profundidad mínima de al menos 2 m bajo la cota del eje del túnel.

- **Tratamiento de mejora del terreno mediante Jet-grouting tipo 3:**

Permite mejorar las características geotécnicas de los rellenos de la quebrada, mediante la ejecución de columnas de suelo-cemento verticales, o inclinadas bajo los edificios, realizadas desde la superficie con la técnica del jet-grouting.

El sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de triple fluido (aire, agua y lechada de cemento). El diámetro medio esperado es de 150 cm, para lo cual se prevén admisiones en el rango de 600 kg cemento / m de tratamiento.

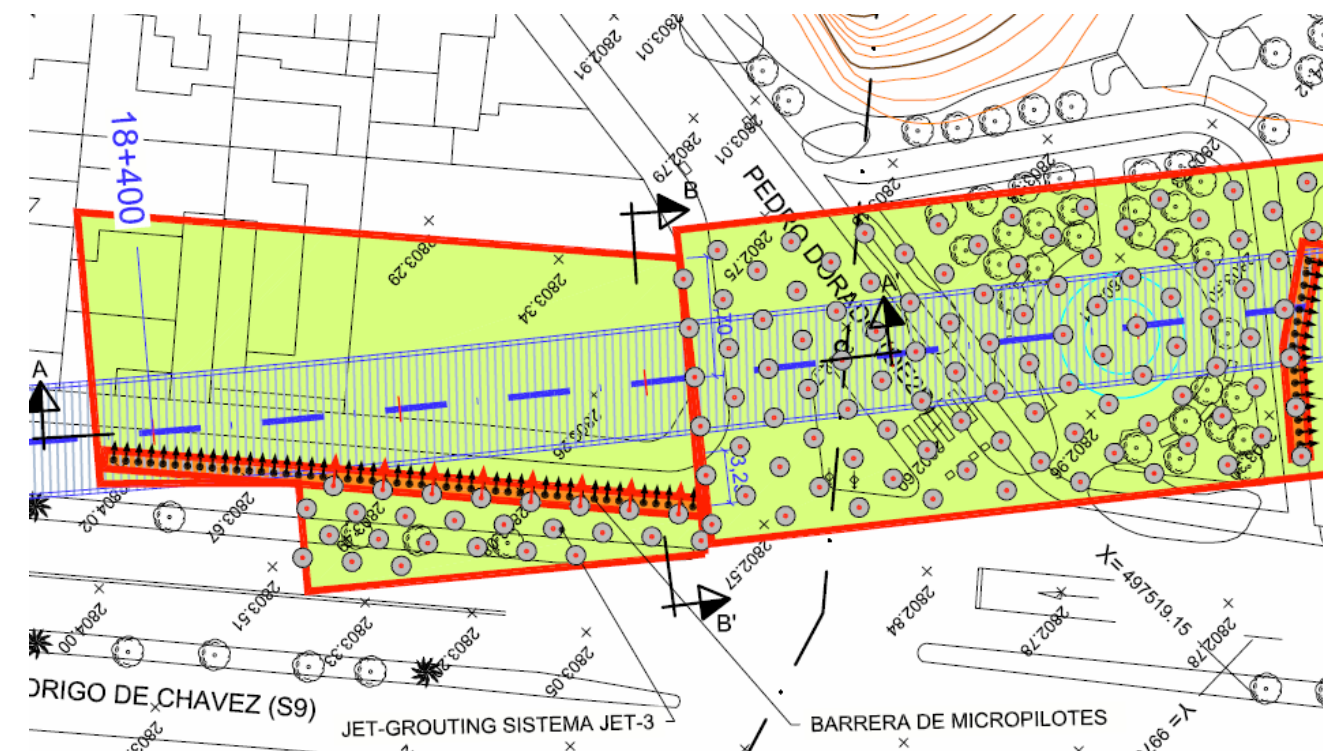
En la Av. Rodrigo de Chávez próxima a los edificios (entre los PK 18+410-18+445) se dispondrán verticales desde superficie, dispuestos en filas al trespelillo separadas 2 m entre ellas, con

separaciones entre ejes de 4 m. En el resto del tramo, donde se localiza la C/ Pedro Dorado y el parque, se proyectan estos taladros, dispuestos al trespelillo con separaciones entre ejes de 6 m y separaciones entre filas de 3 m.

Bajo los edificios se proyecta ejecutar este tratamiento con inclinación variable tal y como se indica en los planos de proyecto. Las columnas de jet-grouting se proyectan para mejorar los materiales de relleno de la quebrada, por lo que presentan una longitud variable, tal y como se refleja en los planos.

En la siguiente figura se muestra un detalle del tratamiento propuesto en esta zona

Figura 84. Tratamiento de mejora del terreno entre los PK 18+400 al PK 18+530



Precauciones durante la ejecución del tratamiento

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde superficie:**

Finalizada la perforación de los micropilotes, y previamente a la colocación del tubo, deberá controlarse que las posibles desviaciones son admisibles, operación que deberá ejecutarse sistemáticamente mediante equipos que se introducen a posteriori en el taladro y están dotados de sensores de posicionamiento, como el tipo Maxibore Reflex o similar.

Este aspecto es de especial importancia en taladros cuyos desvíos pudieran interferir con la sección de excavación del túnel, debiéndose comprobar, antes de proceder a la colocación y sellado del tubo, que se mantiene en cualquier caso un resguardo mínimo de 1,0 m. En caso

contrario, se deberá restituir el taladro defectuoso con una mezcla blanda de mortero o lechada de bajo contenido en cemento y efectuar una nueva perforación.

Por otra parte, deberá verificarse, previamente a la ejecución de los taladros, que no se afectan posibles conducciones, instalaciones o servicios enterrados, en cuyo caso, se debería modificar la posición de emboquille del taladro manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado.

- **Tratamiento de mejora del terreno mediante Jet-grouting tipo 3:**

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.15. P.K. 18+530 a P.K. 18+600

Longitud del tramo: 70 m

Elemento a proteger: Edificios de viviendas

Características del tramo en estudio:

Una vez que el trazado cruza bajo la quebrada del río Machángara, el túnel discurre bajo una zona de edificios de viviendas hasta que alcanza el solar en el que está previsto que se construya la estación de la Magdalena.

En esta zona se ha reconocido en superficie los niveles intercalados de arcilla arenosa y arena arcillosa de la formación Cangahua, que alcanzan unos 26 m de potencia. Bajo estos depósitos se ha reconocido arenas y arcillas de la Unidad Fluviolacustre. La excavación del túnel se realiza principalmente sobre las arenas arcillosas de la formación Cangahua.

Como ya se ha comentado en el tramo anterior, el nivel de agua se encuentra situado a la cota 2798 m. Este nivel se encuentra asociado principalmente a la capa de arena limosa de la formación Cangahua. Esta agua es previsible que proceda de la recarga de la ladera del barrio de la Colmena, situado al noreste de este tramo.

En este tramo el recubrimiento de suelos sobre la clave del túnel es inferior a 10 m. Se prevé que puedan producirse asientos superiores a los 20 mm.

En estas condiciones, se ha considerado conveniente la disposición de un sistema de protección que permita limitar la subsidencia en superficie a los valores indicados como tolerables para estos edificios, situados relativamente próximos a la excavación del túnel.

Características de los edificios del tramo en estudio.

En este tramo el trazado discurre bajo edificios de viviendas de 2 a 4 alturas, sin sótanos, como se observa en la siguiente fotografía de un edificio de esta zona:

Fotografía 36. Edificios de viviendas en el entorno de la Av. Rodrigo de Chávez



Objetivos del tratamiento

Los tratamientos previstos en este tramo se plantean para mantener las estructuras dentro de niveles considerados como admisibles. En este sentido, los desplazamientos inducidos por la excavación de los túneles no deberán superar los valores de referencia del rango considerado como admisible para los edificios:

ASIENTO MÁXIMO:	10	mm
DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA:	1-2000	
DEFORMACIÓN HORIZONTAL :	0,15	%

Estos valores tienen un carácter meramente orientativo a efectos de seguimiento durante el proceso constructivo y deberá de ser evaluado en función de las características particulares de cada elemento o estructura dependiendo de su tipología y estado de conservación.

Tratamientos propuestos:

Además de un control intenso de la sobreexcavación, presión en el frente y de la inyección de relleno del gap para minimizar los efectos del propio método constructivo, se dispondrá la siguiente medida preventiva:

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde pozo:**

En este tramo, se ha propuesto realizar barreras de micropilotes, ejecutadas desde pozos auxiliares. Estas barreras se distribuyen horizontalmente, con objeto de reducir en los edificios, los desplazamientos inducidos por el túnel. En aquellas perforaciones que se sitúan bajo el nivel freático, se deberá disponer de válvulas antiretorno del tipo preventer o similar. El tratamiento en planta se extiende a unos 12 m a cada lado del eje del túnel

Los micropilotes serán de ϕ 150 mm de diámetro exterior, armados con tubo de acero del tipo A-572-07 con límite elástico 360 MPa, de 110 mm de diámetro exterior y 10 mm de espesor. El mortero de relleno tendrá una resistencia característica de 15 MPa. Podrán plantearse micropilotes autoperforantes. Se dispondrán con una separación máxima de 2 m, cubriendo la extensión indicada en planos.

- **Tratamiento de impermeabilización de pozos mediante Jet-grouting tipo 3:**

El pozo se encuentra parcialmente excavado bajo el nivel de agua medido en proyecto, por lo que se plantea realizar un tratamiento que permita reducir la presencia de agua en el interior del mismo.

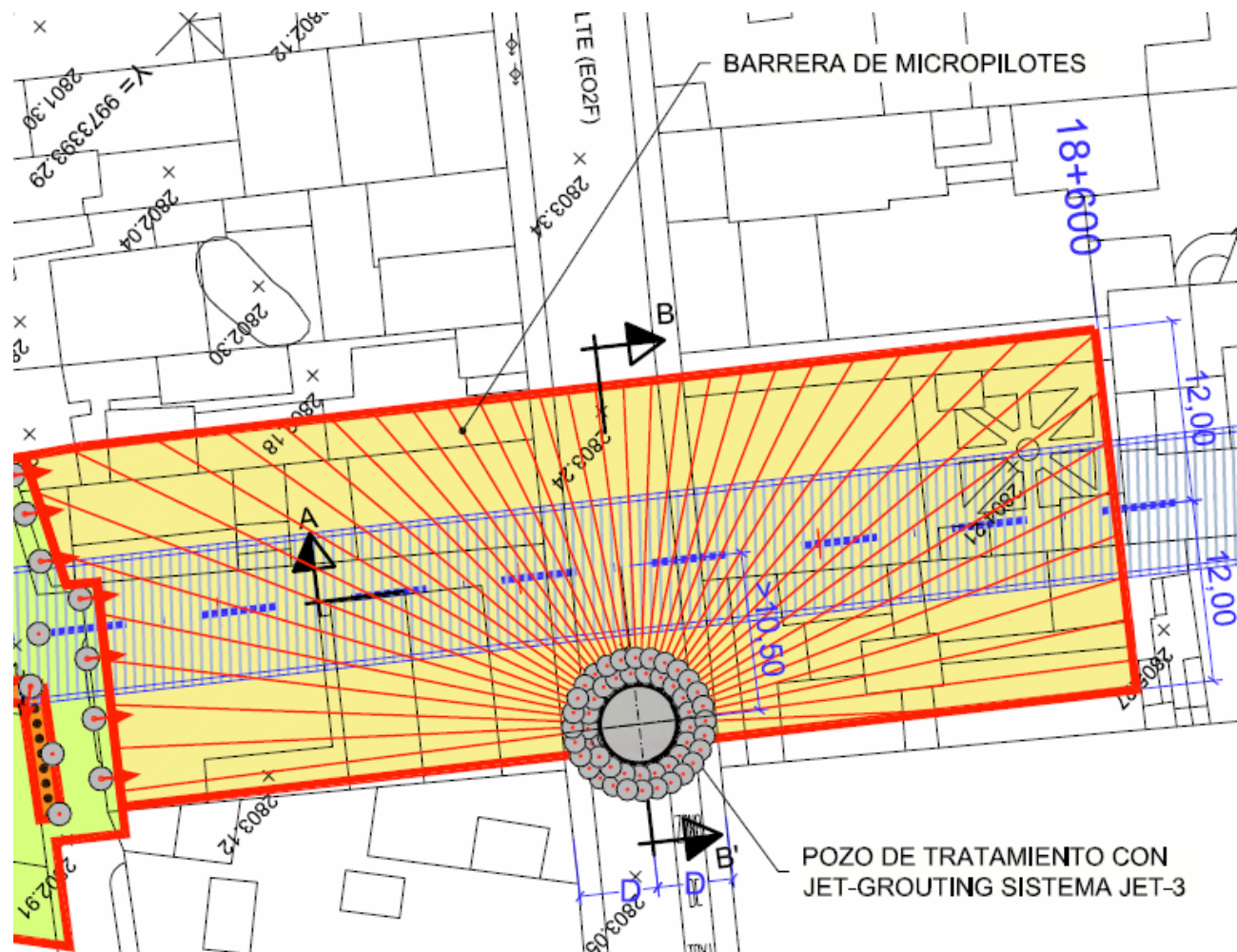
Este tratamiento consiste en ejecutar columnas de suelo-cemento verticales, realizadas desde la superficie con la técnica del jet-grouting, según se recoge en los planos de tratamientos.

El sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de triple fluido (aire, agua y lechada de cemento). El diámetro medio esperado es de 150 cm, para lo cual se prevén admisiones en el rango de 600 kg cemento / m de tratamiento.

Se dispondrán verticales desde superficie, dispuestos según planos, con separaciones máximas de 1 m. El tratamiento se extiende aproximadamente 2 m desde el borde exterior de los pozos.

En la siguiente figura se recoge un detalle de este tratamiento, que se ha incluido en los planos del proyecto.

Figura 85. Barreras de micropilotes ejecutadas desde pozo en edificios situados entre el PK 18+530 al PK 18+600



Este aspecto es de especial importancia en taladros cuyos desvíos pudieran interferir con la sección de excavación del túnel, debiéndose comprobar, antes de proceder a la colocación y sellado del tubo, que se mantiene en cualquier caso un resguardo mínimo de 1,0 m. En caso contrario, se deberá restituir el taladro defectuoso con una mezcla blanda de mortero o lechada de bajo contenido en cemento y efectuar una nueva perforación.

Por otra parte, deberá verificarse, previamente a la ejecución de los taladros, que no se afectan posibles conducciones, instalaciones o servicios enterrados, en cuyo caso, se debería modificar la posición de emboquille del taladro manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado.

- **Tratamiento de impermeabilización de pozos mediante Jet-grouting tipo 3:**

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

Precauciones durante la ejecución del tratamiento

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde pozo:**

Los taladros para ejecución de los micropilotes se radiarán desde el pozo para cumplir los criterios de separación indicados en planos.

Dadas las grandes longitudes, necesarias para cubrir las superficies requeridas, deberán extremarse las condiciones de replanteo y ejecución del emboquille de los taladros y orientación para evitar desvíos inadmisibles.

Finalizada la perforación, y previamente a la colocación del tubo, deberá controlarse que las posibles desviaciones son admisibles, operación que deberá ejecutarse sistemáticamente mediante equipos que se introducen a posteriori en el taladro y están dotados de sensores de posicionamiento, como el tipo Maxibore Reflex o similar.

11.16. P.K. 21+360 a P.K. 21+500

Longitud del tramo: 140 m

Elemento a proteger: Galerías en la estación de San Francisco

Características del tramo en estudio:

La estación de San Francisco se proyecta ubicada en el centro histórico de Quito, en la plaza del mismo nombre. En esta zona se reconocen numerosos edificios de estilo colonial, edificados sobre las ruinas de lo que fue una parte importante del Imperio Inca.

La estación se encuentra situada sobre intercalaciones de arena arcillosa y arcilla arenosa de la formación Cangahua. De acuerdo con la información disponible de la campaña de investigación geotécnica efectuada, el nivel de agua se encuentra localizado en torno a la cota 2811 m, asociado a los niveles más arenosos de esta formación Cangahua.

Para reducir las afecciones en superficie, se ha proyectado una serie de galerías en ambos lados de la estación, que permiten el paso de viajeros entre uno y otro lado de la estación.

Durante la ejecución de estas galerías se ha considerado conveniente disponer de un sistema de protección sobre los diferentes entronques de estas galerías, limitando la subsidencia que se puede producir en superficie como consecuencia de estas excavaciones.

Características de los edificios del tramo en estudio.

En esta zona predominan los edificios de estilo colonial, de 2 y 3 alturas, sin sótano, destacando, al oeste de la plaza, la Iglesia y el Convento de San Francisco de Asís, que forman parte del patrimonio histórico de Quito. En las siguientes fotografías se muestran algunos de los edificios existentes en la plaza.

Fotografía 37. Vista aérea de la plaza de San Francisco. Se observa la Iglesia y el convento de S.Francisco de Asís



Fotografía 38. Vista de los edificios situados al suroeste de la Plaza de S.Francisco



Objetivos del tratamiento

Como se ha comentado, es un sistema preventivo, que se proyecta colocar sobre los diferentes entronques de estas galerías, limitando la subsidencia que se puede producir en superficie como consecuencia de la excavación de las mismas.

Tratamientos propuestos:

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde el recinto de la estación:**

Se ha propuesto realizar desde el interior del recinto de la estación de San Francisco barreras de micropilotes, situadas sobre los distintos entronques de galerías.

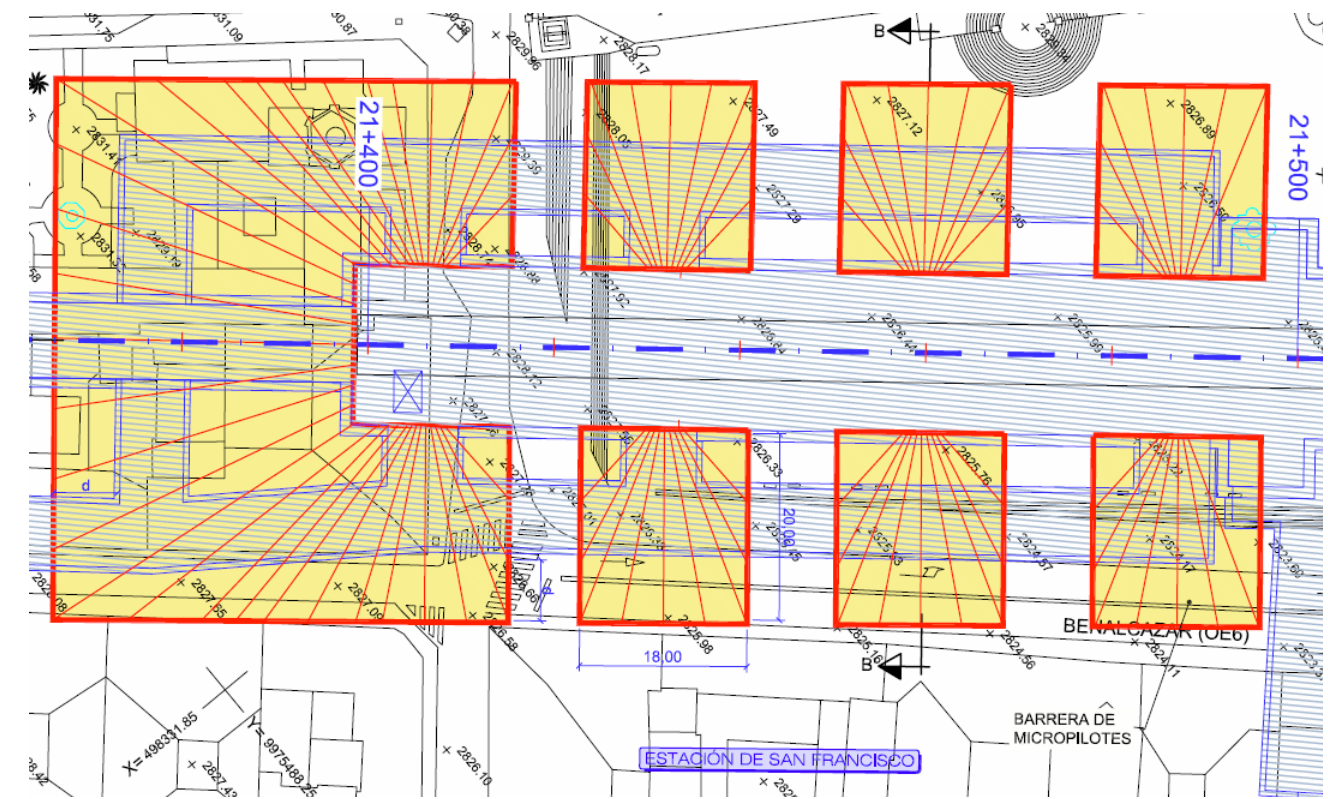
Estas barreras se distribuyen horizontalmente, con objeto de reducir en superficie los desplazamientos inducidos por la excavación de las propias galerías, con un área de tratamiento de 18x20 m. En la zona de conexión entre San Francisco y el acceso desde Santa Clara se ha previsto un área de tratamiento mayor, como se muestra en la figura.

No es previsible que las perforaciones se sitúen bajo el nivel freático. No obstante, en caso de detectarse la presencia de agua, se deberá disponer de válvulas antiretorno del tipo preventer o similar.

Los micropilotes serán de ϕ 150 mm de diámetro exterior, armados con tubo de acero del tipo A-572-07 con límite elástico 360 MPa, de 110 mm de diámetro exterior y 10 mm de espesor. El mortero de relleno tendrá una resistencia característica de 15 MPa. Podrán plantearse micropilotes autoperforantes. Se dispondrán con una separación máxima de 2 m, cubriendo la extensión indicada en planos.

En la siguiente figura se recoge un detalle de este tratamiento, que se ha incluido en los planos del proyecto.

Figura 86. Barreras de micropilotes ejecutadas desde la estación de San Francisco



Precauciones durante la ejecución del tratamiento

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde el recinto de la estación:**

Los taladros para ejecución de los micropilotes se radiarán desde el interior del recinto entre pantallas para cumplir los criterios de separación indicados en planos.

Previamente a la ejecución de los taladros, deberá verificarse que no se afectan posibles conducciones, instalaciones o servicios enterrados, en cuyo caso, se debería modificar la posición de emboquille del taladro manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.17. P.K. 22+330 a P.K. 22+670

Longitud del tramo: 340 m

Elemento a proteger: Edificios de viviendas

Características del tramo en estudio:

Este tramo comienza en la plaza del Teatro Nacional Sucre y finaliza en las proximidades de la Plaza de Toros Belmonte. Es uno de los tramos de menor recubrimiento de terreno sobre la clave del túnel, del orden de los 6-8 m.

El túnel excava principalmente arcillas arenosa de la formación Cangahua. Estos materiales se han reconocido desde superficie, y presentan en este tramo una potencia del orden de los 24 m. Bajo estos materiales se sitúan las tobas de la formación Cangahua no alterada.

El nivel de agua medido en este tramo se encuentra situado en torno a la cota 2794 m, por lo que se encuentra sobre la clave del túnel.

Es previsible que en esta zona se produzcan asentamientos de unos 10-20 mm, pudiendo superar en ocasiones este umbral de los 20 mm.

Con estas condiciones, se ha considerado necesario la disposición de un tratamiento de protección, que permita limitar la subsidencia a los valores indicados como tolerables para los edificios afectados por la excavación del túnel.

Características de los edificios del tramo en estudio.

Esta zona se encuentra anexa al centro histórico de Quito. Predominan edificios de viviendas de 2 a 3 alturas, sin sótanos. Al comienzo del tramo se localiza el Teatro Sucre. En la siguiente fotografía se muestra una vista aérea de la plaza del Teatro y los edificios existentes en la zona.

Fotografía 39. Vista aérea de la Plaza del Teatro Nacional Sucre



Objetivos del tratamiento

Los tratamientos previstos en este tramo se plantean para mantener las estructuras dentro de niveles considerados como admisibles. En este sentido, los desplazamientos inducidos por la excavación de los túneles no deberán superar los valores de referencia del rango considerado como admisible para los edificios:

ASIENTO MÁXIMO:	10 mm
DISTORSIÓN ANGULAR MÁXIMA:	1-2000
DEFORMACIÓN HORIZONTAL :	0,15 %

Estos valores tienen un carácter meramente orientativo a efectos de seguimiento durante el proceso constructivo y deberá de ser evaluado en función de las características particulares de cada elemento o estructura dependiendo de su tipología y estado de conservación.

Tratamientos propuestos:

Además de un control intenso de la sobreexcavación, presión en el frente y de la inyección de relleno del gap para minimizar los efectos del propio método constructivo, se dispondrá la siguiente medida preventiva:

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde pozo:**

En este tramo, se ha propuesto realizar barreras de micropilotes, ejecutadas desde pozos auxiliares. Estas barreras se distribuyen horizontalmente, con objeto de reducir en los edificios, los desplazamientos inducidos por el túnel. En aquellas perforaciones que se sitúan bajo el nivel freático, se deberá disponer de válvulas antirretorno del tipo preventer o similar. El tratamiento en planta se extiende a unos 14 m a cada lado del eje del túnel

Los micropilotes serán de ϕ 150 mm de diámetro exterior, armados con tubo de acero del tipo A-572-07 con límite elástico 360 MPa, de 110 mm de diámetro exterior y 10 mm de espesor. El mortero de relleno tendrá una resistencia característica de 15 MPa. Podrán plantearse micropilotes autoperforantes. Se dispondrán con una separación máxima de 2 m, cubriendo la extensión indicada en planos.

- **Tratamiento de impermeabilización de pozos mediante Jet-grouting tipo 3:**

Los pozos se encuentran parcialmente excavados bajo el nivel de agua, o muy próximos al nivel de agua medido en proyecto, por lo que se ha propuesto realizar un tratamiento que permita reducir la presencia de agua en el interior de los mismos.

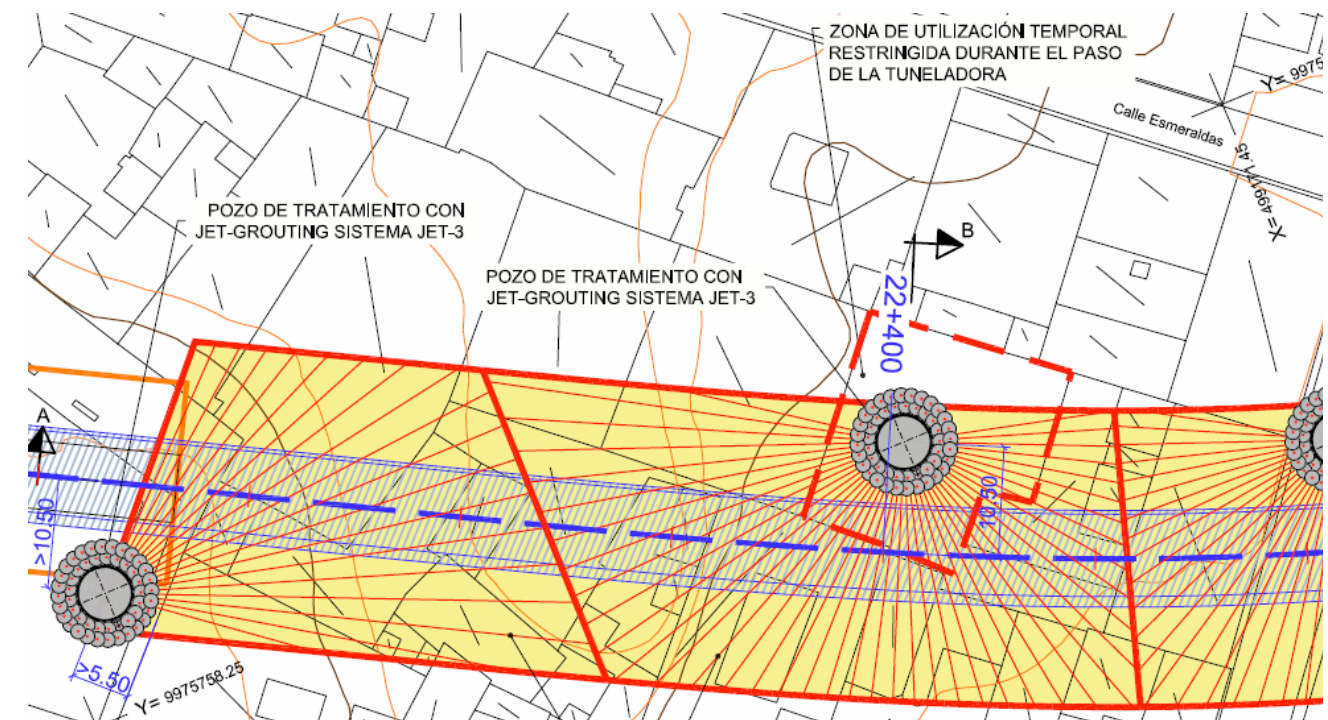
Este tratamiento consiste en ejecutar de columnas de suelo-cemento verticales, realizadas desde la superficie con la técnica del jet-grouting, según se recoge en los planos de tratamientos.

El sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de triple fluido (aire, agua y lechada de cemento). El diámetro medio esperado es de 150 cm, para lo cual se prevén admisiones en el rango de 600 kg cemento / m de tratamiento.

Se dispondrán verticales desde superficie, dispuestos según planos, con separaciones máximas de 1 m. El tratamiento se extiende aproximadamente 2 m desde el borde exterior de los pozos.

En la siguiente figura se recoge un detalle de este tratamiento, que se ha incluido en los planos del proyecto.

Figura 87. Barreras de micropilotes ejecutadas desde pozo en edificios situados entre el PK 22+330 al PK 22+670



Precauciones durante la ejecución del tratamiento

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde pozo:**

Los taladros para ejecución de los micropilotes se radiarán desde los pozos para cumplir los criterios de separación indicados en planos.

Dadas las grandes longitudes, necesarias para cubrir las superficies requeridas, deberán extremarse las condiciones de replanteo y ejecución del emboquille de los taladros y orientación para evitar desvíos inadmisibles.

Finalizada la perforación, y previamente a la colocación del tubo, deberá controlarse que las posibles desviaciones son admisibles, operación que deberá ejecutarse sistemáticamente mediante equipos que se introducen a posteriori en el taladro y están dotados de sensores de posicionamiento, como el tipo Maxibore Reflex o similar.

Este aspecto es de especial importancia en taladros cuyos desvíos pudieran interferir con la sección de excavación del túnel, debiéndose comprobar, antes de proceder a la colocación y sellado del tubo, que se mantiene en cualquier caso un resguardo mínimo de 1,0 m. En caso contrario, se deberá restituir el taladro defectuoso con una mezcla blanda de mortero o lechada de bajo contenido en cemento y efectuar una nueva perforación.

Por otra parte, deberá verificarse, previamente a la ejecución de los taladros, que no se afectan posibles conducciones, instalaciones o servicios enterrados, en cuyo caso, se debería modificar la posición de emboquille del taladro manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado.

- **Tratamiento de impermeabilización de pozos mediante Jet-grouting tipo 3:**

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.18. P.K. 23+470 a P.K. 23+525

Longitud del tramo: 55 m.

Elementos a proteger: Edificios de oficinas y viviendas entre las calles de Sodiro (N14), Gran Colombia y Luis SAA (E4A).

Características del tramo en estudio:

El trazado discurre desde la estación de la Alameda paralelo a la calle Gran Colombia y la Avenida 12 de Octubre hasta la calle Avenida Tarqui cruzando bajo varias edificaciones hasta el parque dónde se encuentra la estación de El Ejido.

En este tramo tenemos un nivel mínimo de rellenos en el que nos encontramos la unidad CI sobre la clave del túnel.

El nivel freático en este tramo varía entre los 18 m y los 10 m siendo más elevado desde el PK 23+980 hasta la estación de El Ejido.

En este tramo nos encontramos con que el túnel tendrá una cobertera del entorno a los 13 m y la excavación de éste será alternando dentro de las formaciones Cangahua la Limo-Arcillosa, Coluvial y Areno-Limosa.

Características de los edificios del tramo en estudio:

El trazado al salir de la estación de La Alameda se encuentra con unas edificaciones de entre 2 y 6 plantas, sin sótanos de forma general además de un edificio singular de 10 Plantas y 2 Sótanos.

En las siguientes fotografías se muestran las edificaciones de la zona localizadas entre las calles de Sodiro y Pazmiño.



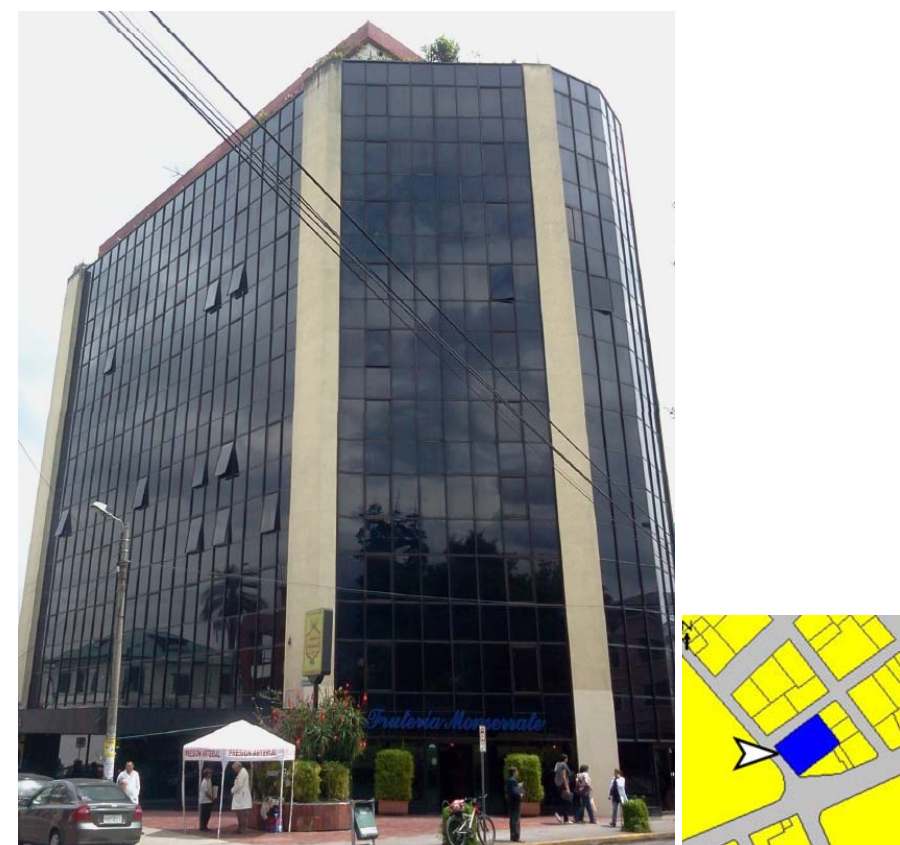
Edificio 6 Plantas y 0 Sótanos



Edificios de 1 y 2 Plantas y 0 Sótanos



Edificio 5 Plantas y 1 Sótano.

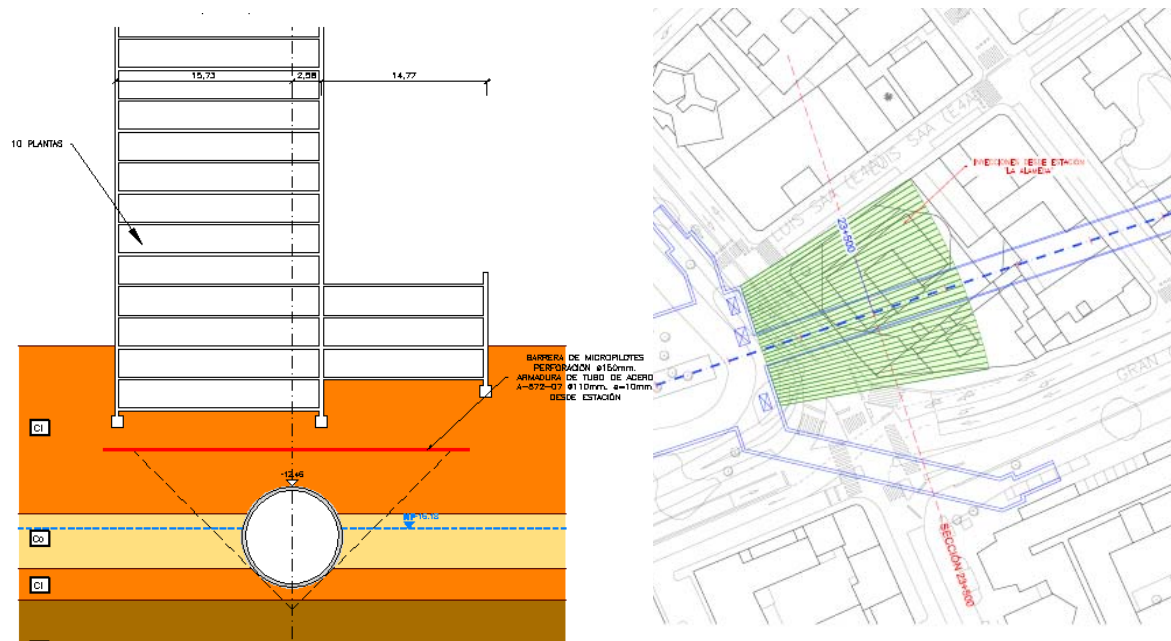


Edificio 10 Plantas y 2 Sótanos

Tratamientos:

En esta zona se han dispuesto barreras de micropilotes realizados desde la estación de La Alameda. Estos micropilotes se distribuyen horizontalmente desde la estación de La Alameda formando un abanico según se indica en las siguientes figuras. En las perforaciones que estén bajo el nivel freático se dispondrán de válvulas antiretorno.

Los micropilotes horizontales tienen un diámetro de perforación de 150 mm cuyo interior está formado por una armadura tubular de acero tipo A-572-07 con límite elástico 360 Mpa, de 110 de diámetro exterior y 10 mm de espesor. Se rellenará tanto por fuera como por dentro de la camisa con un mortero con una resistencia característica de 15 Mpa. La distribución abanicada dispondrá de una separación máxima de 2 m de tal forma que se cubra la extensión que se ha indicado en los planos.



Precauciones durante la ejecución del tratamiento:

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde estación:**

Los taladros para ejecución de los micropilotes se radiarán desde la estación para cumplir los criterios de separación indicados en planos.

Dadas las grandes longitudes, necesarias para cubrir las superficies requeridas, deberán extremarse las condiciones de replanteo y ejecución del emboquille de los taladros y orientación para evitar desvíos inadmisibles.

Finalizada la perforación, y previamente a la colocación del tubo, deberá controlarse que las posibles desviaciones son admisibles, operación que deberá ejecutarse sistemáticamente mediante equipos que se introducen a posteriori en el taladro y están dotados de sensores de posicionamiento, como el tipo Maxibore Reflex o similar.

Este aspecto es de especial importancia en taladros cuyos desvíos pudieran interferir con la sección de excavación del túnel, debiéndose comprobar, antes de proceder a la colocación y sellado del tubo, que se mantiene en cualquier caso un resguardo mínimo de 1,0 m. En caso contrario, se deberá restituir el taladro defectuoso con una mezcla blanda de mortero o lechada de bajo contenido en cemento y efectuar una nueva perforación.

Por otra parte, deberá verificarse, previamente a la ejecución de los taladros, que no se afectan posibles conducciones, instalaciones o servicios enterrados, en cuyo caso, se debería modificar la posición de emboquille del taladro manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.19. P.K. 24+600 a P.K. 24+860

Longitud del tramo: 260 m.

Elementos a proteger: Edificios de oficinas y viviendas en la Avenida Pérez Guerrero con el cruce de la Calle 10 de Agosto.

Características del tramo en estudio:

El trazado discurre desde la estación de El Ejido y posteriormente discurre por la Avenida Pérez Guerrero hasta la Calle 10 de Agosto.

En este tramo tenemos un nivel de rellenos de entorno a los 4-5 m en todo el tramo. Bajo este relleno nos encontramos con la unidad FI-Ca con una potencia de 8 m. Bajo la Carolina nos encontramos con la unidad CI.

El nivel freático en este tramo varía entre los 15 m y los 16 m siendo más elevado en las cercanías de la estación de El Ejido.

En este tramo nos encontramos con que el túnel tendrá una cobertera del entorno a los 14-15 m y la excavación de éste será en todo momento sobre la Unidad Cangahua la Limo-Arcillosa.

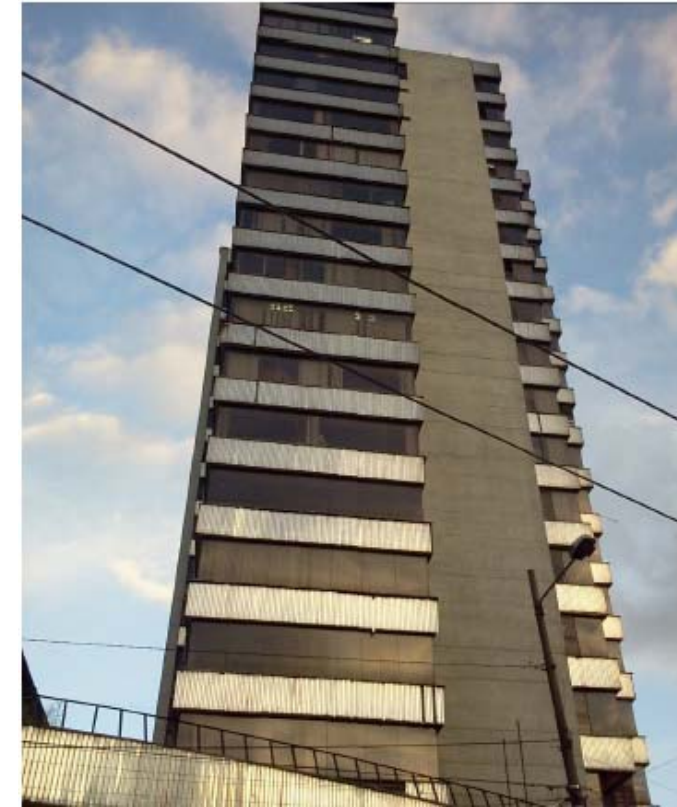
Características de los edificios del tramo en estudio:

El trazado saliendo desde la estación de El Ejido al llegar a la Avenida Pérez Guerrero nos encontramos edificaciones de viviendas y oficinas de entre 2 y 3 plantas de forma general, además de dos edificaciones más singulares de mayor altura.

En las siguientes fotografías se muestran las edificaciones de la zona localizadas en la Avenida Pérez Guerrero.



Edificios de la zona de entre 2 y 3 plantas sin sótanos.



Edificio singular 20 Plantas y 3 Sótanos (PK 24+650)



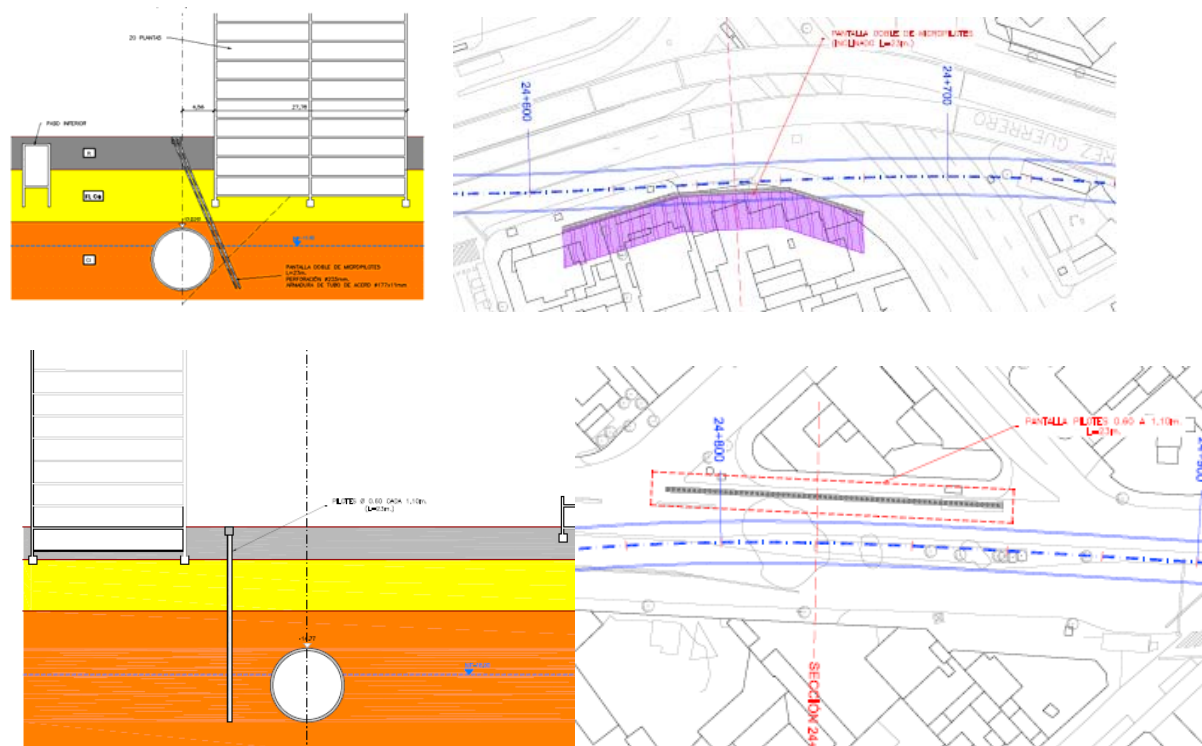
Edificio singular 9 Plantas y 1 Sótanos (PK 24+820)

Tratamientos:

En esta zona se han dispuesto barreras de micropilotes inclinados para la edificación situada en torno al PK 24+650 y pilotes para la edificación situada en el PK 24+820.

La pantalla de micropilotes inclinados se ha dispuesto en dos filas al tresbolillo con una separación interjeje de 50 cm. Esta pantalla de micropilotes posee una viga de atado en cabeza de tal forma que haga que éstos trabajen de forma conjunta. Los micropilotes serán de 225 mm de diámetro de perforación y estarán armados con un tubo de acero tipo N-80 cuyo límite elástico es de 560 Mpa. La armadura tiene un diámetro exterior de 177 mm y un espesor de 11 mm. Se dispondrá de una lechada de cemento con el fin de rellenar la perforación y rigidizar el micropilote. Esta pantalla de micropilotes tendrá una longitud de 23 m.

La pantalla de pilotes dispuestos tendrá un diámetro de 0,60 m y una separación entre pilotes de 1,10 m. los pilotes estarán cosidos con una viga de atado que ayudará a su funcionamiento y protección y tendrán 23 m de longitud con el fin de recoger la zona de influencia del túnel sobre las estructuras colindantes.



Precauciones durante la ejecución del tratamiento:

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde superficie:**

Los taladros para ejecución de los micropilotes se realizarán desde superficie cumpliendo las separaciones indicadas en planos.

Deberán extremarse las condiciones de replanteo y ejecución del emboquille de los taladros y orientación para evitar desvíos inadmisibles.

Finalizada la perforación, y previamente a la colocación del tubo, deberá controlarse que las posibles desviaciones son admisibles, operación que deberá ejecutarse sistemáticamente mediante equipos que se introducen a posteriori en el taladro y están dotados de sensores de posicionamiento, como el tipo Maxibore Reflex o similar.

Este aspecto es de especial importancia en taladros cuyos desvíos pudieran interferir con la sección de excavación del túnel, debiéndose comprobar, antes de proceder a la colocación y sellado del tubo, que se mantiene en cualquier caso un resguardo mínimo de 1,0 m. En caso contrario, se deberá restituir el taladro defectuoso con una mezcla blanda de mortero o lechada de bajo contenido en cemento y efectuar una nueva perforación.

Por otra parte, deberá verificarse, previamente a la ejecución de los taladros, que no se afectan posibles conducciones, instalaciones o servicios enterrados, en cuyo caso, se debería modificar la posición de emboquille del taladro manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.20. P.K. 25+200 a P.K. 25+450

Longitud del tramo: 250 m.

Elementos a proteger: Paso inferior Avda. Pérez Guereño – Avda. América y teatro universitario

Características del tramo en estudio: En este tramo el trazado discurre por la Avenida Pérez Guerrero y se desvía por la Avenida de América.

En este tramo el trazado discurre alejado de las edificaciones y estructuras colindantes a excepción del paso inferior que se encuentra en la conexión de las dos avenidas citadas y el Teatro Universitario que en ambos casos el túnel pasa por debajo de ellos.

Nos encontramos con un perfil geotécnico con unos rellenos superficiales de entre 2 y 3 metros y bajo éstos la unidad Cangahua limo-arcillosa.

El nivel freático se encuentra siempre por debajo del túnel variable y más profundo según avanza el trazado entre 21 y 26 m de profundidad.

En este tramo nos encontramos con que el túnel tendrá una cobertera del entorno a los 11-13 m y la excavación de éste será en todo momento sobre la Unidad Cangahua la Limo-Arcillosa.

Características de los edificios del tramo en estudio:

En el tramo hay edificaciones de diversa altura, de entre 4 y 13 Plantas tal y como se muestra en las siguientes fotografías. Éstas edificaciones quedan lejos de la traza por lo que no se prevé ningún tratamiento para proteger dichas edificaciones.

En las siguientes fotografías se muestran las edificaciones de la zona localizadas entre la Avenida Pérez Guerrero y la Avenida América.



En este tramo el trazado discurre bajo un paso inferior y bajo el Teatro universitario



Paso inferior Avda. Pérez Guereño – Avda. América

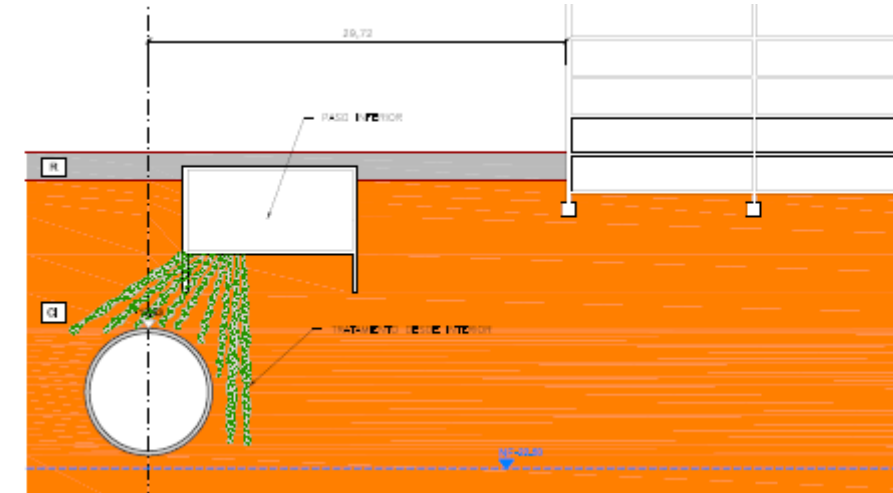
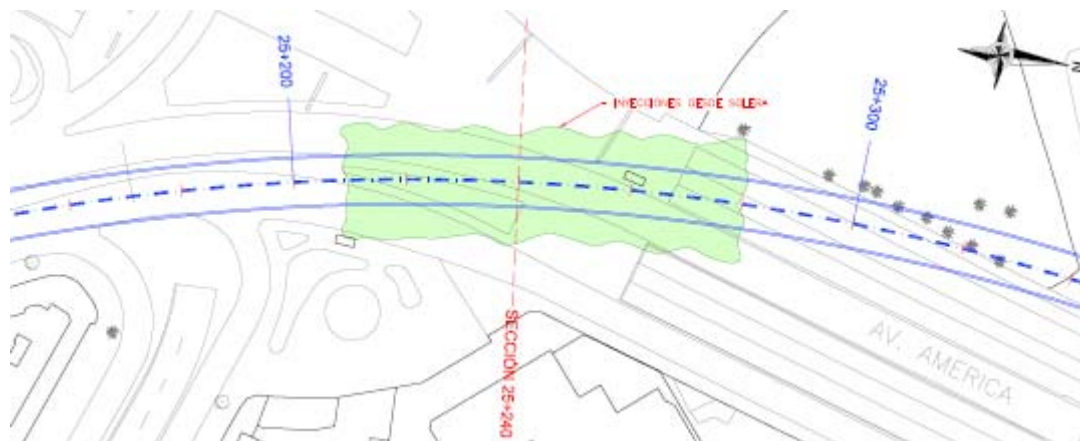


Teatro Universitario

Tratamientos:

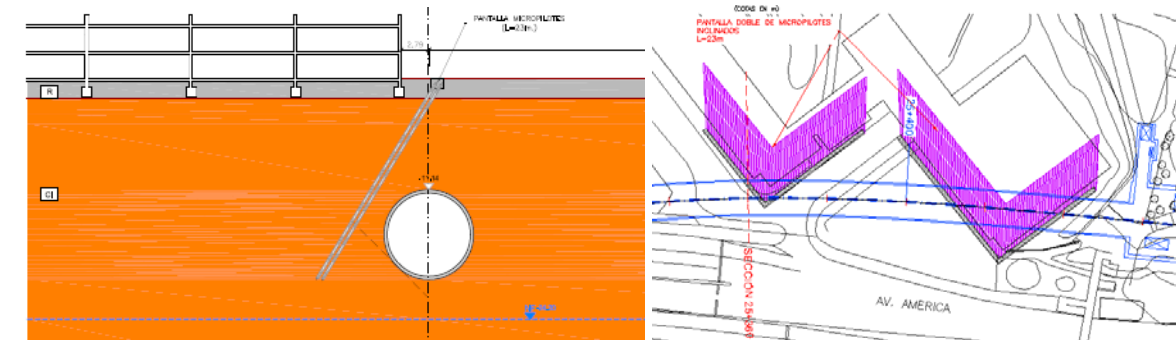
En la zona del paso inferior se dispone de un tratamiento de Jet Grouting ejecutado desde el interior del propio paso inferior con el fin de reducir los asentamientos que se pudieran producir por el paso del túnel bajo éste.

El tratamiento consiste en ejecutar columnas tanto verticales como inclinadas de Jet-Grouting desde el interior del paso inferior. El Jet-Grouting a ejecutar será de tipo 1 o monofluído en el que una vez se termina la excavación se retira el varillaje y se procede a inyectar lechada a alta presión por dos toberas una en el extremo para inyectar y una en el inferior para cementar. El diámetro previsto será de unos 60-80 cm.



En la zona del teatro universitario se procede a disponer de una barrera de micropilotes inclinados ejecutados desde superficie de tal modo que los desplazamientos horizontales y verticales del terreno se vean reducidos en la cimentación del edificio.

La pantalla de micropilotes inclinados se ha dispuesto en dos filas al tresbolillo con una separación interteje de 50 cm. Esta pantalla de micropilotes posee una viga de atado en cabeza de tal forma que haga que éstos trabajen de forma conjunta. Los micropilotes serán de 225 mm de diámetro de perforación y estarán armados con un tubo de acero tipo N-80 cuyo límite elástico es de 560 Mpa. La armadura tiene un diámetro exterior de 177 mm y un espesor de 11 mm. Se dispondrá de una lechada de cemento con el fin de rellenar la perforación y rigidizar el micropilote.

**Precauciones durante la ejecución del tratamiento:**

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde superficie:**

Los taladros para ejecución de los micropilotes se realizarán desde superficie cumpliendo las separaciones indicadas en planos.

Deberán extremarse las condiciones de replanteo y ejecución del emboquille de los taladros y orientación para evitar desvíos inadmisibles.

Finalizada la perforación, y previamente a la colocación del tubo, deberá controlarse que las posibles desviaciones son admisibles, operación que deberá ejecutarse sistemáticamente mediante equipos que se introducen a posteriori en el taladro y están dotados de sensores de posicionamiento, como el tipo Maxibore Reflex o similar.

Este aspecto es de especial importancia en taladros cuyos desvíos pudieran interferir con la sección de excavación del túnel, debiéndose comprobar, antes de proceder a la colocación y sellado del tubo, que se mantiene en cualquier caso un resguardo mínimo de 1,0 m. En caso contrario, se deberá restituir el taladro defectuoso con una mezcla blanda de mortero o lechada de bajo contenido en cemento y efectuar una nueva perforación.

Por otra parte, deberá verificarse, previamente a la ejecución de los taladros, que no se afectan posibles conducciones, instalaciones o servicios enterrados, en cuyo caso, se debería modificar la posición de emboquille del taladro manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado.

- **Tratamiento de impermeabilización de pozos mediante Jet-grouting tipo 3:**

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.21. P.K. 25+900 a P.K. 26+530

Longitud del tramo: 630 m.

Elementos a proteger: Edificaciones tanto de oficinas como viviendas de entre 2 y 12 plantas en altura así como edificaciones sin sótanos de forma general y con varios sótanos en casos puntuales.

Características del tramo en estudio:

El trazado discurre por la Avenida de América cruzando hacia el Este a la altura de la Avenida de Colón pasando bajo las edificaciones que se van a tratar en este tramo hasta alinearse con la Avenida de Eloy Alfaro.

Las características geotécnicas del tramo son variables según avanza el trazado. En superficie tenemos un Relleno antrópico de forma general del entorno a 2-3 m, no obstante en torno a los primeros pks del tramo y en torno al PK 26+080 nos encontramos con un Relleno de Quebrada de mayor potencia de entre 6 y 11 m.

Bajo el relleno nos encontramos los Depósitos Palustre-Lacustre y Aluvial La Carolina cuya potencia es variable y alcanza unas profundidades de entorno a la clave del túnel en todo el tramo. Después nos encontramos con el estrato de Cangahua Limo-Arcilloso.

El nivel freático se encuentra al comienzo del tramo bajo el túnel a unos 33 m de profundidad y se va elevando según avanza el trazado hasta una profundidad máxima de unos 17 m.

En este tramo nos encontramos con que el túnel tendrá una cobertera del entorno a los 14-23 m y la excavación de éste será en todo momento sobre la Unidad Cangahua Limo-Arcillosa a excepción de la última zona del tramo en la que nos encontraremos con la Unidad Cangahua Areno-Limosa.

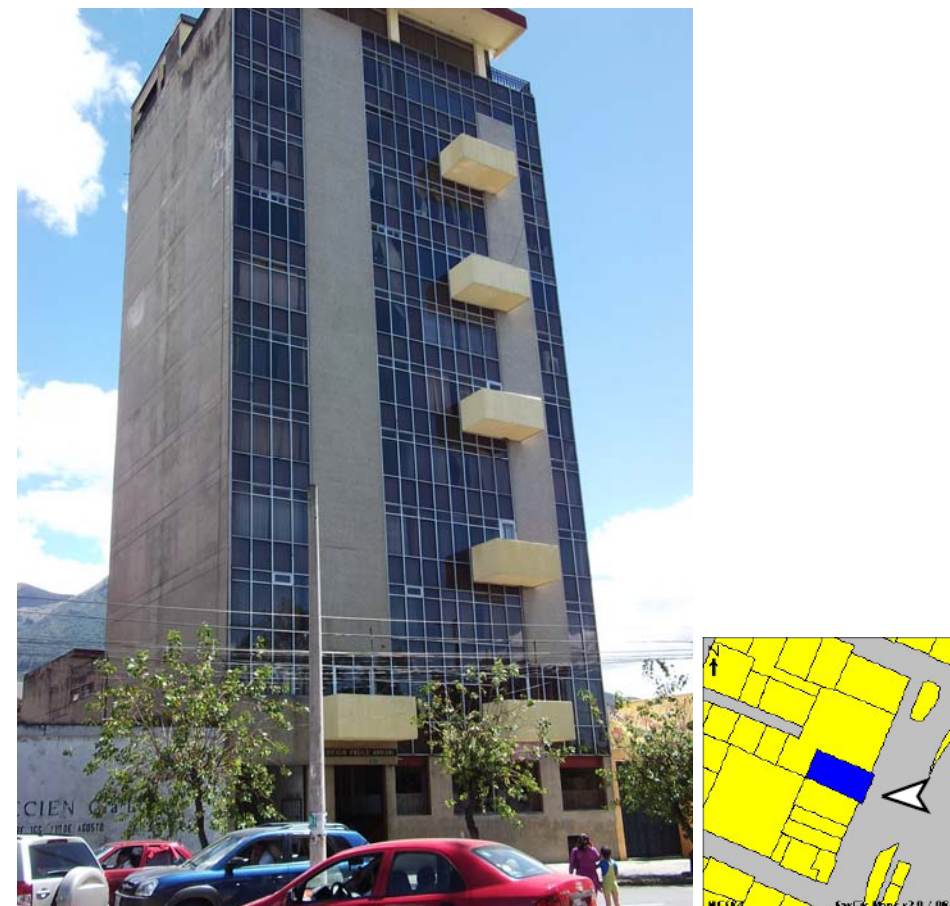
Características de los edificios del tramo en estudio:

En este tramo nos encontramos de forma general edificaciones de entre 2 y 6 plantas habitualmente sin sótanos y con alguna edificación singular de mayor altura (12 Plantas) en la que sí encontramos dos sótanos.

En las siguientes fotografías se muestran las edificaciones de la zona localizadas entre la Avenida de Colón y la Calle Berlín.



Edificio 6 plantas y 0 sótanos.



Edificio singular 12 plantas y 2 sótanos.



Edificio 2 plantas y 0 sótanos.



Paso inferior y superior en torno al PK 26+460



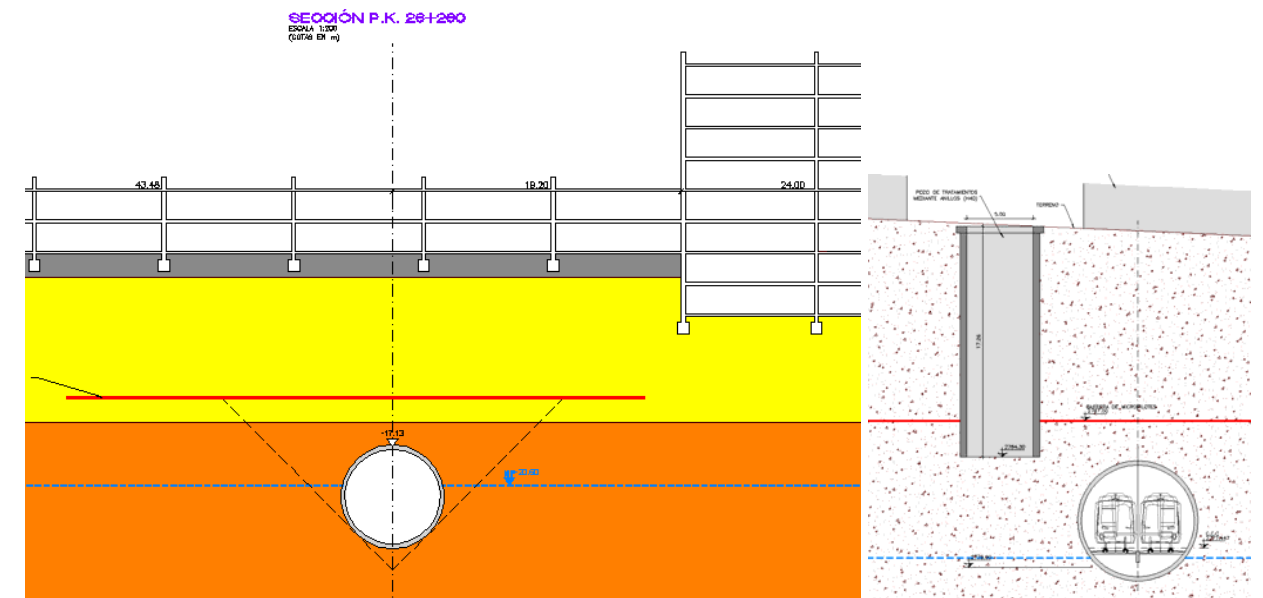
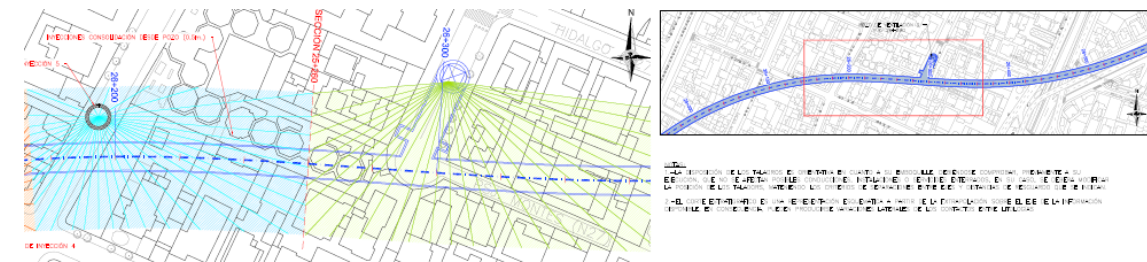
Edificio singular 6 Plantas y 0 Sótanos junto a paso superior.

Tratamientos:

En este tramo se disponen de 6 pozos de inyección desde los que se ejecutarán barreras de micropilotes con el fin de rigidizar y reducir los asentamientos que se produzcan en los edificios. También se procederá a realizar estas barreras de micropilotes desde el pozo de ventilación 9.

En esta zona se han dispuesto barreras de micropilotes realizados desde los pozos de inyecciones que se han ejecutado para la realización de estos micropilotes. Estos micropilotes se distribuyen horizontalmente desde los pozos formando un abanico según se indica en las siguientes figuras. En las perforaciones que estén bajo el nivel freático se dispondrán de válvulas antiretorno.

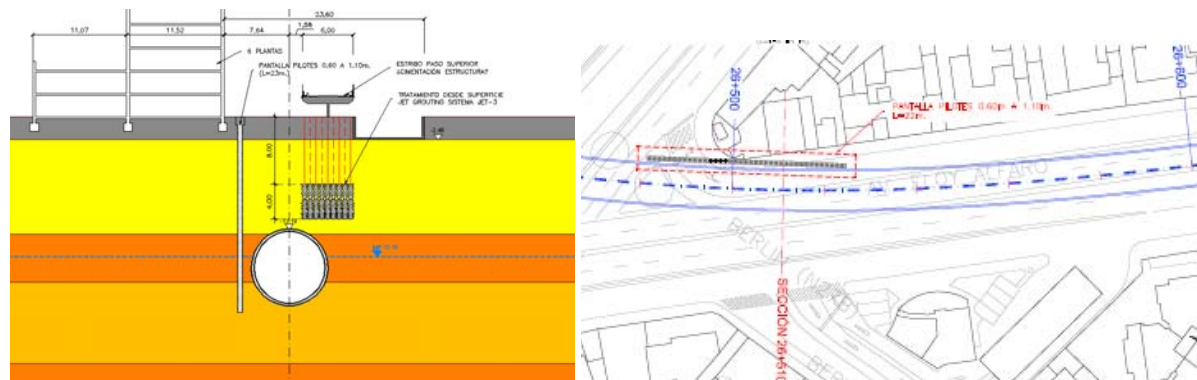
Los micropilotes horizontales tienen un diámetro de perforación de 150 mm cuyo interior está formado por una armadura tubular de acero tipo A-572-07 con límite elástico 360 Mpa, de 110 de diámetro exterior y 10 mm de espesor. Se rellenará tanto por fuera como por dentro de la camisa con un mortero con una resistencia característica de 15 Mpa. La distribución abanicada dispondrá de una separación máxima de 2 m de tal forma que se cubra la extensión que se ha indicado en los planos.



Por otro lado se procede a proteger tanto el edificio como la cimentación del estribo de paso superior, la cuál se desconoce mediante unos pilotes el primero y mediante unas inyecciones de Jet Grouting lo segundo.

La pantalla de pilotes dispuestos tendrá un diámetro de 0,60 m y una separación entre pilotes de 1,10 m los pilotes estarán cosidos con una viga de atado que ayudará a su funcionamiento y protección y tendrán 23 m de longitud con el fin de recoger la zona de influencia del túnel sobre las estructuras colindantes.

El tratamiento en el estribo consiste en ejecutar columnas tanto verticales como inclinadas de Jet-Grouting desde superficie con el fin de minimizar los movimientos que se produzcan en el estribo del paso superior. El Jet-Grouting a ejecutar será de tipo 1 o monofluido en el que una vez se termina la excavación se retira el varillaje y se procede a inyectar lechada a alta presión por dos toberas una en el extremo para inyectar y una en el inferior para cementar. El diámetro previsto será de unos 60-80 cm.



Precauciones durante la ejecución del tratamiento:

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde pozo:**

Los taladros para ejecución de los micropilotes se radiarán desde los pozos para cumplir los criterios de separación indicados en planos.

Dadas las grandes longitudes, necesarias para cubrir las superficies requeridas, deberán extremarse las condiciones de replanteo y ejecución del emboquille de los taladros y orientación para evitar desvíos inadmisibles.

Finalizada la perforación, y previamente a la colocación del tubo, deberá controlarse que las posibles desviaciones son admisibles, operación que deberá ejecutarse sistemáticamente mediante equipos que se introducen a posteriori en el taladro y están dotados de sensores de posicionamiento, como el tipo Maxibore Reflex o similar.

Este aspecto es de especial importancia en taladros cuyos desvíos pudieran interferir con la sección de excavación del túnel, debiéndose comprobar, antes de proceder a la colocación y sellado del tubo, que se mantiene en cualquier caso un resguardo mínimo de 1,0 m. En caso contrario, se deberá restituir el taladro defectuoso con una mezcla blanda de mortero o lechada de bajo contenido en cemento y efectuar una nueva perforación.

Por otra parte, deberá verificarse, previamente a la ejecución de los taladros, que no se afectan posibles conducciones, instalaciones o servicios enterrados, en cuyo caso, se debería modificar la posición de emboquille del taladro manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado.

- **Tratamiento de impermeabilización de pozos mediante Jet-grouting tipo 3:**

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.22. P.K. 26+800 a P.K. 27+550

Longitud del tramo: 750 m.

Elementos a proteger: Calzada de la Avenida Eloy Alfaro

Características del tramo en estudio:

El trazado discurre por la Avenida de Eloy Alfaro hasta el cruce de ésta con la Avenida la República.

Las características geotécnicas del tramo son poco variables encontrándonos en superficie un Relleno antrópico del entorno a 5 m de potencia y posteriormente bajo el relleno nos encontramos los Depósitos Palustre-Lacustre y Aluvial La Carolina cuya potencia es variable y alcanza unas profundidades de entorno a la clave del túnel en el tramo final y más profundas hacia PK+ del tramo. Después nos encontramos con el estrato de Cangahua Limo-Arcilloso.

El nivel freático se encuentra al comienzo del tramo a unos 14 m de profundidad y se va elevando según avanza el trazado hasta una profundidad máxima de unos 6 m.

En este tramo nos encontramos con que el túnel tendrá una cobertera del entorno a los 6-8 m y la excavación de éste será en todo momento sobre los Depósitos Palustre-Lacustre y Aluvial La Carolina a excepción de la última zona del tramo en la que nos encontraremos con la Unidad Cangahua Areno-Limosa.

Tratamientos:

En este tramo se dispone un tratamiento de Jet Grouting con el fin de proteger la calzada bajo la que discurre el trazado del túnel.

El tratamiento consiste en ejecutar columnas tanto verticales de Jet-Grouting desde superficie. El Jet-Grouting a ejecutar será de tipo 3

- **Tratamiento de impermeabilización de pozos mediante Jet-grouting tipo 3:**

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.23. P.K. 28+080 a P.K. 28+200

Longitud del tramo: 120 m.

Elementos a proteger: Edificio Mundo Juvenil situado en el Parque de La Carolina.

Características del tramo en estudio:

El trazado discurre desde la Avenida Eloy Alfaro girando hacia el norte hasta quedar paralelo a la Calle Japón a la altura de la Avenida de Naciones Unidas atravesando en todo el tramo el Parque de La Carolina.

Nos encontramos a menor profundidad unos Rellenos Antrópicos de 2-3 m de espesor y bajo estos la Unidad La Carolina con una variación de entre 11 y 19 m de profundidad hasta encontrarnos con la Unidad de Cangahua Limo-Arcilloso a mayor profundidad según el avance de pks.

En este tramo el nivel freático se encuentra prácticamente a una profundidad constante en torno a los 8-9 m quedando por tanto siempre por encima del túnel.

En este tramo nos encontramos con que el túnel tendrá una cobertera del entorno a los 13 m y la excavación de éste será sobre la Unidad Cangahua Limo-Arcillosa alternándola con los depósitos La Carolina.

Características de los edificios del tramo en estudio:

En esta zona los edificios a proteger tienen dos alturas y no disponen de sótanos.



Ortofoto de los edificios a proteger



Edificio Mundo Juvenil: 2 plantas 0 sótanos

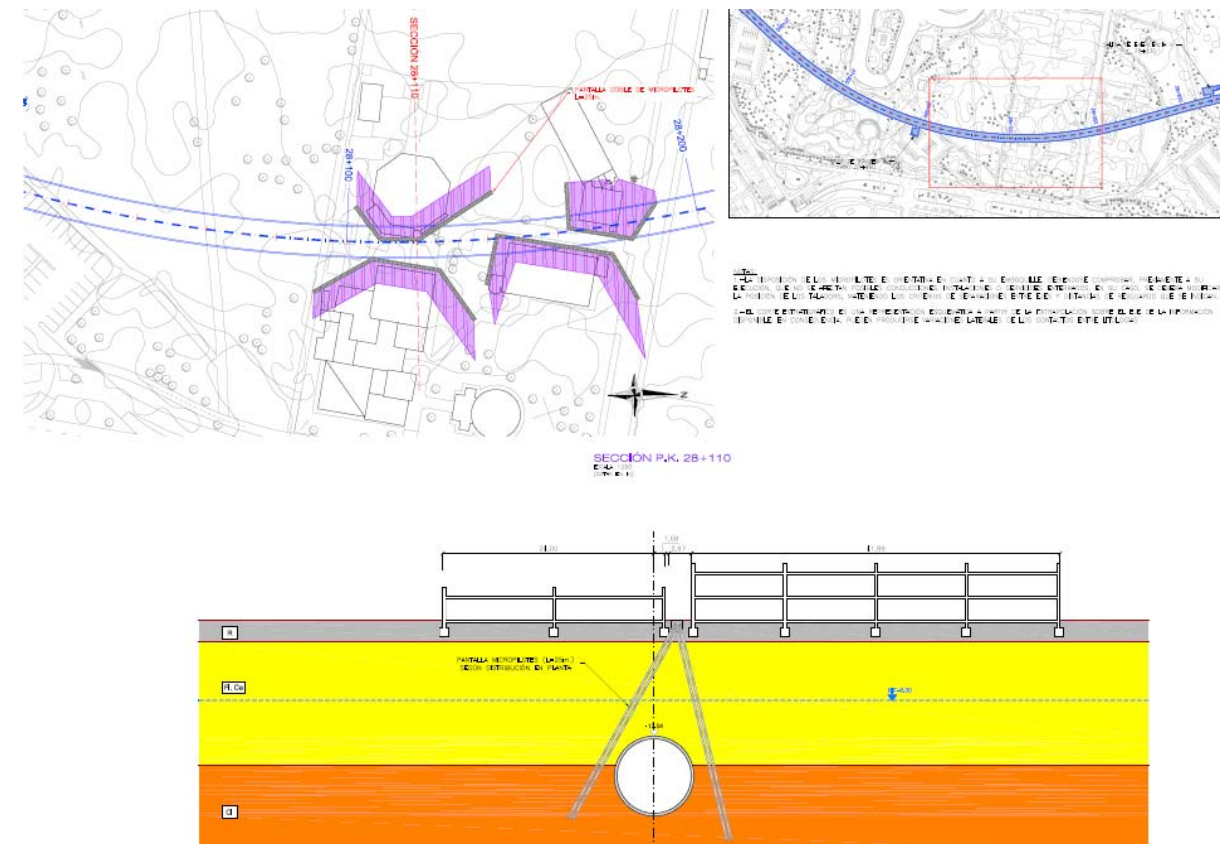


Zonas colindantes a Edificio Mundo Juvenil

Tratamientos:

Se procede a realizar barreras de micropilotes inclinados con el fin de proteger de los asientos dichas las edificaciones descritas.

La pantalla de micropilotes inclinados se ha dispuesto en dos filas al tresbolillo con una separación interteje de 50 cm. Esta pantalla de micropilotes posee una viga de atado en cabeza de tal forma que haga que éstos trabajen de forma conjunta. Los micropilotes serán de 225 mm de diámetro de perforación y estarán armados con un tubo de acero tipo N-80 cuyo límite elástico es de 560 Mpa. La armadura tiene un diámetro exterior de 177 mm y un espesor de 11 mm. Se dispondrá de una lechada de cemento con el fin de rellenar la perforación y rigidizar el micropilote.



Precauciones durante la ejecución del tratamiento:

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde superficie:**

Los taladros para ejecución de los micropilotes se realizarán desde superficie cumpliendo las separaciones indicadas en planos.

Deberán extremarse las condiciones de replanteo y ejecución del emboquille de los taladros y orientación para evitar desvíos inadmisibles.

Finalizada la perforación, y previamente a la colocación del tubo, deberá controlarse que las posibles desviaciones son admisibles, operación que deberá ejecutarse sistemáticamente mediante equipos que se introducen a posteriori en el taladro y están dotados de sensores de posicionamiento, como el tipo Maxibore Reflex o similar.

Este aspecto es de especial importancia en taladros cuyos desvíos pudieran interferir con la sección de excavación del túnel, debiéndose comprobar, antes de proceder a la colocación y sellado del tubo, que se mantiene en cualquier caso un resguardo mínimo de 1,0 m. En caso contrario, se deberá restituir el taladro defectuoso con una mezcla blanda de mortero o lechada de bajo contenido en cemento y efectuar una nueva perforación.

Por otra parte, deberá verificarse, previamente a la ejecución de los taladros, que no se afectan posibles conducciones, instalaciones o servicios enterrados, en cuyo caso, se debería modificar la posición de emboquille del taladro manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.24. P.K. 29+290 a P.K. 29+550

Longitud del tramo: 260 m.

Elementos a proteger: Edificios de viviendas, oficinas y una escuela.

Características del tramo en estudio:

El trazado discurre paralelo a la Calle Japón al Este de dicha calle desde la Avenida de las Naciones Unidas hasta el cruce con la Calle Villalengua (N38).

Las características geotécnicas del tramo son variables según avanza el trazado. En superficie tenemos un Relleno antrópico de forma general del entorno a 2-3 m, no obstante en torno a los últimos pks del tramo nos encontramos con un Relleno de Quebrada de mayor potencia de entre 3 y 4 m.

Bajo el relleno nos encontramos los Depósitos Palustre-Lacustre y Aluvial La Carolina cuya potencia es variable y alcanza unas profundidades de entre 11 y 13 m hasta encontramos con el estrato de Cangahua Limo-Arcilloso.

El nivel freático se encuentra al comienzo del tramo bajo el túnel a unos 11 m de profundidad y se va elevando según avanza el trazado hasta una altura máxima de unos 8,50 m de profundidad.

En este tramo nos encontramos con que el túnel tendrá una cobertera del entorno a los 9 m y la excavación de éste será sobre la Unidad Cangahua la Limo-Arcillosa alternándola con los depósitos La Carolina en la zona superior de la sección de túnel.

Características de los edificios del tramo en estudio:

En este tramo tenemos edificios de entre 1 y 4 plantas de forma general además de varios edificios singulares de 8 y 11 plantas.

En las siguientes fotografías se muestran las edificaciones de la zona localizadas entre la Avenida de Naciones Unidas hasta la Calle Villalengua.



Edificios generales del tramo entre 1 y 4 Plantas.



Edificio singular 10 Plantas y 0 sótanos



Edificio singular 8 Plantas y 0 sótanos

Tratamientos:

En esta zona se han dispuesto 3 pozos de inyecciones desde los que se ejecutarán barreras de micropilotes con el fin de reducir los asentamientos de los edificios de la zona. También se han dispuesto una barrera de pilotes además de unas inyecciones de Jet Grouting al final del tramo.

Las barreras de micropilotes realizados desde los pozos de inyecciones que se han ejecutado para la realización de estos micropilotes, se distribuyen horizontalmente desde los pozos formando un abanico según se indica en las siguientes figuras. En las perforaciones que estén bajo el nivel freático se dispondrán de válvulas antiretorno.

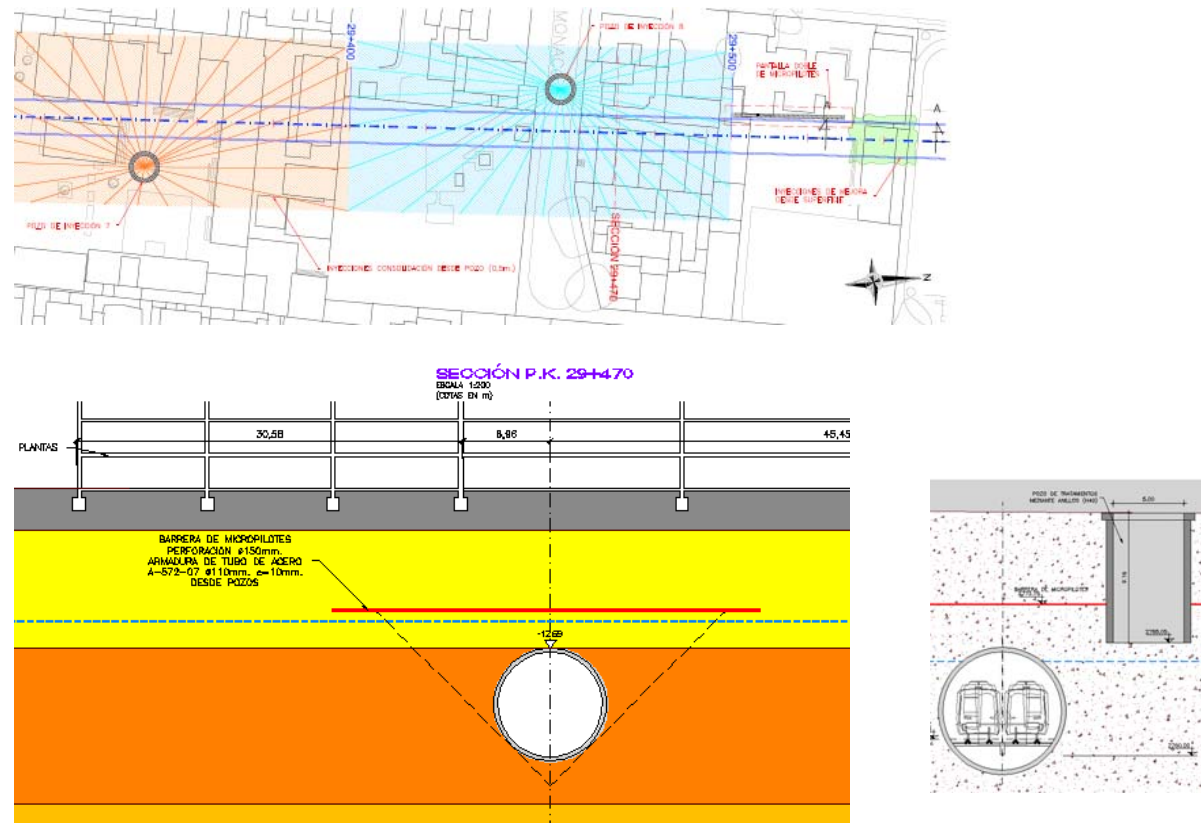
Los micropilotes horizontales tienen un diámetro de perforación de 150 mm cuyo interior está formado por una armadura tubular de acero tipo A-572-07 con límite elástico 360 Mpa, de 110 de diámetro exterior y 10 mm de espesor. Se rellenará tanto por fuera como por dentro de la camisa con un mortero con una resistencia característica de 15 Mpa. La distribución abanicada dispondrá de una separación máxima de 2 m de tal forma que se cubra la extensión que se ha indicado en los planos.

La pantalla de micropilotes inclinados se ha dispuesto en dos filas al tresbolillo con una separación interjeje de 50 cm. Esta pantalla de micropilotes posee una viga de atado en cabeza de tal forma que haga que éstos trabajen de forma conjunta. Los micropilotes serán de 225 mm de diámetro de perforación y estarán armados con un tubo de acero tipo N-80 cuyo límite elástico es de 560 Mpa.

La armadura tiene un diámetro exterior de 177 mm y un espesor de 11 mm. Se dispondrá de una lechada de cemento con el fin de rellenar la perforación y rigidizar el micropilote.

La pantalla de pilotes dispuestos tendrá un diámetro de 0,60 m y una separación entre pilotes de 1,10 m. los pilotes estarán cosidos con una viga de atado que ayudará a su funcionamiento y protección y tendrán 23 m de longitud con el fin de recoger la zona de influencia del túnel sobre las estructuras colindantes.

El tratamiento consiste en ejecutar columnas tanto verticales como inclinadas de Jet-Grouting desde el interior del paso inferior. El Jet-Grouting a ejecutar será de tipo 1 o monofluido en el que una vez se termina la excavación se retira el varillaje y se procede a inyectar lechada a alta presión por dos toberas una en el extremo para inyectar y una en el inferior para cementar. El diámetro previsto será de unos 60-80 cm.



Precauciones durante la ejecución del tratamiento:

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde pozo:**

Los taladros para ejecución de los micropilotes se radiarán desde los pozos para cumplir los criterios de separación indicados en planos.

Dadas las grandes longitudes, necesarias para cubrir las superficies requeridas, deberán extremarse las condiciones de replanteo y ejecución del emboquille de los taladros y orientación para evitar desvíos inadmisibles.

Finalizada la perforación, y previamente a la colocación del tubo, deberá controlarse que las posibles desviaciones son admisibles, operación que deberá ejecutarse sistemáticamente mediante equipos que se introducen a posteriori en el taladro y están dotados de sensores de posicionamiento, como el tipo Maxibore Reflex o similar.

Este aspecto es de especial importancia en taladros cuyos desvíos pudieran interferir con la sección de excavación del túnel, debiéndose comprobar, antes de proceder a la colocación y sellado del tubo, que se mantiene en cualquier caso un resguardo mínimo de 1,0 m. En caso contrario, se deberá restituir el taladro defectuoso con una mezcla blanda de mortero o lechada de bajo contenido en cemento y efectuar una nueva perforación.

Por otra parte, deberá verificarse, previamente a la ejecución de los taladros, que no se afectan posibles conducciones, instalaciones o servicios enterrados, en cuyo caso, se debería modificar la posición de emboquille del taladro manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado.

- **Tratamiento de impermeabilización de pozos mediante Jet-grouting tipo 1:**

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.25. P.K. 29+680 a P.K. 30+320

Longitud del tramo: 640 m.

Elementos a proteger: Edificios de viviendas y oficinas.

Características del tramo en estudio:

El trazado discurre paralelo a la Calle Japón al Este, el cuál va tomando orientación al noroeste cruzando la Calle Japón a la altura de la Calle Guerrero (N39) cruzando por tanto la Avenida Gaspar Villaroel hasta alcanzar de forma paralela la Avenida Amazonas.

Con respecto a las características geotécnicas del tramo nos encontramos a menor profundidad Relleno antrópico de forma general del entorno a 2-3 m, no obstante en torno al PK 30+010 y al PK 30+310 nos encontramos con un Relleno de Quebrada de mayor potencia de hasta 5,50 m.

Bajo el relleno nos encontramos los Depósitos Palustre-Lacustre y Aluvial La Carolina cuya potencia es muy variable incrementándose según avanza el trazado y alcanza unas profundidades inicialmente de entre 10 y 12 m hasta una profundidad a final del tramo de 32 m encontrándonos bajo éste con el estrato de Cangahua Limo-Arcilloso.

El nivel freático se encuentra en todo el tramo en torno a 8-10 m de profundidad.

En este tramo nos encontramos con que el túnel tendrá una cobertera del entorno a los 12-14 m y la excavación de éste será sobre la Unidad Cangahua la Limo-Arcillosa alternándola con los depósitos La Carolina en la parte final del tramo.

Características de los edificios del tramo en estudio:

En este tramo nos encontramos con edificios de entre 2 y 5 plantas además de alguna edificación más singular, en concreto de 8 y 12 Plantas con 1 y 2 sótanos.

En las siguientes fotografías se muestran las edificaciones de la zona localizadas entre las calles de Japón y la Avenida Amazonas.



Edificaciones generales en el tramo 2-5 Plantas y 0 Sótanos



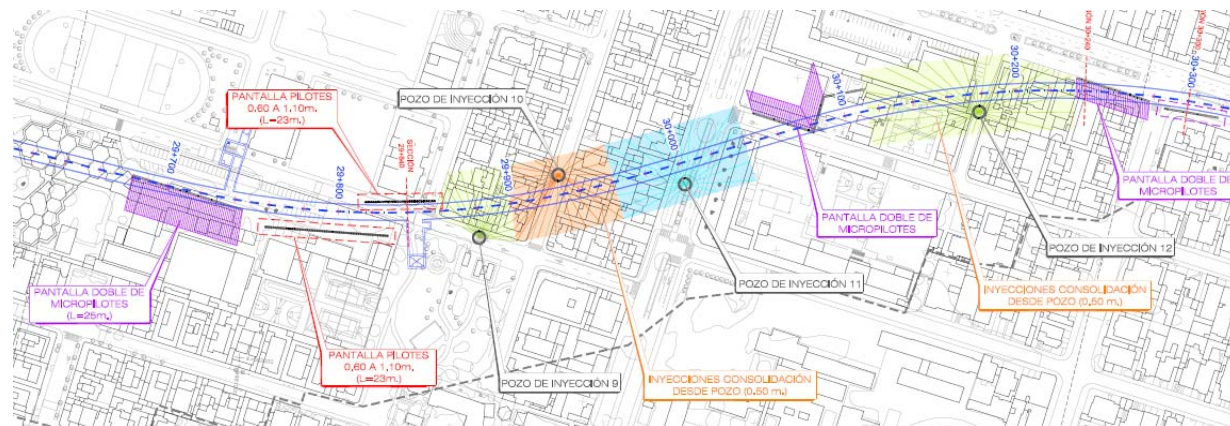
Edificio singular de 12 Plantas y 2 Sótanos



Edificio singular de 8 Plantas y 1 Sótano

Tratamientos:

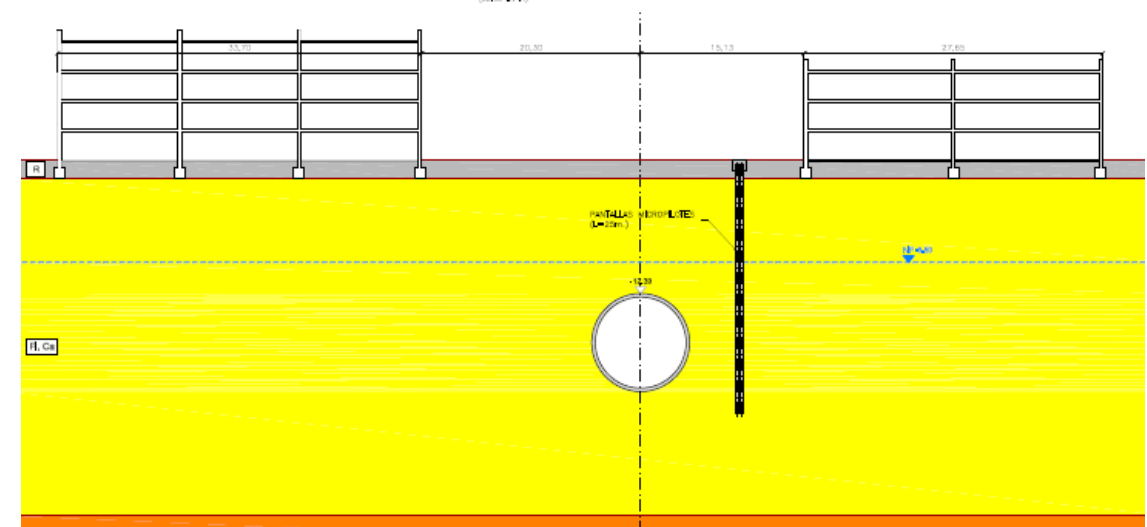
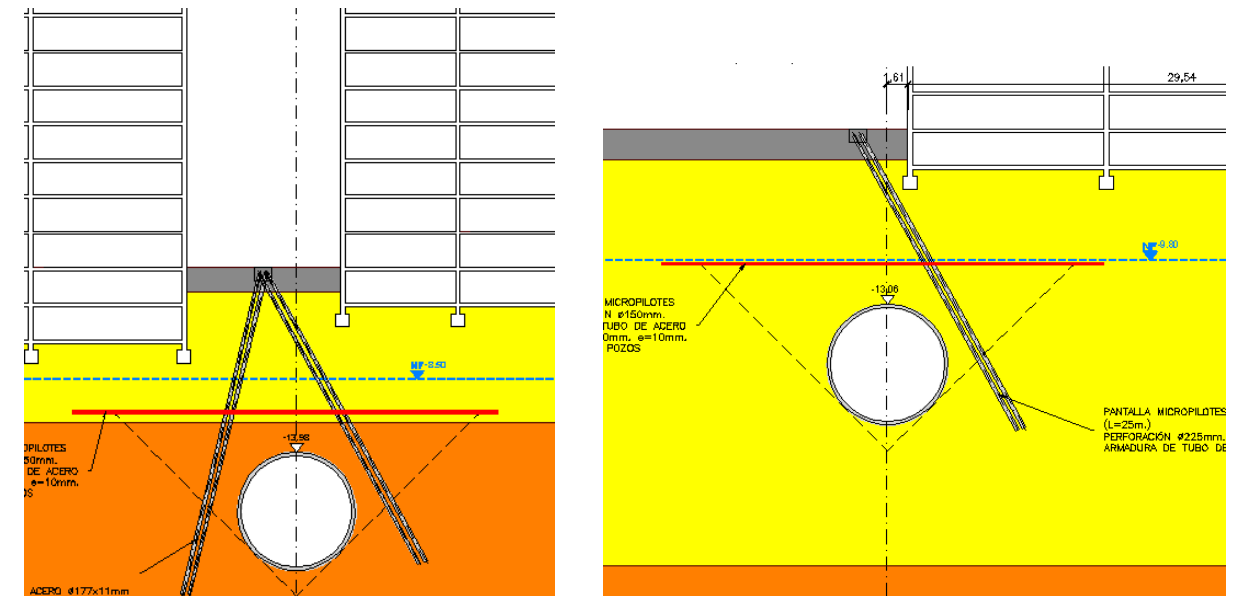
En este tramo se procede a realizar barrera de micropilotes inclinados ejecutados desde superficie además de la ejecución de barreras de micropilotes horizontales desde 4 pozos de inyección ejecutados en la zona descrita.



Las barreras de micropilotes realizados desde los pozos de inyecciones que se han ejecutado para la realización de estos micropilotes, se distribuyen horizontalmente desde los pozos formando un abanico según se indica en las siguientes figuras. En las perforaciones que estén bajo el nivel freático se dispondrán de válvulas antirretorno.

Los micropilotes horizontales tienen un diámetro de perforación de 150 mm cuyo interior está formado por una armadura tubular de acero tipo A-572-07 con límite elástico 360 Mpa, de 110 de diámetro exterior y 10 mm de espesor. Se rellenará tanto por fuera como por dentro de la camisa con un mortero con una resistencia característica de 15 Mpa. La distribución abanicada dispondrá de una separación máxima de 2 m de tal forma que se cubra la extensión que se ha indicado en los planos.

La pantalla de micropilotes inclinados y verticales se ha dispuesto en dos filas al tresbolillo con una separación intereje de 50 cm. Esta pantalla de micropilotes posee una viga de atado en cabeza de tal forma que haga que éstos trabajen de forma conjunta. Los micropilotes serán de 225 mm de diámetro de perforación y estarán armados con un tubo de acero tipo N-80 cuyo límite elástico es de 560 Mpa. La armadura tiene un diámetro exterior de 177 mm y un espesor de 11 mm. Se dispondrá de una lechada de cemento con el fin de rellenar la perforación y rigidizar el micropilote.



Precauciones durante la ejecución del tratamiento:

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde pozo y superficie:**

Los taladros para ejecución de los micropilotes se realizarán cumpliendo las separaciones indicadas en planos.

Deberán extremarse las condiciones de replanteo y ejecución del emboquille de los taladros y orientación para evitar desvíos inadmisibles.

Dadas las grandes longitudes, necesarias para cubrir las superficies requeridas, deberán extremarse las condiciones de replanteo y ejecución del emboquille de los taladros y orientación para evitar desvíos inadmisibles.

Finalizada la perforación, y previamente a la colocación del tubo, deberá controlarse que las posibles desviaciones son admisibles, operación que deberá ejecutarse sistemáticamente mediante equipos que se introducen a posteriori en el taladro y están dotados de sensores de posicionamiento, como el tipo Maxibore Reflex o similar.

Este aspecto es de especial importancia en taladros cuyos desvíos pudieran interferir con la sección de excavación del túnel, debiéndose comprobar, antes de proceder a la colocación y sellado del tubo, que se mantiene en cualquier caso un resguardo mínimo de 1,0 m. En caso contrario, se deberá restituir el taladro defectuoso con una mezcla blanda de mortero o lechada de bajo contenido en cemento y efectuar una nueva perforación.

Por otra parte, deberá verificarse, previamente a la ejecución de los taladros, que no se afectan posibles conducciones, instalaciones o servicios enterrados, en cuyo caso, se debería modificar la posición de emboquille del taladro manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.26. P.K. 30+450 a P.K. 30+600

Longitud del tramo: 150 m.

Elementos a proteger:

En este tramo los tratamientos previstos pretenden facilitar y proteger la ejecución de la estación de Jipijapa.

Características del tramo en estudio:

La Estación de Jipijapa se encuentra en la Avenida de Amazonas en torno a la Calle de Tomás Verlanga.

En el tramo nos encontramos un Relleno antrópico del entorno a 2-3 m de espesor, bajo el relleno nos encontramos los Depósitos Palustre-Lacustre y Aluvial La Carolina cuya potencia es muy variable reduciéndose según avanza el trazado y alcanza unas profundidades inicialmente de 30 m hasta una profundidad a final del tramo de 26 m encontrándonos bajo éste con el estrato de Cangahua Limo-Arcilloso.

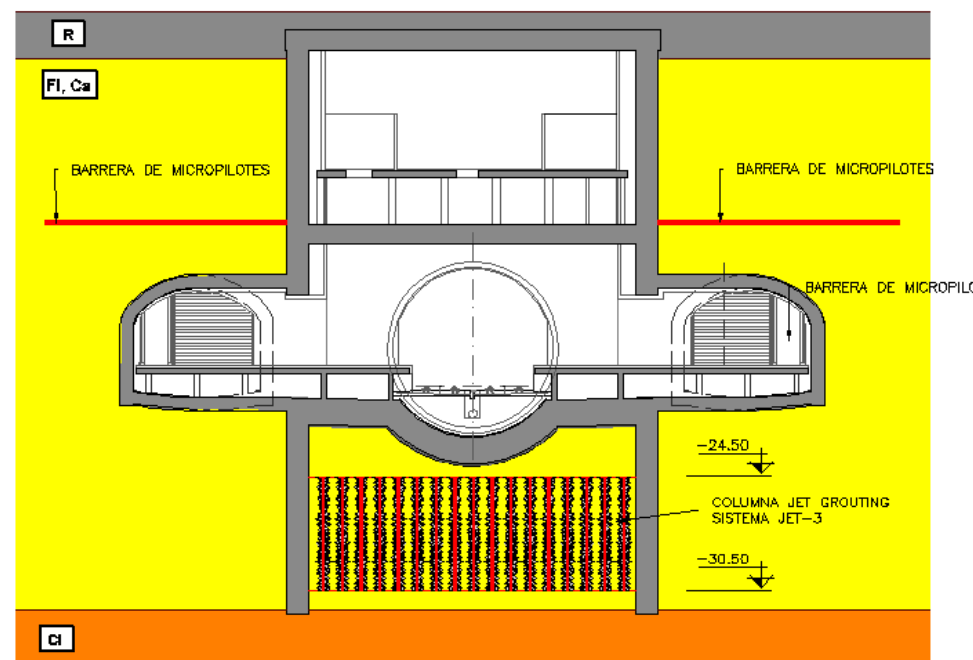
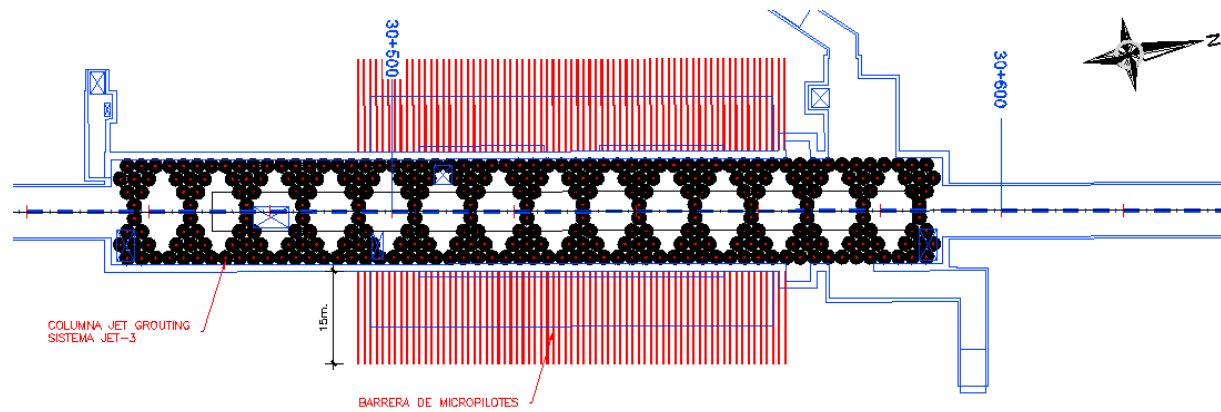
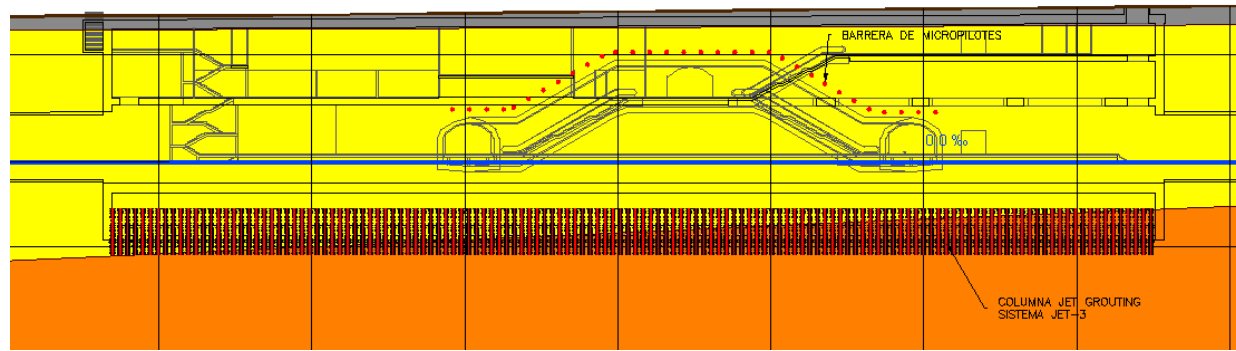
El nivel freático se encuentra en todo el tramo en torno a 10-11 m de profundidad.

Tratamientos:

En este caso se pretende proteger la ejecución de las galerías en mina necesarias para la estación mediante unas barreras de micropilotes horizontales ejecutadas desde la estación así como la ejecución de unas inyecciones de Jet Grouting tipo 3 con el fin de arriostrar el pie de las pantallas de modo que dicho tratamiento mejore el pasivo movilizado.

Las barreras de micropilotes realizados desde la propia estación se distribuyen horizontalmente y de forma perpendicular al trazado abarcando una zona de unos 15 m de longitud. En las perforaciones que estén bajo el nivel freático se dispondrán de válvulas antiretorno.

Los micropilotes horizontales tienen un diámetro de perforación de 150 mm cuyo interior está formado por una armadura tubular de acero tipo A-572-07 con límite elástico 360 Mpa, de 110 de diámetro exterior y 10 mm de espesor. Se rellenará tanto por fuera como por dentro de la camisa con un mortero con una resistencia característica de 15 Mpa. La distribución abanicada dispondrá de una separación máxima de 2 m de tal forma que se cubra la extensión que se ha indicado en los planos.



Precauciones durante la ejecución del tratamiento:

- **Barrera de micropilotes ejecutadas desde estación:**

Los taladros para ejecución de los micropilotes se distribuyen desde la estación para cumplir los criterios de separación indicados en planos.

Finalizada la perforación, y previamente a la colocación del tubo, deberá controlarse que las posibles desviaciones son admisibles, operación que deberá ejecutarse sistemáticamente mediante equipos que se introducen a posteriori en el taladro y están dotados de sensores de posicionamiento, como el tipo Maxibore Reflex o similar.

Por otra parte, deberá verificarse, previamente a la ejecución de los taladros, que no se afectan posibles conducciones, instalaciones o servicios enterrados, en cuyo caso, se debería modificar la posición de emboquille del taladro manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado.

- **Tratamiento de impermeabilización de pozos mediante Jet-grouting tipo 3:**

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

- **Otras recomendaciones:**

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.27. Tratamiento en pozos y galerías entre P.K. 13+000 y P.K. 23+470

Longitud del tramo: variable

Elemento a proteger: Pozos y galerías excavados en suelos flojos y/o bajo el nivel de agua

Objetivos del tratamiento

Realizar un tratamiento de mejora del terreno que permita disponer de un terreno más estable y reducir en su caso la afluencia de agua al interior de las excavaciones de los pozos y galerías

Tratamientos propuestos

Este tratamiento consiste en ejecutar de columnas de suelo-cemento verticales, realizadas desde la superficie con la técnica del jet-grouting, de manera que configuren un recinto de terreno tratado centrado con las galerías o pozos a proteger, tal y como se recoge en los planos de proyecto.

El sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de triple fluido (aire, agua y lechada de cemento). El diámetro medio esperado es de 150 cm, para lo cual se prevén admisiones en el rango de 600 kg cemento / m de tratamiento.

Se dispondrán verticales desde superficie, dispuestos según planos, con separaciones máximas de 1 a 1,2 m.

El tratamiento en planta se extiende aproximadamente 2 m desde el borde exterior de los pozos. En el caso de las galerías, se proyecta extender el tratamiento 8 m a cada lado del eje en los pozos de ventilación y de 4 m en los pozos de bombeo y salidas de emergencia.

Precauciones durante la ejecución del tratamiento

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

La disposición de los taladros que se indica en planos es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

11.28. Tratamiento para cambio de cortadores entre P.K. 13+000 y 32+072,56

Longitud del tramo: 5 m

Elemento a proteger: Permitir la revisión de la cabeza de la tuneladora y, en caso de ser necesario, el cambio de los útiles de corte desgastados y/o deteriorados con seguridad

Objetivos del tratamiento

Realizar un tratamiento de mejora del terreno que permita disponer de un recinto estable con presencia de agua reducida en el frente de excavación, con objeto de poder realizar con seguridad la revisión de la cabeza de la tuneladora y, en caso de ser necesario, el cambio de los útiles de corte desgastados y/o deteriorados.

Tratamientos propuestos

Dado que en la mayor parte de el trazado, el túnel se encuentra en condiciones, teóricamente, de terreno sumergido, se ha previsto la ejecución de un recinto de terreno tratado mediante columnas de suelo-cemento verticales, realizadas desde la superficie con la técnica del jet-grouting.

Se ha propuesto realizar un bloque prismático de sección cuadrada de 5 m x 14 m centrado con el eje del túnel. La longitud de estos taladros será tal que empotren al menos 2 m por encima de la clave y por debajo de la base del túnel, con una longitud total de 14 m. Estos taladros se dispondrán en dos filas al tresbolillo con separaciones entre ellas de 1 m, y separaciones entre ejes de 1,2 m.

De esta forma se dispone de un recinto de baja permeabilidad y mayor resistencia, que facilite el trabajo delante de la rueda de corte.

El sistema a emplear serán inyecciones de alta energía mediante jet-grouting sistema de triple fluido (aire, agua y lechada de cemento). El diámetro medio esperado es de 150 cm, para lo cual se prevén admisiones en el rango de 600 kg cemento / m de tratamiento.

En la siguiente tabla se incluyen las zonas en las que se ha previsto realizar este tratamiento en el tramo central:

Tabla 42. Zonas en las que se proyecta realizar un tratamiento para posible cambio de cortadores

PK _{Inicio}	PK _{final}	L _{esteril} (m)	L _{jet-3} (m)	L _{total} (m)
13+170	13+175	1	14	21
13+680	13+685	14	14	28
14+590	14+595	11,5	14	25,5
15+680	15+685	16	14	30

PK _{inicio}	PK _{final}	L _{esteril} (m)	L _{jet-3} (m)	L _{total} (m)
15+980	15+985	16	14	30
16+390	16+395	11,5	14	25,5
17+380	17+385	16	14	30
17+790	17+795	14	14	28
18+200	18+205	8	14	22
19+205	19+210	27	14	41
19+690	19+695	30	14	44
22+690	22+695	16	14	30
22+940	22+945	27,5	14	41,5
23+960	23+965	11	14	25
25+020	25+025	11	14	25
25+340	25+345	9	14	23
25+900	25+905	21	14	35
27+200	27+205	5	14	19
28+500	28+505	11	14	25
29+560	29+565	11	14	25
30+060	30+065	12	14	26
31+100	31+105	11	14	25

deberá ajustar la posición del emboquille del taladro, manteniendo los criterios de separaciones que se han indicado en planos.

Precauciones durante la ejecución del tratamiento

Se deberá prestar especial atención al control de ejecución del jet-grouting, admisiones y rechazo por boca del taladro, para evitar eventuales sobrepresiones indeseables a los elementos del entorno.

Se llevará un control de auscultación permanente durante todo el proceso de tratamiento.

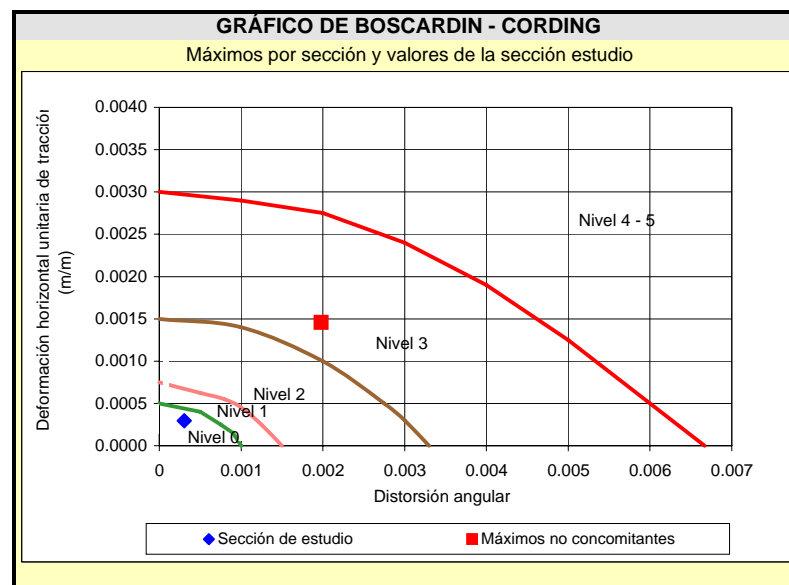
La disposición de los taladros es orientativa, debiéndose verificar, previamente a su ejecución, que no se afectan a posibles conducciones, estructuras o servicios enterrados. En caso de afección, se

APÉNDICE Nº 1. FICHAS DE ESTIMACIÓN DE SUBSIDENCIAS POR MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

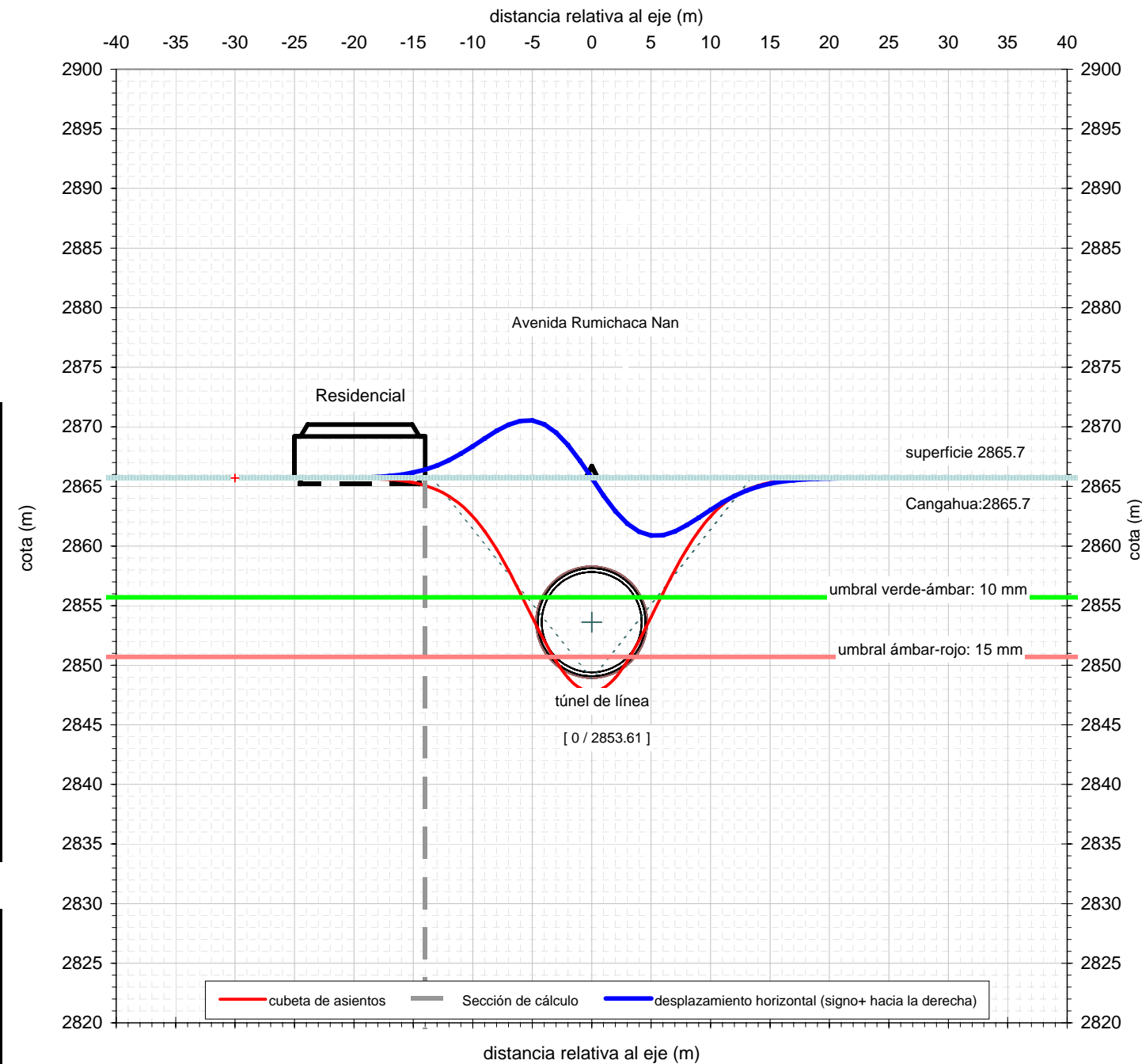
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2865.7
Cota media de superficie	2865.7 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2853.6 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

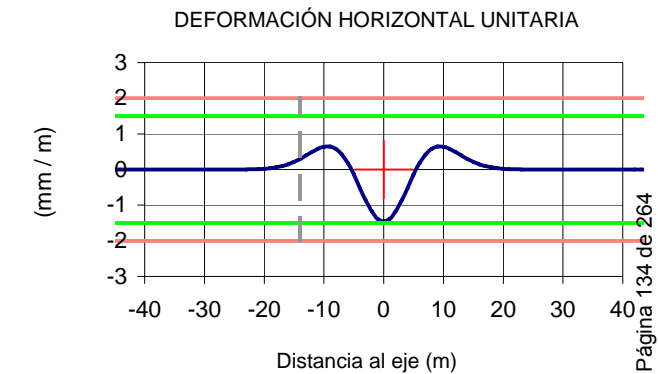
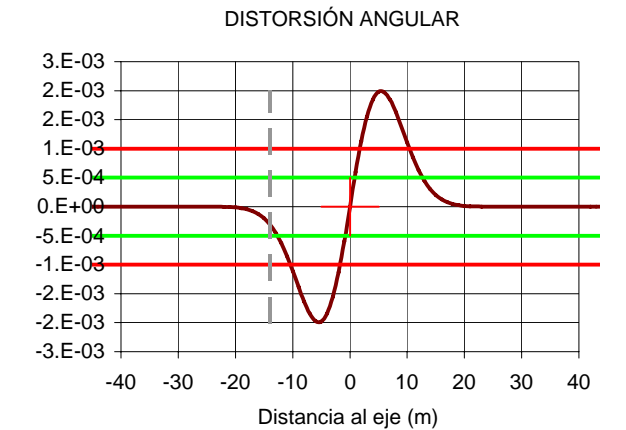
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.35 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	5.40 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	12.09 m
Ángulo equiv. desde la base	39°
Asiento máximo δ_{max}	18 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	18	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 505	
Máximo desplazamiento horizontal:	5	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.15 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-14	m
Asiento sección de estudio:	1	mm
Distorsión angular:	1 / 3288	
Deformación horizontal unitaria:	0.03 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-14
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	0.62
Distorsión angular:	1 / 3288
Deformación horizontal unitaria (%):	0.03 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

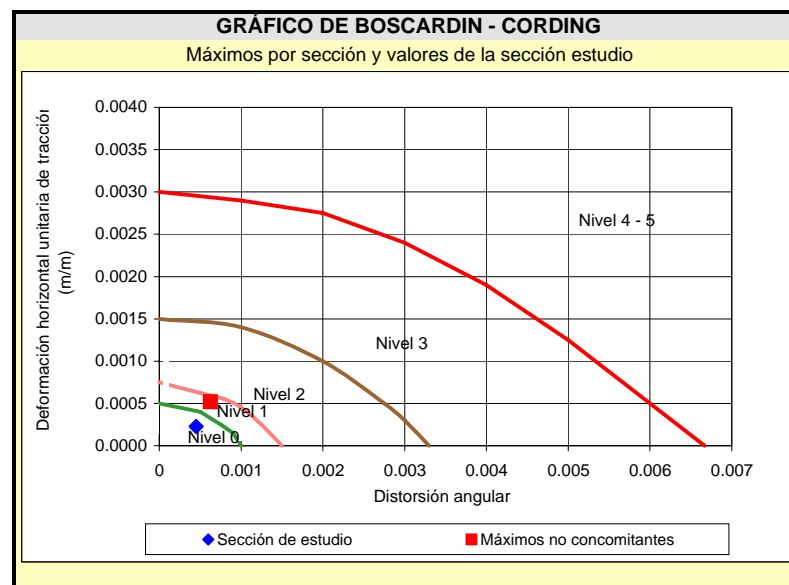
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

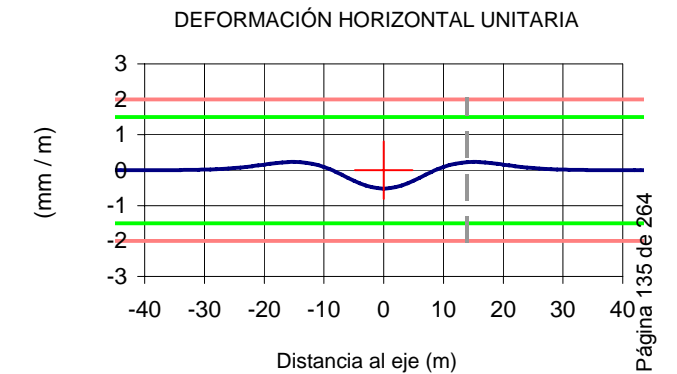
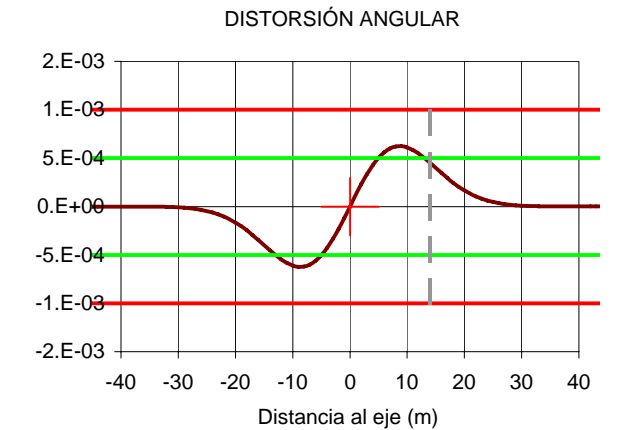
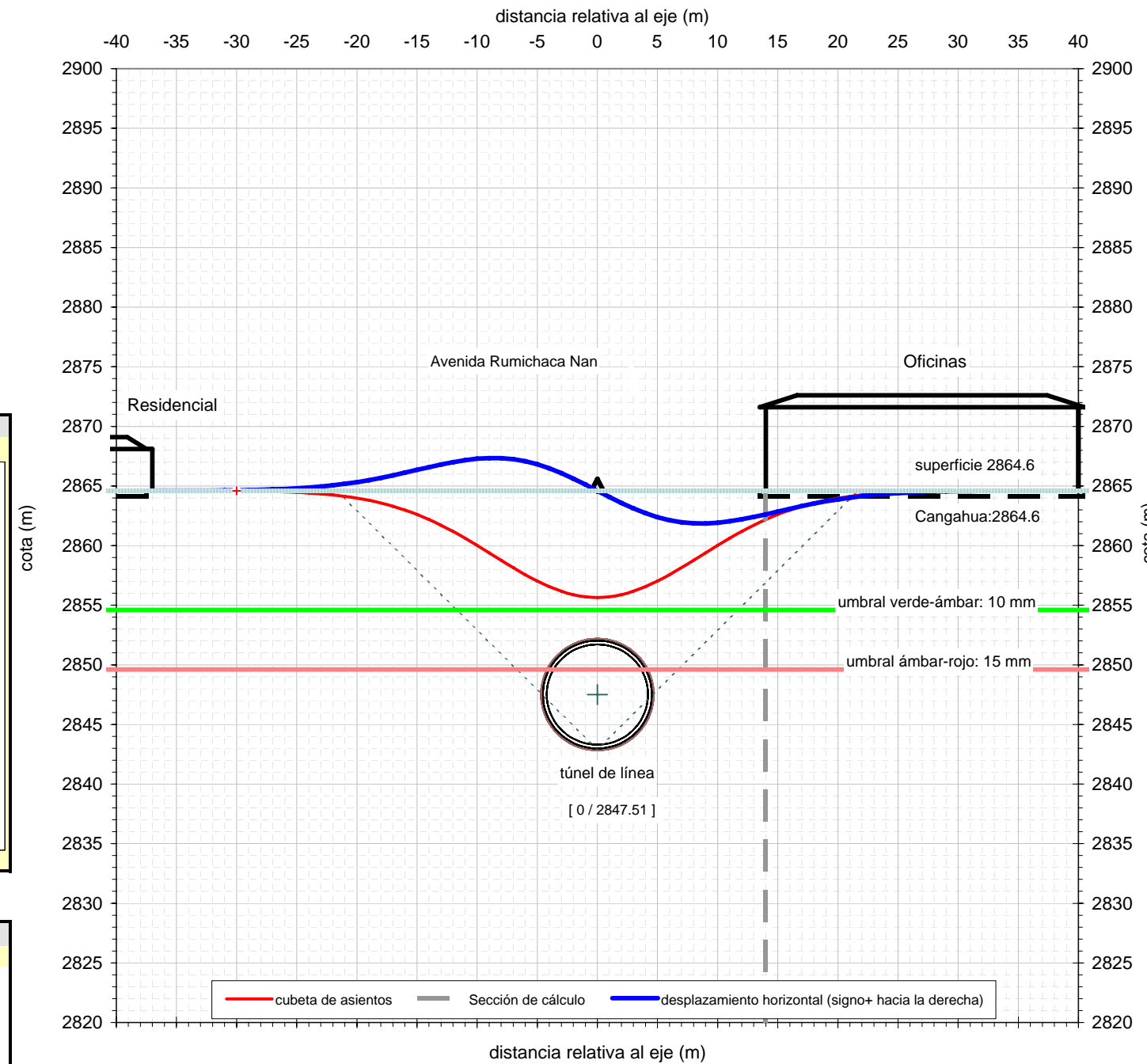
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2864.6
Cota media de superficie	2864.6 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2847.5 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.28 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	8.65 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	17.09 m
Ángulo equiv. desde la base	45°
Asiento máximo δ_{max}	9 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	9	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 1602	
Máximo desplazamiento horizontal:	3	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.05 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	14	m
Asiento sección de estudio:	2	mm
Distorsión angular:	1 / 2215	
Deformación horizontal unitaria:	0.02 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	14
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	2.41
Distorsión angular:	1 / 2215
Deformación horizontal unitaria (%):	0.02 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbrales:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	ÁMBAR
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

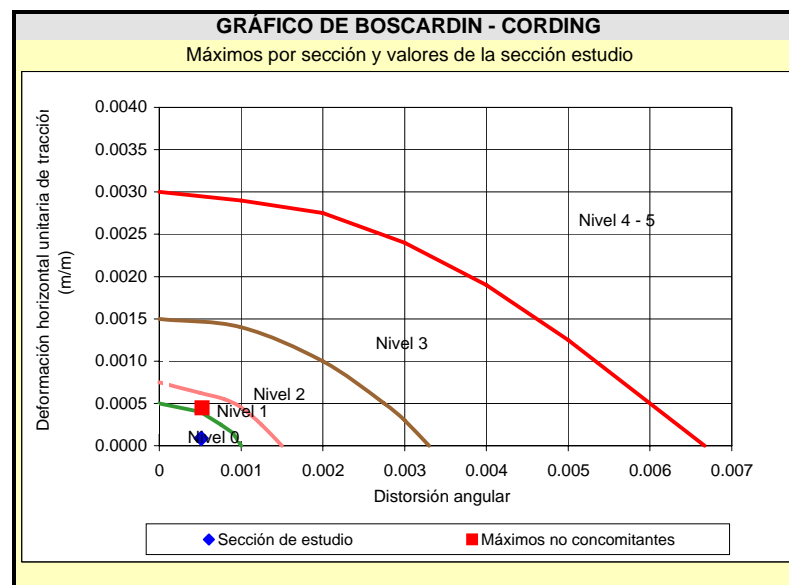
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

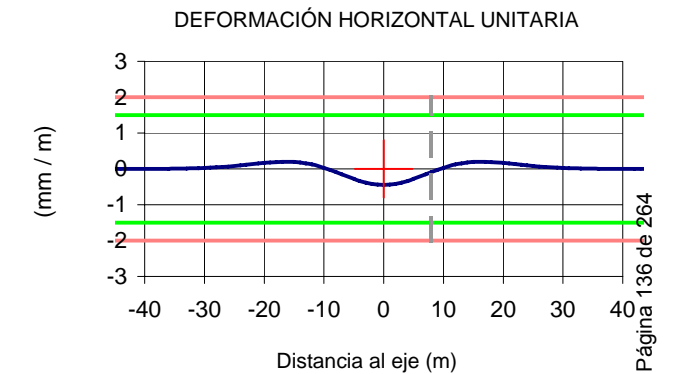
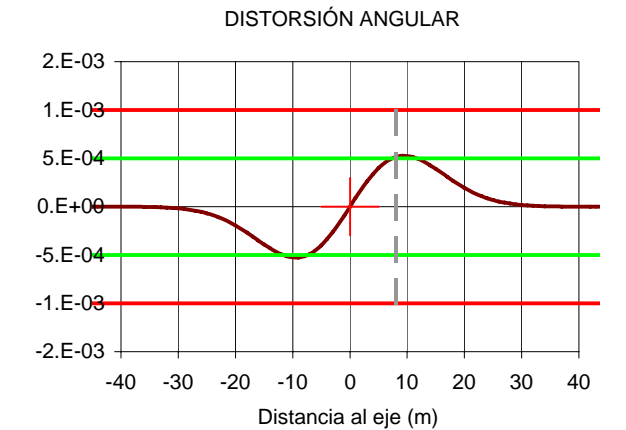
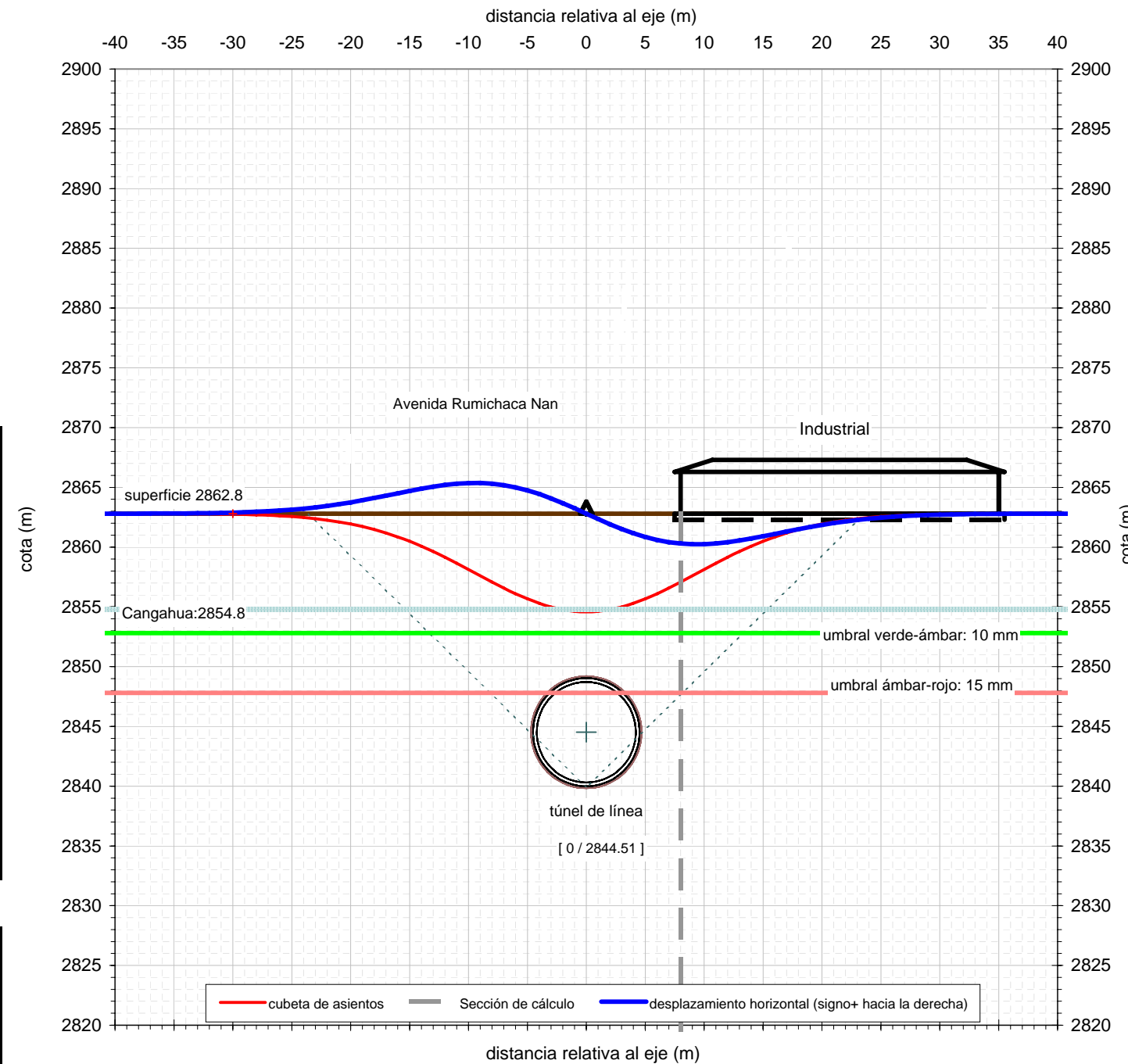
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2862.8
Cota media de superficie	2862.8 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	8 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2844.5 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.28 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	9.43 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	18.29 m
Ángulo equiv. desde la base	46°
Asiento máximo δ_{max}	8 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	8	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 1904	
Máximo desplazamiento horizontal:	3	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.04 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	8	m
Asiento sección de estudio:	6	mm
Distorsión angular:	1 / 1948	
Deformación horizontal unitaria:	0.01 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	8
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	5.73
Distorsión angular:	1 / 1948
Deformación horizontal unitaria (%):	0.01 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción:	Edificios cimentados superficialmente sin daños	
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	ÁMBAR
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

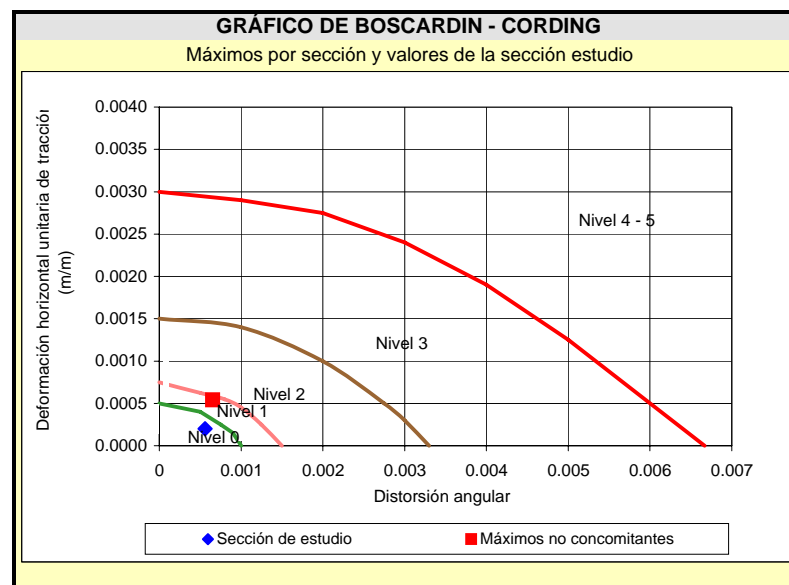
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	ÁMBAR
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

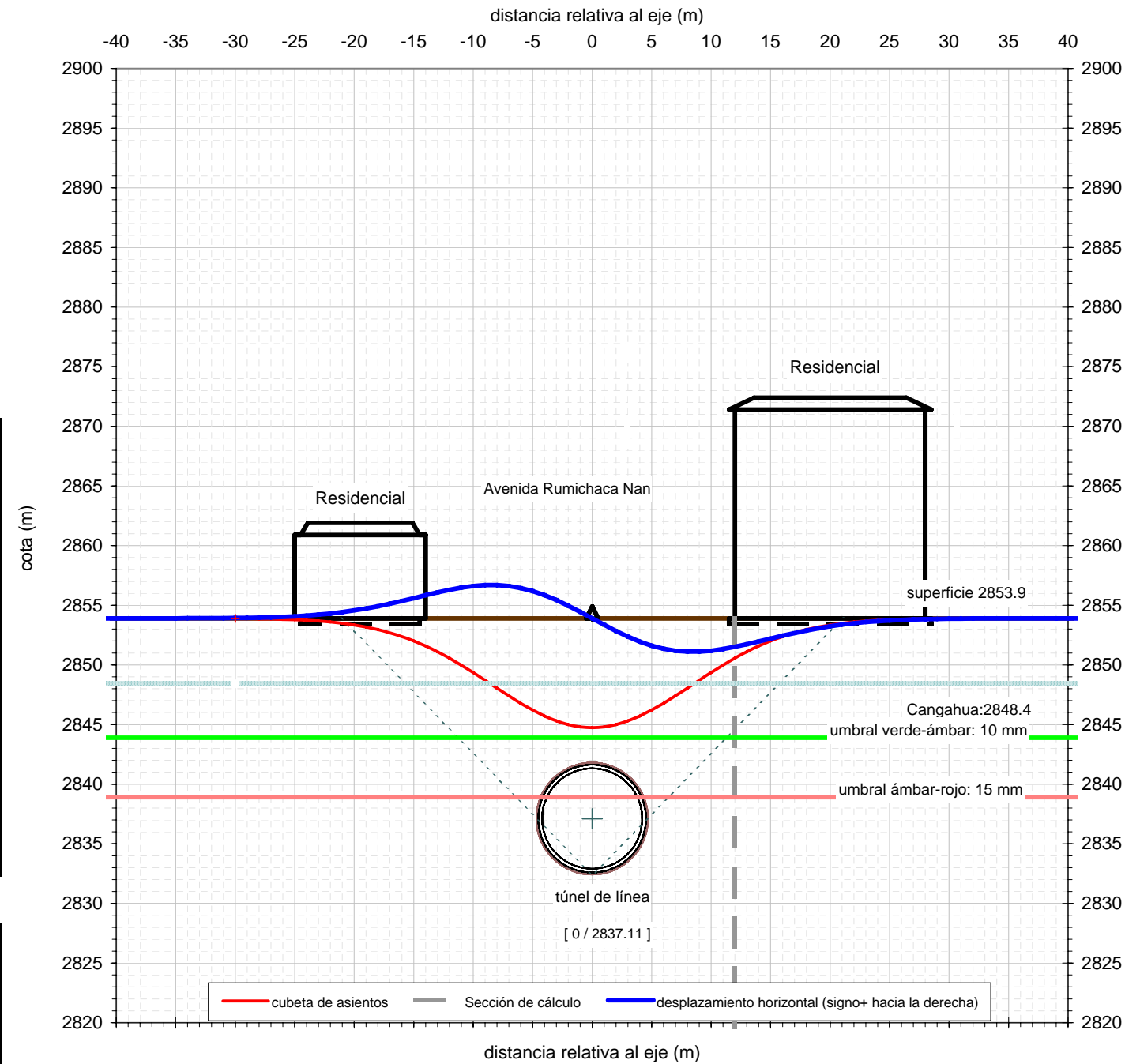
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2853.9
Cota media de superficie	2853.9 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	5.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2837.1 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

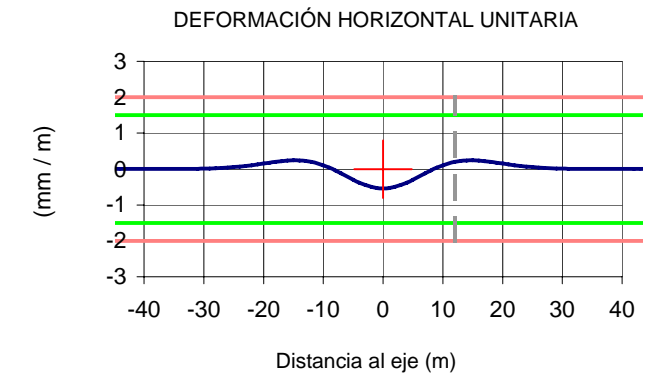
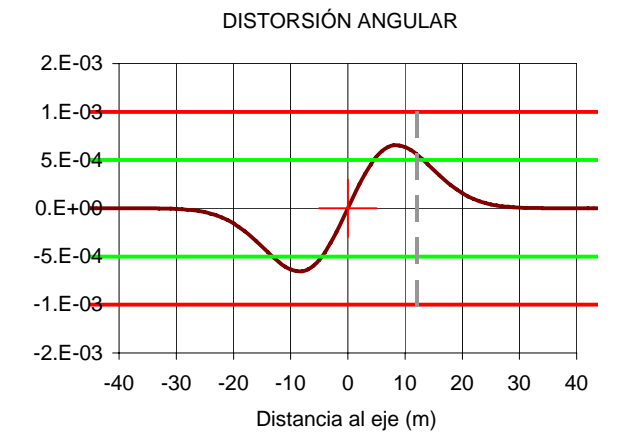
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.28 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	8.45 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	16.79 m
Ángulo equiv. desde la base	45°
Asiento máximo δ_{max}	9 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	9	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 1533	
Máximo desplazamiento horizontal:	3	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.05 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	12	m
Asiento sección de estudio:	3	mm
Distorsión angular:	1 / 1785	
Deformación horizontal unitaria:	0.02 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	12
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	3.34
Distorsión angular:	1 / 1785
Deformación horizontal unitaria (%):	0.02 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

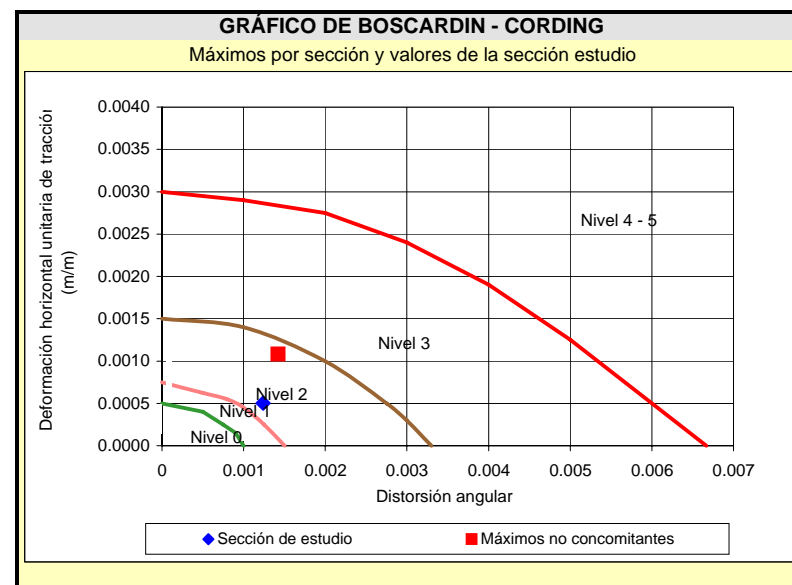
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	ÁMBAR
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	ÁMBAR
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

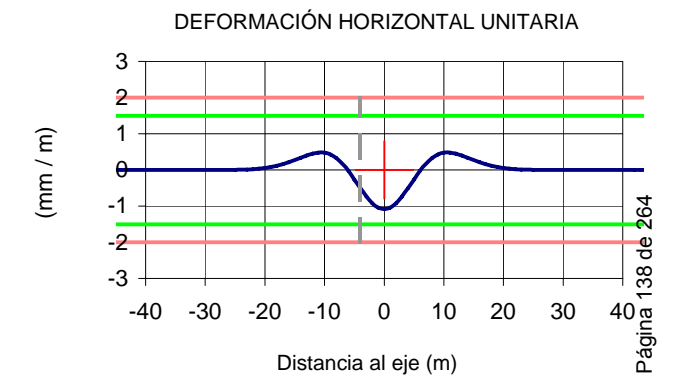
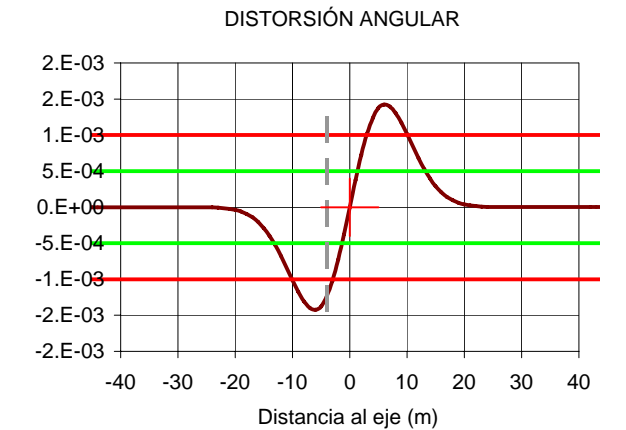
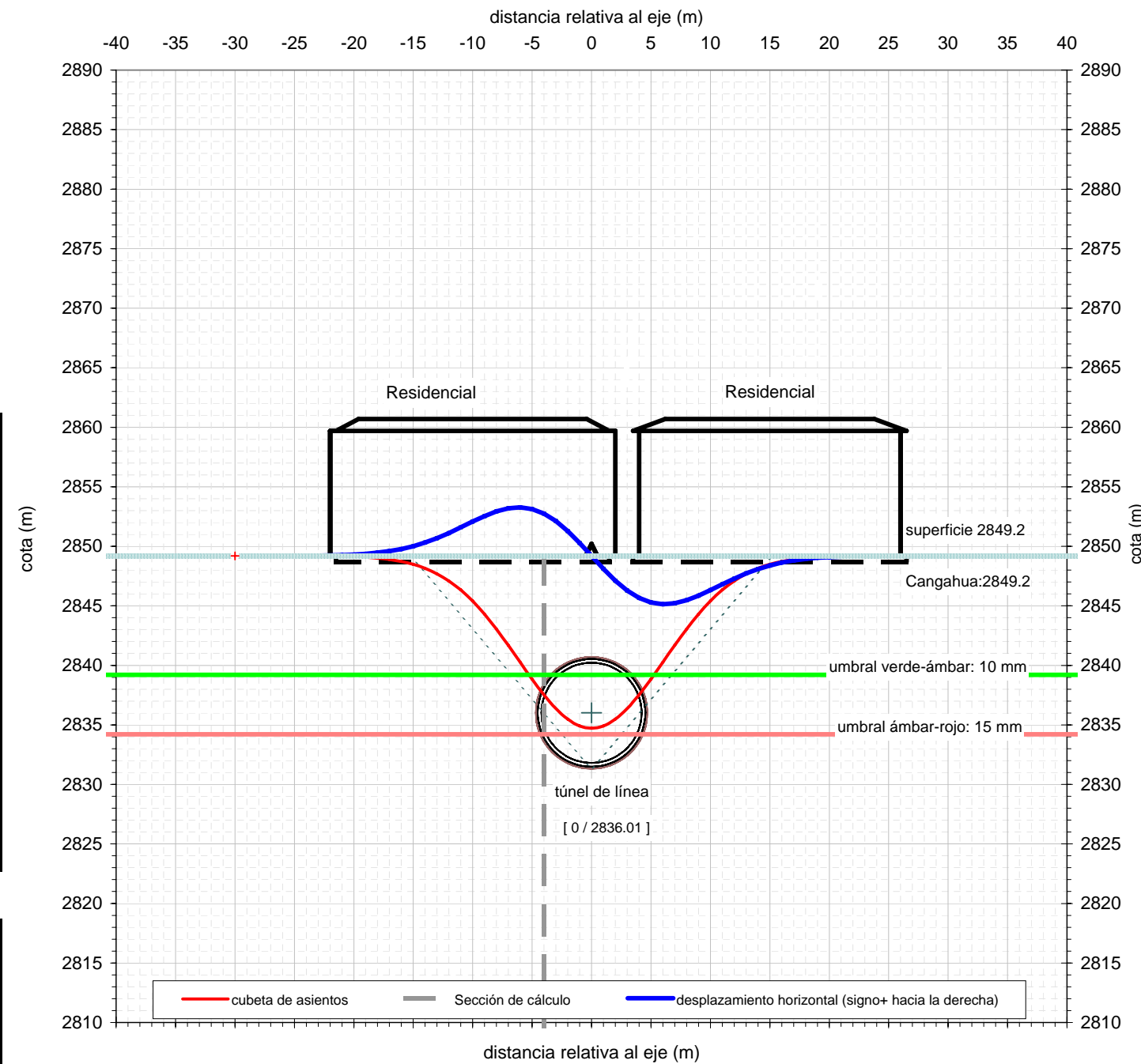
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2849.2
Cota media de superficie	2849.2 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2836.0 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.32 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	6.11 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	13.19 m
Ángulo equiv. desde la base	41°
Asiento máximo δ_{max}	14 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	14	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 703	
Máximo desplazamiento horizontal:	4	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.11 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-4	m
Asiento sección de estudio:	12	mm
Distorsión angular:	1 / 808	
Deformación horizontal unitaria:	0.05 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-4
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	11.68
Distorsión angular:	1 / 808
Deformación horizontal unitaria (%):	0.05 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
<i>Descripción:</i> Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001	0.001
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES		
asientos	ÁMBAR	
distorsión angular		ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE	

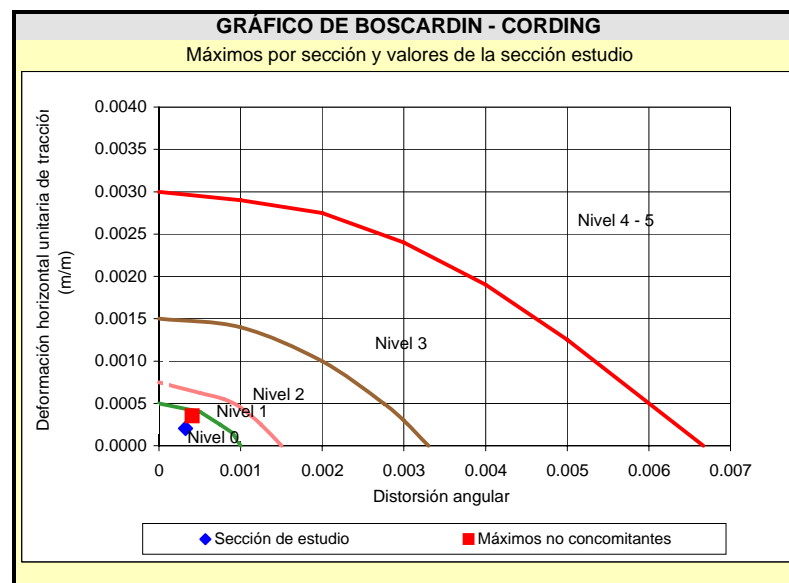
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO		
asientos	ÁMBAR	
distorsión angular		ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE	

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

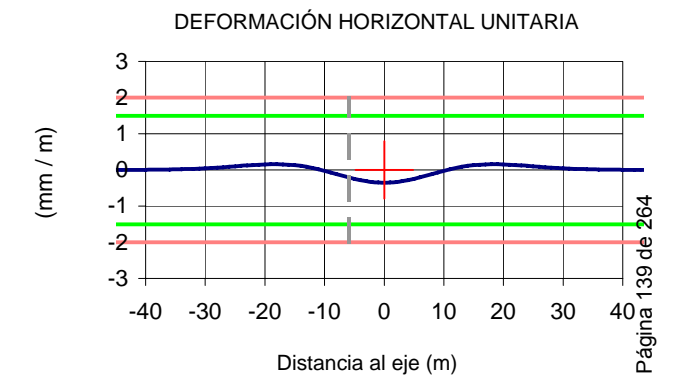
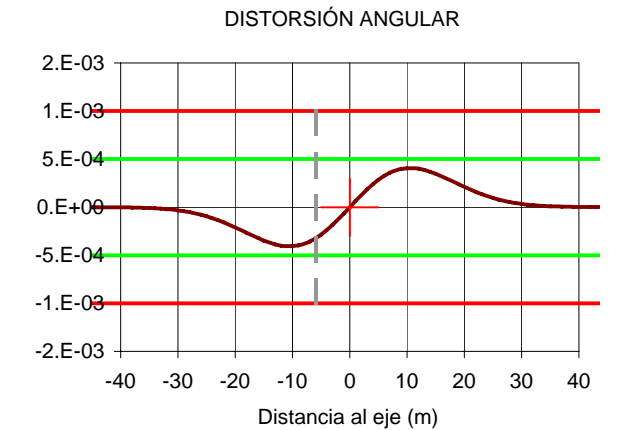
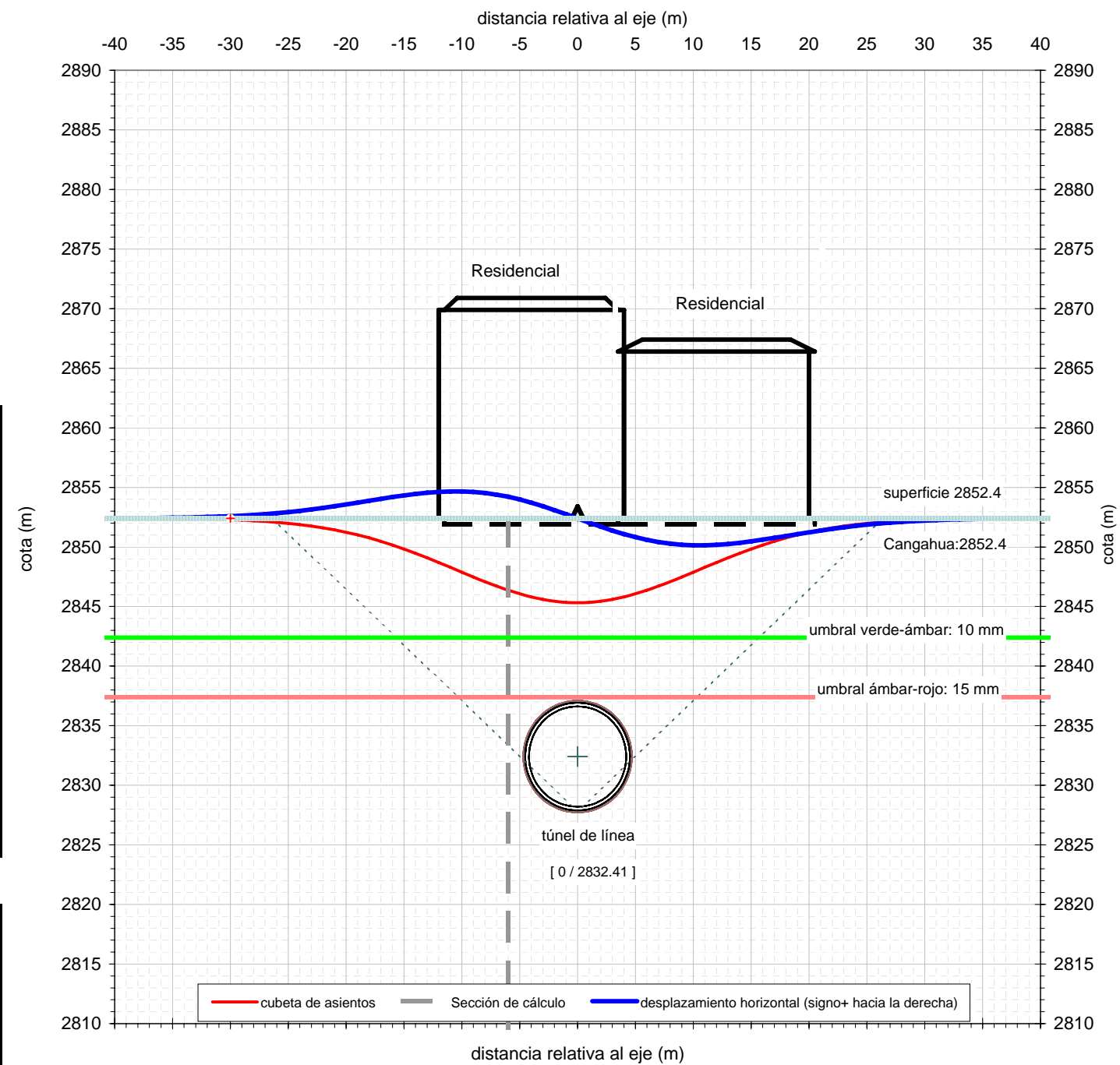
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2852.4
Cota media de superficie	2852.4 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2832.4 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.27 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	10.53 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	19.99 m
Ángulo equiv. desde la base	47°
Asiento máximo δ_{max}	7 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	7	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 2462	
Máximo desplazamiento horizontal:	2	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.04 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-6	m
Asiento sección de estudio:	6	mm
Distorsión angular:	1 / 3080	
Deformación horizontal unitaria:	0.02 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-6
Resultado	
Asiento (mm):	6.02
Distorsión angular:	1 / 3080
Deformación horizontal unitaria (%):	0.02 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbrales:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

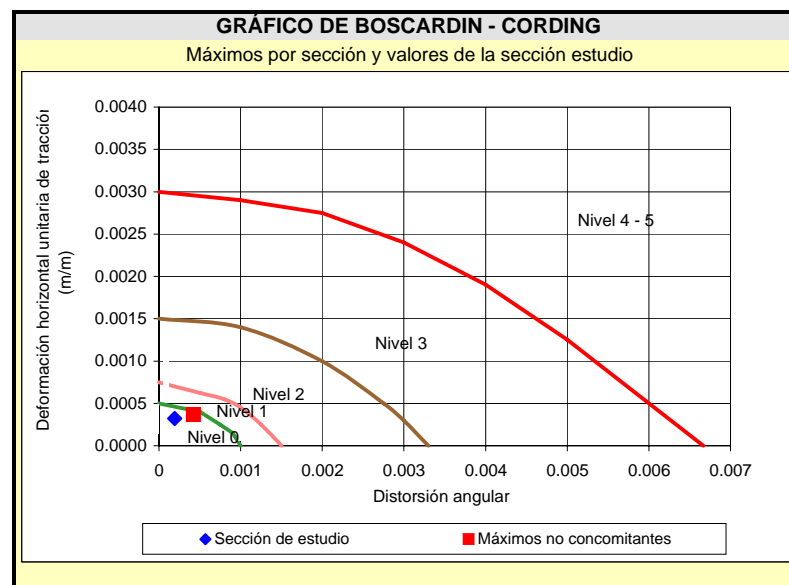
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

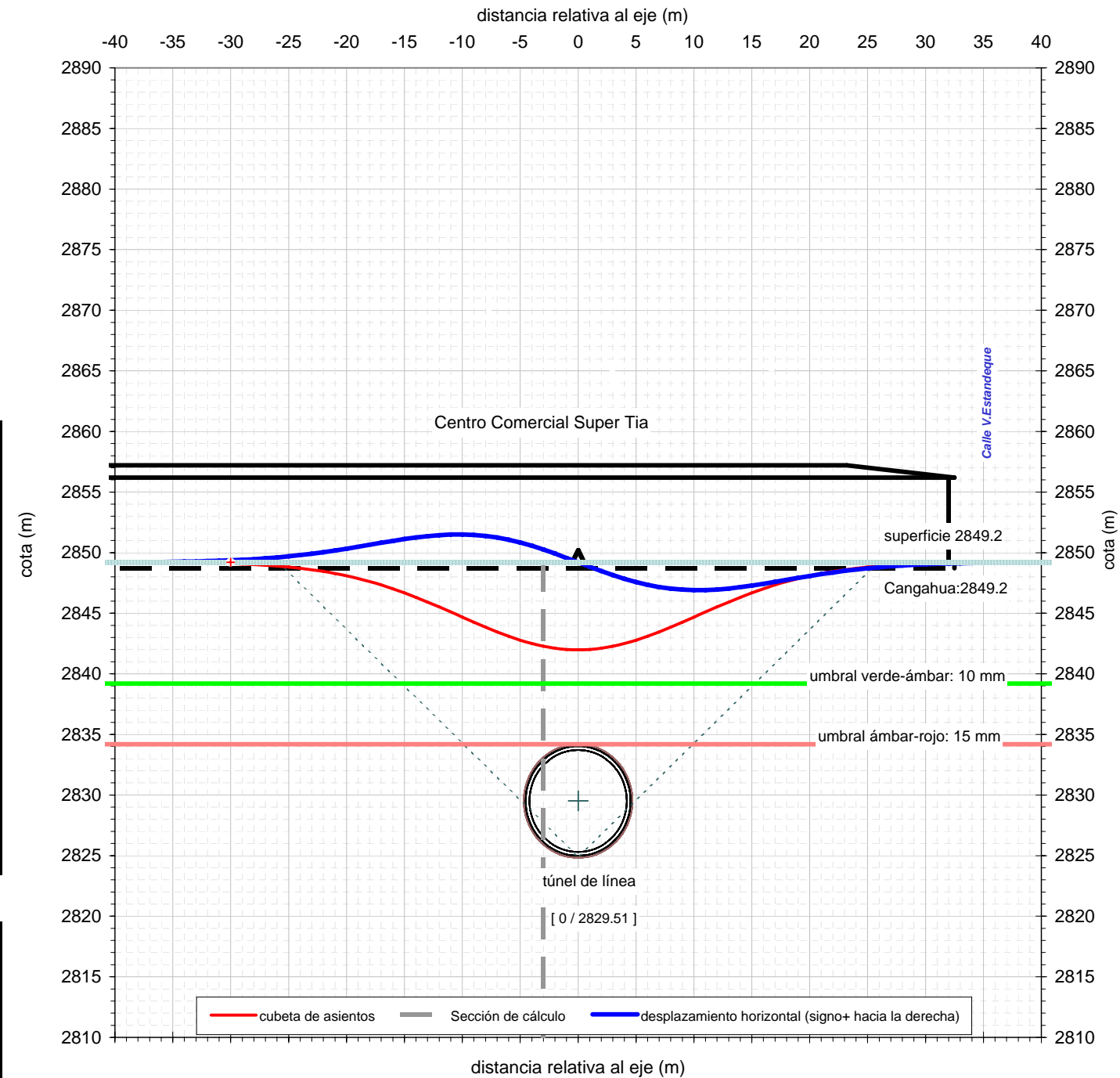
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2849.2
Cota media de superficie	2849.2 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2829.5 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

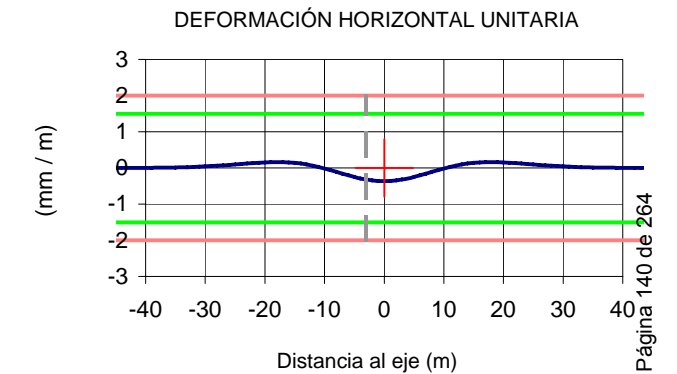
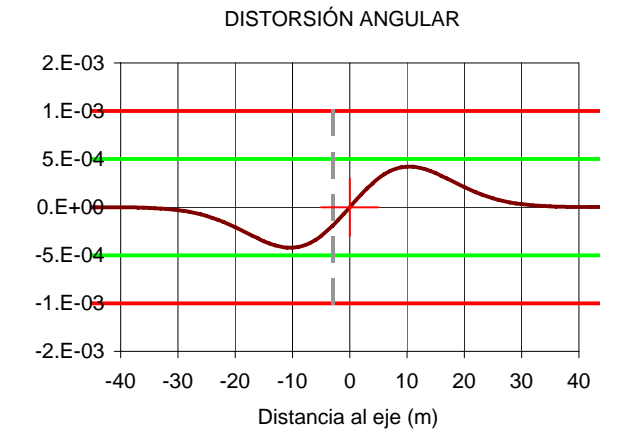
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.27 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	10.34 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	19.69 m
Ángulo equiv. desde la base	47°
Asiento máximo δ_{max}	7 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	7	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 2370	
Máximo desplazamiento horizontal:	2	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.04 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-3	m
Asiento sección de estudio:	7	mm
Distorsión angular:	1 / 5168	
Deformación horizontal unitaria:	0.03 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-3
Resultado	
Asiento (mm):	6.92
Distorsión angular:	1 / 5168
Deformación horizontal unitaria (%):	0.03 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

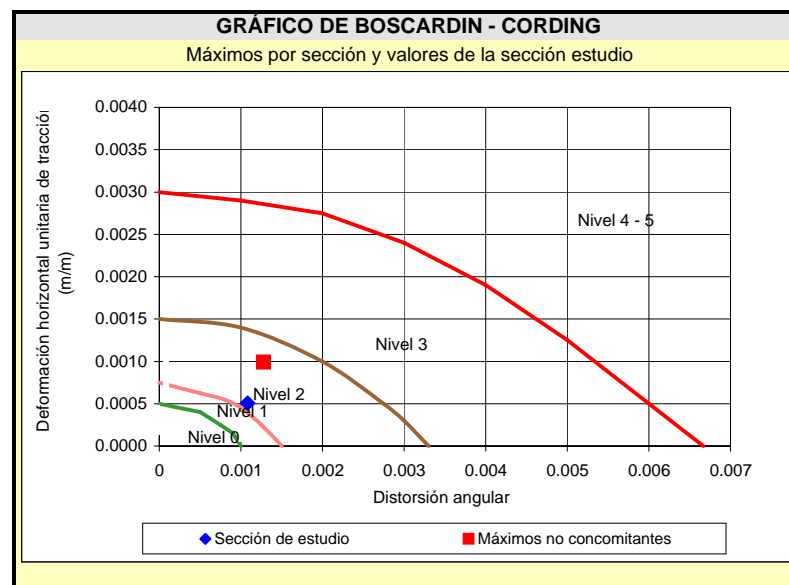
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

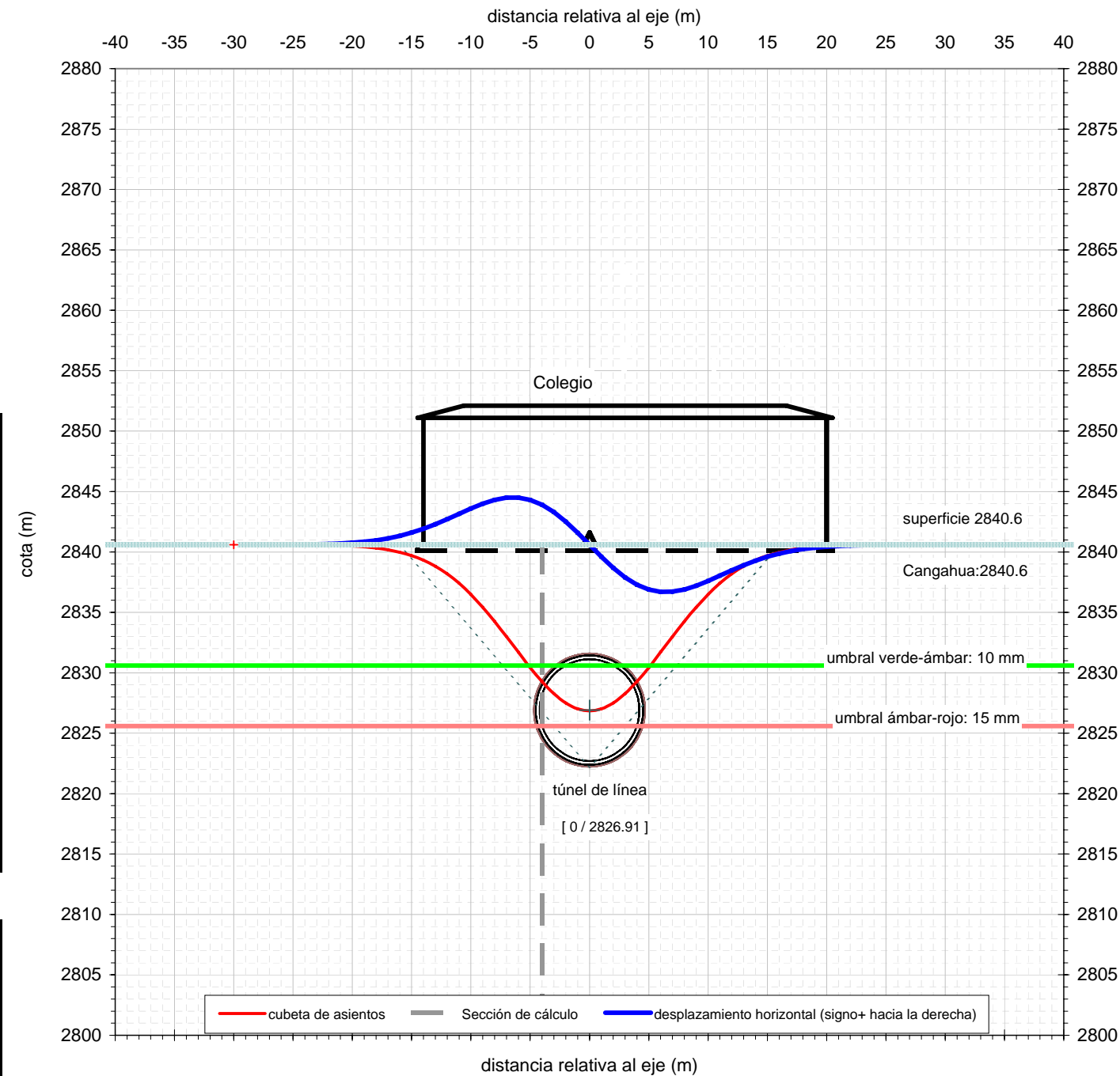
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2840.6
Cota media de superficie	2840.6 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2826.9 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

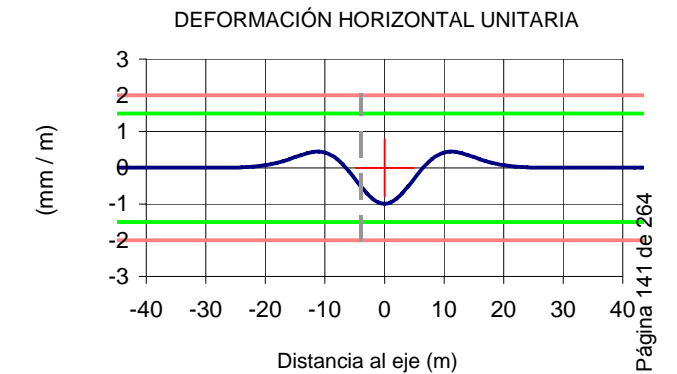
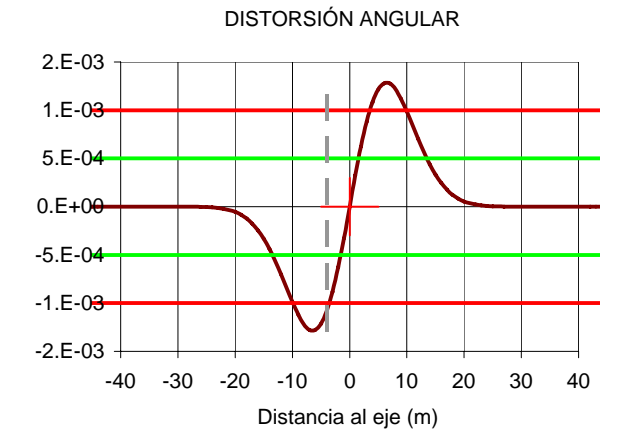
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.32 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	6.44 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	13.69 m
Ángulo equiv. desde la base	41°
Asiento máximo δ_{max}	14 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	14	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 782	
Máximo desplazamiento horizontal:	4	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.1 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-4	m
Asiento sección de estudio:	11	mm
Distorsión angular:	1 / 924	
Deformación horizontal unitaria:	0.05 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-4
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	11.33
Distorsión angular:	1 / 924
Deformación horizontal unitaria (%):	0.05 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

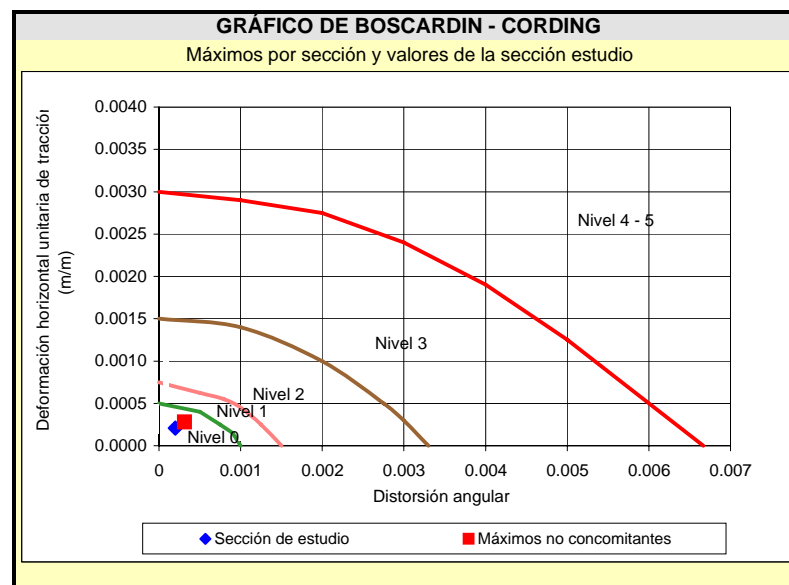
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES		
asientos	ÁMBAR	
distorsión angular		ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE	

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO		
asientos	ÁMBAR	
distorsión angular		ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE	

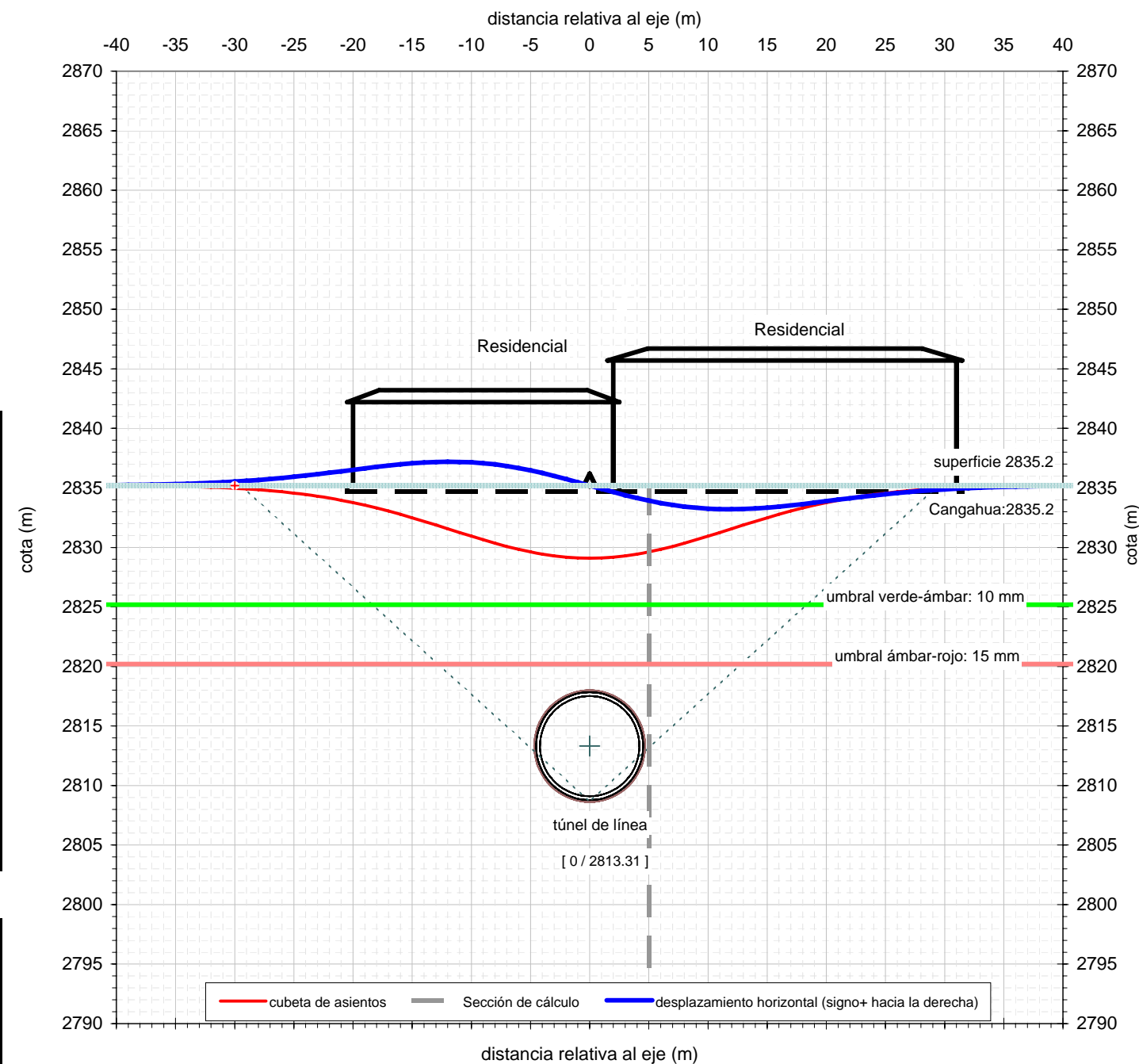
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2835.2
Cota media de superficie	2835.2 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2813.3 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

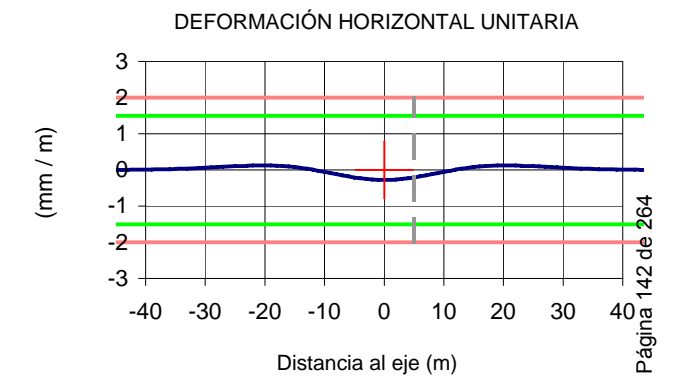
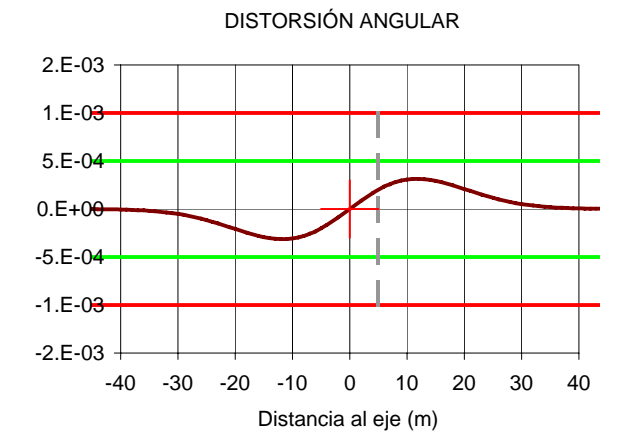
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.26 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	11.77 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	21.89 m
Ángulo equiv. desde la base	48°
Asiento máximo δ_{max}	6 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	6	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 3185	
Máximo desplazamiento horizontal:	2	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.03 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	5	m
Asiento sección de estudio:	6	mm
Distorsión angular:	1 / 4979	
Deformación horizontal unitaria:	0.02 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	5
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	5.58
Distorsión angular:	1 / 4979
Deformación horizontal unitaria (%):	0.02 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001	0.001
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

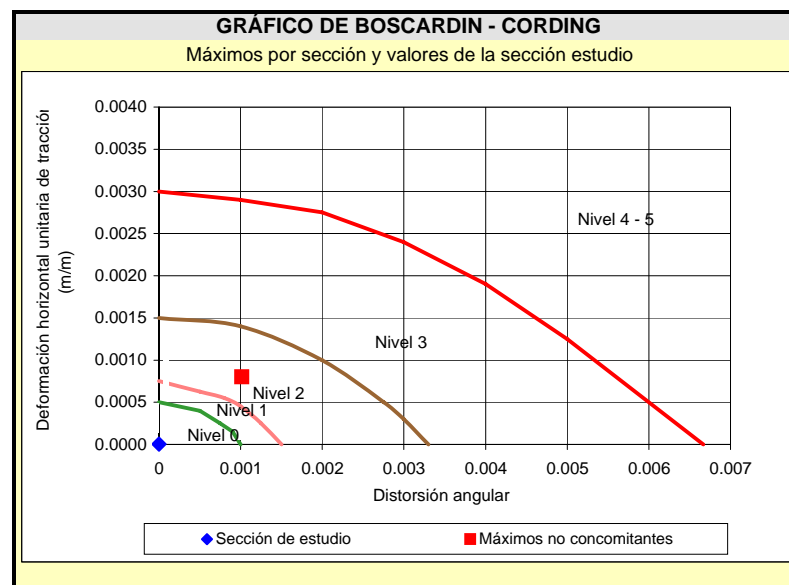
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

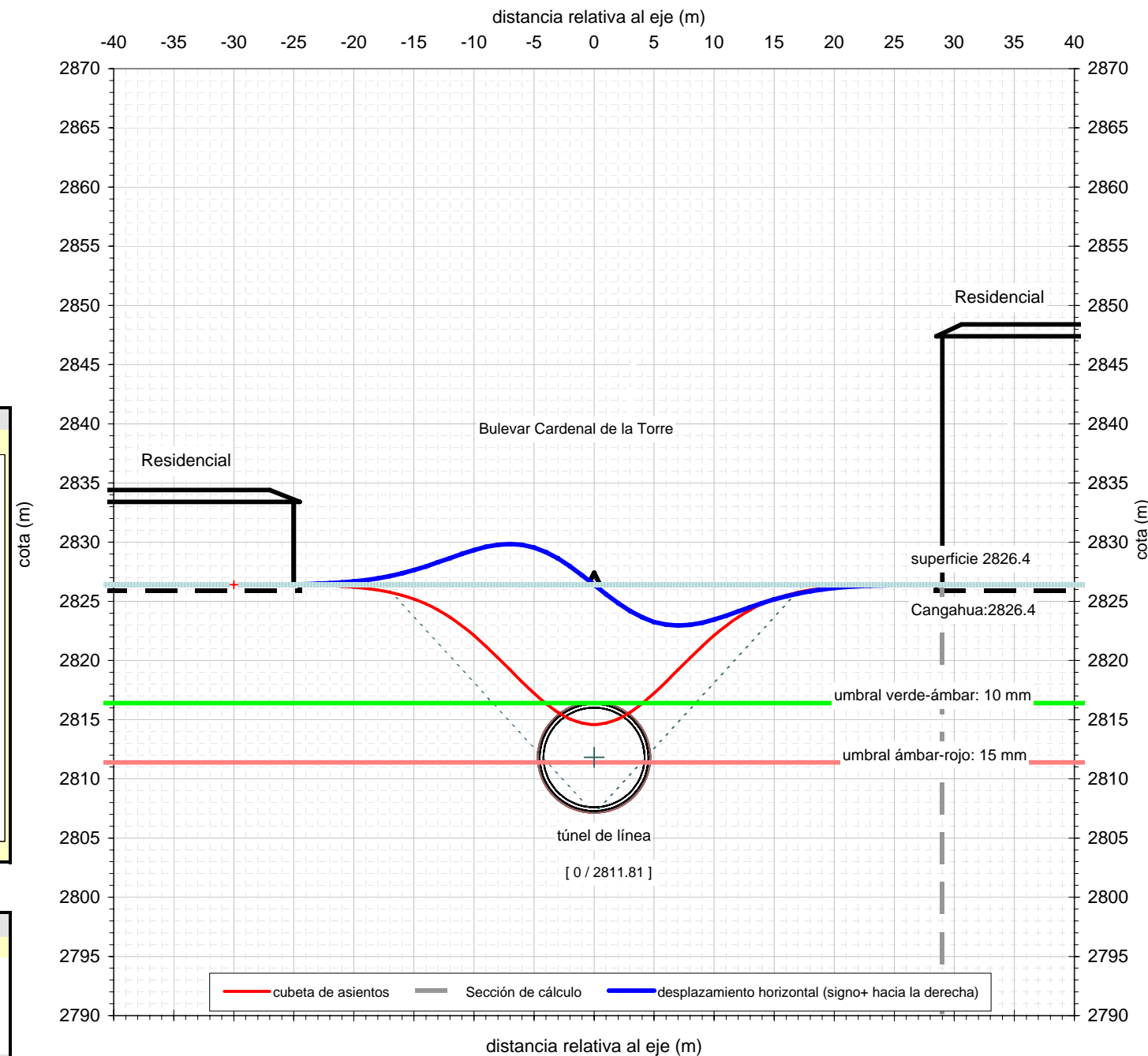
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2826.4
Cota media de superficie	2826.4 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2811.8 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

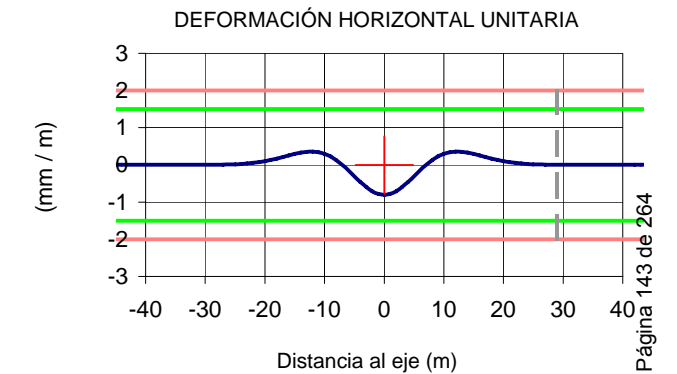
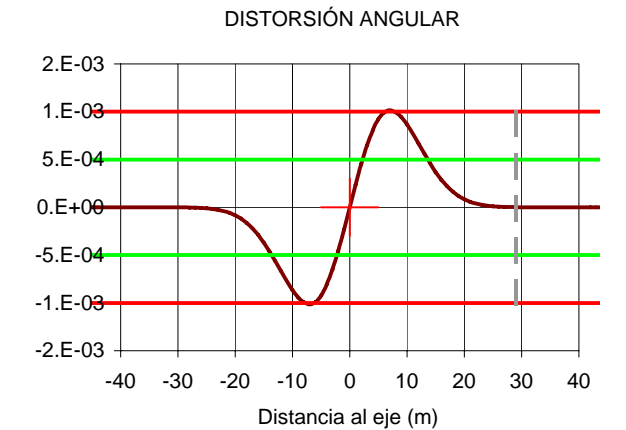
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.30 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	7.02 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	14.59 m
Ángulo equiv. desde la base	42°
Asiento máximo δ_{max}	12 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	12	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 987	
Máximo desplazamiento horizontal:	3	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.08 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	29	m
Asiento sección de estudio:	0	mm
Distorsión angular:	1 / 695406	
Deformación horizontal unitaria:	0 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	29
Resultado	
Asiento (mm):	0.00
Distorsión angular:	1 / 695406
Deformación horizontal unitaria (%):	0 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbrales:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

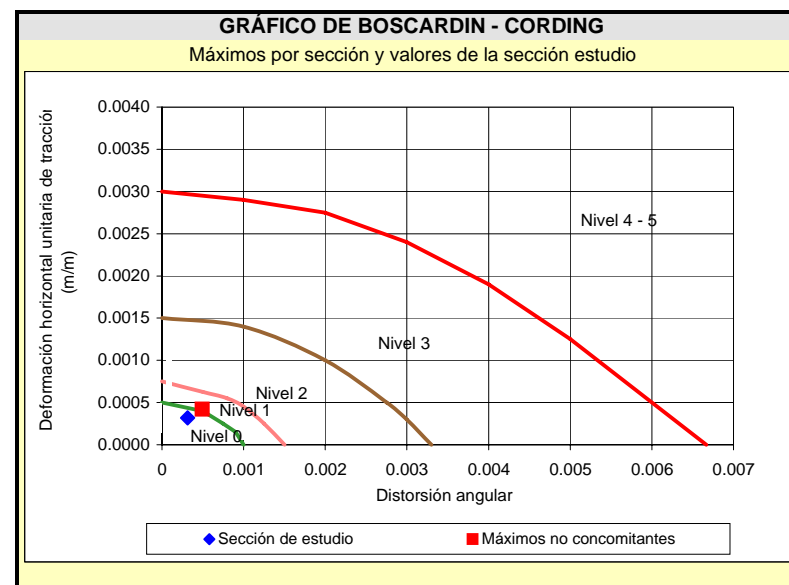
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES		
asientos	ÁMBAR	
distorsión angular		ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE	

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

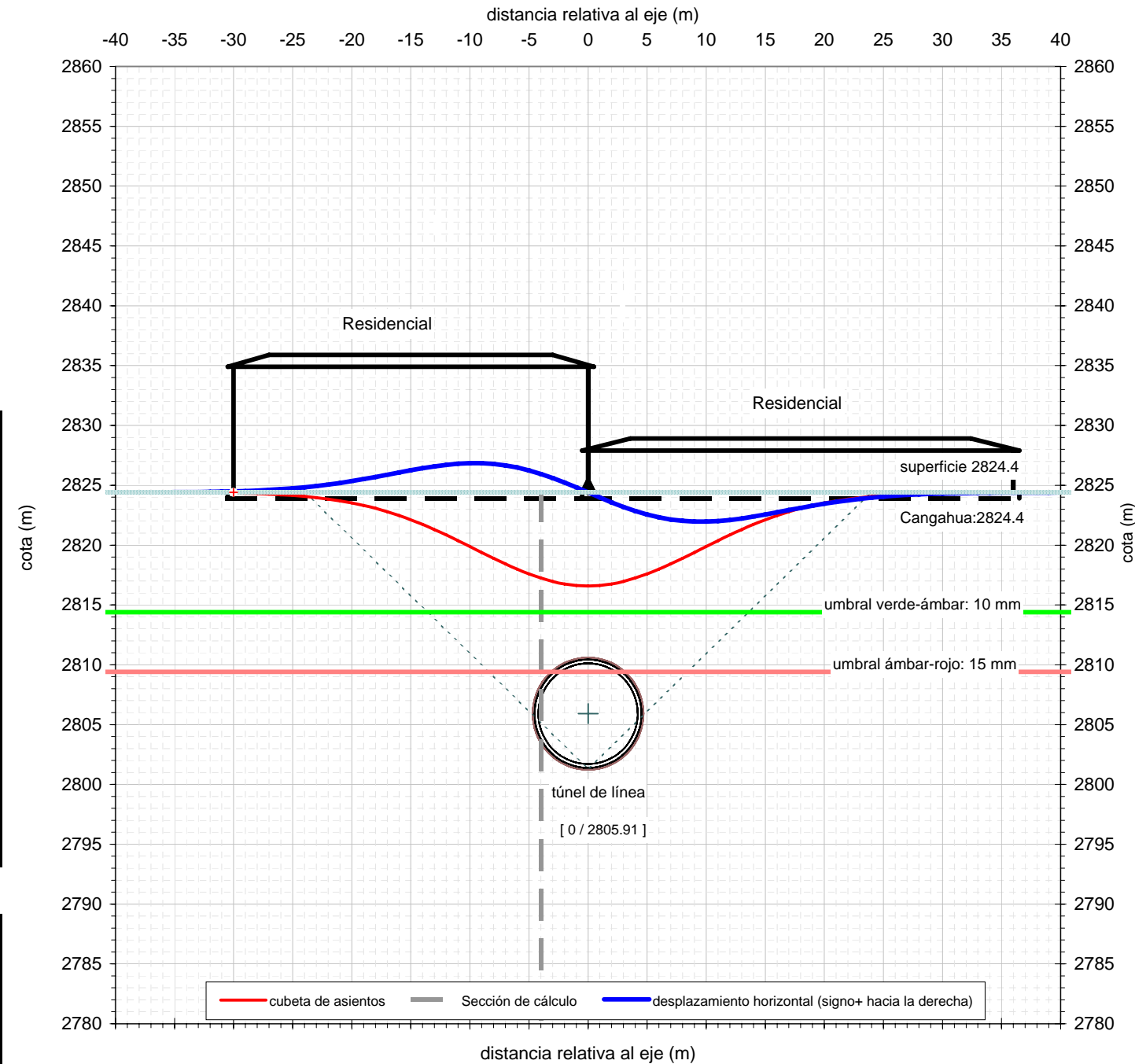
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2824.4
Cota media de superficie	2824.4 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2805.9 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

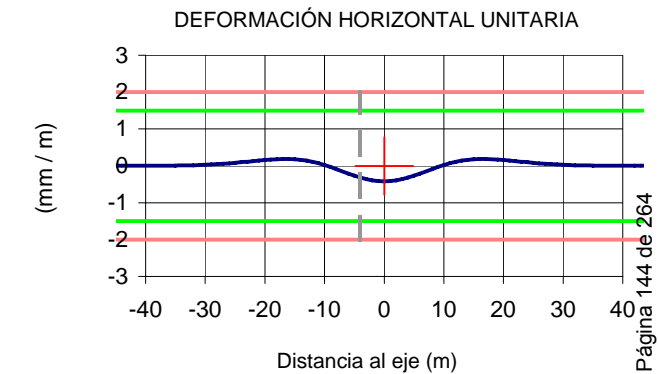
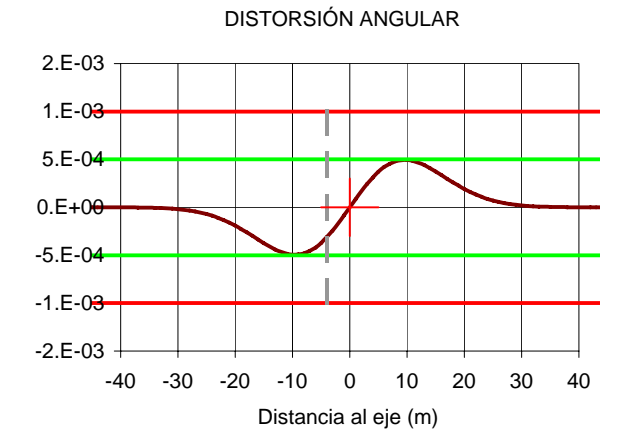
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.27 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	9.56 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	18.49 m
Ángulo equiv. desde la base	46°
Asiento máximo δ_{max}	8 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	8	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 2029	
Máximo desplazamiento horizontal:	2	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.04 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-4	m
Asiento sección de estudio:	7	mm
Distorsión angular:	1 / 3208	
Deformación horizontal unitaria:	0.03 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-4
Resultado	
Asiento (mm):	7.15
Distorsión angular:	1 / 3208
Deformación horizontal unitaria (%):	0.03 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001	0.001
	1 / 2000	1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

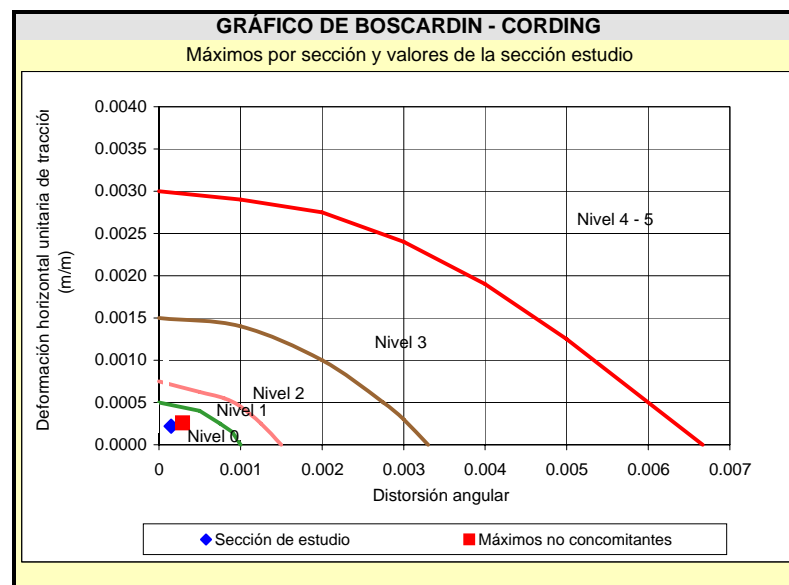
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

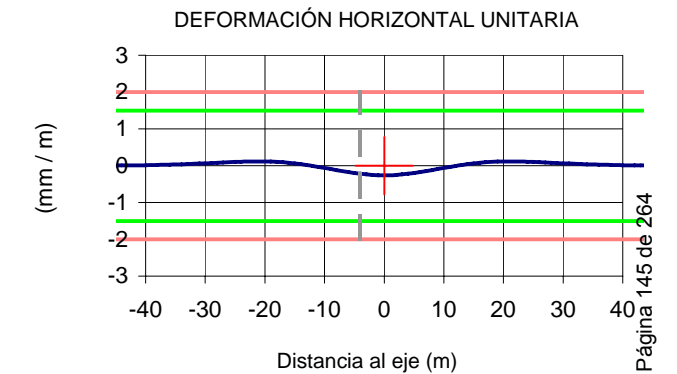
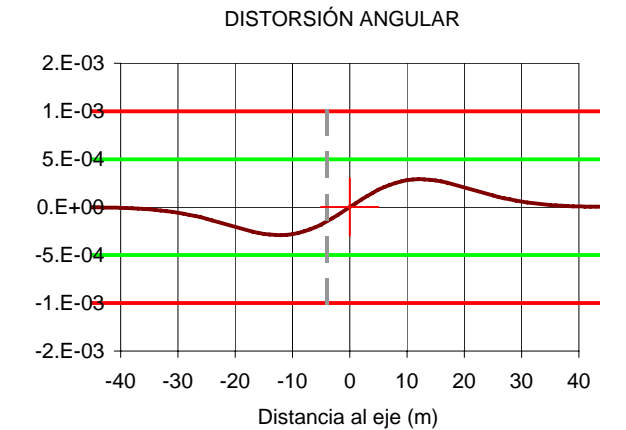
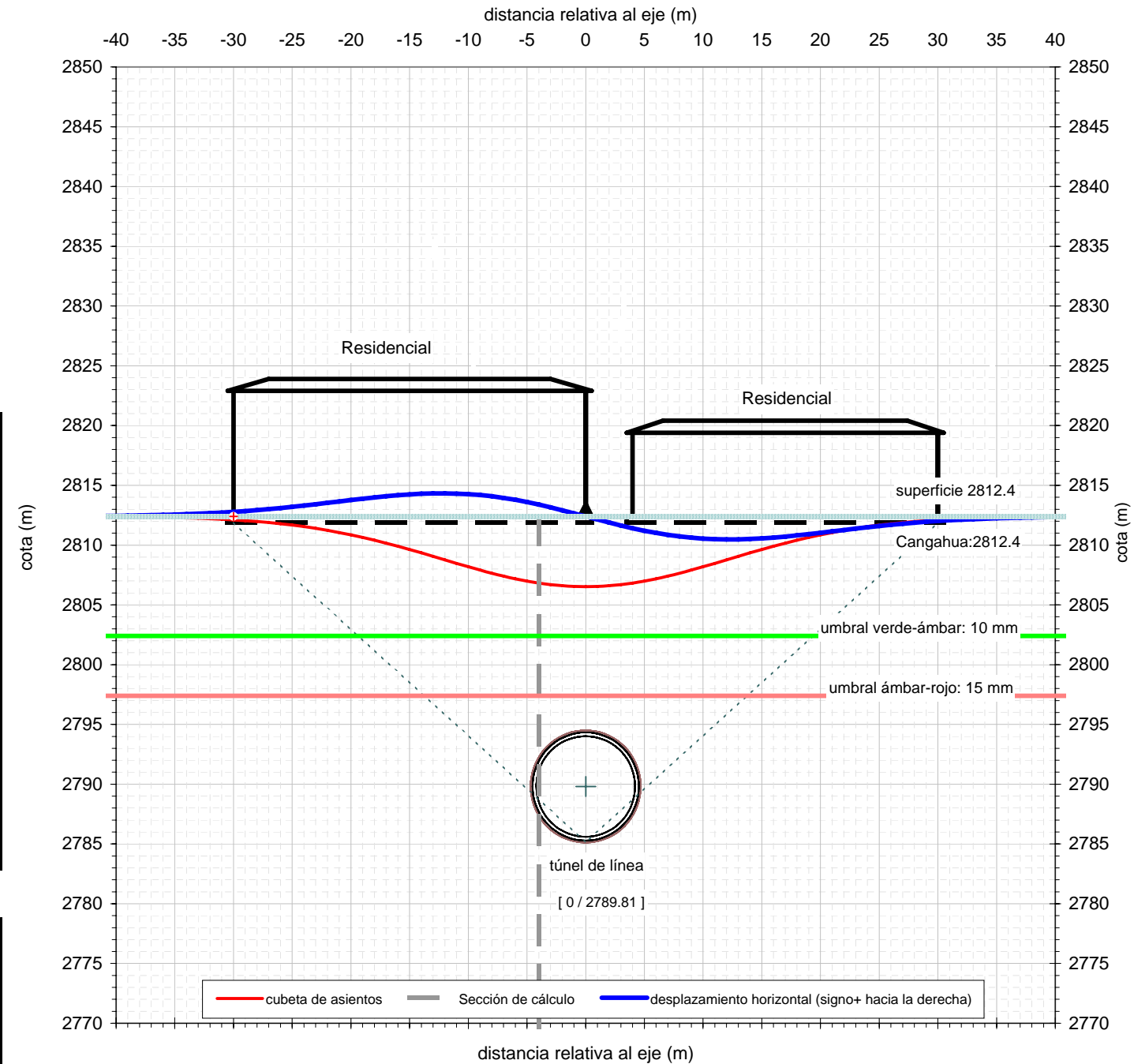
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2812.4
Cota media de superficie	2812.4 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2789.8 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.26 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	12.22 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	22.59 m
Ángulo equiv. desde la base	48°
Asiento máximo δ_{max}	6 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	6	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 3435	
Máximo desplazamiento horizontal:	2	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.03 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-4	m
Asiento sección de estudio:	6	mm
Distorsión angular:	1 / 6721	
Deformación horizontal unitaria:	0.02 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-4
Resultado	
Asiento (mm):	5.57
Distorsión angular:	1 / 6721
Deformación horizontal unitaria (%):	0.02 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

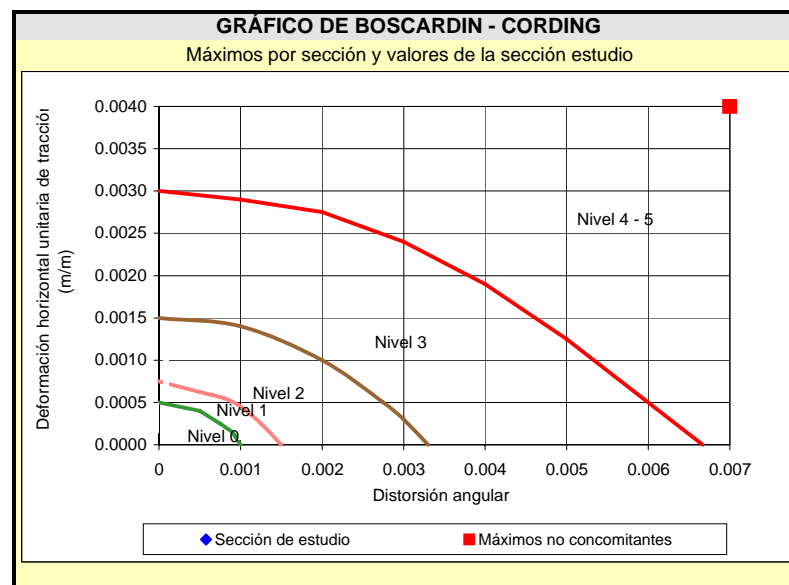
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

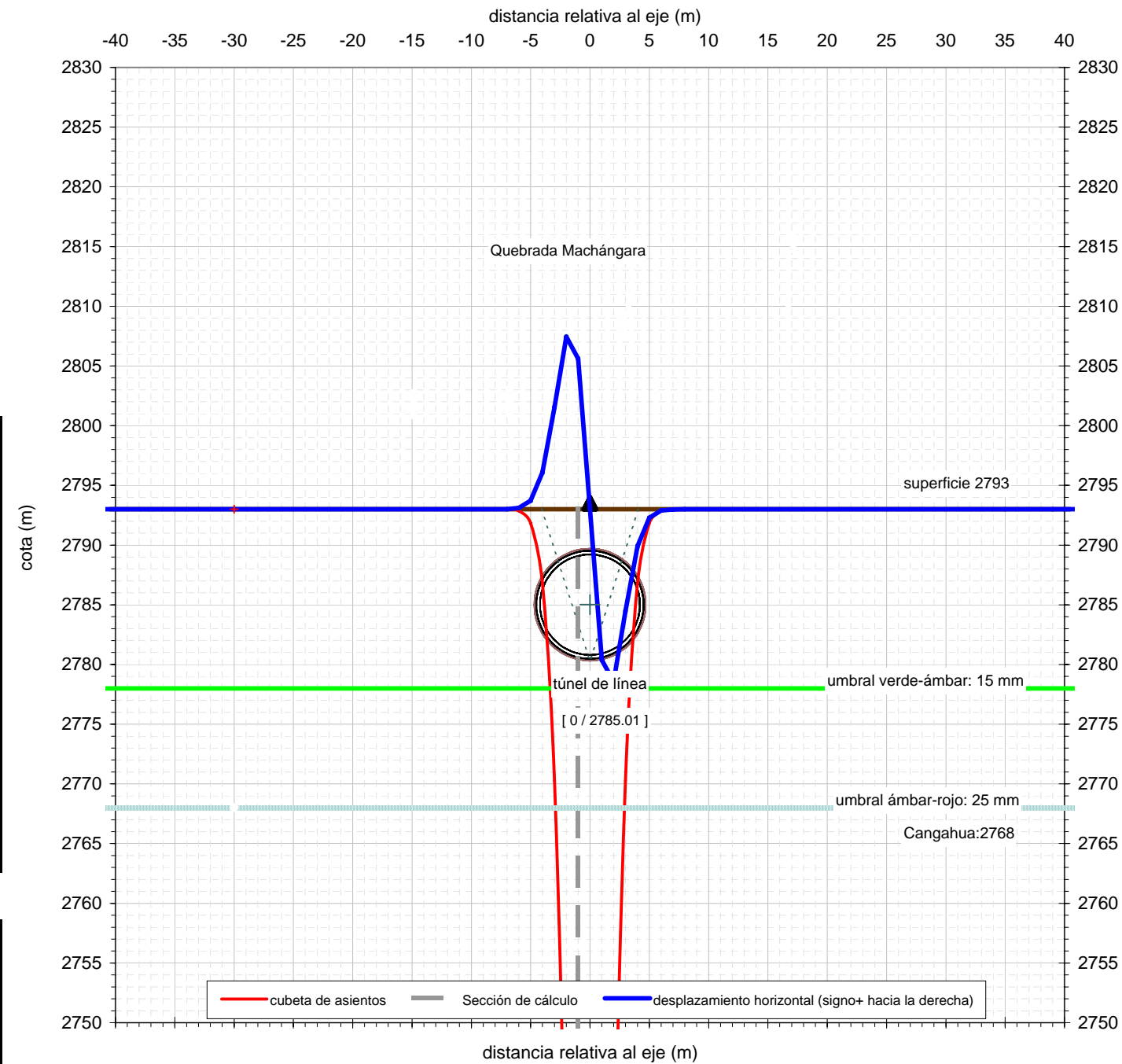
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2793
Cota media de superficie	2793 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	25 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2785.0 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

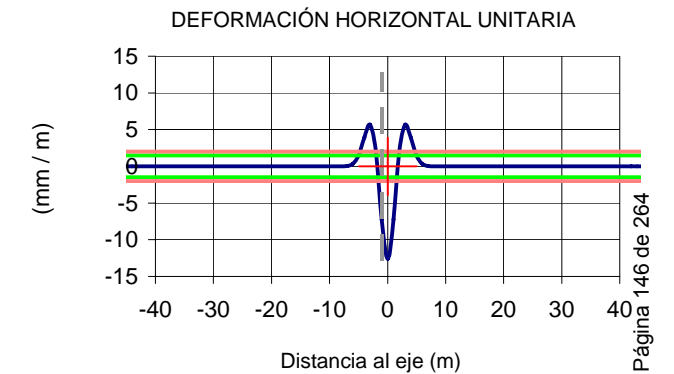
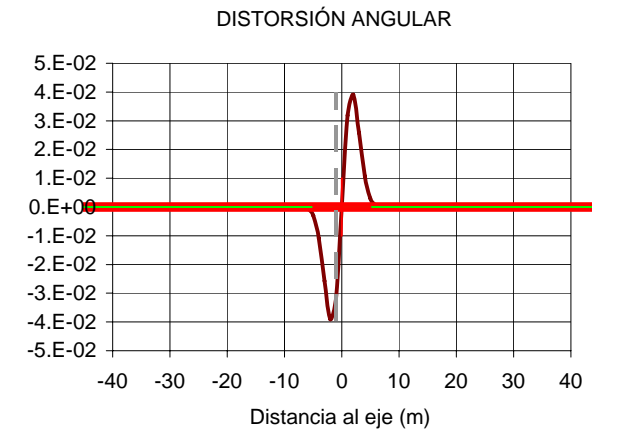
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.72 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	1.64 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	7.99 m
Ángulo equiv. desde la base	18°
Asiento máximo δ_{max}	121 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	121	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 26	
Máximo desplazamiento horizontal:	14	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	1.26 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-1	m
Asiento sección de estudio:	101	mm
Distorsión angular:	1 / 31	
Deformación horizontal unitaria:	0.72 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-1
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	100.81
Distorsión angular:	1 / 31
Deformación horizontal unitaria (%):	0.72 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
<i>Descripción:</i> Estructura subterránea existente		
Umbral:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	15	25
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

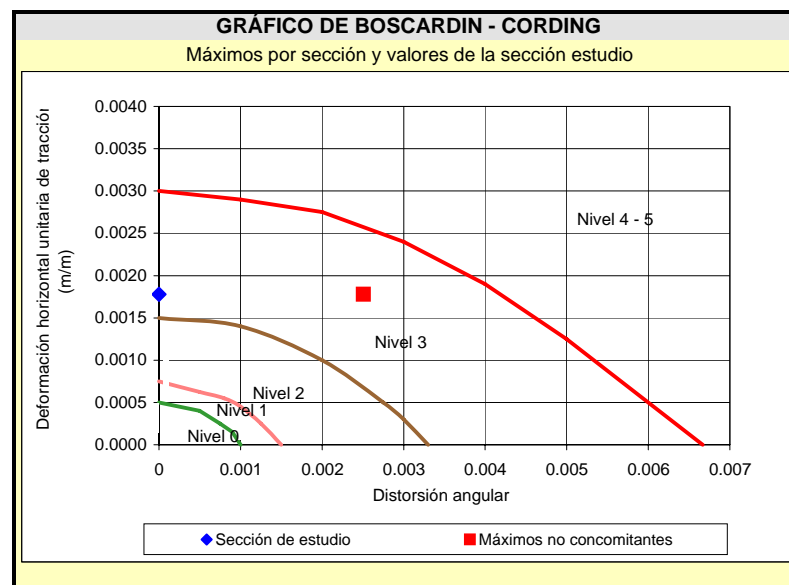
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ROJO

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ROJO

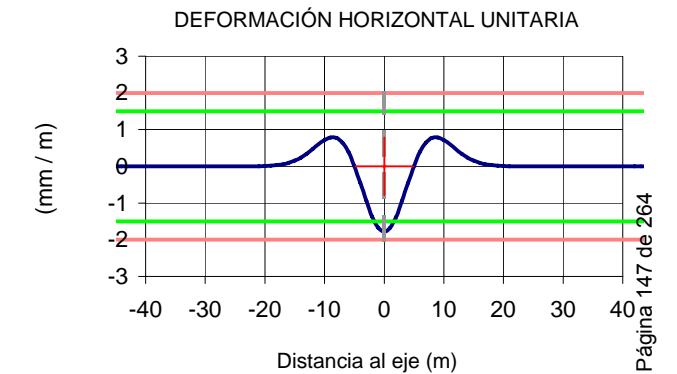
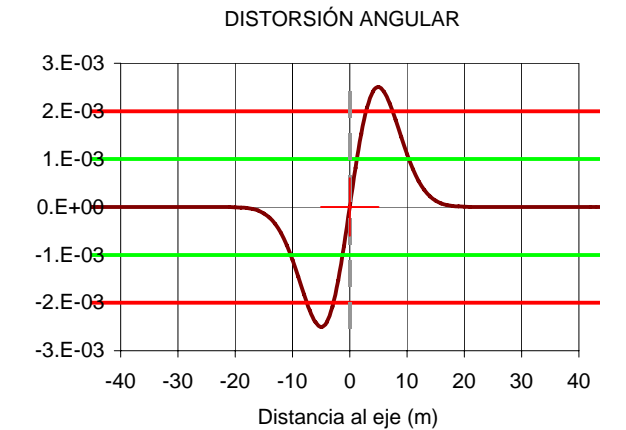
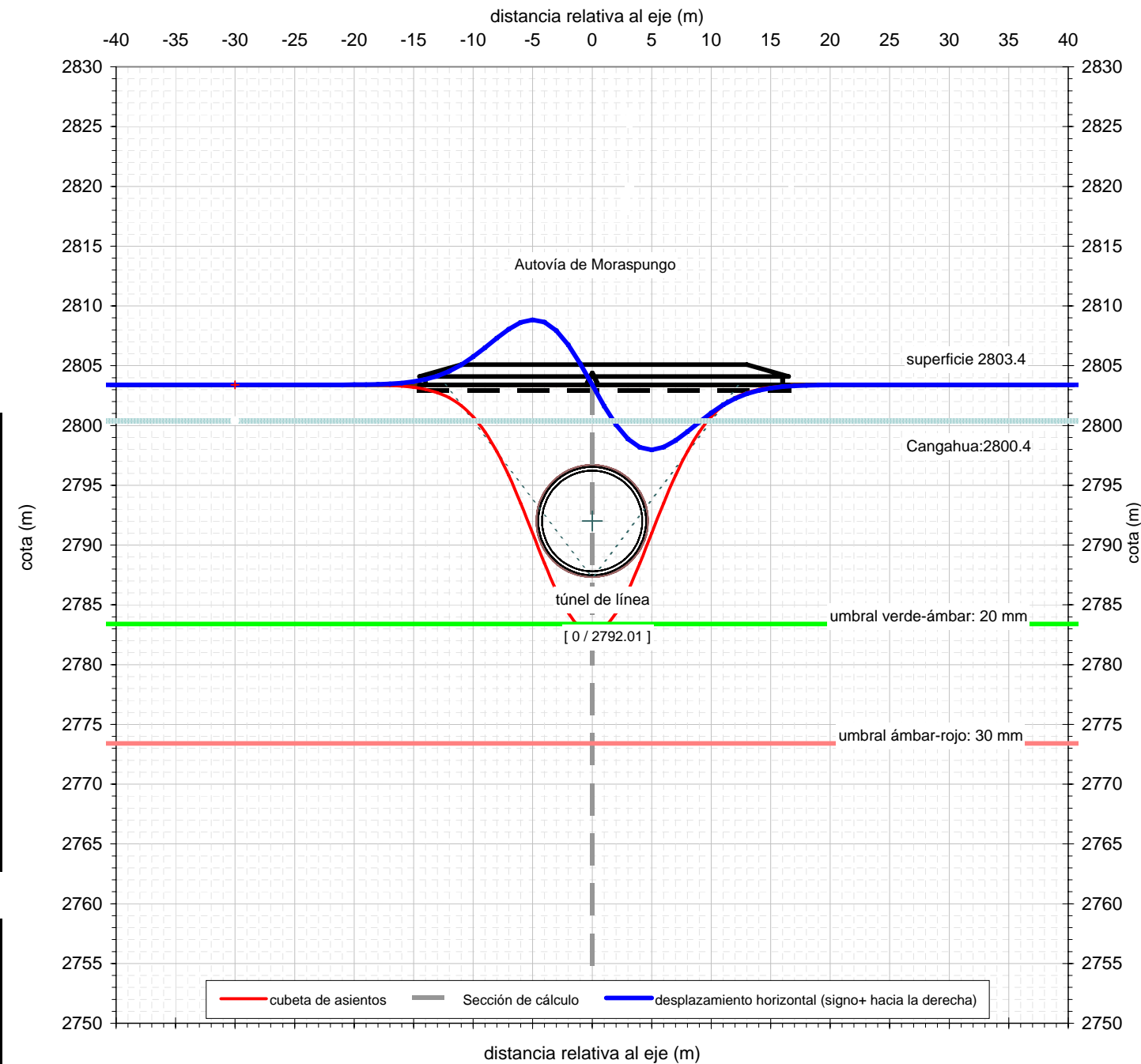
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2803.4
Cota media de superficie	2803.4 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	3 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2792.0 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.37 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	4.94 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	11.39 m
Ángulo equiv. desde la base	38°
Asiento máximo δ_{max}	21 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	21	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 399	
Máximo desplazamiento horizontal:	5	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.18 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	0	m
Asiento sección de estudio:	21	mm
Distorsión angular:	1 / 0	
Deformación horizontal unitaria:	0.18 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	EJE
Distancia al eje (m):	0
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	20.70
Distorsión angular:	1 / 0
Deformación horizontal unitaria (%):	0.18 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
<i>Descripción:</i> Conducciones no de gas		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	20	30
Distorsión angular:	0.001	0.002
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES		
asientos	ÁMBAR	
distorsión angular		ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ÁMBAR	

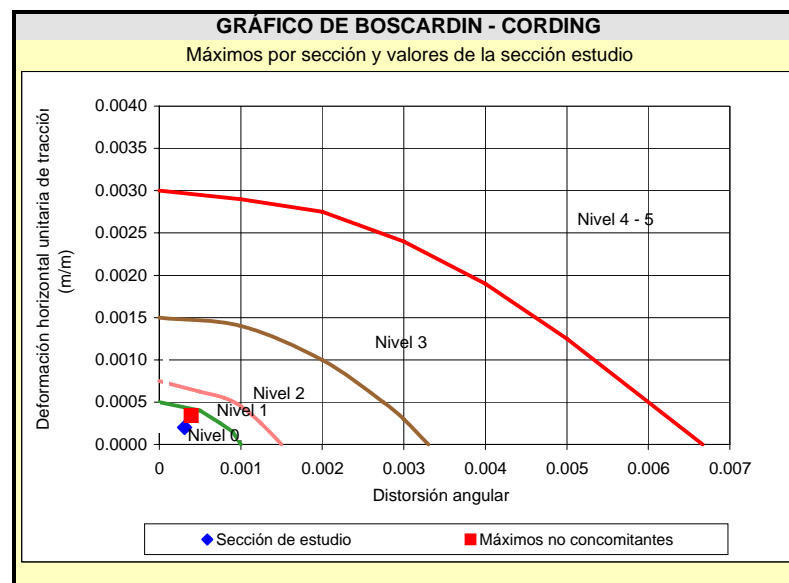
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO		
asientos	ÁMBAR	
distorsión angular	VERDE	
desplazamiento hor. Unitario	ÁMBAR	

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

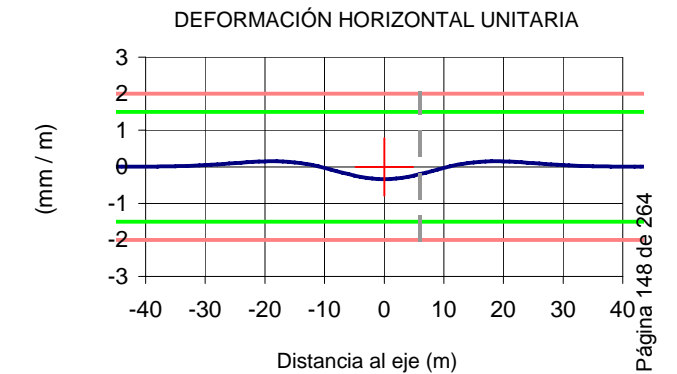
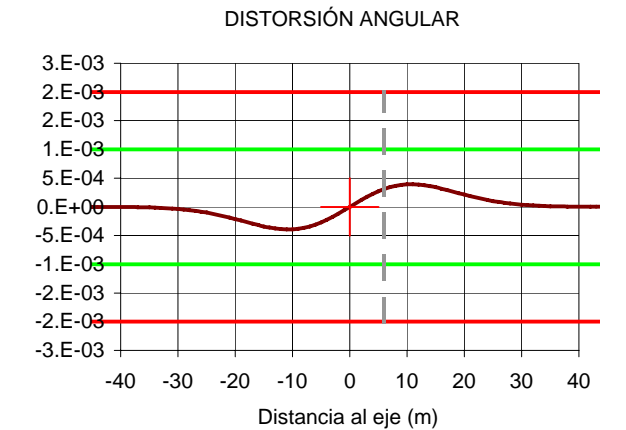
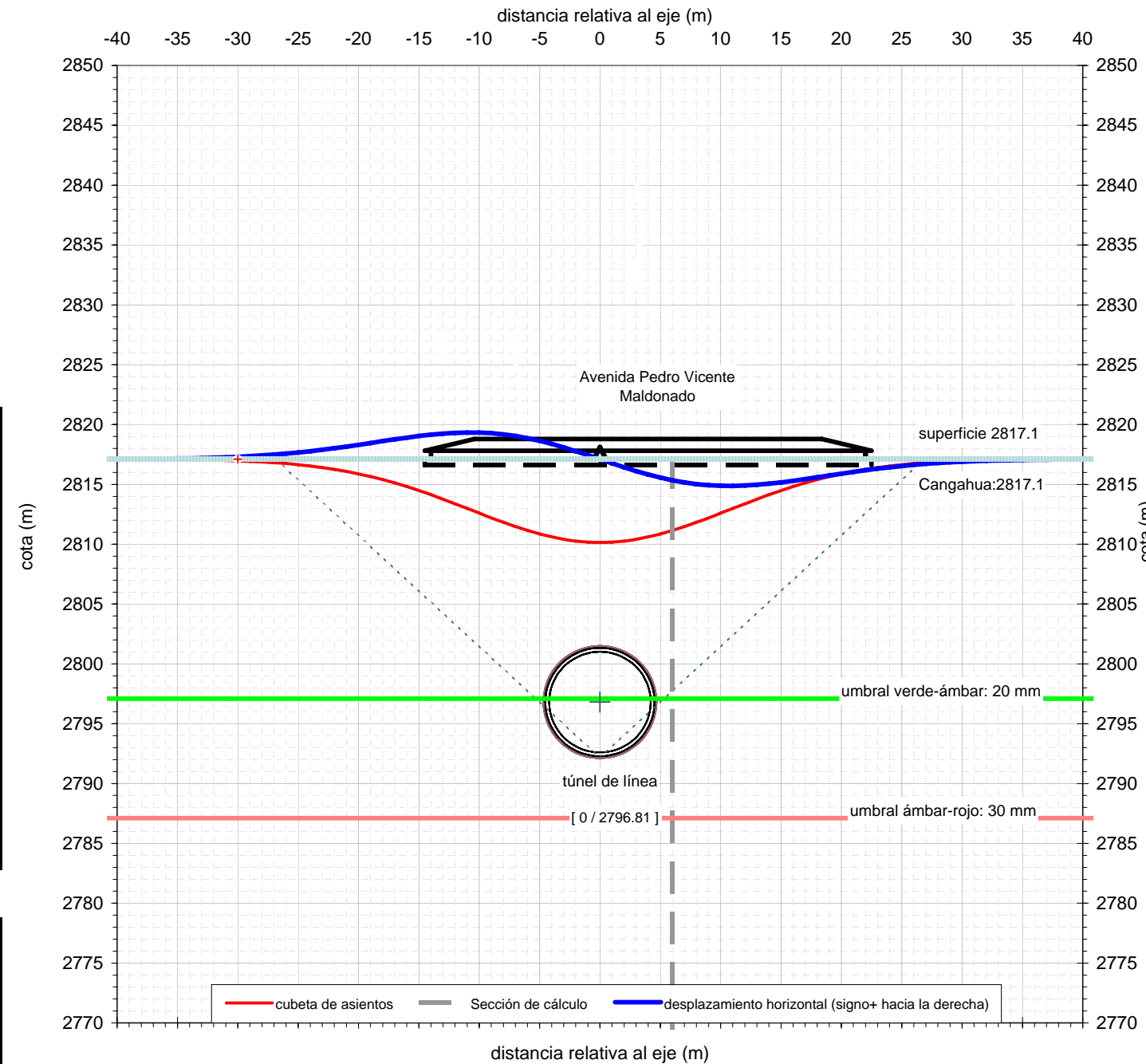
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2817.1
Cota media de superficie	2817.1 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2796.8 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.27 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	10.73 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	20.29 m
Ángulo equiv. desde la base	47°
Asiento máximo δ_{max}	7 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	7	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 2551	
Máximo desplazamiento horizontal:	2	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.03 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	6	m
Asiento sección de estudio:	6	mm
Distorsión angular:	1 / 3235	
Deformación horizontal unitaria:	0.02 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	6
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	5.95
Distorsión angular:	1 / 3235
Deformación horizontal unitaria (%):	0.02 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Conducciones no de gas		
Umbrales:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	20	30
Distorsión angular:	0.001 1 / 1000	0.002 1 / 500
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

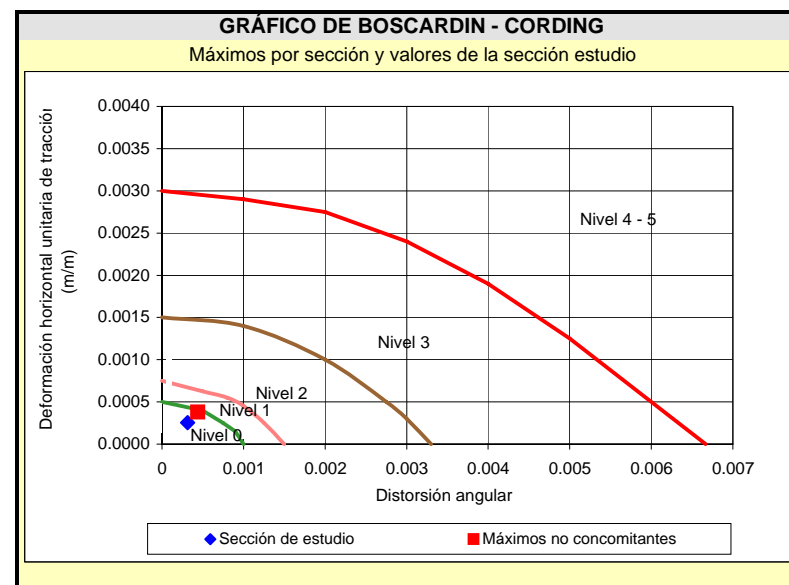
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

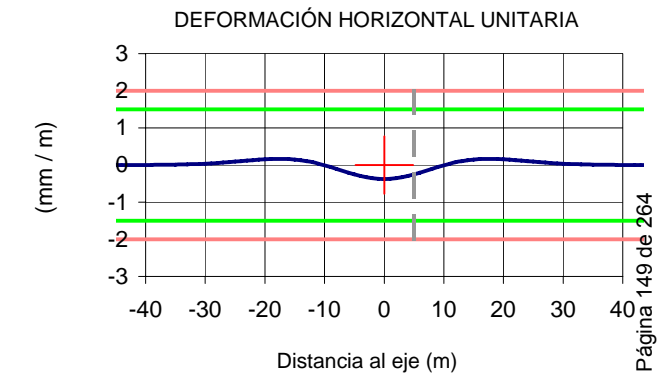
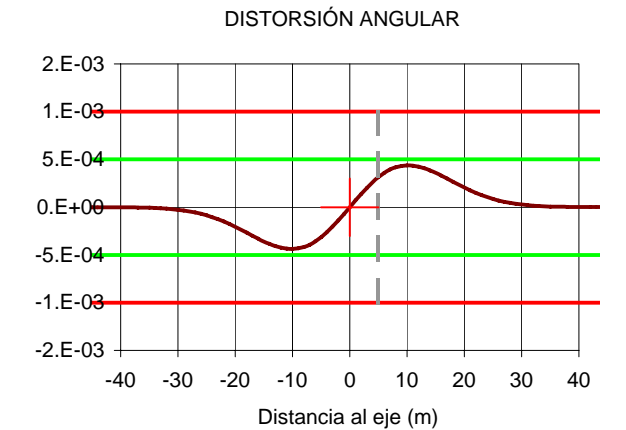
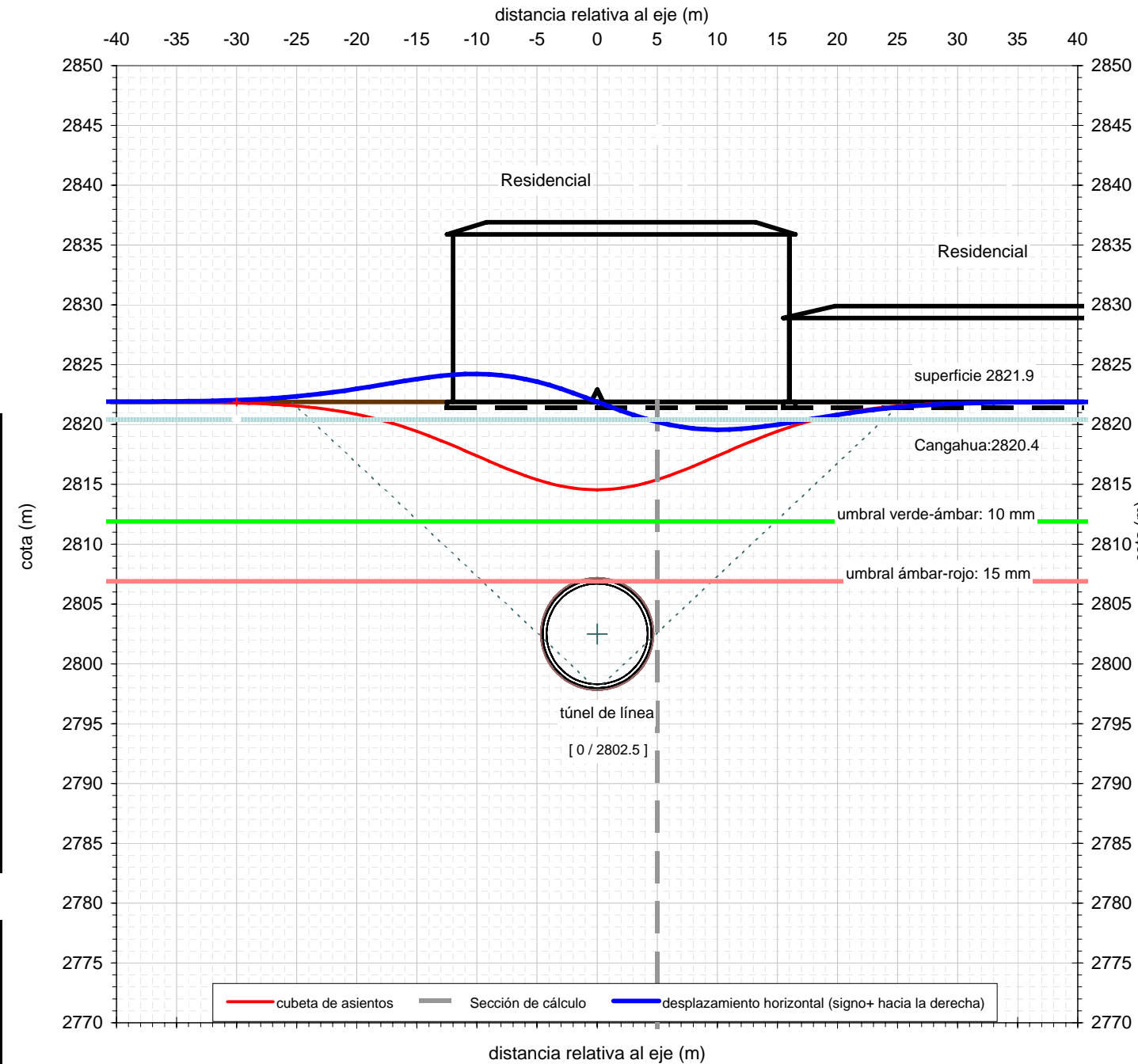
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2821.9
Cota media de superficie	2821.9 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	1.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2802.5 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.27 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	10.15 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	19.4 m
Ángulo equiv. desde la base	46°
Asiento máximo δ_{max}	7 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	7	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 2283	
Máximo desplazamiento horizontal:	2	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.04 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	5	m
Asiento sección de estudio:	7	mm
Distorsión angular:	1 / 3176	
Deformación horizontal unitaria:	0.03 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	5
Resultado	
Asiento (mm):	6.51
Distorsión angular:	1 / 3176
Deformación horizontal unitaria (%):	0.03 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

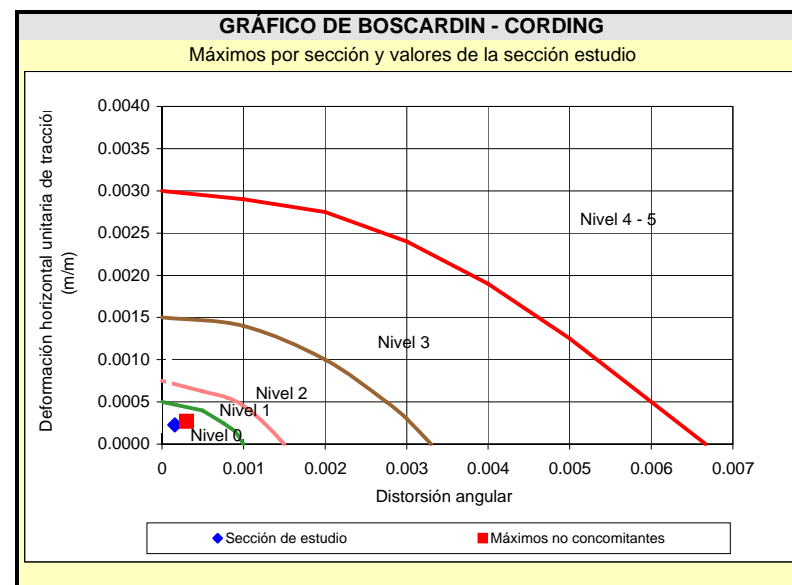
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

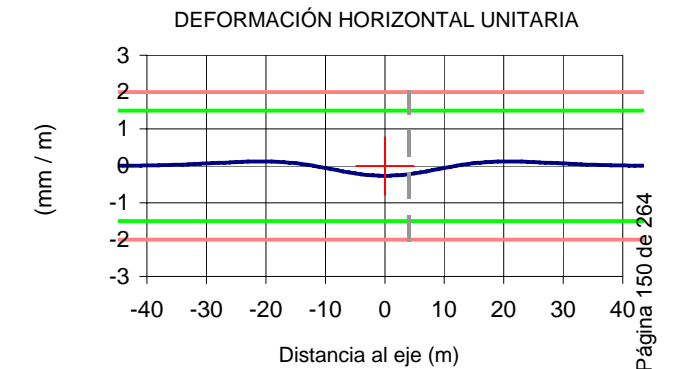
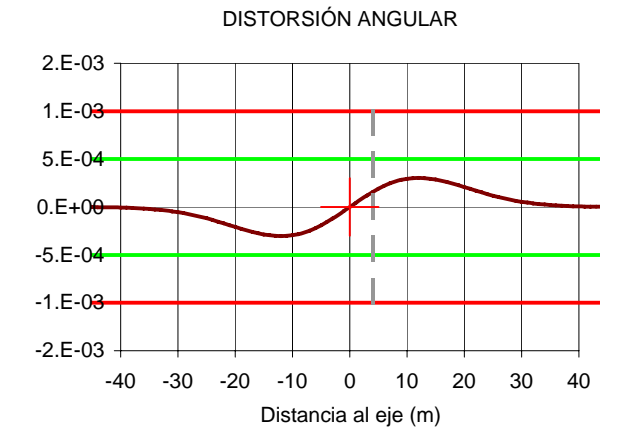
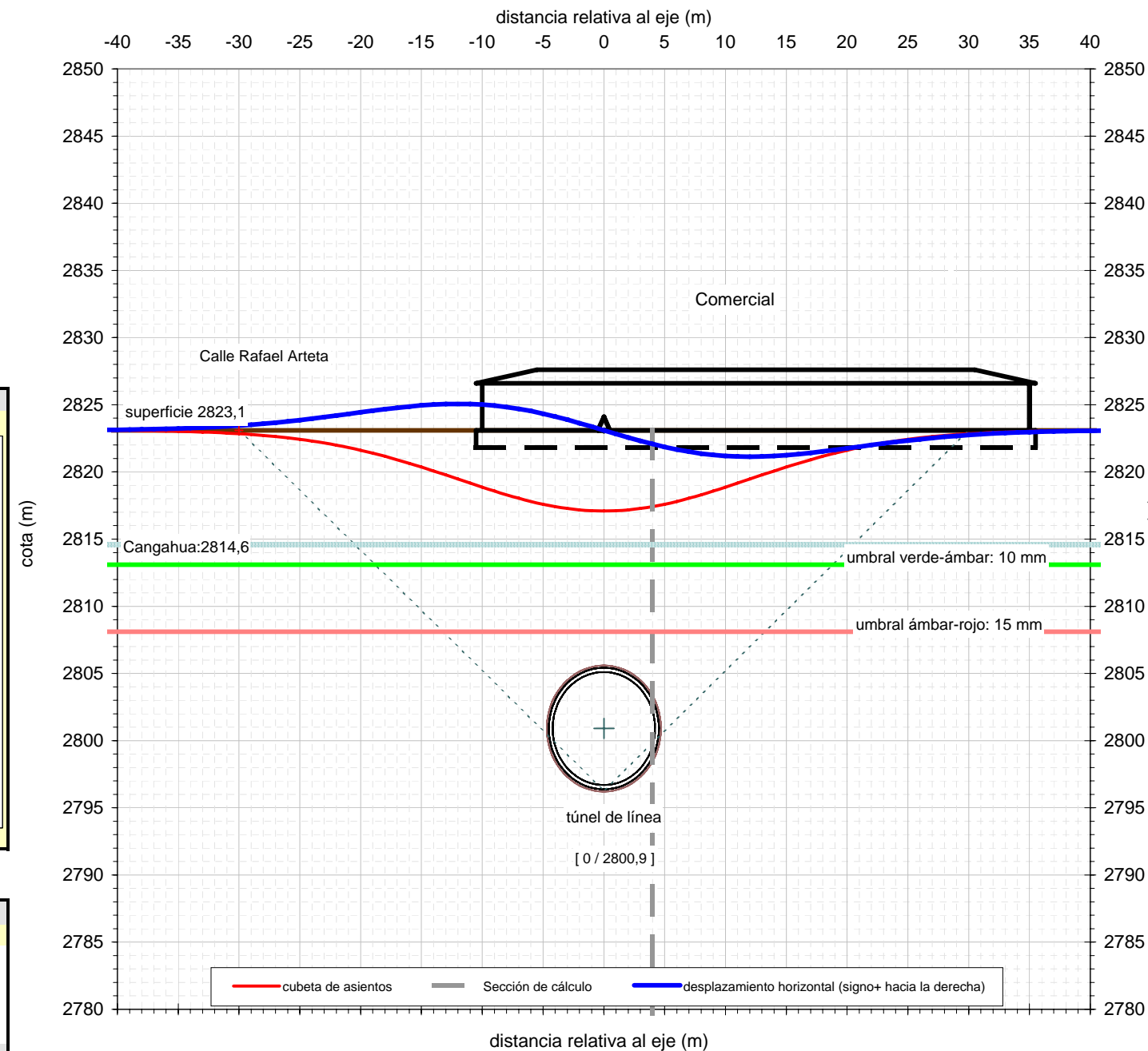
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2823.1
Cota media de superficie	2823.1 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	8.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2800.9 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.26 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	11.97 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	22.2 m
Ángulo equiv. desde la base	48°
Asiento máximo δ_{max}	6 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	6	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 3293	
Máximo desplazamiento horizontal:	2	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.03 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	4	m
Asiento sección de estudio:	6	mm
Distorsión angular:	1 / 6327	
Deformación horizontal unitaria:	0.02 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	4
Resultado	
Asiento (mm):	5.68
Distorsión angular:	1 / 6327
Deformación horizontal unitaria (%):	0.02 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción:	Edificios cimentados superficialmente sin daños	
Umbral:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001	0.001
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

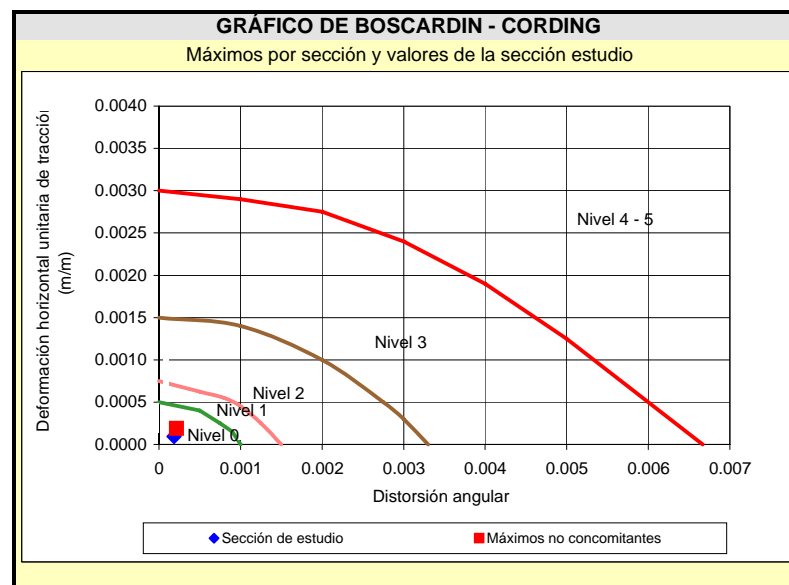
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

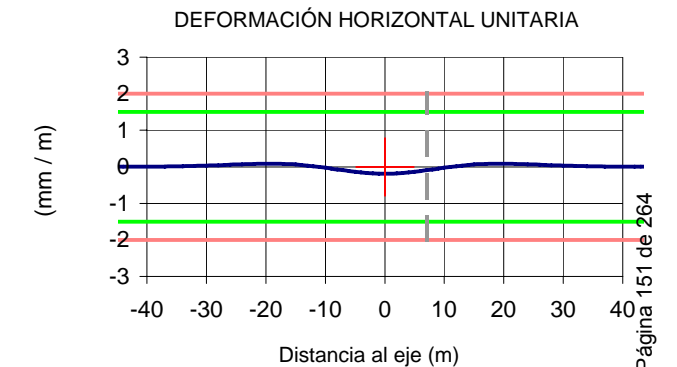
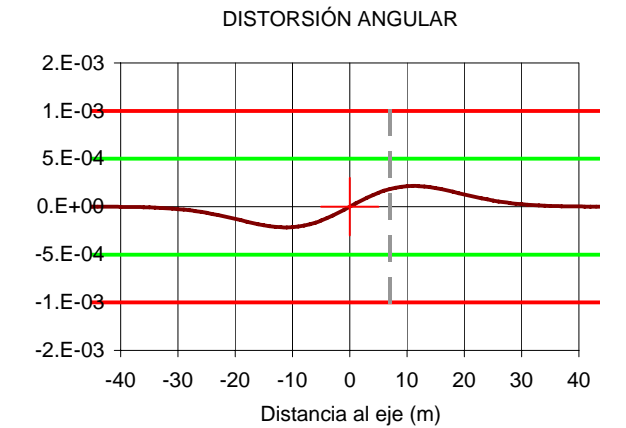
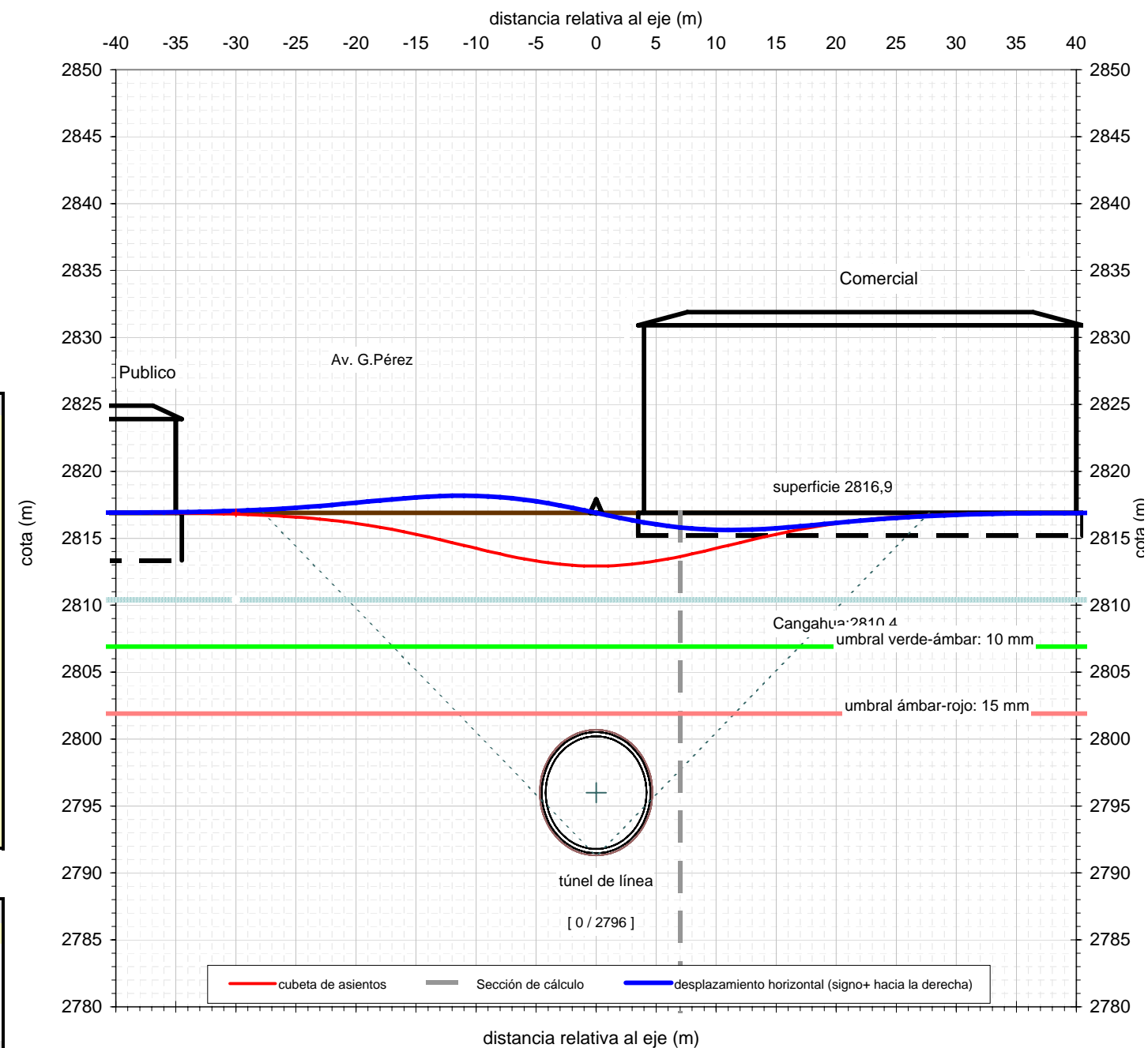
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2816.9
Cota media de superficie	2816.9 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	6.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2796.0 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.16 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	11.12 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	20.9 m
Ángulo equiv. desde la base	47°
Asiento máximo δ_{max}	4 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	4	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 4625	
Máximo desplazamiento horizontal:	1	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.02 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	7	m
Asiento sección de estudio:	3	mm
Distorsión angular:	1 / 5437	
Deformación horizontal unitaria:	0.01 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	7
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	3.26
Distorsión angular:	1 / 5437
Deformación horizontal unitaria (%):	0.01 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001	0.001
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

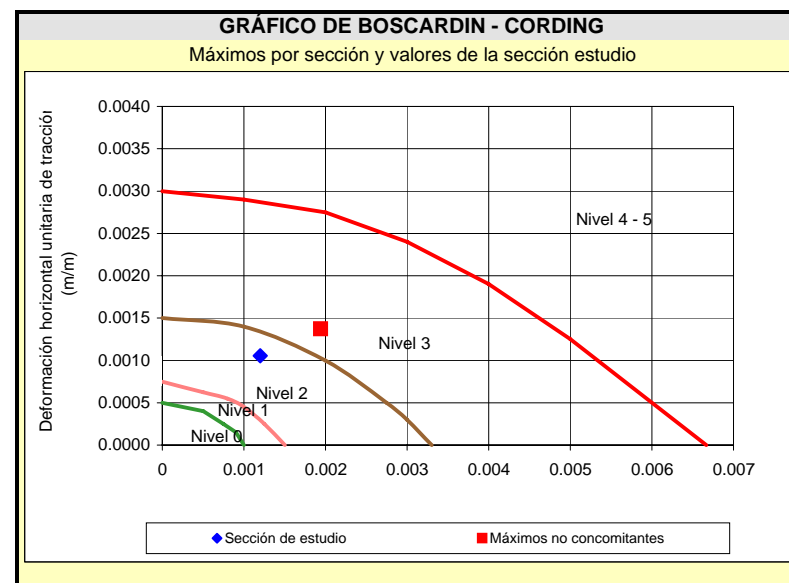
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

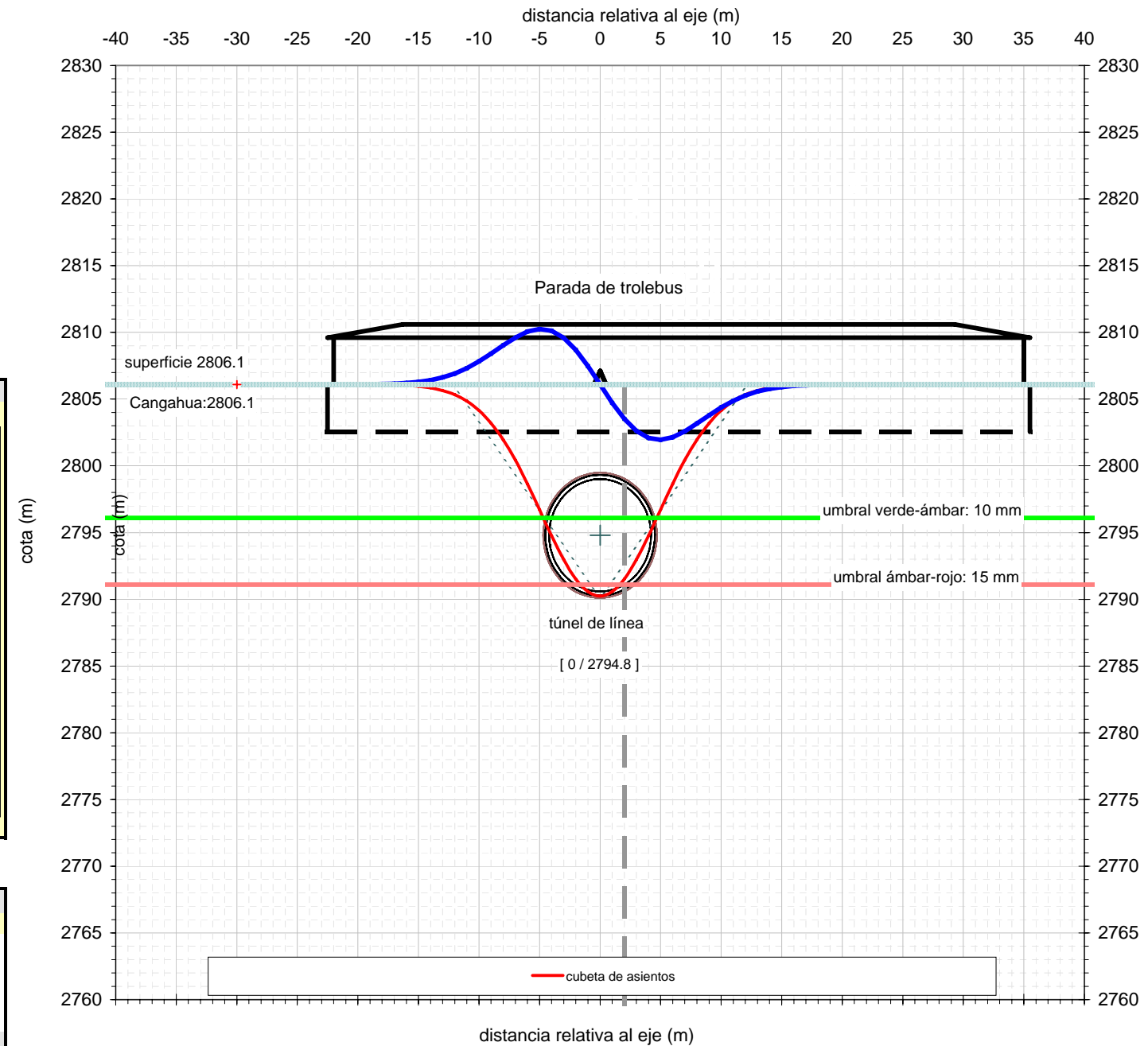
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2806.1
Cota media de superficie	2806.1 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2794.8 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

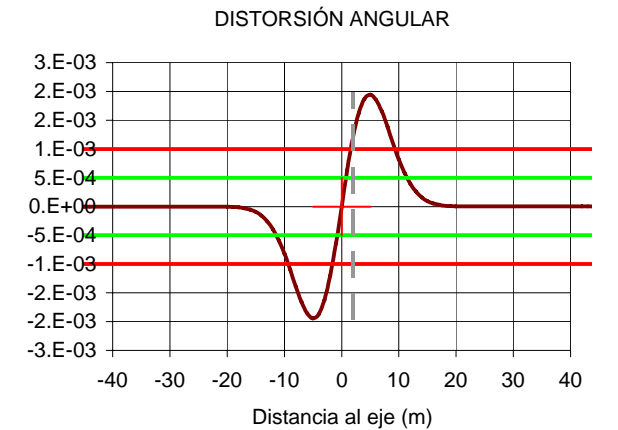
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.28 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	4.88 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	11.3 m
Ángulo equiv. desde la base	37°
Asiento máximo δ_{max}	16 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	16	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 515	
Máximo desplazamiento horizontal:	4	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.14 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	2	m
Asiento sección de estudio:	15	mm
Distorsión angular:	1 / 834	
Deformación horizontal unitaria:	0.11 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	2
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	14.58
Distorsión angular:	1 / 834
Deformación horizontal unitaria (%):	0.11 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
<i>Descripción:</i> Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbrales:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

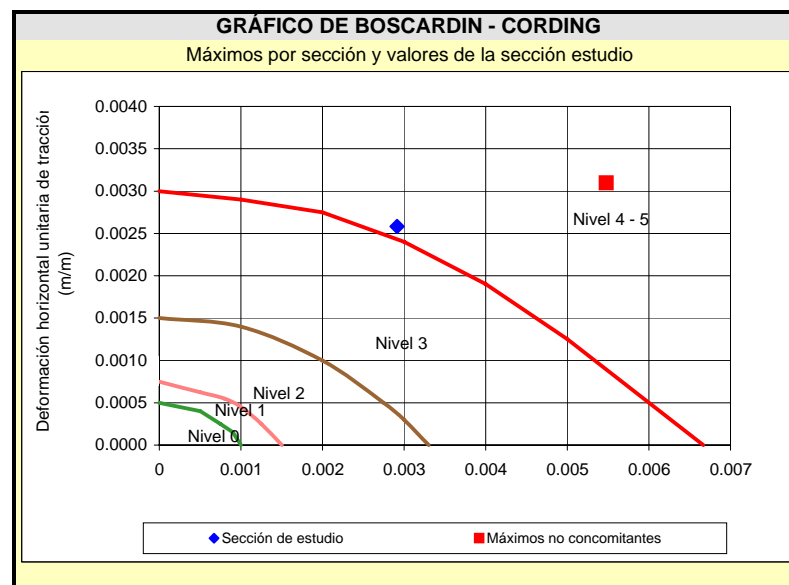
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	ÁMBAR
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

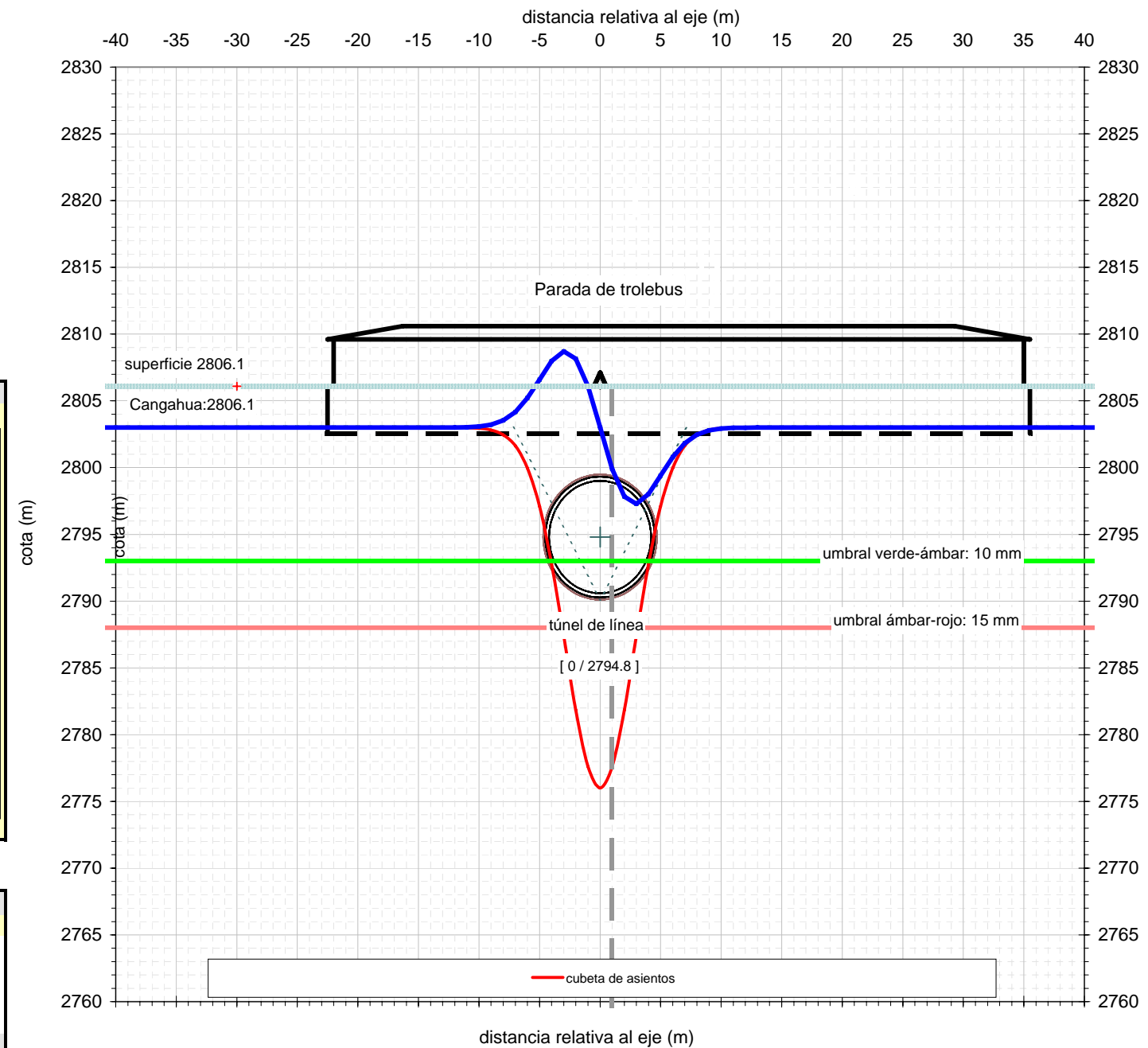
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2803
Cota media de superficie	2806.1 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2794.8 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

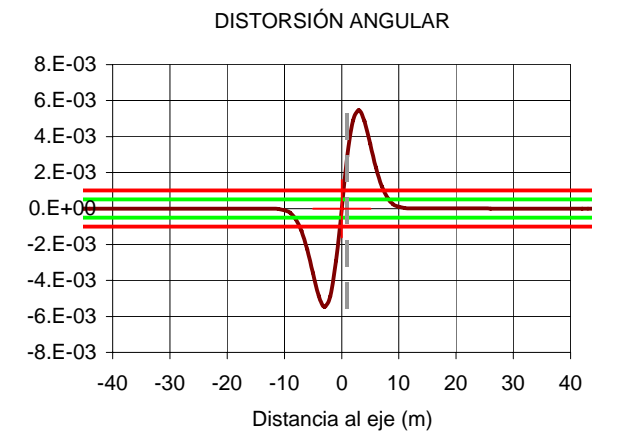
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.28 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	2.87 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	8.2 m
Ángulo equiv. desde la base	29°
Asiento máximo δ_{max}	27 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	27	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 182	
Máximo desplazamiento horizontal:	6	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.31 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	1	m
Asiento sección de estudio:	25	mm
Distorsión angular:	1 / 343	
Deformación horizontal unitaria:	0.26 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	1
Resultado	
Asiento (mm):	25.40
Distorsión angular:	1 / 343
Deformación horizontal unitaria (%):	0.26 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

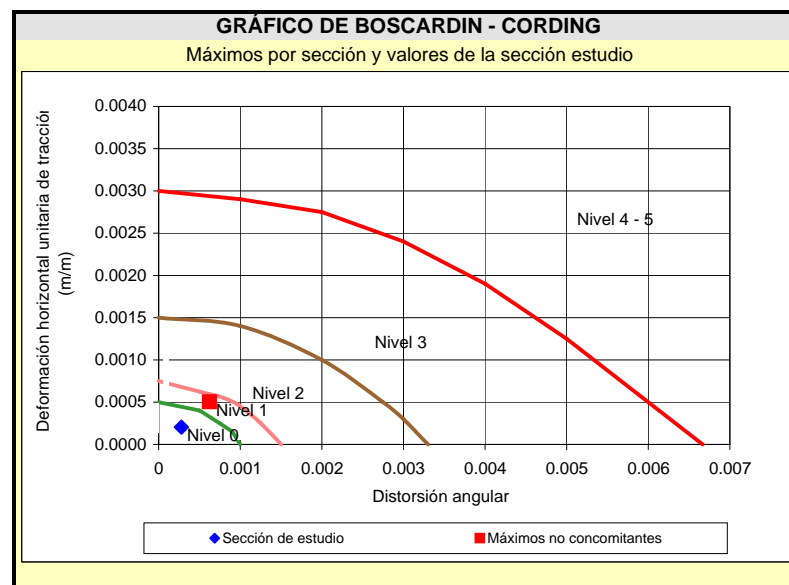
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ROJO

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ROJO

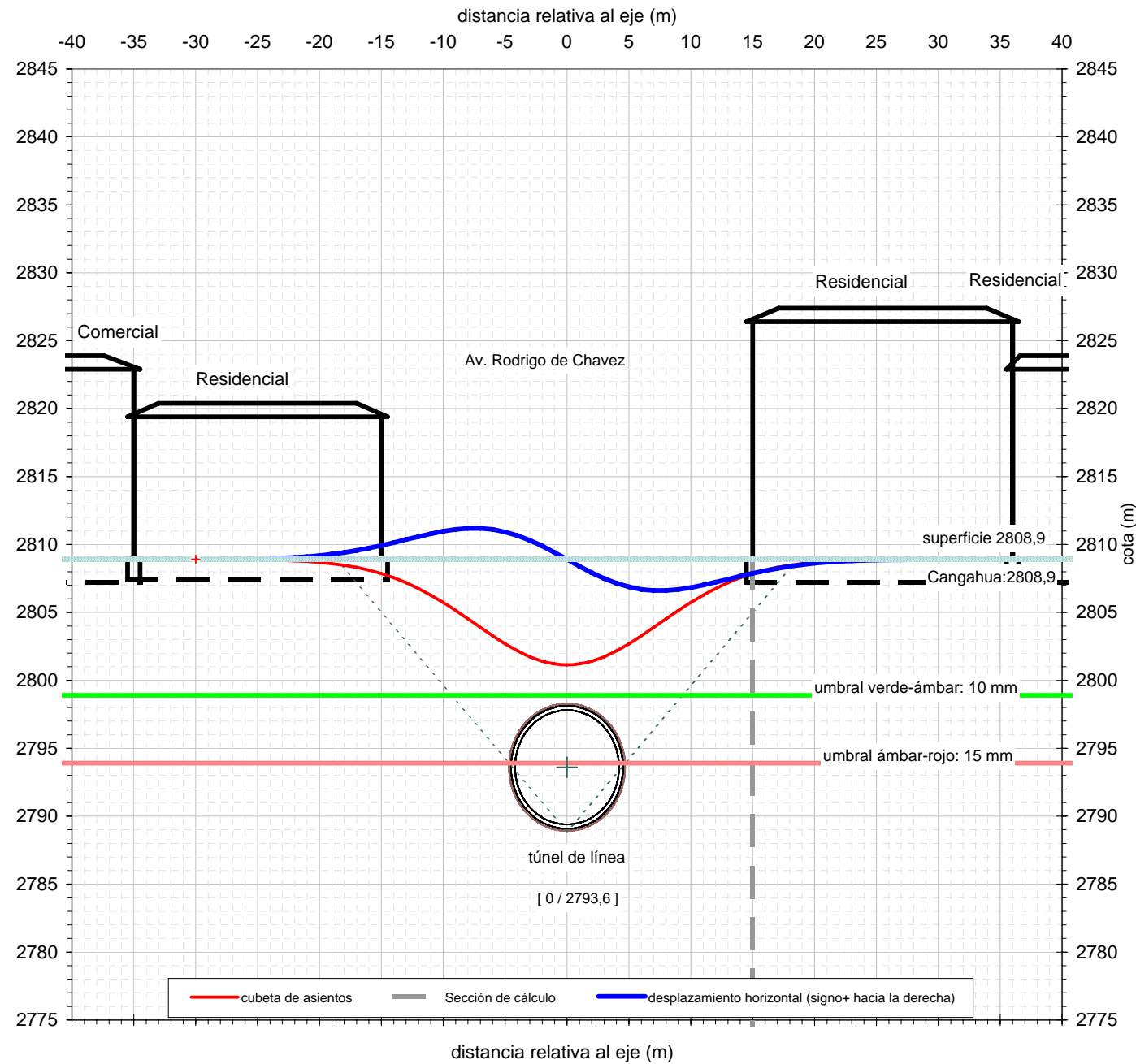
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2808.9
Cota media de superficie	2808.9 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2793.6 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

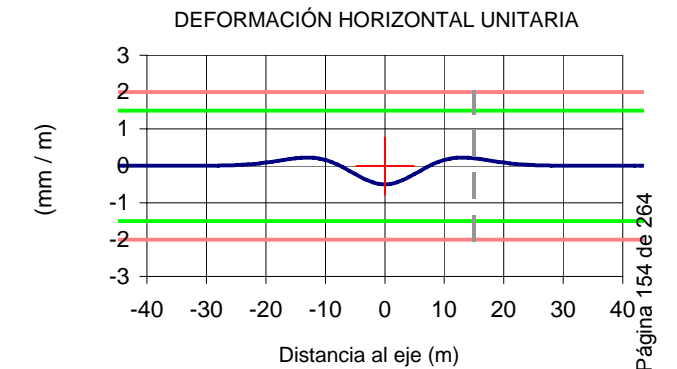
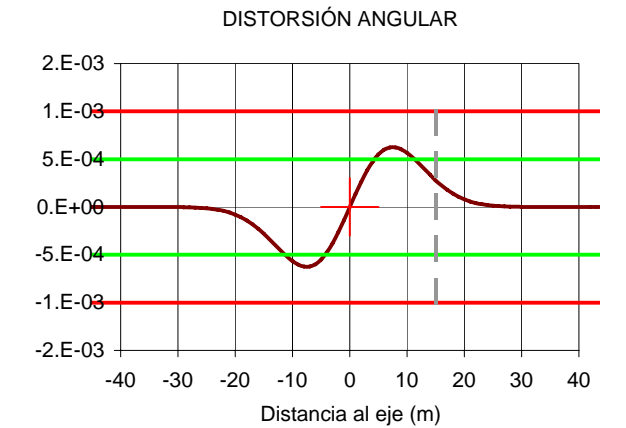
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.21 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	7.48 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	15.3 m
Ángulo equiv. desde la base	43°
Asiento máximo δ_{max}	8 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	8	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 1607	
Máximo desplazamiento horizontal:	2	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.05 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	15	m
Asiento sección de estudio:	1	mm
Distorsión angular:	1 / 3578	
Deformación horizontal unitaria:	0.02 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	15
Resultado	
Asiento (mm):	1.04
Distorsión angular:	1 / 3578
Deformación horizontal unitaria (%):	0.02 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbrales:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001	0.001
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

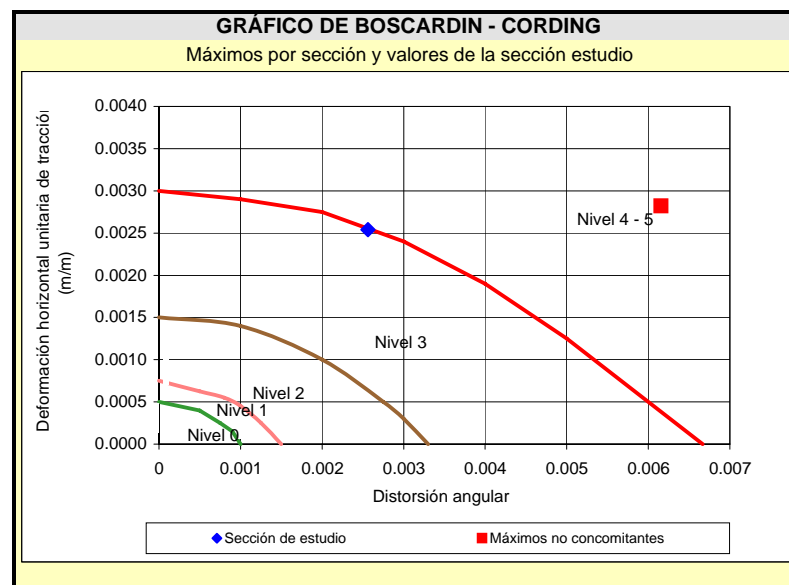
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	ÁMBAR
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

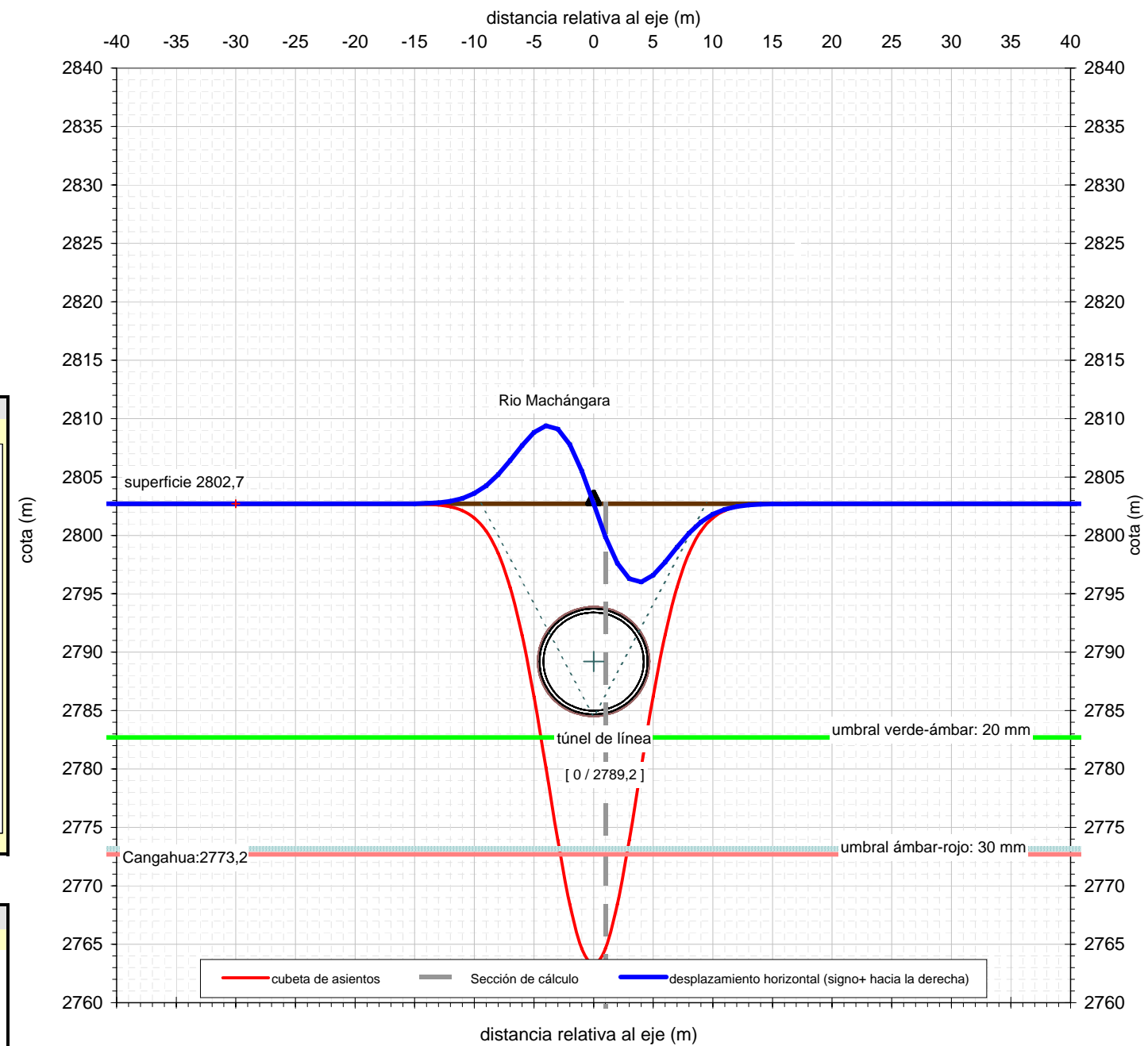
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2802.7
Cota media de superficie	2802.7 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	29.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2789.2 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

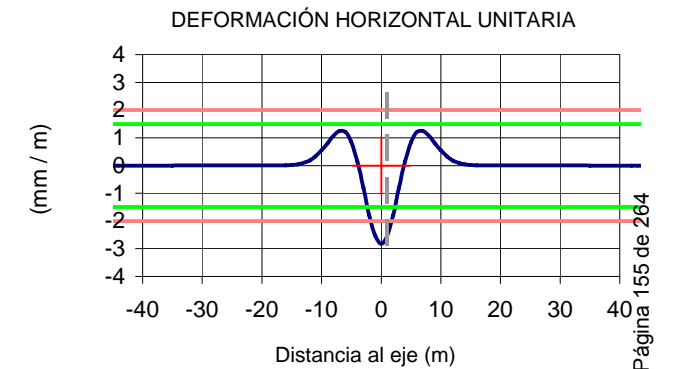
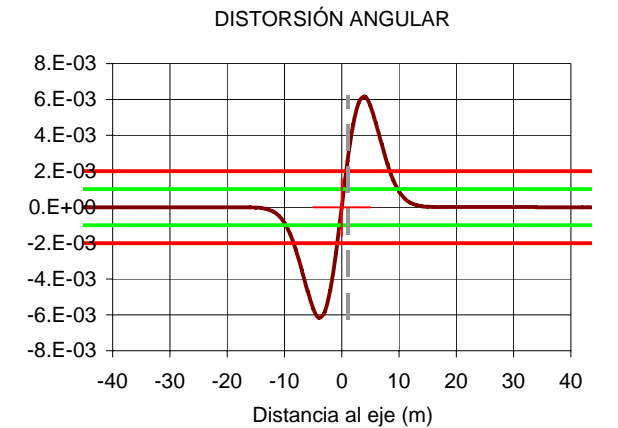
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.54 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	3.79 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	13.5 m
Ángulo equiv. desde la base	28°
Asiento máximo δ_{max}	39 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	39	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 162	
Máximo desplazamiento horizontal:	7	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.28 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	1	m
Asiento sección de estudio:	38	mm
Distorsión angular:	1 / 390	
Deformación horizontal unitaria:	0.25 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	1
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	38.06
Distorsión angular:	1 / 390
Deformación horizontal unitaria (%):	0.25 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Conducciones no de gas		
Umbral:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	20	30
Distorsión angular:	0.001	0.002
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

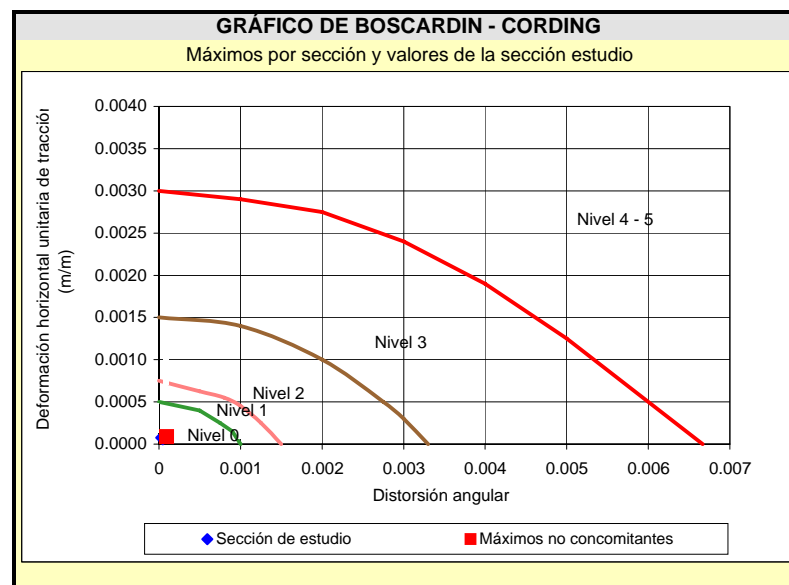
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ROJO

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ROJO

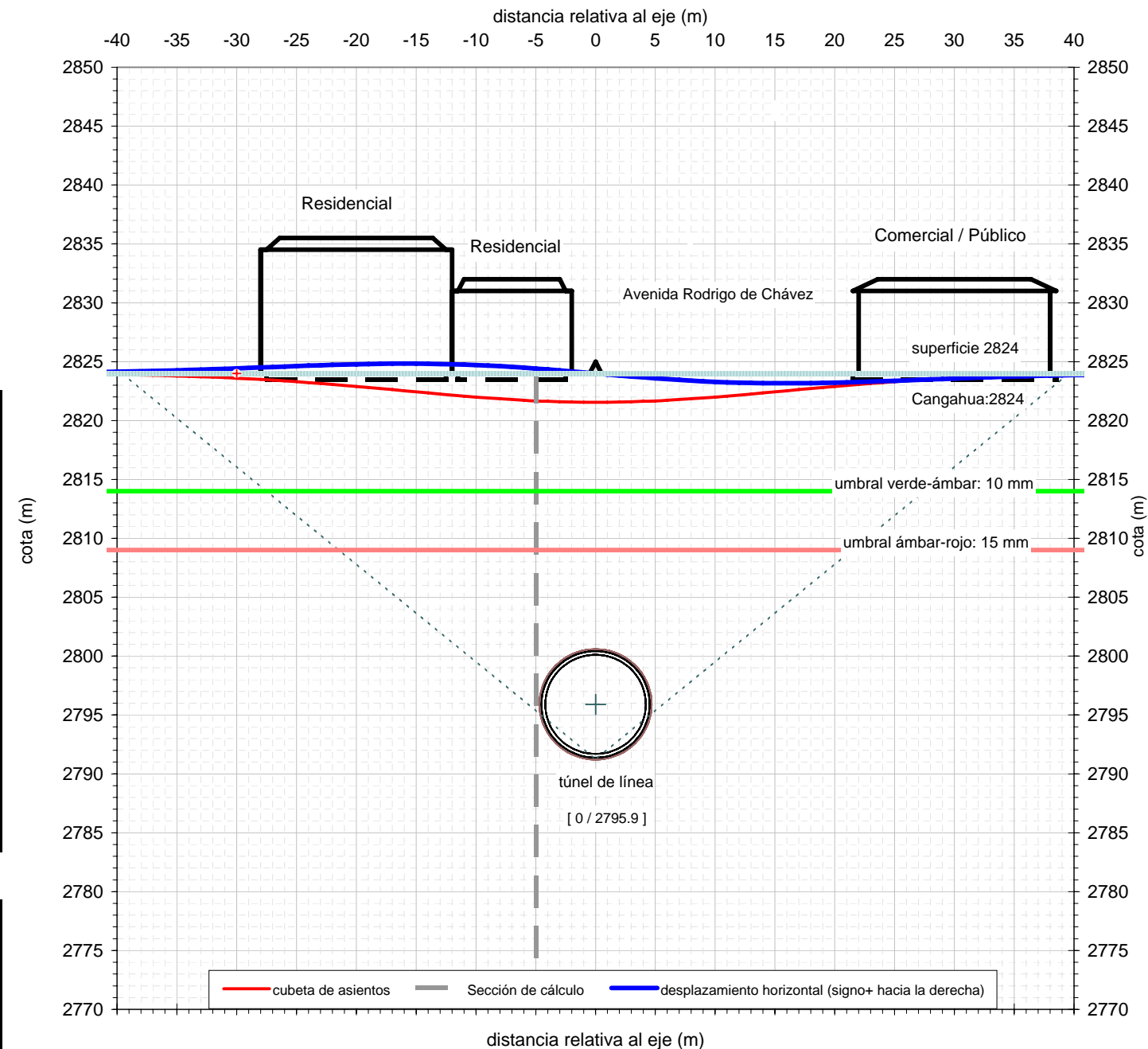
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2824
Cota media de superficie	2824 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2795.9 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

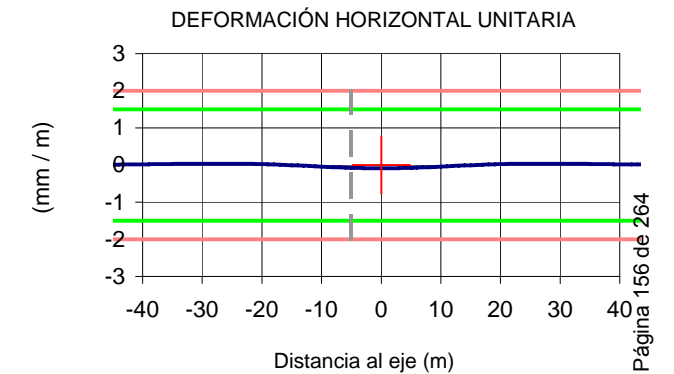
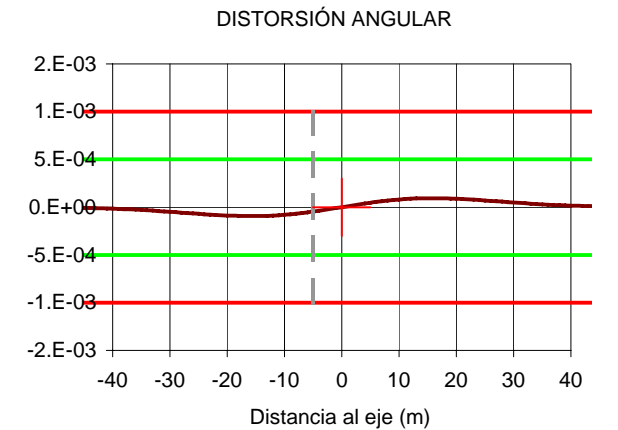
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.14 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	15.80 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	28.1 m
Ángulo equiv. desde la base	50°
Asiento máximo δ_{max}	2 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	2	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 10655	
Máximo desplazamiento horizontal:	1	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.01 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-5	m
Asiento sección de estudio:	2	mm
Distorsión angular:	1 / 21484	
Deformación horizontal unitaria:	0.01 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-5
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	2.33
Distorsión angular:	1 / 21484
Deformación horizontal unitaria (%):	0.01 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
<i>Descripción:</i> Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

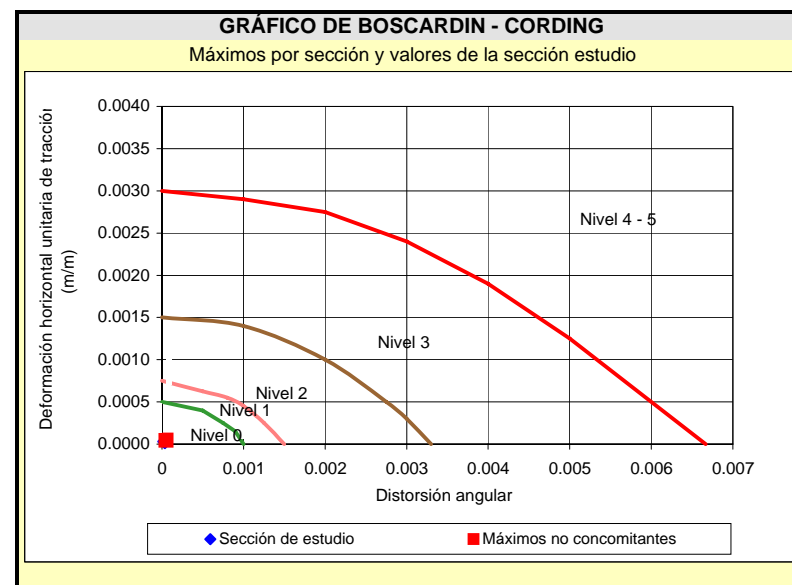
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

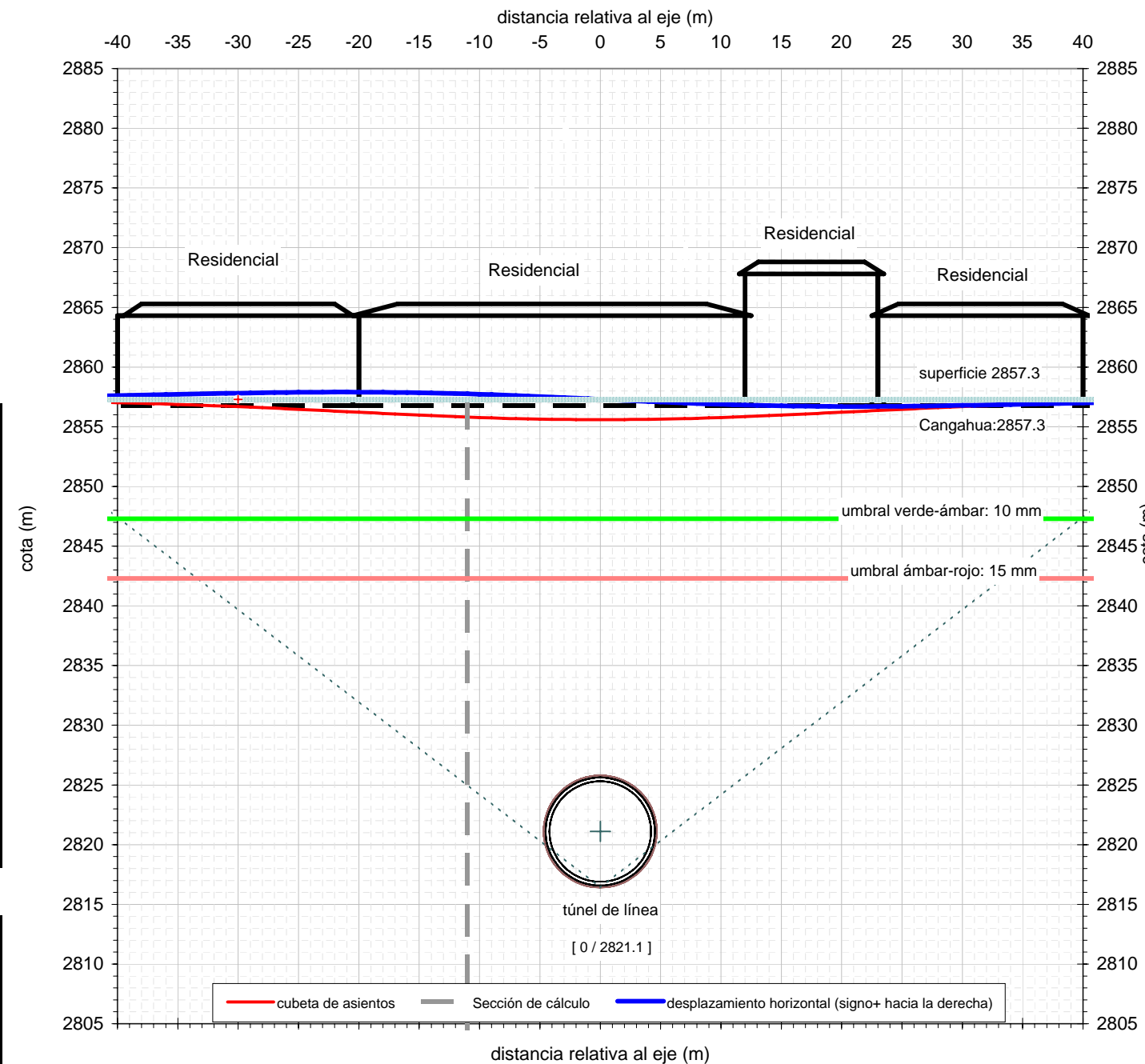
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2857.3
Cota media de superficie	2857.3 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2821.1 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

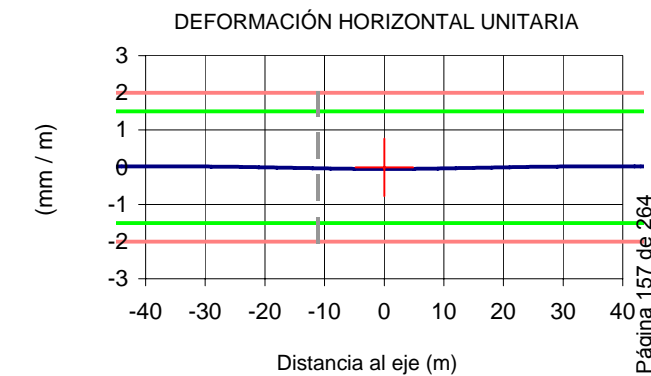
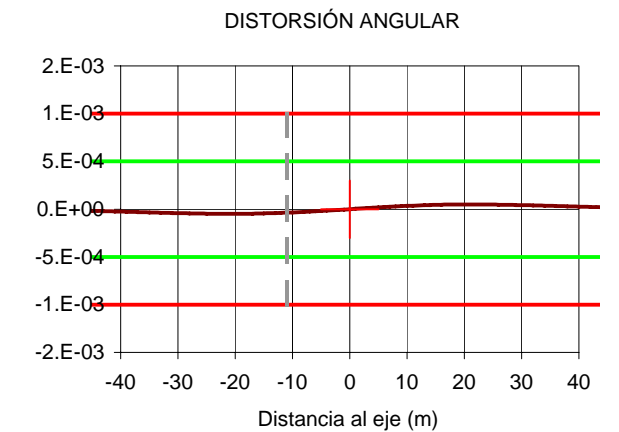
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.13 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	21.07 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	36.2 m
Ángulo equiv. desde la base	52°
Asiento máximo δ_{max}	2 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	2	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 20381	
Máximo desplazamiento horizontal:	1	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-11	m
Asiento sección de estudio:	1	mm
Distorsión angular:	1 / 27140	
Deformación horizontal unitaria:	0 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-11
Resultado	
Asiento (mm):	1.49
Distorsión angular:	1 / 27140
Deformación horizontal unitaria (%):	0 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción:	Edificios cimentados superficialmente sin daños	
Umbrales:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

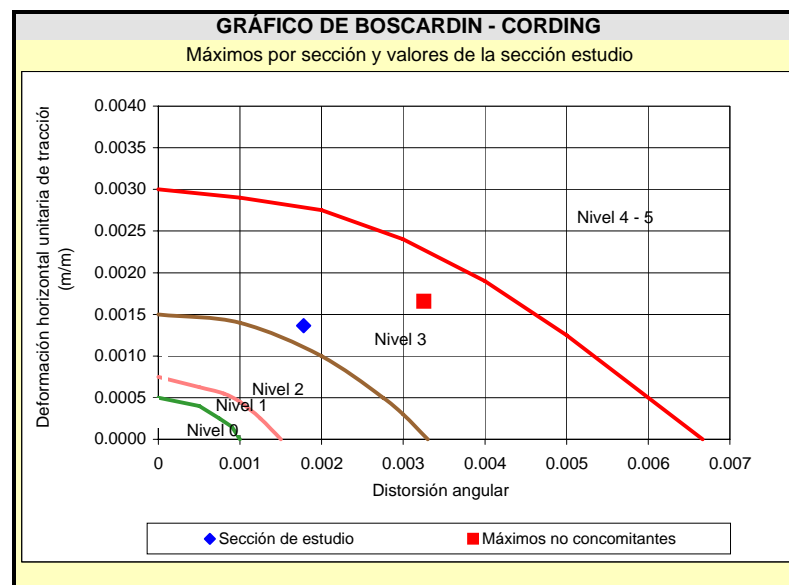
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

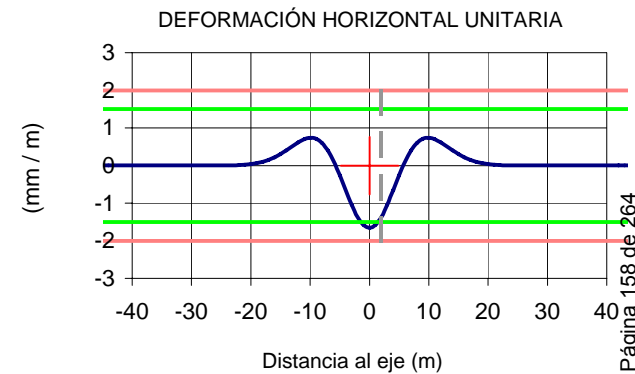
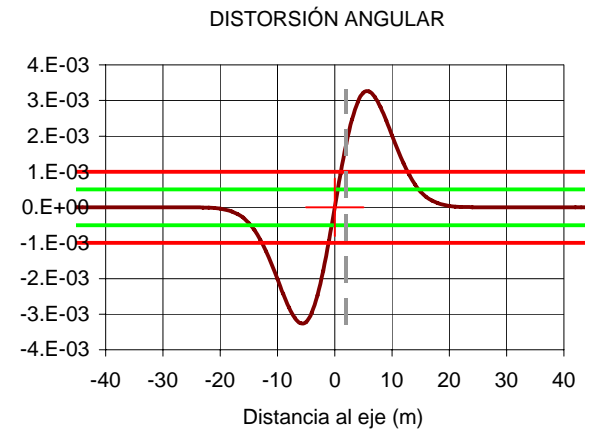
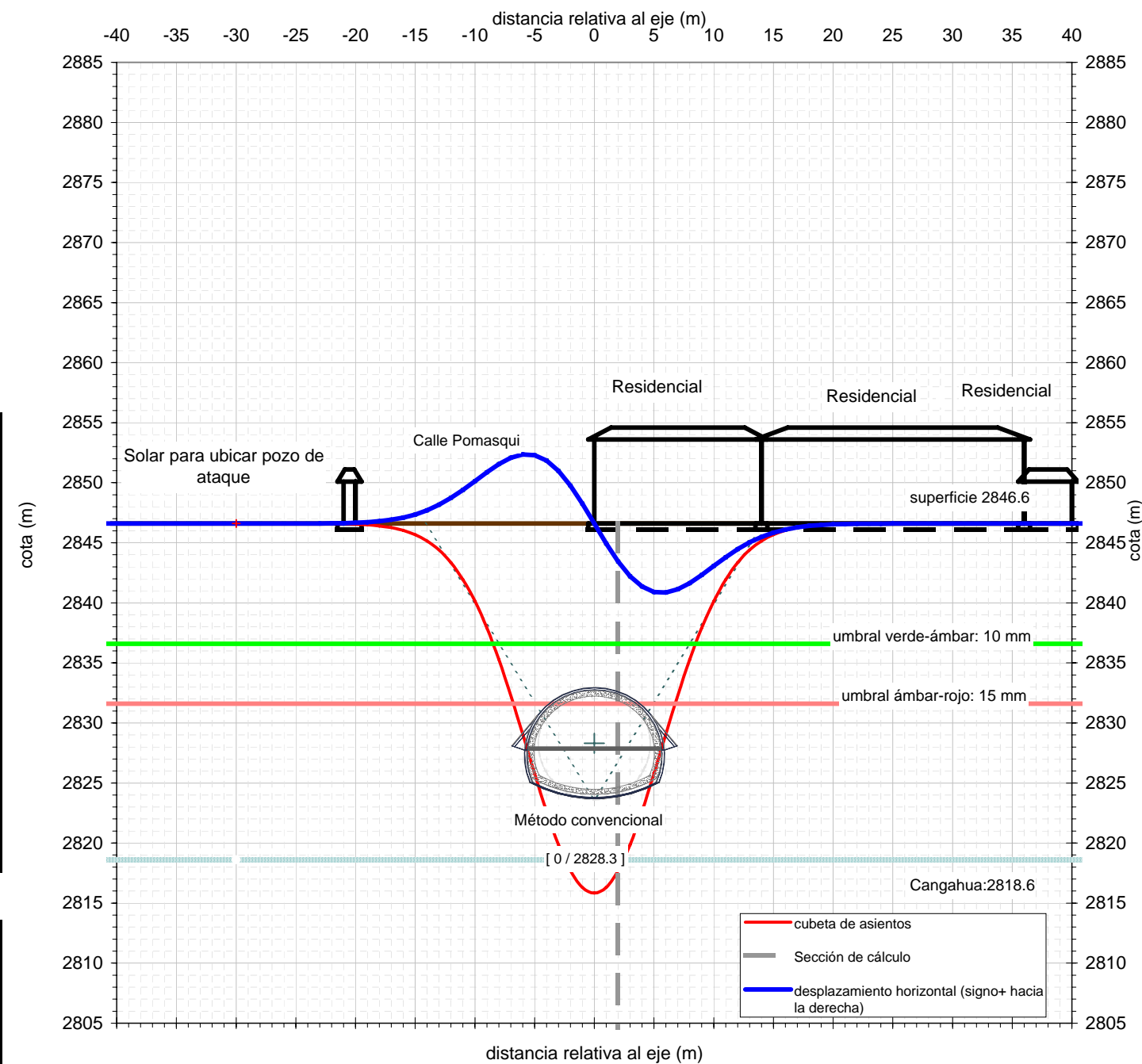
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2846.6
Cota media de superficie	2846.6 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	28 m

Túnel 1:	Método convencional
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2828.3 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.63 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	5.66 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	18.3 m
Ángulo equiv. desde la base	32°
Asiento máximo δ_{max}	31 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	31	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 307	
Máximo desplazamiento horizontal:	6	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.17 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	2	m
Asiento sección de estudio:	29	mm
Distorsión angular:	1 / 562	
Deformación horizontal unitaria:	0.14 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	2
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	28.91
Distorsión angular:	1 / 562
Deformación horizontal unitaria (%):	0.14 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001	0.001
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ÁMBAR

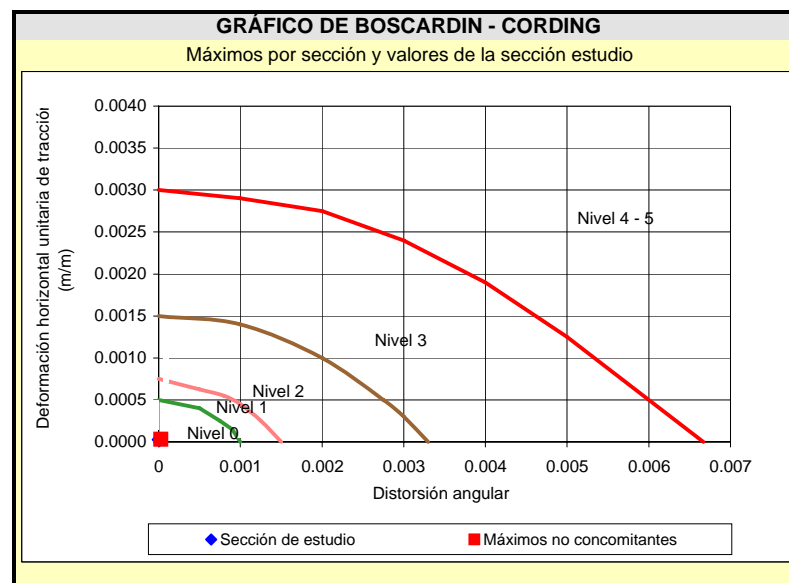
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

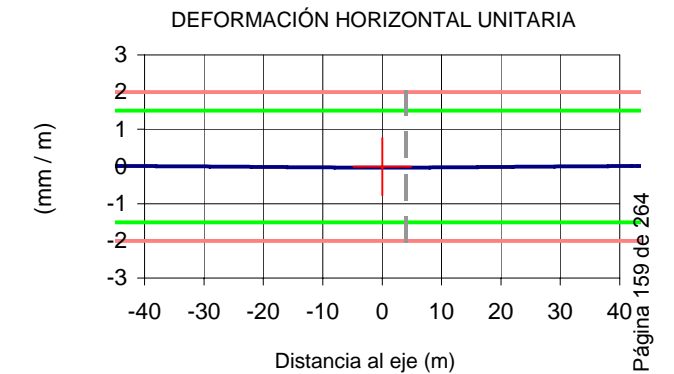
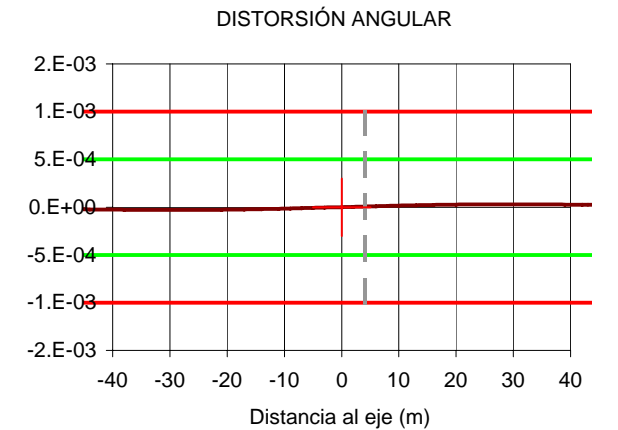
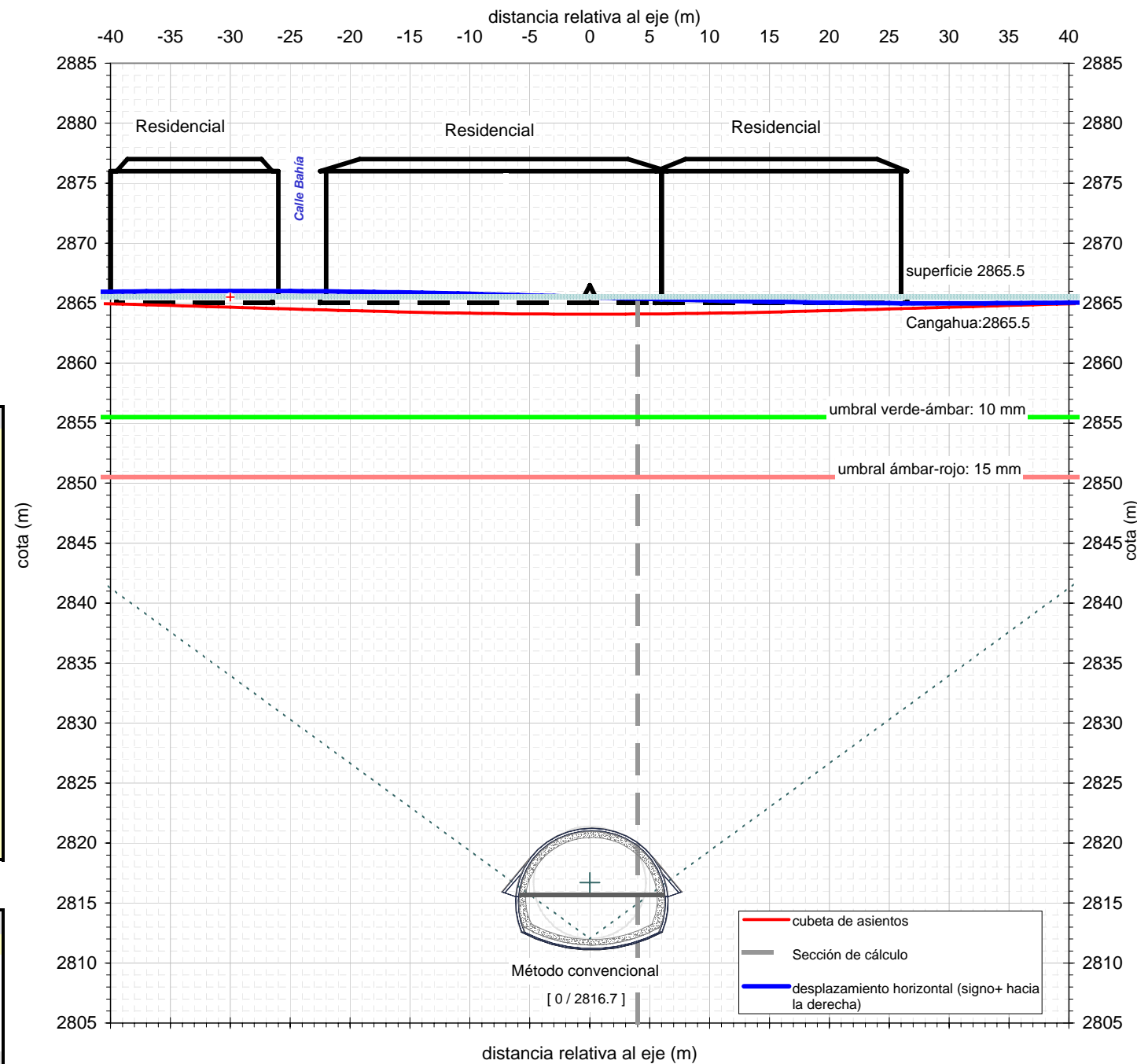
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2865.5
Cota media de superficie	2865.5 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	Método convencional
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2816.7 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.15 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	29.26 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	48.8 m
Ángulo equiv. desde la base	54°
Asiento máximo δ_{max}	1 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	1	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 34055	
Máximo desplazamiento horizontal:	1	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	4	m
Asiento sección de estudio:	1	mm
Distorsión angular:	1 / 152520	
Deformación horizontal unitaria:	0 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	4
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	1.40
Distorsión angular:	1 / 152520
Deformación horizontal unitaria (%):	0 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
<i>Descripción:</i> Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

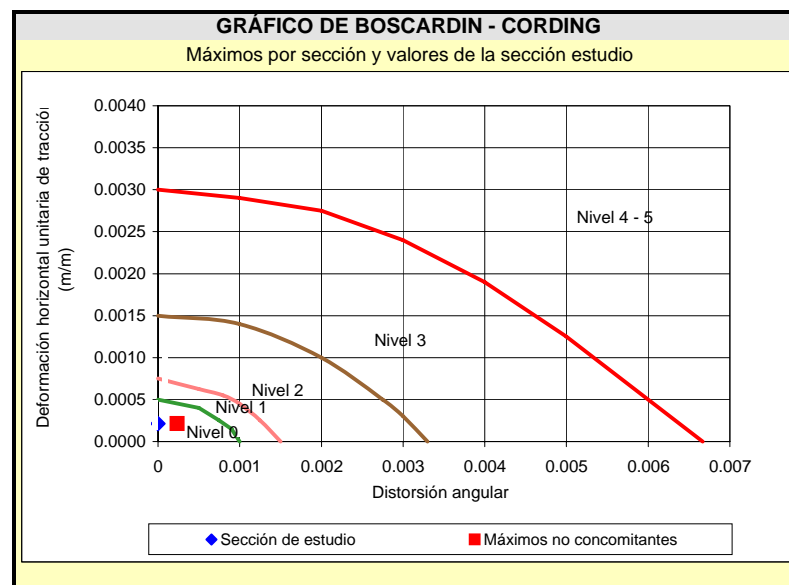
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

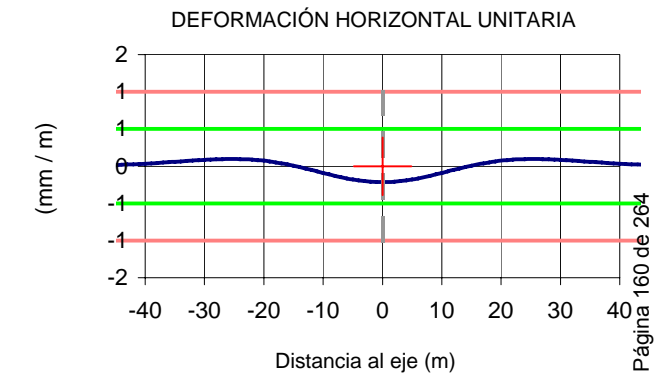
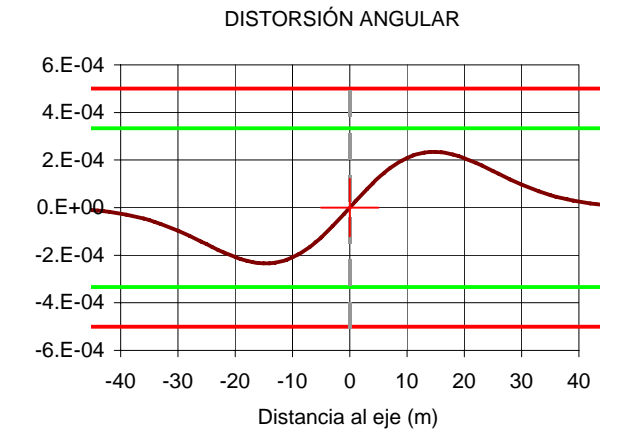
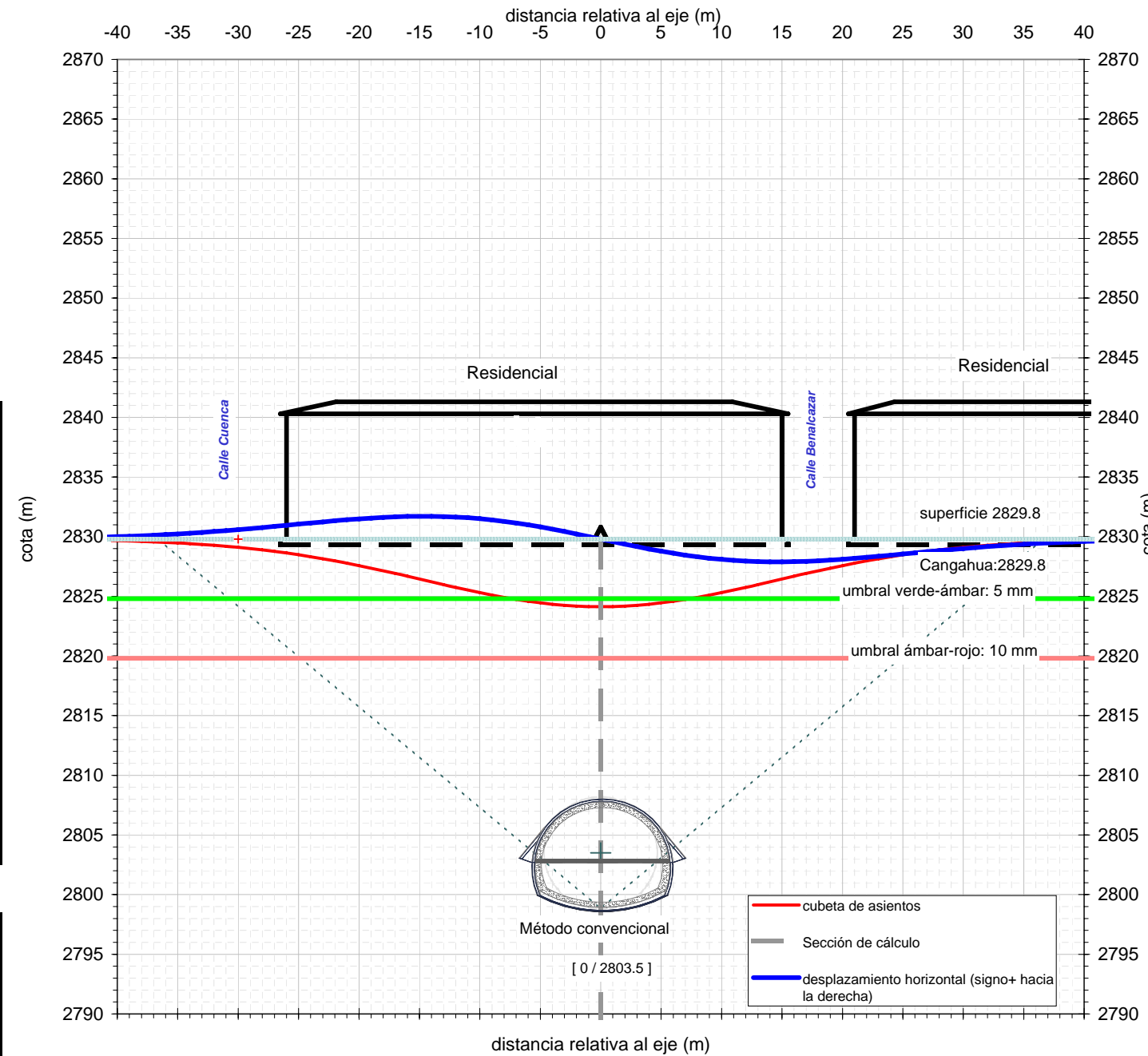
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2829.8
Cota media de superficie	2829.8 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	Método convencional
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2803.5 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.30 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	14.63 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	26.3 m
Ángulo equiv. desde la base	50°
Asiento máximo δ_{max}	6 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	6	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 4266	
Máximo desplazamiento horizontal:	2	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.02 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	0	m
Asiento sección de estudio:	6	mm
Distorsión angular:	1 / 0	
Deformación horizontal unitaria:	0.02 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	EJE
Distancia al eje (m):	0
Resultado	
Asiento (mm):	5.67
Distorsión angular:	1 / 0
Deformación horizontal unitaria (%):	0.02 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios monumentales		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	5	10
Distorsión angular:	0.000	0.001
Deformación horizontal unitaria (%):	0.05	0.10

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ÁMBAR
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

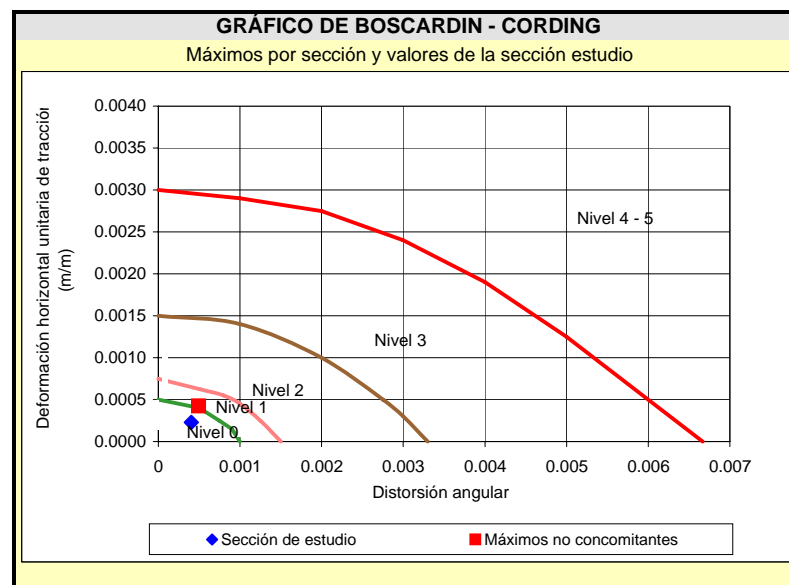
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	ÁMBAR
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

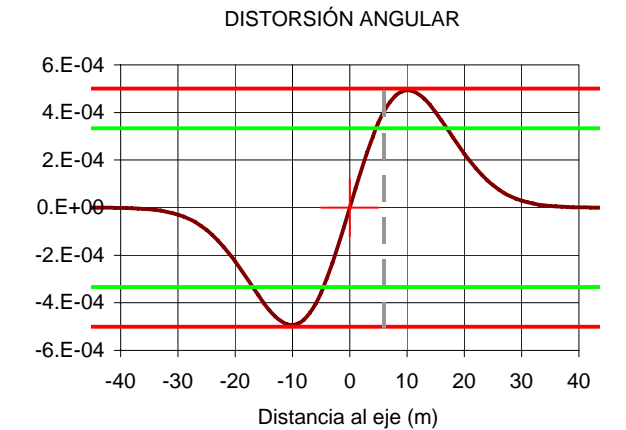
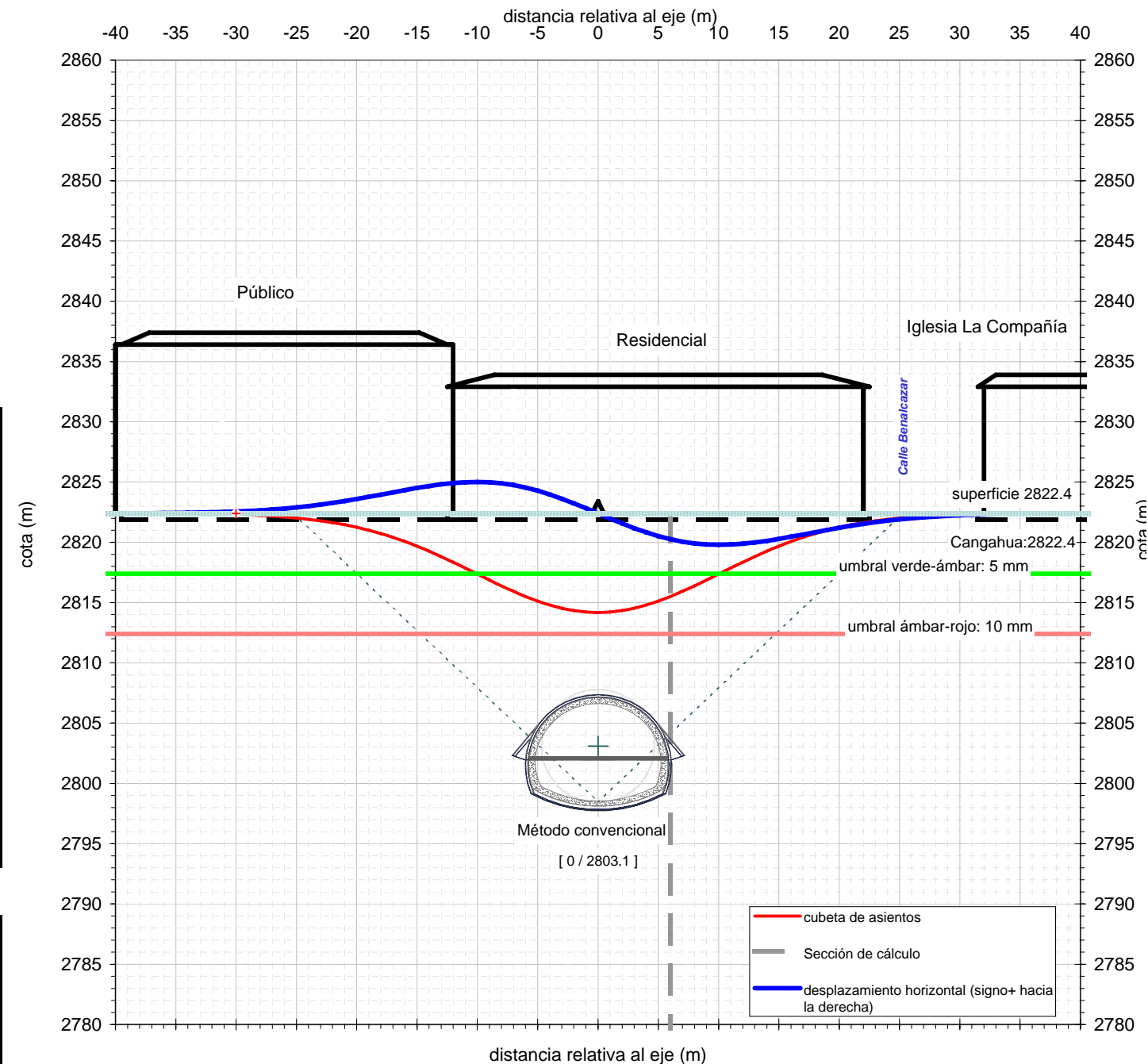
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2822.4
Cota media de superficie	2822.4 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	Método convencional
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2803.1 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.30 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	10.08 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	19.3 m
Ángulo equiv. desde la base	46°
Asiento máximo δ_{max}	8 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	8	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 2028	
Máximo desplazamiento horizontal:	3	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.04 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	6	m
Asiento sección de estudio:	7	mm
Distorsión angular:	1 / 2470	
Deformación horizontal unitaria:	0.02 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	6
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	6.89
Distorsión angular:	1 / 2470
Deformación horizontal unitaria (%):	0.02 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios monumentales		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	5	10
Distorsión angular:	0.000	0.001
	1 / 3000	1 / 2000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.05	0.10

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ÁMBAR
distorsión angular	ÁMBAR
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

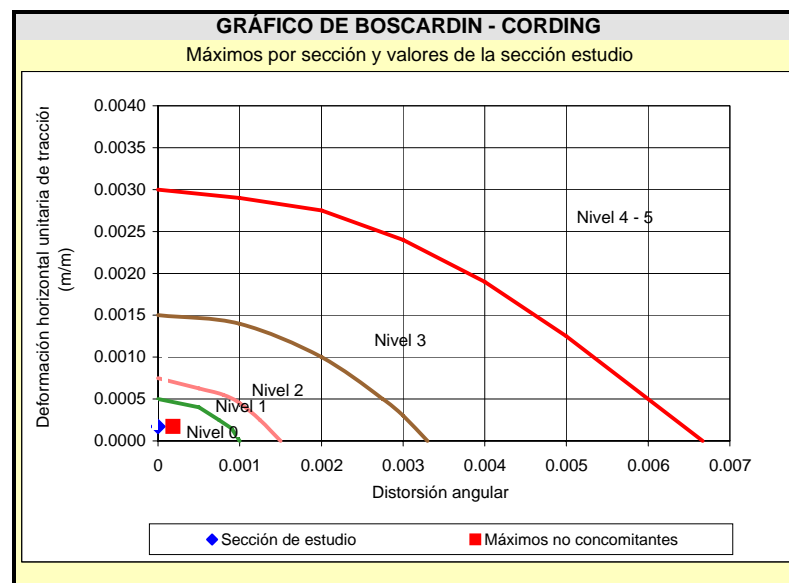
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	ÁMBAR
distorsión angular	ÁMBAR
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

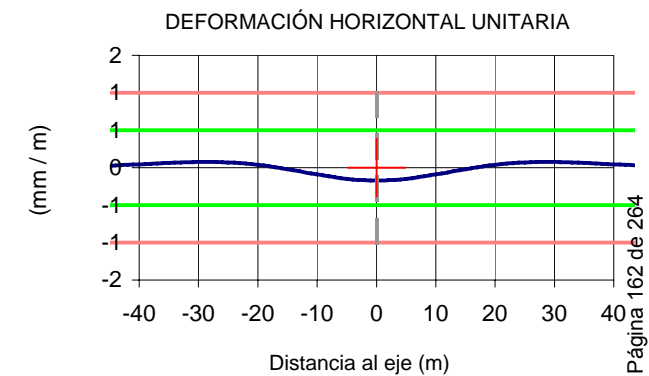
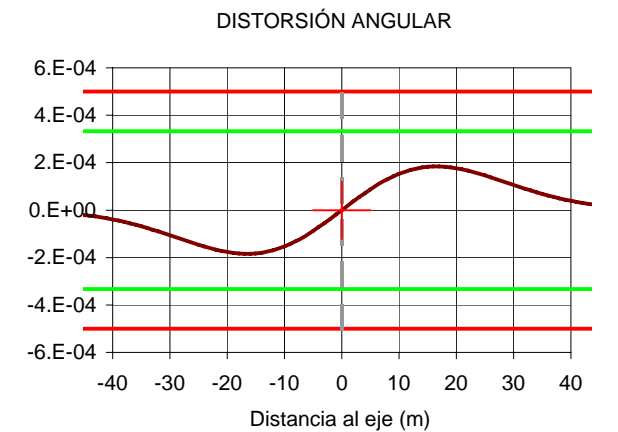
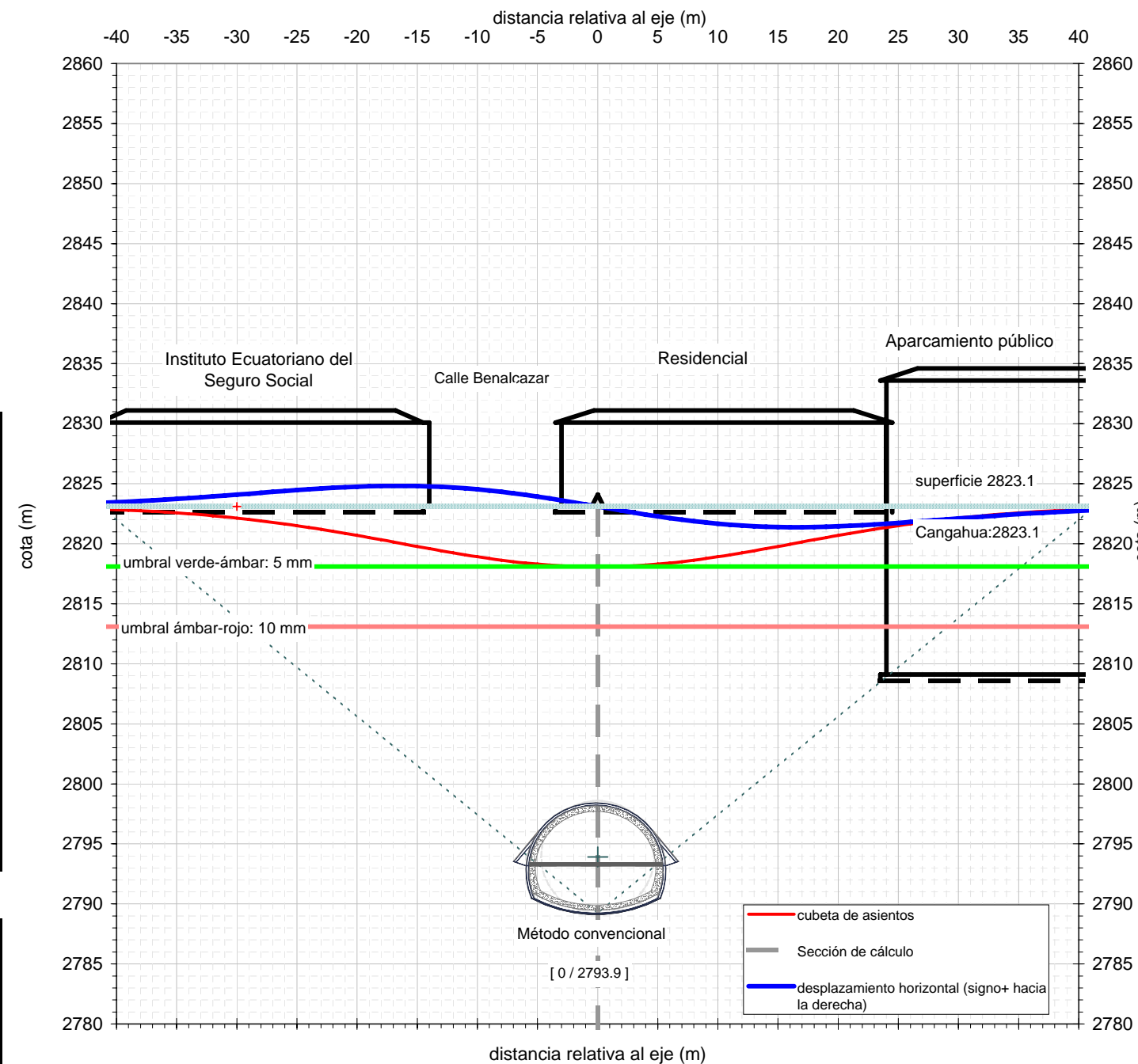
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2823.1
Cota media de superficie	2823.1 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	Método convencional
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2793.9 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.30 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	16.52 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	29.2 m
Ángulo equiv. desde la base	51°
Asiento máximo δ_{max}	5 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	5	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 5436	
Máximo desplazamiento horizontal:	2	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.02 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	0	m
Asiento sección de estudio:	5	mm
Distorsión angular:	1 / 0	
Deformación horizontal unitaria:	0.02 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	EJE
Distancia al eje (m):	0
Resultado	
Asiento (mm):	5.02
Distorsión angular:	1 / 0
Deformación horizontal unitaria (%):	0.02 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios monumentales		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	5	10
Distorsión angular:	0.000	0.001
Deformación horizontal unitaria (%):	0.05	0.10

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES		
asientos		ÁMBAR
distorsión angular	VERDE	
desplazamiento hor. Unitario	VERDE	

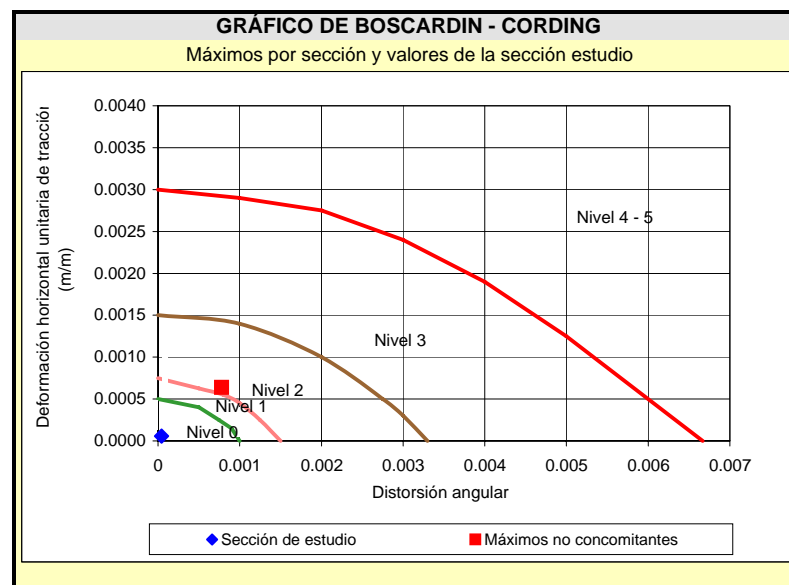
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO		
asientos		ÁMBAR
distorsión angular	VERDE	
desplazamiento hor. Unitario	VERDE	

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

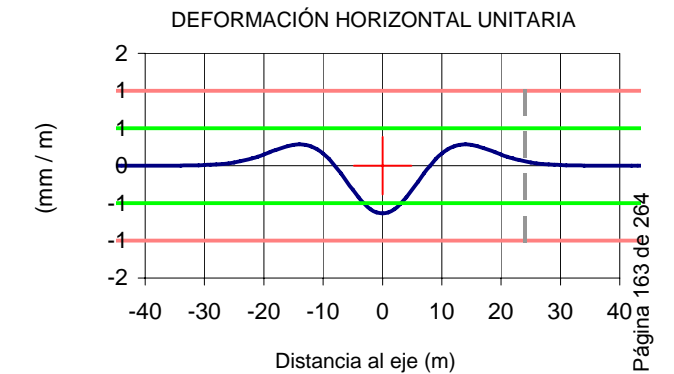
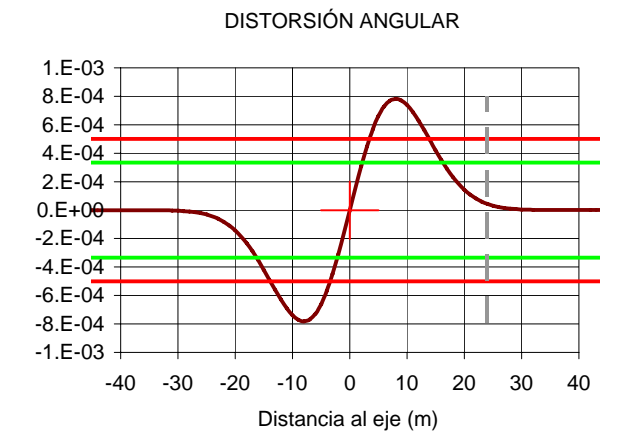
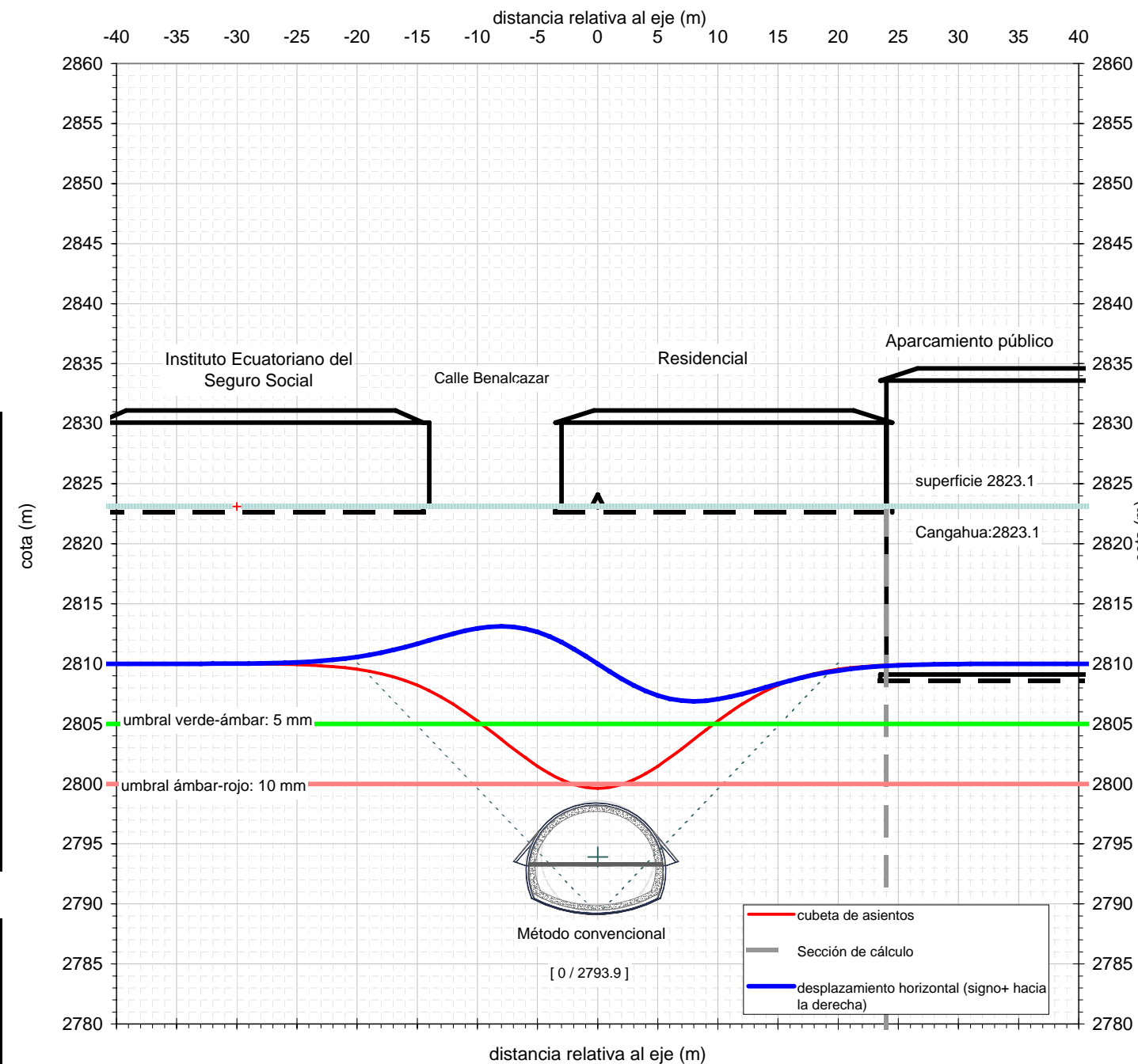
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2810
Cota media de superficie	2823.1 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	Método convencional
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2793.9 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.30 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	8.00 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	16.1 m
Ángulo equiv. desde la base	44°
Asiento máximo δ_{max}	10 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	10	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 1280	
Máximo desplazamiento horizontal:	3	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.06 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	24	m
Asiento sección de estudio:	0	mm
Distorsión angular:	1 / 22755	
Deformación horizontal unitaria:	0.01 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	24
Resultado	
Asiento (mm):	0.12
Distorsión angular:	1 / 22755
Deformación horizontal unitaria (%):	0.01 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios monumentales		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	5	10
Distorsión angular:	0.000	0.001
Deformación horizontal unitaria (%):	0.05	0.10

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ÁMBAR

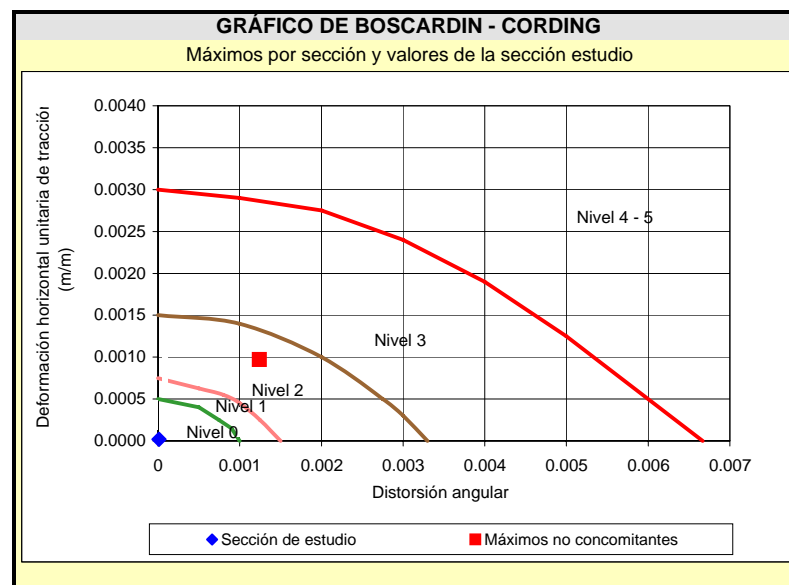
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

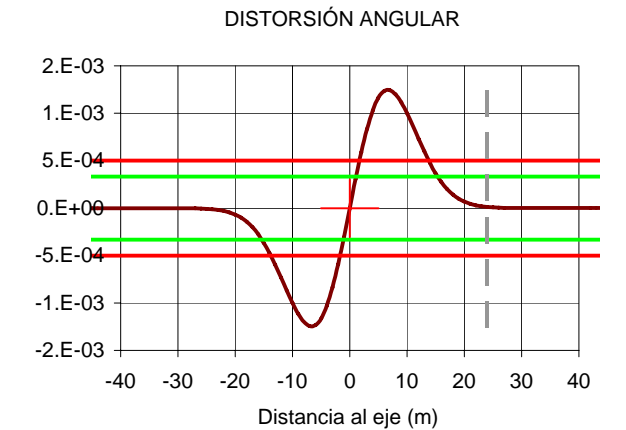
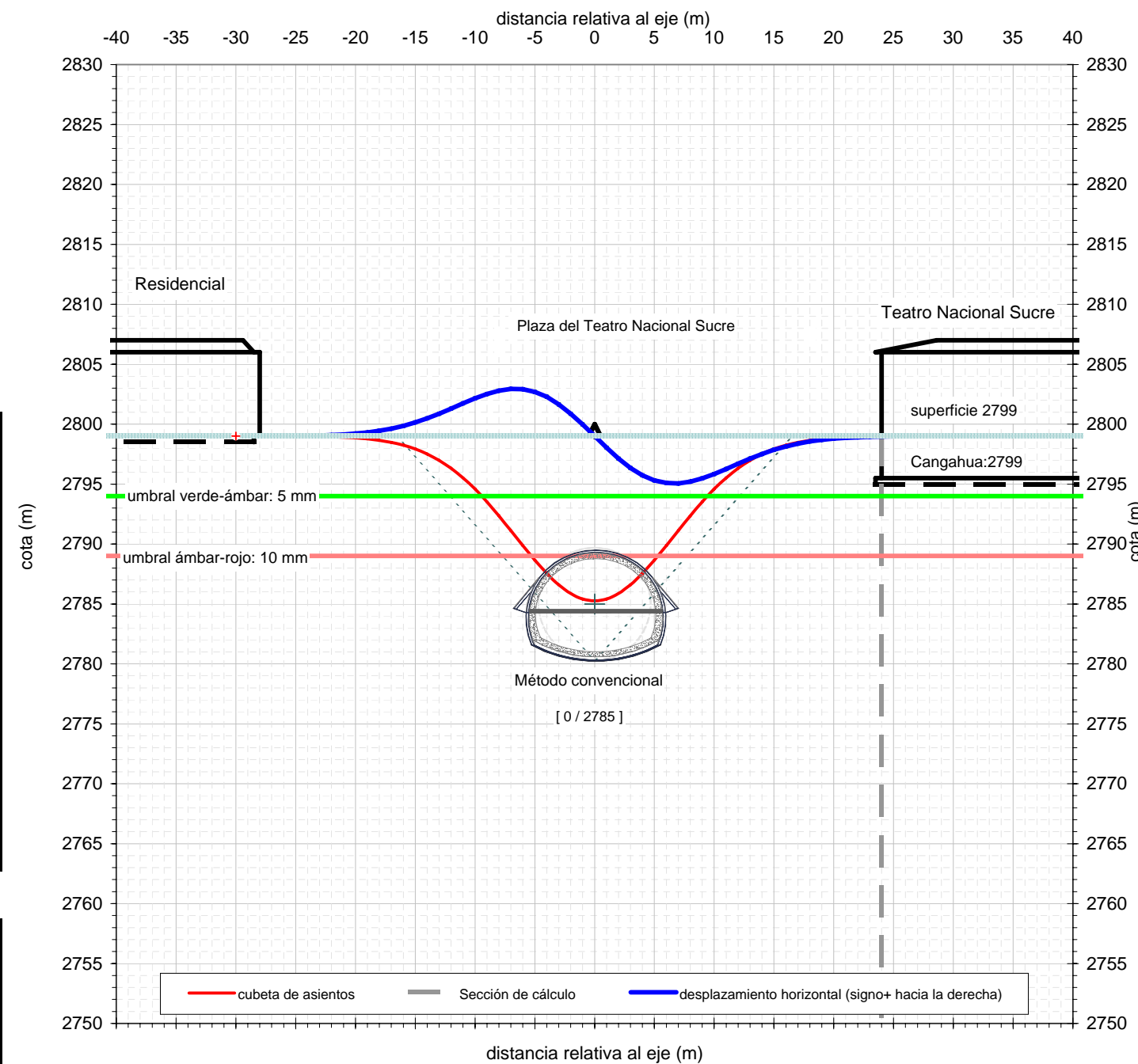
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2799
Cota media de superficie	2799 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	Método convencional
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2785.0 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.33 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	6.64 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	14 m
Ángulo equiv. desde la base	42°
Asiento máximo δ_{max}	14 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	14	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 804	
Máximo desplazamiento horizontal:	4	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.1 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	24	m
Asiento sección de estudio:	0	mm
Distorsión angular:	1 / 88765	
Deformación horizontal unitaria:	0 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	24
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	0.02
Distorsión angular:	1 / 88765
Deformación horizontal unitaria (%):	0 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios monumentales		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	5	10
Distorsión angular:	0.000 1 / 3000	0.001 1 / 2000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.05	0.10

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ÁMBAR

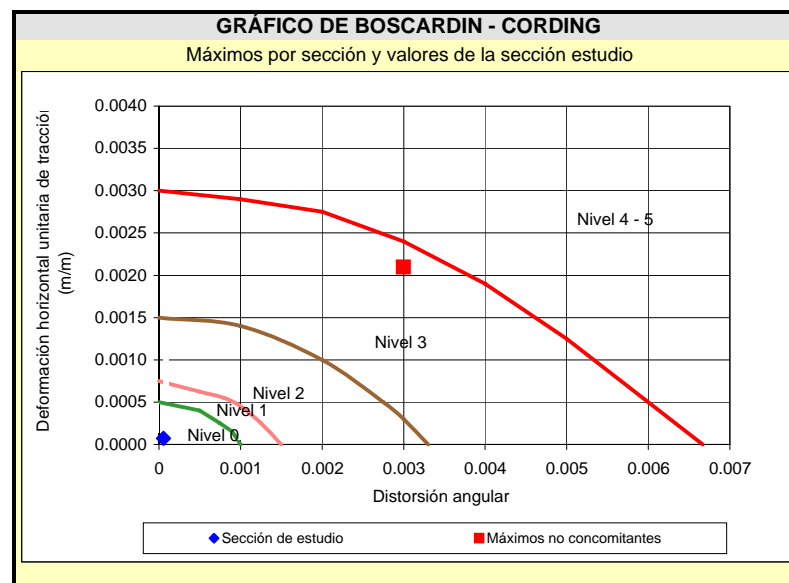
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

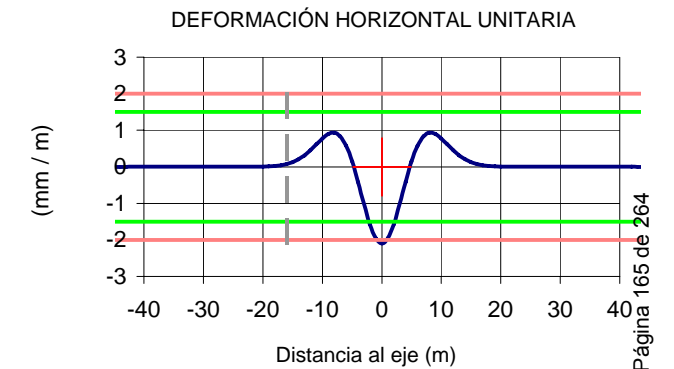
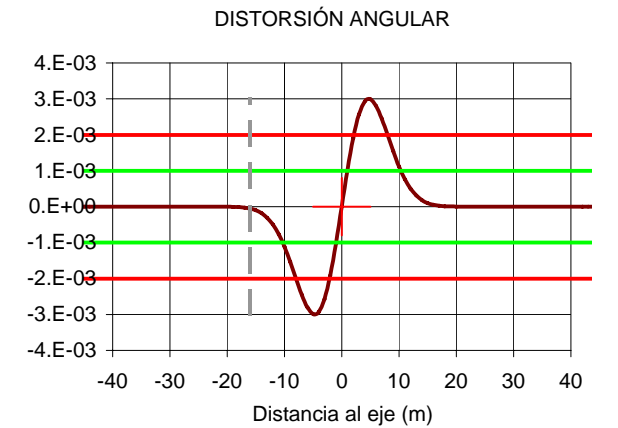
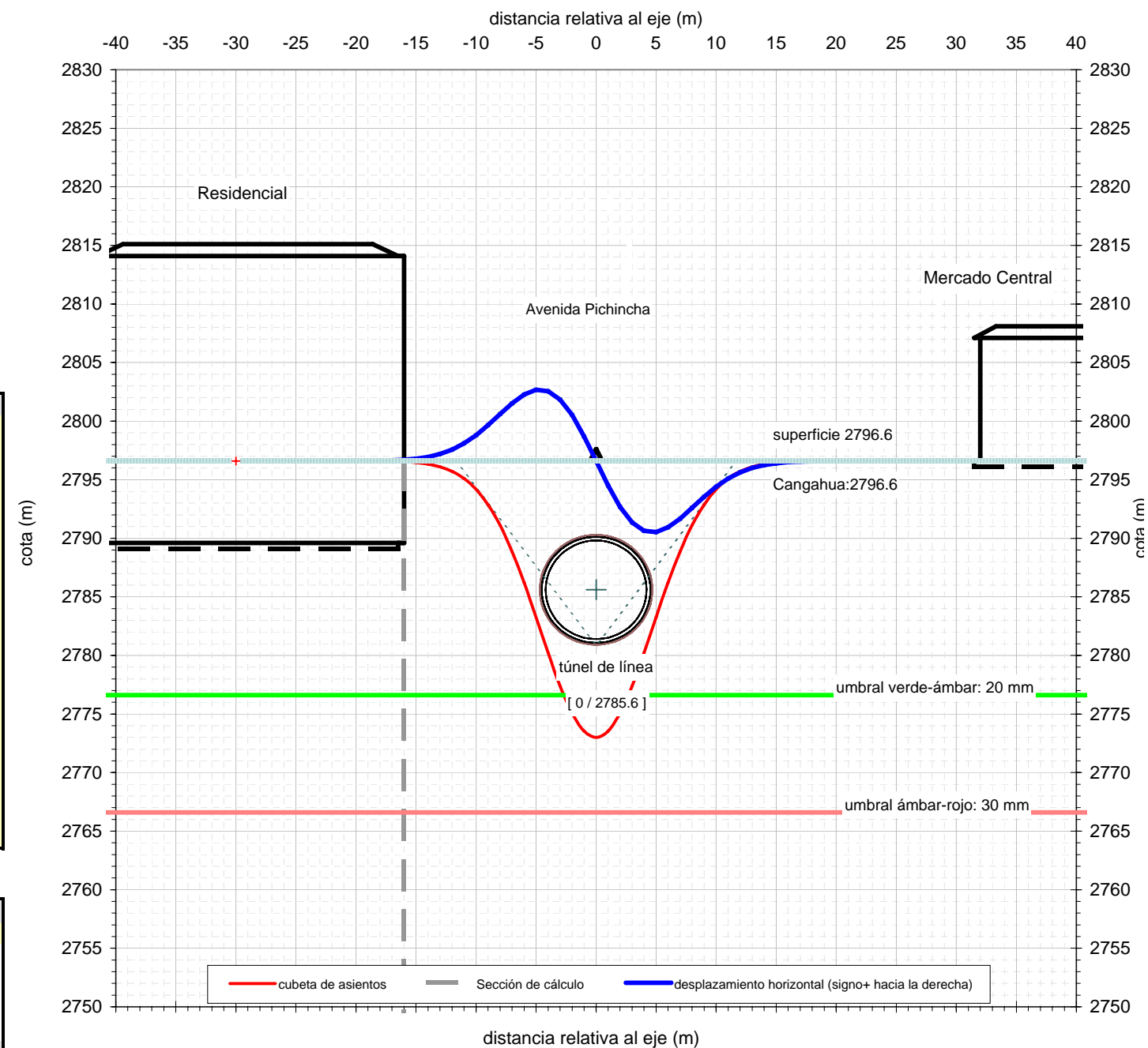
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2796.6
Cota media de superficie	2796.6 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2785.6 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.40 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	4.69 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	11 m
Ángulo equiv. desde la base	37°
Asiento máximo δ_{max}	24 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	24	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 334	
Máximo desplazamiento horizontal:	6	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.21 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-16	m
Asiento sección de estudio:	0	mm
Distorsión angular:	1 / 18493	
Deformación horizontal unitaria:	0.01 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-16
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	0.07
Distorsión angular:	1 / 18493
Deformación horizontal unitaria (%):	0.01 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados profundos o con losa en buen estado		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	20	30
Distorsión angular:	0.001 1 / 1000	0.002 1 / 500
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES		
asientos	ÁMBAR	
distorsión angular		ROJO
desplazamiento hor. Unitario		ROJO

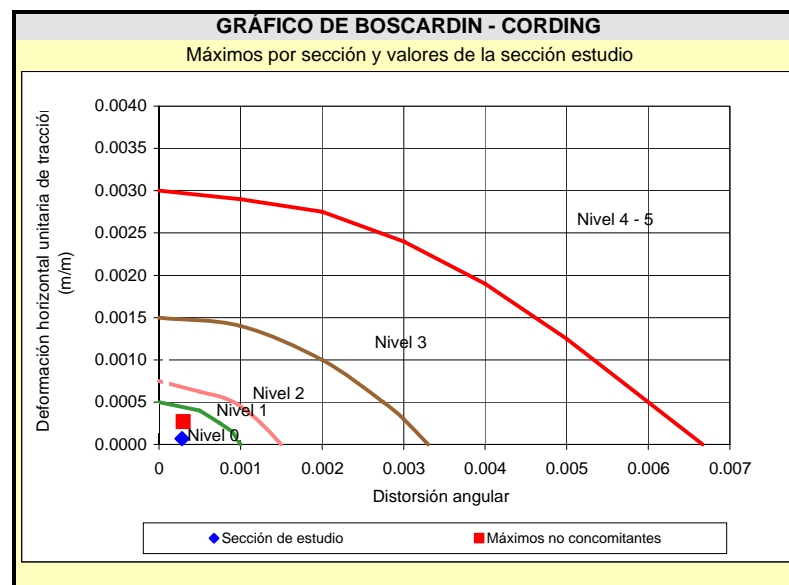
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO		
asientos	VERDE	
distorsión angular	VERDE	
desplazamiento hor. Unitario	VERDE	

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

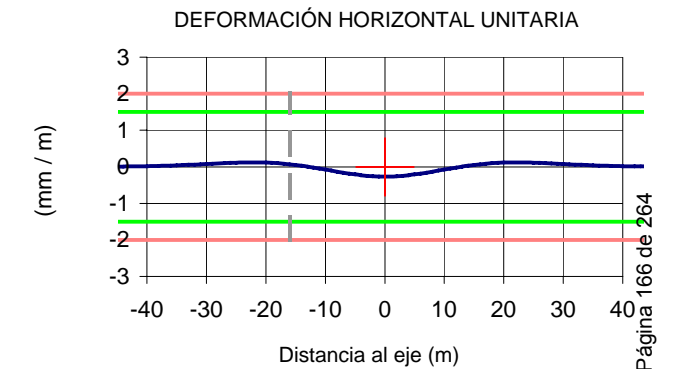
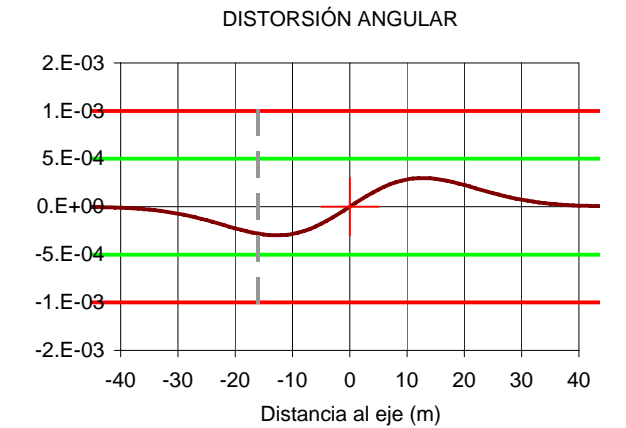
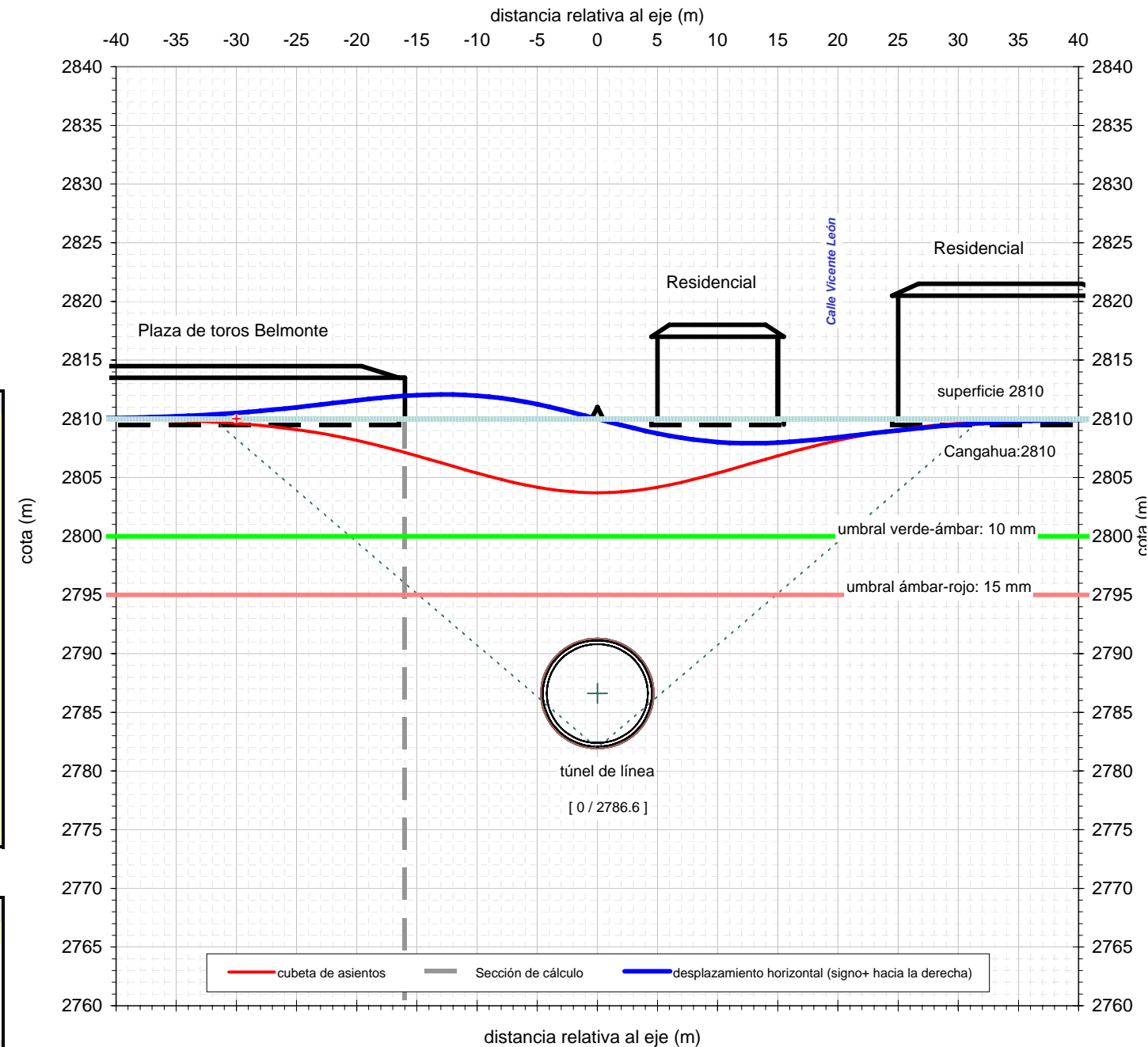
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2810
Cota media de superficie	2810 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2786.6 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.29 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	12.75 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	23.4 m
Ángulo equiv. desde la base	49°
Asiento máximo δ_{max}	6 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	6	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 3350	
Máximo desplazamiento horizontal:	2	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.03 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-16	m
Asiento sección de estudio:	3	mm
Distorsión angular:	1 / 3556	
Deformación horizontal unitaria:	0.01 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-16
Resultado	
Asiento (mm):	2.86
Distorsión angular:	1 / 3556
Deformación horizontal unitaria (%):	0.01 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción:	Edificios cimentados superficialmente sin daños	
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

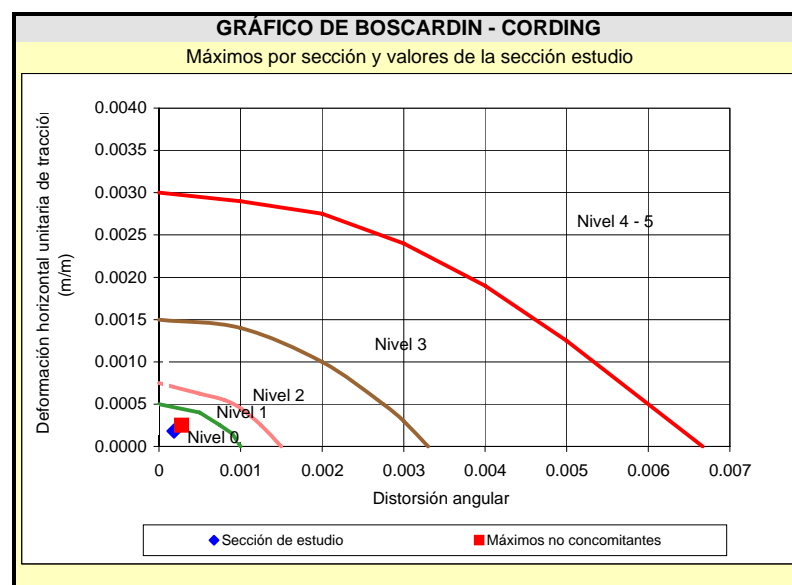
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

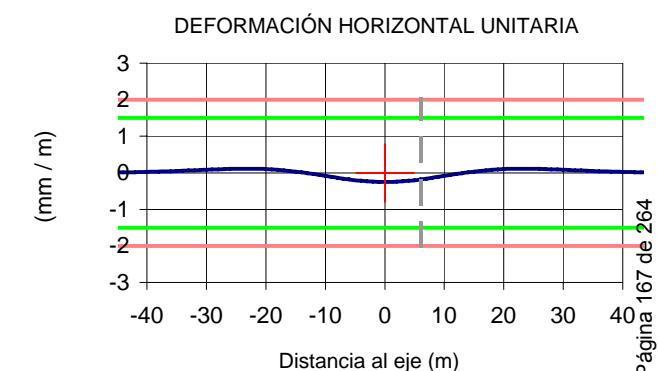
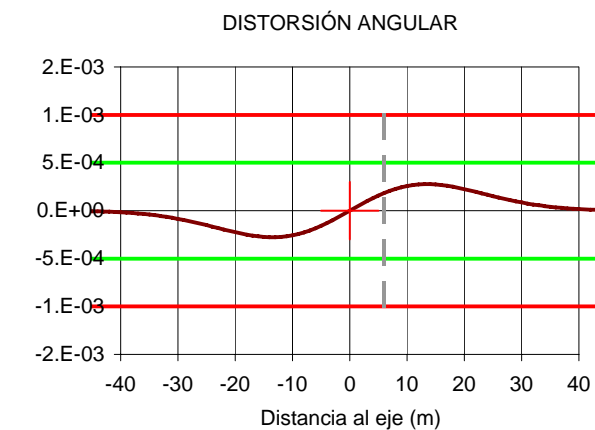
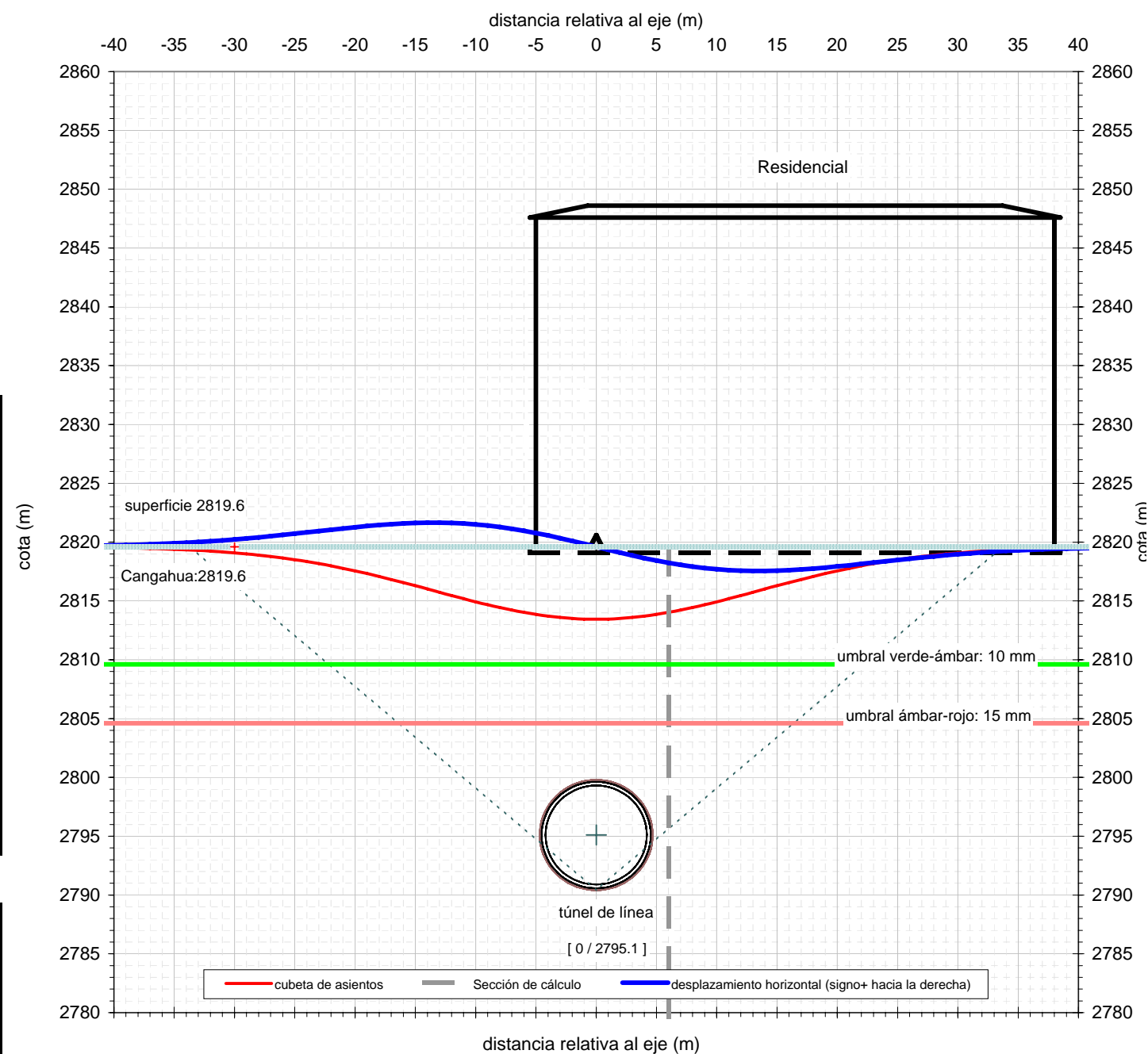
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2819.6
Cota media de superficie	2819.6 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2795.1 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.30 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	13.46 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	24.5 m
Ángulo equiv. desde la base	49°
Asiento máximo δ_{max}	6 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	6	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 3615	
Máximo desplazamiento horizontal:	2	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.03 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	6	m
Asiento sección de estudio:	6	mm
Distorsión angular:	1 / 5430	
Deformación horizontal unitaria:	0.02 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	6
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	5.58
Distorsión angular:	1 / 5430
Deformación horizontal unitaria (%):	0.02 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001	0.001
	1 / 2000	1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

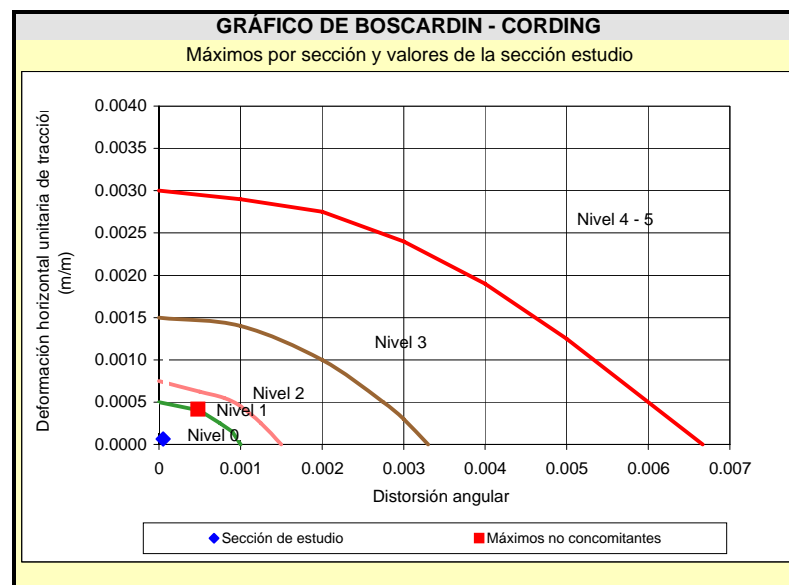
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

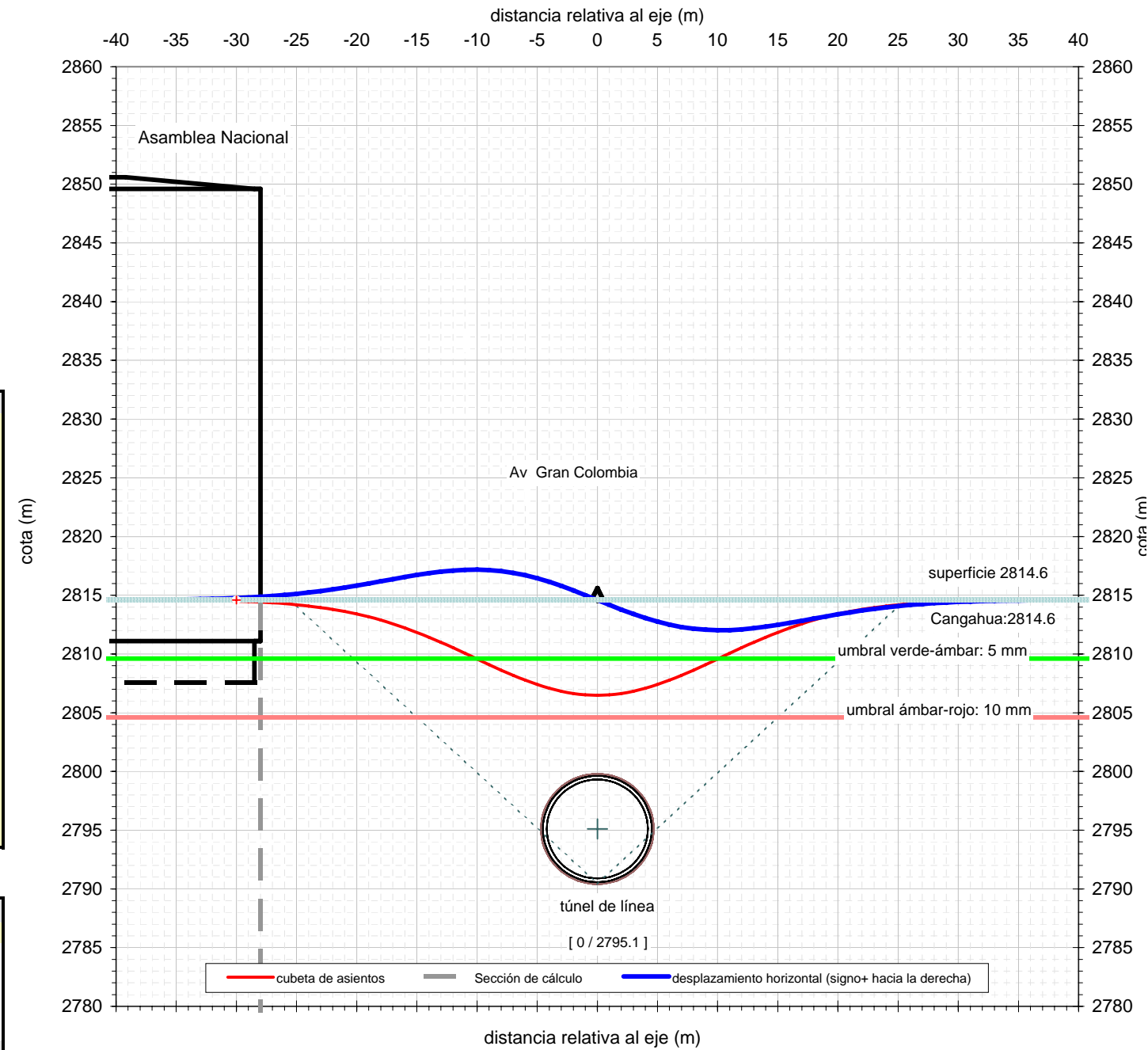
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2814.6
Cota media de superficie	2814.6 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	0 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2795.1 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

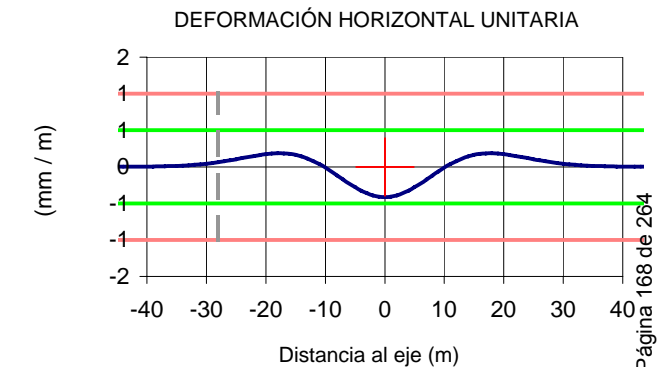
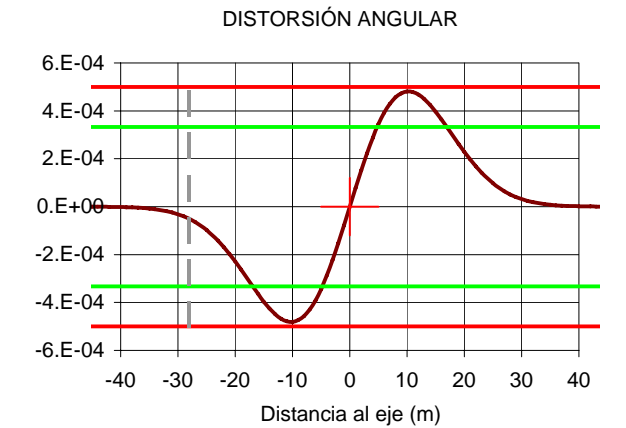
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.30 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	10.21 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	19.5 m
Ángulo equiv. desde la base	47°
Asiento máximo δ_{max}	8 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	8	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 2081	
Máximo desplazamiento horizontal:	3	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.04 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-28	m
Asiento sección de estudio:	0	mm
Distorsión angular:	1 / 19531	
Deformación horizontal unitaria:	0.01 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-28
Resultado	
Asiento (mm):	0.19
Distorsión angular:	1 / 19531
Deformación horizontal unitaria (%):	0.01 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios con más de 10 alturas		
Umbral:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	5	10
Distorsión angular:	0.000	0.001
Deformación horizontal unitaria (%):	0.05	0.10

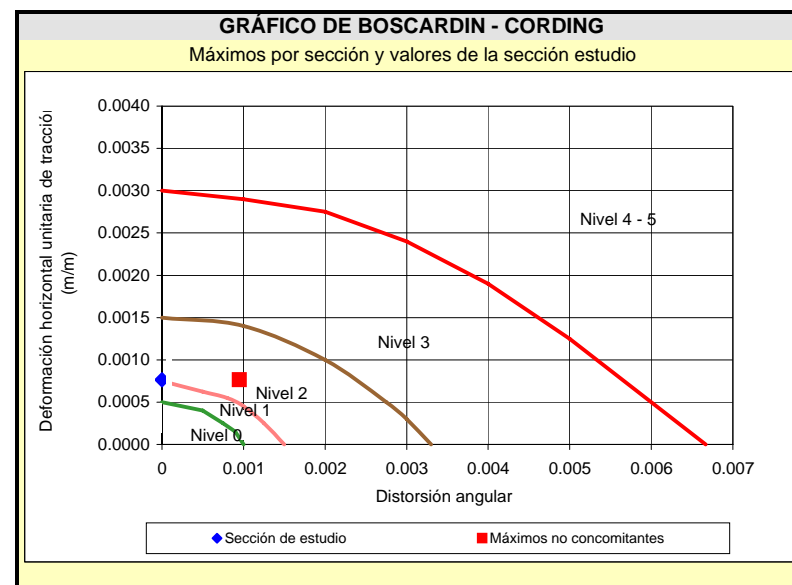
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES		
asientos	ÁMBAR	
distorsión angular	ÁMBAR	
desplazamiento hor. Unitario	VERDE	

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO		
asientos	VERDE	
distorsión angular	VERDE	
desplazamiento hor. Unitario	VERDE	

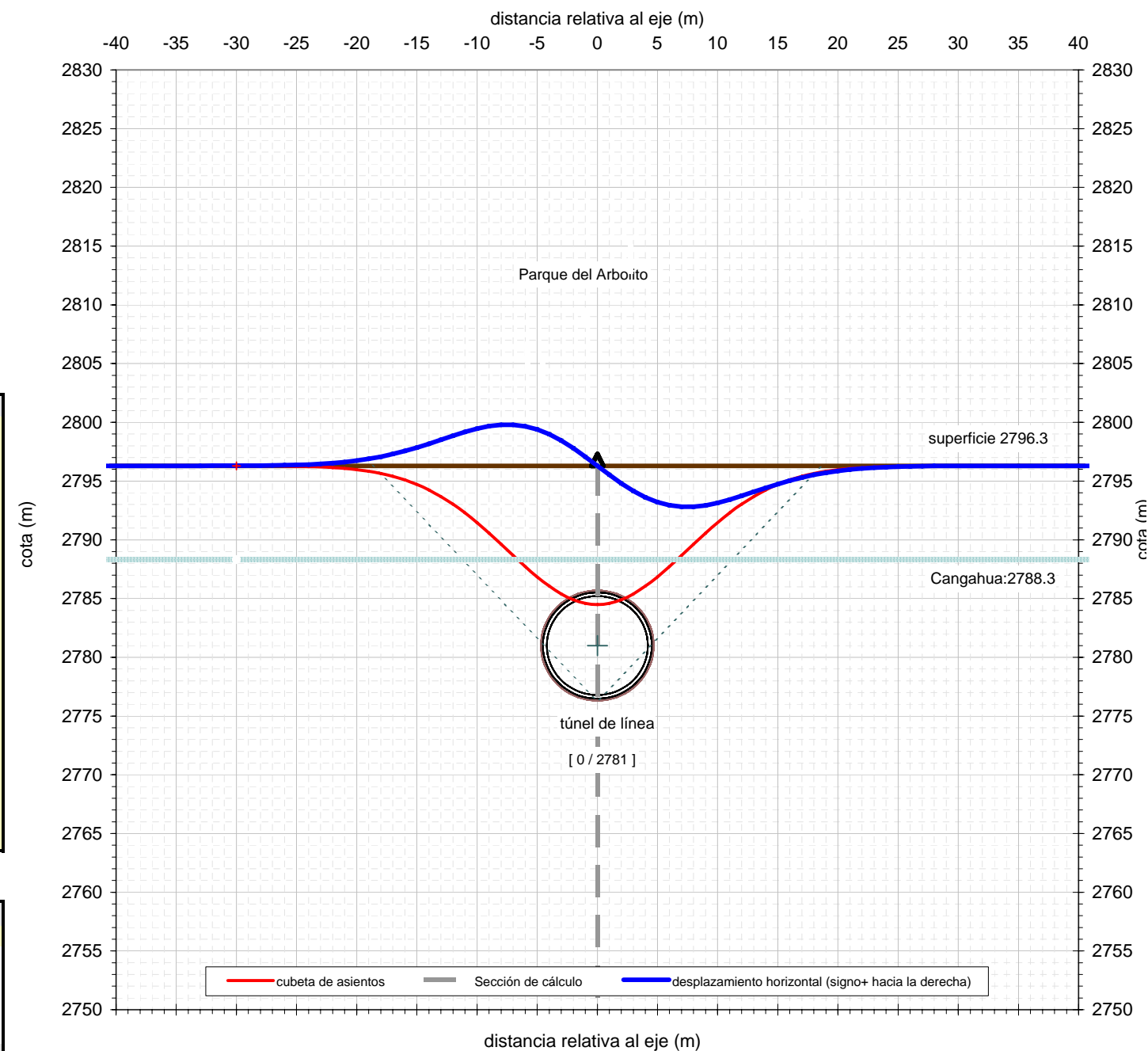
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2796.3
Cota media de superficie	2796.3 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	8 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2781.0 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

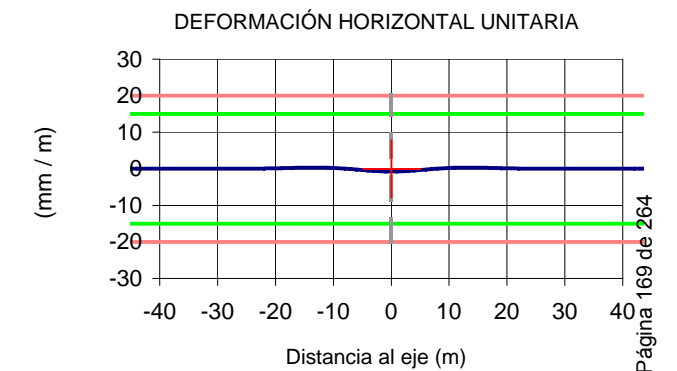
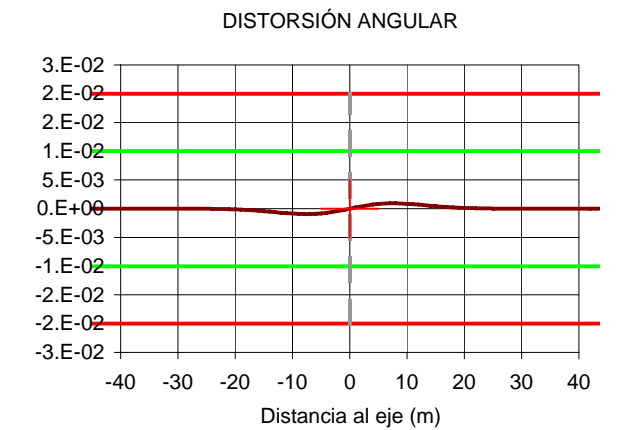
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.32 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	7.48 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	15.3 m
Ángulo equiv. desde la base	43°
Asiento máximo δ_{max}	12 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	12	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 1054	
Máximo desplazamiento horizontal:	3	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.08 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	0	m
Asiento sección de estudio:	12	mm
Distorsión angular:	1 / 0	
Deformación horizontal unitaria:	0.08 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	EJE
Distancia al eje (m):	0
Resultado	
Asiento (mm):	11.82
Distorsión angular:	1 / 0
Deformación horizontal unitaria (%):	0.08 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Zonas sin edificaciones		
Umbral:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	50	100
Distorsión angular:	0.010 1 / 100	0.020 1 / 50
Deformación horizontal unitaria (%):	1.50	2.00

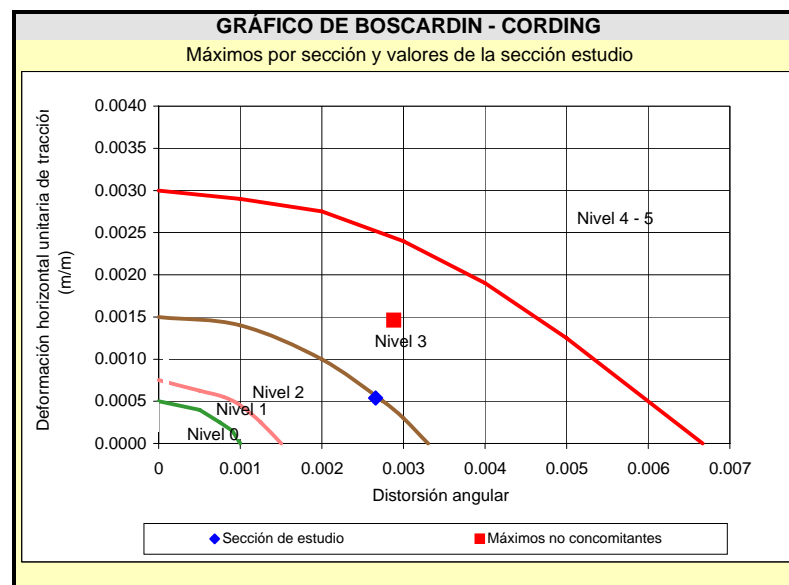
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

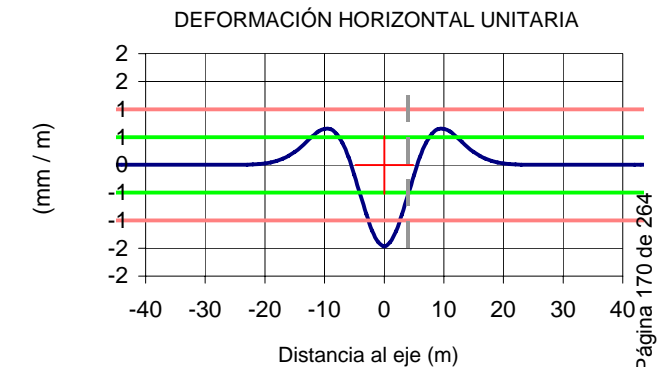
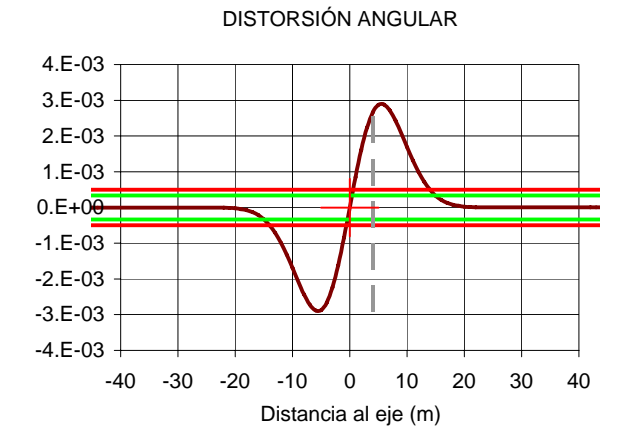
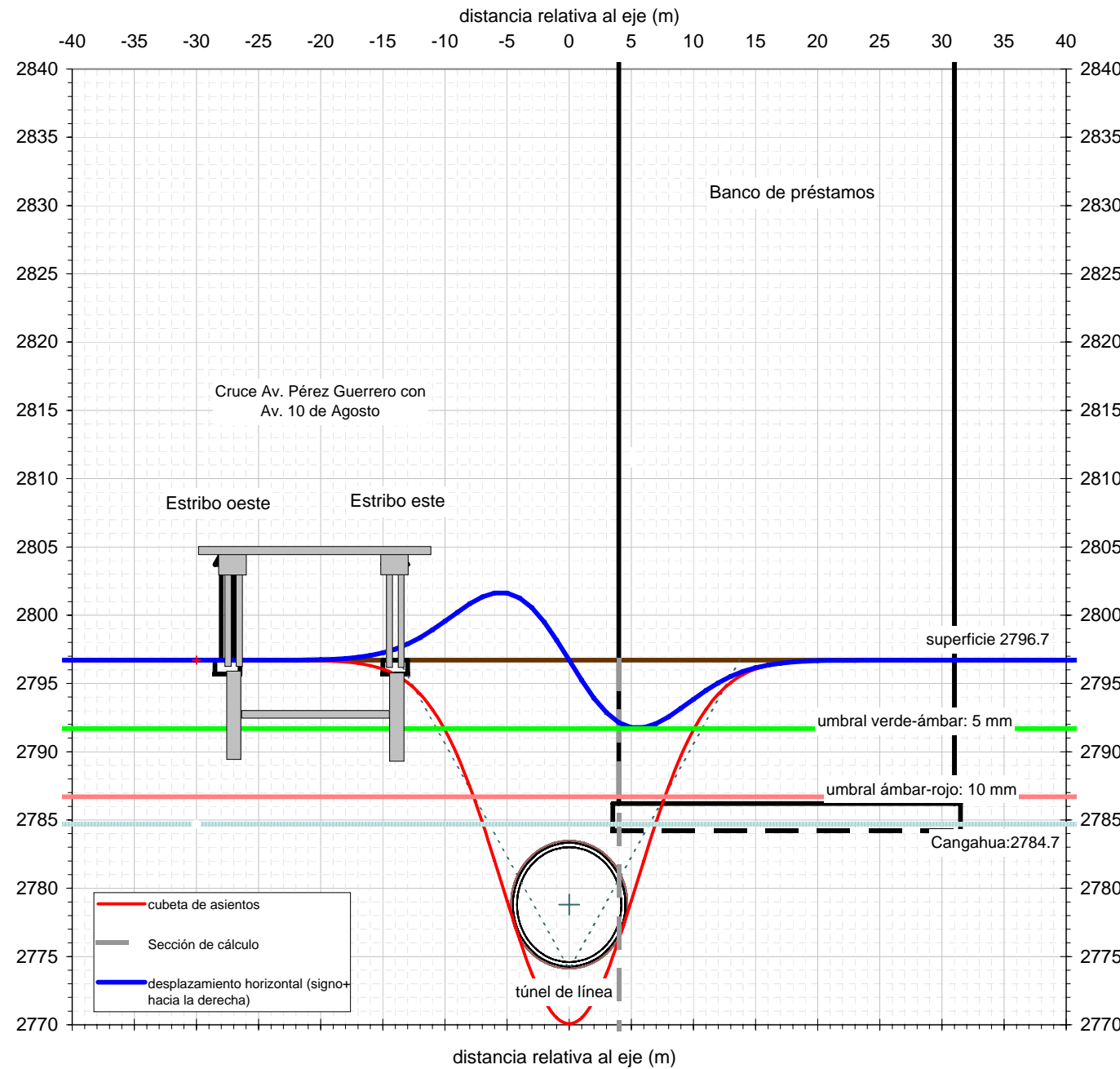
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2796.7
Cota media de superficie	2796.7 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	12 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2778.8 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.53 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	5.50 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	17.9 m
Ángulo equiv. desde la base	31°
Asiento máximo δ_{max}	27 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	27	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 347	
Máximo desplazamiento horizontal:	5	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.15 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	4	m
Asiento sección de estudio:	20	mm
Distorsión angular:	1 / 376	
Deformación horizontal unitaria:	0.05 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	4
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	20.44
Distorsión angular:	1 / 376
Deformación horizontal unitaria (%):	0.05 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
<i>Descripción:</i> Edificios con más de 10 alturas		
Umbrales:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	5	10
Distorsión angular:	0.000	0.001
Deformación horizontal unitaria (%):	0.05	0.10

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ROJO

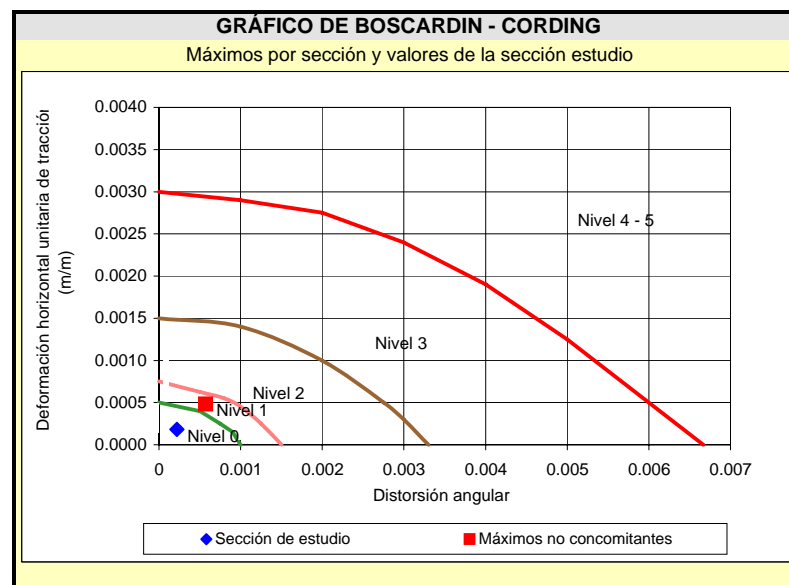
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ÁMBAR

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

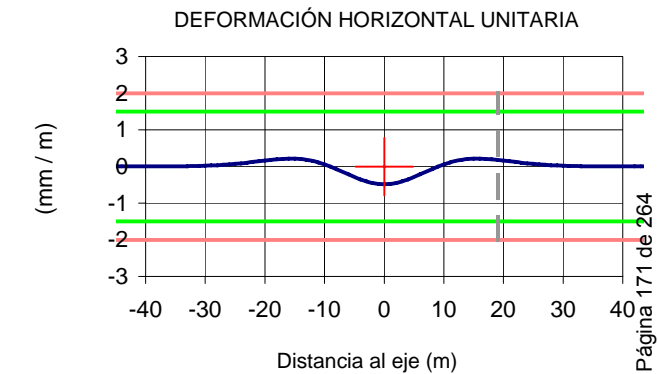
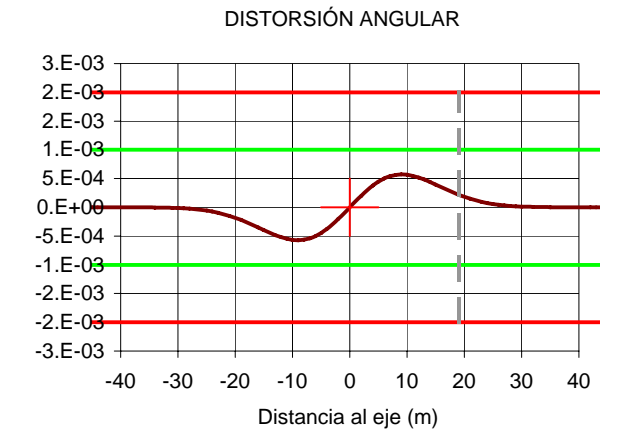
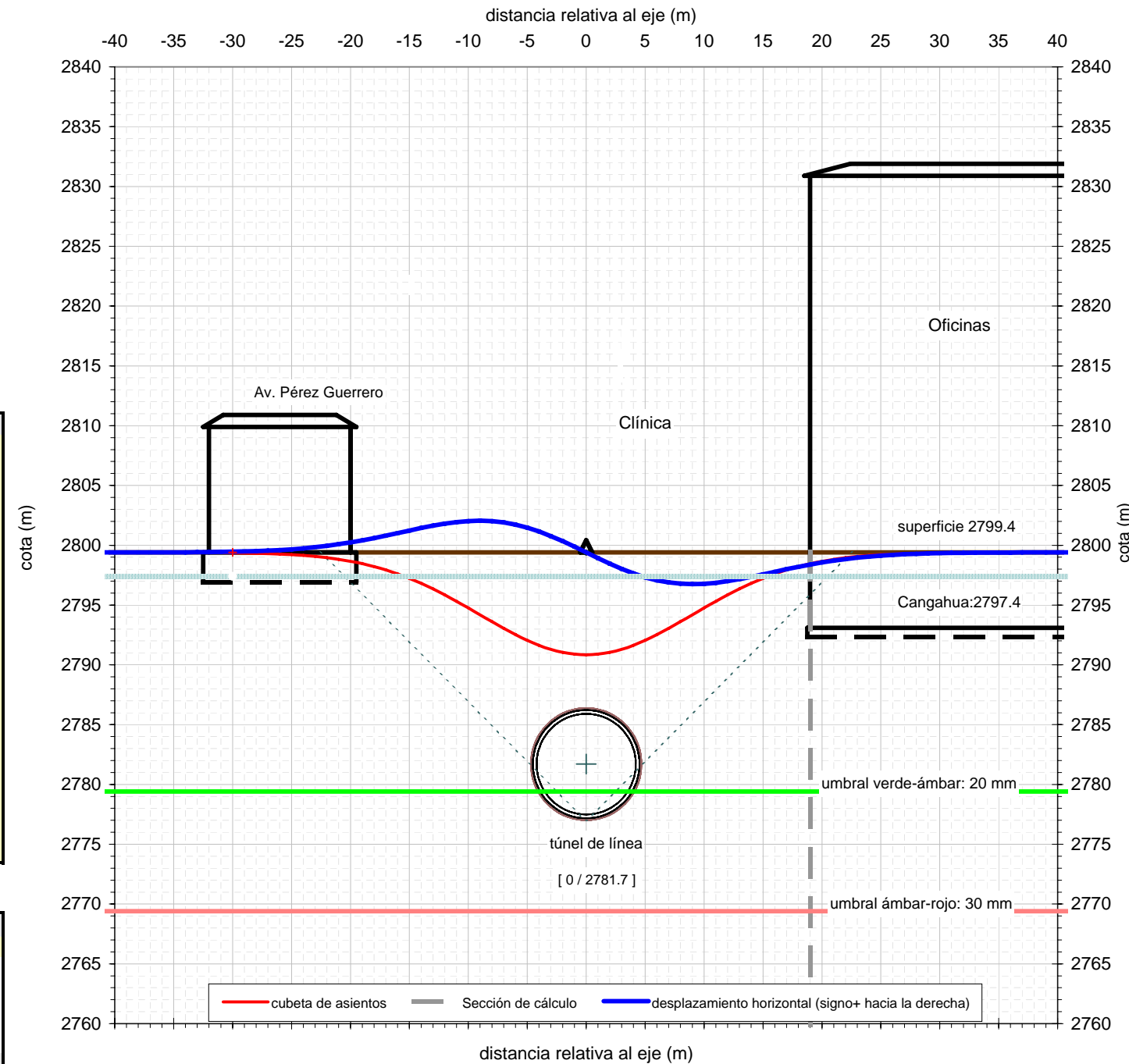
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2799.4
Cota media de superficie	2799.4 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	2 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2781.7 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.28 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	9.04 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	17.7 m
Ángulo equiv. desde la base	45°
Asiento máximo δ_{max}	9 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	9	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 1749	
Máximo desplazamiento horizontal:	3	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.05 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	19	m
Asiento sección de estudio:	1	mm
Distorsión angular:	1 / 4559	
Deformación horizontal unitaria:	0.02 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	19
Resultado	
Asiento (mm):	0.94
Distorsión angular:	1 / 4559
Deformación horizontal unitaria (%):	0.02 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados profundos o con losa en buen estado		
Umbral:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	20	30
Distorsión angular:	0.001 1 / 1000	0.002 1 / 500
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

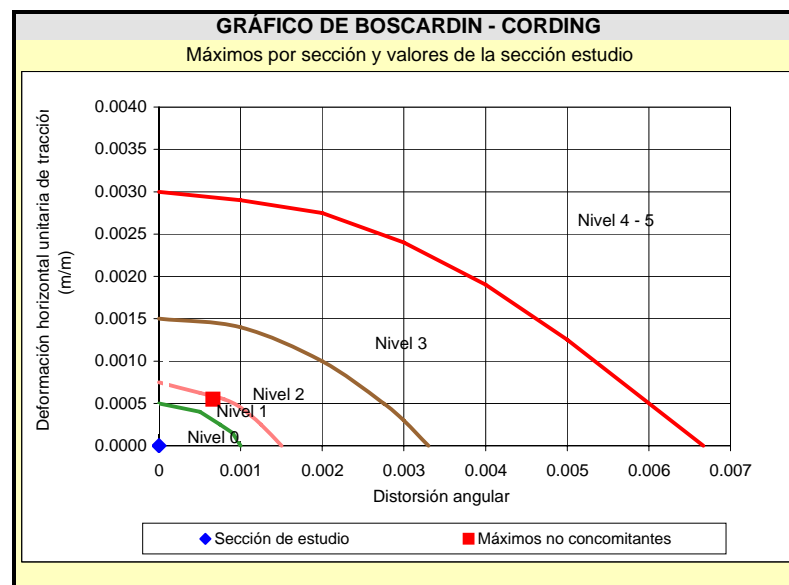
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

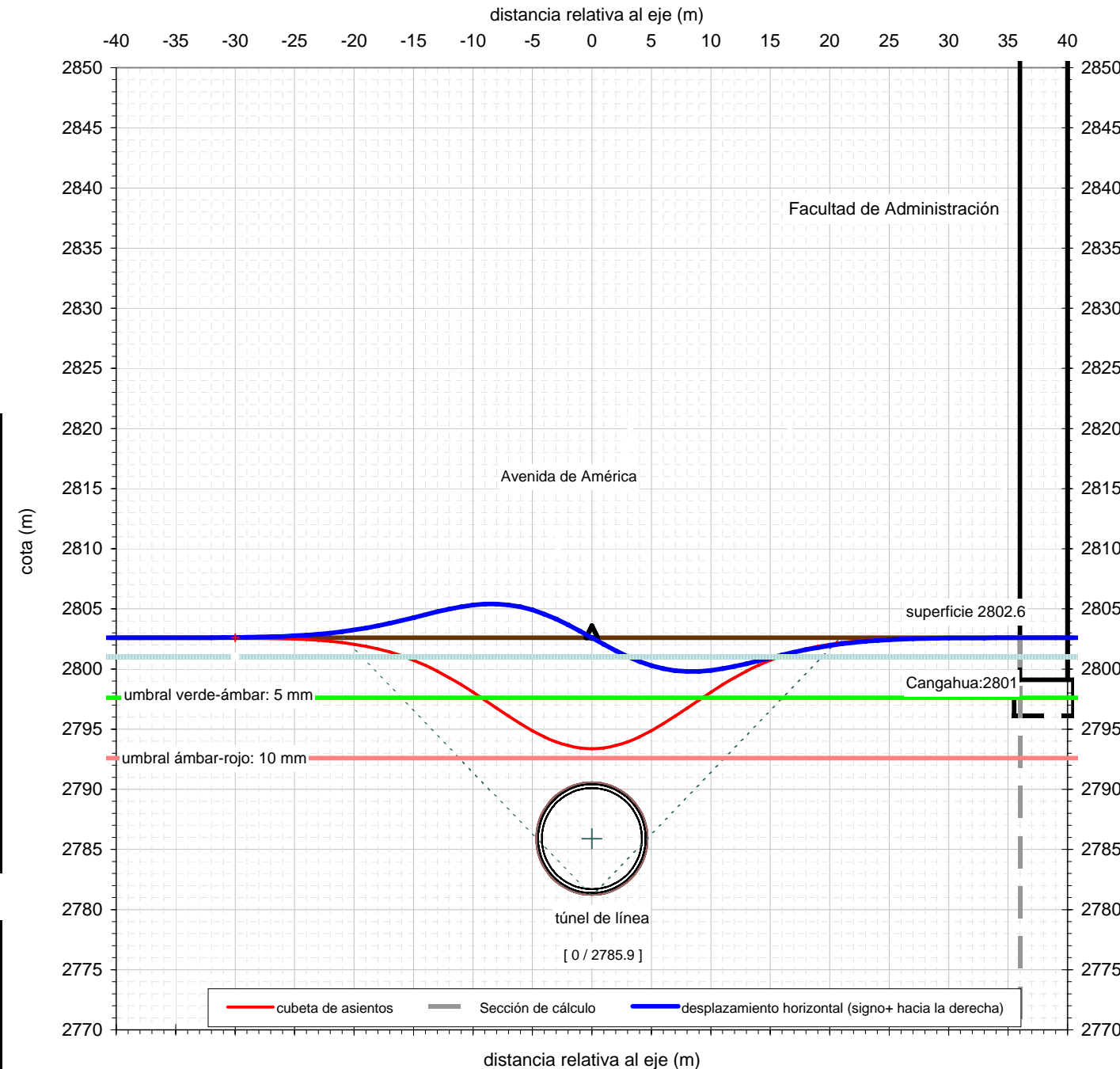
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2802.6
Cota media de superficie	2802.6 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	1.6 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2785.9 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

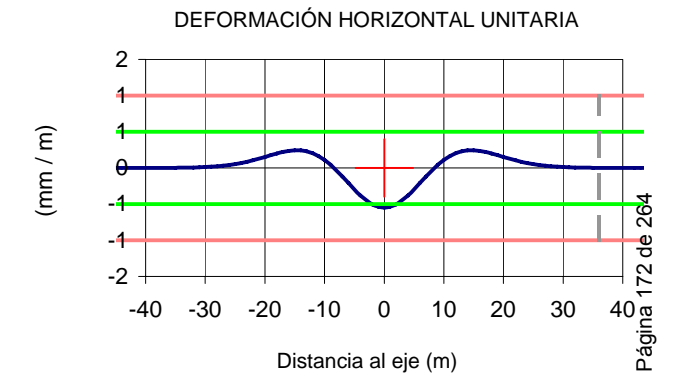
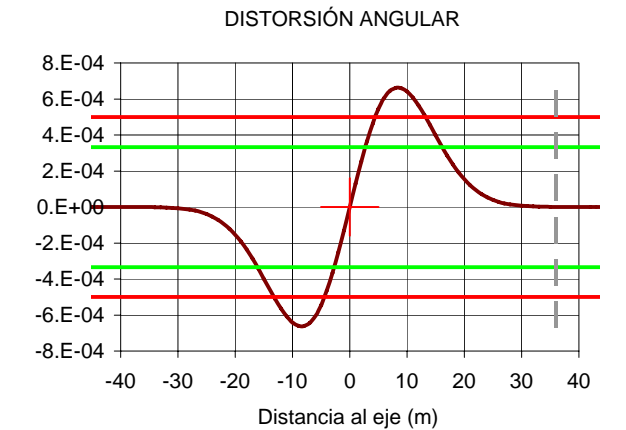
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.28 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	1.25
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	8.39 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	16.7 m
Ángulo equiv. desde la base	44°
Asiento máximo δ_{max}	9 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	9	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 1511	
Máximo desplazamiento horizontal:	3	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.05 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	36	m
Asiento sección de estudio:	0	mm
Distorsión angular:	1 / 2024636	
Deformación horizontal unitaria:	0 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	36
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	0.00
Distorsión angular:	1 / 2024636
Deformación horizontal unitaria (%):	0 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
<i>Descripción:</i> Edificios con más de 10 alturas		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	5	10
Distorsión angular:	0.000 1 / 3000	0.001 1 / 2000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.05	0.10

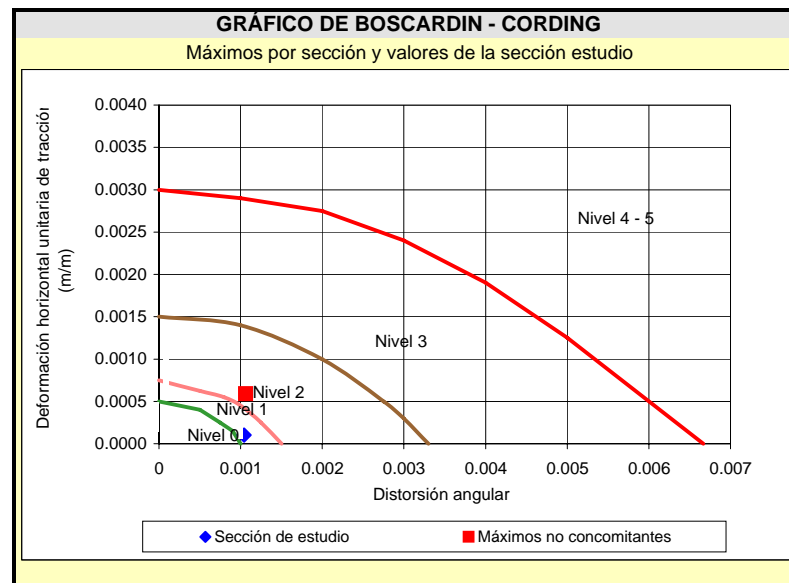
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES		
asientos	ÁMBAR	
distorsión angular		ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ÁMBAR	

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

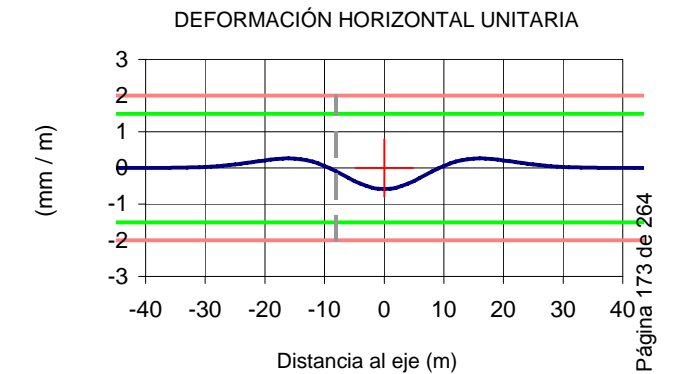
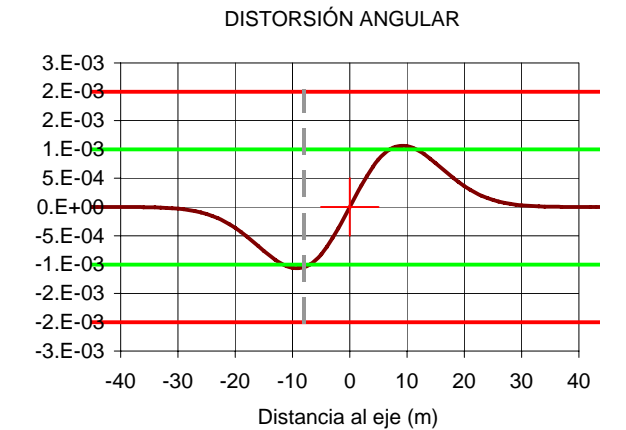
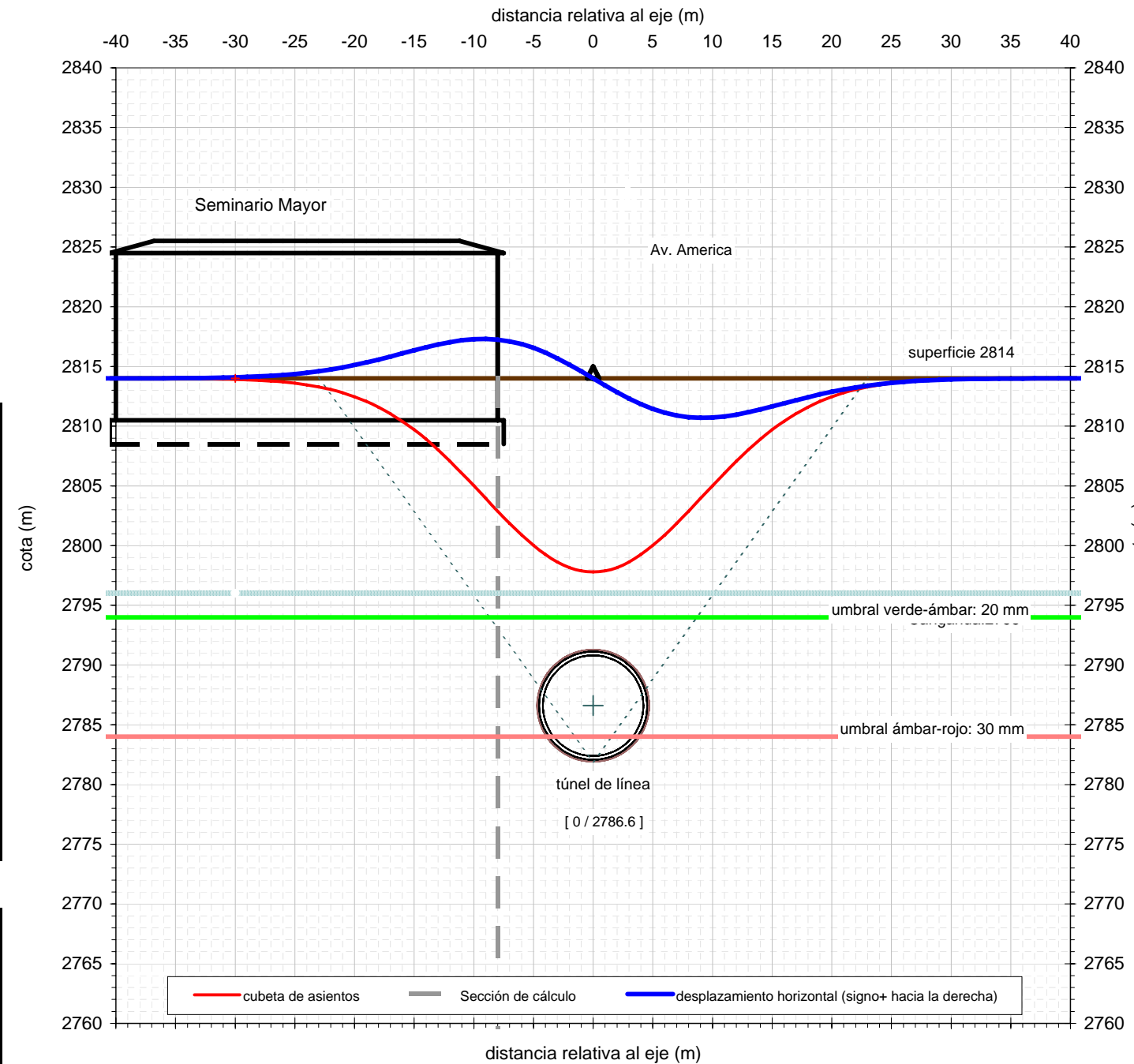
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2814
Cota media de superficie	2814 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	18 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2786.6 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.54 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	9.21 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	27.4 m
Ángulo equiv. desde la base	36°
Asiento máximo δ_{max}	16 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	16	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 941	
Máximo desplazamiento horizontal:	3	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.06 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-8	m
Asiento sección de estudio:	11	mm
Distorsión angular:	1 / 958	
Deformación horizontal unitaria:	0.01 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-8
Resultado	
Asiento (mm):	11.11
Distorsión angular:	1 / 958
Deformación horizontal unitaria (%):	0.01 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados profundos o con losa en buen estado		
Umbral:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	20	30
Distorsión angular:	0.001 1 / 1000	0.002 1 / 500
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	ÁMBAR
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

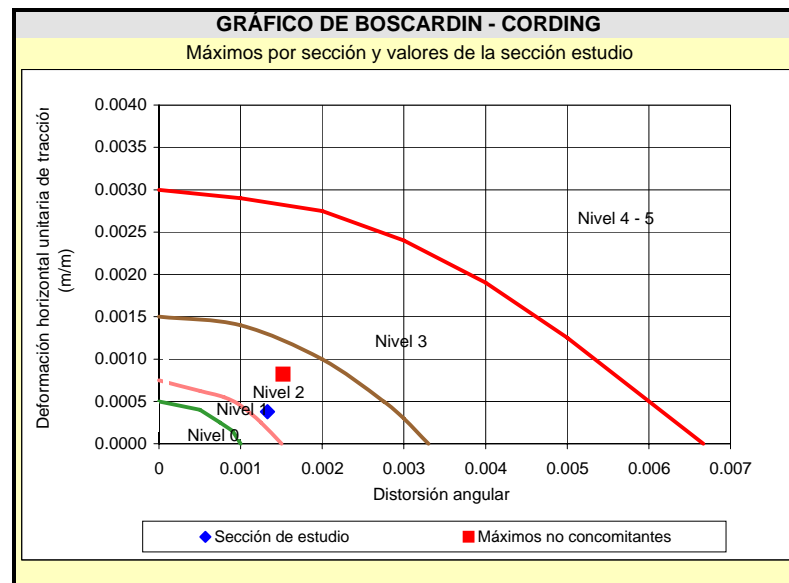
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	ÁMBAR
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

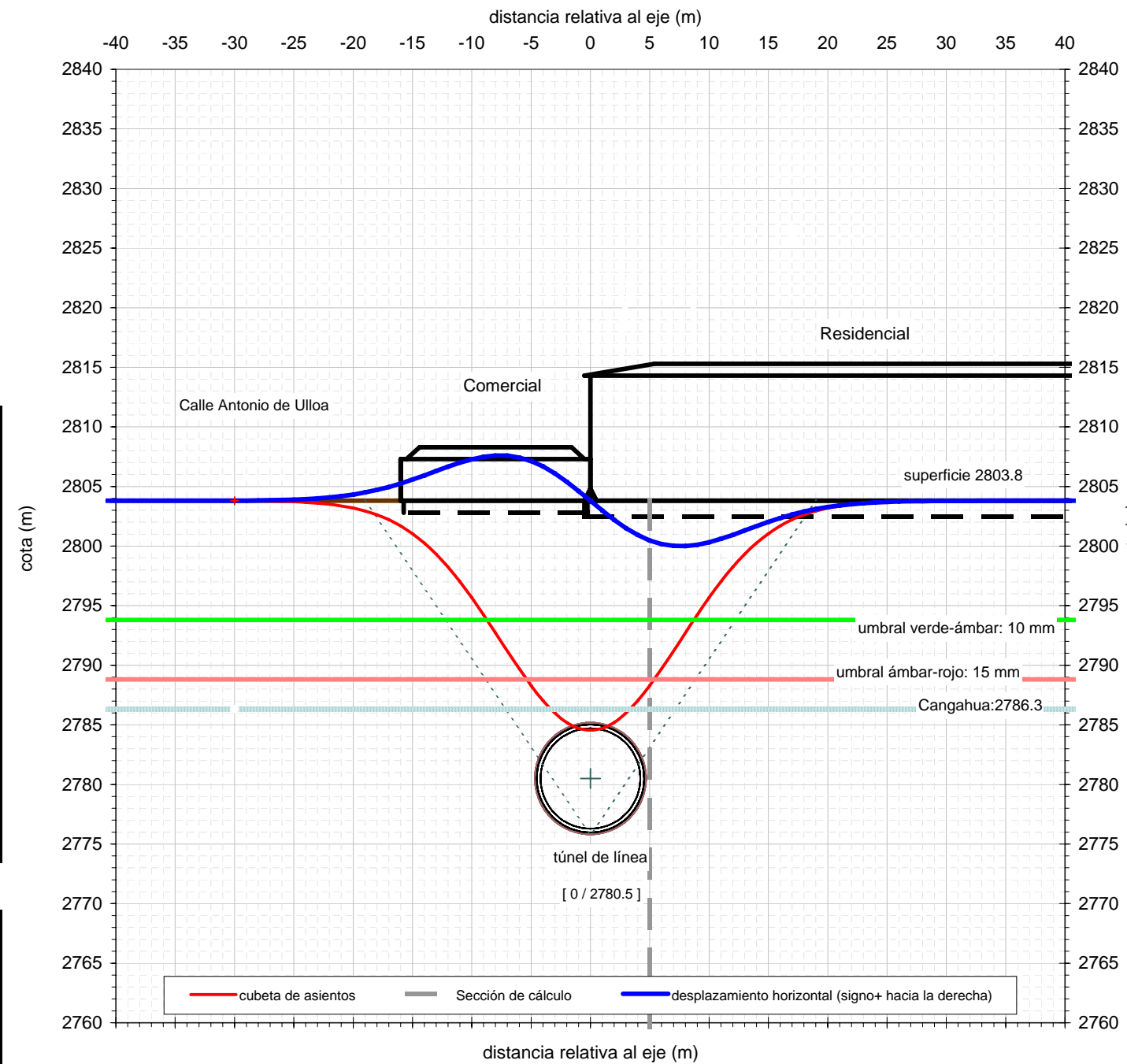
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2803.8
Cota media de superficie	2803.8 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	17.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2780.5 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

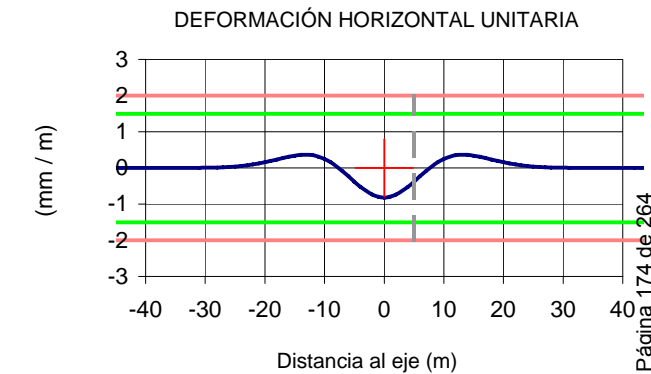
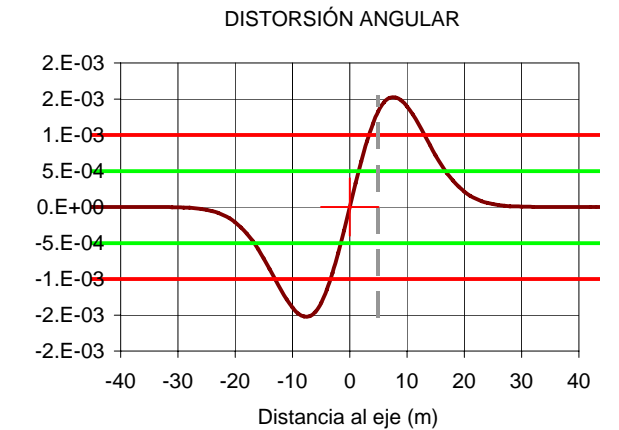
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.53 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	7.61 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	23.3 m
Ángulo equiv. desde la base	34°
Asiento máximo δ_{max}	19 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	19	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 657	
Máximo desplazamiento horizontal:	4	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.08 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	5	m
Asiento sección de estudio:	16	mm
Distorsión angular:	1 / 752	
Deformación horizontal unitaria:	0.04 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	5
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	15.51
Distorsión angular:	1 / 752
Deformación horizontal unitaria (%):	0.04 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción:	Edificios cimentados superficialmente sin daños	
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001	0.001
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

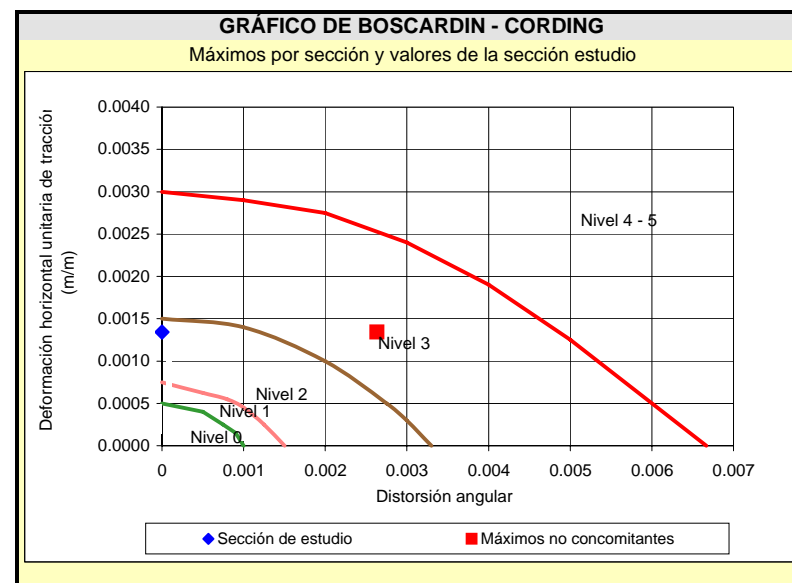
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

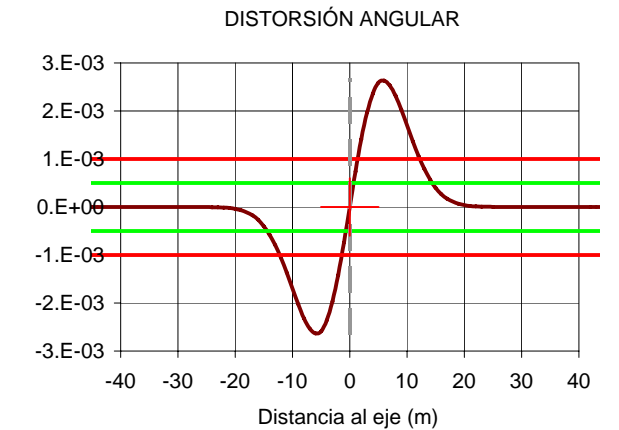
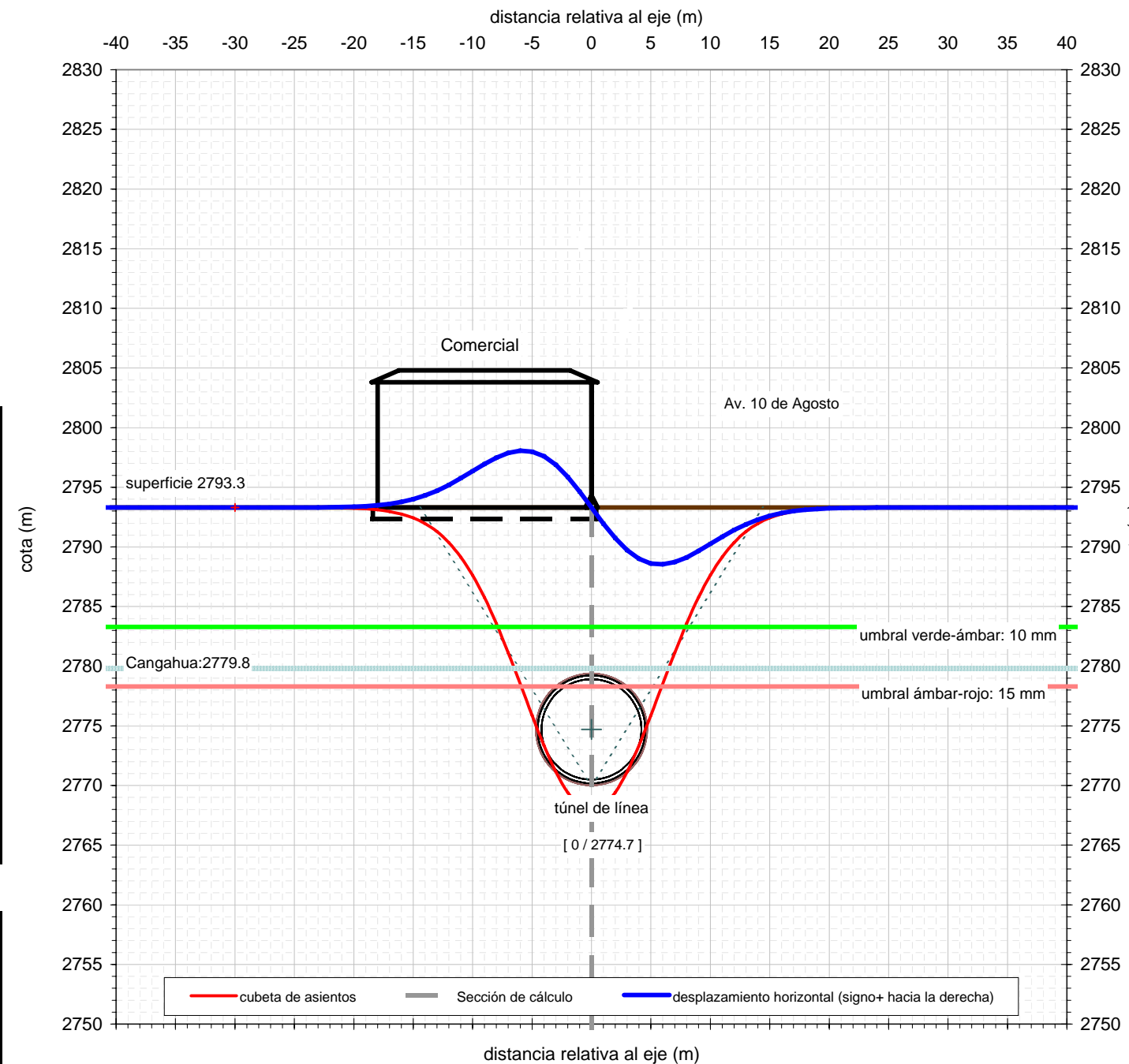
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2793.3
Cota media de superficie	2793.3 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	13.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2774.7 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.53 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	5.78 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	18.6 m
Ángulo equiv. desde la base	32°
Asiento máximo δ_{max}	25 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	25	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 380	
Máximo desplazamiento horizontal:	5	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.13 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	0	m
Asiento sección de estudio:	25	mm
Distorsión angular:	1 / 0	
Deformación horizontal unitaria:	0.13 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	EJE
Distancia al eje (m):	0
Resultado	
Asiento (mm):	25.36
Distorsión angular:	1 / 0
Deformación horizontal unitaria (%):	0.13 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

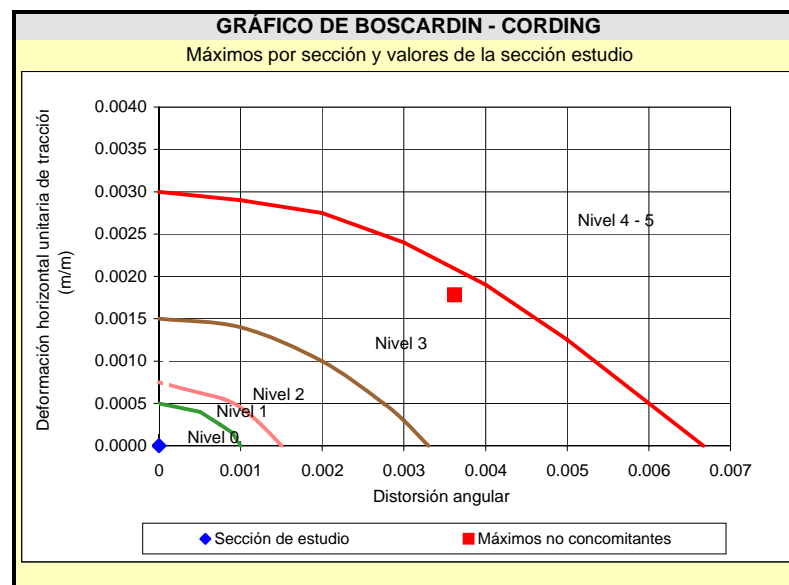
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	ROJO
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

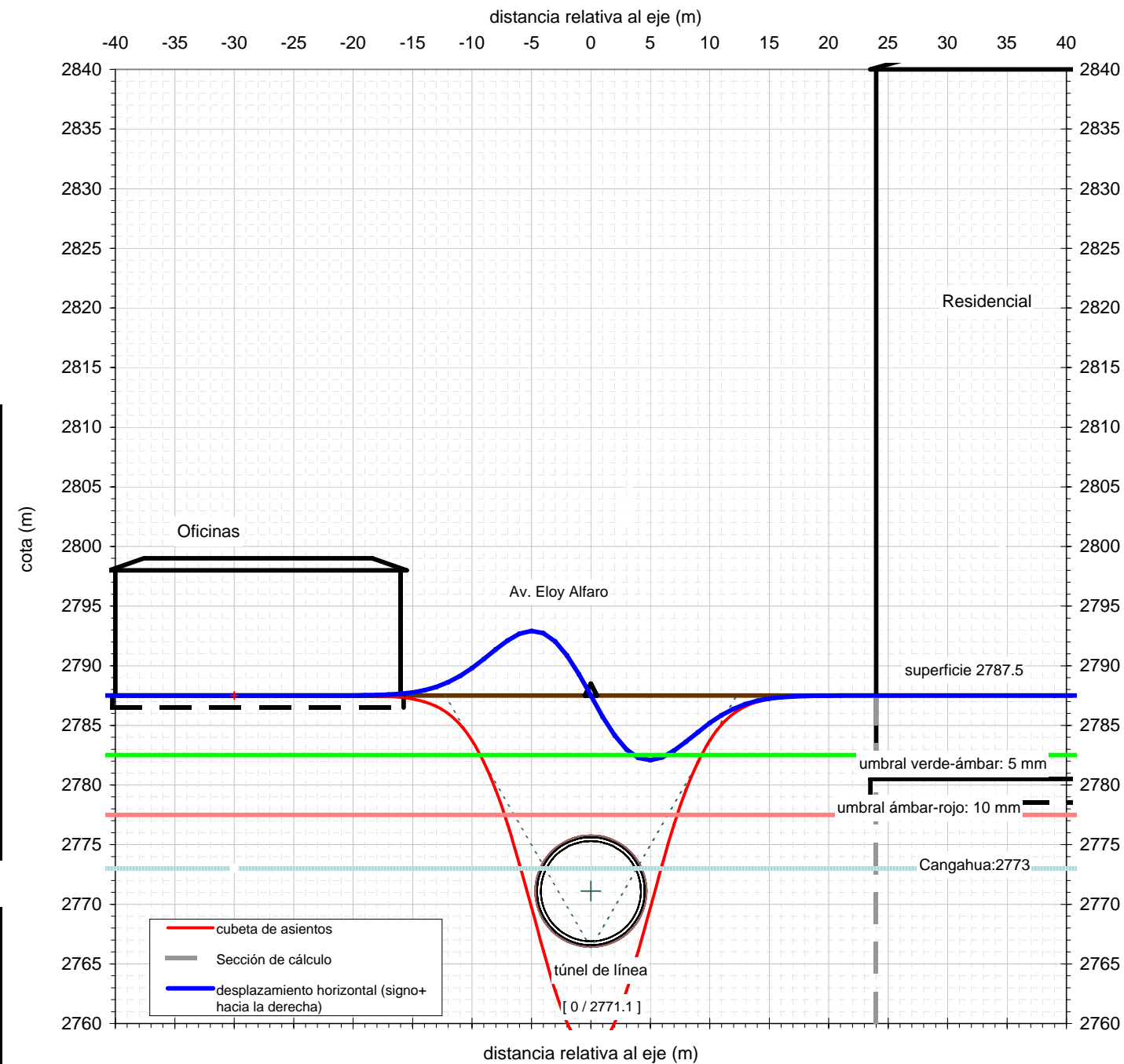
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2787.5
Cota media de superficie	2787.5 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	14.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2771.1 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

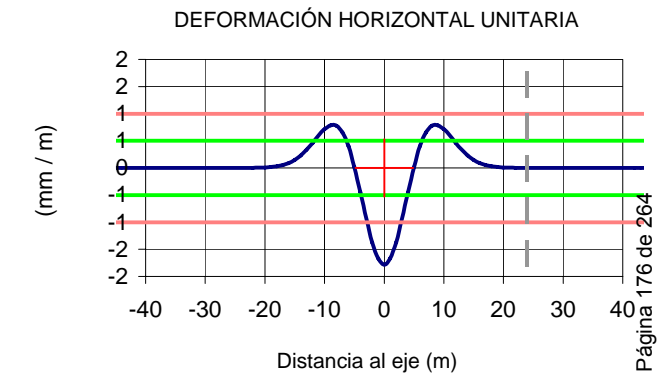
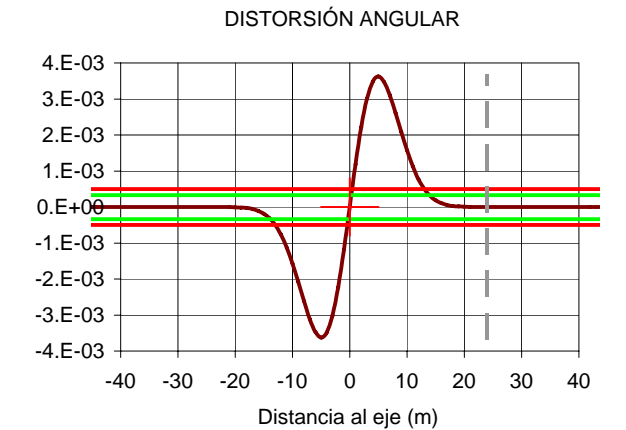
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.53 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	4.92 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	16.4 m
Ángulo equiv. desde la base	30°
Asiento máximo δ_{max}	30 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	30	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 276	
Máximo desplazamiento horizontal:	5	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.18 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	24	m
Asiento sección de estudio:	0	mm
Distorsión angular:	1 / 4358864	
Deformación horizontal unitaria:	0 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	24
Resultado	
Asiento (mm):	0.00
Distorsión angular:	1 / 4358864
Deformación horizontal unitaria (%):	0 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios con más de 10 alturas		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	5	10
Distorsión angular:	0.000	0.001
Deformación horizontal unitaria (%):	0.05	0.10

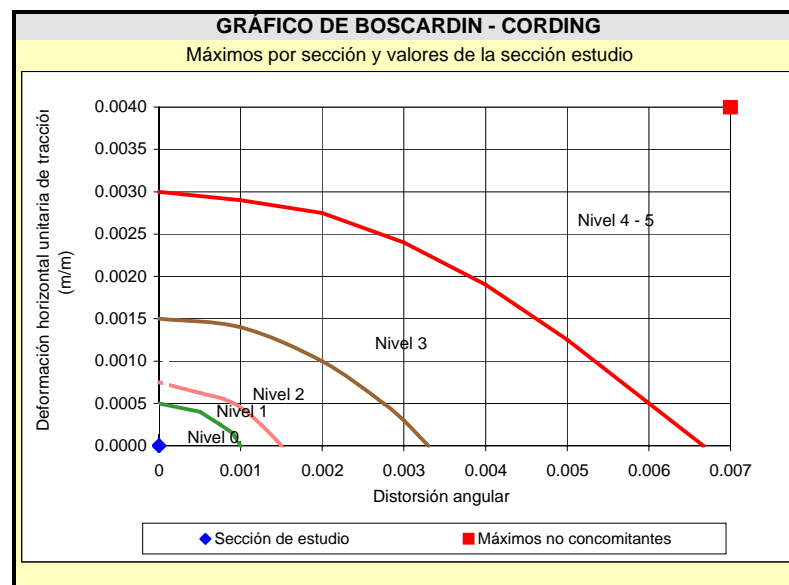
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ROJO

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

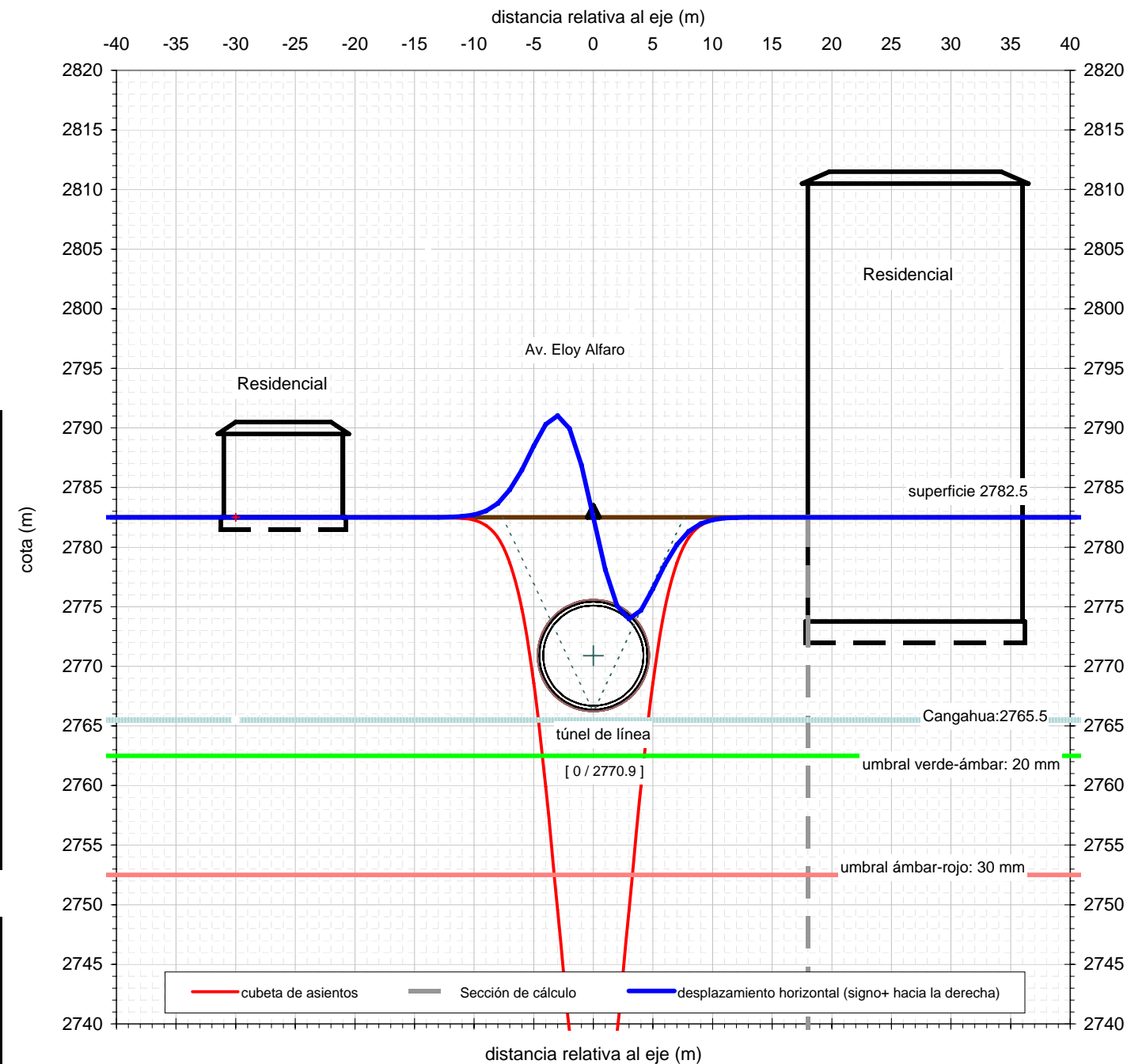
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2782.5
Cota media de superficie	2782.5 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	17 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2770.9 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

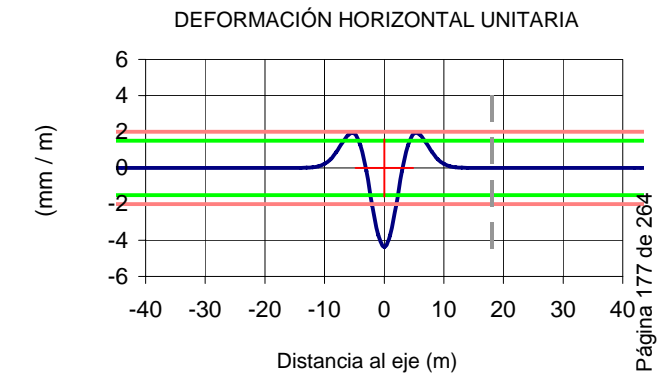
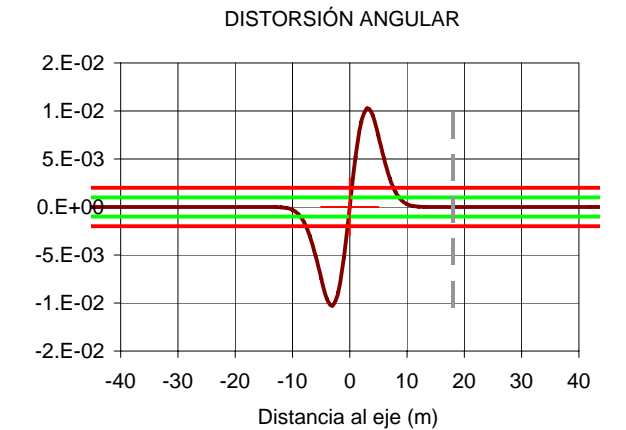
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.59 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	3.05 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	11.6 m
Ángulo equiv. desde la base	25°
Asiento máximo δ_{max}	54 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	54	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 97	
Máximo desplazamiento horizontal:	9	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.44 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	18	m
Asiento sección de estudio:	0	mm
Distorsión angular:	1 / 220019348	
Deformación horizontal unitaria:	0 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	18
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	0.00
Distorsión angular:	1 / 220019348
Deformación horizontal unitaria (%):	0 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
<i>Descripción:</i> Edificios cimentados profundos o con losa en buen estado		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	20	30
Distorsión angular:	0.001 1 / 1000	0.002 1 / 500
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

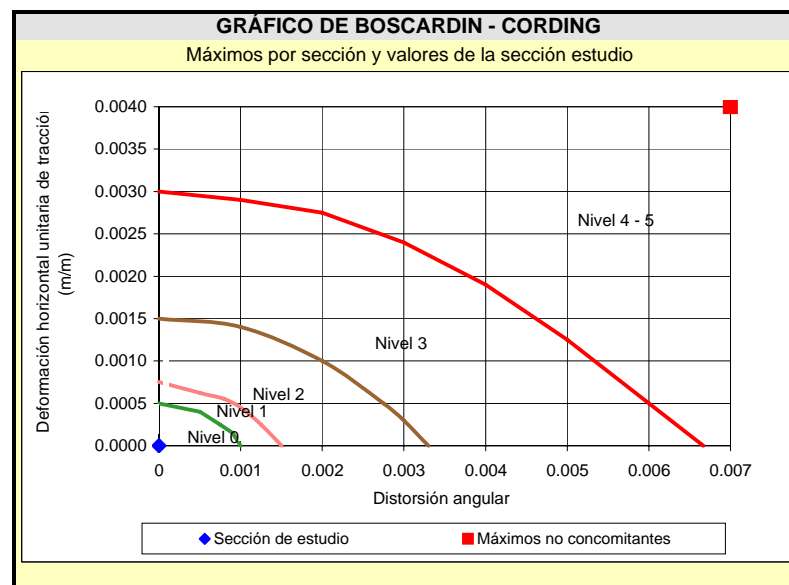
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ROJO

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

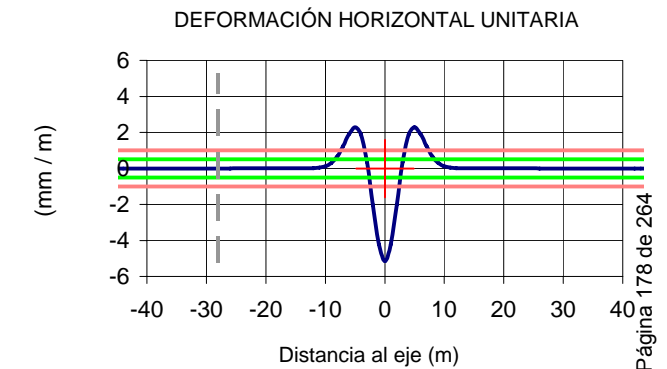
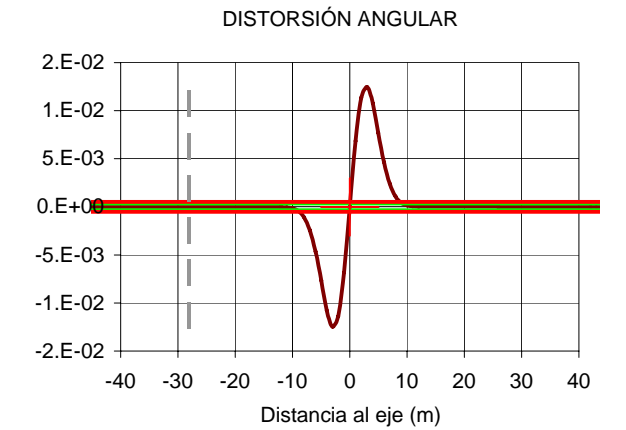
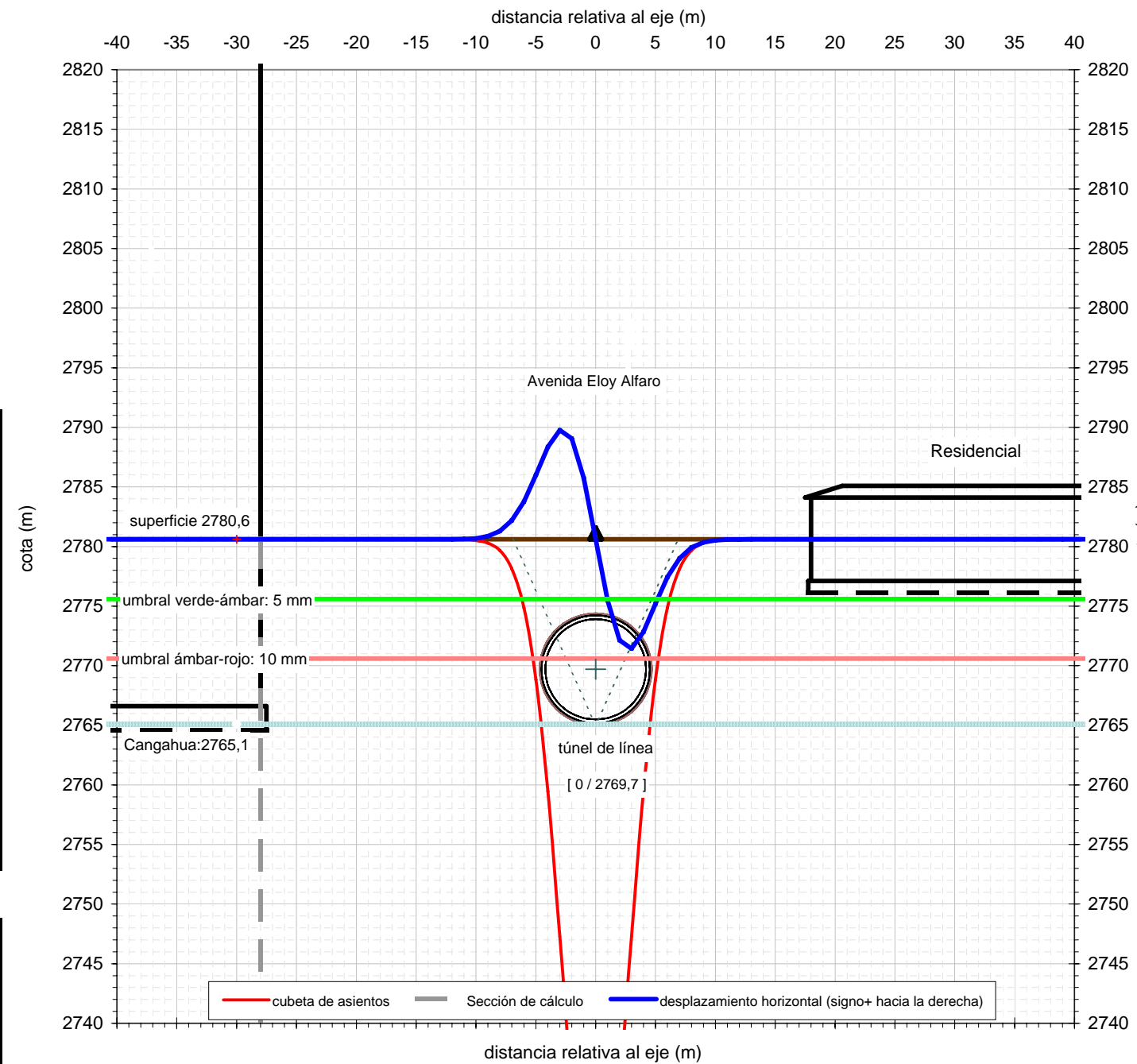
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2780.6
Cota media de superficie	2780.6 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	15.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2769.7 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.60 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	2.77 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	10.9 m
Ángulo equiv. desde la base	24°
Asiento máximo δ_{max}	60 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	60	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 80	
Máximo desplazamiento horizontal:	9	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.51 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-28	m
Asiento sección de estudio:	0	mm
Distorsión angular:	1 / 1.26330233675266E+22	
Deformación horizontal unitaria:	0 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-28
Resultado	
Asiento (mm):	0.00
Distorsión angular:	.26330233675266E+22
Deformación horizontal unitaria (%):	0 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios con más de 10 alturas		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	5	10
Distorsión angular:	0.000 1 / 3000	0.001 1 / 2000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.05	0.10

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ROJO

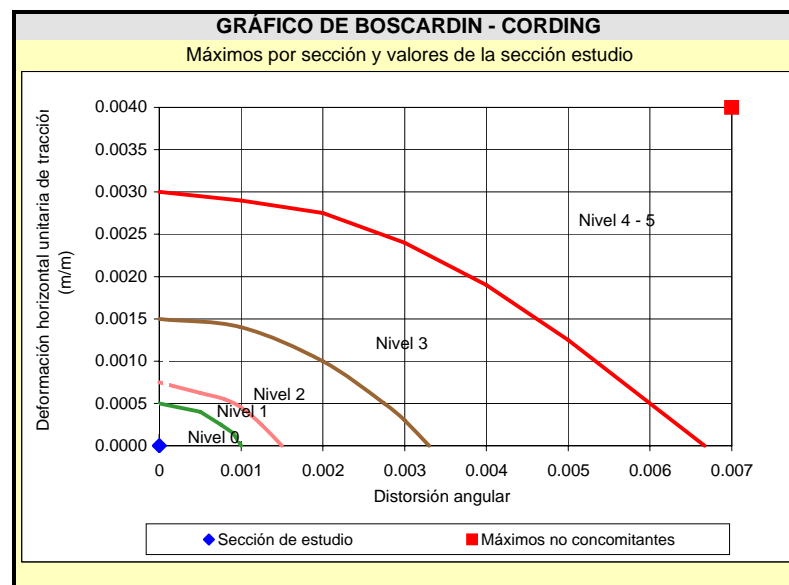
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

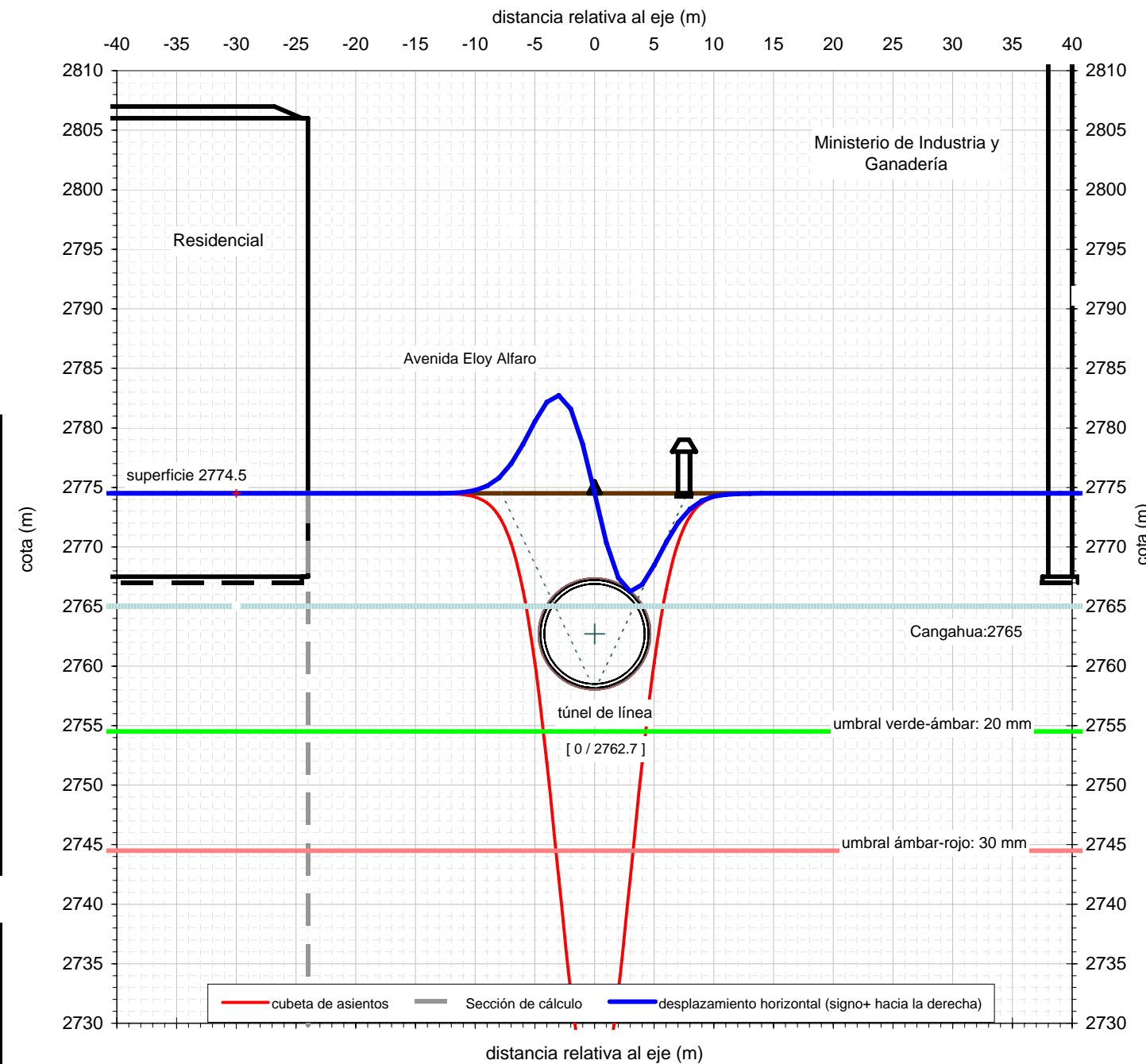
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2774.5
Cota media de superficie	2774.5 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	9.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2762.7 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

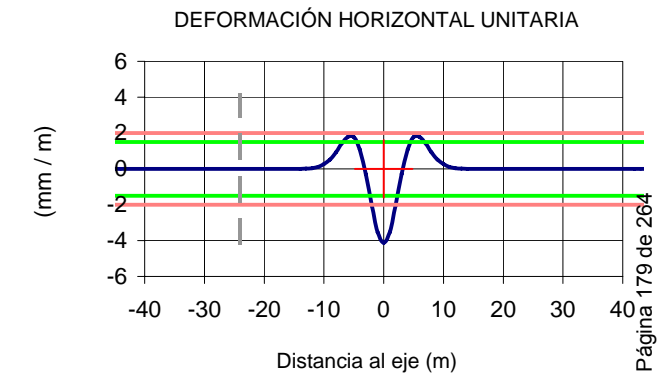
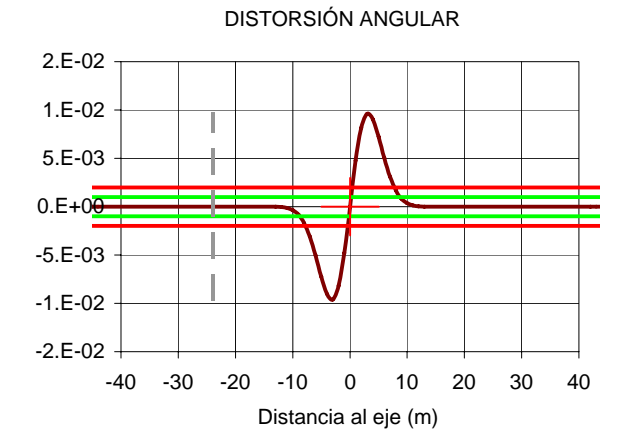
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.58 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	3.12 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	11.8 m
Ángulo equiv. desde la base	25°
Asiento máximo δ_{max}	51 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	51	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 104	
Máximo desplazamiento horizontal:	8	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.41 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-24	m
Asiento sección de estudio:	0	mm
Distorsión angular:	1 / 22879985799860	
Deformación horizontal unitaria:	0 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-24
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	0.00
Distorsión angular:	1 / 22879985799860
Deformación horizontal unitaria (%):	0 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
<i>Descripción:</i> Edificios cimentados profundos o con losa en buen estado		
Umbral:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	20	30
Distorsión angular:	0.001 1 / 1000	0.002 1 / 500
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

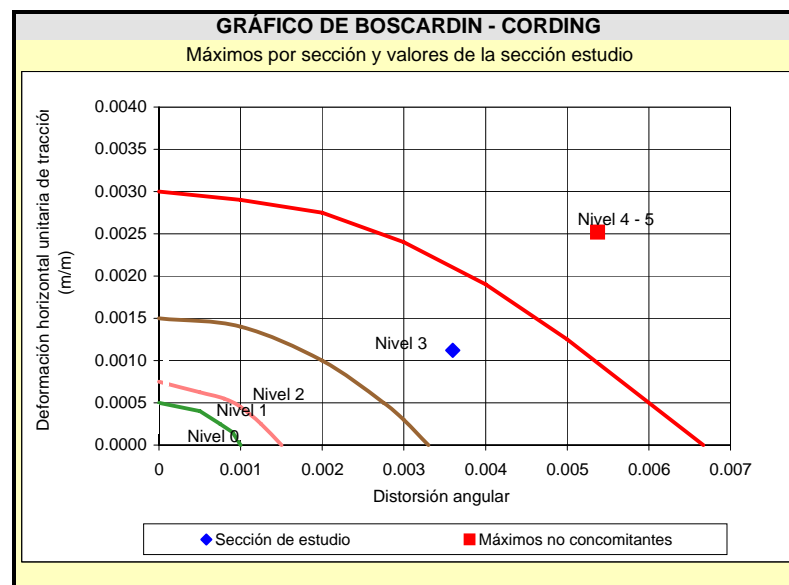
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ROJO

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

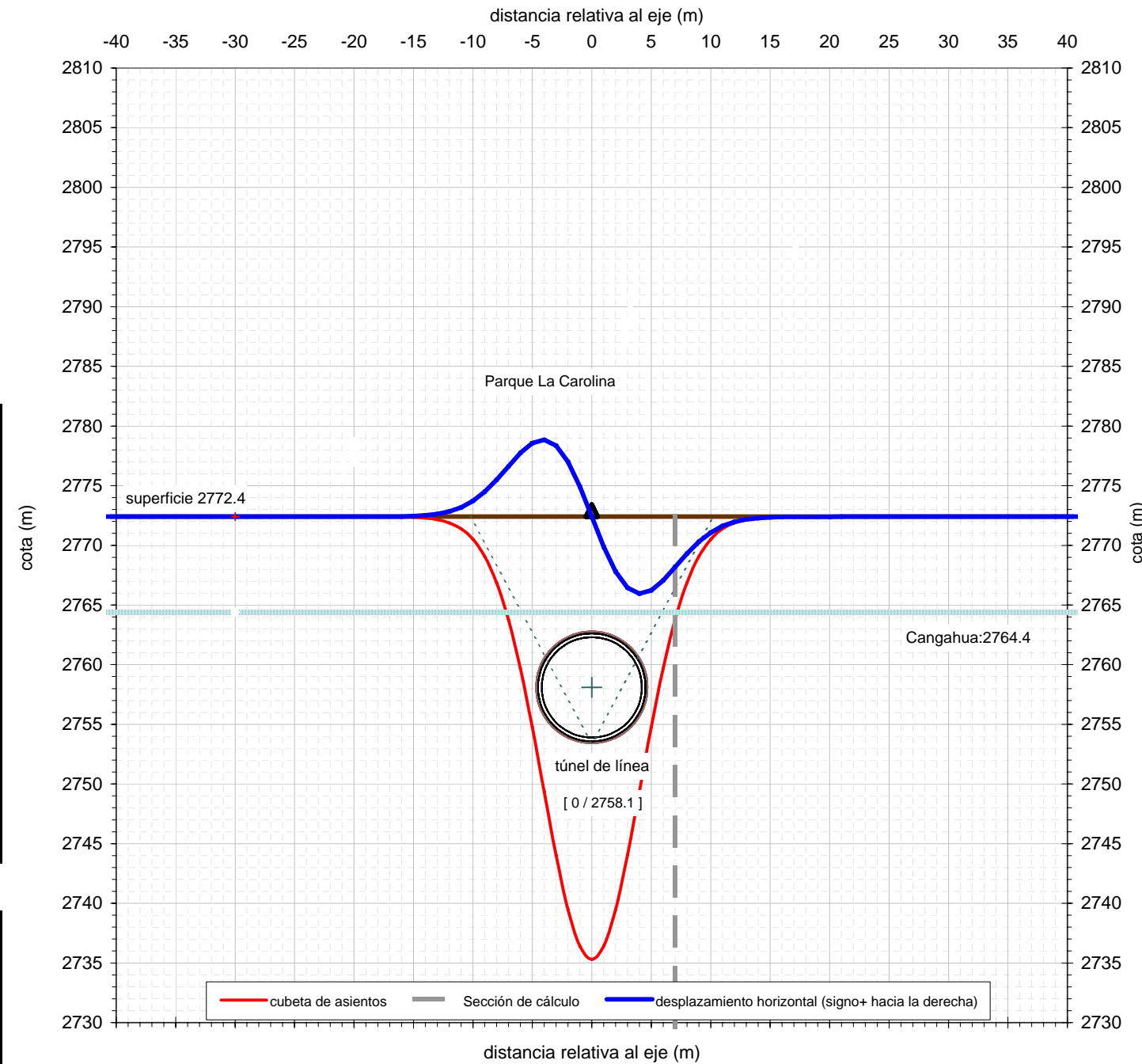
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2772.4
Cota media de superficie	2772.4 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	8 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2758.1 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

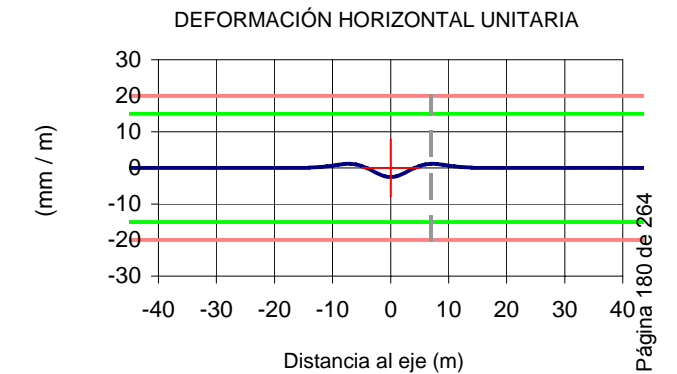
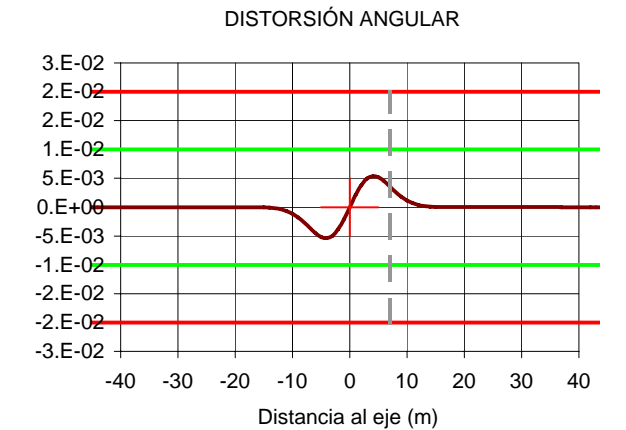
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.55 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	4.10 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	14.3 m
Ángulo equiv. desde la base	28°
Asiento máximo δ_{max}	37 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	37	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 186	
Máximo desplazamiento horizontal:	6	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.25 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	7	m
Asiento sección de estudio:	9	mm
Distorsión angular:	1 / 278	
Deformación horizontal unitaria:	0.11 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	7
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	8.63
Distorsión angular:	1 / 278
Deformación horizontal unitaria (%):	0.11 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
<i>Descripción:</i> Zonas sin edificaciones		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	50	100
Distorsión angular:	0.010 1 / 100	0.020 1 / 50
Deformación horizontal unitaria (%):	1.50	2.00

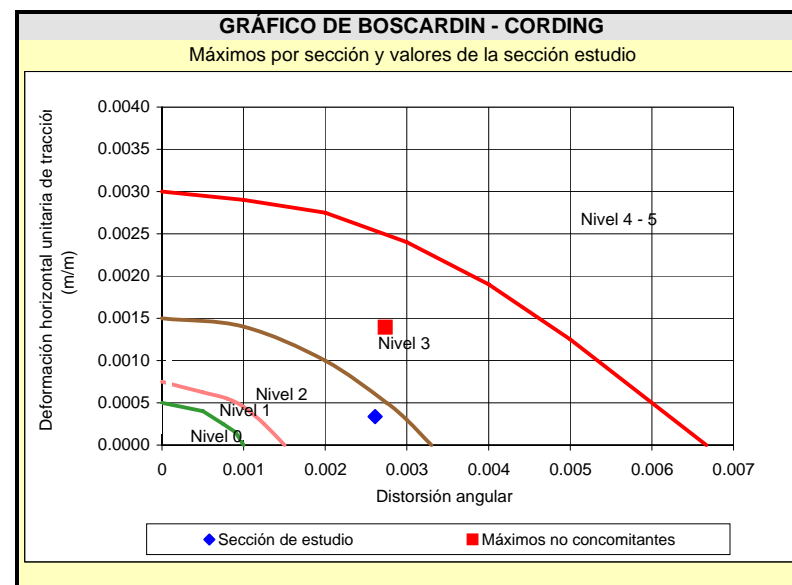
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

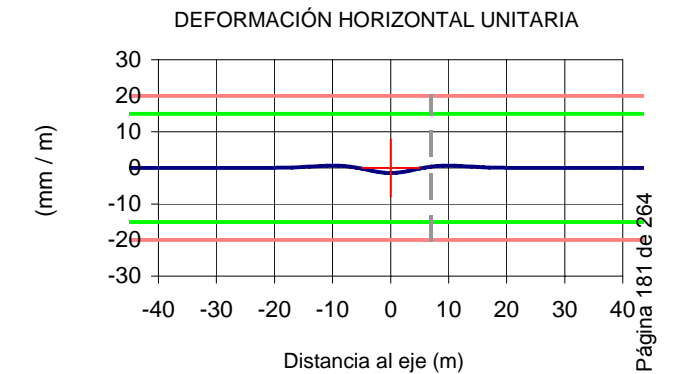
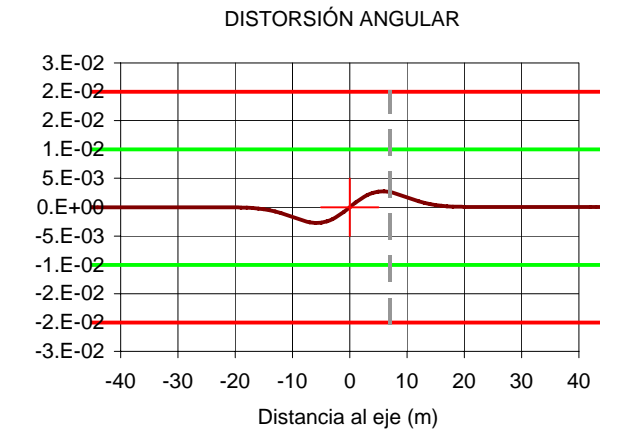
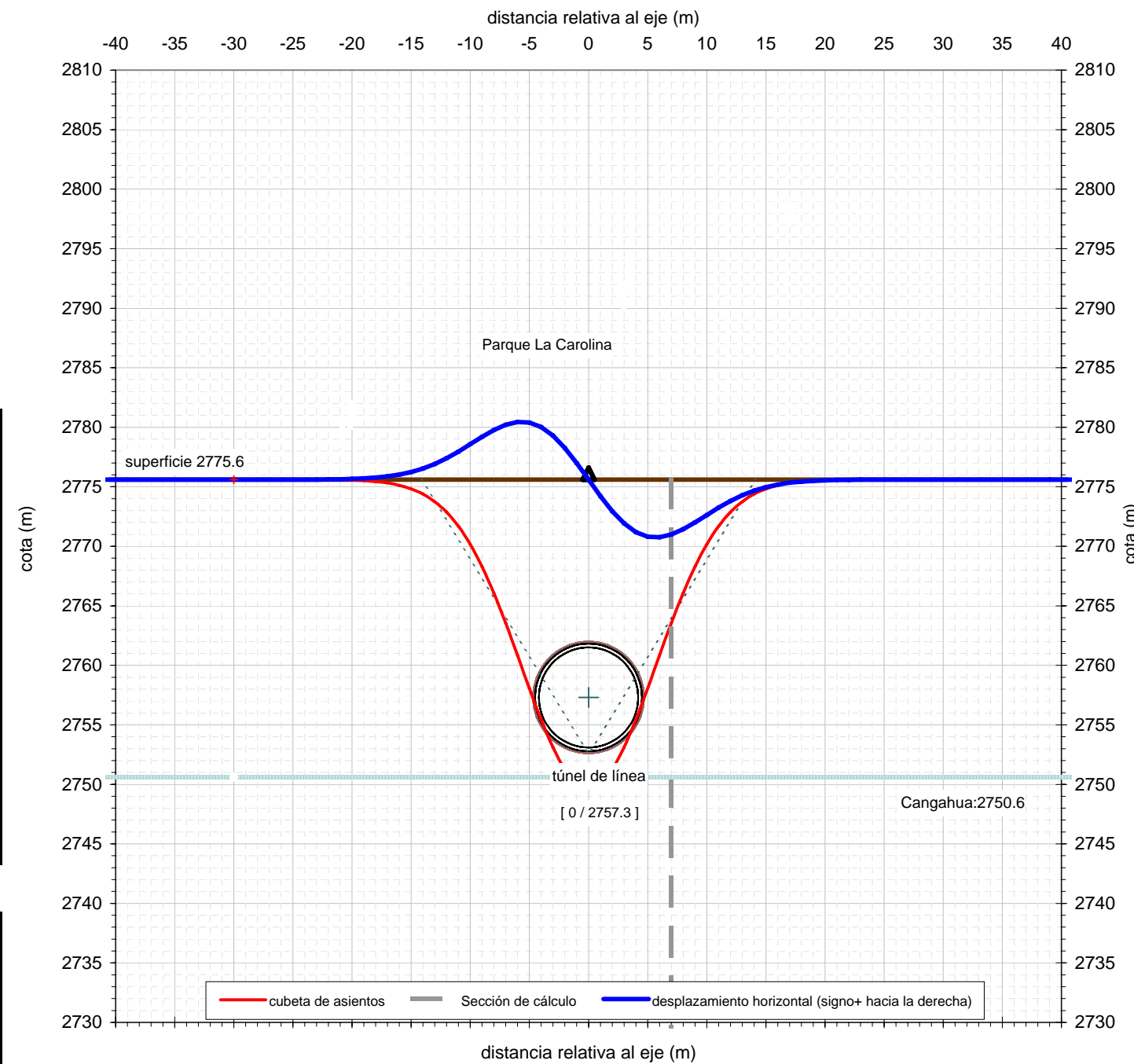
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2775.6
Cota media de superficie	2775.6 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	25 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2757.3 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.53 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	5.66 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	18.3 m
Ángulo equiv. desde la base	32°
Asiento máximo δ_{max}	26 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	26	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 365	
Máximo desplazamiento horizontal:	5	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.14 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	7	m
Asiento sección de estudio:	12	mm
Distorsión angular:	1 / 383	
Deformación horizontal unitaria:	0.03 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	7
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	12.05
Distorsión angular:	1 / 383
Deformación horizontal unitaria (%):	0.03 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
<i>Descripción:</i> Zonas sin edificaciones		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	50	100
Distorsión angular:	0.010 1 / 100	0.020 1 / 50
Deformación horizontal unitaria (%):	1.50	2.00

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

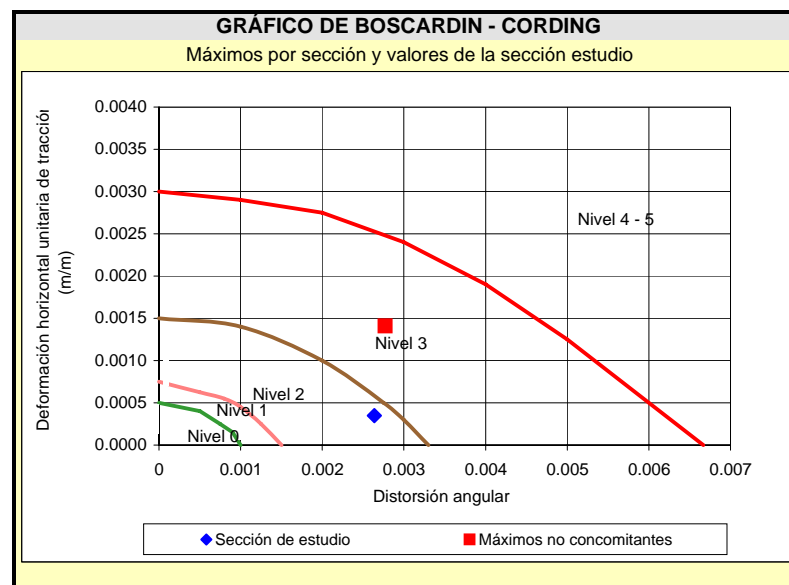
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

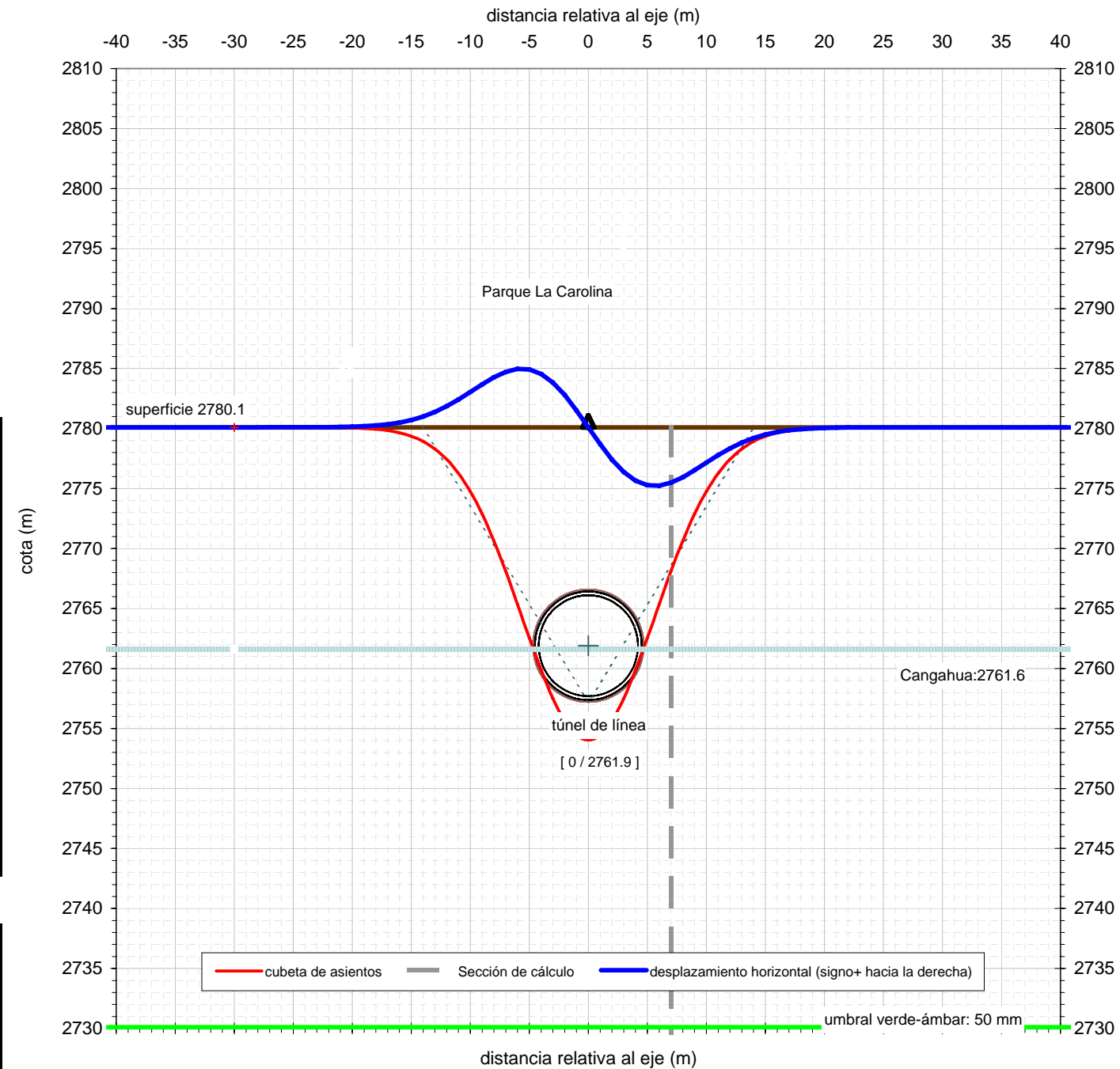
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2780.1
Cota media de superficie	2780.1 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	18.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2761.9 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

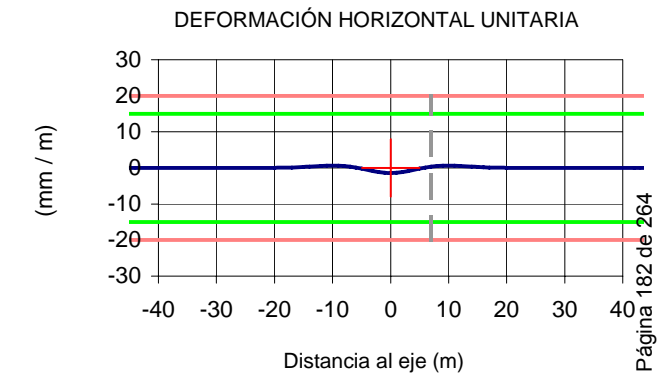
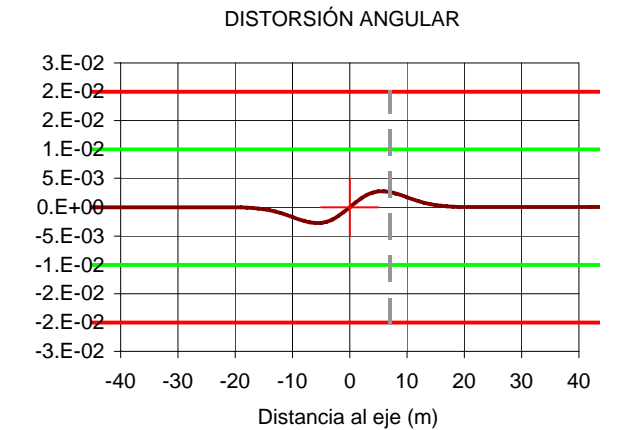
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.53 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	5.62 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	18.2 m
Ángulo equiv. desde la base	32°
Asiento máximo δ_{max}	26 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	26	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 361	
Máximo desplazamiento horizontal:	5	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.14 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	7	m
Asiento sección de estudio:	12	mm
Distorsión angular:	1 / 379	
Deformación horizontal unitaria:	0.03 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	7
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	12.00
Distorsión angular:	1 / 379
Deformación horizontal unitaria (%):	0.03 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
<i>Descripción:</i> Zonas sin edificaciones		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	50	100
Distorsión angular:	0.010 1 / 100	0.020 1 / 50
Deformación horizontal unitaria (%):	1.50	2.00

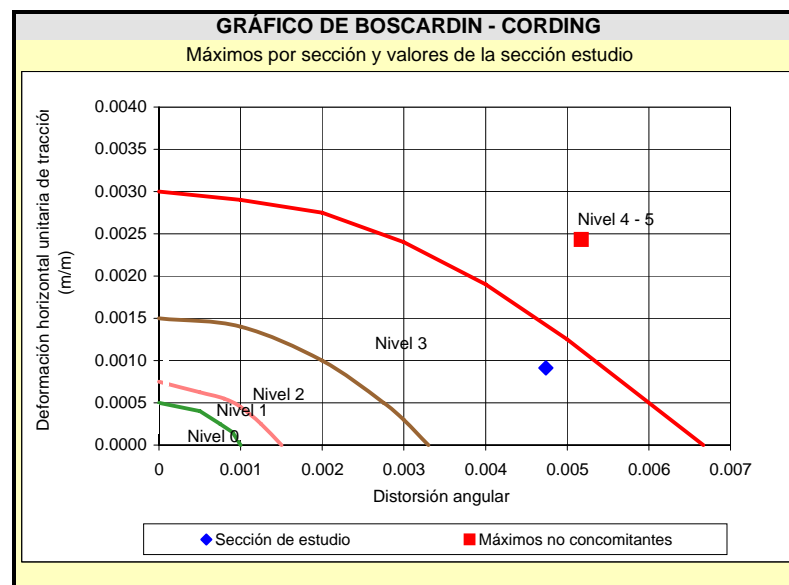
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

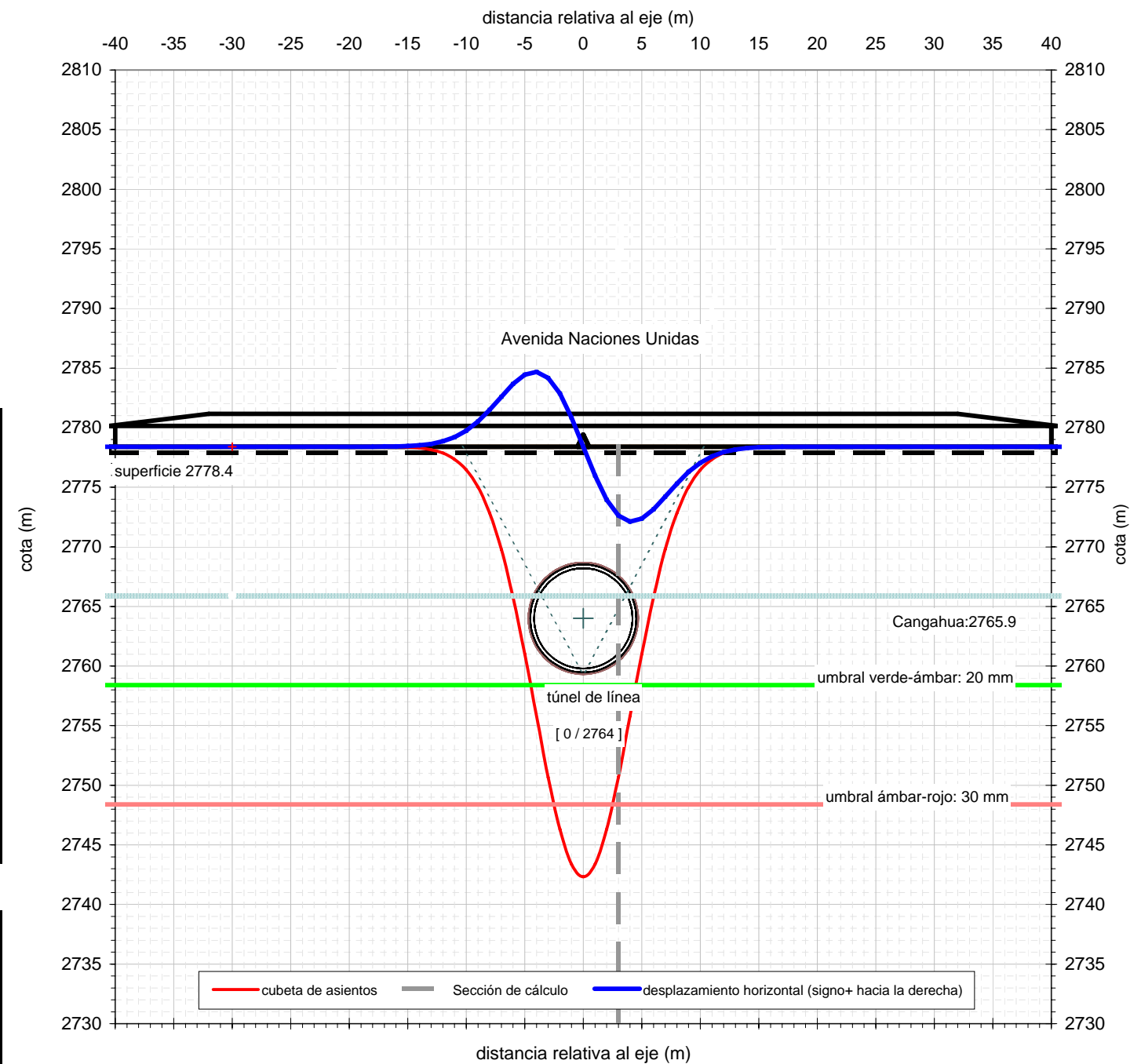
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2778.4
Cota media de superficie	2778.4 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	12.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2764.0 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

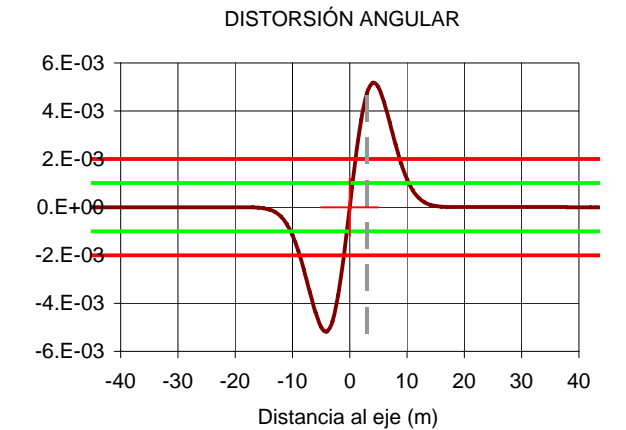
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.54 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	4.14 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	14.4 m
Ángulo equiv. desde la base	28°
Asiento máximo δ_{max}	36 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	36	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 193	
Máximo desplazamiento horizontal:	6	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.24 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	3	m
Asiento sección de estudio:	28	mm
Distorsión angular:	1 / 211	
Deformación horizontal unitaria:	0.09 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	3
Resultado	
Asiento (mm):	27.73
Distorsión angular:	1 / 211
Deformación horizontal unitaria (%):	0.09 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Conducciones no de gas		
Umbral:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	20	30
Distorsión angular:	0.001 1 / 1000	0.002 1 / 500
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

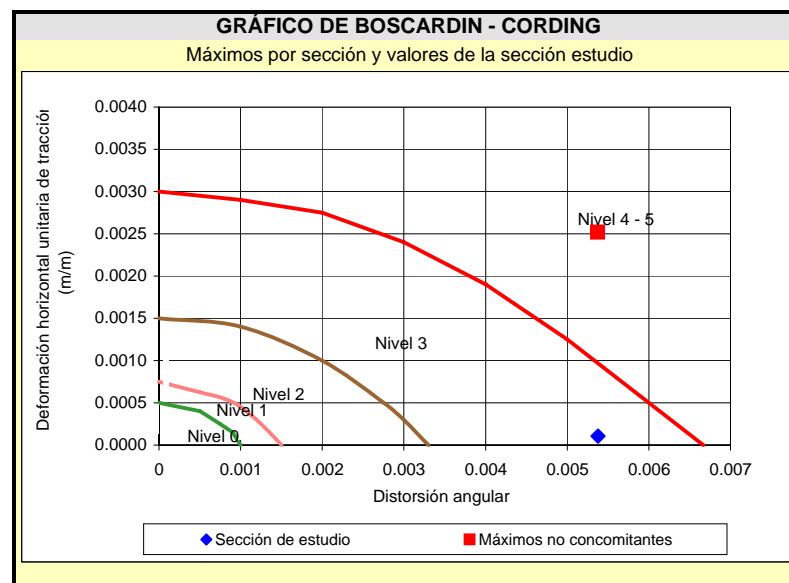
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ROJO

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	ÁMBAR
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

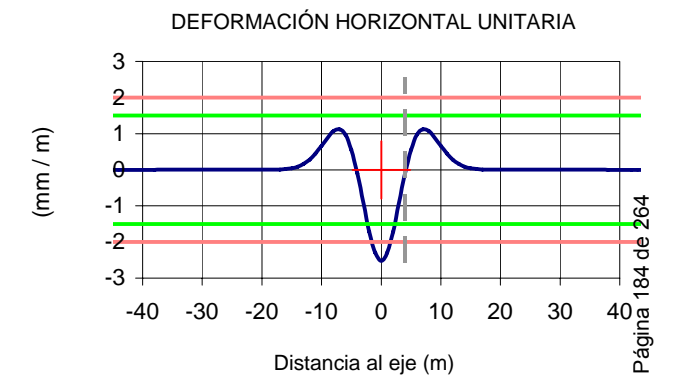
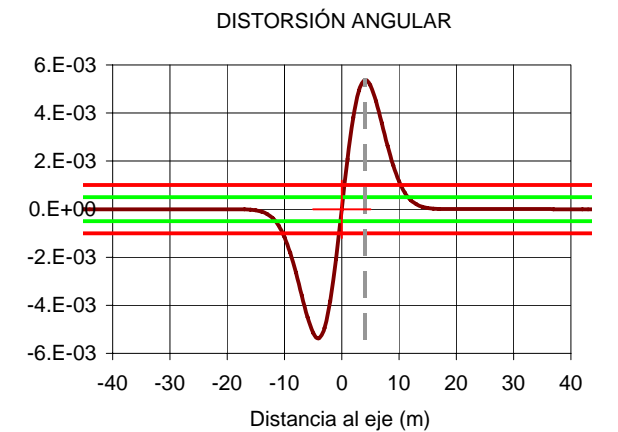
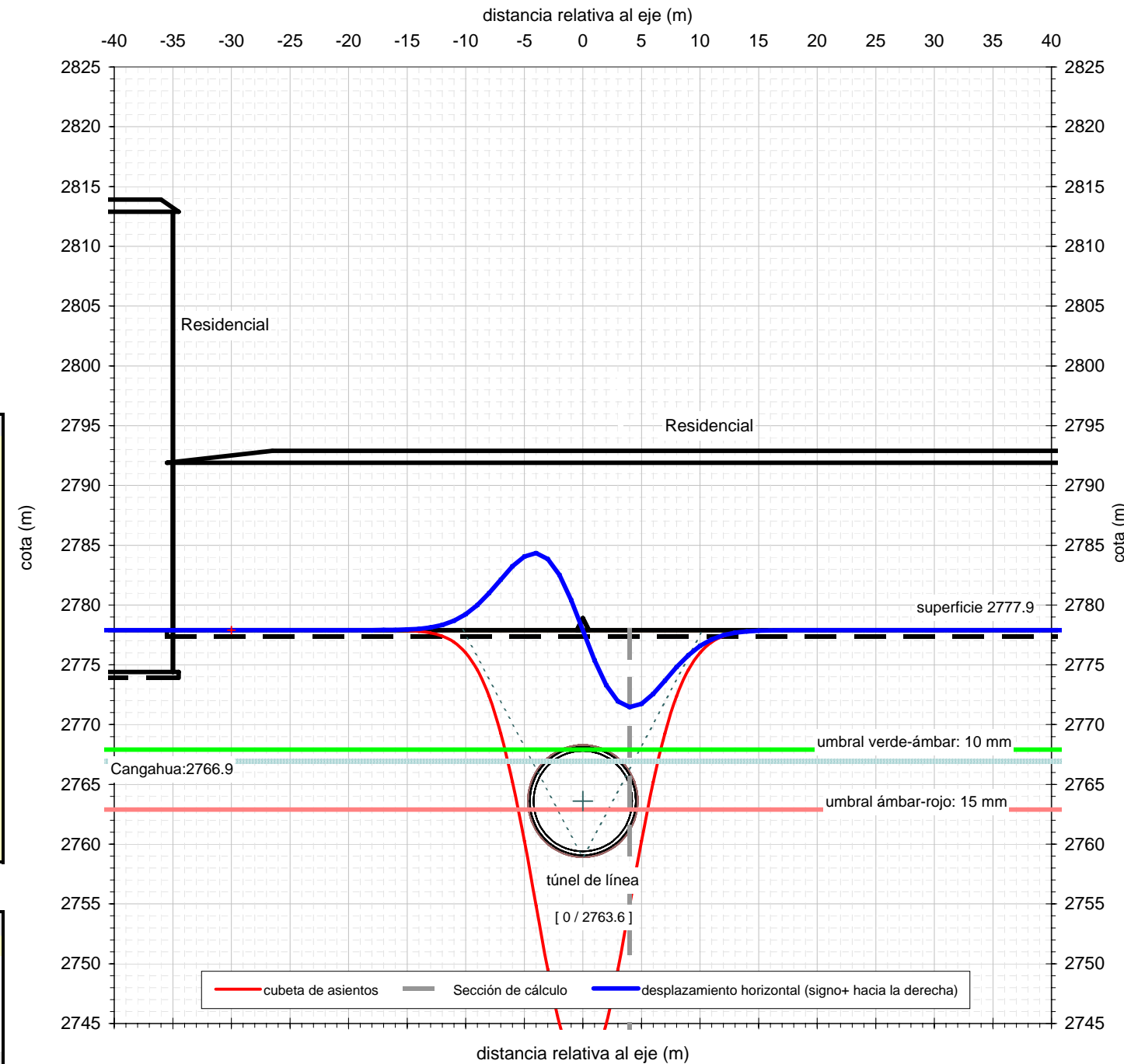
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2777.9
Cota media de superficie	2777.9 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	11 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2763.6 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.55 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	4.10 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	14.3 m
Ángulo equiv. desde la base	28°
Asiento máximo δ_{max}	37 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	37	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 186	
Máximo desplazamiento horizontal:	6	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.25 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	4	m
Asiento sección de estudio:	23	mm
Distorsión angular:	1 / 186	
Deformación horizontal unitaria:	0.01 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	4
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	23.04
Distorsión angular:	1 / 186
Deformación horizontal unitaria (%):	0.01 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001	0.001
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ROJO

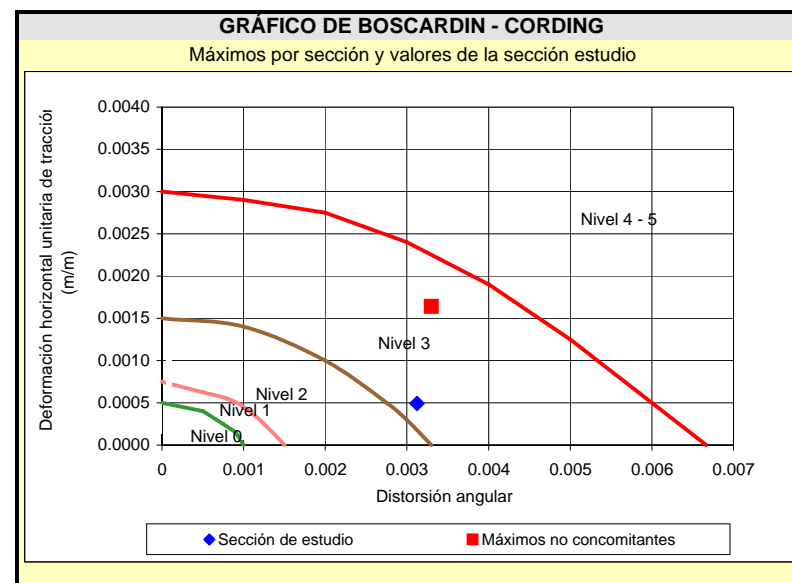
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

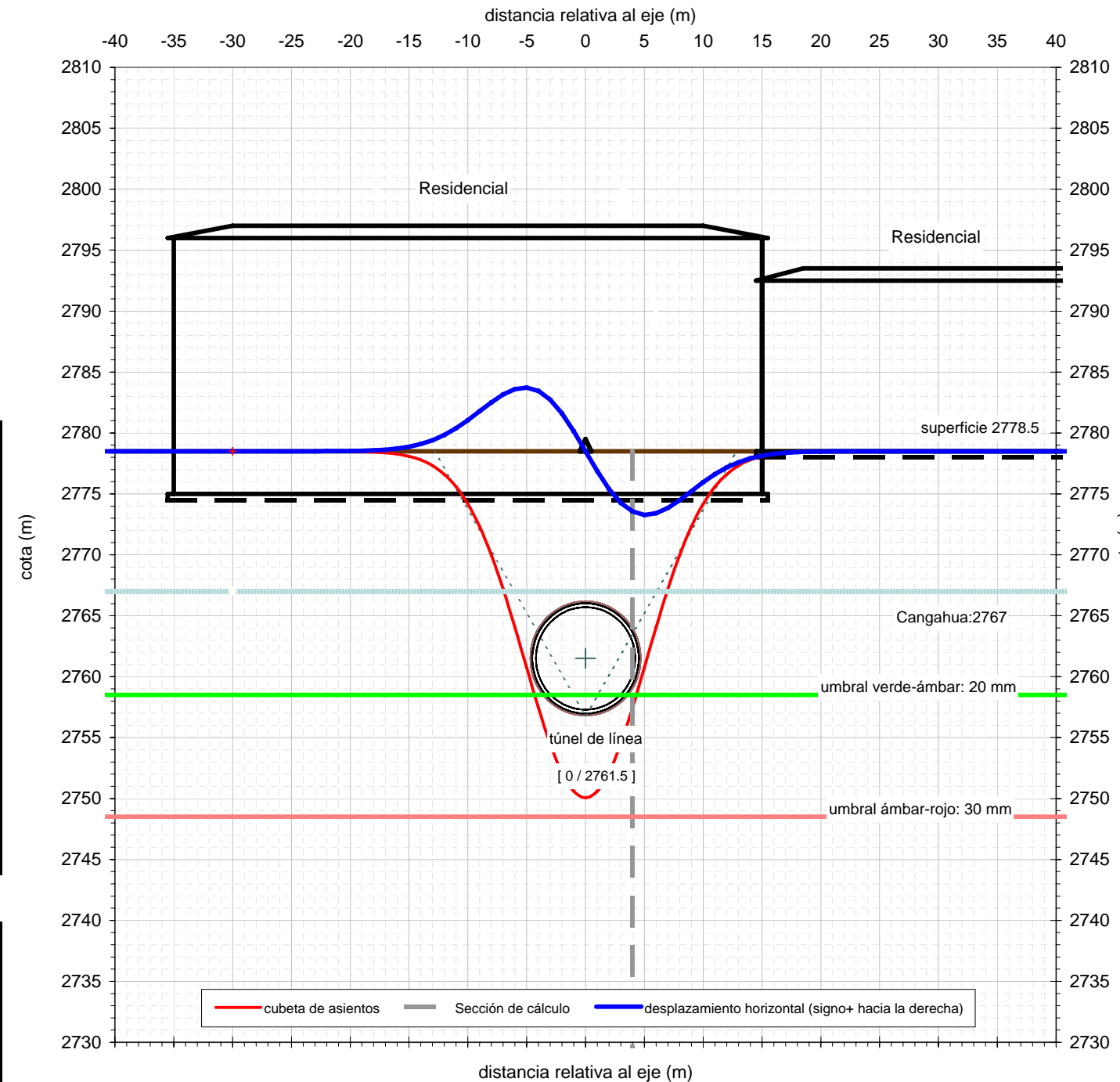
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2778.5
Cota media de superficie	2778.5 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	11.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2761.5 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

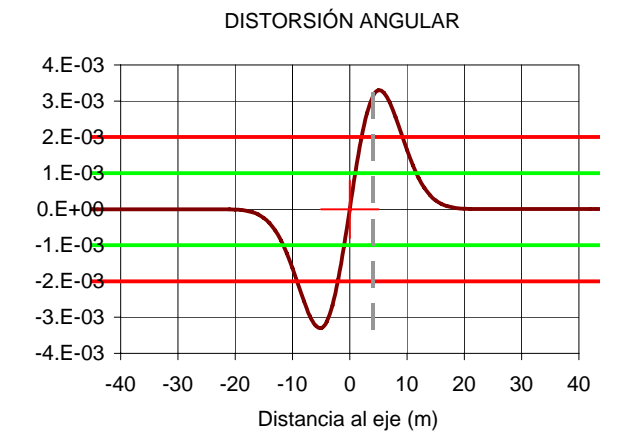
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.53 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	5.15 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	17 m
Ángulo equiv. desde la base	31°
Asiento máximo δ_{max}	28 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	28	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 303	
Máximo desplazamiento horizontal:	5	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.16 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	4	m
Asiento sección de estudio:	21	mm
Distorsión angular:	1 / 320	
Deformación horizontal unitaria:	0.05 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	4
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	21.03
Distorsión angular:	1 / 320
Deformación horizontal unitaria (%):	0.05 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados profundos o con losa en buen estado		
Umbral:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	20	30
Distorsión angular:	0.001 1 / 1000	0.002 1 / 500
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

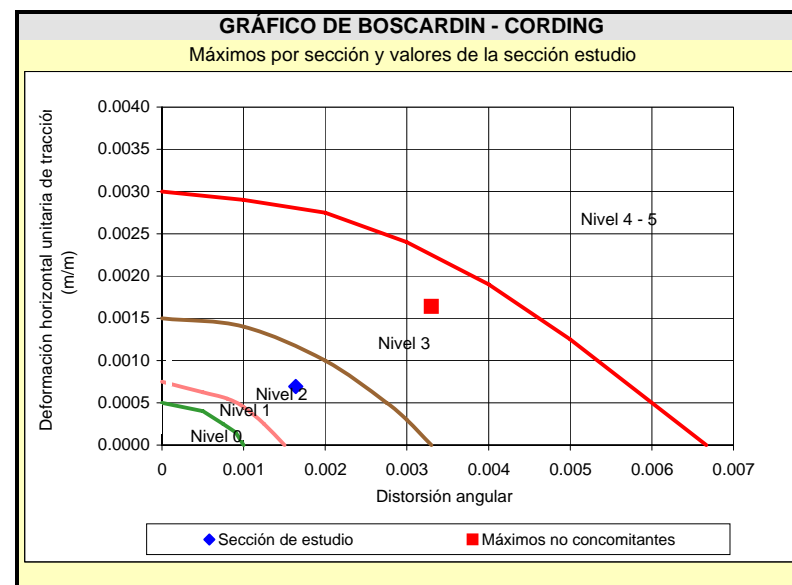
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES		
asientos	ÁMBAR	
distorsión angular		ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ÁMBAR	

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO		
asientos	ÁMBAR	
distorsión angular		ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE	

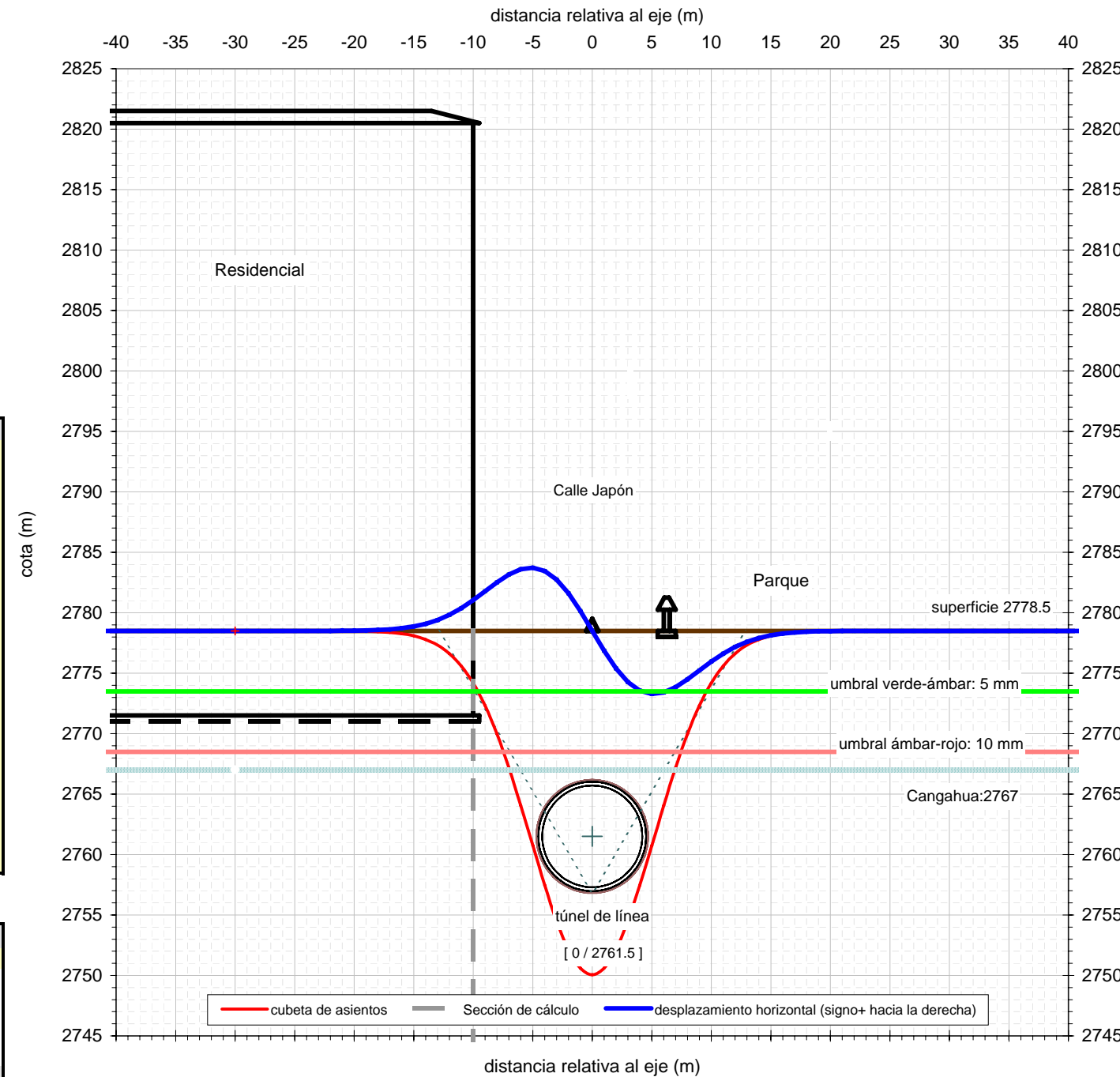
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2778.5
Cota media de superficie	2778.5 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	11.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2761.5 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

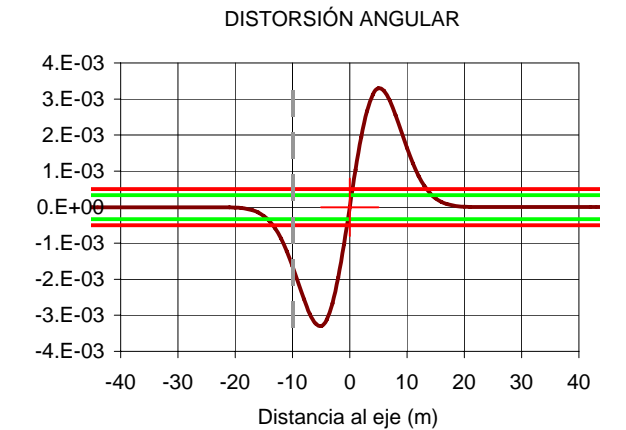
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.53 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	5.15 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	17 m
Ángulo equiv. desde la base	31°
Asiento máximo δ_{max}	28 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	28	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 303	
Máximo desplazamiento horizontal:	5	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.16 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-10	m
Asiento sección de estudio:	4	mm
Distorsión angular:	1 / 611	
Deformación horizontal unitaria:	0.07 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-10
Resultado	
Asiento (mm):	4.32
Distorsión angular:	1 / 611
Deformación horizontal unitaria (%):	0.07 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios con más de 10 alturas		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	5	10
Distorsión angular:	0.000	0.001
Deformación horizontal unitaria (%):	0.05	0.10

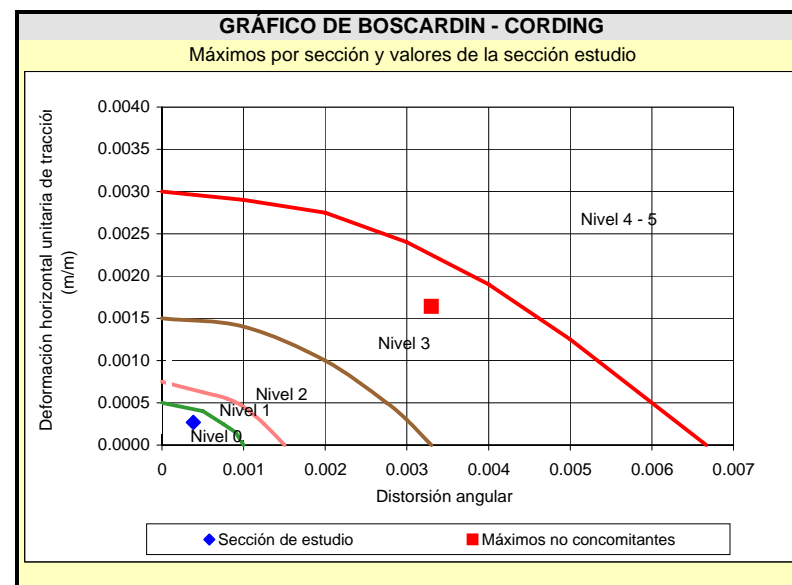
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ROJO

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ÁMBAR

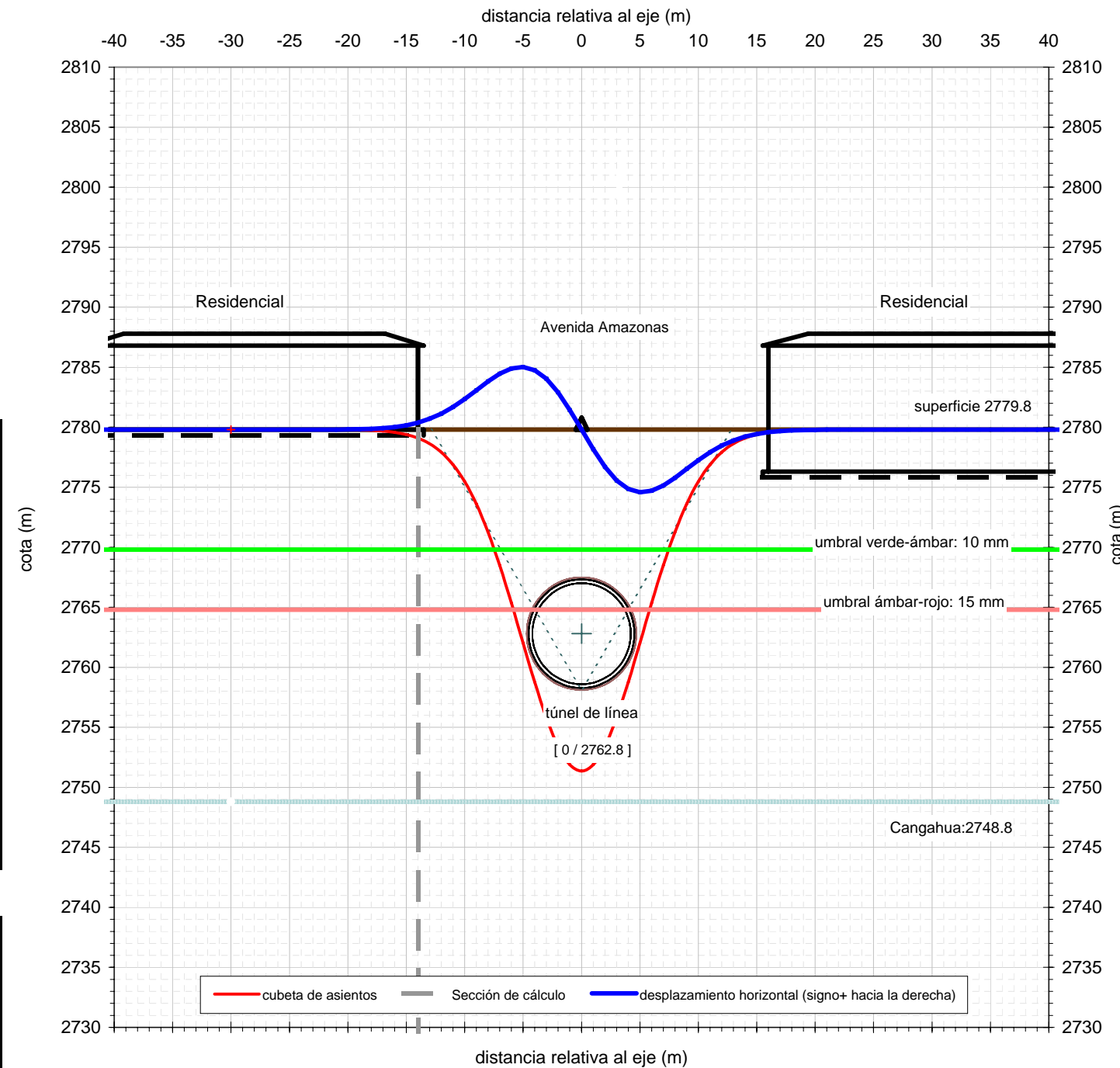
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2779.8
Cota media de superficie	2779.8 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	31 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2762.8 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

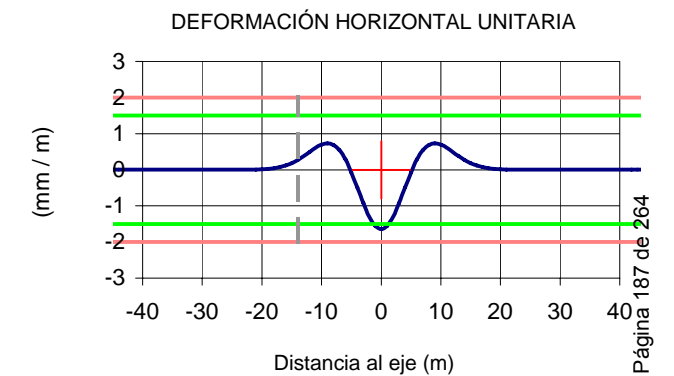
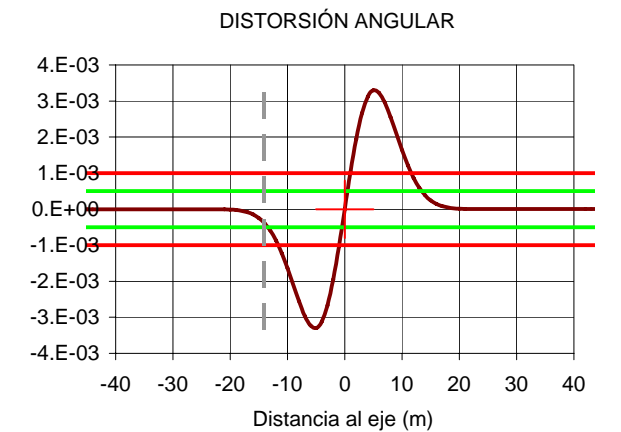
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.53 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	5.15 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	17 m
Ángulo equiv. desde la base	31°
Asiento máximo δ_{max}	28 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	28	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 303	
Máximo desplazamiento horizontal:	5	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.16 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	-14	m
Asiento sección de estudio:	1	mm
Distorsión angular:	1 / 2603	
Deformación horizontal unitaria:	0.03 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	-14
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	0.71
Distorsión angular:	1 / 2603
Deformación horizontal unitaria (%):	0.03 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbrales:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

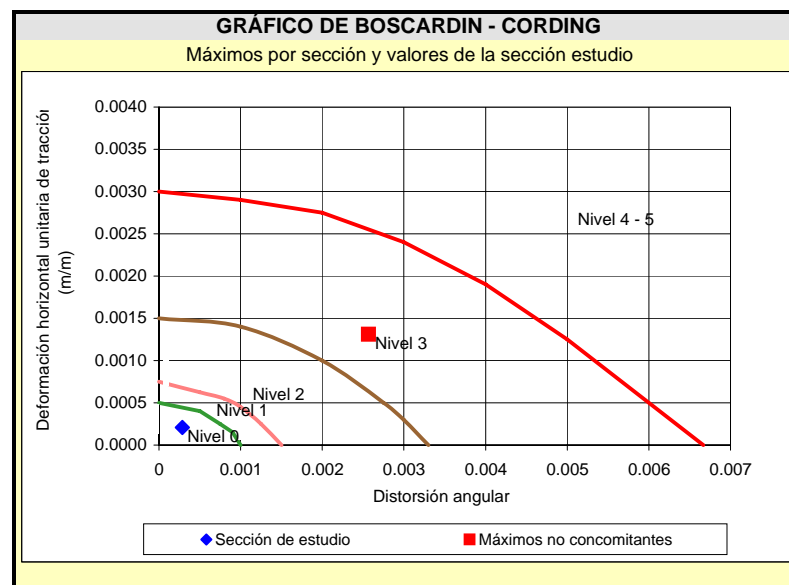
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	ÁMBAR

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

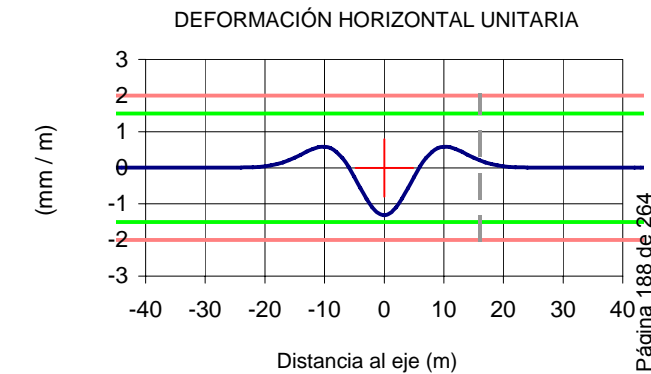
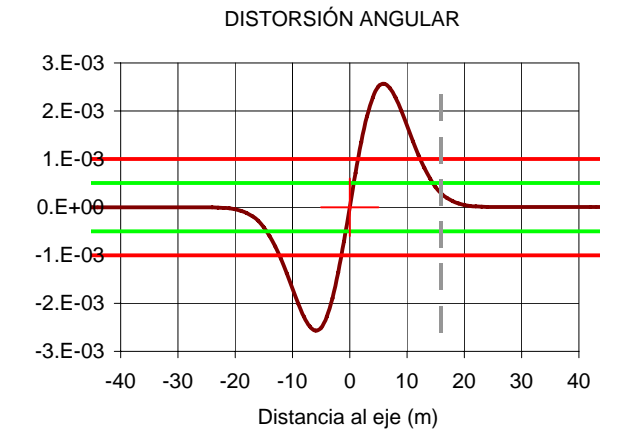
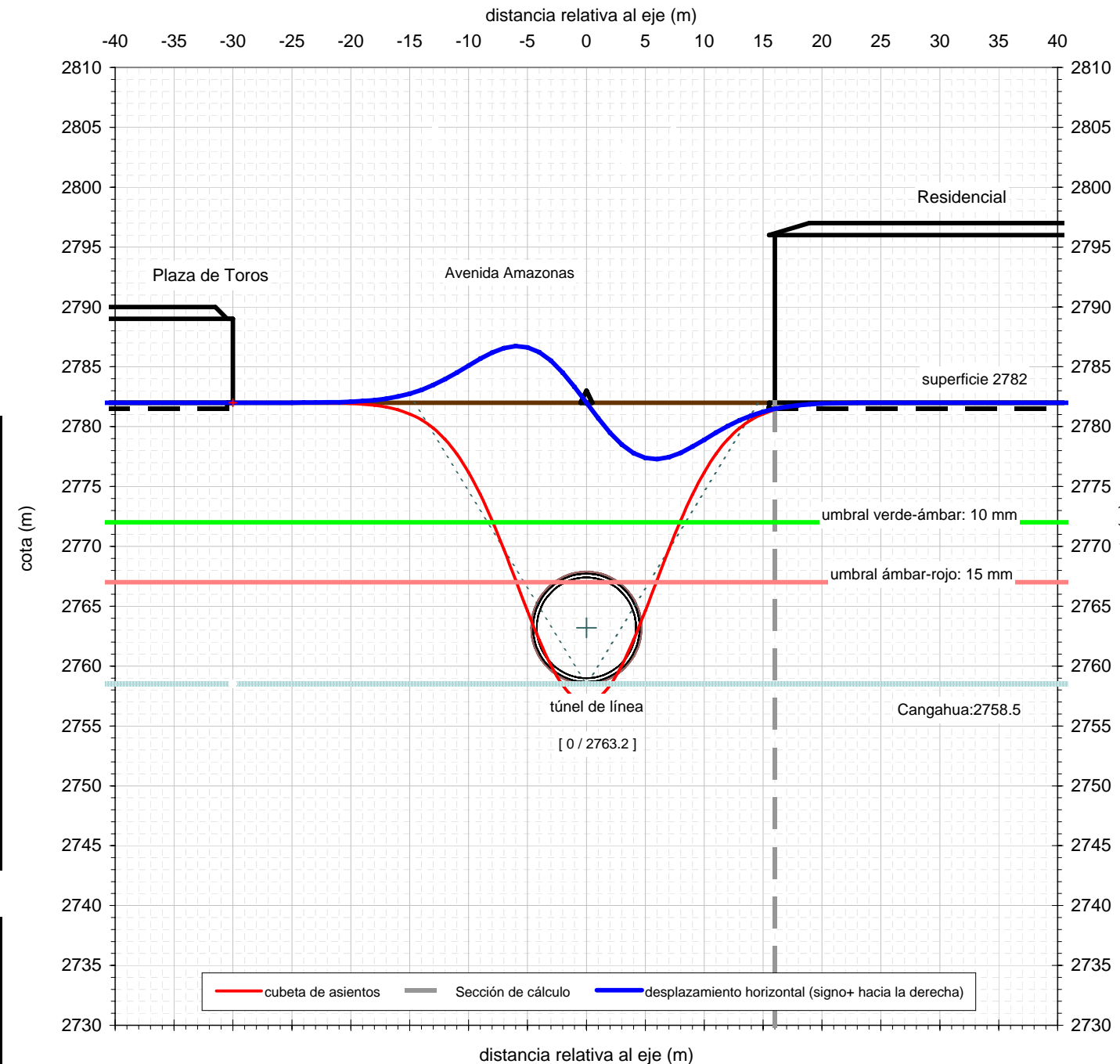
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2782
Cota media de superficie	2782 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	23.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2763.2 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.53 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	5.85 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	18.8 m
Ángulo equiv. desde la base	32°
Asiento máximo δ_{max}	25 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	25	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 390	
Máximo desplazamiento horizontal:	5	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.13 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	16	m
Asiento sección de estudio:	1	mm
Distorsión angular:	1 / 3508	
Deformación horizontal unitaria:	0.02 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	16
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	0.60
Distorsión angular:	1 / 3508
Deformación horizontal unitaria (%):	0.02 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

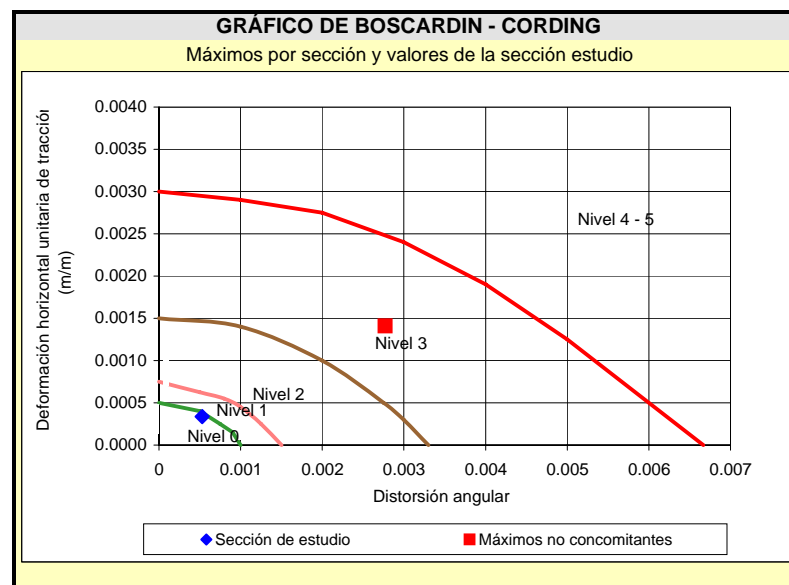
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

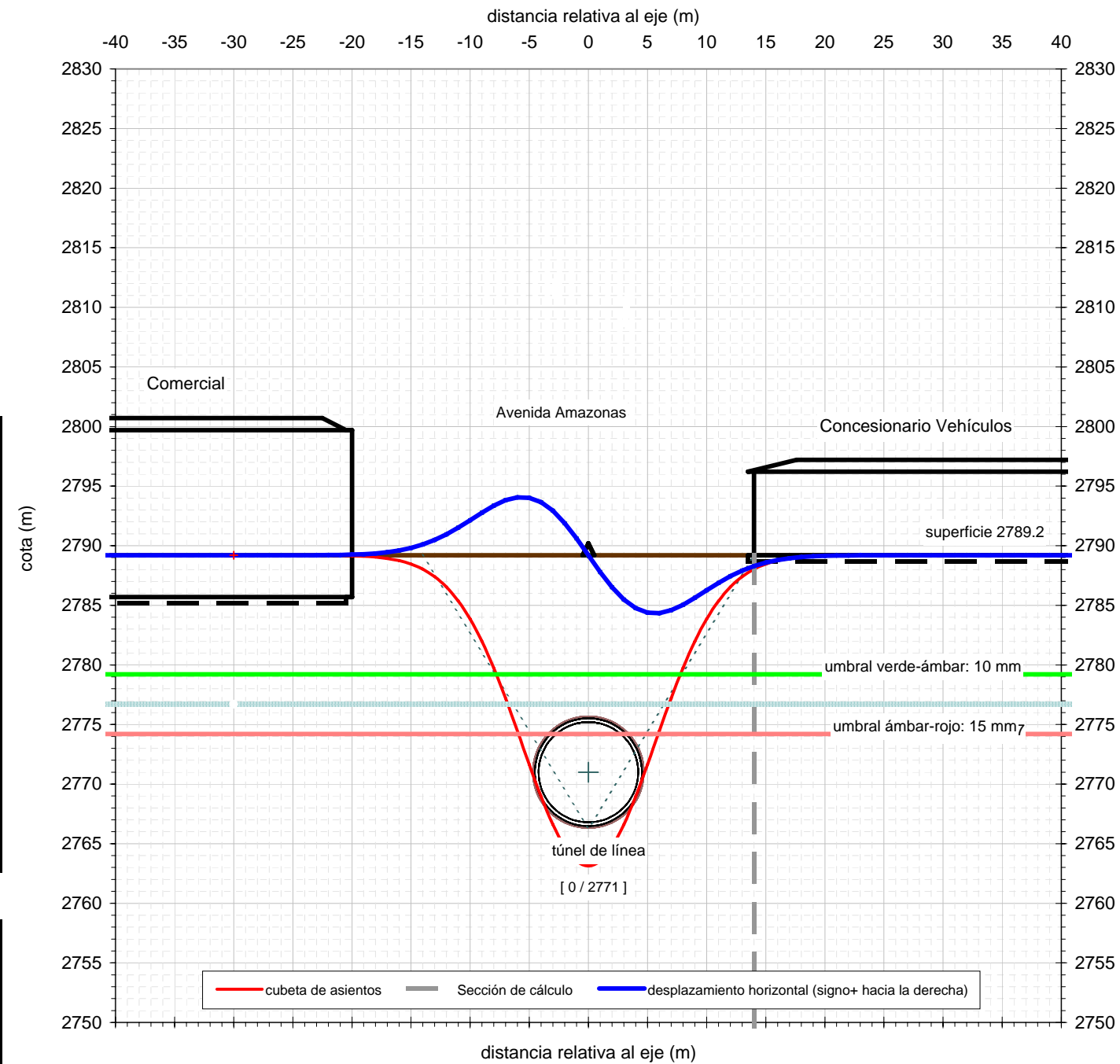
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2789.2
Cota media de superficie	2789.2 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	12.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2771.0 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

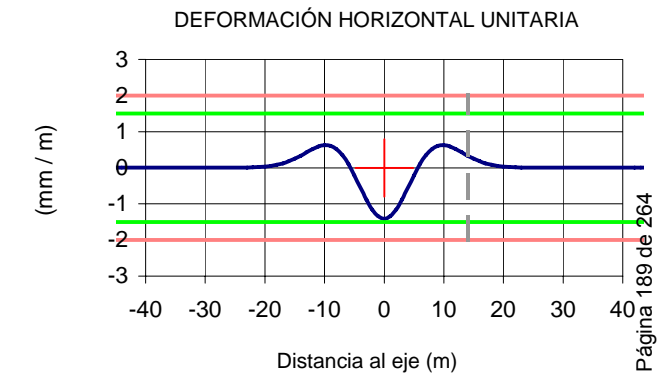
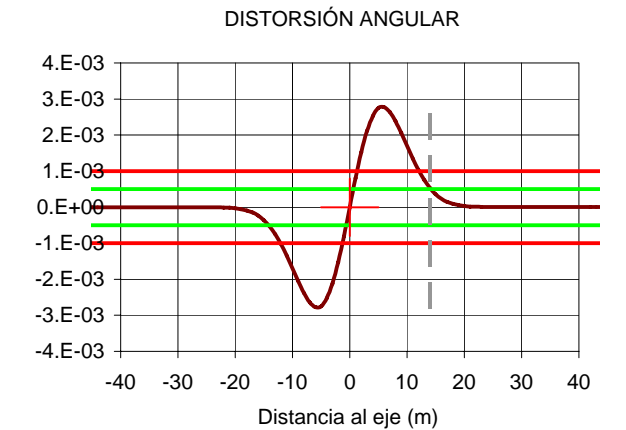
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.53 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D.(0,52H/D-0,21)	5.62 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	18.2 m
Ángulo equiv. desde la base	32°
Asiento máximo δ_{max}	26 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	26	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 361	
Máximo desplazamiento horizontal:	5	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.14 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	14	m
Asiento sección de estudio:	1	mm
Distorsión angular:	1 / 1894	
Deformación horizontal unitaria:	0.03 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	14
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	1.17
Distorsión angular:	1 / 1894
Deformación horizontal unitaria (%):	0.03 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
Descripción: Edificios cimentados superficialmente sin daños		
Umbral:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	10	15
Distorsión angular:	0.001 1 / 2000	0.001 1 / 1000
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

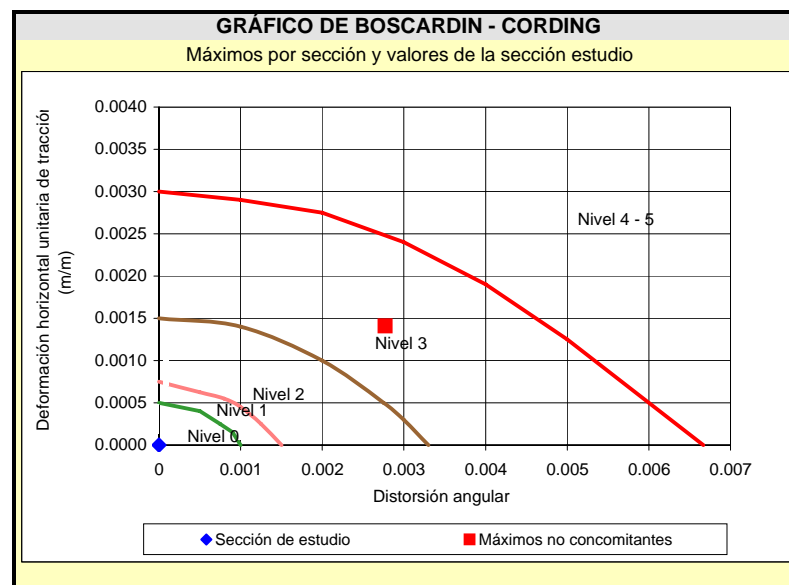
VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	ROJO
distorsión angular	ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	ÁMBAR
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

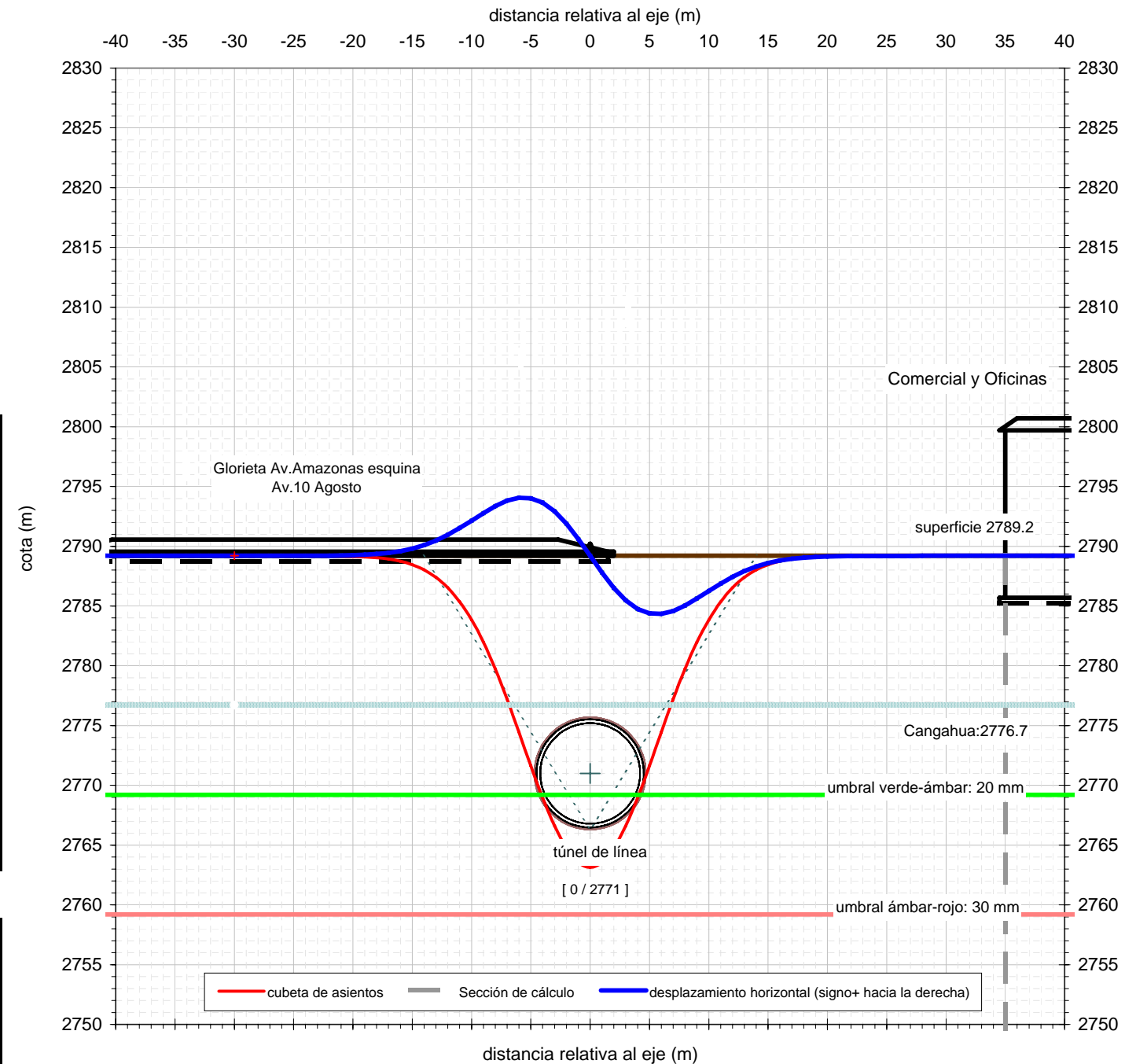
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2789.2
Cota media de superficie	2789.2 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	12.5 m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2771.0 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

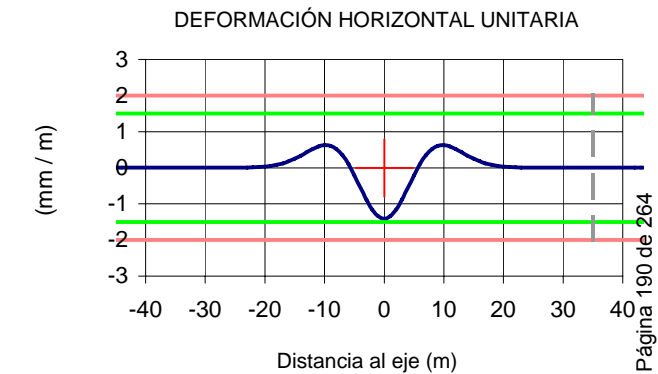
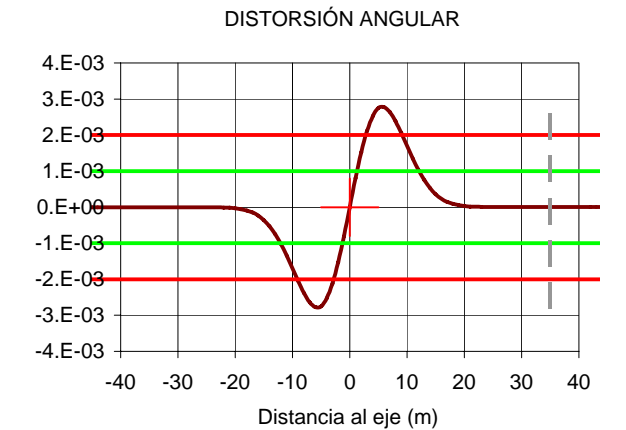
Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.53 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	5.62 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	18.2 m
Ángulo equiv. desde la base	32°
Asiento máximo δ_{max}	26 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	26	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 361	
Máximo desplazamiento horizontal:	5	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.14 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	35	m
Asiento sección de estudio:	0	mm
Distorsión angular:	1 / 7602693422	
Deformación horizontal unitaria:	0 %	



(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	35
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	0.00
Distorsión angular:	1 / 7602693422
Deformación horizontal unitaria (%):	0 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
<i>Descripción:</i> Edificios cimentados profundos o con losa en buen estado		
Umbrales:	verde-ámbar	ámbar-rojo
Asiento (mm):	20	30
Distorsión angular:	0.001 1 / 1000	0.002 1 / 500
Deformación horizontal unitaria (%):	0.15	0.20

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES		
asientos	ÁMBAR	
distorsión angular		ROJO
desplazamiento hor. Unitario	VERDE	

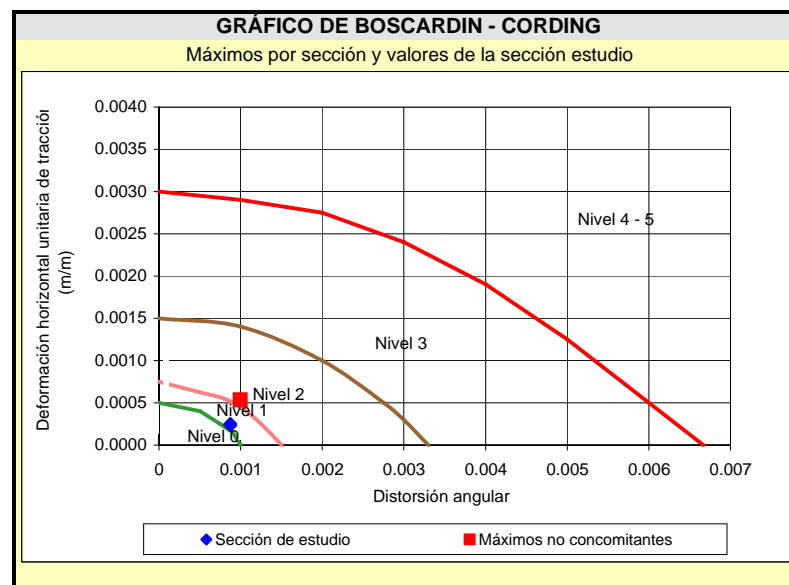
RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO		
asientos	VERDE	
distorsión angular	VERDE	
desplazamiento hor. Unitario	VERDE	

PK 32+000. Cruce bajo antiguas pistas del aeropuerto de Quito

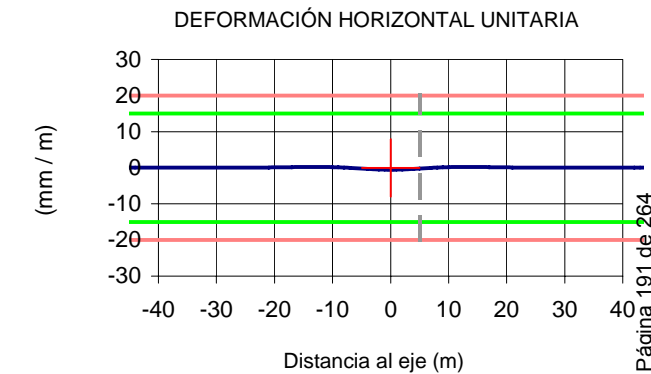
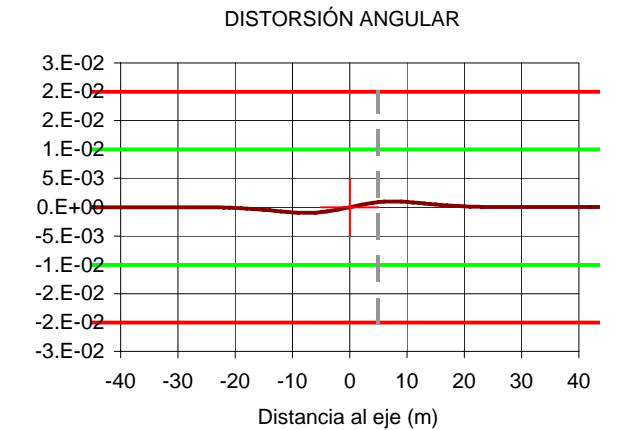
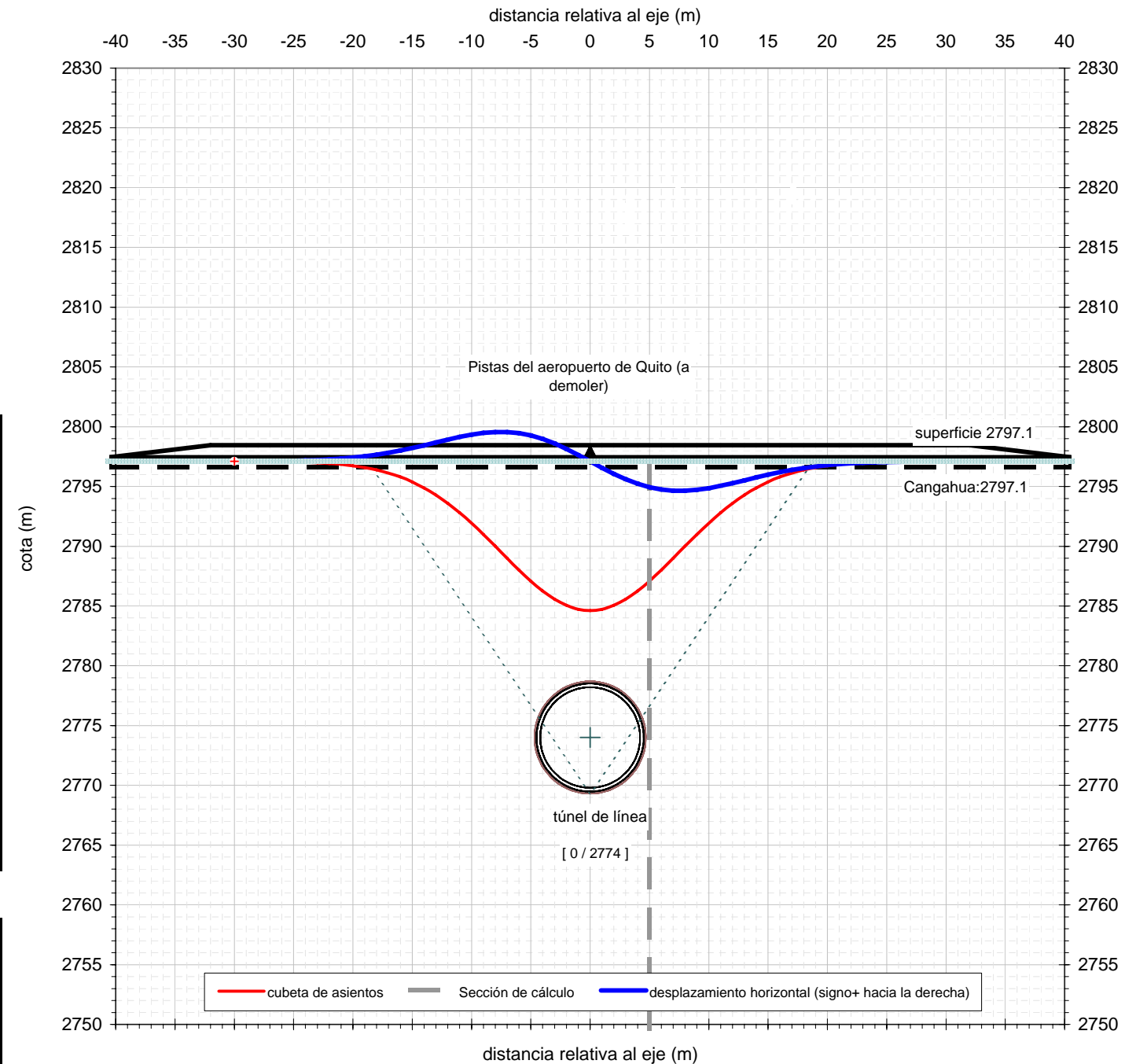
DATOS BÁSICOS	
Nivel analizado	2797.1
Cota media de superficie	2797.1 m
Profundidad aprox rellenos/aluviales	m

Túnel 1:	túnel de línea
Diámetro de excavación D	9.38 m
Gap	16.5 cm
Espesor de dovelas	32 cm
Cota del eje	2774.0 m
Desplazamiento respecto del eje x	0 m

Subsidencia estimada:	
Volumen de asientos relativo	0.34 %
parámetro h (0,75 a 1,25)	0.75
i=h.D,(0,52H/D-0,21)	7.53 m
profundidad del eje respecto al nivel de análisis	23.1 m
Ángulo equiv. desde la base	34°
Asiento máximo δ_{max}	12 mm



RESUMEN DE RESULTADOS		
Valores máximos - no concomitantes		
Asiento máximo:	12	mm
Máxima pendiente de la ley de asientos:	1 / 1004	
Máximo desplazamiento horizontal:	2	mm
Máximo desplazamiento horizontal unitario:	0.05 %	
AFECCIÓN A ESTRUCTURAS EXISTENTES		
Sección de estudio		
Distancia al eje:	5	m
Asiento sección de estudio:	10	mm
Distorsión angular:	1 / 1142	
Deformación horizontal unitaria:	0.02 %	



SECCIÓN DE ESTUDIO	
Distancia al eje (m):	5
<i>Resultado</i>	
Asiento (mm):	10.01
Distorsión angular:	1 / 1142
Deformación horizontal unitaria (%):	0.02 %

UMBRAL DE DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES		
<i>Descripción:</i> Zonas sin edificaciones		
Umbrales:	verde-ámbar	ambar-rojo
Asiento (mm):	50	100
Distorsión angular:	0.010 1 / 100	0.020 1 / 50
Deformación horizontal unitaria (%):	1.50	2.00

VALORES MÁXIMOS NO CONCOMITANTES	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

RESULTADO EN LA SECCIÓN DE ESTUDIO	
asientos	VERDE
distorsión angular	VERDE
desplazamiento hor. Unitario	VERDE

(Nota: los valores de deformaciones inducidas representados gráficamente están multiplicados por un factor de escala de 1000)

**APÉNDICE Nº 2. FICHAS DE ESTIMACIÓN DE SUBSIDENCIAS POR MÉTODOS
NUMÉRICOS**



**MODELIZACIÓN MEDIANTE FLAC^{3D} DEL TÚNEL DE LÍNEA CON
TUNELADORA EPB. ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE LAS
SUBSIDENCIAS**



ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
2.	MODELO GEOMÉTRICO DE LA TUNELADORA	1
2.1.	Simulación del proceso de excavación	1
2.2.	Simulación de las condiciones iniciales del modelo	2
2.3.	Simulación de las condiciones de contorno del modelo	2
2.4.	Simulación de la presión de tierras en el frente de la excavación	3
2.5.	Simulación del entorno del escudo	3
2.6.	Simulación de la inyección de mortero	3
2.7.	Simulación de los elementos de sostenimiento	4
3.	CÁLCULOS REALIZADOS	4
3.1.	Estimación de valores de pérdida de suelo	4
3.2.	Cálculos particularizados para zonas concretas del trazado	6
3.2.1.	Cálculo P.K. 12+300-P.K. 12+900	7
3.2.2.	Cálculo P.K. 13+280	7
3.2.3.	Cálculo P.K. 14+320	8
3.2.4.	Cálculo P.K. 18+220	8
3.2.5.	Cálculo P.K. 18+460	9
3.2.6.	Cálculo P.K. 23+500	9
3.2.7.	Cálculo P.K. 28+600	10
3.2.8.	Cálculo P.K. 29+250	10
3.3.	Resultados y conclusiones	11
4.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	15

APÉNDICES

ESTIMACIÓN DE VALORES DE PÉRDIDA DE SUELO

CÁLCULOS PARTICULARIZADOS PARA ZONAS CONCRETAS DEL TRAZADO

1. INTRODUCCIÓN

El presente documento tiene por objeto analizar los modelos de cálculo tridimensionales realizados mediante el programa FLAC^{3D} de la excavación ejecutada con TBM para los Estudios de Diseño de Ingeniería de la Primera Línea de Metro de Quito.

El cálculo de subsidencias mediante modelización numérica tridimensional permite incluir en el análisis todos los factores que podrían influir en la generación de asientos: la deformación radial sobre el escudo, el efecto de la inyección del *gap* entre las dovelas y el terreno, su posterior fraguado y las deformaciones debidas al drenaje.

2. MODELO GEOMÉTRICO DE LA TUNELADORA

Los condicionantes geométricos propuestos en la modelización de la tuneladora para el cálculo mediante el programa FLAC^{3D}, coincidentes con las características-tipo de Metro de Madrid se muestran en la **Tabla 2.1**:

Parámetro	Longitud
Diámetro de excavación	9,40 m
Conicidad diametral	0,05 m
Diámetro del escudo	9,35 m
Diámetro exterior del anillo de dovelas	9,07 m
Espesor del anillo de dovelas	0,32 m
Diámetro interior del anillo de dovelas	8,43 m
Longitud del anillo de dovelas	1,50 m

Tabla 2.1: Parámetros de cálculo

La conicidad diametral del escudo se considerara que afecta únicamente a la clave del túnel, de manera que la tuneladora y el túnel no son exactamente dos círculos concéntricos, sino tangentes en su base. Esto sería equivalente a que la tuneladora se apoyase por gravedad en el suelo en lugar de mantenerse concéntrica con el túnel excavado, aspecto que ha sido tenido en cuenta desde un punto de vista conservador en la estimación de asientos.

El *gap* diametral propuesto, o diferencia entre el diámetro de excavación y el diámetro externo de las dovelas es de 0,33 m, repartido al 50% entre la clave y la solera del túnel, pues el anillo de dovelas se colocaría de forma concéntrica con la tuneladora. **Se ha supuesto que la inyección de mortero rellenaría completamente el hueco**, tanto en clave como en solera. El esquema del modelo de cálculo propuesto se incluye en la **Figura 2.a**.

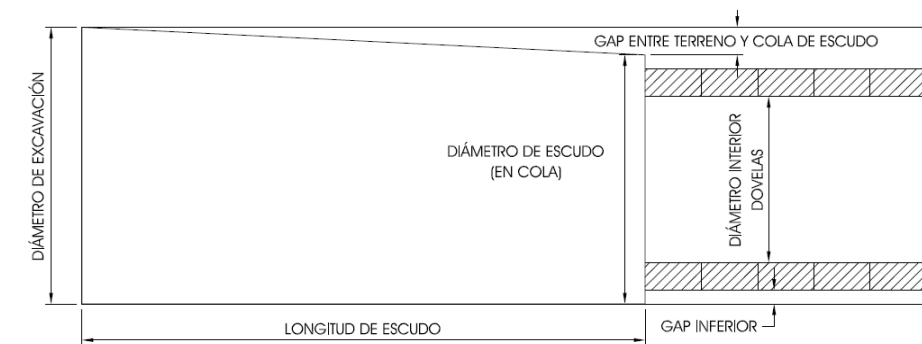


Figura 2.a: Esquema modelo de tuneladora

Se ha considerado en los cálculos una longitud del escudo de 10,5 m, valor múltiplo de la longitud de dovela, facilitando así la elaboración del mallado.

2.1. Simulación del proceso de excavación

El aspecto más revelador de la modelización numérica frente a otras herramientas, de cara a la estimación de los asientos producidos por la excavación de un túnel, es que **permite introducir el proceso constructivo del túnel en el esquema de cálculo**.

Para la simulación del proceso constructivo mediante una tuneladora se supone que el avance es discontinuo, excavando de forma instantánea cilindros de túnel de longitud igual a la de los anillos del revestimiento. Para cada uno de estos pases discontinuos se introducirían las siguientes modificaciones en el modelo:

- 1.) Se aplicaría sobre el frente excavado una presión total correspondiente a la presión de tierras en la cámara de excavación del escudo. En apartados siguientes se discute la condición de contorno mecánica e hidráulica para reproducir la presión de tierras.
- 2.) Se avanzaría la coraza del escudo hasta el frente de excavación. Para simular la conicidad, el diámetro de la tuneladora en el modelo sería inferior al de excavación, con ambos círculos tangentes en su base.
- 3.) La inyección continua de mortero por la cola del escudo entre el terreno y el extradós de las dovelas se simularía mediante elementos a los que se les asignaría un modelo constitutivo elástico y un módulo de elasticidad creciente con la distancia al frente que pretendería simular el proceso de fraguado.

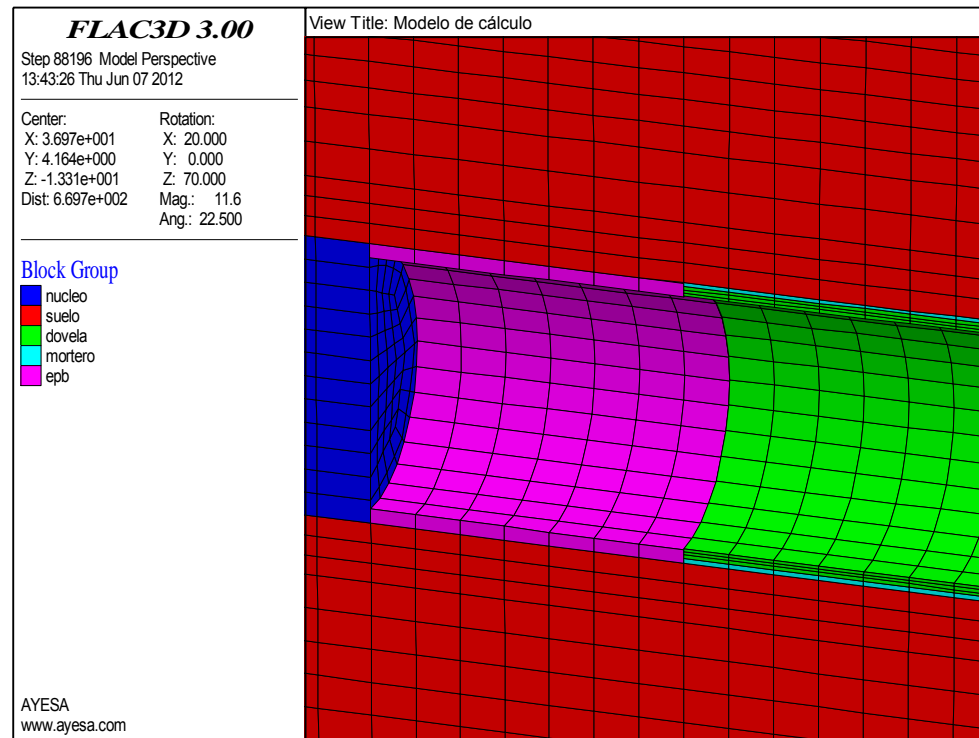


Figura 2.1.a: Simulación del proceso de excavación (programa FLAC^{3D})

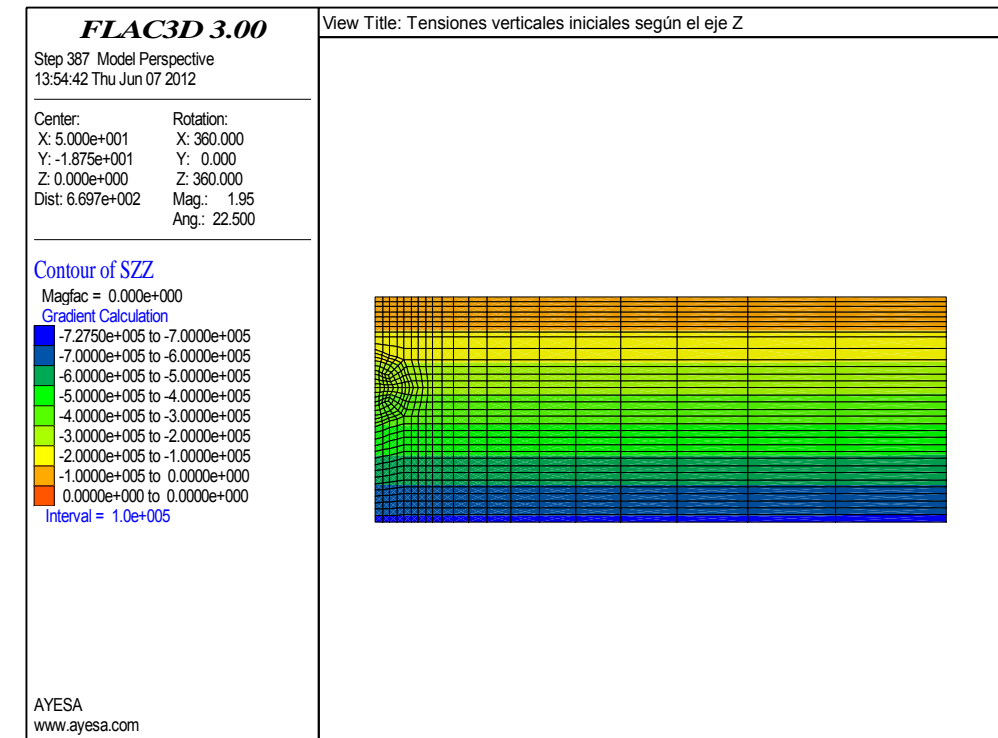


Figura 2.2.a Inicialización de tensiones verticales en el modelo de cálculo (programa FLAC^{3D})

2.2. Simulación de las condiciones iniciales del modelo

Previamente a la simulación del proceso constructivo se inicializan los modelos con un **estado tensional litostático**, en que la tensión vertical se deriva del peso de los terrenos, y para la tensión horizontal se considera un coeficiente K_0 particularizado para cada uno de los materiales presentes en los cálculos.

Para simular el comportamiento de los terrenos en el cálculo secuencial se ha considerado un **modelo constitutivo de Mohr-Coulomb**. En el caso del nivel de apoyo de la tuneladora se ha considerado una ley de valores de módulo de deformación creciente con la profundidad.

En cuanto a las condiciones iniciales hidráulicas, la altura del nivel freático asignada se ha localizado de forma particularizada para cada una de las secciones en estudio, empleando para el cálculo una distribución hidrostática de presiones de poro.

2.3. Simulación de las condiciones de contorno del modelo

Los contornos lateral y posterior se han situado a una distancia adecuada para que las condiciones asignadas a los mismos no influyan en los cálculos. El contorno anterior, en el sentido del eje del túnel, se encuentra alejado lo suficiente para obtener un régimen permanente con el que se establezcan las deformaciones tras el avance secuencial. En estos contornos se han fijado los desplazamientos horizontales al estar suficientemente alejados. En el contorno inferior se han fijado los desplazamientos verticales.

En cuanto a las condiciones de contorno hidráulicas, **el modelo se ha planteado sin flujo**, considerándose ésta una hipótesis suficientemente válida incluso con permeabilidades superiores a 10^{-6} m/s para velocidades de excavación hasta del orden de 500 m/mes (Anagnostou, 1995).

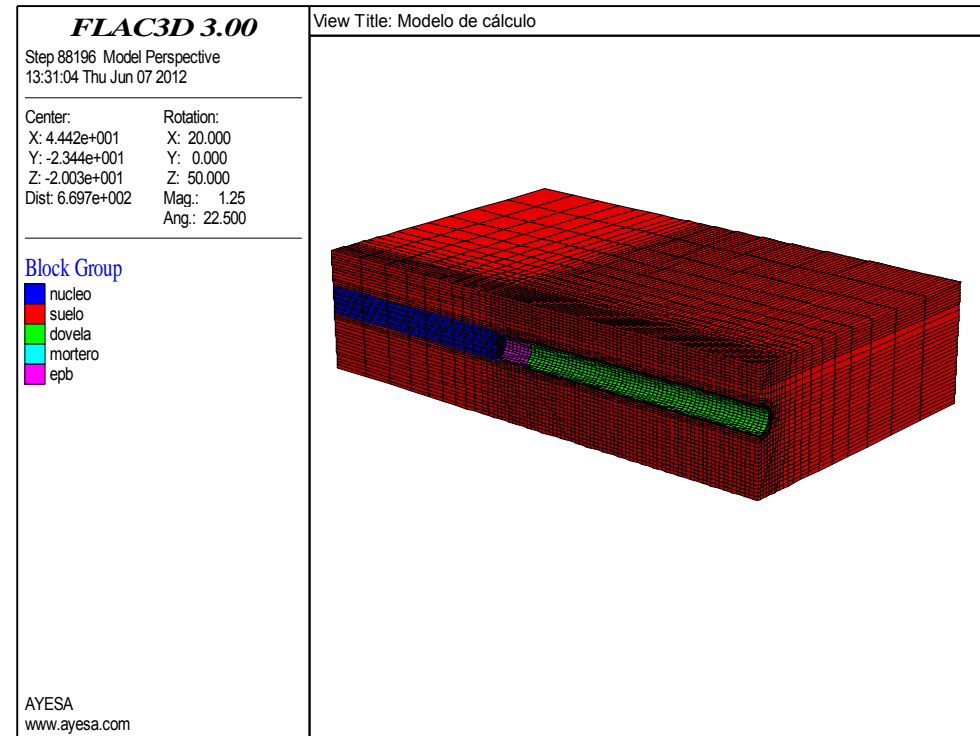


Figura 2.3.a: Esquema general del modelo de tuneladora (programa FLAC^{3D})

2.4. Simulación de la presión de tierras en el frente de la excavación

Un control razonable durante la operación del escudo evita tanto la inestabilidad del frente como el levantamiento del terreno. La presión de tierras o de lodo se aplicaría en el modelo como una presión mecánica horizontal.

En el análisis se ha adoptado una presión de tierras con una distribución trapezoidal en profundidad. Los valores de la presión se han estimado inicialmente siguiendo el método de Eisenstein (Díez Rubio, 2010) y manteniendo en todos los casos un valor en clave mínimo equivalente a la presión hidrostática en dicho punto, con un gradiente de variación dado por un peso específico de 1,7 t/m³ para los escombros de la cámara de excavación.

En cuanto a las condiciones de contorno hidráulicas en el frente, se considera que las tierras situadas en la cámara de excavación, con el efecto de los correspondientes aditivos, actuarían como una barrera impermeable que evitan la entrada de cantidades importantes de agua por el frente del túnel.

2.5. Simulación del entorno del escudo

Alrededor del escudo, el diámetro de excavación es mayor que el diámetro de la tuneladora para considerar la conicidad. De esta forma, para poder considerar el contacto entre el terreno y la coraza del escudo exterior sería necesario definir una interfase en el extradós del escudo y realizar el cálculo en grandes deformaciones, de manera que las coordenadas de cada nodo del modelo se fuesen actualizando con su desplazamiento.

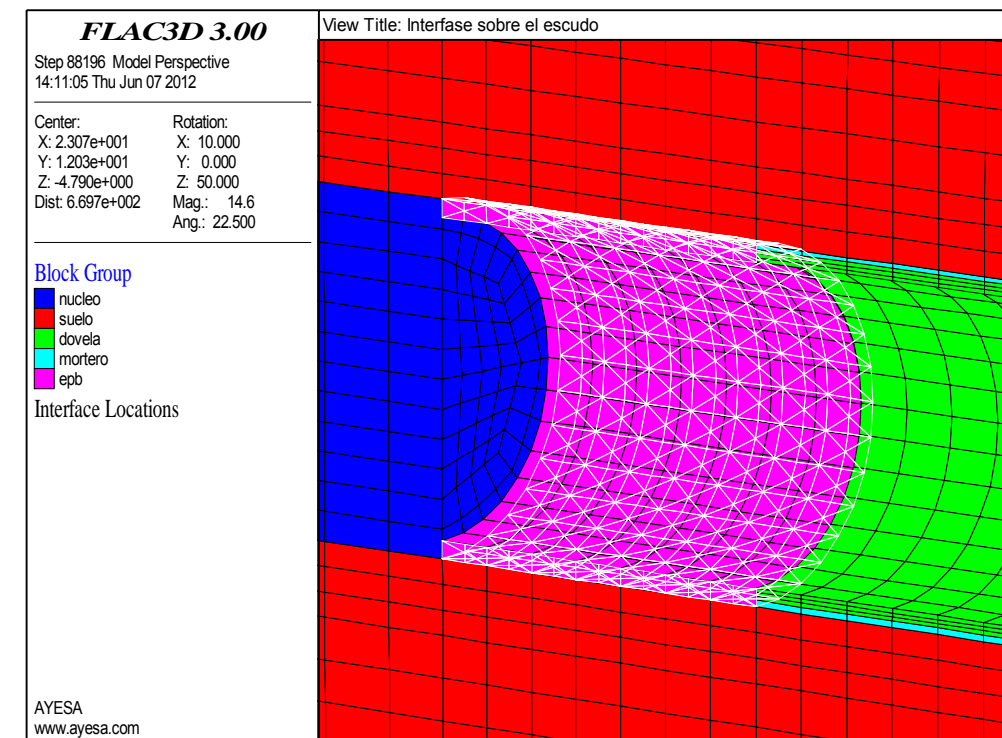


Figura 2.5.a: Interfase sobre escudo de tuneladora (programa FLAC^{3D})

2.6. Simulación de la inyección de mortero

Por detrás de la tuneladora se procede a la inyección continua de mortero por la junta de grasa. El mortero se ha modelado mediante elementos elásticos con las propiedades propuestas en la **Tabla 2.6.I**.

Parámetro	Valor
Módulo de deformación a 28 días	2,57 GPa
Coefficiente de Poisson	0,286
Peso específico	2,4 t/m ³

Tabla 2.6.I: Parámetros del mortero de inyección (Medina, 2008)

Por la propia naturaleza de la inyección de mortero se supondría que el mortero actúa como una barrera impermeable, impidiendo el flujo hacia el interior del túnel. La ley de fraguado considerada sería (Chang, Y. y Stille, H., 1993):

$$E_t = E_{28} \cdot (1 - e^{-0,42t})$$

Siendo E_t el módulo de deformación para un tiempo t y E_{28} el módulo de deformación a 28 días.

Por otro lado, en los cálculos iniciales se ha desestimado la consideración de inyecciones a través de la coraza del escudo, debido a las restricciones que impondría a la hora de emplear ciertas TBM. No obstante, al final de este documento se incluyen los resultados obtenidos tras la simulación del efecto que produciría en varios cálculos la influencia de adoptar presiones de inyección en coraza de 100 kPa y de 150 kPa.

2.7. Simulación de los elementos de sostenimiento

Los anillos de dovelas se han modelizado mediante elementos convencionales de cálculo, a los que se les asignaría un modelo constitutivo elástico. Las propiedades adoptadas para el anillo de dovelas son las propuestas en la **Tabla 2.7.I**:

Parámetro	Valor
Módulo de elasticidad	38 GPa
Coefficiente de Poisson	0,2
Peso específico	2,5 t/m ³

Tabla 2.7.I: Parámetros de los elementos de sostenimiento

El espesor del anillo de dovelas de referencia es de 0,32 m, tal y como se muestra en la **Tabla 2.I** al inicio de este Documento, si bien en la actualidad el diseño definitivo no se encuentra aún cerrado.

3. CÁLCULOS REALIZADOS

3.1. Estimación de valores de pérdida de suelo

Se ha realizado una **estimación inicial de los valores de las pérdidas de suelo que se producirían en función de la profundidad de la excavación y de la situación del nivel freático bajo la superficie**. Para ello se han realizado varios cálculos a diversas profundidades de excavación siguiendo una columna litológica representativa de los terrenos situados entre el P.K. 12+300 y el P.K. 13+000¹.

Se han considerado 2 posibles localizaciones del nivel freático, realizándose para cada caso 4 cálculos a diferentes profundidades de excavación, habiéndose obtenido los datos siguientes:

- Cubetas de **asientos longitudinales** y de **asientos transversales** en la superficie del terreno y ubicación aproximada del punto de inflexión
- Valores estimados del **volumen de asientos** (V_s) y de la **pérdida de suelo** (V_L) en función del área de las cubetas de asientos trasversales.

Se ha realizado además la comparación de la cubeta de subsidencias obtenidas en los cálculos con el modelo de comportamiento propuesto por Peck (1969), según el cual la ley de asientos adoptaría la forma de una curva de Gauss invertida, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\delta(x) = \delta_{max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}}$$

Donde:

- $\delta(x)$ es el asiento en un punto situado a una distancia x del eje de simetría del túnel.
- δ_{max} representa el asiento máximo en la vertical del eje de simetría.
- i es la distancia del punto de inflexión de la curva al eje de simetría.

Un ejemplo de la comparación realizada en estas curvas se muestra en la **Figura 3.1.a**.

De esta forma, para cada uno de los cálculos realizados se ha obtenido el valor del **punto de inflexión**, el cual se ha utilizado posteriormente para calcular el valor del parámetro η de la fórmula de Sagaseta y Oteo (1974, 1996). De acuerdo con este modelo, la posición del punto de inflexión i , se determinaría mediante la siguiente expresión:

¹ La columna representativa estaría compuesta a partir de la superficie del terreno por un espesor de 11,0 m de la Unidad Cangahua limo-arcillosa (Cl), seguida de 8,0 m de Unidad Guamaní vulcano-sedimentaria (Ce), formada fundamentalmente por cenizas y oleadas piroclásticas. Bajo esta última se encontrarían situados los flujos piroclásticos de la Unidad Guamaní (Py).

$$i / D = \eta \cdot (0,52 \cdot \frac{H}{D} - 0,21)$$

Donde:

- D es el diámetro y H la profundidad de la excavación.
- η es un parámetro de ajuste, que varía según los autores entre 0,7 (suelos flojos y arenosos) y 1,3 (suelos densos o rígidos).

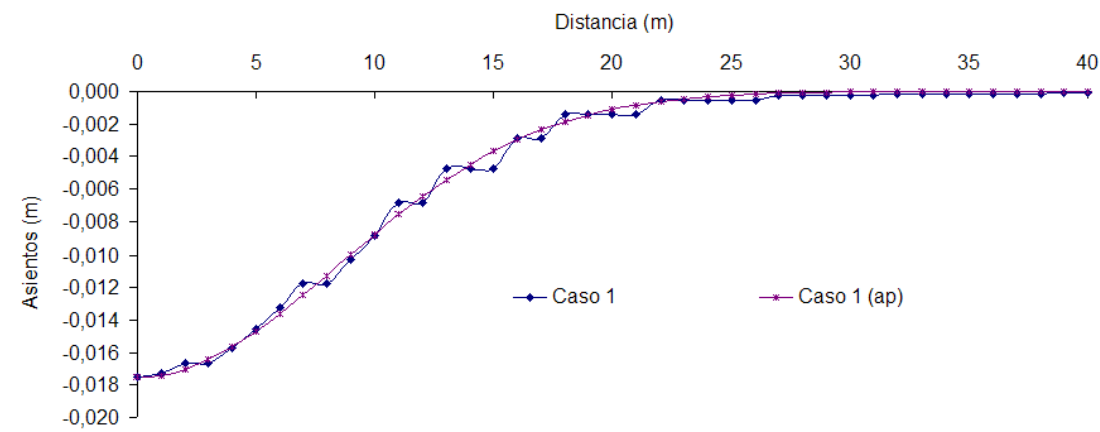


Figura 3.1.a: Comparación entre curvas para la obtención del punto de inflexión

Los resúmenes de los resultados obtenidos en cada caso se incluyen en la **Tabla 3.1.I** y en la **Tabla 3.1.II**. Se incluyen asimismo las figuras que recogen gráficamente los principales datos obtenidos en los cálculos, en lo referente a asientos máximos en superficie, valores de pérdida de suelo y valores estimados del **parámetro de ajuste η** de la fórmula de Sagaseta y Oteo (1974, 1996):

Caso	H (m)	H ₀ (m)	P (kPa)*	Svmax (m)	i (m)	Vs (m ³ /m)	VL (%)	η
1	D	14,25	75	-0,01751	8,5	0,40	0,56	1,56
2	1,5D	19,00	120	-0,02441	9,5	0,60	0,87	1,20
3	2D	23,75	170	-0,02208	10,5	0,60	0,87	1,01
4	2,5D	28,20	170	-0,02106	12	0,65	0,95	0,95

* En clave

Tabla 3.1.I: Resumen de resultados (nivel freático situado a 2,0 m de profundidad)

Caso	H (m)	H ₀ (m)	P (kPa)*	Svmax (m)	i (m)	Vs (m ³ /m)	VL (%)	η
1	D	14,25	50	-0,01045	8,0	0,22	0,32	1,47
2	1,5D	19,00	65	-0,01838	9,0	0,43	0,62	1,14
3	2D	23,75	80	-0,02013	10,5	0,55	0,80	1,01
4	2,5D	28,20	80	-0,0204	12,0	0,63	0,91	0,95

* En clave

Tabla 3.1.II: Resumen de resultados (nivel freático situado a 11,0 m de profundidad)

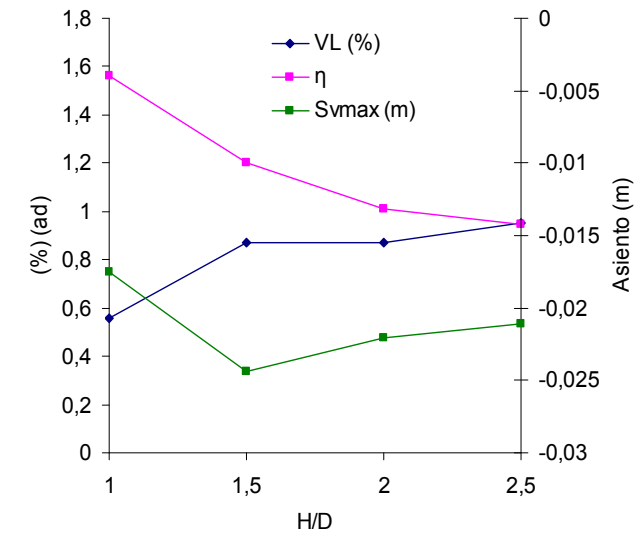


Figura 3.1.b: Resumen de resultados (nivel freático situado a 2,0 m de profundidad)

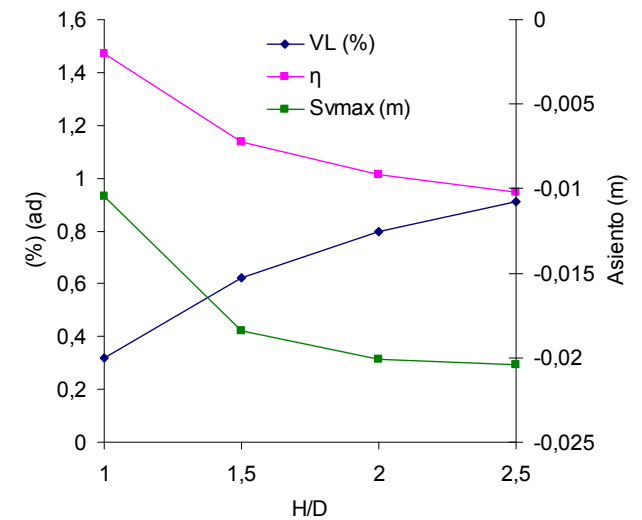


Figura 3.1.c: Resumen de resultados (nivel freático situado a 11,0 m de profundidad)

Tal y como se puede comprobar, los valores de pérdida de suelo **oscilan entre 0,5% y 0,95%** para los casos analizados con **nivel freático a profundidad de 2,0 m**. Para los casos analizados en los que el **nivel freático se encuentra a una profundidad de 11,0 m**, los resultados obtenidos son ligeramente inferiores en cada caso, oscilando entre **0,32% y 0,91%**.

Los valores del **parámetro de ajuste η** de la fórmula de Sagaseta y Oteo (1974, 1996) se ven afectados por la influencia de la posición del nivel freático para los dos primeros casos de cálculo, proporcionando valores similares para los dos últimos independientemente de la posición de éste. Tal y como se ha indicado, su valor según los citados autores varía entre 0,7 para suelos flojos y arenosos y 1,3 para casos de suelos rígidos².

El **asiento máximo en superficie, del orden de 20-25 mm**, se produciría cuando la cobertera sea equivalente a 1,5 veces el diámetro de excavación en el caso de nivel freático a 2 m de profundidad, disminuyendo a partir de esa profundidad y **siendo también inferior en el caso de excavaciones más someras**. En el caso del nivel freático más profundo, el máximo asiento deducido fue de 20 mm.

A la vista de los anteriores resultados resulta lógico plantearse el hecho de que los asientos obtenidos parecen incrementarse con la profundidad de la excavación hasta cierta profundidad donde se estabilizarían o se invertiría la tendencia.

Ha de hacerse notar que, de acuerdo con la caracterización geotécnica efectuada, los valores de la cohesión en el perfil litológico considerado en este análisis paramétrico son decrecientes si se compara la Formación Cangahua con las cenizas de la Unidad Guamaní. Es decir, el perfil de terreno considerado dista de las habituales configuraciones en obra urbana y recogidas por la bibliografía, donde bajo una cobertera de suelo blando cuaternario suelen localizarse materiales más competentes. En este caso, esa diferenciación no está marcada.

Del mismo modo, las experiencias indican que existe una **profundidad crítica**, generalmente identificada en torno a valores de 1 a 1,5 del ratio cobertera/diámetro, que suele marcar la frontera entre un comportamiento plástico y otro elástico y, en cualquier caso, por debajo de dichos ratios predominan el comportamiento plástico y problemas de estabilidad del frente, que hacen difíciles las predicciones (Rodríguez Ortiz, 2007).

Finalmente, aunque se han adoptado valores de los módulos de deformación que tuvieran en cuenta que en el modelo rigen fundamentalmente los procesos de descarga, el modelo adoptado (Mohr-Coulomb) no permite diferenciar entre procesos de carga y descarga, lo cual dificulta las estimaciones.

Los valores de los parámetros empleados en los cálculos, así como los resultados gráficos obtenidos en lo referente a cubetas de asientos longitudinales y transversales en superficie se encuentran incluidos en el Apéndice correspondiente al final de este Documento.

3.2. Cálculos particularizados para zonas concretas del trazado

Se han realizado varios cálculos para zonas concretas dentro del trazado en estudio, considerando las columnas de terreno particularizadas en cada uno de los casos.

A continuación se incluirá, para cada uno de los cálculos realizados, la columna de cálculo empleada en los mismos, así como un resumen de los resultados principales obtenidos, en lo referente a asientos máximos en superficie, distancia del punto de inflexión al centro del eje del túnel en sección transversal, volúmenes estimados de pérdida de suelo y valor del parámetro de ajuste de la fórmula de Sagaseta y Oteo (1974, 1996).

Los valores de los parámetros del terreno empleados en los cálculos, así como los resultados gráficos obtenidos en lo referente a cubetas de asientos longitudinales y transversales en superficie se encuentran también incluidos en el Apéndice correspondiente al final de este Documento.

² No obstante en ocasiones se aconseja el uso de valores más elevados que los propuestos como límites superiores, dado que, por ejemplo, la USAC (Unidad de Seguimiento, Auscultación y Control de MINTRA) recomienda utilizar valores de hasta 1,6 para analizar casos de Terciario rocoso en suelos de Madrid (MINTRA, 2007)