



Escola Tècnica Superior d'Enginyers  
de Camins, Canals i Ports de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

## TESINA D'ESPECIALITAT

Títol

**SIMULACIÓN NUMÉRICA DE LOS PROCESOS  
CONSTRUCTIVOS EN OBRAS SUBTERRÁNEAS:  
APLICACIÓN A UN CASO REAL**

Autor/a

**David Cubel i Recasens**

Tutor/a

**José Manuel González y Benjamín Suárez**

Departament

**Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria**

Intensificació

**Enginyeria del Terreny**

Data

**Maig 2.010**



## RESUMEN

**Título:** Simulación numérica de los procesos constructivos en obras subterráneas: aplicación a un caso real.

**Autor:** David Cubel i Recasens

**Tutores:** Jose Manuel González / Benjamín Suárez

Una gran parte de las intervenciones, que se realizan en el ámbito de Barcelona, referentes a la mejora o nueva ejecución de infraestructuras, conllevan la ejecución de trabajos de excavación y/o trabajos de tipo subterráneo. Esto se debe en parte al déficit de transporte público, en parte a la mejora de las infraestructuras existentes y las características de elevado uso y coste del suelo existente del área metropolitana de Barcelona.

Además, una de las problemáticas que en la actualidad preocupan a la administración, son la realización de la mejora de los accesos de las estaciones de Ferrocarril Metropolitano existentes, adaptándolas a las necesidades actuales y también al nivel del estado del bienestar actual, siendo mejorados los accesos a los denominados PMR's, personas con movilidad reducida, cumpliendo con las normativas vigentes sobre la seguridad de utilización como el CTE DB-SU.

En consecuencia, existe la necesidad de la mejora de los modelos constitutivos empleados para la explicación del comportamiento del terreno y de las estructuras subterráneas, procediendo con la implementación de estos modelos avanzados y su calibración mediante casos reales. Para así, poder realizar el estudio de actuaciones subterráneas en entornos urbanos, ajustando las predicciones obtenidas mediante la simulación numérica, por ejemplo con elementos finitos, aumentando la seguridad de las obras a causa del mayor ajuste de los modelos con la realidad.

El objetivo de este estudio, ha sido el de progresar en la realización de la calibración de estos modelos avanzados, que consisten en modelos de visco-plasticidad para las unidades de suelo y modelos de daño para el análisis del hormigón, mediante la modelización de problemas tanto en 2D como en 3D. El caso estudiado es el caso del Intercambiador de la Diagonal, en el que se ha realizado el estudio numérico de las diferentes fases constructivas en la sustitución del intercambiador.

Se ha procedido, calibrando el modelo visco-plástico para las tres unidades de suelo que conforman el problema, a partir de los ensayos a compresión simple del geotécnico y ajustando la respuesta del modelo visco-plástico con los resultados de los ensayos. A partir de estos parámetros, que sirven para explicar el comportamiento de las unidades de suelo, se procede a la modelización con tres secciones transversales que expliquen toda la longitud de afectación de la obra y a continuación se ha procedido con la simulación mediante un modelo en 3D que permita simular la excavación y así valorar la afección que genera en todos los elementos que conforman la geometría del intercambiador de la Diagonal.

Finalmente, se realizará la comparación de los resultados obtenidos con las simulaciones numéricas, con los resultados que se han obtenido de la instrumentación al realizar las obras y obtener lecturas de los movimientos de las pantallas y deformación del túnel. Como punto final, también se compararán los resultados con otras simulaciones realizadas con otros modelos de elementos finitos y de barras para poder discernir si los resultados obtenidos están de la misma orden de magnitud.

---

## ABSTRACT

**Title:** Numeric modelling of construction stages in underground works: application in a real case.

**Author:** David Cubel Recasens

**Tutors:** José Manuel González / Benjamín Suárez

Most of the interventions done in the zone of Barcelona, referring to the improving of existing ones or the execution of new infrastructures, cause the execution of subterranean Works, excavation between sheet walls for instance. This may be caused by the high density of urbanization, by the lack of public transport, or simply because of the constant improvement of the existing infrastructures in the metropolitana rea of Barcelona.

Another of the questions that the administration is working on nowadays, is the improvement of the accesses of the Subway underground Stations, getting the accesses ready for the right use of the phisically or visually impaired, fulfilling the codes that are prescribed nowadays like the CTE DB-SU.

So, for all this, the design of the structures involved, has to be done with the security that more advanced models guarantee. In this kind of works, advanced constitutive models that explain the behaviour of soils are used and calibrated with real cases to progress in the use of these constitutive models.

In this study, has been done the modellation of the works in Intercambiador de la Diagonal, to do a prediction of the behaviour of the soils and the tunnel, and it has been compared to the real results of the Works thanks to real lectures of displacements of the retaining walls and at the tunnel. So the target of this study, has been the progress in the use of visco-plasticity models for the soil units and the use of fracture for concrete. Models in 2D and 3D have been build up to verify the deformation of the tunnel and the retaining walls comparing the results with the instrumentation in place. The case studied here, is the improvement of the Diagonal Hub, where the stages of construction during the connection replacement were numerically simulated.

The procedure is the following, thanks to the simple compressive strength of the 3 main units of soil, done with 3D FE models, the parameters of the visco-plastic model have been obtained, through iterative calculations and approximation of the response of the soil in both cases.

Once these parameters are established, it has been proceeded to model in 2D and 3D the Intercambiador, including the excavation stage which is the one that affects the tunnel and buildings, and with the results of this numerical simulation the next phase is to compare the results between the numerical simulations and the results of the instrumentation.

Finally, also have been included the results obtained through other kind of models, including one model done with Plaxis and also a model that represents the retaining walls with a framed analysis and Winkler theory for the soil-structure interaction. The comparison between all the models will be done, to see if there's such difference between theoretical models and what is obtained in reality through the auscultation.

**Índice:**

1. Introducción .....	1
2. Objetivos .....	3
3. Descripción de la obra subterránea .....	5
3.1. Resumen general fases de ejecución.....	5
3.2. Descripción procedimiento constructivo paso a paso.....	9
3.2.1. Ejecución pilotes – viga de atado.....	9
3.2.2. Ejecución excavación y conexión-ejecución nuevos colectores.....	12
3.2.3. Ejecución demolición cajón existente .....	14
3.2.4. Ejecución nuevo cajón Intercambiador .....	15
3.3. Resultados instrumentación en obra .....	18
3.3.1. Introducción.....	18
3.3.1.1. Comentarios sobre precisión equipos .....	22
3.3.2. Resumen de Instrumentación usada .....	23
3.3.3. Línea temporal proceso constructivo .....	26
3.3.4. Resultados asientos-prismas lectura en edificios .....	27
3.3.5. Resultados inclinometría pantallas .....	31
3.3.6. Resultados convergencias túnel. Método prisma topográfico .....	36
3.3.7. Resultados convergencias túnel. Método con cinta.....	40
3.3.8. Resumen de resultados .....	41
4. Planteamiento numérico .....	42
4.1. Introducción.....	42
4.2. El método de los elementos finitos (MEF) .....	46
4.2.1. Formulación del método de los elementos finitos para el modelo visco-plástico .....	46
4.2.2. Problema No-Lineal – Linealización de la Ecuación de Equilibrio.....	48
4.2.3. Tipos de problemas estudiados .....	53
4.2.4. Tipos de elementos finitos .....	53
4.2.5. Características modelos numéricos realizados .....	54
5. Descripción de los modelos usados en la simulación.....	55
5.1. Modelo elástico - Suelos.....	55
5.2. Modelo visco-plástico - Suelos .....	56
5.3. Modelo de fractura – Hormigón .....	58
6. Obtención de los parámetros resistentes/constitutivos de los materiales .....	63
6.1. Introducción.....	63
6.2. Caracterización del terreno según el informe geotécnico.....	64
6.2.1. Contexto geológico.....	64
6.2.2. Modelización geotécnica.....	65
6.2.3. Perfil geológico.....	67
6.3. Parámetros obtenidos en la simulación de probetas.....	69
6.3.1. Introducción.....	69
6.3.2. Características del ensayo a compresión simple.....	70
6.3.3. Parámetros de Elasticidad .....	72
6.3.3.1. Módulo de Young.....	72
6.3.3.2. Coeficiente de Poisson.....	73

6.3.4. Modelo viscoplástico. Parámetros constitutivos.....	74
6.3.4.1. Probeta GE-03/4486; Unidad B de suelo.....	75
6.3.4.2. Probeta GE-03/4493; Unidad C.....	81
6.3.4.3. Probeta GE-03/4491; Unidad D.....	85
6.3.4.4. Resumen propiedades visco-plasticidad.....	89
6.4. Análisis de sensibilidad en los parámetros del suelo.....	89
6.4.1. Análisis de parámetros de elasticidad.....	90
6.4.1.1. Módulo de Young.....	90
6.4.1.2. Coeficiente de Poisson.....	91
6.4.2. Análisis de parámetros de visco-plasticidad.....	92
6.4.2.1. Límite elástico.....	93
6.4.2.2. Endurecimiento lineal.....	94
6.4.2.3. Energía de fractura.....	95
6.4.2.4. Viscosidad.....	97
6.5. Obtención de los parámetros para el hormigón.....	98
6.5.1. Obtención rigidez equivalente hormigón.....	102
6.6. Resumen de parámetros usados en la simulación de los modelos.....	106
7. Resultados simulaciones numéricas.....	107
7.1. Resultados simulación numérica software Plaxis.....	108
7.2. Resultados simulación pantalla de pilotes. Modelo de barras.....	114
7.3. Resultados simulación numérica Comet.....	117
7.3.1. Introducción.....	117
7.3.2. Consideraciones simulaciones para las secciones 2, 4 y 5 en 2D y modelos 3D.....	119
7.3.2.1. Simulación de la fase 1.....	121
7.3.2.2. Simulación de la fase 2.....	121
7.3.3. Resultados Simulación Numérica fases 1 y 2.....	128
7.3.3.1. Deformada pantalla de pilotes.....	128
7.3.3.2. Deformaciones del túnel.....	135
7.3.3.3. Verificación estado tensional del túnel.....	138
8. Conclusiones.....	142
8.1. Comparación resultados.....	142
8.2. Futuras líneas de investigación.....	143
9. Referencias bibliográficas.....	145
10. Anejo Informe Geotécnico.....	147
11. Anejo Planos Intercambiador.....	178

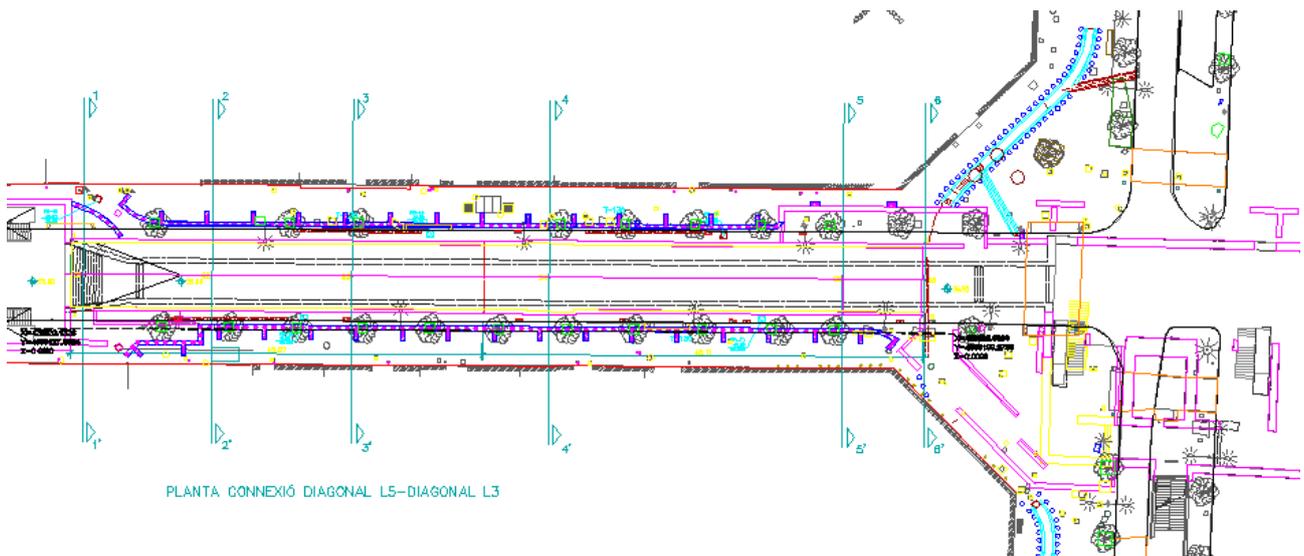
# **SIMULACIÓN NUMÉRICA DE LOS PROCESOS CONSTRUCTIVOS EN OBRAS SUBTERRÁNEAS: APLICACIÓN A UN CASO REAL**

## **1.INTRODUCCIÓN**

En los entornos urbanos de las ciudades modernas cada vez existe más dificultad para acomodar en la superficie todos los servicios e infraestructuras necesarios para poder dar respuesta a las mayores demandas y a las mayores densidades de urbanización. Una solución planteada consiste en el soterramiento de parte de los servicios, tanto para mejorar la calidad de vida de los ciudadanos en superficie como para obtener un mejor servicio de las infraestructuras y comunicaciones, como puede ser el transporte por carretera, ferrocarril o el suministro de servicios básicos como electricidad, gas o agua potable así como también la red de saneamiento y de pluviales.

Una de las actuaciones de obra civil más presentes en los entornos urbanos en estos días como es el de la ciudad de Barcelona, consisten en la realización de la mejora de los accesos de la estaciones de Ferrocarril Metropolitano existentes, adaptándolas a las necesidades actuales y también al nivel del estado del bienestar actual, siendo adaptados los accesos a los denominados PMR's, personas con movilidad reducida. En estos momentos dicha mejora se ha realizado en unas 70 estaciones de las 123 que conforman todo el conjunto de la red actual del metro de Barcelona, quedando por tanto más de un 40 % de estaciones en las que en los años siguientes verán su accesibilidad mejorada, siendo esta una de las principales preocupaciones de TMB, la empresa gestora del ferrocarril metropolitano. En otros casos, cómo en el del presente estudio, las obras de mejora también son realizadas para la ampliación y acondicionamiento de los vestíbulos de conexión y la ampliación de las conexiones subterráneas entre diferentes líneas de metro para adaptarse a la demanda actual.

En este estudio se pretende realizar la modelización de las fases constructivas en las obras que se realizarán dentro del proyecto para la adaptación a PMR's del Intercambiador de la Diagonal, que permite la interconexión entre las líneas de metro L3 y L5 de la parada de Diagonal y las líneas S1, S2, S5, S55, L6 y L7 de FGC de la parada de Provença. En particular, de una de las principales actuaciones de la obra que consiste en la ampliación del pasillo subterráneo bajo la calle de Rosselló, entre los vestíbulos de L3 situado bajo el Passeig de Gràcia y el vestíbulo de L5 en la Rambla de Catalunya en el mismo centro de la ciudad de Barcelona.



**Figura 1.1.** Planta general Intercambiador de la Diagonal

La actuación a grandes rasgos consiste en la ejecución de elementos de contención que permitan proteger a las edificaciones contiguas ante la excavación de la calle para la ejecución a cielo abierto del nuevo pasillo, el siguiente paso consistiría en la excavación en dos fases primero el lado montaña con la ejecución del nuevo colector y ramales y en la siguiente fase el lado mar con la demolición y construcción del nuevo colector y ramales a edificaciones. A continuación restaría la demolición y nueva ejecución del nuevo pasillo de conexión con unas dimensiones considerablemente mayores a las del cajón existente. Finalmente se realizaría el relleno de las tierras y la reurbanización de la superficie.

Por tanto, lo que se ha realizado en esta tesina, ha sido simular numéricamente mediante modelos constitutivos avanzados el comportamiento del terreno durante las fases de obra descritas. La razón es que estas simulaciones permiten poder progresar en el campo de la realización de modelos de elementos finitos que sirvan para poder ajustar mejor los modelos constitutivos avanzados, y así mejorar la correlación entre los resultados que se obtienen al ejecutar las actuaciones cómo la que nos ocupa, de tipo obras subterráneas y los resultados teóricos que se predicen con los modelos numéricos.

El procedimiento a seguir, ha sido el de obtener unos parámetros constitutivos que se aproximarán mediante la simulación de probetas tal como las de los ensayos del informe geotécnico, y con estos parámetros constitutivos, se procederá a la simulación de modelos en 2D y 3D para comprobar los resultados que se obtienen con ambas simulaciones numéricas y los resultados que se obtienen de realizar la actuación en obra. Estos últimos resultados se obtendrán mediante la instrumentación colocada in situ.

Finalmente, se plantea la comparación con otros modelos realizados con hipótesis totalmente distintas, modelos de elementos finitos realizados con un modelo de Plaxis y un modelo de barras realizado con un programa de cálculo mediante sistemas de barras.

## 2.OBJETIVOS

En el presente estudio, principalmente se pretende realizar la simulación numérica de las diferentes fases del procedimiento constructivo real de una obra subterránea. Esta obra consiste en la sustitución de una estructura existente por una de nueva ejecución, pudiéndose afectar durante estas fases la seguridad estructural del túnel existente y de los edificios contiguos a la actuación.

Los objetivos se dividen básicamente en objetivos globales y objetivos de tipo particular o desarrollo de los objetivos globales, y consisten en:

- Modelación del entorno e interacción entre terreno y estructura.
- Calibración y validación de modelos constitutivos avanzados para suelos y hormigón.

Para proceder a realizar las cuestiones descritas, se procederá según una serie de objetivos que se desarrollarán a continuación:

- Definición de modelos numéricos del entorno según el método de Elementos Finitos.
- Calibración de modelos constitutivos mediante la simulación de probetas de suelo, según ensayo normalizado cómo el de Compresión Simple.
- Aplicación de parámetros del suelo obtenidos, en la geometría simplificada para el caso 2D.
- Aplicación de los parámetros del suelo obtenidos, en la geometría de estudio para el caso 3D.

Los modelos constitutivos adoptados, son modelos de tipo visco-plástico para el terreno y modelos de daño plástico para el hormigón. Se plantea como uno de los objetivos, la calibración de los distintos modelos mediante ensayos realizados sobre probetas de los diferentes tipos de terreno. Por tanto, uno de los trabajos principales a realizar, será el de modelar en 3D y simular las probetas de suelo con la misma geometría que las probetas de los ensayos a compresión simple, y a partir de la simulación en las mismas condiciones que las de los ensayos, se podrá obtener la relación de parámetros de visco-plasticidad que mejor expliquen el comportamiento de las unidades de suelo que conforman las condiciones de contorno de las actuaciones en el intercambiador.

Con estos parámetros obtenidos de la simulación de las probetas, se procederá realizando los diferentes modelos y realizando las diferentes simulaciones numéricas, de manera que se prevé la comparación de los resultados teóricos con los datos que serán obtenidos mediante la instrumentación que está presente en la obra y que permitirá tener datos de cada una de las distintas fases del procedimiento constructivo.

Se prevé, poder realizar la comparación entre la predicción numérica y los resultados directamente medidos en campo para poder realizar una valoración de la validez de los modelos empleados, la instrumentación con la que se cuenta es de tipo inclinómetros para las pantallas de pilotes y lecturas de convergencias para las deformaciones en el túnel.

Al realizar modelos en 2D y 3D se podrá realizar también la comparación entre los resultados obtenidos para ambos casos con la instrumentación, pudiéndose discutir la verosimilitud de las soluciones numéricas y aproximadas en función del coste computacional, verificándose si realmente es mucho más explicativo el resultado obtenido para el modelo 3D con el mayor coste que este implica.

Con los modelos realizados también se podrá obtener una valoración del posible riesgo que puede suponer para las edificaciones contiguas el hecho que se realice la excavación, obteniéndose la deformación horizontal en las pantallas de contención en cabeza y pudiéndose valorar la distorsión angular y la deformación horizontal a tracción del terreno bajo la cimentación de los edificios.

Otro de los objetivos, consiste, en la comparación de los resultados obtenidos con un estudio realizado por una ingeniería sobre una de las secciones de las tres estudiadas en este trabajo, con los resultados que se obtengan con los modelos visco-plásticos. El interés de dicha comparación se justifica por el hecho que en ese estudio se usaron modelos elasto-plásticos de Mohr-Coulomb modificado, con endurecimiento, para un estudio en 2D.

Aparte de este modelo de la misma tipología, un cálculo mediante elementos finitos, se ha aportado el resultado de un modelo realizado con un programa de cálculo de barras o matricial que permite comparar también los resultados de todos los modelos.

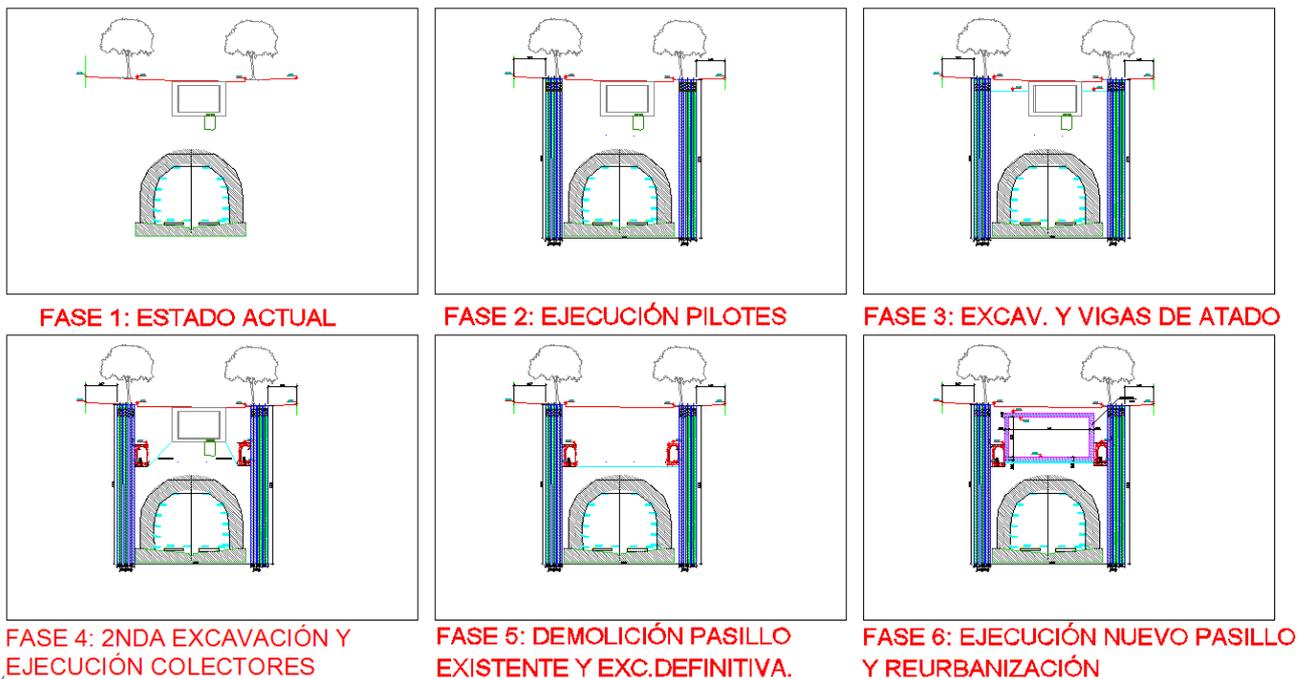
De manera que se podrá realizar una comparación para análisis en 2D MMC (Mohr-Coulomb modificado), en 2D Visco-plástico y en 3D Visco-plástico, un modelo de barras y todos ellos con los resultados de la instrumentación de obra.

Finalmente, el objetivo es poder realizar una comparación entre métodos de cálculo con diferentes aproximaciones al problema, que permitan realizar una valoración de los resultados obtenidos con la simulación numérica realizada con este estudio y la situación real en obra, para poder valorar qué aspectos pueden mejorarse para seguir progresando en la evolución de los métodos numéricos y los modelos constitutivos de suelos de tipo avanzados.

### 3. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA SUBTERRÁNEA

En este apartado se realizará una descripción de las diferentes fases constructivas que se plantearon a la hora de realizar el ensanchamiento del intercambiador entre los vestíbulos de L3 y L5 de la estación de Diagonal de FMB.

Para poder realizar la descripción, se ha usado como complemento el archivo fotográfico de la obra ya ejecutada o en ejecución para poder dar una visión más realista y perfectamente fiel a la realidad de la obra o a la realidad de la situación actual del intercambiador.

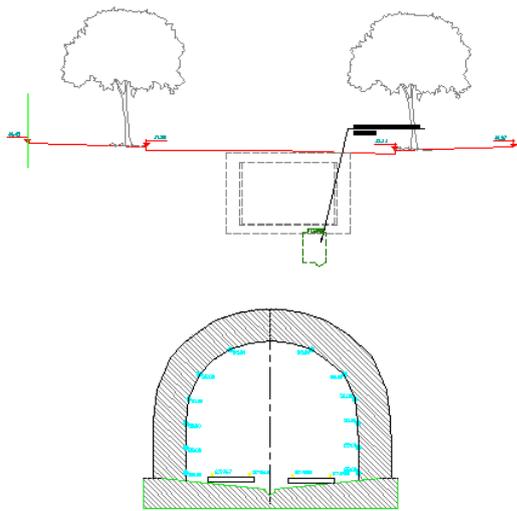


**Figura 3.1.** Esquema de fases a seguir en la ejecución Intercambiador.

El primer paso antes de proceder a cualquier actuación para la obra en sí, sería la de proceder a la verificación con las compañías de servicios y con la dirección de obra responsable de la ejecución, de la posición de los servicios existentes para la posible interferencia entre la estructura profunda con posibles servicios enterrados.

#### 3.1. Resumen general fases de ejecución

Cómo resumen de todas las actuaciones a realizar en la obra subterránea de estudio, se plantean una serie de fases consideradas más relevantes y que se muestran y describen a través de los croquis siguientes. A continuación, se muestran los pasos que requiere la ejecución del nuevo colector y del nuevo pasillo de conexión.



Aquí se muestra la geometría del problema a estudiar con la situación actual del túnel y del pasillo de conexión existente. Esta fase se correspondería con la fase 1 del análisis de este estudio.

Figura 3.2. Sección tipo. Fase 1 estado actual

## FASE 1: ESTADO ACTUAL

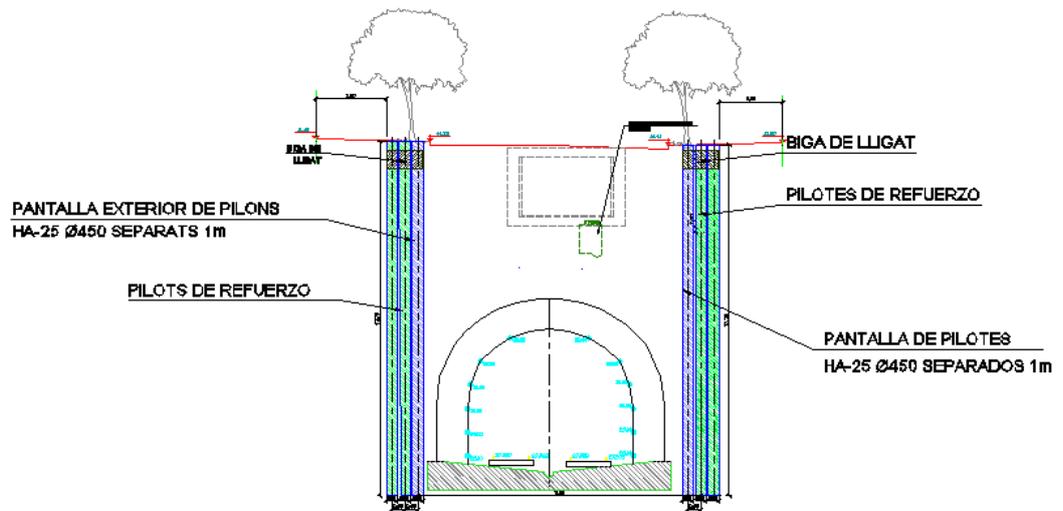


Figura 3.3.  
Sección tipo.  
Fase 2  
ejecución muro  
pantalla de  
pilotes

## FASE 2: EJECUCIÓN PILOTES

La segunda fase comprendería la ejecución de la pantalla de pilotes tangentes que permitirían la contención de las tierras. Esta pantalla de pilotes tangentes no tendrá ningún nivel de apuntalamiento ni tampoco dispondrá de anclajes para la sujeción de la cabeza superior sino que se ha previsto la ejecución de contrafuertes cada unos 5 metros como se muestra en la figura, donde se ha realizado la sección justamente por el contrafuerte. Los pilotes están todos unidos por una viga de atado que permita el trabajo conjunto de la pantalla y de los contrafuertes.

La siguiente fase se trataría del rebaje del terreno el metro necesario para la ejecución de la viga de atado entre pilotes de la pantalla y contrafuertes.

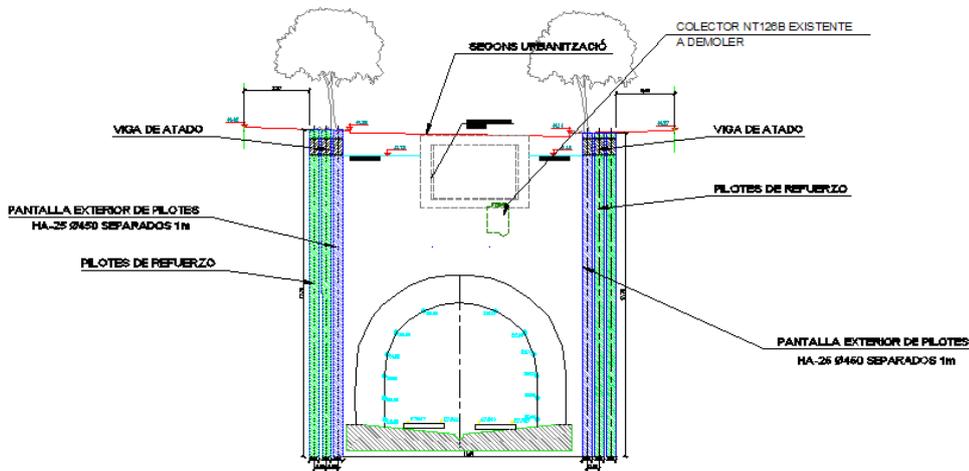


Figura 3.4. Sección tipo. Fase 3 ejecución de viga de atado

### FASE 3: EXCAV. Y VIGAS DE ATADO

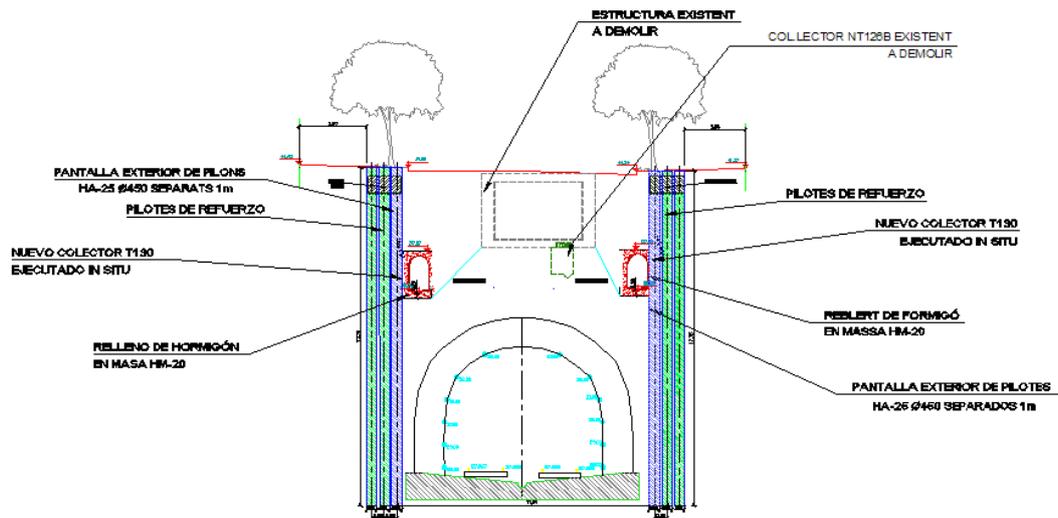
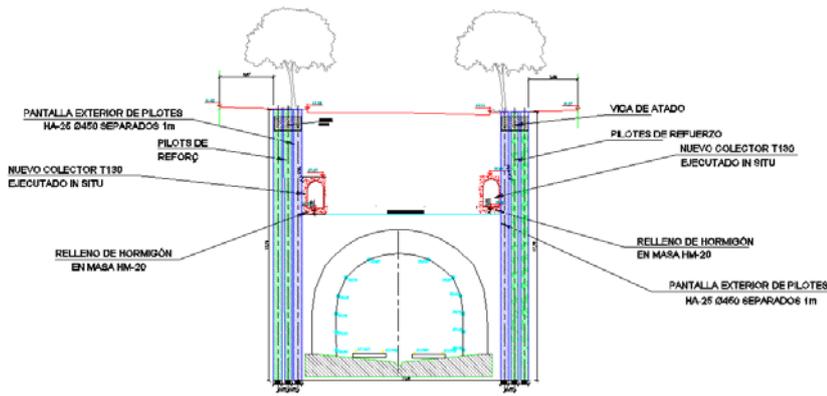


Figura 3.5. Sección tipo. Fase 4 ejecución de excavación y colectores

### FASE 4: 2NDA EXCAVACIÓN Y EJECUCIÓN COLECTORES

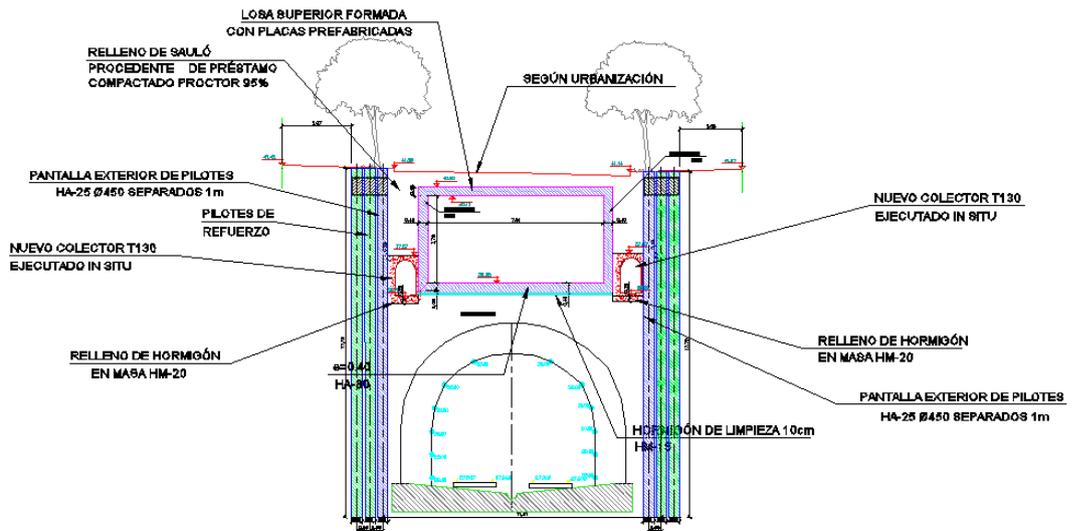
En la fase posterior se procedería a la ejecución de la excavación hasta la cota necesaria para la ejecución de los nuevos colectores que irán hormigonados contra la misma pantalla de pilotes sirviendo esta como encofrado de la cara no vista.



**FASE 5: DEMOLICIÓN PASILLO EXISTENTE Y EXC.DEFINITIVA.**

**Figura 3.6.** Sección tipo. Fase 5 demolición cajón existente y rebaje definitivo

En la siguiente fase se realizaría la demolición del cajón existente y el rebaje de tierras hasta la cota necesaria para la ejecución del nuevo cajón de conexión. Esta es la fase 2 del estudio, fase más crítica en tanto en cuanto la que produce el estado desviador mayor por la descarga máxima del túnel para la misma carga horizontal en los hastiales.



**Figura 3.7.** Sección tipo. Fase 6 ejecución nuevo cajón y reurbanización

**FASE 6: EJECUCIÓN NUEVO PASILLO Y REURBANIZACIÓN**

Esta es la última fase en la que se ejecuta el nuevo de cajón de hormigón armado en el que se puede observar la nueva geometría de mayores dimensiones que el existente en una primera instancia. Esta fase se correspondería con la fase número 3 del presente estudio.

### 3.2.Descripción procedimiento constructivo paso a paso

#### 3.2.1.Ejecución pilotes – viga de atado

Por tanto, la primera actuación a realizar, sería una vez replanteados los pilotes en superficie, realizar la demolición de la urbanización existente de manera que permita la ejecución de los pilotes y los contrafuertes de pilotes.

Por tanto, se empiezan los trabajos previos de demolición y excavación en los que prepara el terreno para la ejecución de los pilotes a la cota necesaria para que no sea necesaria la demolición de los pilotes en una gran altura, sino que se pueden ejecutar los pilotes a la cota adecuada para la posterior ejecución del descabezado y la viga de atado que recoja los pilotes, se adjuntan vistas para que se comprendan mejor los platos descritos.



**Figura 3.8.** Excavación previa a ejecución pilotes

El siguiente paso sería la ejecución en sí mismo de los pilotes, consiguiéndose un rendimiento de hasta 5 pilotes al día con un solo equipo.



**Figura 3.9.** Ejecución pilotes de 45 cm y 1 m.

Una vez ejecutado todo el tramo de pilotes, se procede a la ejecución del descabezado de los pilotes y a continuación la ejecución de la viga de atado con todos los pasos que comprende, desde la ejecución de una base de hormigón pobre de 10 cm, para proceder al ferrallado de la armadura y encofrado lateral para poder hormigonar la viga.



Se observan los pilotes despejados y preparados para el descabezado, el cuál permita descubrir las armaduras para solaparlas con la armadura de las vigas de atado. Esto permite conectar toda la capacidad mecánica de las barras de los pilotes con la viga de atado.

**Figura 3.10.** Limpieza del contorno de la cabeza de pilotes.



**Figura 3.11.** Demolición de hormigón en cabeza para solape.

En el extremo de las barras se colocan los tapones de color rojo y de plástico, conocidos como setas, que permiten reducir el riesgo que se clavaran en un operario que cayera sobre las esperas de los pilotes.



**Figura 3.12.** Ejecución de ferrallado vigas de atado.

En esta última imagen, se observa la armadura de las vigas de atado en colocación, teniendo especial cuidado en que se respeten los recubrimientos determinados en proyecto, tanto en la armadura inferior como para la armadura de las caras laterales..

### **3.2.2. Ejecución excavación y conexión-ejecución nuevos colectores**

Una vez ejecutada la pantalla de pilotes y la viga de atado esté ejecutada y fraguada los días mínimos para obtener la resistencia mínima con garantías, se procede a la excavación de las tierras entre la pantalla y el cajón existente para poder descubrir los albañales de los bajantes de los diferentes edificios y realizar al conexión al nuevo colector y finalmente llevar la conexión al colector que recoge las aguas de toda la calle.

Se empezó ejecutando el primer tramo de pantallas y excavación de la zona cercana a la calle Paseo de Gracia ya que la conexión de los colectores nuevos a los bajantes de los edificios, se debe de realizar de abajo para arriba, o sea en el sentido contrario a la descarga de las aguas residuales.



Se observa la excavación entre el cajón existente y los pilotes hasta la cota de cimentación de los colectores prefabricados tipo T-30, y a posteriori la ejecución de este colocando las piezas unas a continuación de otras para generar el colector definitivo. Se hormigonará sobre las piezas prefabricadas para generar la continuidad y sellado continuo del colector.

**Figura 3.13.** Excavación entre cajón y pantalla.

Cómo se observa en la figura contigua, se hormigonó el colector a tope contra la pantalla de pilotes y se encofró la cara opuesta la del interior de la calle, ya que el mismo colector sirve de encofrado perdido para la posterior ejecución del cajón del intercambiador.



**Figura 3.14.** Colocación T-130 prefabricados

### 3.2.3. Ejecución demolición cajón existente

Una vez ejecutadas las pantallas de pilotes, con sus respectivas vigas de atado, y se hubo procedido a la ejecución de la excavación y ejecución de los colectores con sus respectivas conexiones a los edificios colindantes.

El siguiente paso a abordar sería el de la demolición del cajón existente, ya que se trata de la principal razón de la ejecución de las obras en el tramo de conexión de los dos vestíbulos de L3 y L5.



**Figura 3.15.** Demolición cajón existente con cabezal demoledor



La demolición de la cubierta y parte de los hastiales del cajón se ejecutaron mediante demolición con demoledor, que destruye el hormigón mediante la aplicación de una gran presión localizada pulverizando el hormigón.

**Figura 3.16.** Vista cajón demolido.

### 3.2.4. Ejecución nuevo cajón Intercambiador

A posteriori de la ejecución de la demolición, el siguiente paso consiste en la ejecución de la construcción del cajón nuevo del intercambiador. Las fases de ejecución consisten en la ejecución de una base de hormigón pobre de 10 cm para poder aislar la estructura del terreno y después se ejecutará el resto del cajón según el orden lógico de hastiales y finalmente la cubierta.



**Figura 3.17.** Vista ferrallado solera y hastiales cajón nuevo.

Para poder ejecutar el cajón con mayor rendimiento, se solucionó la cubierta mediante la colocación de placas prefabricadas de tipo Atefor, que permiten una mayor celeridad de ejecución al evitar el montaje de todo un cimbrado en toda la superficie del pasillo, en este caso se colocaron dos líneas de puntales para sostener la losa durante la fase de fraguado.

A posteriori, se ejecutó la impermeabilización de la losa para evitar el pase de las infiltraciones de agua al interior. Protegiéndose la impermeabilización con mantas de geotextil con una capa de mortero.



**Figura 3.18.** Vista encofrados hastiales cajón nuevo.



**Figura 3.19.** Ejecución cubierta con pre-losas pretensadas Atefor



**Figura 3.20.** Ejecución hormigonado de cubierta.



**Figura 3.21.** Ejecución impermeabilización cubierta.

Finalmente, una vez terminada la estructura, y correctamente protegida, se procedió al relleno de las tierras sobre el cajón y los colectores y la urbanización y pavimentado del firme para finalizar.

### 3.3.Resultados instrumentación en obra

#### 3.3.1.Introducción

Uno de los objetivos básicos de esta tesina, es la comparación y análisis entre los resultados obtenidos entre la simulación numérica de las diferentes fases constructivas del intercambiador de la Diagonal con los resultados obtenidos de la instrumentación colocada en la misma estructura durante la ejecución de la obra.

Por lo que, se prestará especial atención, a la descripción de la instrumentación que se diseñó en fase previa para la correcta valoración de todos los parámetros que la técnica y presupuesto determinan. Para poder valorar la instrumentación necesaria, se debe de partir en primera instancia de cuál es la información que se quiere obtener de la realidad, entendiéndose realidad cómo todo el conjunto de de estructuras, edificaciones, etc que pueden ser dañadas durante las diferentes actuaciones que conforman el proyecto de mejora del intercambiador.

Una vez realizado el primer paso, cuando se tienen claras las magnitudes a cuantificar, las variables que permitan realizar un seguimiento de la seguridad de la obra, entonces se puede proceder a la valoración del riesgo inherente a las diferentes actuaciones a realizar junto con otros factores que también influyen en dicha valoración.

#### 3.3.2.Caracterización de la instrumentación

A partir de todo lo comentado anteriormente, se determina lo que se llama la zonificación del riesgo en función de la valoración de los riesgos que se asumen en el procedimiento constructivo adoptado y por otro lado la densidad de la instrumentación y la frecuencia de las lecturas. Se definen tres gradaciones diferentes, tal como el paso en la semaforización con tres colores, el verde, ámbar y el rojo en función del riesgo tomado en la ejecución de la obra según los factores listados anteriormente.

Zonificación del riesgo		
Tipo		Medidas adoptadas
Verde	Riesgo pequeño	Procedimientos constructivos normales Densidad de instrumentación y frecuencia de lecturas bajas
Ámbar	Riesgo medio	Procedimientos constructivos normales Densidad de instrumentación y frecuencia de lecturas medias
Rojo	Riesgo alto	Procedimientos constructivos normales Densidad de instrumentación y frecuencia de lecturas altas

**Figura 3.22.** Tabla de definición de la zonificación del riesgo

Siguiendo el criterio descrito con anterioridad, a la ejecución de cualquier obra con un riesgo inherente, se debe de redactar un plan de auscultación que determine el color de la zonificación en función de todos los factores para así poder determinar una densidad de instrumentación y la frecuencia de lecturas.

A continuación, se resumen las características que se definen en el plan de auscultación y que permiten discernir el riesgo de la obra:

1. El método constructivo, condiciona en gran parte el riesgo que se asume en cada proceso constructivo. Por ejemplo, en el caso que nos ocupa, difiere en gran medida los riesgos para la misma ejecución cómo para la edificaciones o servicios colindantes el hecho de ejecutar el nuevo intercambiador a cielo abierto o en mina. Siempre y cuando los elementos de contención estén bien diseñados y ejecutados, está claro, pero también está claro que los riesgos que se corren en la ejecución de una excavación en mina son mayores, en tanto que, por ejemplo, las probabilidades de que el frente de excavación se desmorone són mucho mayores que en el caso de la excavación a cielo abierto, además de la subsidencia repentina que generaría, con los consecuentes daños a estructuras contiguas.

2. El siguiente factor a tener en consideración, sería la excavación que contempla el proyecto, hecho que se podría valorar de muchas maneras y que en este caso, la empresa encargada de la auscultación estableció mediante la definición de unos rangos de profundidad de excavación y de unas distancias entre los puntos de apuntalamiento, que en este caso se asimilaron con los puntos en los que se ejecutaron los contrafuertes. Los rangos se adjuntan a continuación y debe de observarse cómo en el caso del proceso constructivo del intercambiador se encuentra entre los niveles verde y ámbar. La H se refiere a profundidad de excavación por fase constructiva y la magnitud L se refiere a la distancia entre arriostramientos.

Nivel	Caracterización
Verde	$H < 15 \text{ m}$ ó $L < 5 \text{ m}$
Ámbar	$15 \text{ m} < H < 20 \text{ m}$ ó $5 \text{ m} < L < 10 \text{ m}$
Rojo	$H > 20 \text{ m}$ ó $L > 10 \text{ m}$

**Figura 3.23.** Tabla de zonificación del riesgo según magnitud de excavación

3. Otro factor a considerar para evaluar el riesgo de un proceso constructivo, es de la presencia de agua en el frente de excavación. Esta consideración parte del hecho de que el agua puede generar inestabilidad en el frente de excavación, aparte de las posibles subsidencias que se pueden generar por variaciones de la humedad del suelo por contacto con la atmósfera.

Nivel	Caracterización
Verde	No es previsible al presencia de niveles arenosos con agua en el frente de excavación
Ámbar	Se interceptan niveles arenosos con posible presencia de agua
Rojo	Se interceptan varios niveles arenosos con posible presencia de agua

**Figura 3.24.** Tabla de zonificación del riesgo según presencia de agua

4. Claramente, las mismas características del suelo que se excavará también condicionan la probabilidad de riesgo en la ejecución de obras subterráneas. En este caso, un aspecto negativo sería el tener un tipo de terreno tipo granular o no cohesivo, con el que se pudieran tener posibles desplomes. En general, los estratos presentes en la zona de afección de la obra son de tipo cohesivo, exceptuando el primer estrato de relleno antrópico y de poca potencia, sólo 1,0-1,5 m. En este caso el nivel de riesgo sería de color verde.

5. Y finalmente, pero no por ello menos importante sería el factor de riesgo perteneciente a la proximidad de las edificaciones, servicios o estructuras.

En función de la situación de la obra, por ejemplo en un entorno no urbano, en el que las posibles subsidencias no tienen una relación directa con la afección a terceros, el riesgo se reduce a las condiciones de seguridad de ejecución de la obra.

Por otro lado, el caso opuesto sería el caso en el que la obra se situase en un entorno urbano plenamente como el del proyecto del intercambiador. En este caso, cualquier tipo de subsidencia vertical o de desplazamiento horizontal genera consecuencias de menor o mayor magnitud sobre las edificaciones contiguas.

Debe de considerarse que de estas edificaciones o servicios, existe una gran incertidumbre del posible estado o conservación y que por tanto pueden generarse deterioros en estructuras de terceros.

En este caso, de excavación entre pantallas, tanto el desplazamiento horizontal como el asiento máximo se producen en una zona próxima al trasdós, que alcanza una anchura media de hasta  $0,5 H$  (profundidad de la excavación) ó  $0,5 L$  (máxima distancia entre arriostramientos). Los desplazamientos se transmiten, en menor magnitud, hasta zonas situadas hasta tres veces esa anchura.

A continuación, se presenta la tabla con el criterio para la definición de la zonificación del riesgo de este criterio:

Nivel	Caracterización
Verde	Distancia > 1,5 L
Ámbar	$0,5 L < \text{Distancia} < 1,5 L$
Rojo	Distancia < 0,5 L

**Figura 3.25.** Tabla de zonificación del riesgo según distancia de pantallas a edificación

Por tanto, una vez comprobados los diferentes grupos de zonificación del riesgo, es cuando se puede determinar la zonificación del riesgo global para así de esta manera determinar los valores límite para las diferentes variables de estudio y además se establece el plan de lecturas, con la frecuencia de toma de datos para cada nivel de riesgo.

En la tabla siguiente, se resumen las diferentes relaciones de resultados que permiten establecer el nivel de riesgo en el que la obra se encuentra. Para cada una de las variables de interés, se establecen una serie de valores a esperar según tres rangos, que permiten discernir para cada variable en que zona estamos de riesgo.

Este procedimiento permite, mantener un estricto control sobre los resultados que se van obteniendo de las lecturas que se van realizando. Estas lecturas, se confrontan con los valores de la tabla siguiente, y mientras queden dentro del definido como color verde, no se toma ninguna acción de incremento de las lecturas, sino que se mantiene la misma frecuencia mientras ninguna lectura no indique lo contrario.

En el caso de que se obtuviera, alguna lectura que superara el primer nivel de riesgo, existe la opción de incrementar las lecturas o de re-estudiarlas hipótesis planteadas o los límites establecidos para poder re-definir la zona de riesgo.

Tipo de control	DISPOSITIVO	PARÁMETRO DE CONTROL	NIVEL DE RIESGO		
			VERDE (Normalidad)	ÁMBAR (Vigilancia)	ROJO (Intervención)
INSTRUMENTACIÓN EN EDIFICIOS	Regletas en fachadas (RE)	Asientos en edificios (z)	< 5 mm	5-10 mm	> 10 mm
		Distorsiones angulares ( $\beta$ )	< 1/2000	1/2000 - 1/1000	> 1/1000
	Prismas en edificios (PR)	Mov. Horizontales en edificios (x, y)	< 4 mm	4-6 mm	> 6 mm
INSTRUMENTACIÓN EN TÚNEL	Sec. de convergencia (CO)	Desplaz. Relativos en el interior del túnel	< 3 mm	3-5 mm	> 5 mm
INSTRUMENTACIÓN EN PANTALLAS	Inclinómetros (IN)	Desplaz. Laterales en profundidad	< 5 mm	5-10 mm	> 10 mm
	Prismas en cabeza de pantalla (PR)	Mov. Verticales y laterales (x, y, z)	< 5 mm	5-10 mm	> 10 mm
INTERVENCIONES			Ninguna	Aumento de la frecuencia de las medidas, posible actuación	Revisión de las hipótesis de partida. Ejecución de medidas de comprobación o correctoras.

**Figura 3.26.** Tabla de definición de niveles de riesgo para diferentes magnitudes

Tal como se ha descrito anteriormente, en la tabla siguiente se listan las frecuencias de lectura establecidas según el nivel de riesgo actual de la obra. El planteamiento inicial, contempla la ejecución de 1 lectura semanal para las fases de ejecución de las pantallas de pilotes y los trabajos de adecuación y 2 lecturas a la semana en la excavación entre pantallas:

FRECUENCIA DE LECTURAS			
TIPO DE ACTUACIÓN	NIVEL DE RIESGO		
	VERDE	ÁMBAR	ROJO
Ejecución de pantallas	1 lectura semanal	2 lecturas semanales	Diaria
Excavación entre pantallas	2 lecturas semanales	4 lecturas semanales	Diaria
Trabajos de adecuación	1 lectura semanal	2 lecturas semanales	Diaria
Lecturas para comprobar estabilización	Una lectura quincenal el primer mes. Una lectura mensual hasta la estabilización		

**Figura 3.27.** Tabla de frecuencias de lecturas según nivel de riesgo

Finalmente, también se realizarán lecturas una vez acabada la actuación, incluso una vez ejecutada la urbanización completamente, para poder obtener las lecturas últimas de la última fase y poder comprobar que las lecturas se mantienen o todo lo contrario, que siguen teniendo una cierta evolución. En función de la evolución de los posibles movimientos, se mantiene el mismo ritmo de lecturas hasta obtener una lectura fija.

### 3.3.3. Comentarios sobre precisión equipos

En el conjunto de la instrumentación que se ha comentado, debe de tenerse en consideración un factor muy importante que condiciona la validez de los valores de las diferentes variables.

Cuando se realizan controles de las deformaciones del terreno o edificios, servicios, etc contiguos a la ejecución de una obra aparte de considerar los valores que se obtienen para las diferentes variables de estudio, también sirven para el control de tendencias. Esto es, a partir de los valores que un parámetro va tomando en una línea temporal se puede observar si la tendencia es razonable o puede llevar a algún tipo de riesgo futuro.

Por esta razón, es importante saber de cada magnitud el equipo que se va usar para tomar las lecturas, ya que el conocimiento de la precisión de un equipo puede llevar a desestimar los resultados de las lecturas, siempre y cuando queden dentro de lo que es el margen que la precisión del equipo permite obtener.

Parámetro	Sistema/Equipo	Precisión
Desplazamientos verticales en fachadas y en superficie	1 lectura semanal	0,3 mm (desviación estándar en 1 km de doble nivelación)
Desplazamientos en edificios	2 lecturas semanales	1 mm
Desplazamientos horizontales en profundidad	1 lectura semanal	0,25 mm/m
Desplazamientos de las cabezas de pantallas	Una lectura quincenal el primer mes. Una lectura mensual hasta la estabilización	1 mm
Convergencias en túnel	Cinta de convergencia	0,01 mm
	Estación total	1 mm
Aperura de fisuras	Bases para medida con defórmetro	0,1 mm

**Figura 3.28.** Tabla resumen de precisiones equipos

Por lo que resumiendo, cuando se analicen los resultados obtenidos para las magnitudes de más interés para esta tesina se intentará hacer hincapié y analizar el valor real de estos resultados, ya que existen magnitudes para las que se han obtenido pequeñas variaciones que si se comparan con la precisión del equipo de lectura pues pierden bastante valor, en el sentido de que pueden parecer indicar tendencias de desplazamientos que a la realidad pueden ser mucho menores o inexistentes.

En los apartados en los que se desarrollen los resultados obtenidos, se remarcará cuando se considere que los resultados obtenidos pueden ser poco explicativos en cuanto a la tendencia pero si de la magnitud de la variable.

### 3.3.4. Resumen de Instrumentación usada

La instrumentación colocada es de diferente carácter y tiene diferentes finalidades que se describirán a continuación. Se trata de instrumentación que se divide en 2 grupos que se dividen a la vez en 2 subgrupos.

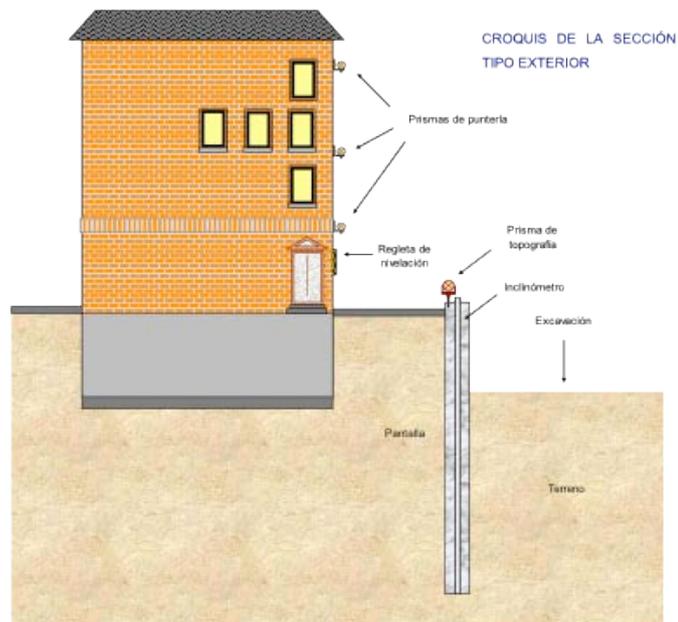
En primer lugar se trata de instrumentación en forma de prismas en diferentes alturas en la fachada de edificios, los cuales permitan el control y realización de lecturas de los asientos y desplazamientos horizontales de las edificaciones contiguas a la excavación. Los prismas se distanciarán todo lo posible para obtener una lectura lo más real posible. Además se ejecutará también una regleta de invar que permite nivelar con gran precisión la fachada del edificio.

Los prismas se intentará que estén en una alineación de pilares, ya que al tratarse de cimentación superficial con esta magnitud de descenso del pilar en el extremo de la fachada permite obtener la distorsión angular de la crujía de pilares y así obtener si las deformaciones del terreno pueden suponer daños en el edificio, tanto en estructura como en cerramientos.

Los prismas sirven para obtener los desplazamientos en planta en ambas direcciones y las regletas para obtener los asentos de la fachada del edificio. Debe de considerarse que en los resultados presentados, los resultados de las variables X e Y, tienen signo según se muestra en los ejes del croquis adjuntado, mientras que para los valores de los modelos numéricos, los ejes X e Y serán los correspondientes al cero en la parte de la condición de contorno inferior e izquierda tal cómo se mira la sección.

Otra característica es, que para tener cierta correlación entre los resultados de los prismas colocados en el mismo edificio, se deberían de colocar en la misma vertical para poder obtener la inclinación real del edificio, siempre y cuando esto sea posible por las características morfológicas de este.

Otro subgrupo de instrumentación sería el que pertenecería al control de las pantallas de pilotes. En este grupo se incluyen dos sistemas de medidas, por un lado y el principal sería la inclinometría, que permite controlar los movimientos horizontales a profundidad en la pantalla en diferentes secciones que se mostraran a continuación y un prisma en la viga de atado para controlar la posición del inclinómetro.



**Figura 3.29.** Croquis de instrumentación pantallas y edificación

En el croquis anterior, se observa los dos subgrupos descritos en primer lugar, y que forman por decirlo de alguna manera un primer grupo que es el que controla las posibles afecciones que de los desplazamientos en la pantalla se puedan generar en las edificaciones contiguas.

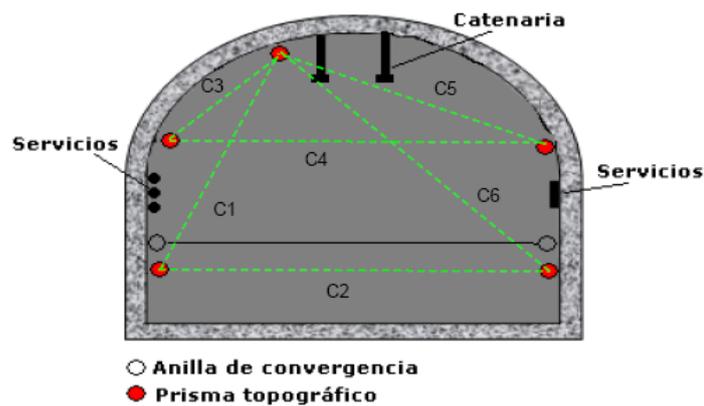
El segundo grupo de instrumentación, está formado por las magnitudes que controlan el comportamiento del túnel, cómo indicador también de la respuesta de las estructuras existentes ante las distintas fases del proceso constructivo.

El túnel es un elemento a tener en gran consideración, ya que las fases constructivas que conforman la ejecución del intercambiador podían comprometer la seguridad del túnel. Esto se debe a que el túnel se ejecutó con un diseño que no contemplaba la situación de descarga sobre la bóveda y en plena carga en los hastiales, podía conllevar un estado desviador y generar esfuerzos diferentes a los de diseño.

Así que aparte del control de las edificaciones o servicios contiguos al ámbito de actuación, el otro grupo fundamental de estudio es el descrito de control del túnel existente de L5.

Dentro de este grupo, se definen dos subgrupos con el mismo objetivo y con las mismas magnitudes de estudio. Por un lado se medirán estas longitudes, llamadas convergencias, mediante un método manual con cinta y el otro subgrupo mediante lecturas con equipos topográficos como una estación total.

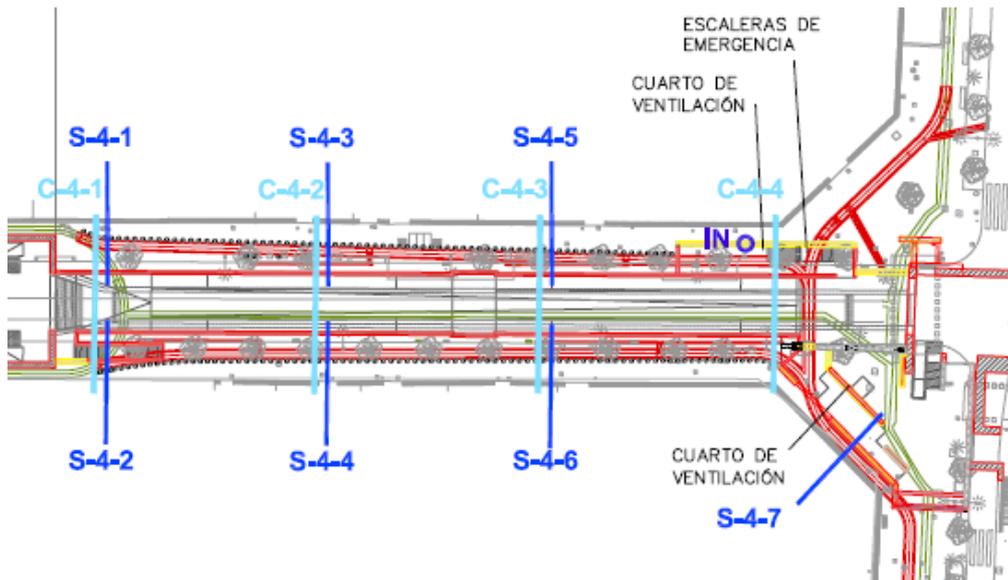
Se definen esta serie de distancias a medir para poder valorar el comportamiento global de la sección de túnel. En el esquema siguiente se muestran las longitudes a medir, para poder obtener resultados de la evolución de las medidas y así poder sacar conclusiones del cierre o apertura del túnel.



**Figura 3.30.** Sección tipo de lecturas de convergencias

Por tanto, una vez descritos las variables que se estudiarán para poder tener controlados los riesgos inherentes a la ejecución del proceso constructivo, se resumirán las secciones en las que se han aplicado estos controles dentro del ámbito de la actuación de renovación del intercambiador.

En la planta siguiente se muestra de manera esquemática, cómo se dividió el ámbito de la actuación para poder tener controlados los riesgos de ejecución.



**Figura 3.31.** Planta de situación de la instrumentación

En el tramo de estudio, se plantean seis secciones tipo de exterior o de control de las pantallas y la edificación y cuatro secciones tipo de interior del túnel (convergencias) y un inclinómetro específico, situado en la pantalla. Las secciones S-4-1, S-4-3 y S-4-5, se sitúan en el lado de los números impares de la calle (lado montaña). Las secciones S-4-2, S-4-4, S-4-5 se disponen en el lado de números pares de la calle (lado mar).

Estas secciones, dispuestas a lo largo del trazado del túnel de L5, tendrán una separación entre 25 y 30 m. La sección S-4-7 estará ubicada en el chaflán del edificio situado entre Rosselló y Passeig de Gibràcia (lado pares). En el túnel de la Línea 5 se colocarán 4 secciones de convergencia (C-4-1, C-4-2, C-4-3 y C-4-4).

Las 3 primeras secciones coincidirán en la vertical con las secciones de instrumentación en superficie; por lo tanto, la separación entre secciones será también de 25-30 m. La cuarta sección C-4-4 se colocó en la zona del cuarto de ventilación y escaleras de emergencia. Por último, se colocó un inclinómetro en la pantalla del cuarto de ventilación y escaleras de emergencia, de la calle Roselló (impar), cuya profundidad alcanzó el pie de la pantalla.

### 3.3.5. Línea temporal proceso constructivo

En este capítulo se describen tanto la instrumentación, entendiéndola cómo la base en que se basa la instrumentación colocada, las magnitudes que se estudiarán, los valores que determinan el control de la obra en función del grupo de riesgo actual, etc.

Aparte de la instrumentación, en este apartado se cree oportuno realizar una descripción de la línea temporal que sigue la obra para así poder realizar un juicio de la correlación entre cada una de las fases constructivas con los resultados que se resumen en los apartados que siguen.

FECHA	12/03/2008	18/03/2008	19/05/2008	30/05/2008	02/06/2008
ACTUACIÓN	EJECUCIÓN VIGA DE ATADO DE PANTALLES MAR Y PILOTES LADO MONTAÑA	EJECUCIÓN COLECTOR MAR Y VIGA DE ATADO LADO MONTAÑA	EJECUCIÓN VIGA DE ATADO MONTAÑA	VACIADO PARA COLECTOR LADO MONTAÑA	EJECUCIÓN COLECTOR LADO MONTAÑA

06/06/2008	14/07/2008	14/08/2008	29/08/2008	02/09/2008
DEMOLICIÓN ENTRONQUE INTERCAMBIADOR CON VESTÍBULO L5	COLECTORES EJECUTADOS Y PRINCIPIO DEMOLICIÓN CAJÓN	DEMOLICIÓN CAJÓN Y VACIADO, HORMIGÓN DE LIMPIEZA EJECUTADO	SOLERA EJECUTADA PARCIALMENTE	CONTINUACIÓN SOLERA, FOSO TAPICES RODANTES

03/09/2008	17/09/2008	03/10/2008	09/10/2008	11/11/2008
FERRALLADO MUROS, CAJÓN CENTRAL	MURS ACABADOS, FERRALLADO CUBIERTA	CAJÓN ACABADO, IMPERMEAB. CUBIERTA	EJECUCIÓN MUROS TRAMO INICIAL RAMBLA	RELLENO Y URBANIZACIÓN EJECUTADOS TRAMO CERCA PG. GRACIA

**Figura 3.32.** Línea temporal proceso constructivo

Este es un resumen de los principales hitos del proceso constructivo, y que se pueden seguir en la descripción de las fases constructivas que se complementan con el anejo fotográfico. Este perfil temporal de la obra permitirá comparar los resultados obtenidos con la instrumentación para cada fecha junto con la situación real en obra y establecer un vínculo entre la fase de obra y las consecuencias esperadas sobre la estructura de la pantalla y los edificios colindantes.

En los resultados de instrumentación disponibles se tienen lecturas hasta la fecha del 18-11-08, por lo que se podrá observar en los gráficos la respuesta de las pantallas a la ejecución del relleno y la urbanización final. En algún caso, no se tienen lecturas hasta la fecha indicada pero se procurará comparar los resultados de las secciones que se tengan datos con la sección correspondiente más cercana de la simulación numérica.

### 3.3.6. Resultados asientos-prismas lectura en edificios

Las lecturas tomadas de los prismas y regletas en las fachadas de los edificios, permiten obtener desplazamientos en los tres grados de libertad. Esto es lecturas en los tres ejes "x", "y" y "z", de manera que partiendo de la lectura zero se obtienen los desplazamientos incrementales y se presentan en la gráfica siguiente los valores acumulados de los desplazamientos en el eje Z y el eje Y.

De los resultados obtenidos en la instrumentación, se han presentado los valores de asientos por ser los valores que serán más fáciles de obtener en las simulaciones numéricas, ya que obtener los desplazamientos en el eje longitudinal será complicado por ser los modelos en 2D y en condiciones de deformaciones planas.

También se presentan los resultados de los prismas para los desplazamientos en el eje Y, definido cómo transversal al eje de la calle o del túnel.

En la planta siguiente se muestran cómo se diseñó la distribución en planta de las regletas, quedando en su mayor parte cercanas a las secciones de control de las pantallas S-4-3,4 y 5 y las secciones del túnel C-4-2 y 3.

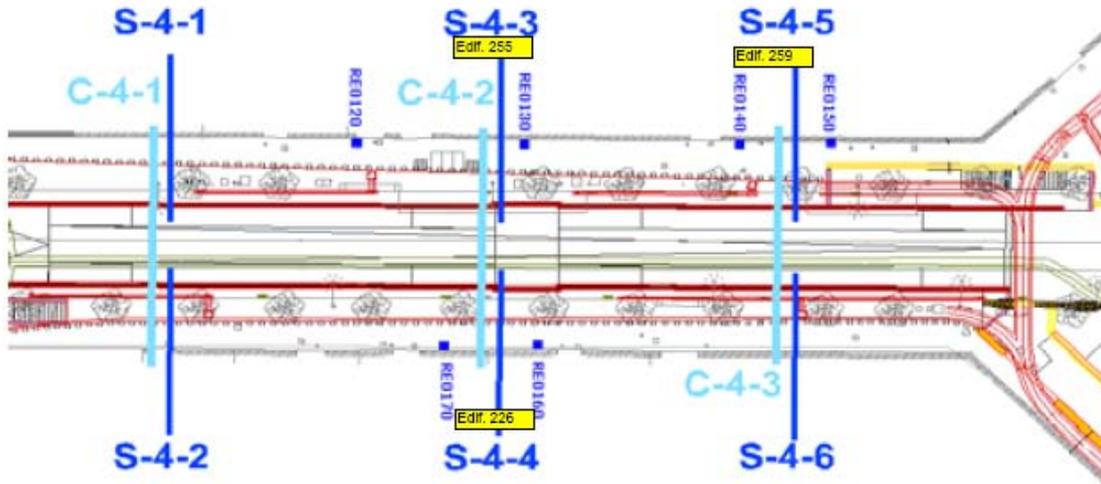


Figura 3.33. Planta de situación de la instrumentación. Regletas en edificios

Las regletas se colocaron de manera que permitirían el control de la perfecta verticalidad mediante un nivel esférico y correctamente anclado mediante taladros a la fachada para permitir la durabilidad del elemento de control durante toda la fase de construcción del intercambiador.

Los prismas, se muestran en la imagen siguiente y consisten en algunos casos en hasta tres prismas para la misma fachada de un edificio. Este sería el caso de la instrumentación para la sección S-4-5, en la que se encuentran los prismas PR0160, PR0170 y el PR0180.

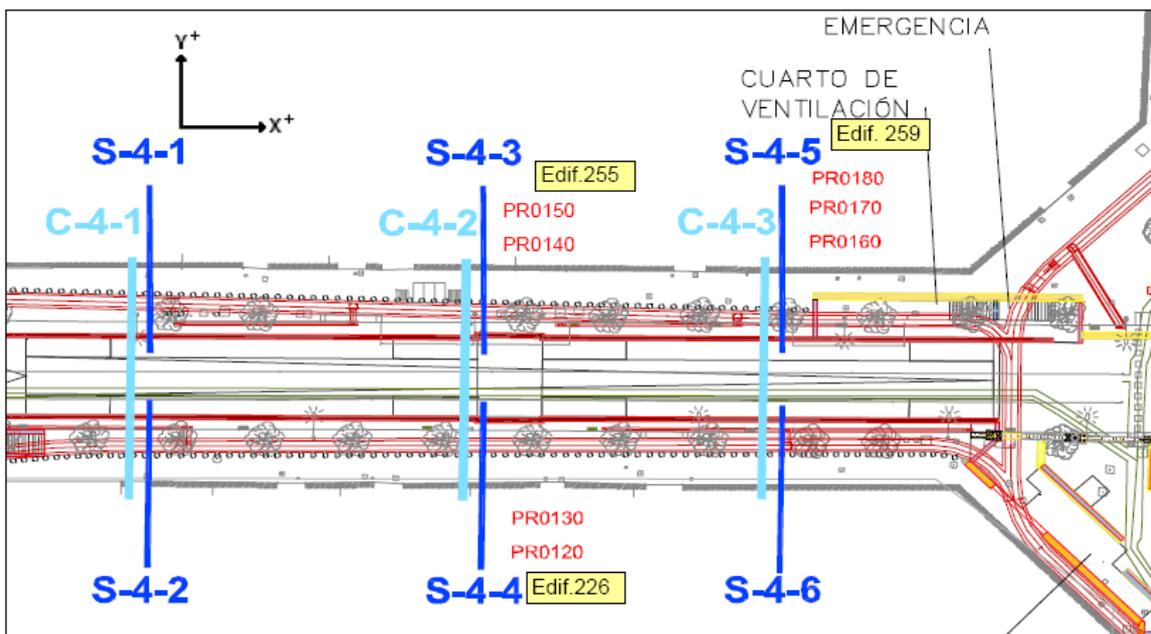


Figura 3.34. Planta de situación de la instrumentación. Prismas en edificios

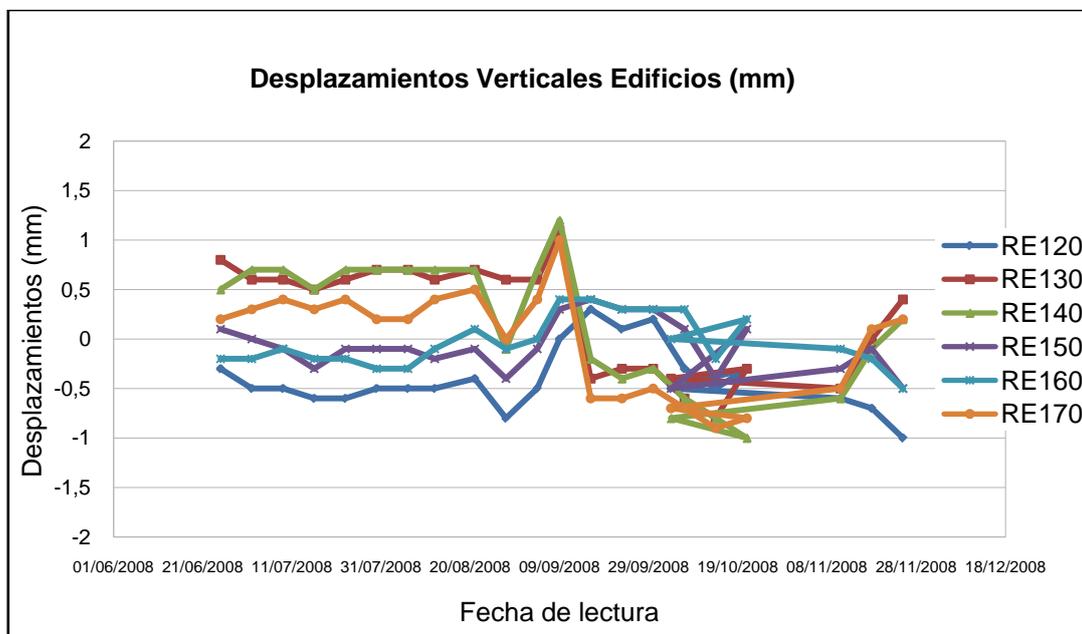
La distribución de los prismas en la fachada del edificio se realiza distribuyendo el inferior a la mínima cota posible pero evitando que sea accesible para posibles actividades vandálicas, y colocando el prisma superior lo más alto posible para obtener unas lecturas lo más explicativas posibles de los movimientos del edificio y posibles rotaciones.

En el gráfico siguiente, se resumen los resultados de desplazamientos en vertical, o sea asientos, para todos los prismas de la fase 4 y se encuentran en la zona en planta que se ha planteado de estudiar en la simulación y los datos de la inclinometría.

Se observa que los asientos son pequeños y quedan en el rango de +/-1mm, manteniendo los valores dentro del rango de color verde de la zonificación del riesgo del plan de auscultación. Hasta un límite de 5 mm para los asientos se considera cómo valores usuales, mientras que si supera este valor, ya se entraría en fase de control más exhaustivo, para poder prever una tendencia a incrementarse estas deformaciones.

De lo que se observa en la gráfica, se puede ver cómo existen dos claras tendencias, existe un conjunto de instrumentaciones que indican levantamientos y otro grupo que presenta asientos, pero siempre con pequeñas magnitudes. Estas magnitudes son cercanas a la misma precisión del equipo que realiza las lecturas, por lo que no se toman demasiadas conclusiones al respecto, al menos en cuanto a el signo de la tendencia de las deformaciones.

La precisión de lectura del nivel digital es de 0,3 mm, por lo que se observa cómo la relación entre los resultados de la instrumentación y de la precisión son por decirlo de alguna manera de la misma magnitud. La conclusión que también es importante, es que la magnitud que toma la variable es muy pequeña, respecto a los límites de nivel de riesgo y frente a la precisión del equipo.



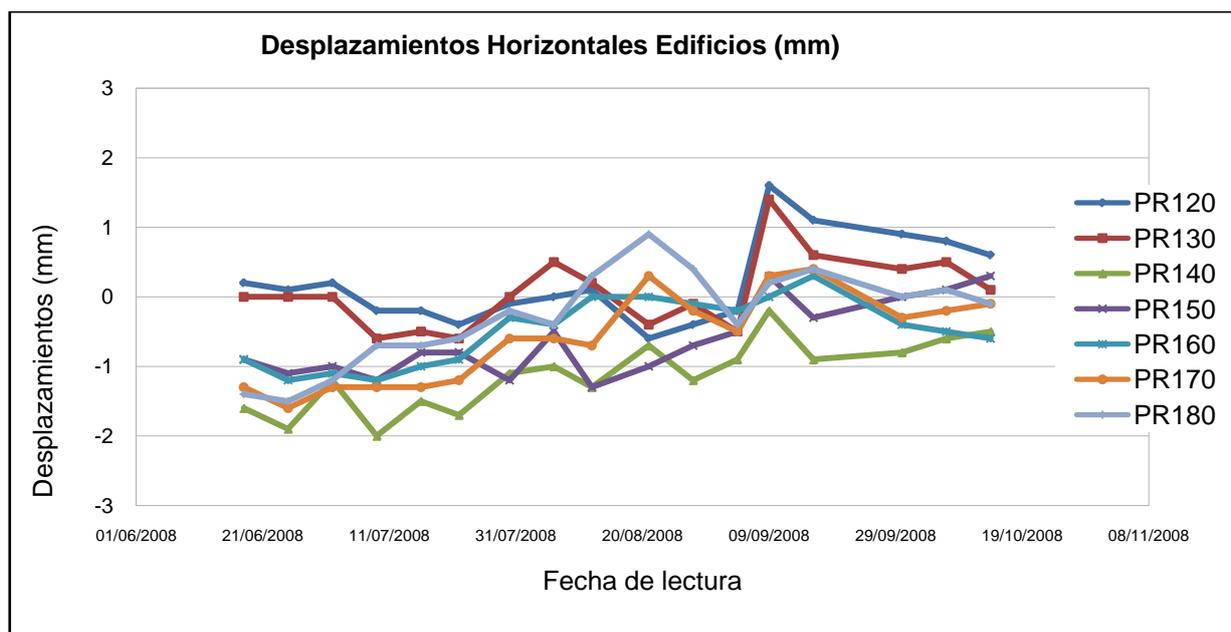
**Figura 3.35.** Resultados de desplazamientos verticales

Los desplazamientos verticales o asientos, si se comparan con la línea temporal que corresponde a cada paso del procedimiento constructivo no habría una clara correlación entre ambas. De manera que, tal como se explicaba anteriormente no son unos resultados que permitan aclarar la relación entre la excavación realizada en el intradós, con la consecuente deformación de la pantalla y por tanto del terreno en el trasdós, por tanto no es una magnitud que se empleará en la comparativa de los resultados de la instrumentación respecto a los resultados de la simulación.

A continuación, se relatan los resultados obtenidos de los desplazamientos en prismas y en el sentido transversal al eje de la calle, según el eje Y.

Para la gráfica de los desplazamientos en horizontal, se observa que no existe una línea común para los diferentes edificios. Los desplazamientos, se mantienen en un rango de valores que van desde +2 mm hasta -2 mm, pero cómo se puede observar estos dos son valores límite, siendo la tendencia general a situarse alrededor de los valores del 0 y el -1 mm, estando en general por debajo del valor 0, lo cual significa que la mayoría de los edificios tendrían tendencia hacia el sur, desplazamiento que sería lógico para los edificios del lado montaña mientras que no lo sería para los edificios del lado mar.

Si se observa con más detenimiento, se puede observar que para los prismas del PR140 al PR180, que se tratan de los prismas del lado montaña, sí que presentan una tendencia común y que tiene sentido negativo, por ser desplazamientos en sentido sur. Estos desplazamientos sí que serían plenamente razonables por ser congruente con la tendencia de deformaciones del terreno.



**Figura 3.36.** Resultados de desplazamientos horizontales

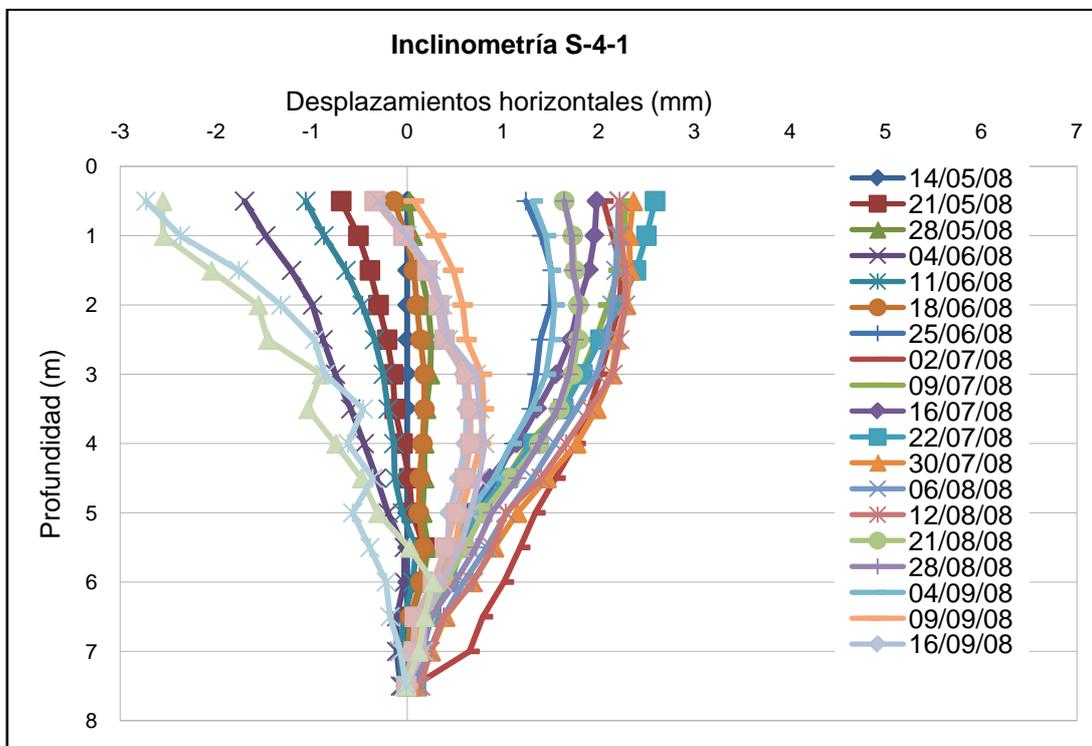
Cuando el terreno del trasdós de las pantallas, se deforma entrando en carga las pantallas, esto genera un desplazamiento equivalente en horizontal de la zona cercana a la pantalla en función de la excavación y que se traduce en un giro de la edificación cimentada en este caso mediante cimentación superficial. Al bajar la cimentación más cercana a la pantalla ocasiona un giro que produce un desplazamiento de la fachada hacia la misma excavación.

En el caso de los prismas presentes en la fachada de los edificios del lado mar, resultados son también coherentes con la misma línea de pensamiento. Se trataría de los prismas PR120 y PR130 y se observa cómo los desplazamientos son de sentido positivo por lo que también se produciría la misma tendencia a giro del edificio. Debe de comentarse pero, que en este caso los valores para las primeras fases de la obra se mantienen alrededor del 0, produciéndose los desplazamientos para la fase final de las lecturas que se presentan.

### 3.3.7. Resultados inclinometría pantallas

En este apartado, se resumen los resultados que se han obtenido de las lecturas durante el periodo de ejecución para la inclinometría de las pantallas. Tal cómo se ha definido en la introducción, se definieron cuatro secciones tipo distanciadas aproximadamente de 25 a 30 m.

Los resultados de los desplazamientos horizontales se muestran con gráficas y se resumen en tablas que se adjuntan en el Anejo pertinente. Estas gráficas están organizadas de manera que se muestra el desplazamiento horizontal frente a la profundidad del inclinómetro para cada una de las fechas de las lecturas, normalmente con una frecuencia de lectura por semana.



**Figura 3.37.** Gráfico de desplazamientos horizontales Pantalla S-4-1

Las lecturas se tomaron considerando una lectura cada 0,5 m de longitud hasta llegar a toda la longitud del inclinómetro. Los resultados se presentan partiendo del valor para la primera lectura a 0,50 m hasta la longitud final de 8 a 9 m según el caso.

En este caso, se observa cómo existen valores de los desplazamientos que indican un movimiento de la pantalla hacia el trasdós, lo que realmente no sería posible por pura lógica, ya que las tierras no se comprimirían ante cualquier tipo de acción de los procesos constructivos de este caso. Esta tendencia podría darse en el caso de ejecución de pantallas con anclajes activos.

Esta sección de inclinometría se encuentra en el lado montaña y por tanto, la fase de excavación y ejecución del colector es posterior a la misma actuación pero en el lado mar.

Si se observan el resto de gráficos de la inclinometría, se puede observar que la forma que presentan los resultados no es del todo racional, por lo que se plantea la hipótesis, perfectamente posible con lo que sucede realmente en obra, de que el tubo de PVC en el que se introduce el equipo quedará mal colocado en la ejecución del pilote, ya que el obtener lecturas hacia el trasdós es síntoma de algún problema en la ejecución.

Otro problema que suele darse, es la anulación de un inclinómetro debido a que se daña en los propios trabajos de maquinaria pesada, quedando inutilizado.

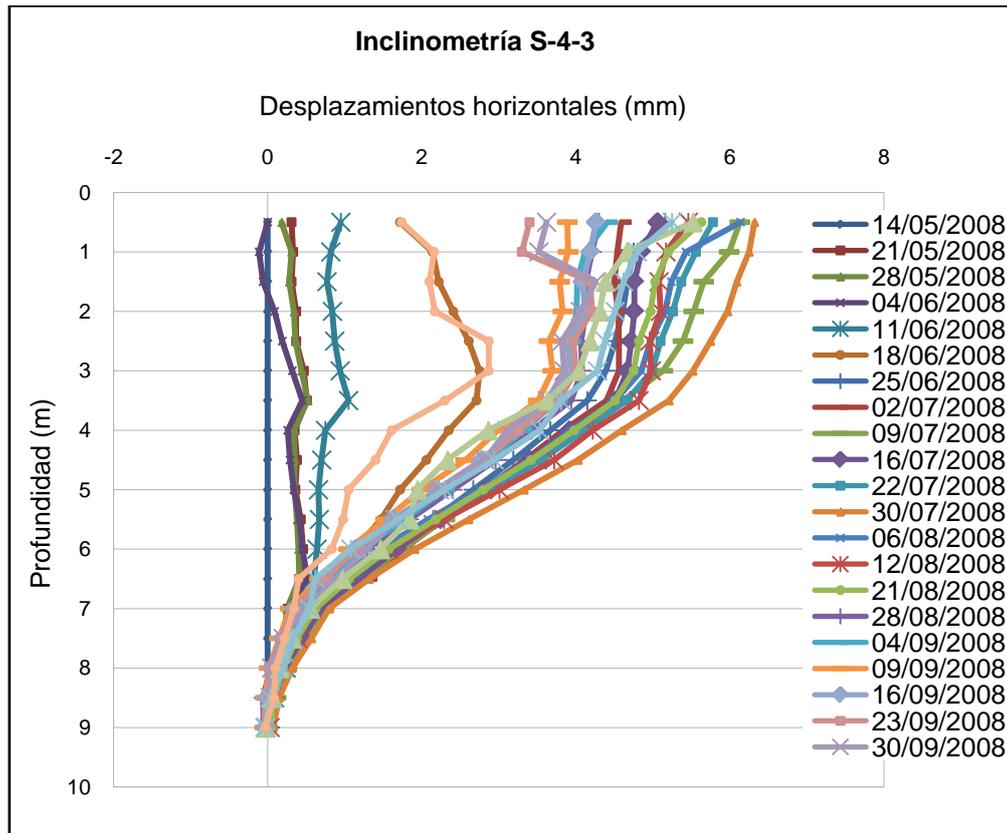
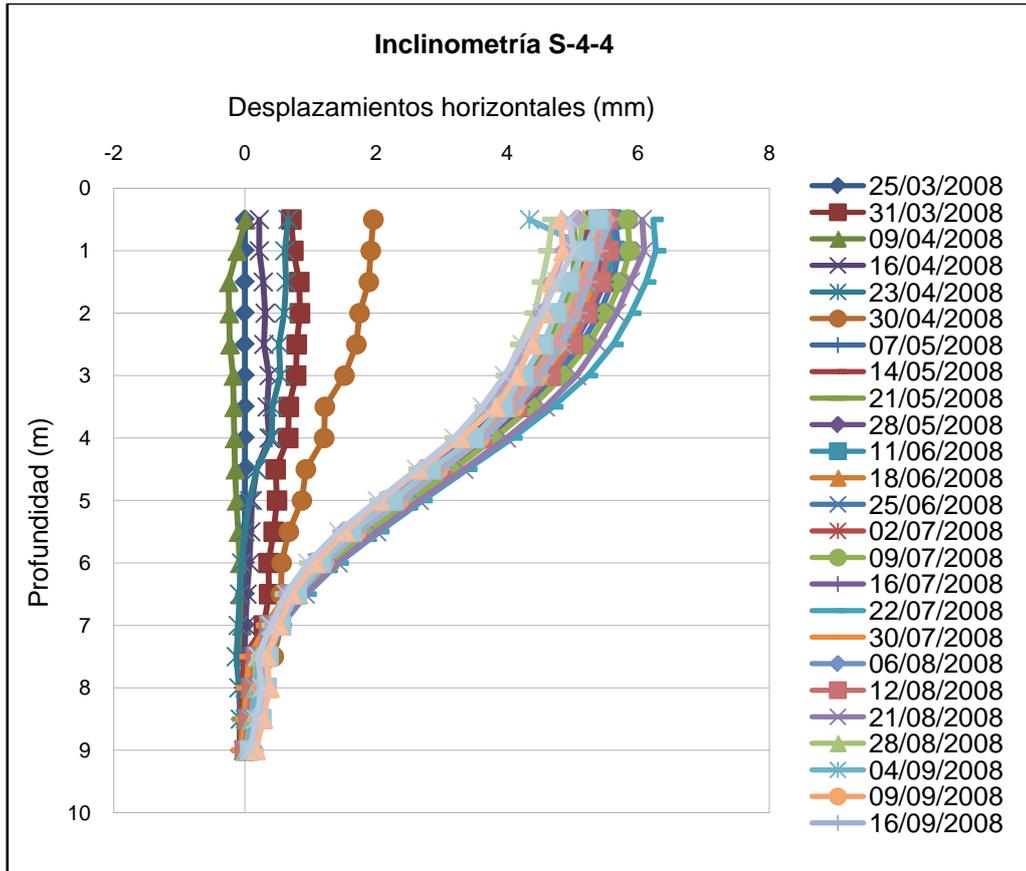


Figura 3.38. Gráfico de desplazamientos horizontales Pantalla S-4-3

La siguiente sección de inclinometría, la S-4-3, se trata del mismo lado montaña pero en la parte central del tramo de actuación de la calle Rosselló.

En este caso en cambio, sí que se observa cómo la evolución de los desplazamientos se produce según un esquema lógico. Existe una lectura inicial durante los trabajos de ejecución de las pantallas y vigas de atado en la que los valores de la magnitud son prácticamente nulos, mientras que se observa una evolución de los desplazamientos de la pantalla in crescendo a medida que se procede a la ejecución del vaciado en el intradós.



**Figura 3.39.** Gráfico de desplazamientos horizontales Pantalla S-4-4

La misma explicación sirve para el resto de gráficos de desplazamientos que se adjuntan para las secciones 4-5 y 4-6 que presentan un esquema parecido. Este es el esquema que se esperaría para las deformaciones de una pantalla en voladizo de este tipo.

De la forma que toma la gráfica de desplazamientos, es importante observar que aunque realmente se trata de una pantalla en voladizo, no se trata de un pantalla en voladizo lineal simple, sino que tiene una serie de contrafuertes cada 5 metros formados por dos pilotes del mismo tipo.

Esto resulta, en que las deformaciones se aproximan a las deformaciones que se obtendrían en una pantalla en voladizo pero con la característica que en la coronación al estar los pilotes unidos por la viga de atado a los contrafuertes, la deformación deja de ser libre digamos para cada pilote cómo elemento discreto para a ser la deformada conjunta con el elemento mucho más rígido que resulta ser los tres pilotes alineados en perpendicular a la dirección longitudinal de la pantalla.

Por lo que se ve como la deformada se cierra parcialmente al llegar a la parte superior reduciéndose la curvatura de los pilotes, además de por la reducción de carga por el aumento de rigidez en coronación. Este efecto se debería de producir de manera similar para todas las secciones aunque no será del todo así por la diferente influencia de los contrafuertes en función de la cerca o lejos que quede la sección instrumentada.

Para las secciones en que se puede observar mejor esta situación comentada es para las S-4-3 y S-4-4, siendo esta última la que parece presentar unas lecturas más cercanas a cómo deforman teóricamente las pantallas, no en valores pero si en la forma de la deformada.

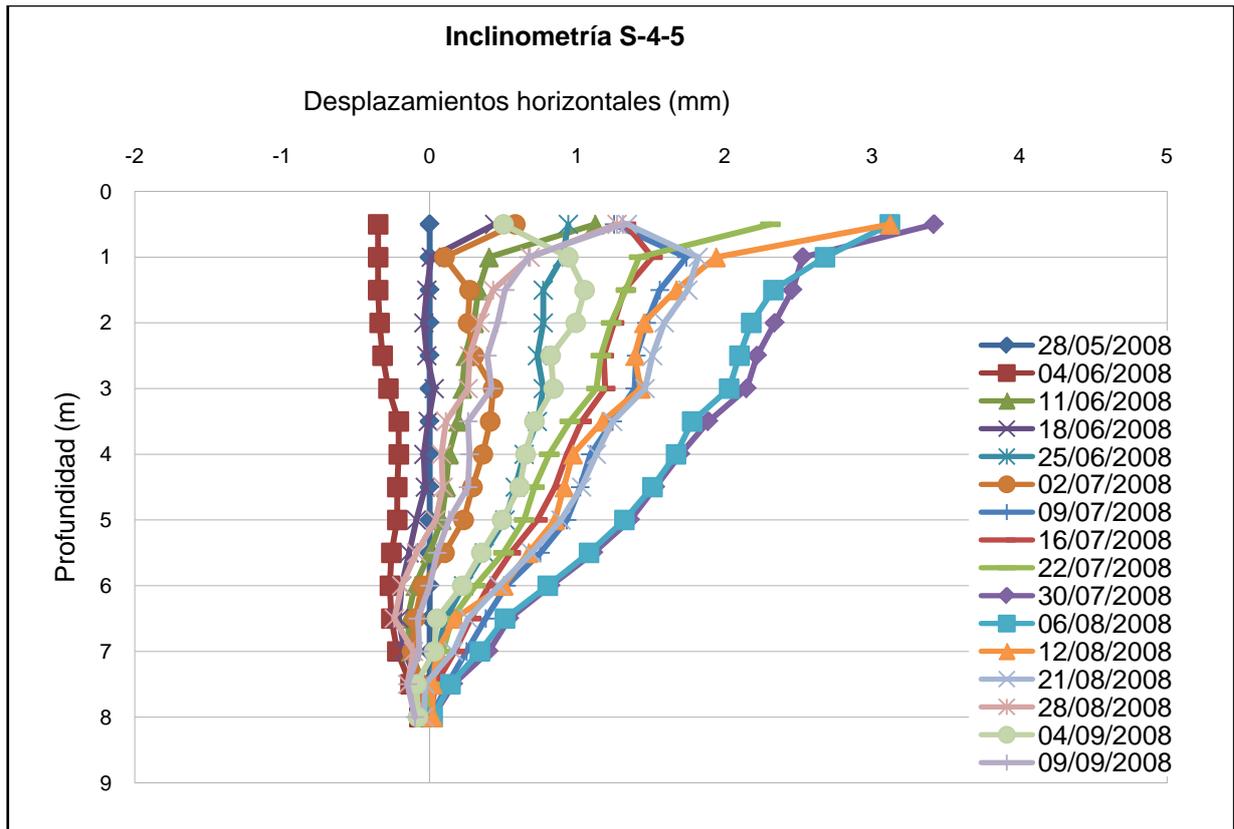
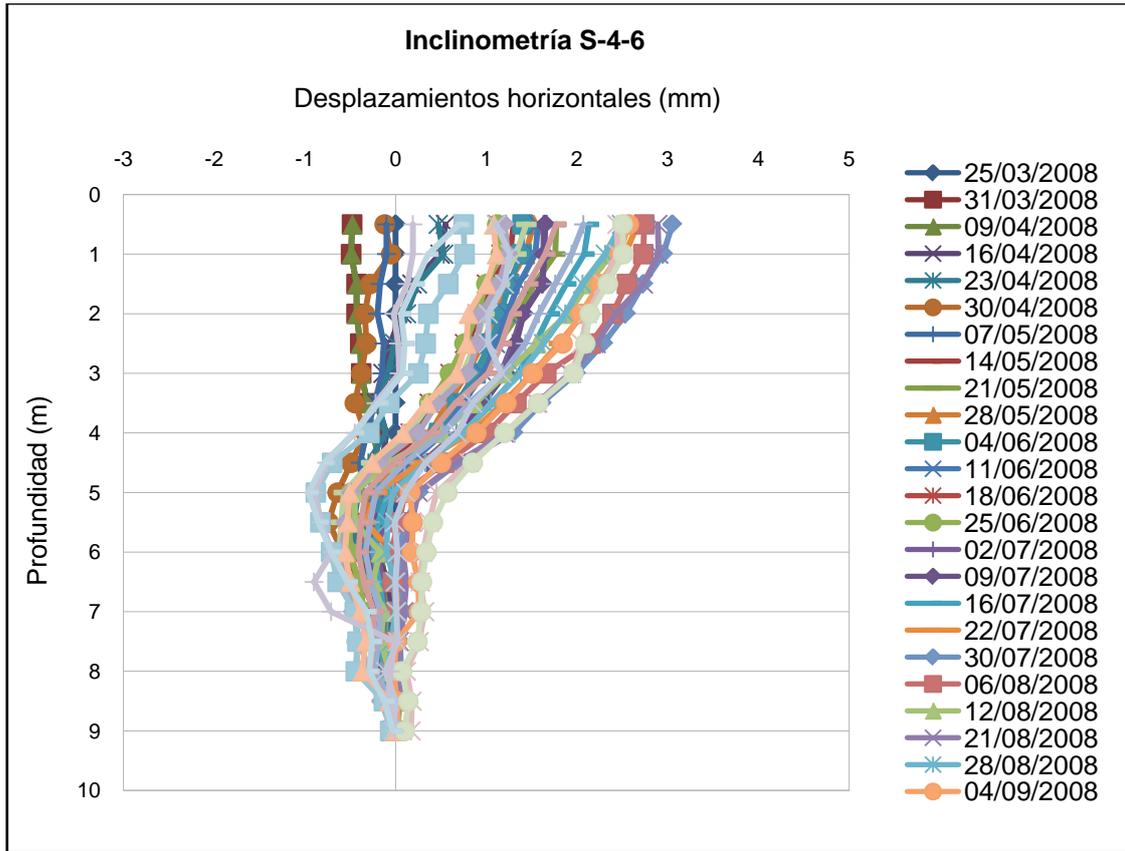


Figura 3.40. Gráfico de desplazamientos horizontales Pantalla S-4-5

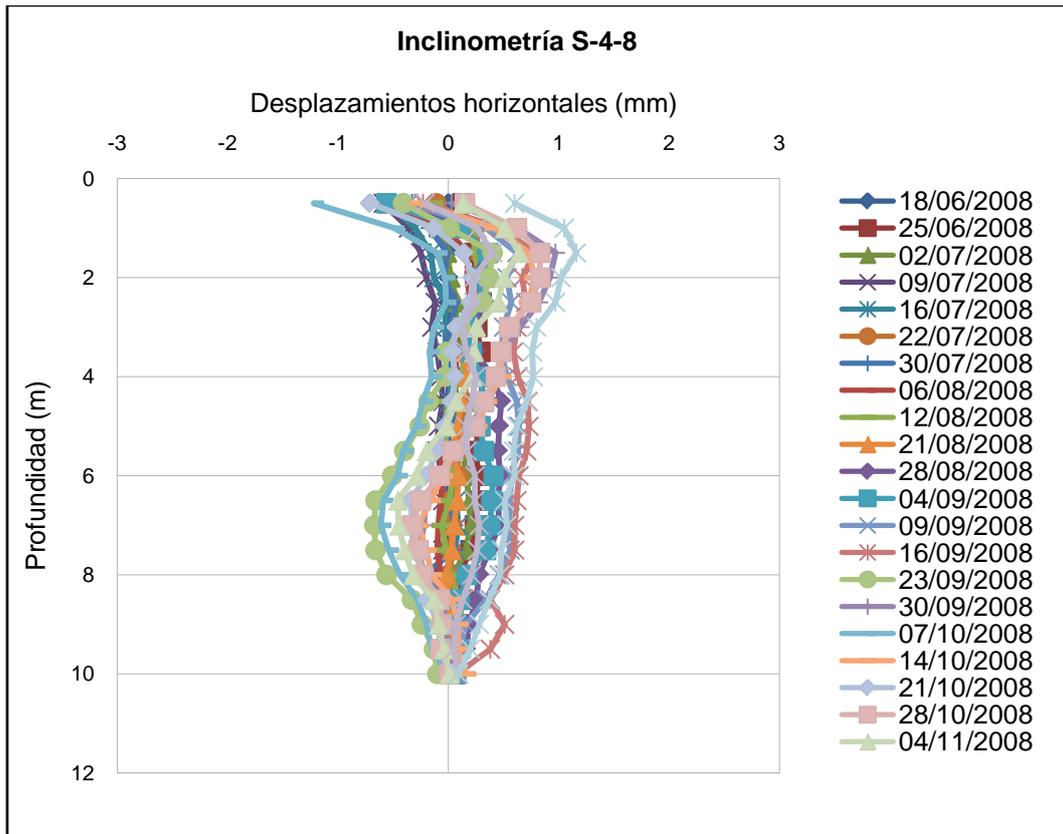
En esta gráfica del inclinómetro S-4-5, se trata de lecturas del lado montaña y se observa cómo las lecturas no llegan a los desplazamientos máximos de 6,32 mm obtenidos para el caso de la sección S-4-3, y esto bien podría darse debido a que esta sección instrumentada fuera en un tramo cercano coincidente con el contrafuerte mientras que la anterior fuera en zona central entre contrafuertes.



**Figura 3.41.** Gráfico de desplazamientos horizontales Pantalla S-4-6

La sección S-4-6, se encuentra en el lado mar y opuesta a la sección S-4-3, aunque de los resultados obtenidos se comprueba que no llegan a ser los mismos que para esta otra sección pero sí que la tendencia es similar, obteniéndose una flecha máxima en coronación de 3,05 mm.

La deformada se observa que tiene una forma similar con gran curvatura de los pilotes en la zona libre por decirlo de alguna manera y que esta curvatura se reduce en la proximidad de la coronación por los factores comentados anteriormente.



**Figura 3.42.** Gráfico de desplazamientos horizontales Pantalla S-4-8

Esta sección de instrumentación se añadió a posteriori y tal cómo la referencia indica se encuentra en el lado mar por ser par. Su posición en planta es entre las secciones S-4-4 y S-4-6, y se añadió a posteriori de haber realizado el planteamiento inicial de instrumentación.

Los resultados que se presentan para este punto de lectura, se comprueba que no permiten obtener conclusiones de ningún tipo. Aunque, realmente no aporta nada para poder realizar ningún tipo de análisis, se pueden suponer dos opciones, o que realmente la pantalla no se movió, movimiento máximo de 1,16 mm o que dicho tubo de inclinómetro se dañó durante la ejecución de las obras.

Realizando un análisis global de todas las lecturas máximas obtenidas para todos los resultados de este tipo de instrumentación, se encuentran en conjunto por debajo del umbral definido en plan de auscultación, aprobado por la Dirección de Ejecución del proyecto, de color verde, o sea sin medidas extraordinarias. Sólo se supera en algunos casos y del orden de un poco más de 1 mm, por lo que parece que en este caso el proceso constructivo no presentó deformaciones del terreno o desplazamientos de las edificaciones o servicios contiguos por encima de los esperados.

**3.3.8. Resultados convergencias túnel. Método prisma topográfico**

En este apartado se desarrollaran los resultados obtenidos del siguiente grupo de instrumentación colocado en obra. Este subgrupo, junto con el siguiente forman el grupo de instrumentación que controla los movimientos del túnel.

Cómo puede observarse en el gráfico, parece coincidir la hipótesis que se plantea en las deformaciones a esperar en el túnel. Durante las fases de excavación y ejecución de los colectores y demolición del cajón existente, todas estas fases generan una disminución del peso existente sobre el túnel, generan por tanto una disminución del confinamiento del túnel por la reducción del peso en la llave, por lo que es la situación en que se podrían llegar a obtener esfuerzos de flexión en el túnel y deformaciones de los hastiales hacia el interior del túnel.

A partir de estas fases de vaciado del intercambiador existente, cuando quedaría la sección completamente excavada sería el momento de menos peso sobre el túnel y por tanto coincidiría o tendría que coincidir con el punto de mayores convergencias en el túnel.

A continuación, en la siguiente fase constructiva cuando se procediera a la ejecución del cajón nuevo del intercambiador y el relleno, entonces teóricamente el túnel volvería a recuperar parte de la forma inicial.

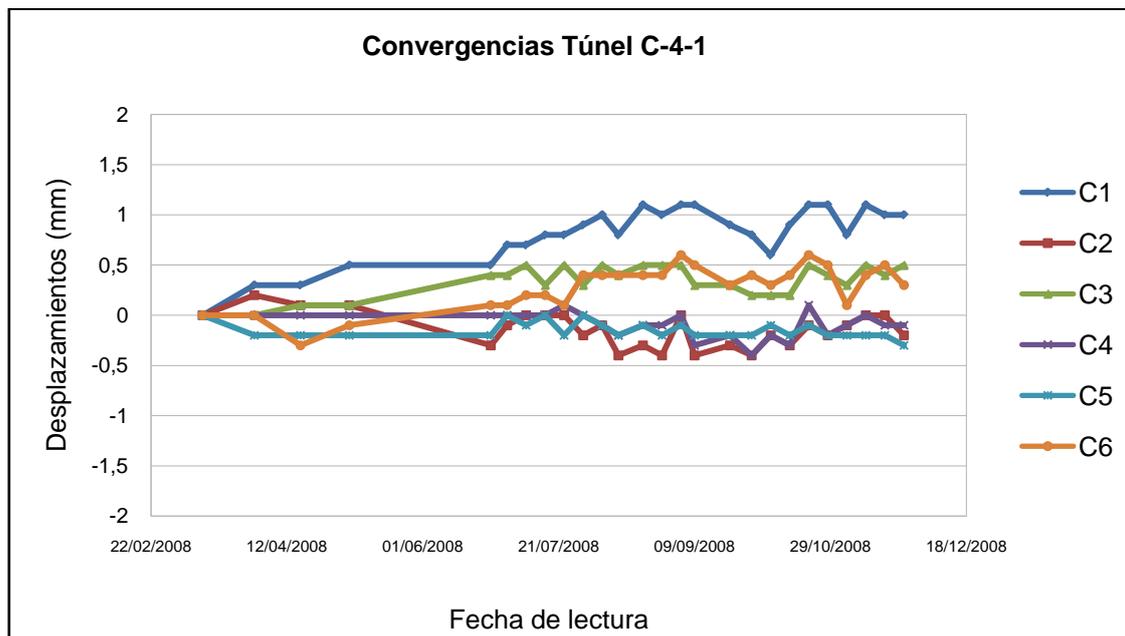


Figura 3.43. Gráfico de convergencias C-4-1

Los resultados son los que se muestran y indican los desplazamientos relativos, siendo los valores en negativo para las situación de cierre del túnel y positivo pues a la inversa.

Por tanto, si se analizan los resultados de la gráfica según los criterios desarrollados en el párrafo anterior, y tomando en consideración la vista siguiente que muestra la nomenclatura de las distancias que conforman las lecturas de convergencias, se concluye lo siguiente.

Las medidas que deberían de ser negativas por cerrarse los hastiales del túnel, serían las de C2 y C4, mientras que el resto de medidas podrían ser positivas, ya que al levantarse la bóveda del túnel aumentarían las magnitudes de las variables C1, C3, C5 y C6, aunque también podrían mantenerse debido que cómo se reducen las magnitudes C2 y C4 si la bóveda no subiera en mayor magnitud que la convergencia de hastiales también se podría dar la situación inversa.

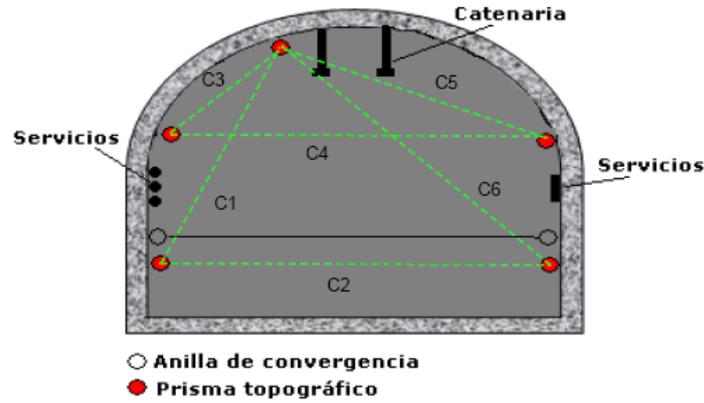


Figura 3.44. Esquema medida convergencias

Tanto si se observa la gráfica de la sección C-4-1 cómo las siguientes, se observa que se cumplen en mayor o menor medida las hipótesis anteriores, por tanto los valores que toman las variables C2 y C4 tienden a ser negativos y el resto positivos o negativos para casos aislados.

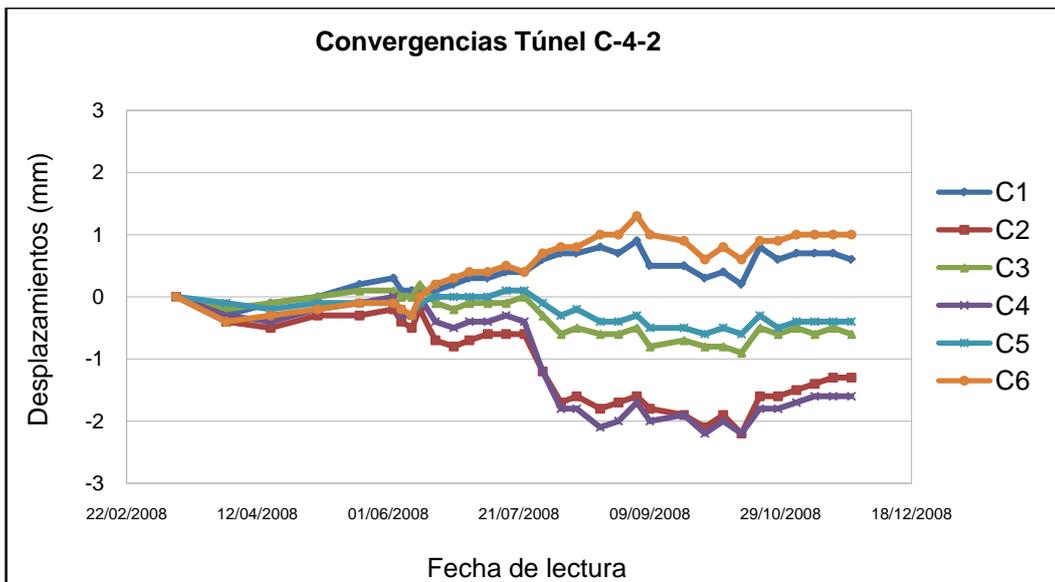
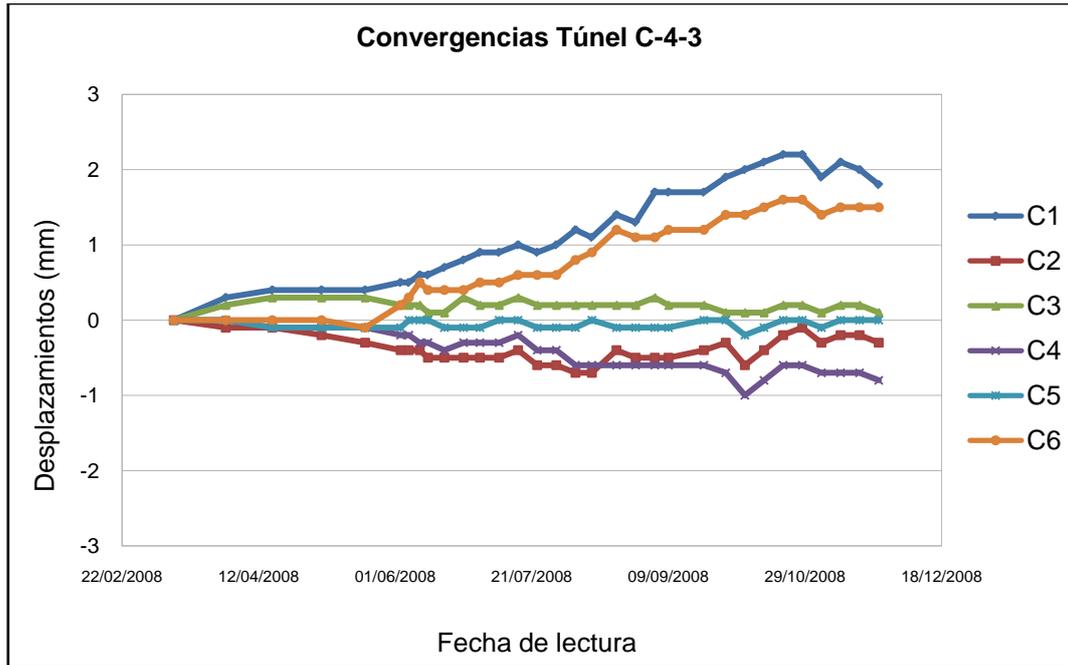


Figura 3.45. Gráfico de convergencias C-4-2



**Figura 3.46.** Gráfico de convergencias C-4-3

Como se puede observar en las gráficas anteriores, los valores tienen una misma tendencia por grupos, para empezar se agrupan en un primer grupo que engloba a las medidas C1, C2 y C6 y otro grupo que englobe a las medidas C3, C4 y C5.

Una vez agrupadas se observa cómo se repite un patrón similar en todas las gráficas, de manera que se producen las deformaciones del túnel por hipótesis, sobretodo en el caso del primer grupo definido. En este caso, la medida de C2 se reduce, es negativo el valor obtenido en las lecturas por converger o cerrarse el túnel, mientras que los valores del otro par de valores es positivo porque al tender a subir la bóveda las distancias C1 y C6 se incrementan.

Para el siguiente grupo, se obtiene una situación similar pero con la medida C4 en negativo, y los dos valores de las medidas a la bóveda siendo negativos también pero con valores cercanos al cero.

Las valoraciones anteriores son de tipo cualitativo, tomando para cada una de las secciones diferentes magnitudes cada uno de los parámetros. Los valores máximos de las convergencias C2 y C4 son de -2,2 mm, siendo el máximo para la C2, mientras que los valores máximos para el resto de parámetros es de 2,2 mm y se produce para la magnitud C1.

Finalmente, para la última gráfica y perteneciente a la sección C-4-4, se comprueba cómo los resultados son congruentes con el resto de secciones instrumentadas pero con una escala de valores menor a los de las secciones anteriores.

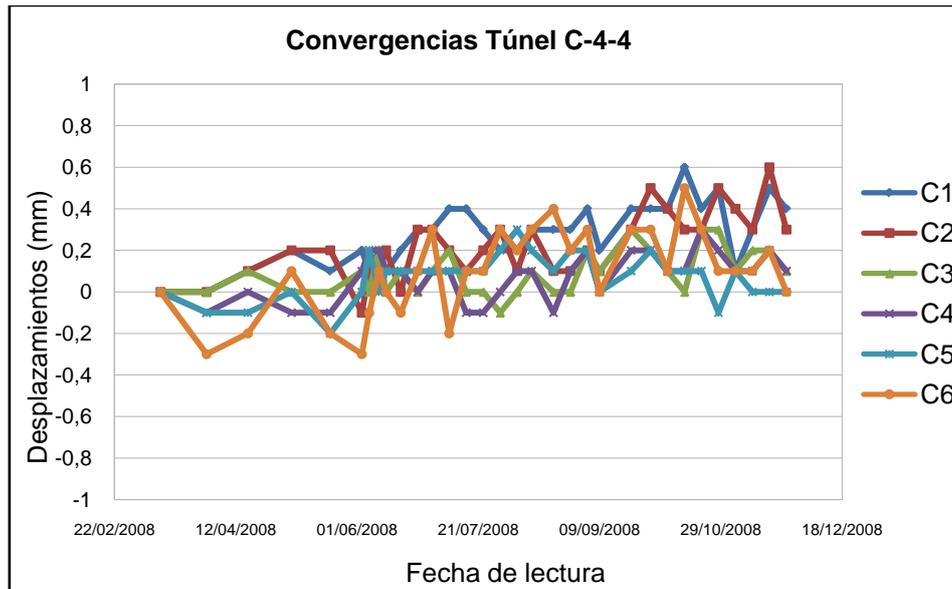


Figura 3.47. Gráfico de convergencias C-4-4

Del análisis de todos los resultados obtenidos, se concluye que parece ser que todos los resultados de este tipo de instrumentación parecen ser congruentes con las hipótesis planteadas de cómo deformaría el túnel ante las distintas fases constructivas que suceden en el entorno del túnel.

**3.3.9.Resultados convergencias túnel. Método con cinta**

El segundo subgrupo del control del túnel, presenta los resultados para las mismas secciones de control que el método con topografía pero tomando las medidas con cinta y sólo para la distancia entre hastiales.

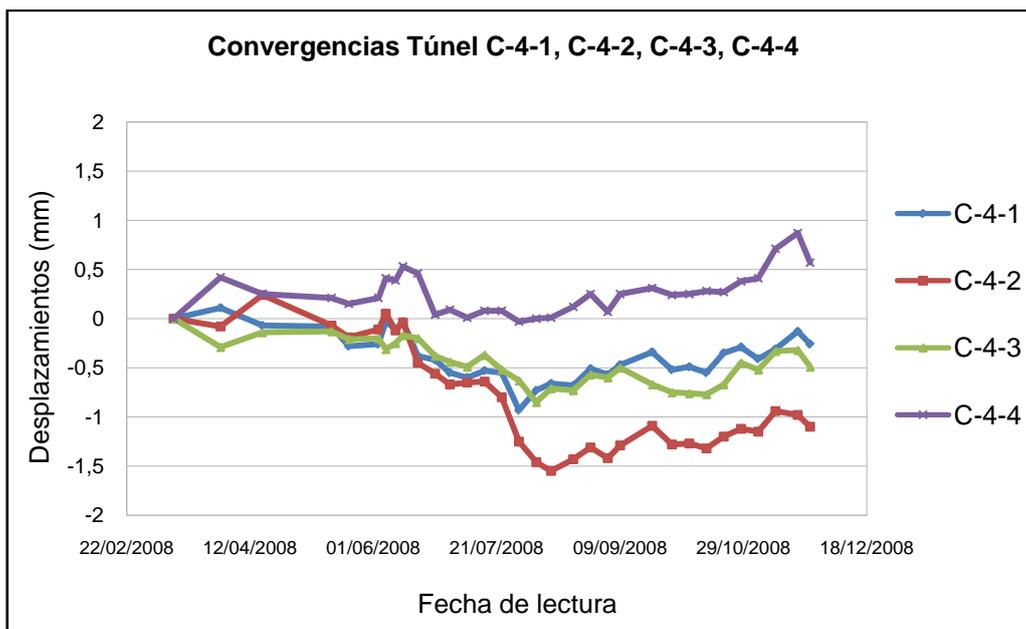


Figura 3.48. Gráfico de convergencias C-4-1,2,3 y 4

Si se observa con detenimiento los resultados de convergencias, se concluye que las deformaciones obtenidas son perfectamente compatibles con las hipótesis planteadas y los resultados obtenidos con topografía.

Para las secciones, C-4-1, C-4-2 y C-4-3, se obtienen resultados de las variables negativos, hasta llegar a un valor de -1,55 mm, mientras que para la sección restante, C-4-4 se obtienen valores positivos de valor pequeño e igual a 0,87 mm.

De los resultados, se observa cómo se obtiene que la tendencia de las deformaciones del túnel son las mismas tanto para las lecturas con métodos topográficos que con métodos con cinta pero los valores con el último son un poco menores.

La escala del orden de secciones con más deformación hasta la menor estaría en el mismo orden que los resultados de la instrumentación para las mismas secciones pero con el método topográfico, confirmándose las lecturas anteriores.

### 3.3.10. Resumen de resultados

Finalmente, y una vez presentados todos los resultados obtenidos para todos los elementos de instrumentación usados, se realiza una recopilación de los valores máximos para cada una de las magnitudes y así poderlos tomar como base para poder realizar la comparación con los resultados de la simulación numérica.

Resumen resultados (mm)	Valor máximo	Valor mínimo
Asientos edificios	1.2	-1.0
Desplaz Y Prismas	1.6	-2.0
Inclinometría	6.32	-2.73
Convergencias Topografía	2.2	-2.2
Convergencias Cinta	0.87	-1.55

Figura 3.49. Tabla resumen resultados instrumentación

Por tanto, estos valores serán los valores de referencia para el análisis de la comparativa de resultados entre las diferentes perspectivas del mismo problema, la perspectiva de previsión de lo que se obtendrá al realizar ciertas actuaciones y la perspectiva del resultado de dichas actuaciones.

## 4. PLANTEAMIENTO NUMÉRICO

### 4.1. Introducción

El estudio consistirá en el modelizado de las fases constructivas explicadas anteriormente en el capítulo 3.1, mediante modelos numéricos en 2D y en 3D, que representen a la realidad en la medida de lo posible. Estos modelos se realizarán usando el Método de Elementos Finitos, y se plantean de dos niveles, primero considerando secciones en 2D para una primera aproximación y luego con modelos en 3D para poder simular el global de la zona afectada por la ejecución de la obra subterránea.

Se ha reducido el conjunto de fases constructivas a tres fases que engloban las actuaciones principales, resumiéndose en tres fases que consisten en la fase actual, para poder obtener el estado tensional y deformacional del terreno en la situación en la que se encuentra en estos instantes.

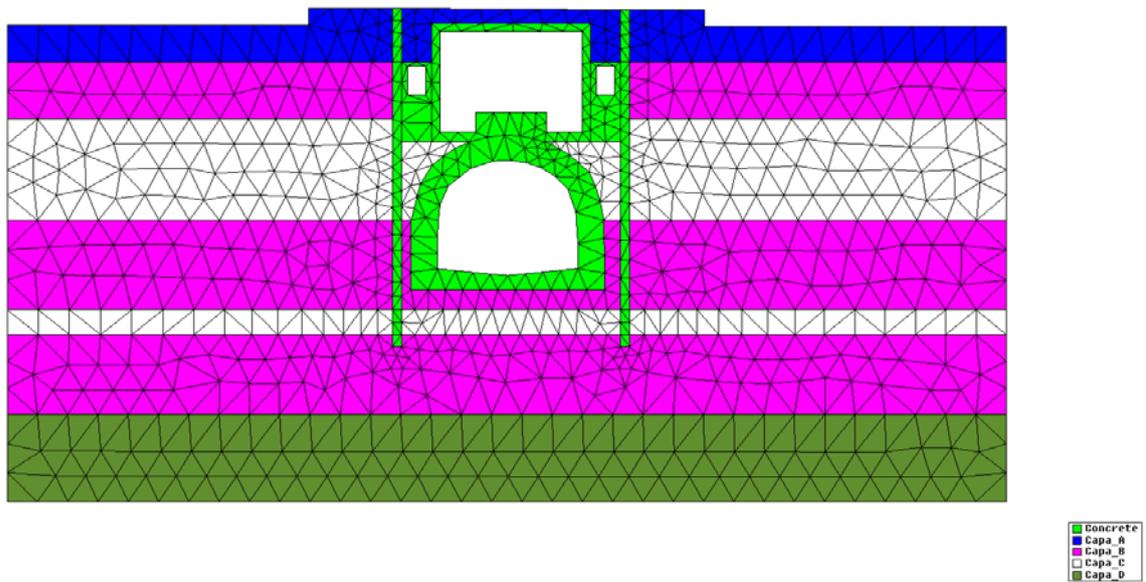
Para empezar el trabajo con el entorno a modelar, se ha realizado la simulación numérica en una primera fase mediante el tratamiento en dos dimensiones realizando un primer análisis en deformación plana dadas las características geométricas y las solicitaciones del problema. Para esta primera, se han tomado tres secciones que se consideran representativas estudiándose todas ellas con las dos fases modelizadas. Estas tres secciones, recogen toda la variabilidad que presenta la posición del túnel y de las pantallas en el sentido longitudinal, y permiten representar la mayor parte del intercambiador, esto se verá en la segunda fase que se describe a continuación.

Se estudiará la fase, en la que se produce el vaciado de todo el peso de tierras que carga encima del túnel, excavación, demolición del colector existente y rebaje hasta la cota de ejecución del nuevo cajón de conexión. Esta es la segunda fase y la principal y más importante a estudiar por ser la fase en la que se produce el vaciado de las tierras y el intercambiador existente.

En una segunda fase, se ha contemplado el análisis del conjunto del tramo de calle afectado por la substitución del pasillo de conexión mediante un modelo en tres dimensiones que permita considerar todas las particularidades geométricas reales de manera más adecuada.

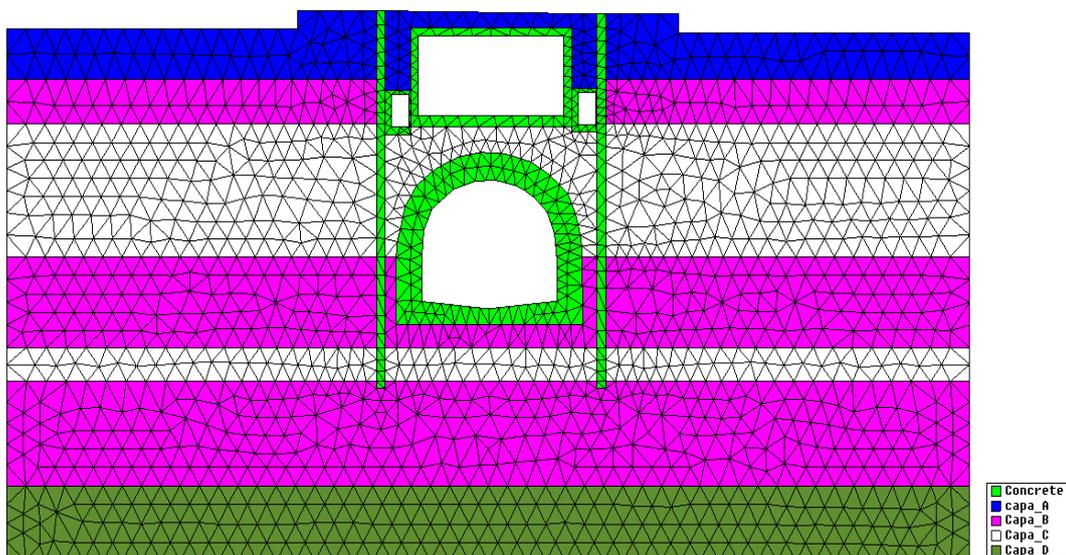
Para la realización de las diferentes simulaciones planteadas, se ha considerado el uso de modelos más avanzados que se suelen usar para simulaciones de este tipo, como los que están implementados en el software comercial y los que suelen emplear en la mayoría de los estudios tanto en 2D como en 3D.

Las secciones que se han estudiado son las que se pueden observar a continuación, en todas las vistas para las secciones de trabajo 2, 4 y 5 se trata de la fase definitiva, una vez realizada la actuación de mejora del intercambiador.



**Figura 4.1.** Discretización numérica Sección 2. Fase 3.

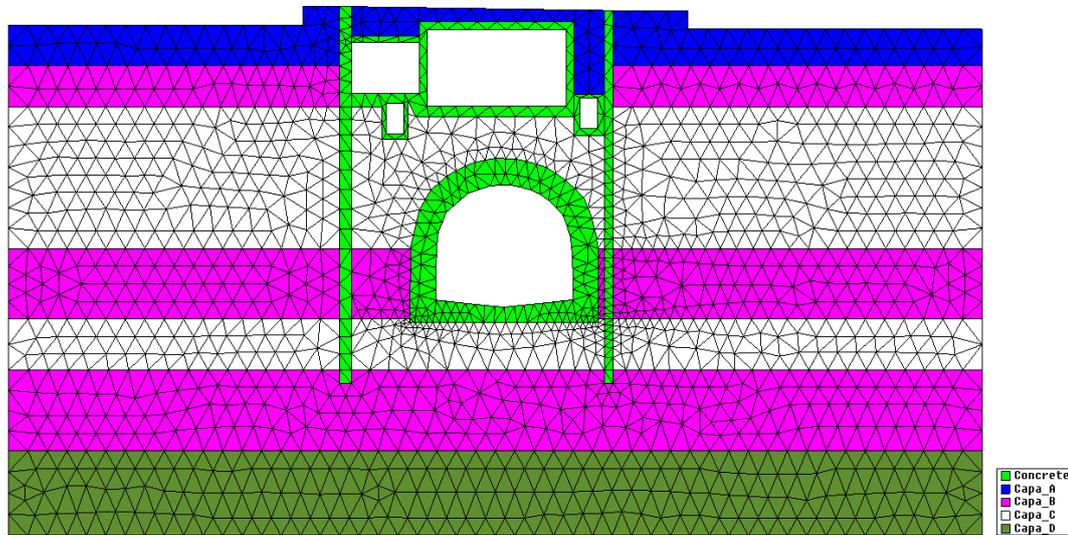
En estas imágenes, se muestran las tres secciones usadas para contemplar la variación en sentido longitudinal del intercambiador, y que se observa cómo se produce una variación de cotas relativas entre la posición del túnel y la posición del cajón de conexión.



**Figura 4.2.** Discretización numérica Sección 4. Fase 3

A medida que se avanza en el sentido del vestíbulo de L5 en Rambla de Catalunya hacia el vestíbulo de L3, el túnel se va hundiendo perdiendo cota, mientras que el cajón se mantiene a una distancia constante de la cota de acabado de firme. Esto se ha considerado importante para realizar estos tres modelos en 2D, ya que, a medida que se genera más excavación los resultados de deformaciones y esfuerzos en el túnel serán diferentes, e incluso más desfavorables para la situación con más excavación.

La diferencia entre cotas llega a más de un metro de altura de diferencia, por lo que se ha considerado relevante el análisis de las tres secciones.



**Figura 4.3.** Discretización numérica Sección 5. Fase 3

Se ha planteado usar un modelo de mecánica de fractura para predecir los posibles daños que puedan afectar al hormigón en masa del túnel, o del hormigón armado del cajón y de los elementos de contención.

Para el terreno se ha previsto la utilización de un modelo visco-plástico que permita considerar las deformaciones diferidas en el tiempo que, por ejemplo, otros modelos como Mohr-Coulomb o Cam-Clay no permiten considerar. Para obtener los parámetros que definen el comportamiento según el modelo visco-plástico, se ha realizado mediante la calibración para cada uno de los estratos que están presentes en la geometría estudiada.

Para realizar la calibración del modelo se ha realizado una simulación con unas probetas con la misma geometría que las probetas ensayadas en realidad, siguiendo el procedimiento descrito en la norma UNE pertinente, probando con diferentes valores para los parámetros que definen el comportamiento del suelo según el modelo empleado hasta que se ha conseguido una curva de tensiones-deformaciones similar a la del ensayo.

Estas probetas son en 3D, que aunque se podría haber realizado un modelo con axisimetría, se ha preferido considerar la modelización sin simplificaciones en 2 dimensiones.

Una vez se han obtenido los valores para todos los parámetros que son necesarios para definir el comportamiento del suelo y del hormigón, se puede proceder a realizar el análisis numérico a nivel de secciones. En una primera fase, se realizan los análisis mediante modelos elásticos para verificar que los resultados para tensiones y deformaciones y desplazamientos son los esperados a priori.

A continuación, una vez estuvieran calibrados los modelos para los estudios en 2D se podría proceder al montaje de los modelos en 3D para la fase segunda, que es la fase crítica y objetivo de análisis de este estudio.

El mismo procedimiento debería ser seguido para el estudio en 3D, el cual engloba a las tres secciones de estudio en 2D, realizándose un primer análisis en caso elástico y después procediendo al análisis con los modelos explicados anteriormente. En el estudio en 3D también se han realizado las mismas hipótesis que en el estudio en 2D.

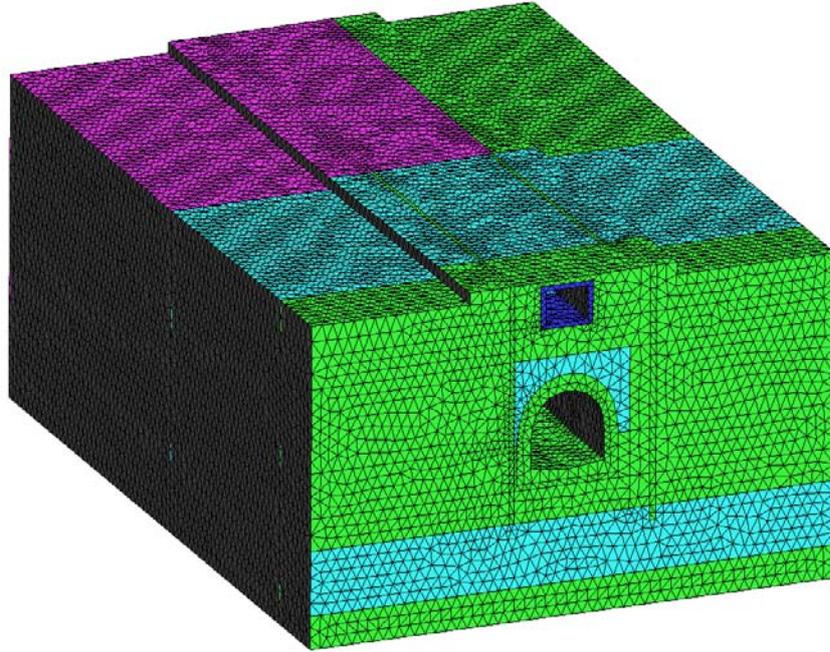


Figura 4.4. Modelo 3D fase 1.

Vista del conjunto de las tres secciones del análisis en 2D para la fase de estudio primera en la que tenemos el estado actual y la vista que se muestra a continuación es la fase segunda donde se ha ejecutado la excavación completa y dónde se obtendrán los valores a comparar con la instrumentación.

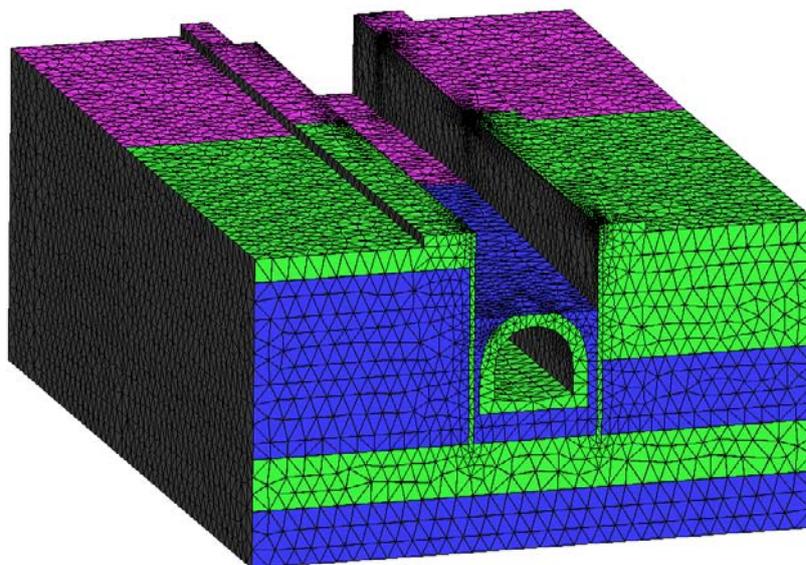


Figura 4.5. Modelo 3D fase 2.

## 4.2.El método de los elementos finitos (MEF)

### 4.2.1.Formulación del método de los elementos finitos para el modelo visco-plástico

La ecuación de equilibrio dinámico de un sólido discreto sometido acciones externas variables en el tiempo puede obtenerse directamente a partir de la 1ª Ley de la termodinámica y de conocimientos previos sobre el método de los elementos finitos.

A partir de las ecuaciones de la conservación de la energía y de la definición de potencia deformativa, puede escribirse la ley de conservación en la siguiente forma,

$$\frac{d}{dt} \int_V \rho \omega dV - Q_{prop} = P_d = P_{int} - \dot{K}$$

$$\underbrace{\int_V \rho \dot{\omega} dV - \left[ \int_V \rho r dV - \oint_S q_i n_i dS \right]}_{\text{Pot. Mecánica}} = \underbrace{\int_V \sigma_{ij} D_{ij} dV}_{\text{Pot. Deformativa}} = \underbrace{\oint_S t_i \dot{u}_i dS + \int_V \rho b_i \dot{u}_i dV}_{\text{Pot. Introducida}} - \underbrace{\int_V \rho \dot{u}_i \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} dV}_{\text{Pot. Cinética}} \quad (4.1)$$

donde la velocidad de deformación, ahora incremento temporal de deformación, puede escribirse como  $D_{ij} = \{L_{ij}\}_S = \{\nabla_i^S \dot{u}_j\}_S = \{\dot{F}_{ij} F_{kj}^{-1}\}_S$ , que sustituida en la anterior, nos da como resultado el equilibrio de potencias en un sólido continuo,

$$\int_V \sigma_{ij} \nabla_i^S \dot{u}_j dV = \oint_S t_i \dot{u}_i dS + \int_V \rho b_i \dot{u}_i dV - \int_V \rho \dot{u}_i \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} dV \quad (4.2)$$

A continuación, se utiliza el concepto de aproximación polinómica del campo continuo de desplazamientos  $u_j(x, y, z)$  o velocidades  $\dot{u}_j(x, y, z)$ , mediante una función polinómica normalizada  $N_{jk}(x, y, z)$  de soporte local que recibe el nombre de función de forma.

$$u_j(x, y, z)|_{\Omega^e} = N_{jk}(x, y, z) U_k|_{\Omega^e} \quad \Rightarrow \quad \dot{u}_j(x, y, z)|_{\Omega^e} = N_{jk}(x, y, z) \dot{U}_k|_{\Omega^e} \quad (4.3)$$

Esta función  $N_{jk}(x, y, z)$ , que actúa sobre un dominio acotado  $\Omega^e$  denominado elemento finito, permite aproximar dentro de dicho dominio los campos de desplazamientos  $u_k(x, y, z)$ , velocidades  $\dot{u}_k(x, y, z)$  y aceleraciones  $\ddot{u}_k(x, y, z)$  mediante la valoración de sus respectivas magnitudes  $U_k, \dot{U}_k, \ddot{U}_k$  en un número finito de puntos, denominado nodos, pertenecientes al dominio del elemento finito  $\Omega^e$ . De esta forma puede establecerse los campos derivados del desplazamiento, como lo es entre otros la deformación de Almansi  $e_{ik} = \nabla_i^S u_k$ .

$$u_j(x, y, z)|_{\Omega^e} = N_{jk}(x, y, z) U_k|_{\Omega^e} \quad \Rightarrow \quad e_{ij}|_{\Omega^e} = \nabla_i^S u_j|_{\Omega^e} = \nabla_i^S N_{jk} U_k|_{\Omega^e} \quad (4.4)$$

Se denomina **Método de los elementos finitos** al procedimiento numérico que surge de utilizar esta aproximación polinómica para las funciones de campo. Esta aproximación, reduce las infinitas incógnitas de la función de campo a un número finito de incógnitas, definidas en ciertos puntos preestablecidos como nodos del elemento finito.

Sustituyendo la aproximación polinómica – en desplazamientos y deformaciones – en la ecuación de equilibrio de potencias, nos encontramos con la misma ecuación extendida a un medio discreto, según la siguiente expresión

$$\left[ \int_{V^e} \sigma_{ij} \nabla_i^S N_{jk} dV \right]_{\Omega^e} \dot{U}_k \Big|_{\Omega^e} = \left[ \oint_{S^e} t_i N_{ik} dS + \int_{V^e} \rho b_i N_{ik} dV - \int_{V^e} \rho N_{ki} N_{ij} \ddot{U}_j dV \right]_{\Omega^e} \dot{U}_k \Big|_{\Omega^e} \quad (4.5)$$

Esta ecuación, se cumple para cualquier velocidad  $\dot{U}_k \Big|_{\Omega^e}$ , por lo tanto la igualdad establecida es independiente de esta velocidad, obteniéndose de aquí la siguiente ecuación de equilibrio dinámico para el sólido discreto.

$$\underbrace{\int_{V^e} \sigma_{ij} \nabla_i^S N_{jk} dV \Big|_{\Omega^e}}_{\mathbf{f}_k^{\text{int}} \Big|_{\Omega^e}} = \underbrace{\oint_{S^e} t_i N_{ik} dS + \int_{V^e} \rho b_i N_{ik} dV \Big|_{\Omega^e}}_{\mathbf{f}_k^{\text{ext}} \Big|_{\Omega^e}} - \underbrace{\int_{V^e} \rho N_{ki} N_{ij} dV \Big|_{\Omega^e}}_{\mathbf{f}_k^{\text{mas}} \Big|_{\Omega^e}} \cdot \ddot{U}_j \Big|_{\Omega^e} \quad (4.6)$$

siendo  $\mathbf{f}_k^{\text{int}} \Big|_{\Omega^e}$ ,  $\mathbf{f}_k^{\text{mas}} \Big|_{\Omega^e}$  y  $\mathbf{f}_k^{\text{ext}} \Big|_{\Omega^e}$  los conjuntos ordenados, en forma de matrices columna, de las fuerzas interna, másica y externa que se desarrollan en cada punto del sistema discreto que aproxima el continuo,  $\ddot{U}_j \Big|_{\Omega^e}$  la aceleración en dichos puntos,  $M_{kj} \Big|_{\Omega^e}$  la masa elemental y  $\bar{\mathbf{B}}_{ijk} \Big|_{\Omega^e} = \nabla_i^S N_{jk} \Big|_{\Omega^e}$  el tensor de compatibilidad de deformaciones o gradiente simétrico de la función de forma.

La ecuación anterior, representa la ecuación elemental de *equilibrio dinámico en la configuración actualizada*, que expresada en la *configuración de referencia* adquiere la siguiente forma,

$$\left( \int_{V_0^e} S_{ij} \nabla_i^S N_{jk} dV_0 \right)_{\Omega_0^e} = \left( \oint_{S_0^e} t_i N_{ik} dS_0 + \int_{V_0^e} \rho_0 b_i N_{ik} dV_0 \right)_{\Omega_0^e} - \left( \int_{V_0^e} \rho_0 N_{ki} N_{ij} dV_0 \right)_{\Omega_0^e} \ddot{U}_j \Big|_{\Omega_0^e} \quad (4.7)$$

$$M_{kj} \ddot{U}_j + \mathbf{f}_k^{\text{int}} = \mathbf{f}_k^{\text{ext}} \quad \in \Omega_0^e$$

siendo  $M_{kj}$  la matriz de masa,  $S_{ij}$  la tensión de Piola Kirchoff,  $\rho_0$ ,  $V_0$  y  $S_0$  la densidad, el volumen y la superficie del sólido en la configuración referencial.

En cualquier caso, para la hipótesis de pequeñas deformaciones, ambas configuraciones coinciden, con lo que no sería necesario extenderse más en este aspecto.

Desde un punto de vista mecánico-numérico, estamos ante un problema no lineal de tipo constitutivo.

La **No linealidad constitutiva** resulta de la pérdida de linealidad entre el campo de tensiones y deformaciones  $\sigma_{ij} - e_{ij}$ , tal como ocurre en la plasticidad, daño y por supuesto en el caso de la viscoplasticidad.

Esta no linealidad ocurre debido al cambio de propiedades que sufre el material durante su comportamiento mecánico y se refleja en su tensor constitutivo  $C_{ijkl}$ .

La ecuación de equilibrio dinámico representa el equilibrio en el dominio elemental  $\Omega^e$ , y su participación en dominio global  $\Omega$  se realiza a través del “ensamblaje” de esta ecuación de equilibrio, utilizando el operador lineal  $A$  que representa la suma entre las componentes de la fuerza, según corresponda a la posición y dirección de las contribuciones locales.

#### 4.2.2. Problema No-Lineal – Linealización de la Ecuación de Equilibrio.

En el caso que haya linealidad en el comportamiento del sólido, se cumple la siguiente relación de equilibrio global, cuya expresión resulta del ensamblaje de las ecuaciones de equilibrio local representadas en las ecuaciones anteriores.

$$0 = \mathbf{A} \left[ f_k^{\text{mas}} + f_k^{\text{int}} - f_k^{\text{ext}} \right]_{\Omega^e} = \Delta f_k \Big|_{\Omega} \quad (4.8)$$

La no linealidad en el comportamiento global del sólido se manifiesta como una fuerza residual  $\Delta f_k \Big|_{\Omega}$ , provocada por el desequilibrio entre las fuerzas interiores  $f_k^{\text{int}} \Big|_{\Omega}$ , las fuerzas másicas  $f_k^{\text{mas}} \Big|_{\Omega}$  y las exteriores  $f_k^{\text{ext}} \Big|_{\Omega}$ .

Este desequilibrio, en un cierto instante de tiempo “ $t$ ” del proceso dinámico, puede eliminarse mediante la linealización de esta fuerza residual  $\Delta f_k \Big|_{\Omega}$ , en un entorno cercano al estado de equilibrio actual ( $i+1$ ).

Para ello, es necesario forzar el equilibrio en el estado actual ( $i+1$ ) y expresar dicha condición mediante una expansión en serie de Taylor truncada en su primera variación,

$$\begin{aligned}
0 &= \mathbf{A}_{\Omega^e}^{i+1} [\Delta \mathbf{f}_k]_{\Omega^e}^t \cong \mathbf{A}_{\Omega^e}^i [\Delta \mathbf{f}_k]_{\Omega^e}^t + \mathbf{A}_{\Omega^e}^i \left[ \left[ \frac{\partial (\Delta \mathbf{f}_k)}{\partial \mathbf{U}_r} \right]_{\Omega^e}^t \cdot {}^{i+1} [\Delta \mathbf{U}_r]_{\Omega^e}^t \right] \\
0 &= {}^{i+1} [\Delta \mathbf{f}_k]_{\Omega^e}^t \cong {}^i [\Delta \mathbf{f}_k]_{\Omega^e}^t + \mathbf{A}_{\Omega^e}^i \left[ \left[ \mathbf{M}_{kj} \frac{\partial \ddot{\mathbf{U}}_j}{\partial \mathbf{U}_r} + \frac{\partial \mathbf{f}_k^{\text{int}}}{\partial \mathbf{U}_r} + \frac{\partial \mathbf{f}_k^{\text{int}}}{\partial \dot{\mathbf{U}}_j} \frac{\partial \dot{\mathbf{U}}_j}{\partial \mathbf{U}_r} - \frac{\partial \mathbf{f}_k^{\text{ext}}}{\partial \mathbf{U}_r} \right]_{\Omega^e}^t \cdot {}^{i+1} [\Delta \mathbf{U}_r]_{\Omega^e}^t \right] \quad (4.9)
\end{aligned}$$

donde la aceleración y la velocidad deben expresarse mediante una aproximación lineal en diferencias finitas, por ejemplo mediante el método de Newmark.

Sustituyendo en esta ecuación las fuerzas internas y másicas expresadas en la ecuación de equilibrio dinámico en la configuración actualizada – en la configuración de referencia el procedimiento sería análogo – obtenemos,

$$\begin{aligned}
0 &= \mathbf{A}_{\Omega^e}^i \left[ \mathbf{M}_{kj} \dot{\mathbf{U}}_j + \int_{V^e} \sigma_{ij} \nabla_i^S N_{jk} dV - \mathbf{f}_k^{\text{ext}} \right]_{\Omega^e}^t + \\
&+ \mathbf{A}_{\Omega^e}^i \left[ \left( \int_{V^e} \rho N_{ki} N_{ij} dV \right) \frac{\partial \ddot{\mathbf{U}}_j}{\partial \mathbf{U}_r} + \left( \int_{V^e} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial e_{st}} \frac{\partial e_{st}}{\partial \mathbf{U}_r} \nabla_i^S N_{jk} dV \right) + \left( \int_{V^e} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial D_{st}} \frac{\partial D_{st}}{\partial \dot{\mathbf{U}}_m} \nabla_i^S N_{jk} dV \right) \frac{\partial \dot{\mathbf{U}}_m}{\partial \mathbf{U}_r} - \frac{\partial \mathbf{f}_k^{\text{ext}}}{\partial \mathbf{U}_r} \right]_{\Omega^e}^t \cdot (4.10) \\
&\cdot \mathbf{A}_{\Omega^e}^{i+1} [\Delta \mathbf{U}_r]_{\Omega^e}^t
\end{aligned}$$

de modo que particularizando esta ecuación de equilibrio dinámico para un material cuya ley constitutiva visco elasto-plástica es del tipo

$$\sigma_{ij} = \rho (\partial \Psi(e_{ij}, p_i) / \partial e_{ij}) = \mathbf{C}_{ijkl} : e_{kl}^e + \xi_{ijkl} : D_{kl} \quad (4.11)$$

para una relación cinemática del tipo

$$e_{ij} = \nabla_i^S u_j = \nabla_i^S N_{jk} U_k, \text{ y } D_{ij} = \nabla_i^S \dot{u}_j = \nabla_i^S N_{jk} \dot{U}_k \quad \text{hallamos la siguiente expresión,}$$

$$\begin{aligned}
&\mathbf{A}_{\Omega^e}^i \left[ \mathbf{M}_{kj} \ddot{\mathbf{U}}_j + \int_{V^e} \sigma_{ij} \nabla_i^S N_{jk} dV - \mathbf{f}_k^{\text{ext}} \right]_{\Omega^e}^t + \mathbf{A}_{\Omega^e}^i \left[ \left( \int_{V^e} \rho N_{ki} N_{ij} dV \right) \frac{\partial \ddot{\mathbf{U}}_j}{\partial \mathbf{U}_r} + \left( \int_{V^e} (\nabla_s^S N_{tr}) \mathbf{C}_{ijst}^T \right. \right. \\
&\left. \left. \left( \int_{V^e} (\nabla_s^S N_{tr}) \xi_{ijst}^T (\nabla_i^S N_{jk}) dV \right) \frac{\partial \dot{\mathbf{U}}_m}{\partial \mathbf{U}_r} - \frac{\partial \mathbf{f}_k^{\text{ext}}}{\partial \mathbf{U}_r} \right]_{\Omega^e}^t \cdot \mathbf{A}_{\Omega^e}^{i+1} [\Delta \mathbf{U}_r]_{\Omega^e}^t = 0 \quad (4.12)
\end{aligned}$$

$$0 = {}^i[\Delta \mathbf{f}_k]_{\Omega}^t + {}^i[\mathbf{J}_{kr}^T]_{\Omega}^t \cdot {}^{i+1}[\Delta \mathbf{U}_r]_{\Omega}^t \quad (4.13)$$

donde  $\xi_{ijst}^T = \xi^T$  es el tensor de viscosidad tangente y  $J_{kr}^T = \mathbf{J}^T$  es el operador jacobiano tangente.

Esta ecuación puede también presentarse en la siguiente forma matricial, donde se detallan los operadores que contribuyen a la definición del jacobiano,

$${}^{i+1}[\Delta \mathbf{f}]_{\Omega}^t \cong {}^i[\Delta \mathbf{f}]_{\Omega}^t + \underbrace{\left[ \mathbf{M} \frac{\partial \ddot{\mathbf{U}}}{\partial \mathbf{U}} + \mathbf{K}^T + \mathbf{D}^T \frac{\partial \dot{\mathbf{U}}}{\partial \mathbf{U}} - \frac{\partial \mathbf{f}^{\text{ext}}}{\partial \mathbf{U}} \right]_{\Omega}^t}_{{}^i \mathbf{J}_{\Omega}^t} \cdot {}^{i+1}[\Delta \mathbf{U}]_{\Omega}^t = 0 \quad (4.14)$$

siendo esta última la ecuación de equilibrio linealizada, donde

$[\mathbf{K}^T]_{\Omega} = \mathbf{A} \int_{\Omega^e} \int_{V^e} (\nabla^S \mathbf{N}) : \mathbf{C}^T : (\nabla^S \mathbf{N}) dV$  representa la matriz de rigidez tangente,

$[\mathbf{M}]_{\Omega} = \mathbf{A} \int_{\Omega^e} \int_{V^e} \rho \mathbf{N} : \mathbf{N} dV$  es la matriz de masa,

$[\mathbf{D}^T]_{\Omega} = \mathbf{A} \int_{\Omega^e} \int_{V^e} (\nabla^S \mathbf{N}) : \xi^T : (\nabla^S \mathbf{N}) dV$  es la matriz de amortiguación tangente,

todas ellas definidas en todo el dominio  $\Omega$ ,

$\mathbf{C}_{ijst}^T$  el tensor tangente asociado a la ley constitutiva utilizada en cada punto del sólido  $\mathbf{f}^{\text{ext}} = \mathbf{A} \left[ \int_{\Omega^e} \int_{S^e} \mathbf{N} : \mathbf{t} dS + \int_{V^e} \rho \mathbf{N} : \mathbf{b} dV \right]$  es la fuerza exterior que se expresa como la fuerza desequilibrada en el sólido.

El residuo  ${}^{i+1}[\Delta \mathbf{f}_k]_{\Omega}^t$  se elimina siguiendo una resolución por Newton-Raphson hasta que este residuo resulte despreciable, situación que se conoce como convergencia del proceso linealizado hacia la solución exacta.

Paralelamente se ha de tratar la convergencia en el tiempo en base a métodos de resolución en el tiempo de la ecuación de equilibrio dinámico. Esto significa añadir una condición de convergencia al algoritmo de integración, propia del modelo constitutivo empleado.

Para la integración se ha empleado el algoritmo de Euler Implícito ( Backward Euler ), que consiste en realizar una predicción elástica de la tensión a partir de las deformaciones obtenidas en la resolución del problema dinámico en desplazamientos.

Estas tensiones en general, no garantizan el equilibrio de fuerzas externas e internas, por tanto han de ser corregidas. La corrección se efectúa siguiendo un determinado modelo constitutivo – en este caso viscoplástico – implementado en el código, de modo que en el punto de convergencia se produzca el equilibrio deseado.

El planteamiento numérico que se ha realizado es el del caso dinámico, pero en las simulaciones realizadas no se ha considerado que fuera indispensable por el tipo de problema estudiado.

El realizar el análisis en un caso estático, requeriría la simplificación de la formulación del esquema numérico, considerando la aceleración como despreciable y en consecuencia despreciándose también el término de la velocidad.

Al tratarse de un problema no lineal, la resolución del problema se debe de realizar de manera iterativa, respetándose el equilibrio global del problema y además el equilibrio constitutivo.

Esto se consigue, mediante la resolución iterativa del problema, en la que en cada paso se obtiene un residuo que se minimiza hasta conseguir un valor residual que cumpla la tolerancia de error adoptada. El residuo se minimiza a través de la derivación de este y la igualdad a cero.

Seguidamente, se presenta un esquema general del código típico de la resolución de problemas no lineales. En él se muestra el proceso iterativo para converger hacia el EQUILIBRIO GLOBAL entre fuerzas externas e internas, en el cual se inscribe el modelo constitutivo implementado, que también exige una condición de convergencia que garantice el EQUILIBRIO CONSTITUTIVO del modelo.

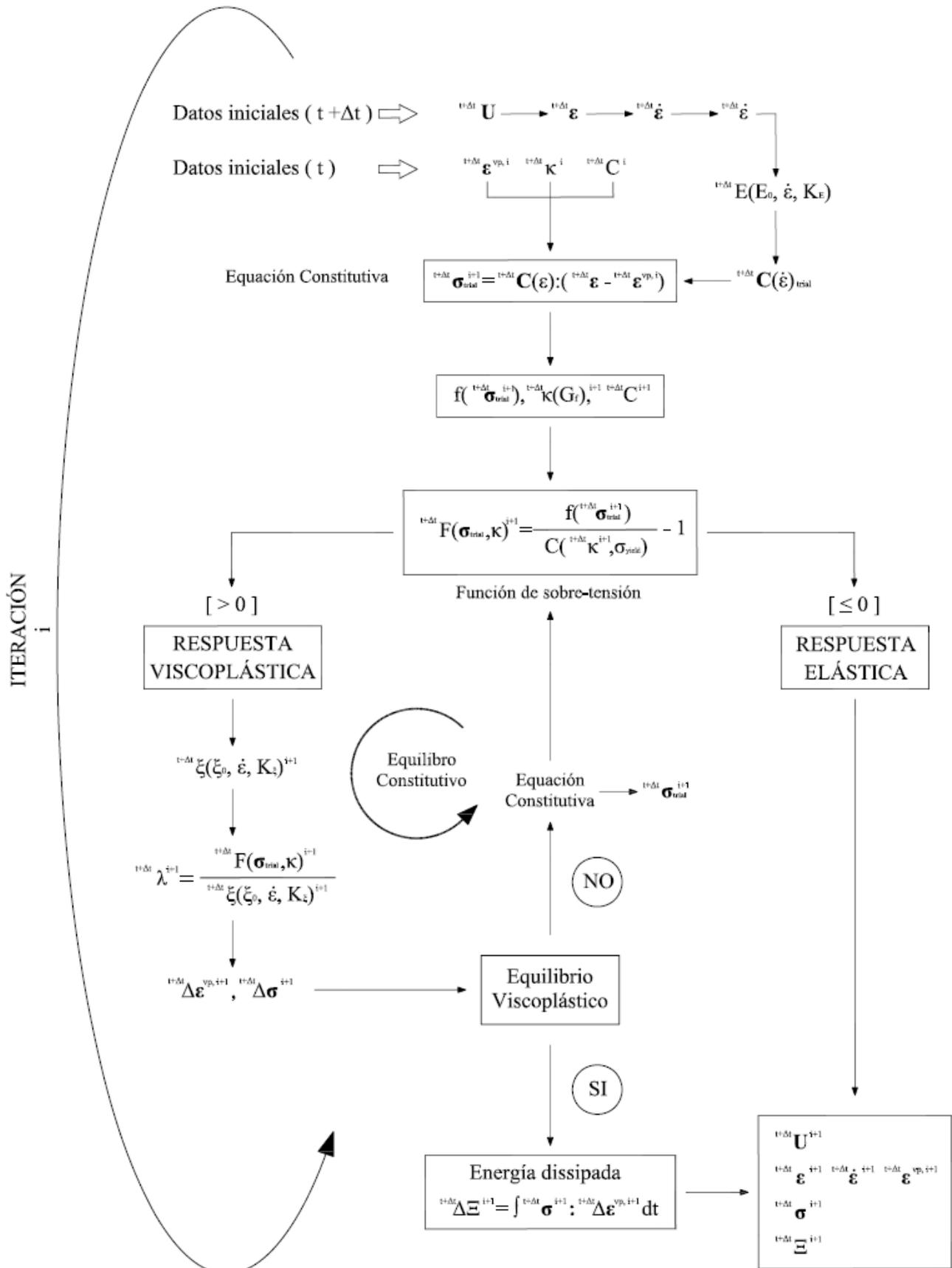


Figura 4.6. Diagrama de flujo. Cálculo modelo viscoplastico.

### 4.2.3. Tipos de problemas estudiados

Tal cómo se ha descrito en la introducción de este punto, se han estudiado dos tipos de problemas claramente diferenciados, en los que las hipótesis de partida son distintas.

En general, existen una gran variedad de estructuras con un gran interés desde el punto de vista ingenieril, que permiten la realización de hipótesis simplificadoras para realizar análisis de estructuras complejas con modelos en 2 dimensiones.

La geometría que permite optar por la hipótesis de cálculo bidimensional, se trata de casos con una forma aproximada de prisma recto, aunque en función de la proporción que guarden las dimensiones de este prisma y también de la disposición de las cargas, se pueden clasificar en las dos tipologías siguientes:

- Problemas de tensión plana: una estructura prismática está en un estado de tensión plana si una de sus dimensiones, en este caso el espesor, es mucho menor que las otras dos, y sobre ella actúan únicamente cargas contenidas en su plano medio. Se podrían modelar con estas hipótesis vigas de canto, placas con cargas en su plano o presas de contrafuertes, etc.
- Problemas de deformación plana: una estructura prismática está en estado de deformación plana si una de sus dimensiones, en este caso la longitud, es mucho mayor que las otras dos, y sobre ella actúan únicamente cargas uniformemente distribuidas a lo largo de su longitud y contenidas en planos ortogonales al eje que une los centros de gravedad de sus distintas secciones transversales. Se podrían modelar con estas hipótesis, problemas de muros de contención, presas de gravedad y diferentes casos que se puedan estudiar en el ámbito de las obras subterráneas.

En el caso de las simulaciones en 2D realizadas en esta tesina, se ha procedido según una modelización con un estado de deformaciones planas, ya que la geometría del problema se ajusta con las características que definen esta hipótesis. Se trata de un problema, con una longitud predominante respecto a las otras dos magnitudes, actuando las cargas muertas de tierras, carga de los edificios y sobrecargas de uso en superficie y estas son uniformes según el eje longitudinal del túnel.

Además, no se producirán tensiones en el sentido longitudinal del túnel, por lo que se adopta esta hipótesis para la simulación de las tres secciones de estudio.

### 4.2.4. Tipos de elementos finitos

Para la modelización con elementos finitos, se ha planteado las diferentes opciones que existen y que permiten la discretización en los estudios en 2D y 3D.

En el caso de la simulación para la situación en 2D, se plantea la solución mediante elementos de tipo triangular de 3 nodos y de tipo rectangular de 4 nodos:

- Elementos triangulares de tres nodos: se trata de elementos que tienen cómo principales ventajas que cuentan con una gran versatilidad y sencillez. Esto es una gran ventaja porque el análisis a realizar, consta de una geometría bastante compleja, por lo que este elemento permitiría adaptar la malla de elementos a la geometría circular del túnel. Por otro lado, se debe de considerar que se trata de un elemento de precisión limitada, por ser un elemento con una aproximación lineal, por lo que condiciona una malla que debe ser más tupida.

- Elementos rectangulares de 4 nodos: se trata de elementos que tienen como principal ventaja que son más precisos que los elementos triangulares de 3 nodos. Se obtienen resultados más ajustados y que se traduce en una rigidización de los resultados. Este tipo de elemento, ofrece un alto rendimiento en la precisión de los resultados modelando el comportamiento de una estructura que trabaje esencialmente a compresión o tracción pura. Para cálculos en los que aparezcan esfuerzos de flexión, los resultados serían poco precisos, siendo necesario el mallado más tupido para mejorar la precisión de resultados.

Con las dos opciones existentes, se ha optado por la resolución del mallado de las secciones en 2D con la opción de elementos de tipo triangular. En este estudio, se requiere de unos elementos finitos, que permitan ajustar la geometría compleja con garantías, y además no se plantea el tamaño de los elementos como una condición a tener en cuenta, debido que para una simulación en 2D con el tamaño que presenta, no requiere un coste computacional tan elevado como para que no se puedan realizar los cálculos con una cierta rapidez con los ordenadores disponibles hoy en día.

#### 4.2.5. Características modelos numéricos realizados

En este apartado se resumen las características que definen los modelos numéricos que se han realizado. Un modelo de elementos finitos se define el grado de precisión y proximidad de la solución numérica a la teórica según lo tupida que sea la malla de elementos, por esto se resume en una tabla la magnitud de los casos que se han modelado mediante el método de elementos finitos:

MODELOS ELEMENTOS FINITOS	MODELO	TIPO DE ELEMENTO FINITO	NÚMERO DE NODOS	NÚMERO DE ELEMENTOS
MODELOS 3D PROBETAS	UNIDAD B	TETRAÉDRICOS LINEALES	1023	4399
	UNIDAD C		1258	5637
	UNIDAD D		916	3880
MODELOS 3D SECCIONES	TRAMO SECCIONES 2 Y 4		38094	197404
	TRAMO SECCIONES 4 Y 5		25631	131482
MODELOS 2D	SECCIÓN 2		TRIANGULARES LINEALES	21603
	SECCIÓN 4	22172		42999
	SECCIÓN 5	23455		45628

Figura 4.7. Resumen modelos numéricos.

Los modelos aplicados a los diferentes materiales que forman el caso estudiado, se describen a nivel teórico en el capítulo 5, mientras que las características referentes a los parámetros de los modelos constitutivos aplicados, se han descrito en el capítulo 6.

En este capítulo 6, se ha descrito, tanto el procedimiento de obtención de los parámetros, cómo también las características que define el informe geotécnico, y finalmente se concluyen los parámetros que se toman como hipótesis para realizar las simulaciones numéricas con los modelos de elementos finitos planteados.

## 5. DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS USADOS EN LA SIMULACIÓN

### 5.1. Modelo elástico - Suelos

El modelo que se ha aplicado, para la simulación del estrato más superficial de suelo presente en la zona de estudio, ha sido el de un modelo elástico.

La teoría de la elasticidad lineal, es el estudio de sólidos elásticos lineales sometidos a pequeñas deformaciones de tal manera que además los desplazamientos y deformaciones sean "lineales", es decir, que las componentes del campo de desplazamientos  $u$  sean muy aproximadamente una combinación lineal de las componentes del tensor deformación del sólido.

En general, un sólido elástico lineal sometido a grandes desplazamientos, no cumplirá esta condición. Por tanto, la teoría de la elasticidad lineal sólo es aplicable a:

1. Sólidos elásticos lineales, en los que tensiones y deformaciones estén relacionadas linealmente (linealidad material).
2. Deformaciones pequeñas, en ese caso puede deformaciones y desplazamientos estén relacionados linealmente. En ese caso puede usarse el tensor deformación lineal de Green-Lagrange para representar el estado de deformación de un sólido (linealidad geométrica).

Debido a los pequeños desplazamientos y deformaciones a los que son sometidos los cuerpos, se usan las siguientes simplificaciones y aproximaciones para sistemas estables:

- Las tensiones se calculan con las superficies no deformadas.
- Las condiciones de equilibrio se imponen para el sistema no deformado.

Finalmente, adjuntar una pequeña reseña de lo que un punto de un sólido sometido a un comportamiento elástico en pequeñas deformaciones debe cumplir. Esto son las siguientes condiciones básicas para mantener su estabilidad y ser admisible dentro del conjunto de leyes de la mecánica:

#### 1 - Condición de equilibrio

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \rho \cdot \mathbf{b} = 0 \rightarrow \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} = -\rho b_i \quad (5.1)$$

#### 2 - Condiciones de equilibrio en el contorno

$$\boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n} = \mathbf{t} \rightarrow \sigma_{ij} n_j = t_i \quad (5.2)$$

#### 3 - Condición de deformación infinitesimal

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \nabla^s \mathbf{u} = \frac{1}{2} (\nabla_0 \mathbf{u} + \nabla_0^T \mathbf{u}) \rightarrow \varepsilon_{ij} = \nabla_j^s u_i = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (5.3)$$

## 5.2. Modelo visco-plástico - Suelos

La teoría de la visco-plasticidad es un caso general de la teoría de la elasticidad y de la plasticidad a la vez. La visco-plasticidad, a diferencia de la elasticidad y la plasticidad, incorpora el parámetro de viscosidad  $\xi$  como variable del modelo. Esto hace que el modelo sea sensible al tiempo. El estudio que aquí se presenta y se pretende realizar se centra en la solución visco-plástica para pequeñas deformaciones.

Las características básicas del modelo visco-plástico en pequeñas deformaciones son:

Definición de la deformación total en forma aditiva:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^e + \boldsymbol{\varepsilon}^{vp} \quad (5.4)$$

Donde  $\boldsymbol{\varepsilon}$  representa la deformación total en el punto,  $\boldsymbol{\varepsilon}^e$  y  $\boldsymbol{\varepsilon}^{vp}$  las cuotas elástica y visco-plástica que componen la deformación total.

Definición de la evolución de la variable interna visco-plástica mediante una regla de normalidad o flujo visco-plástico del tipo de la que se utiliza en plasticidad:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{vp} = \lambda^{vp} \frac{\partial G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{q})}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \lambda^{vp} \mathbf{g} \Rightarrow d\boldsymbol{\varepsilon}^{vp} = \lambda^{vp} \mathbf{g} dt \quad (5.5)$$

Donde  $G$  es la función de potencial visco-plástico, análoga a la función de potencial plástico, que al considerar flujo visco-plástico asociado resulta igual a la función umbral de fluencia  $G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{q}) \equiv F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{q})$ . El parámetro visco-plástico  $\lambda^{vp}$  cumple una función análoga al parámetro de consistencia plástico utilizado en plasticidad, pero en este caso la definición del mismo es más general,

$$\lambda^{vp} = \frac{\langle \Phi[F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{q})] \rangle}{\xi} \quad (5.6)$$

Donde  $\Phi[F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{q})]$  es la "función de sobretensión" introducida por Perzyna (1963) y  $F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{q}) = [f(\boldsymbol{\sigma})/K] - 1$  es la función de fluencia visco-plástica, análoga a la función umbral de plasticidad (ecuación B5.59). Los paréntesis de Mc Aully se definen como  $\langle x \rangle = 0,5[x + |x|]$ , y  $K$  es la variable interna de endurecimiento que al igual que en plasticidad puede relacionarse con una resistencia uniaxial equivalente  $\bar{\sigma} = K$ . La evolución de esta variable depende de una regla definida a partir de su variación temporal y puede ser lineal o cuadrática o seguir una forma asignada según la experimentación. La función de sobretensión se define como,

$$\langle \Phi[F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{q})] \rangle = \begin{cases} 0 & \forall F \leq 0 \\ \Phi[F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{q})] & \forall F > 0 \end{cases} \quad (5.7)$$

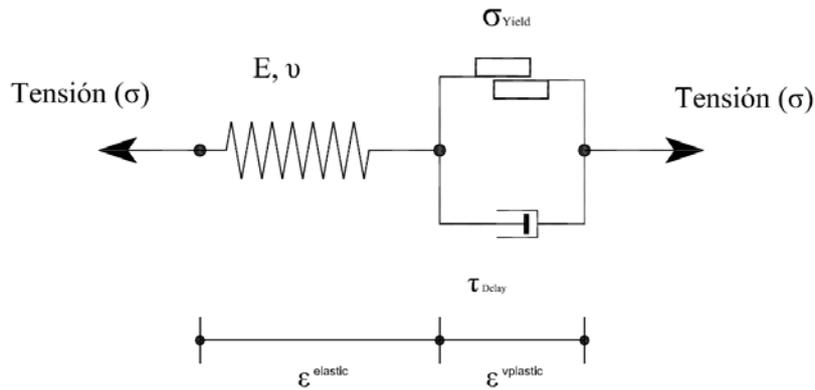


Figura 5.1. Comportamiento visco-plástico de un punto.

A diferencia del problema elasto-plástico, en visco-plasticidad no se exige el cumplimiento instantáneo de la igualdad entre la función de fluencia y la variable de endurecimiento. De hecho, y a diferencia de la plasticidad, aquí la función de fluencia visco-plástica puede ser positiva  $F(\sigma, q) \geq 0$  durante el proceso visco-plástico, no obstante esto, esta condición debería coincidir con la de plasticidad en el infinito  $t \rightarrow \infty$ . Así, la condición equivalente a la de fluencia plástica en visco-plasticidad se puede escribir a partir de la siguiente relación,

$$\lambda^v \equiv \frac{\langle \Phi[F(\sigma, q)] \rangle}{\xi} = \dot{\mu} \tag{5.8}$$

estableciendo que durante el comportamiento visco-plástico ocurra siempre que  $\Phi > 0$ , y permitiendo que se cumpla en cada instante la siguiente relación, cuyo cumplimiento garantiza un estado de equilibrio visco-plástico:

$$\Phi[F(\sigma, q)] - \xi \dot{\mu} = 0 \tag{5.9}$$

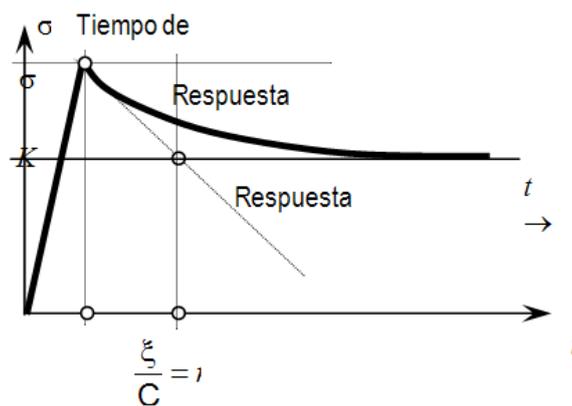


Figura 5.2. Comportamiento visco-plástico de un punto.

En el resto de las definiciones la visco-plasticidad puede considerarse como una generalización o más bien como una regularización de la plasticidad, porque la viscosidad permite una transición del campo elástico al inelástico relajada en el tiempo.

Estados límites de la visco-plasticidad:

La visco-plasticidad establece una formulación que permite la transición hacia dos teorías que establecen los límites visco-plásticos. Dependiendo de la magnitud de la viscosidad, puede establecerse los siguientes extremos,

Caso de viscosidad infinita ( $\xi \rightarrow \infty$ ), situación en el que la viscosidad tiende al “comportamiento elástico” (ver Figura 5.1). Esto es,

$$\lambda^{vp} = \lim_{\xi \rightarrow \infty} \frac{\langle \Phi[F(\sigma, K)] \rangle}{\xi} = 0 \Rightarrow \dot{\epsilon}^{vp} = 0 \Rightarrow \dot{\epsilon} \equiv \dot{\epsilon}^e \quad (5.10)$$

En esta situación puede verse que el modelo resulta exactamente coincidente con un modelo elástico lineal igual al modelo de Hooke,

Caso de viscosidad nula ( $\xi \rightarrow 0$ ), situación en que el modelo tiende a un “comportamiento elasto-plástico”. Eso es,

$$\lambda^{vp} = \lim_{\xi \rightarrow 0} \frac{\langle \Phi[F(\sigma, K)] \rangle}{\xi} = \lim_{\xi \rightarrow 0} \frac{\langle \Phi[F(\sigma, K) = 0] \rangle}{\xi} = \lambda^p \Rightarrow \dot{\epsilon}^{vp} \equiv \dot{\epsilon}^p \quad (5.11)$$

En esta última expresión puede observarse la necesidad de imponer la condición de fluencia plástica  $F(\sigma, K) = 0$  para que exista el límite buscado. Siendo éste el único camino para garantizar la existencia del parámetro visco-plástico, ahora con la forma de factor de consistencia plástica  $\lambda^{vp} \cdot dt = d\lambda^p$ , en el extremo de viscosidad nula. Desde el punto de vista de la optimización, puede entenderse la visco-plasticidad como un problema elasto-plástico regularizado. Es decir, se relaja el problema elasto-plástico  $F(\sigma, K) \geq 0$ , con lo que se permite la existencia de una solución fuera del espacio convexo elástico, pero penalizada por el parámetro de viscosidad  $\xi$ .

Estas situaciones límites hacen del modelo visco-plástico una formulación versátil para poder abordar problemas comprendidos entre la elasticidad, plasticidad y la propia visco-plasticidad.

**5.3. Modelo de fractura – Hormigón**

En este apartado, se definen en líneas generales las características del modelo avanzado aplicado en el material de hormigón presente en las secciones. Se ha aplicado con diferentes valores de los parámetros tanto para el hormigón del túnel existente cómo para las pantallas de pilotes de hormigón armado cómo el cajón de hormigón armado a ejecutar.

A continuación, se expone el modelo constitutivo general, el cual resulta muy apropiado para el modelado del comportamiento de materiales tanto de tipo dúctil como frágil. En el caso de materiales dúctiles como los metales, es más habitual encontrar modelos que permitan el tratamiento de estos, aunque de la misma manera no es posible encontrar modelos que describan con una eficiencia similar los materiales de tipo frágil.

Por estas razones, el modelo descrito ha sido formulado inicialmente para materiales frágiles, aunque puede ser usado para modelar también el comportamiento de materiales dúctiles realizando unas particularizaciones en los parámetros que definen el modelo. Dentro de los materiales de tipo frágiles, se ha fijado la atención en este caso en los materiales denominados de tipo friccional. Dentro de este tipo encajan los materiales cerámicos, suelos constituidos por componentes friccionales de tipo granular como arenas o gravas y el que en este caso nos ocupa, el hormigón.

Los materiales friccionales se definen como aquellos materiales que su resistencia y la presión, dependen del ángulo de rozamiento interno. Se caracterizan porque ante la acción de tensiones tangenciales pueden mostrar dilatación, lo cual es un cambio de volumen aparente.

#### Bases del modelo de daño-plástico:

El nombre de modelo de daño plástico se debe a la hipótesis que considera que el comportamiento no-lineal inelástico que sufre un sólido cohesivo-friccional, es consecuencia de la formación y desarrollo de micro-fisuras. La posibilidad de utilizar la teoría matemática de la plasticidad para representar el comportamiento de un material friccional fracturable, parte de suponer que la deformación no recuperable, o deformación por micro-fisuración en este caso puede ser aceptada tal como se entiende en la plasticidad clásica, aunque el significado físico de este fenómeno plástico es distinto en uno y otro caso.

La teoría matemática de la plasticidad clásica está basada en una formulación tenso-deformacional isotrópica para cada punto del sólido, lo que significa que la función de fluencia plástica, o umbral de discontinuidad, está sometida a un movimiento homotético gobernado por la evolución de la variable de endurecimiento plástico  $\kappa_p$ .

Para el modelo se entiende daño como sinónimo de deterioro, aunque su significado se entiende también como el fenómeno de una pérdida de rigidez. La interpretación física que debe hacerse de este llamado daño o deterioro isótropo puede entenderse a partir del fenómeno de daño adireccional que sufre cada punto del sólido real cuando sufre una fractura.

El modelo de daño plástico fundamenta su formulación en la mecánica de sólidos, particularmente en la teoría de la plasticidad y en la teoría de daño continuo, y utiliza como vehículo para la resolución del problema estructural el método de los elementos finitos y diversas técnicas numéricas necesarias para controlar y garantizar la solución del problema.

#### Hipótesis sobre el comportamiento del material a representar:

La formulación de un modelo constitutivo, orientado a tratar el comportamiento mecánico de un material en particular, debe hacerse luego de establecer algunas hipótesis simplificadoras en dicho material. Se trata entonces de crear un material ideal, tan cercano al real como sea posible y práctico. A continuación, se listan una serie de hipótesis simplificadoras que toma el modelo de daño continuo como premisas de partida:

1. Admitir que el material friccional tiene un marcado comportamiento inelástico, que da lugar a deformaciones permanentes que pueden interpretarse como micro fisuras.
2. En cada punto se produce un deterioro a-direccional que se entenderá como un comportamiento isótropo local.
3. El lugar geométrico de los puntos deteriorados, marca una dirección macroscópica que será interpretada como una fisura.
4. Los puntos deteriorados se concentran en una zona delgada que se denominará zona dañada, cuya existencia se debe al fenómeno de localización de deformación. Esto da lugar a una anisotropía inducida por el comportamiento no lineal del sólido.

5. Durante el proceso inelástico el material puede tener un comportamiento de cambio de volumen que puede identificarse con el fenómeno descrito anteriormente de dilatancia.
6. La resistencia máxima, su evolución y la deformación última dependen de las características del proceso evolutivo de carga, tracción-tracción, tracción-compresión, compresión-compresión. Es decir que la resistencia, depende de la trayectoria de tensiones.
7. Durante todo el proceso de carga cuasi-estática y monótona creciente, incluido el rango de comportamiento en el que las deformaciones son reversibles, se produce una continua y creciente degradación de la rigidez.

Todas estas hipótesis, se pueden incluir en una formulación mecánica como la empleada en los modelos de cálculo implementados en el programa que se usará para realizar las simulaciones numéricas.

También se debe de comentar las características que conforman al modelo de daño usado, y para ello, se resumirán los parámetros que definen el comportamiento de un suelo según un modelo de daño plástico.

- Para empezar se comenta el parámetro de la cohesión, la cohesión  $c$  se trata como una magnitud escalada con la resistencia inicial a compresión uniaxial del hormigón  $\sigma_c^0$  (umbral de discontinuidad tensional), que es el nivel de tensiones para el cual la deformación volumétrica es máxima. Por tanto, en consecuencia a lo descrito anteriormente se define la cohesión inicial como proporcional a la compresión uniaxial del hormigón para  $\kappa^p = 0$ , situación que establece la posición inicial del criterio de fluencia, y la cohesión final, o cohesión del material totalmente deteriorado,  $c^u = 0$  para  $\kappa^p = 1$ , situación que define la posición final del criterio de fluencia.

A diferencia de la plasticidad clásica con endurecimiento isótropo, la cohesión no es una simple función de la variable de endurecimiento plástico, sino una variable interna que depende de la evolución del proceso elasto-plástico, gobernada por una ecuación de evolución o ecuación diferencial.

- A continuación, el ángulo de rozamiento interno  $\Phi$  podría definirse también como una ley interna a partir de una ley de evolución que dependa del proceso elasto-plástico, aunque dada la evidencia del comportamiento físico de este fenómeno en hormigones, sólo se plantea una simple función explícita de la variable de daño plástico  $\Phi(\kappa^p)$ . A partir de estas hipótesis, se obtiene una fricción inicial nula  $\Phi^0 = 0$  cuando aún la cohesión  $C^0$  no permite la movilización de la fricción, y máxima al final del proceso elasto-plástico  $\Phi^u = \Phi(\kappa^p = 1) = \Phi^{\max}$ . En este último estado descrito, en el momento en el que el hormigón se ha des-cohesionado, la fricción coincide con la correspondiente a una arena.
- El ángulo de dilatancia, que al igual que el ángulo de rozamiento interno podría definirse como una variable interna, también en este caso es suficiente expresarlo como una función de la variable de daño plástico, dado que con esta hipótesis también se ha obtenido una buena aproximación al comportamiento real del hormigón. Este ángulo vale  $\psi(\kappa^p = 0) = \psi^0 = 0$  al iniciar el proceso plástico, y  $\psi^{\max} = \psi(\kappa^p = 1)$  al finalizar el proceso.

El modelo de daño plástico utiliza en su definición el siguiente conjunto de variables internas  $q = \{\varepsilon^p, \kappa^p, C\}$ , que se definen a continuación como parte de las ecuaciones fundamentales que gobiernan un modelo de daño:

1. Descomposición de la deformación en una parte elástica y otra plástica:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p = C^{-1} : \sigma + \varepsilon^p \quad (5.12)$$

Dónde C es el tensor constitutivo elástico inicial.

2. Un criterio de fluencia plástica y potencial plástico análogos

$$F(\sigma, c) = f(\sigma) - c = 0 ; G(\sigma) = g(\sigma) - c = 0 \quad (5.13)$$

tal que f(σ) y g(σ) son dos funciones escalares de argumentos tensoriales, denominadas función de fluencia y potencial plástico, respectivamente.

3. Requiere de una regla de flujo plástica no asociada y un grupo de variables internas,

$$q = \begin{Bmatrix} \varepsilon^p \\ q_\alpha \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon^p \\ \kappa^p \\ c \end{Bmatrix} \begin{matrix} \text{Deformación Plástica} \\ \text{Variable de daño Plástico} \\ \text{Variable de Cohesión} \end{matrix} \quad (5.14)$$

Que se definen mediante las ecuaciones de evolución siguientes:

$$\frac{dq}{dt} = \dot{q} = \begin{Bmatrix} \dot{\varepsilon}^p \\ \dot{\kappa}^p \\ \dot{c} \end{Bmatrix} \equiv \dot{\lambda} \cdot H = \dot{\lambda} \cdot \begin{Bmatrix} \frac{\partial G}{\partial \sigma} \\ h_\kappa : \frac{\partial G}{\partial \sigma} \\ h_c \cdot h_\kappa : \frac{\partial G}{\partial \sigma} \end{Bmatrix} \equiv \begin{Bmatrix} \dot{\varepsilon}^p \\ h_\kappa : \dot{\varepsilon}^p \\ h_c \cdot h_\kappa : \dot{\varepsilon}^p \end{Bmatrix} \quad (5.15)$$

Dónde  $h_\kappa$  y  $h_c$  es un tensor de segundo orden y una función escalar respectivamente y que no se pretenden definir en este capítulo de la tesina sino que se pueden consultar en la referencia [3], pero que dependen del estado actual de la variable libre  $\varepsilon^e$  y del resto de las variables internas  $q$ . Cómo se puede deducir de la ecuación anterior, la variable interna fundamental con la que se pueden deducir las otras variables, se trata de la deformación plástica  $\varepsilon^p$ .

4. Finalmente, una ecuación constitutiva secante y tangente:

$$\dot{\sigma} = \left\{ C - \frac{\begin{bmatrix} C : \frac{\partial G}{\partial \sigma} \end{bmatrix} \otimes \begin{bmatrix} \frac{\partial F}{\partial \sigma} : C \end{bmatrix}}{-c_k \cdot \frac{\partial F}{\partial \eta} : \frac{\partial G}{\partial \sigma} + h_k h_\kappa : \frac{\partial F}{\partial \sigma} : C : \frac{\partial G}{\partial \sigma}} \right\} : \dot{\varepsilon} \Rightarrow \dot{\sigma} = C^T : \dot{\varepsilon} \quad (5.16)$$

A partir de estos parámetros y una vez definidas las ecuaciones fundamentales que gobiernan el modelo, se reúnen las siguientes características:

1. Definición de una ley constitutiva que depende de las variables internas de cohesión y daño plástico, permitiendo así representar situaciones de carga complejas no-radiales.
2. Trata en forma unificada los estados complejos de tensión multiaxial.
3. Admite que los materiales tienen distintos límites de resistencia máxima y de deformación última, dependiendo del proceso mecánico que esté desarrollándose.

4. Admite la posibilidad de considerar distintos criterios de fluencia plástica, no siendo ésta una característica del modelo, sino una variable más del mismo que necesita ser preestablecida.
5. Considera un flujo plástico no-asociado, que permite el control del fenómeno de dilatación.
6. Permite obtener toda la información relacionada con el deterioro de un punto a través de un post-proceso de la información mecánica del punto.

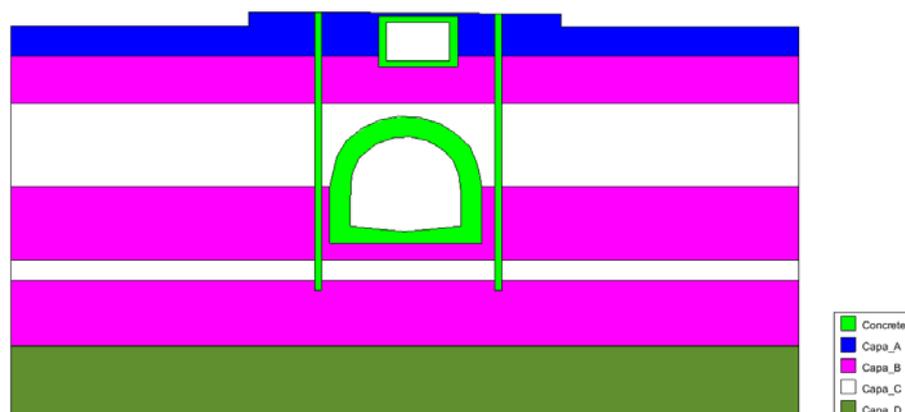
## 6. OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS RESISTENTES/CONSTITUTIVOS DE LOS MATERIALES

### 6.1. Introducción

Cada uno de los materiales que conforman el entorno de estudio, se modela mediante un modelo constitutivo dependiente de una serie de parámetros. Para la obtención de los parámetros que definirán a los diferentes tipos de suelo, presentes en la geometría estudiada, se ha partido de los datos del geotécnico para poder aproximar los parámetros de partida para ajustar el modelo. Existen también, unidades de terreno de las cuales, los datos son obtenidos a través de la consulta de la bibliografía existente, tanto de estudios geotécnicos como de literatura especializada, consultando por ejemplo las características del mismo en estudios geotécnicos que se usaron para el proyecto de otras infraestructuras en el mismo entorno urbano de Barcelona.

Se da la circunstancia, por el emplazamiento de las actuaciones a realizar, de que el terreno de estudio, se trata del terreno conocido entre los geólogos del área de Barcelona como el triclo del llano de Barcelona. Esta tipología, se caracteriza porque existe la alternancia de suelos arcillosos compactos de color rojo, limos amarillentos y una costra calcárea en general de poco espesor, alrededor de 20 a 30 cm pero que puede llegar al metro de potencia. También existen zonas de suelo, en las que no se ha formado dicha crosta, quedando simplemente una alternancia de la arcilla rojiza y los limos amarillentos.

En este caso, el geotécnico describe a las capas de suelo alternadas como arcillas marrones rojizas y limos marrones ambas capas con nódulos carbonatados de poco diámetro, 2 a 5 cm. Estas dos capas se alternan bajo la capa de relleno antrópico, que en adelante nos referiremos a ella como Unidad A, tomando los nombres de Unidades B y C. La unidad B serán los limos y arenas con partículas de grava y la unidad C serán las arcillas rojas. Finalmente, estas capas alternadas se asientan sobre una capa de arenas base del Cuaternario, aunque siguen siendo presentes también una matriz de limos y algunas gravas. A esta unidad se le ha asignado la letra D en lo que sigue de documento. En la figura 6.1 se muestra una imagen con las diferentes unidades de suelo que forman las condiciones de contorno de la zona de estudio.



**Figura 6.1.** Vista de sección tipo de estudio con unidades de suelo descritas.

La caracterización del suelo, se ha realizado en primer lugar, se ha realizado un resumen de la definición del terreno realizada en el informe geotécnico del proyecto del Intercambiador, en el que se definen una serie de parámetros que caracterizan a cada una de las capas de suelo. Estos parámetros son, tanto de tipo resistente como de definición de las características de plasticidad, en cuanto a límites de Atterberg se refiere, y la clasificación según el estándar USCS de clasificación de suelos.

Los parámetros de tipo resistente incluyen los parámetros que definen la rotura de un suelo según el criterio de Mohr-Coulomb obtenidos mediante ensayos de corte directo y además se incluye el módulo de Young obtenido en la bibliografía especializada, no mediante ensayos realizados en probetas. Valores que se discutirán en el apartado pertinente, en el caso de que sean necesarios para la simulación numérica de los modelos.

En segundo lugar, se ha simulado el comportamiento de probetas en escala real mediante modelos en elementos finitos, para calibrar los parámetros de las diferentes unidades de suelo que mejor representan a estas. Esto se valida, a partir de la comparación de los resultados obtenidos para la simulación numérica frente a los resultados obtenidos en laboratorio.

A parte de poderse presentar un resumen para cada unidad, con los parámetros que se ha obtenido que la representan mejor, se observará cómo resulta la variación de cada uno de los parámetros en la curva de tensiones-deformaciones resultante, de manera que se pueda discutir cómo incide cada parámetro en la respuesta tensional de una muestra a partir de las deformaciones impuestas. Se hará por tanto un análisis de sensibilidad de los parámetros de los modelos.

Finalmente, se comparará los resultados obtenidos de la simulación, con los parámetros que la bibliografía define cómo habituales para ver si existe una diferencia importante y si esta existe, si es razonable.

Existen otros parámetros del terreno, que a falta de definición de estos en el informe geotécnico de proyecto, se han adoptado a partir de valores tipo o recomendados por la normativa vigente de cimentaciones.

Además, también se valoran los parámetros constitutivos que se deben de adoptar para representar el comportamiento del hormigón. Se tienen resultados de ensayos en testigos extraídos del túnel en obra y se obtienen parámetros de daño a partir de la bibliografía existente.

## **6.2. Caracterización del terreno según el informe geotécnico**

### **6.2.1. Contexto geológico**

La zona de estudio (se trata de la Zona alta del Ensanche, en la Calle Rosselló entre Balmes y Rambla Catalunya), se encuentra situada en el Llano de Barcelona, y el subsuelo está formado por los materiales cuaternarios que constituyen la mayor parte del sustrato geológico aflorando en el llano de Barcelona. Estos materiales son de origen aluvial-coluviales dispuestos en abanicos procedentes de los relieves adyacentes al plan de Barcelona. Su grueso es muy variable. Estos materiales son conocidos con el nombre de Triciclo del Plan de Barcelona.

### El Triciclo del Llano de Barcelona

Esta secuencia constituye la mayor parte del sustrato geológico que aflora en superficie. Las potencias que presenta normalmente, no llega a más de 20 metros. La base de la unidad, presenta irregularidades muy marcadas que corresponden a un paleo-relieve anterior a su sedimentación. La unidad se compone a partir de la intercalación de tramos de arcillas, limos, gravas con matriz arcillosa- arenosa y niveles carbonatados fuertemente cimentados.

La secuencia ideal se inicia con unas gravas sub-angulosas con matriz arcillosa roja en la base. Las gravas, pasan gradualmente de forma progresiva a arcillas rojas bastante compactas, a menudo arenosas y con clastos sub-angulosos dispersos. En dirección hacia la superficie, las arcillas disminuyen progresivamente el contenido en arenas y clastos, a la vez que pierden la coloración rojiza pasando a tonos más marrinosos y aparecen cada vez más nódulos de carbonato de calcio. Por encima de las arcillas se sitúa un tramo de limos marrinosos-ocres con abundantes nódulos de carbonato de calcio y casi sin carga detrítica dispersa. En la parte superior de los limos, los nódulos se hacen muy abundantes y se sueldan entre ellos dando un aspecto arrimado conocido popularmente con el término de cerebro de gato. Finalmente, la secuencia culmina con una costra carbonatada fuertemente cimentada de grueso generalmente decimétrico conocida popularmente con el término de tortorà.

Esta secuencia se repite tres veces, directamente una encima de la otra o bien encajadas entre ellas, de aquí el nombre de Triciclo. En la base de esta formación algunas veces existe un nivel arenoso marrón con matriz limosa.

#### **6.2.2. Modelización geotécnica**

A partir de los datos de los sondeos, se encuentra elaborada una clasificación geológica-geotécnica de los terrenos afectados por el proyecto original de adaptación y mejora de la accesibilidad a la estación, y que se ha elaborado siguiendo la siguiente metodología. Los materiales que se han encontrado en el área de estudio, se pueden clasificar como relleno y como sedimentos cuaternarios de origen aluvial.

#### **Unidad A: Relleno**

Durante la ejecución de los sondeos se ha detectado la presencia de materiales de relleno antrópico en los dos sondeos realizados, con una potencia de 1.5 m. Hace falta remarcar que en el sondeo L3.14 la potencia del relleno aumenta hasta unos 3.9 m. Los materiales habitualmente son arenas, arcillas y gravas con fragmentos de ladrillos, cerámica, bloques, plásticos, etc. Esta unidad se puede definir a partir de los siguientes parámetros geotécnicos:

- Capacidad portante: 0Kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de deformación : <50Kg/cm<sup>2</sup>.
- Ángulo de rozamiento: 20°
- Cohesión: 0Kg/cm<sup>2</sup>
- Densidad: 1,8g/cm<sup>3</sup>

Las tres unidades que se definirán a continuación son las que se definen como el Triciclo de Barcelona:

## Formación triciclo de Barcelona

Los sedimentos cuaternarios están formados principalmente por diferentes alternancias de arcillas rojas, limos marrones, arenas y gravas. Estos materiales son los que forman parte de la formación denominada Triciclo de Barcelona. Debido a su variabilidad se pueden dividir en tres unidades diferentes:

### Unidad B: Limos y Arenas con gravillas

Esta unidad está formada por limos de color marrón claro y beige y arenas con algún nivel intercalado con algo de gravas de materiales paleozoicos y nódulos carbonatados. Esta sub-unidad presenta valores de  $N_{spt30}$  de entre 17 y 32. En el ensayo de compresión simple da valores de entre 0.99 y 1.40 Kg/cm<sup>2</sup>. Las granulometrías realizadas mediante el cribado muestran que por la fracción arena grosera (5mm) pasa el 86-95%, por la fracción de arena fina (2mm) pasa el 76-91% y por la fracción de finos (0.08mm) pasa el 31.1-34.7%. Presenta los siguientes límites de Atterberg: Límite líquido de entre 0 y 27.5, Límite plástico de entre 0 y 20.1 con un índice de plasticidad de no plástico a 7.4. Y en la clasificación de suelos USCS se han clasificado como SM y SC. Mediante cortes directos no drenados se ha detectado unos valores críticos de cohesión de entre 0.11-0.13 y un valor crítico de ángulo de rozamiento de 27°.

- La densidad natural es de entre 18.7 y 19.1 kN/m<sup>3</sup>.
- La densidad seca es de entre 16.5 y 16.7 kN/m<sup>3</sup>.
- La humedad natural es de entre 11.51-15.4%.

A partir de la bibliografía existente, se establece un módulo de deformación de 400Kg/cm<sup>2</sup>.

### Unidad C: Arcillas rojas

Unidad formada principalmente por arcillas rojas y marrinosas compactas y que localmente puede presentar gravas de materiales paleozoicos o nódulos carbonatados y también presenta fracción arenosa. Algunas veces en la base presentan un nivel centimétrico de costra carbonatada. Esta sub-unidad presenta valores de  $N_{30}$  de entre 17 y 36. Estos materiales, presentan unos valores de compresión simple in situ (realizados con el penetrómetro de mano de tipo Soil Test) en el caso de las arcillas de entre 2.0 y >5Kg/cm<sup>2</sup>. En el ensayo de compresión simple, da un valor de 1.96 Kg/cm<sup>2</sup>. Las granulometrías realizadas mediante el cribado, muestran que por la fracción arena grosera (5mm) pasa el 98%, por la fracción de arena fina (2mm) pasa el 97% y por la fracción de finos (0.08mm) pasa el 88%. Presenta los siguientes límites de Atterberg: Límite líquido de 37.8, Límite plástico de entre 20.6 y un índice de plasticidad de 17.2. Y en la clasificación de suelos USCS se han clasificado como CL.

- Mediante cortes directas no drenados, se ha detectado unos valores críticos de cohesión de 0.29 y unos valores críticos de ángulo de rozamiento con un máximo de 34°.
- La densidad natural es de entre 1.52 y 2.14 kN/m<sup>3</sup>.
- La densidad seca es de entre 1.30 y 1.93 kN/m<sup>3</sup>.
- Una humedad natural de entre 10.09 y 16.88%.
- A partir de la bibliografía, el documento establece un módulo de deformación de 500Kg/cm<sup>2</sup>.

## Unidad D: Arenas de la base del Cuaternario

Unidad formada principalmente por arenas, cuyo tamaño de grano crece con la profundidad y que presentan matriz limosa y alguna graba de materiales paleozoicos. Esta sub-unidad, presenta valores de N30 de entre 33 y de rechazo en 45 cm. En el ensayo de compresión simple, da valores de  $4.45 \text{ Kg/cm}^2$ . Las granulometrías realizadas mediante el cribado muestran que por la fracción arena grosera (5mm) pasa el 78%, por la fracción de arena fina (2mm) pasa el 66% y por la fracción de finos (0.08mm) pasa el 28.9%. Presenta los siguientes límites de Atterberg: límite líquido de entre 25.58, Límite plástico de entre 17.7 con un índice de plasticidad de 8.1. Y en la clasificación de suelos USCS se han clasificado como SC.

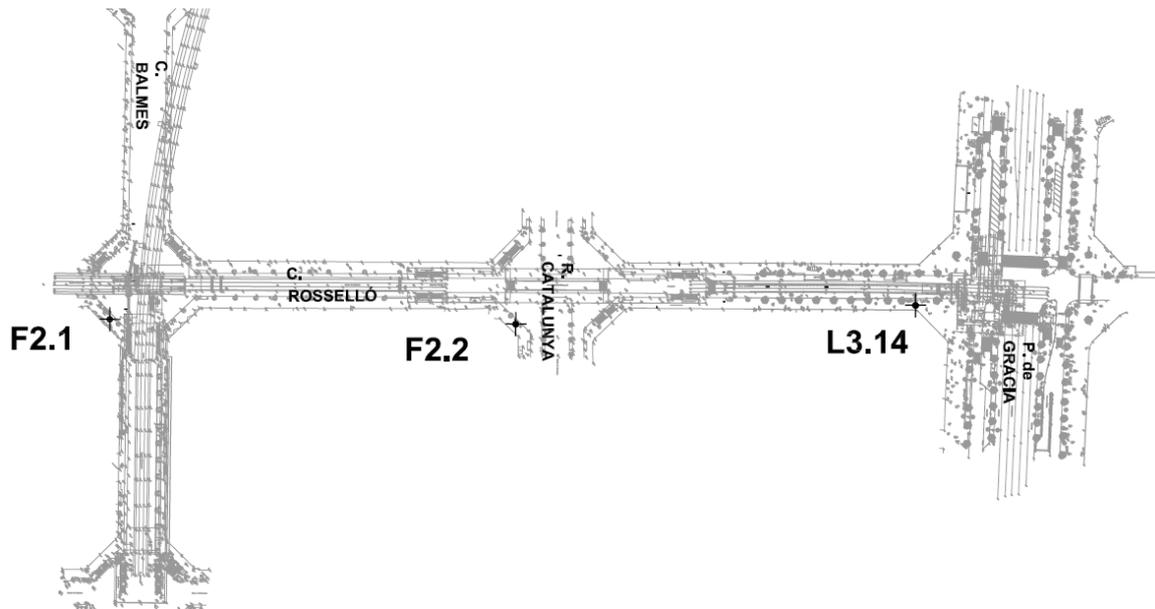
- La densidad natural es de  $1.94 \text{ kN/m}^3$ .
- La densidad seca es de  $1.65 \text{ kN/m}^3$ .
- Una humedad natural de 17.6%
- A partir de la bibliografía, el geotécnico establece un módulo de deformación de  $400 \text{ Kg/cm}^2$ .

De manera que, se observa que uno de los parámetros más importantes en lo que será la simulación es el parámetro principal de la elasticidad, el módulo de Young, en los informes geotécnicos no se determina en ensayos específicos, sino que directamente se toma como valor conocido e igual al valor que se obtiene de la bibliografía. Por tanto, es un valor que se tomará como referencia de orden de magnitud pero no se tomará como definitivo. En el apartado específico de los parámetros de elasticidad, se explica cómo se obtiene este parámetro.

### 6.2.3. Perfil geológico

Para poder construir los diferentes modelos de cálculo, se ha procedido a partir de los datos que se tenían del informe geotécnico de proyecto. De manera que, a partir de la interpolación de estratos se realizó otra interpolación para obtener la distribución de las capas de terreno en las diferentes secciones y modelos en 3D del estudio.

Toda la información documentada en el apartado anterior, procede de sendos sondeos realizados con tal fin. En conjunto, se trata de tres sondeos que se realizaron siguiendo la distribución que se muestra a continuación y que permitieron la extrapolación tomando como hipótesis una distribución más o menos lineal de las inter-fases entre unidades.



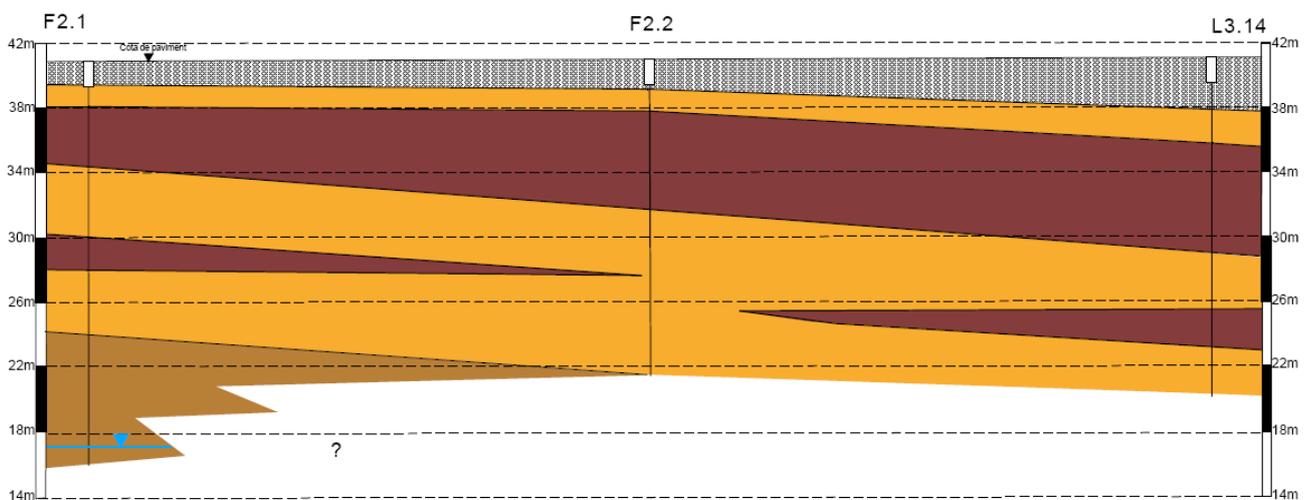
**Figura 6.2.** Vista en planta de los sondeos realizados F2.1, F2.2 y L3.14

Cómo se puede observar, se trata de 3 sondeos que intentan recoger la variación de los diferentes estratos en la zona de afección de todas las obras que engloban las actuaciones del proyecto en cuestión.

Estos tres sondeos, pretenden dar la información para tener las características del terreno circundante a las actuaciones de los intercambiadores de FGC a metro y de L3 a L5 de FMB. El primer intercambiador tiene el vestíbulo central en el cruce de Balmes con Rosselló y el vestíbulo de L5, en el cruce de las calles Rambla de Catalunya con la misma Rosselló, finalmente el vestíbulo de L3 que se sitúa en los cruces del Passeig de Gràcia y la calle Rosselló.

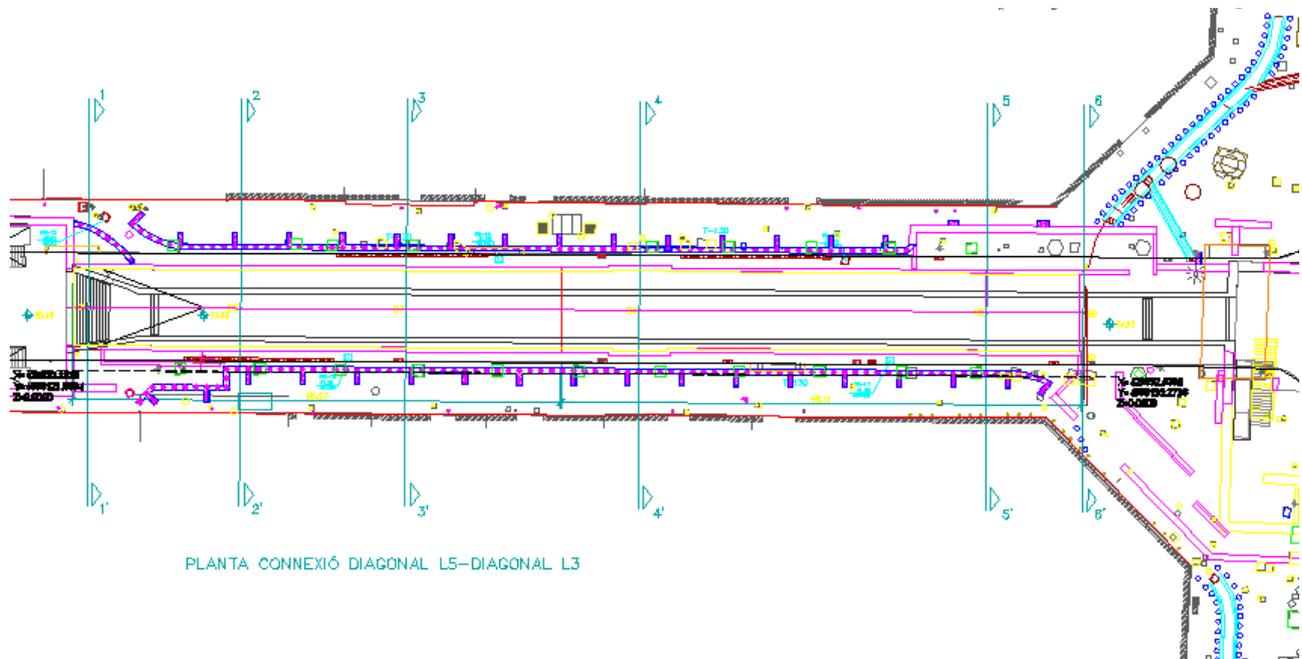
El objetivo de este estudio en cómo se ha descrito anteriormente el pasillo de conexión entre Passeig de Gràcia y Rambla de Catalunya.

De estos tres sondeos. Los sondeos F2.2 y L3.14, son los que marcan las condiciones de contorno inicial y final de tramo afectado por la actuación que se estudia en esta tesina.



**Figura 6.3.** Vista del perfil geológico entre sondeos realizados F2.1, F2.2 y L3.14

La vista del perfil anterior, consiste en una extrapolación de la alternancia de capas de suelo obtenidos en los sondeos puntuales listados F2.1, F2.2 y L3.14. Para obtener la cota aproximada de cada una de las capas de suelo se partió de la posición en planta se obtuvo de la misma manera, interpolando los valores a partir de la posición en planta de los sondeos junto con la posición en planta de las diferentes secciones de estudio.



**Figura 6.4.** Vista en planta de las secciones de estudio

### 6.3. Parámetros obtenidos en la simulación de probetas

#### 6.3.1. Introducción

En este apartado se describe el procedimiento seguido para la obtención de los diferentes parámetros que permitan la definición de los diferentes tipos de suelo. Existen parámetros que se han tomado por hipótesis o sencillamente se han adoptado a partir de lo descrito en el geotécnico. Es el caso de las densidades específicas de cada uno de los diferentes estratos, que se han tomado los aportados por el estudio geotécnico del proyecto del intercambiador. A partir de aquí, el resto de parámetros se han obtenido con los procedimientos que se describirán a continuación, partiéndose de unos valores base, de bibliografía o del geotécnico y en función del resultado obtenido en la gráfica resultante, se ha procedido a la calibración de este valor hasta obtener un resultado satisfactorio.

Una de las cuestiones que se ha cuidado con especial precaución, ha sido la de observar que los valores a los que los parámetros se iban aproximando fueran congruentes, de manera que no se estuviera obteniendo una respuesta válida pero con conjuntos de parámetros sin sentido. Básicamente, por ser valores irreales en cuanto a los intervalos en los que se mueve dicho parámetro para suelos de esas características.

Conjuntos de valores erróneos en cuanto a la verosimilitud de estos, podría inducir a resultados erróneos en las simulaciones de las secciones de estudio y de los modelos en 3D, por lo que es muy importante fijar unos parámetros lo más cercanos a la realidad posible, en cuanto a la respuesta que se obtiene en la simulación numérica.

Para esto, se han realizado varias versiones de cada una de las tres probetas para las que se tiene los resultados de los ensayos de compresión simple, hasta obtener el ajuste que se consideraba más adecuado por ser los parámetros más adecuados en cuanto a los órdenes de magnitud de estos.

El orden de magnitud se determina a partir de los valores presentes en la bibliografía, normativas vigentes como el mismo CTE SE-C o valores aportados por el Informe Geotécnico.

Los estratos de suelo de los que se han modelado las probetas en escala real, son las tres unidades descritas anteriormente como B, C y D, la unidad A es la del relleno y por ser una unidad mezcla de suelo con escombros, etc no tiene sentido su estudio como unidad de suelo. Normalmente, se le suelen considerar, resistencia y cohesión nulas y parámetros resistentes también de baja condición.

En este caso, para poder considerar el estrato de relleno en la simulación, se le han considerado las características que se le presuponen en el informe geotécnico de proyecto, por lo que se ha simulado mediante un modelo elástico con los parámetros teóricos.

Por tanto, las tres unidades restantes son las que definirán el comportamiento global de suelo entorno a la excavación, tanto para el estudio en 2D como en 3D y que se desarrollará a continuación como se obtienen los principales parámetros de los modelos de elasticidad y viscoplasticidad.

### 6.3.2. Características del ensayo a compresión simple

La obtención de los parámetros visco-plásticos de los diferentes tipos de estratos, se ha basado en los ensayos de compresión simple.

Estos ensayos, se encuentran definidos en las normas UNE-103-400-93 y tienen como características que se ejecuta sobre una probeta cilíndrica de terreno sobre la que aplica una presión sobre una de las caras mientras en la otra cara se mantiene fija, de manera que ejecuta el ensayo aplicando una deformación volumétrica del 2% cada minuto hasta llegar a rotura. La característica principal es que la muestra de terreno se hace llegar a rotura aplicando únicamente una tensión  $\sigma_1$  principal mientras que la tensión de confinamiento  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$  es nula.

Este esquema de tensiones aplicadas sobre la probeta se traduce en un tensor de tensiones como el siguiente:

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{pmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

Una característica de la muestra, es que esta deberá ser preparada antes de realizar la prueba dependiendo de si es una muestra inalterada o alterada (remoldeada). En este caso, se trataba de probetas inalteradas, de manera que las propiedades del suelo se mantienen, obteniéndose en principio unos valores más fieles a la realidad. La obtención de estas probetas, se realiza mediante un aparato de pared gruesa, con una vaina interior de PVC de 60 cm de longitud y 6 cm de diámetro. Este aparato recoge la probeta al ser hincado, ya que cuenta con unas características similares al ensayo presiométrico SPT.



**Figura 6.5.** Equipo extractor de muestras

Una vez recogida la muestra, debe prestarse atención al proceso de extracción de la muestra de la vaina. Para realizar dicho proceso se debe usar un extractor de muestras. Este instrumento es capaz de extraer el núcleo de suelo del tubo de muestreo en la misma dirección en que la muestra entró al tubo, a una velocidad uniforme y con la mínima alteración. Las condiciones en el momento de la extracción de la muestra, pueden indicar la dirección del movimiento pero la principal preocupación debe ser mantener en un mínimo su grado de alteración, de esta manera se obtienen resultados más acordes al estado original del terreno en su estado natural que es la situación que realmente nos interesa poder simular.

Este tipo de prueba, se realiza aplicando un esfuerzo axial a una muestra de suelo, obviando la etapa de presión hidrostática y solamente aplicando la etapa de carga que conduce el suelo o muestra a la rotura, y básicamente la característica principal es que esta muestra se ensaya sin confinamiento lateral.



**Figura 6.6.** Equipo ensayo compresión simple

Considerando que el estado de la muestra en un primer momento es de esfuerzos totales nulos y que el agua soporta toda la presión de pre-consolidación  $\sigma_z$ , la tensión que producirá el agua será la necesaria para que la muestra conserve su volumen. Posteriormente, se lleva la muestra a la rotura aplicándole esfuerzo axial ( $q_u$ ), de forma que podamos medir la resistencia, a causa del aumento de esfuerzo axial también aumenta la presión neutral a  $u_2$ .

La prueba debe durar de 5 a 10 minutos, aplicando una carga en incrementos a cada minuto de 1/5 a 1/10 según la carga de falla estimada. En pruebas con deformación controlada deberá trabajarse con una velocidad tal que la prueba dure el mínimo tiempo señalado.

En los ensayos que realizó el laboratorio para la empresa que redactó el geotécnico, realizó los ensayos con una velocidad de ensayo tal, que suponía unas deformaciones del 2%/min, llegándose en este casos siempre a rotura con los tres ensayos.

El procedimiento seguido, ha sido la recreación de las tres probetas que son representativas de los tres principales estratos del problema, se han realizado respectivos modelos en 3D con las mismas dimensiones que las probetas de los ensayos reales y se les ha aplicado el mismo protocolo de deformaciones impuestas, un 1% por cada 30 s de tiempo de ensayo, siendo la velocidad que dicta la normativa de referencia UNE pertinente de un 2%/min.

En la bibliografía consultada, en varios documentos normativos y simples recomendaciones, dónde se describe cómo realizar el ensayo de compresión simple y sus características, se pone en manifiesto que el hecho de realizar el ensayo a compresión diferentes velocidades de aplicación de la carga o con diferentes incrementos de carga, puede ocasionar variaciones de forma en la curva tensiones-deformaciones. No sólo en la evolución de la respuesta del suelo se puede obtener variación sino que además se puede obtener una resistencia última diferente.

Queda patente por tanto, que tras haberse realizado un gran número de ensayos de este tipo, el comportamiento de un suelo depende de la velocidad de aplicación de la carga, de manera que da sentido a realizar las simulaciones considerando un modelo visco-elástico dependiente del tiempo, de manera que el parámetro de la viscosidad intente modelar la respuesta del suelo ante el incremento de carga, pero considerando la deformación que quedaría por darse en la probeta aunque no se impusiera más deformaciones en el suelo.

### 6.3.3. Parámetros de Elasticidad

#### 6.3.3.1. Módulo de Young

El módulo de Young, factor que relaciona la tensión aplicada con la deformación a esperar en términos de un modelo elástico, se ha obtenido a partir de las simulaciones numéricas, no contemplándose los valores que se describen en el informe geotécnico cómo directamente válidos. Estos valores se han respetado cómo referencia y orden de magnitud.

Para obtener una primera aproximación al valor del módulo, se realizó una primera serie de simulaciones numéricas con el modelo elástico. El módulo elástico, por definición es la pendiente de la curva tensiones-deformaciones. Esta primera aproximación se realizó considerando estos valores simplemente cómo valores de partida, obteniéndose los valores resumidos a continuación:

Características materiales		Elasticidad	
		E (N/m <sup>2</sup> )	E simulación (N/m <sup>2</sup> )
Hormigón	-	3,50E+10	3,00E+10
Relleno	Unidad A	5,00E+06	5,00E+06
Limos y arenas con gravillas	Unidad B GE-034486	6,00E+06	6,00E+06
Arcillas	Unidad C GE-034493	2,40E+06	2,40E+06
Arenas	Unidad D GE-034491	4,30E+07	4,30E+07

Figura 6.7. Resumen parámetros elasticidad iniciales. Módulo de Young

De esta tabla se puede observar cómo, los valores obtenidos para el módulo elástico, no se corresponden con la relación de valores aportados por la bibliografía. Para las unidades de arcillas y limos arenosos los módulos obtenidos en la simulación son de un orden de magnitud menor al valor teórico, mientras que para las arenas es del mismo orden de magnitud y de valor parecido.

Parece ser lógico, que se obtengan estas diferencias debido a que las dos primeras unidades se tratan de suelos de tipo cohesivo, por tanto son suelos en los que la influencia de los parámetros viscosos será mayor que en la unidad de suelo de arena, en la que el comportamiento diferido en el tiempo y el comportamiento de tipo plástico será menor a los primeros.

A partir de estas consideraciones, el parámetro de módulo de Young se ha obtenido mediante la simulación con el modelo visco-plástico y en combinación con los parámetros de viscosidad, energía de fractura, endurecimiento lineal y límite elástico. En el apartado de parámetros del modelo de visco-plasticidad, se desarrolla cómo se obtienen el resto de valores.

Estos son los valores de módulo de Young, obtenidos con la simulación de las probetas ensayadas con el ensayo a compresión simple y con un modelo elástico:

Características materiales			Elasticidad	
			E (N/m <sup>2</sup> )	E simulación (N/m <sup>2</sup> )
Hormigón			3.50E+10	3.50E+10
Relleno	Unidad A		5.00E+06	5.00E+06
Limos y arenas con gravillas	Unidad B	GE-034486	4.50E+07	2.00E+07
Arcillas	Unidad C	GE-034493	5.00E+07	1.40E+07
Arenas	Unidad D	GE-034491	4.00E+07	1.20E+07

**Figura 6.8.** Resumen parámetros elasticidad obtenidos. Young

Cómo se puede observar en la tabla, los valores obtenidos, son del orden de magnitud de los valores obtenidos del informe geotécnico. Se mantiene el valor de módulo elástico para la unidad A.

### 6.3.3.2. Coeficiente de Poisson

La obtención del coeficiente de Poisson, se ha realizado mediante las recomendaciones de la normativa de aplicación en el Estado Español el CTE-SE C según el anejo D y también se han consultado bibliografía adicional para contrastar los valores tomados, como Geotecnia y Cimientos Vol III (Jiménez Salas y otros).

De la normativa vigente en el Estado Español, el código técnico de la edificación, se obtiene la siguiente tabla dónde se resumen los valores estándar para el coeficiente de Poisson:

Valores orientativos del coeficiente de Poisson	
Tipo de suelo	Coeficiente de Poisson
Arcillas blandas normalmente consolidadas	0,40
Arcillas medias	0,30
Arcillas duras preconsolidadas	0,15
Arenas y suelos granulares	0,30

**Figura 6.9.** Resumen valores medios coeficiente de Poisson

En este caso, el valor medio propuesto sería de 0,30 para los suelos presentes en el ámbito de estudio, siendo aplicable en general para suelos de tipo granular y también para suelos cohesivos de tipo medio cómo podrían ser los que se tienen en este caso.

De manera que, para las unidades de suelo se han adoptado los valores resumidos a continuación:

Características materiales			Elasticidad
			$\nu$
Hormigón			0,2
Relleno	Unidad A		0,2
Limos y arenas con gravillas	Unidad B	GE-034486	0,3
Arcillas	Unidad C	GE-034493	0,2
Arenas	Unidad D	GE-034491	0,3

**Figura 6.10.** Resumen parámetros elasticidad obtenidos. Poisson

#### 6.3.4. Modelo viscoplástico. Parámetros constitutivos.

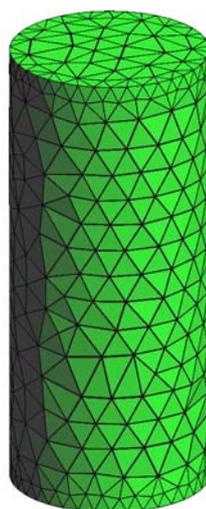
En el apartado que sigue, se desarrolla el procedimiento de obtención de los parámetros referentes al modelo de visco-plasticidad. Se ha partido de unos valores iniciales que permitieran realizar unas primeras valoraciones partir de los resultados obtenidos, comparándolos con la respuesta de los ensayos de laboratorio.

A partir de la profundidad a la que se encontraba la probeta, en el momento de su extracción se realizó una valoración de la presión de pre-consolidación del suelo tomándose dicho valor como límite elástico. Se ha tomado cómo hipótesis de partida, que se trata de suelos normalmente consolidados o que en el caso que se encuentren sobre-consolidados no lo estén en suficiente magnitud como para modificar las propiedades geotécnicas de estos, de manera que el ratio OCR sea cercano a la unidad.

Para encontrar el resto de parámetros para el modelo visco-plástico, viscosidad plástica, límite elástico, endurecimiento lineal y se optó por realizar una calibración de la simulación numérica comparando con los valores obtenidos en el ensayo de laboratorio. Además del módulo de Young, que se empezó la simulación con los valores del informe geotécnico del proyecto y se procedió a su calibración siguiendo el proceso que se explica en el apartado de análisis de sensibilidad.

El análisis de sensibilidad, permite realizar una valoración de la influencia de cada parámetro en el comportamiento de un suelo y se desarrolla en profundidad en el capítulo 6.4.

A continuación, se muestra una de las probetas usadas para la obtención de los parámetros aproximados, que permitan describir el comportamiento del terreno. Como se trata de un modelo visco-plástico se tratará de los parámetros de elasticidad  $E_v$ , y además un límite elástico la viscosidad plástica.



**Figura 6.11.** Probeta de suelo discretizada unidad B elementos tetraédricos.

#### **6.3.4.1. Probeta GE-03/4486; Unidad B**

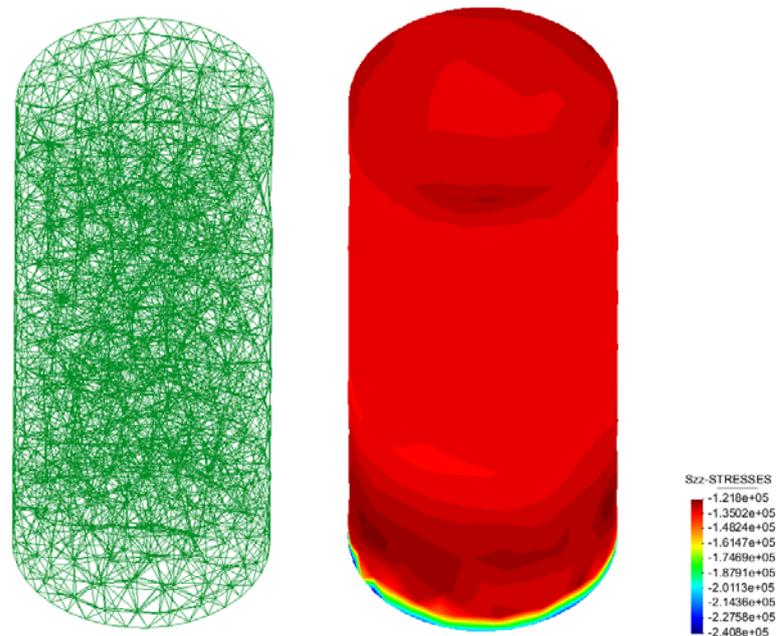
Para el estudio de esta probeta se procedió según el proceso general definido anteriormente asignando en este caso un límite elástico correspondiente a la tensión de pre-consolidación de  $30 \text{ t/m}^2$ , es decir  $3 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ , calculada a partir de la profundidad en la que estaba situada la probeta en el sondeo F.2.1.

Tal como se ha comentado anteriormente, el módulo de rigidez se ha obtenido realizando unos primeros cálculos con el valor del informe geotécnico y con una simulación en elasticidad pura para obtener unas primeras aproximaciones de los valores que parecen más adecuados para representar el comportamiento de esta unidad.

Se han resumido los resultados de la simulación para los pasos de los que se tienen datos del ensayo realizado en laboratorio, por lo que se obtuvo una primera gráfica como primera aproximación y a continuación se presenta también las gráficas para las tensiones frente a las deformaciones en el suelo y fuerzas frente a desplazamientos.

Estas dos gráficas, serán las gráficas de referencia para la evaluación de la idoneidad de los parámetros que definirán al suelo en cuestión.

Antes de presentar los resultados, se explicará cómo se han obtenido los parámetros únicos para cada variable. El valor que se muestra en tablas y se grafica a continuación para los resultados de la simulación de las probetas, se ha obtenido mediante una rutina programada. Debe de considerarse que al realizarse los cálculos, se obtiene resultado de la tensión en tres grados de libertad, desplazamientos en tres grados de libertad para cada uno de los nodos que forman la malla de discretización de la probeta.



**Figura 6.12.** Probeta de suelo discretizada y Tensiones Szz unidad B.

Cómo se puede observar de la probeta discretizada, en la figura 6.13, la cara superior que es en la que se impone la condición de desplazamiento siguiendo una velocidad de %/min cómo en el ensayo a compresión simple. Por lo que se optó por usar un programa que permitía la suma de todas las fuerzas en todos los nodos de la cara superior y así poder obtener la fuerza total y la tensión vertical correctas que se genera en el suelo por ser deformado. Se expresa la respuesta de la probeta en términos de  $F-\delta$ , dónde  $F$  es la fuerza en kN y  $\delta$  es el desplazamiento vertical en mm.

Este proceso se ha realizado para cada una de las simulaciones y para las tres probetas, y se resumen los resultados en la tabla de resultados como la que se adjunta para cada una de las tres unidades estudiadas.

La estructura de los resultados para las tres unidades de suelo, será el de adjuntar en primera instancia la tabla resumen de resultados del ensayo y de la simulación, los pasos de tiempo de los cálculos, tiempo en segundos, y desplazamientos, deformaciones y tensiones y fuerzas para cada paso de tiempo.

A continuación, se adjuntan las gráficas de tensión frente a deformaciones, fuerzas frente a desplazamientos y después los resultados de desplazamientos y tensiones en la probeta para los pasos de la simulación.

Paso de tiempo (NSTEP)	t (s)	Fc (kN) Simulación numérica	qc (kN/m <sup>2</sup> ) Simulación numérica	Deformación axial impuesta (%)	Desplazamiento impuesto(mm)	Fc (kN) Ensayo laboratorio	qc (kN/m <sup>2</sup> ) Ensayo laboratorio
0	0	0.00E+00	0	0.00%	0.000	0.00E+00	0.00E+00
6	30	-3.08E-01	1.13E+02	1.00%	1.364	2.86E-01	1.05E+02
12	60	-3.87E-01	1.42E+02	2.00%	2.714	3.73E-01	1.37E+02
18	90	-3.84E-01	1.41E+02	3.00%	4.051	3.81E-01	1.40E+02
24	120	-3.53E-01	1.30E+02	4.00%	5.374	3.41E-01	1.25E+02
30	150	-3.16E-01	1.16E+02	5.00%	6.684	1.63E-01	6.00E+01

Figura 6.13. Tabla resumen resultados simulación numérica unidad B.

Los resultados de la simulación presentan valores para cada paso del cálculo, o sea cada 5 segundos, que es la unidad que se tomó como paso de tiempo para la simulación. Por esto se han graficado los resultados con resultado sólo en el mismo punto temporal del que se tiene lectura y en cada fase de cálculo.

Se adjuntan ambas gráficas, para poder observar la diferencia entre la comparativa de ambos resultados, y se ve cómo se pierde mucha información al disponer de los resultados del ensayo de laboratorio para pocos puntos del ensayo, las lecturas que se adjuntan en el informe geotécnico son de una gráfica con interpolación lineal entre los puntos de toma de datos.

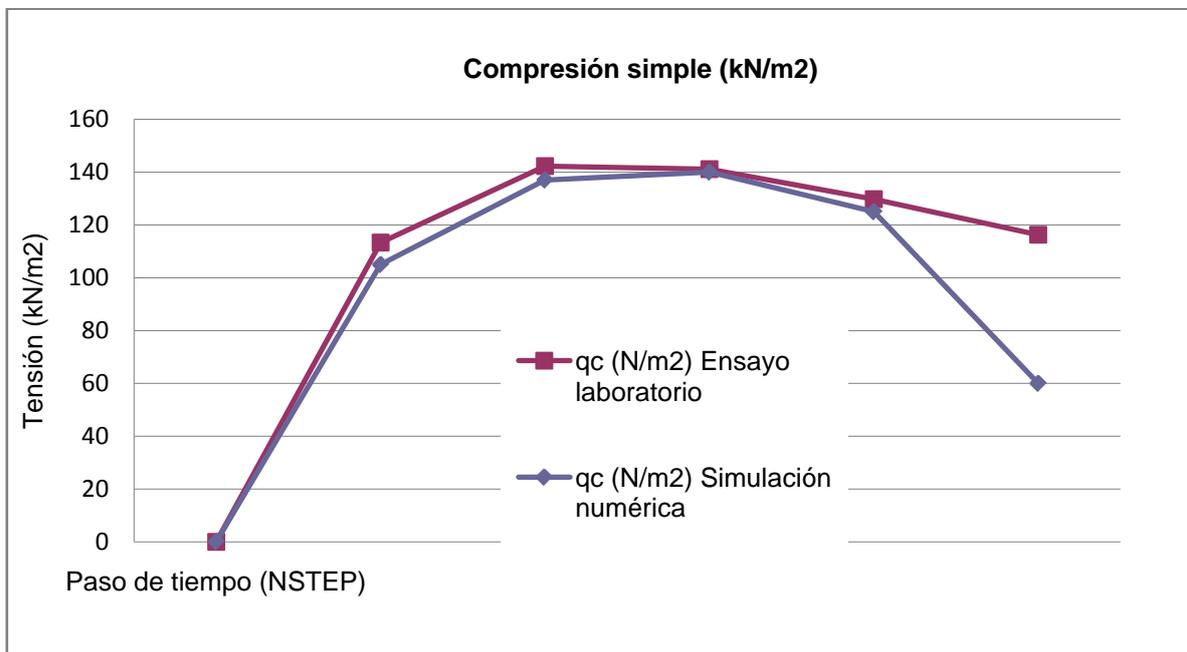


Figura 6.14. Gráfica Tensión vs Deformación Resultados Numérico vs Experimental

Observando una y otra gráficas se puede ver cómo se pierde información por el hecho de tener lecturas parciales del ensayo, pero al disponer del informe geotécnico resumen y no de los resultados de los ensayos no se pudo obtener resultados para más puntos durante la evolución del ensayo.

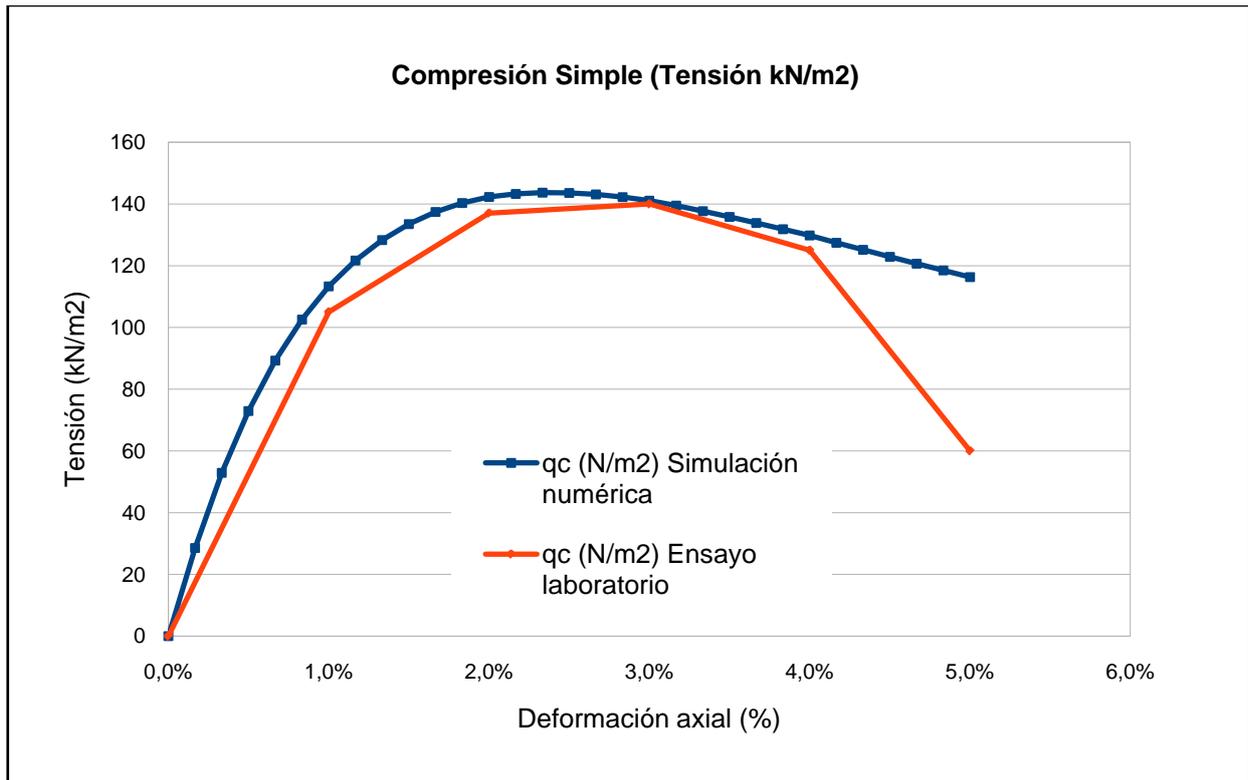


Figura 6.15. Gráfica Tensión vs Deformación Resultados Numérico vs Experimental

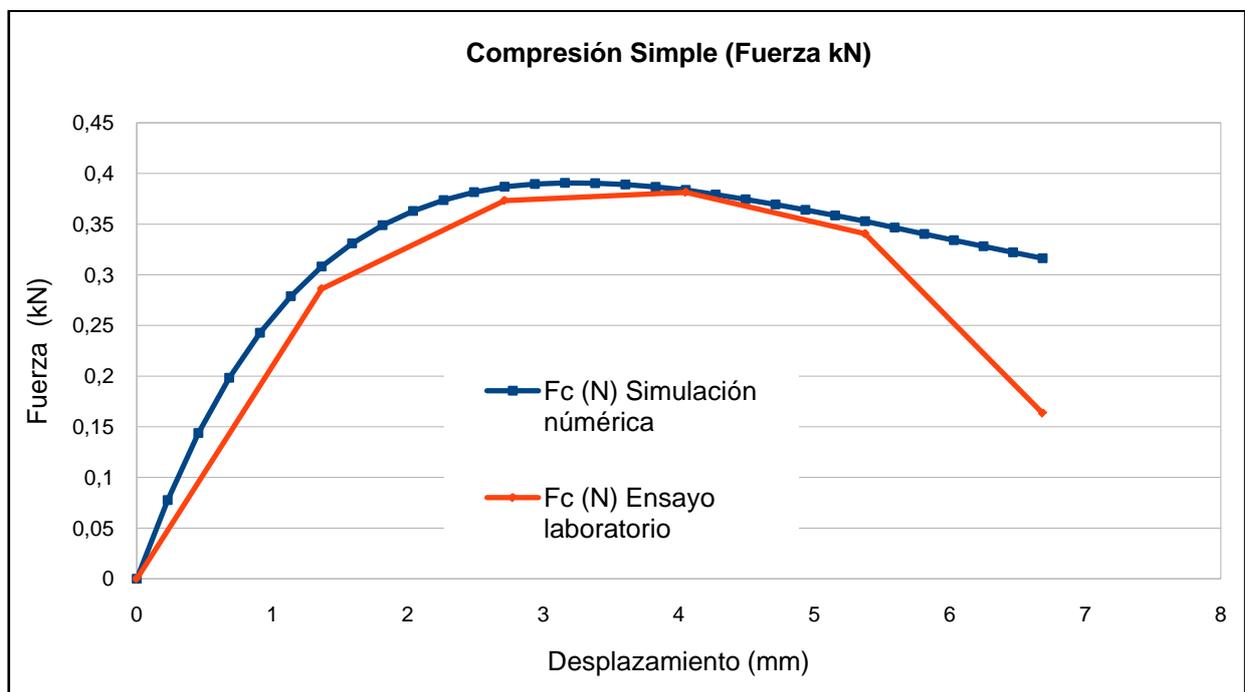


Figura 6.16. Gráfica Fuerza vs Desplazamiento Resultados Numérico vs Experimental

Para esta unidad de suelo, se puede observar cómo se han obtenido lecturas parciales del ensayo, pero al disponer del informe geotécnico resumen y no de los resultados del ensayo de Applus no se ha podido conseguir estas lecturas parciales o con mayor frecuencia.

En la figura 6.17, se observa la buena aproximación numérica de la curva del ensayo experimental, ajustando en la fase inicial y de ablandamiento del suelo hasta llegar a cierto punto de la curva cuando el suelo sigue ablandando, momento en el que se produce un distanciamiento de ambas curvas. El suelo real de la probeta, sufre una pérdida de rigidez repentina, rompiendo la tendencia a la baja que seguía para pasar en un paso de una tensión de  $1,25e^5 \text{ N/m}^2$  a la mitad de  $0,6e^5 \text{ N/m}^2$ , o sea reduciéndose a la mitad para un incremento de un 1% de deformación.

Aparte del último paso de deformación en el que existe un desfase entre curvas, los parámetros que se han determinado para el suelo acaban determinando una curva simulada que siempre queda por encima de la curva del ensayo, por lo que los parámetros del suelo harán que se obtenga una respuesta del suelo un poco más rígida a la respuesta que se obtendría del suelo real.

Para esta unidad B, el valor de módulo de Young que se obtiene de la simulación, se trata del mismo orden que el teórico, pero con un valor un poco menor que la mitad, aunque se comprueba que la pendiente inicial de la curva es un poco mayor que la del terreno.

t (s)	Desplazamiento centro probeta	Tensiones cara superior	Tensiones centro probeta	Tensiones cara inferior
0	0.0000E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
30	7.0935E-01	1.16E+02	1.16E+02	1.15E+02
60	1.3991E+00	1.45E+02	1.45E+02	1.45E+02
90	2.0753E+00	1.45E+02	1.43E+02	1.44E+02
120	2.7392E+00	1.34E+02	1.32E+02	1.32E+02
150	3.3930E+00	1.21E+02	1.17E+02	1.19E+02

**Figura 6.17.** Tabla resumen resultados simulación numérica, Tensiones y Desplazamientos.

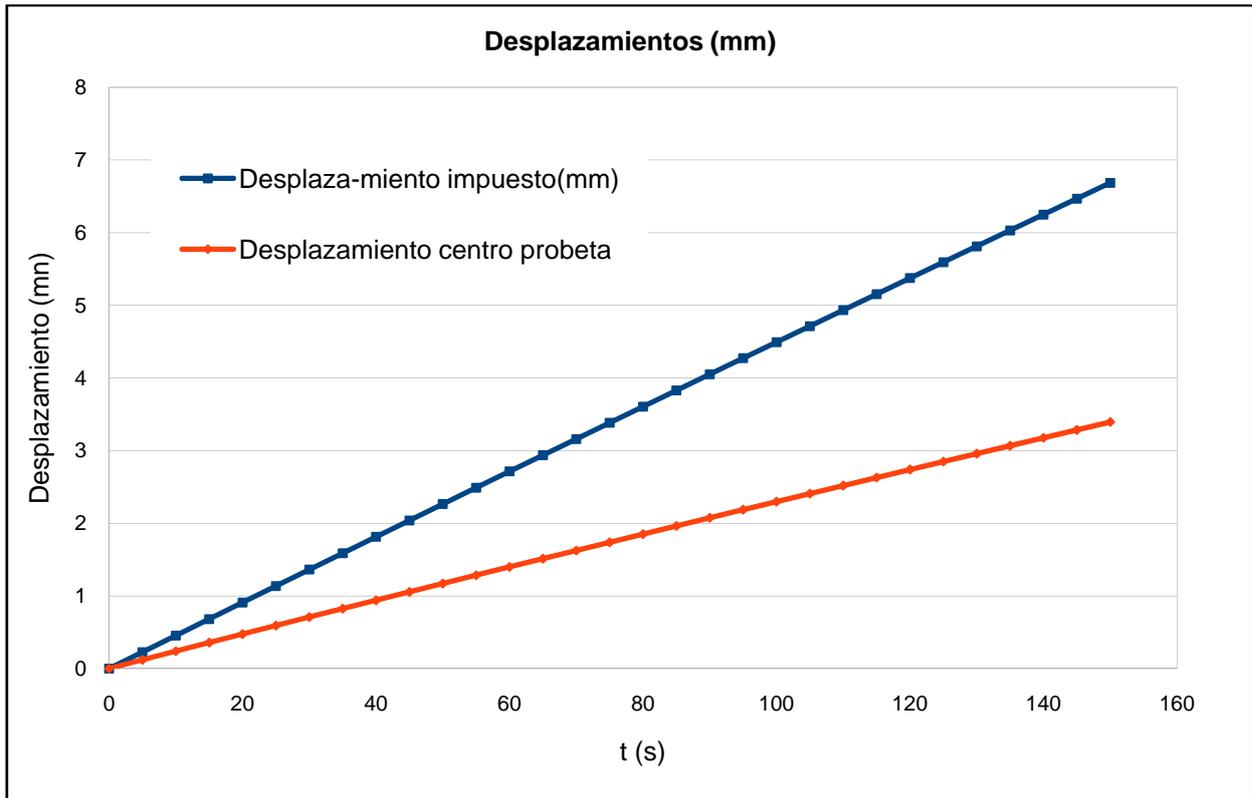


Figura 6.18. Gráfica comparativa desplazamientos en caras superior e intermedia

Se obtiene una gráfica de las tensiones verticales  $S_{zz}$ , que son muy similares tanto para la cara superior, una sección central de la probeta y la cara inferior. Los desplazamientos se observa cómo se producen de manera escalada a la posición en la probeta que le corresponde.

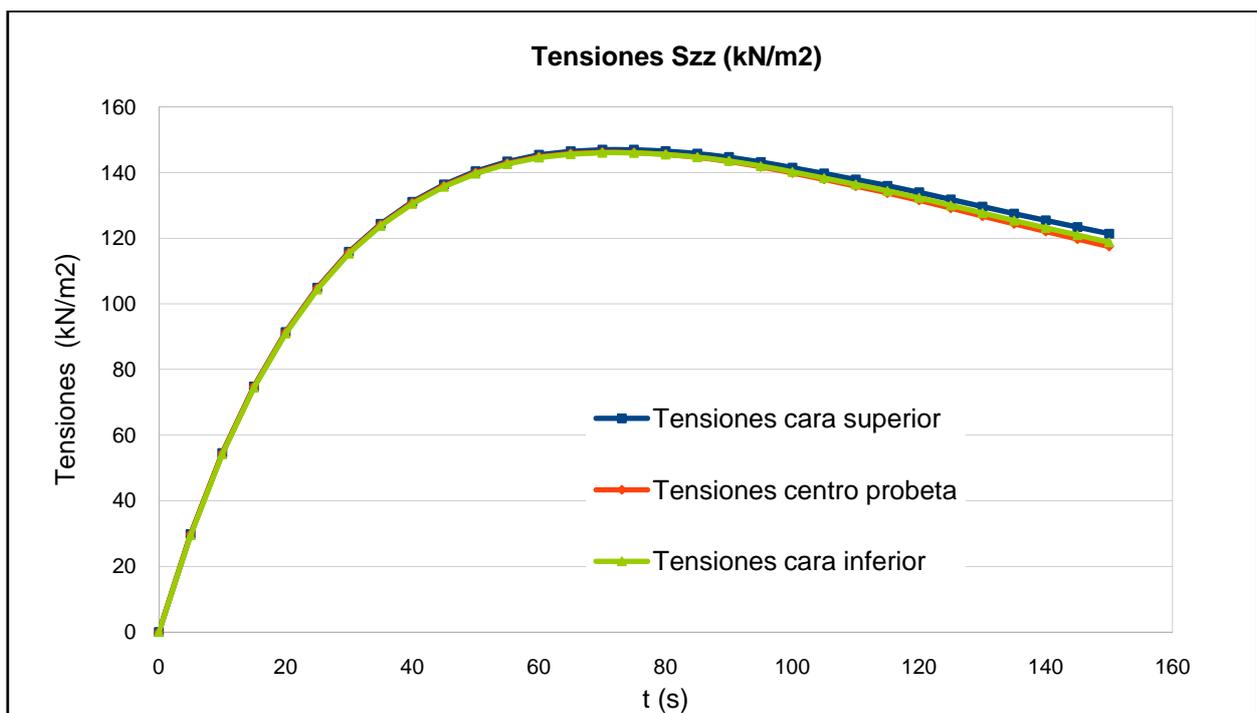


Figura 6.19. Gráfica comparativa tensiones en caras superior, intermedia e inferior.

Al final de la presentación de los resultados para las tres probetas, se adjuntará una tabla resumen para las tres unidades.

### 6.3.4.2. Probeta GE-03/4493; Unidad C

La siguiente unidad de suelo, es la denominada como C y se trata de suelo arcilloso, con una rigidez mayor y resistencia a compresión simple mayor a la unidad anterior. El procedimiento seguido ha sido el mismo que para la unidad anterior y se presentan los resultados con la misma estructura.

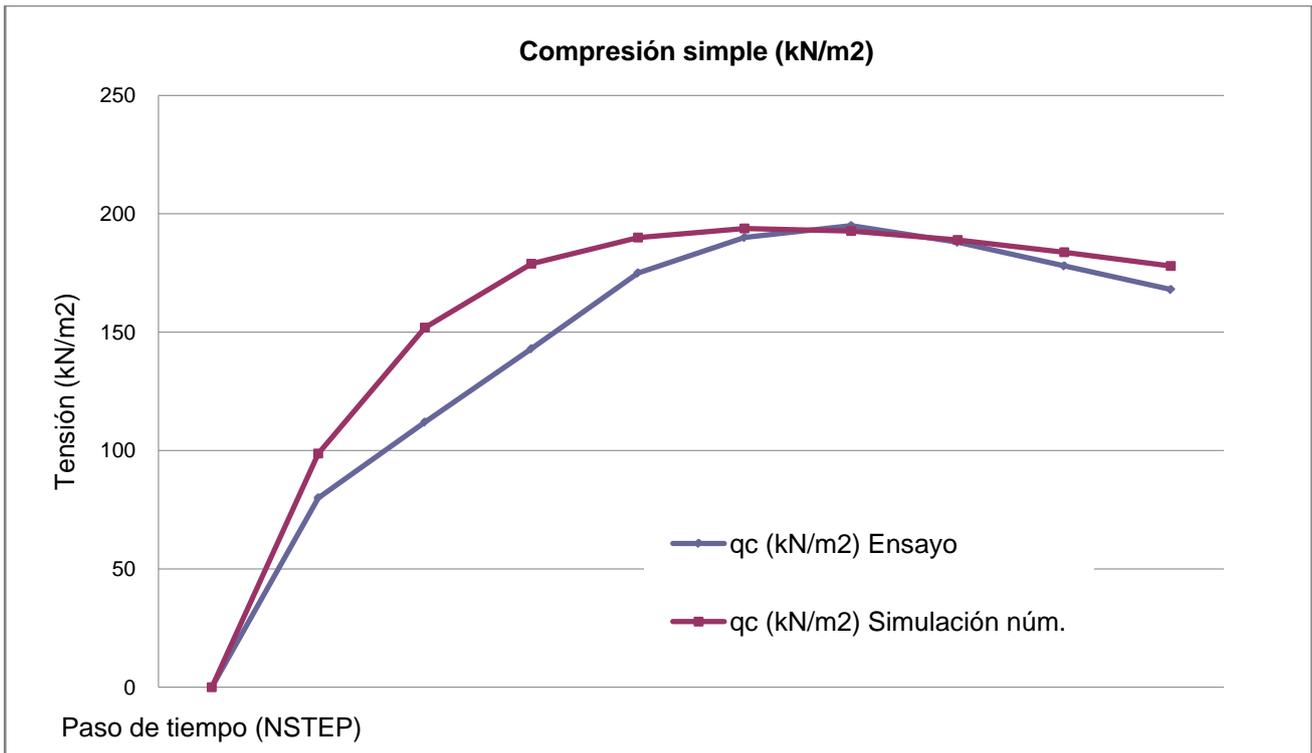
Tal cómo se ha comentado anteriormente, a partir de la iteración en las simulaciones de las probetas se han obtenido los parámetros de visco-plasticidad y también se ha afinado el módulo de Young.

Paso de tiempo (NSTEP)	t (s)	Fc (kN) Simulación numérica	qc (kN/m <sup>2</sup> ) Simulación numérica	Deformación (%)	Desplazamiento impuesto (mm)	Fc (kN) Ensayo laboratorio	qc (kN/m <sup>2</sup> ) Ensayo laboratorio
0	0	0.00E+00	0	0.00%	0.00	0.00E+00	0.00E+00
6	30	-4.13E-01	9.87E+01	1.00%	1.30	3.35E-01	8.00E+01
12	60	-6.36E-01	1.52E+02	2.00%	2.50	4.69E-01	1.12E+02
18	90	-7.49E-01	1.79E+02	3.00%	3.70	5.99E-01	1.43E+02
24	120	-7.95E-01	1.90E+02	4.00%	5.00	7.32E-01	1.75E+02
30	150	-8.11E-01	1.94E+02	5.00%	6.20	7.95E-01	1.90E+02
36	180	-8.07E+02	1.93E+05	6.00%	0.0074	8.16E+02	1.95E+05
42	210	-7.91E+02	1.89E+05	7.00%	0.0086	7.87E+02	1.88E+05
48	240	-7.69E+02	1.84E+05	8.00%	0.0097	7.45E+02	1.78E+05
54	270	-7.45E+02	1.78E+05	9.00%	0.0109	7.03E+02	1.68E+05

Figura 6.20. Tabla resumen resultados simulación numérica unidad C.

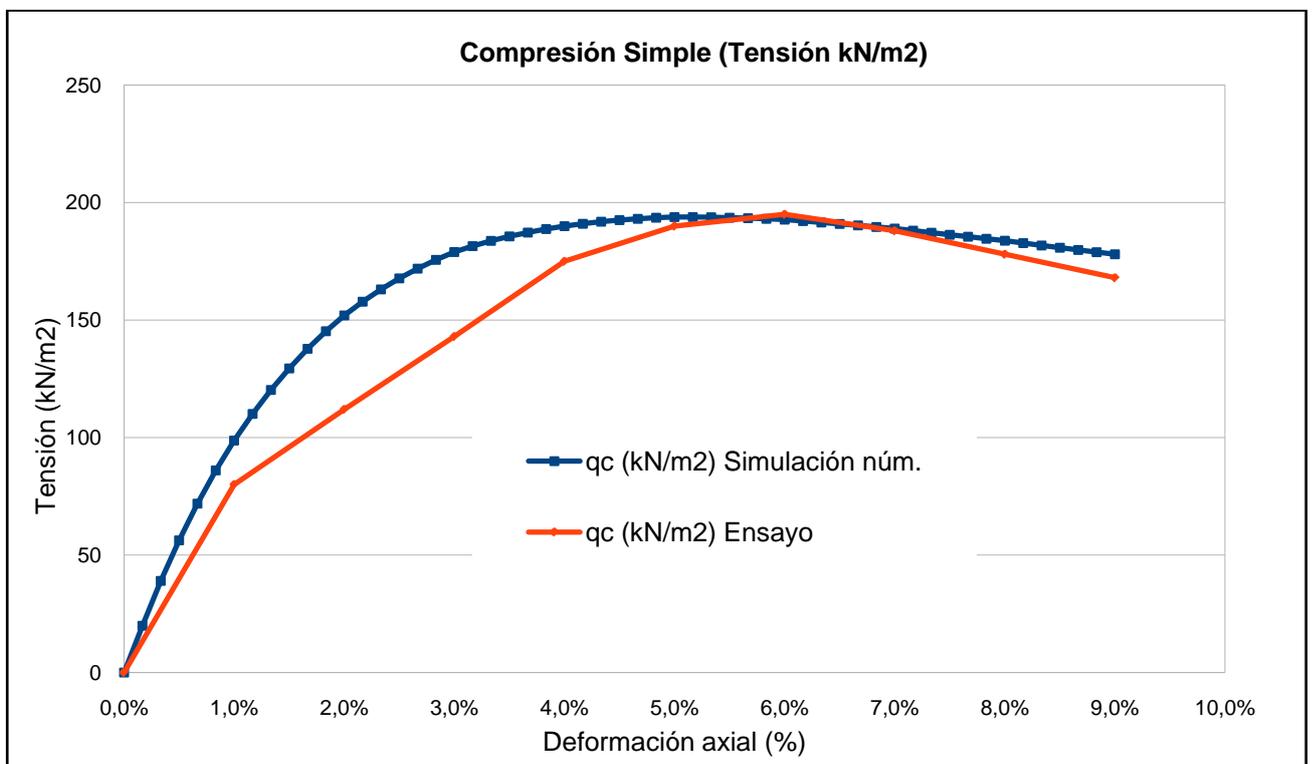
Para esta unidad de suelo, en los parámetros del suelo se ha intentado que la respuesta del suelo simulado siguiera la misma pendiente que la pendiente que presenta la curva del suelo ensayado en laboratorio. El ensayo presenta un pequeño escalón en el principio del proceso de carga, por lo que se ha valorado cómo representar mejor al suelo en cuestión, y en general es complicado obtener una curva de respuesta del suelo simulada que siga la misma forma que una curva experimental. Estas irregularidades se pueden obtener en ensayos experimentales debido a la gran incertidumbre que puede presentar una probeta, en cuanto a la configuración heterogénea que puede presentar, en este caso arcillas que pueden presentar algún tanto por la disposición de los tipos de grano que la conforman cómo por ejemplo bolos o poros que perturben la respuesta ante un proceso de carga como el del ensayo a compresión simple.

En la calibración de los parámetros de un suelo, no se pretende modelar estas irregularidades ya que se parte de la hipótesis que el suelo tendería a comportarse cómo la curva numérica.



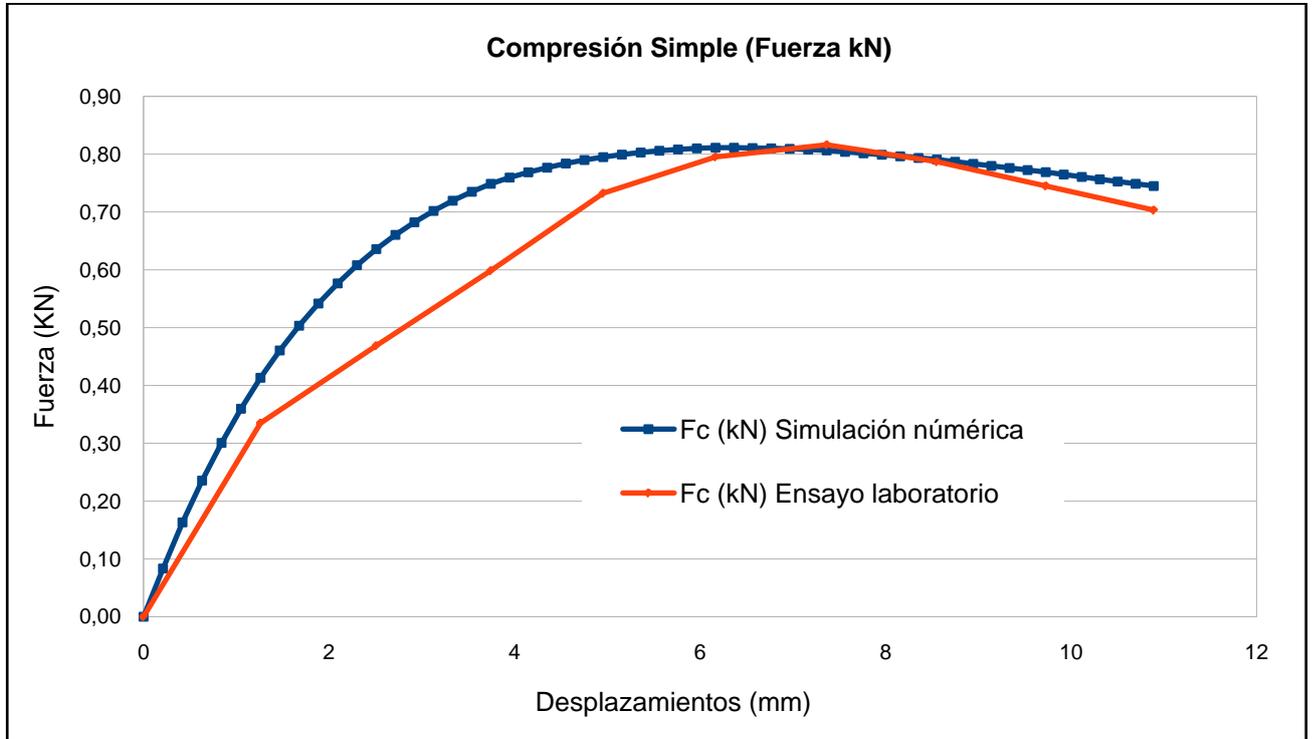
**Figura 6.21.** Gráfica comparativa tensiones vs deformaciones ensayo y simulación.

Cómo se observa en las gráficas, se consigue una rigidez grande al principio de aplicar la deformación y se obtiene cierto ablandamiento del suelo que parece que se mantiene hasta llegar al punto de rotura con el incremento de deformaciones pertinente.



**Figura 6.22.** Gráfica comparativa tensiones vs deformaciones ensayo y simulación.

Se ha conseguido por tanto, representar la parte inicial y final de la curva de tensiones-deformaciones de esta unidad. Aunque debe de observarse que la curva de la simulación presenta una tendencia final diferente a la del ensayo, ablandando más la probeta del ensayo.



**Figura 6.23.** Gráfica comparativa fuerzas vs desplazamientos ensayo y simulación

También se observa que los parámetros del suelo de la simulación, generaran una respuesta más rígida del suelo ya que la curva queda por encima en todo caso de la curva del suelo real. Caso que queda del lado de la inseguridad aunque no se considera que altere los resultados de la simulación.

t (s)	Desplazamiento centro probeta	Tensiones cara superior	Tensiones centro probeta	Tensiones cara inferior
0	0.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
30	0.60	9.88E+01	1.00E+02	1.01E+02
60	1.20	1.52E+02	1.54E+02	1.55E+02
90	1.90	1.80E+02	1.82E+02	1.83E+02
120	2.50	1.91E+02	1.93E+02	1.95E+02
150	3.10	1.95E+02	1.98E+02	1.99E+02
180	3.70	1.94E+02	1.97E+02	1.99E+02
210	4.30	1.89E+02	1.94E+02	1.96E+02
240	4.80	1.84E+02	1.89E+02	1.91E+02
270	5.40	1.78E+02	1.84E+02	1.86E+02

**Figura 6.24.** Tabla resumen resultados simulación numérica. Tensiones y Desplazamientos.

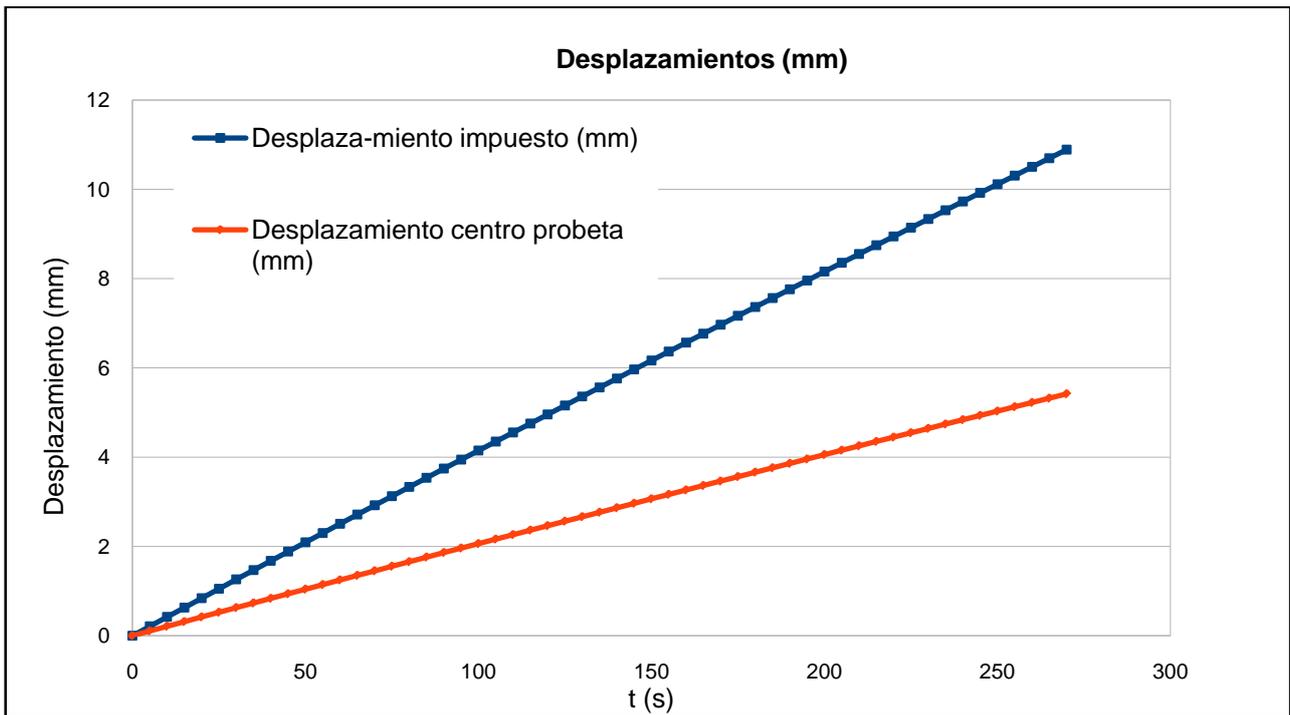


Figura 6.25. Gráfica comparativa desplazamientos en caras superior e intermedia

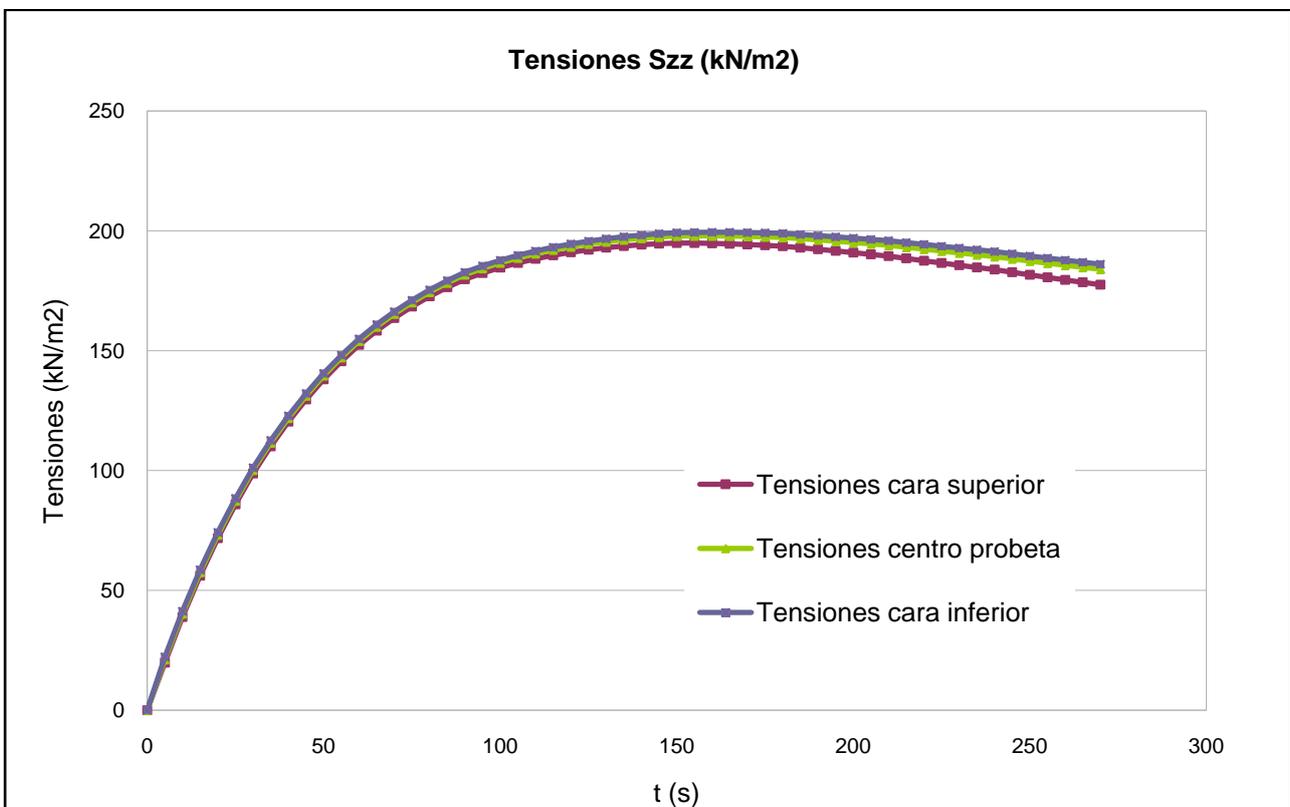


Figura 6.26. Gráfica comparativa tensiones en caras superior, intermedia e inferior.

En este caso, también se obtiene una gráfica de las tensiones verticales  $S_{zz}$ , que son muy similares tanto para la cara superior, una sección central de la probeta y la cara inferior.

Los desplazamientos, también se observa cómo se producen de manera escalada a la posición en la probeta que le corresponde.

A continuación de la unidad D se adjuntarán los parámetros de visco-plasticidad de las 3 unidades B, C y D.

#### 6.3.4.3. Probeta GE-03/4491; Unidad D

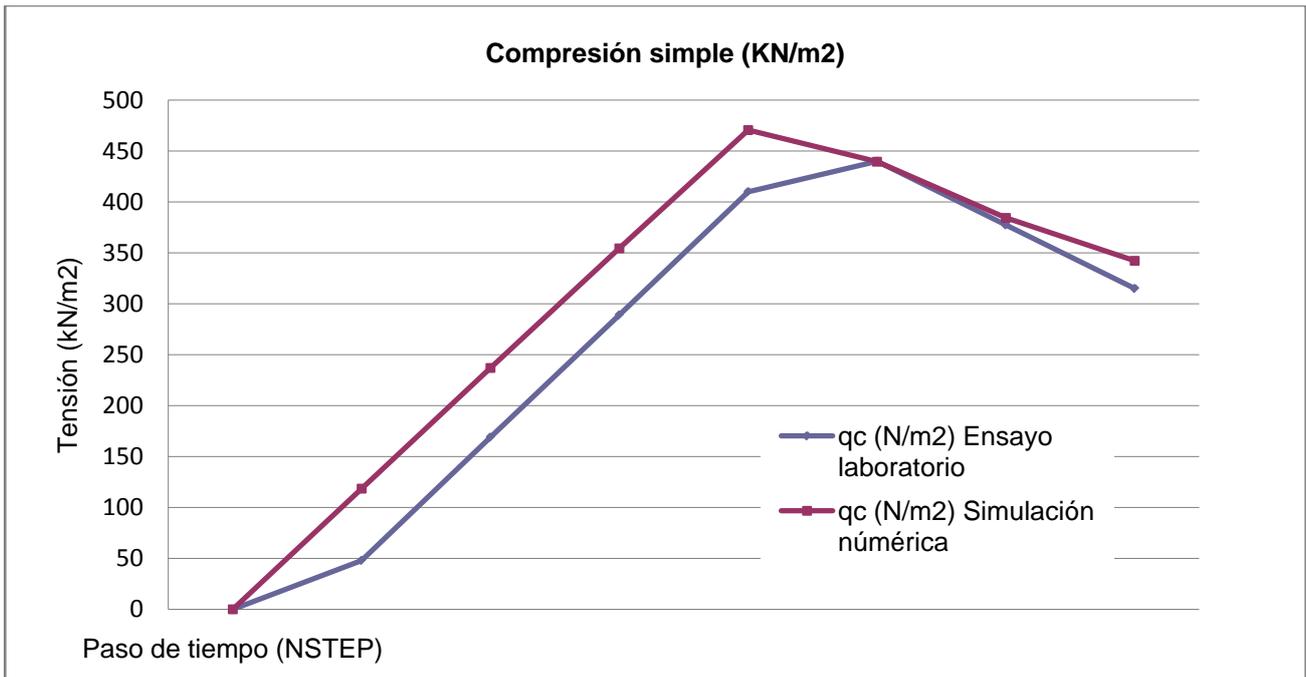
A continuación, se presentan los resultados para la última muestra de las tres que se tienen resultados en forma de ensayos de compresión simple. Tal cómo se ha explicado en la probeta anterior, se sigue la misma estructura que para la muestra inicial.

Se adjunta por tanto, una tabla con el resumen de los resultados de la simulación.

Paso de tiempo (NSTEP)	t (s)	Fc (kN) Simulación numérica	qc (kN/m <sup>2</sup> ) Simulación numérica	Deformación (%)	Desplazamiento impuesto(mm)	Fc (kN) Ensayo laboratorio	qc (kN/m <sup>2</sup> ) Ensayo laboratorio
0	0	0	0	0.00%	0.00	0.00E+00	0.00E+00
6	30	-3.25E-01	1.18E+02	1.00%	1.370	1.32E-01	4.80E+01
12	60	-6.50E-01	2.37E+02	2.00%	2.726	4.64E-01	1.69E+02
18	90	-9.72E-01	3.54E+02	3.00%	4.069	7.93E-01	2.89E+02
24	120	-1.29E+00	4.71E+02	4.00%	5.398	1.12E+00	4.10E+02
30	150	-1.21E+00	4.40E+02	5.00%	6.714	1.21E+00	4.40E+02
36	180	-1.05E+03	3.84E+05	6.00%	0.008017	1.04E+03	3.78E+05
42	210	-9.39E+02	3.42E+05	7.00%	0.009306	8.64E+02	3.15E+05

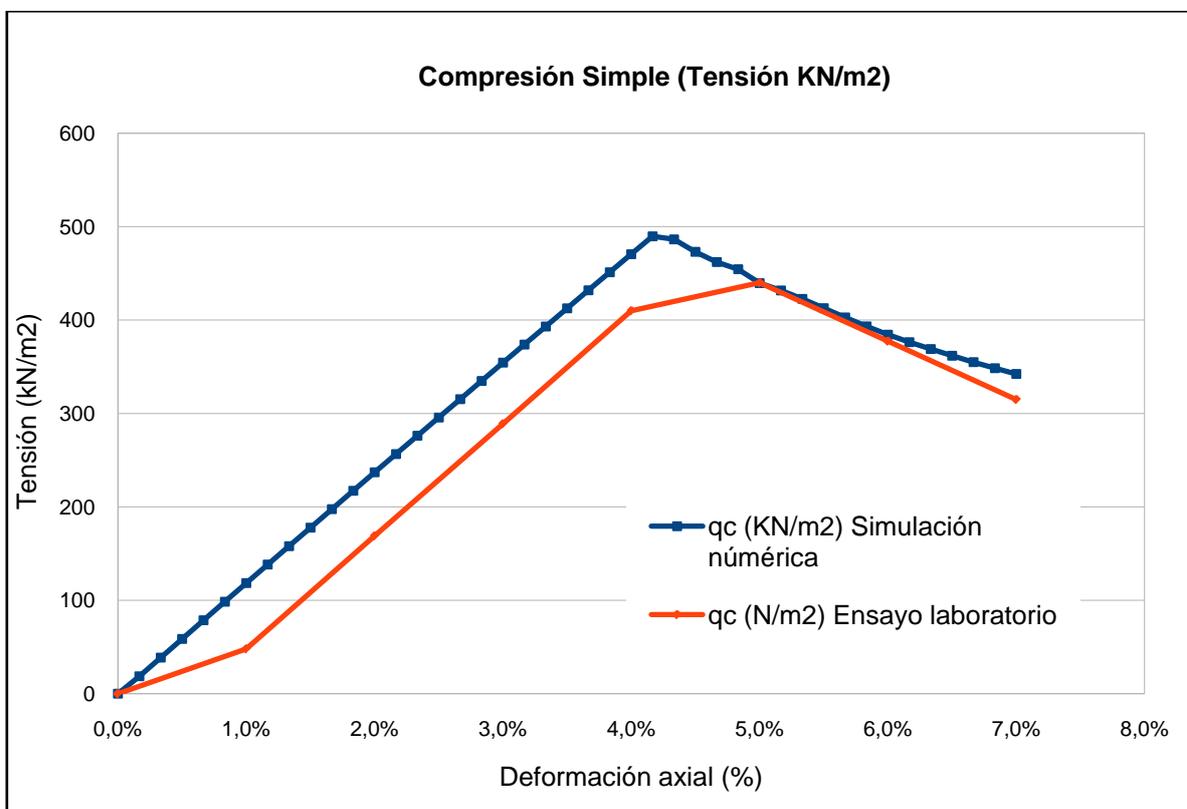
Figura 6.27. Tabla resumen resultados simulación numérica unidad D.

Para esta unidad de suelo, en los parámetros del suelo se ha intentado que la respuesta del suelo simulado siguiera la misma pendiente que la pendiente que presenta la curva del suelo ensayado en laboratorio. El ensayo presenta como un escalón en el principio de la carga, por lo que se creído que representaba mejor el comportamiento del suelo siguiendo la misma pendiente aunque sea en paralelo que no encontrándose en el pico en el que se empieza a producir cierto ablandamiento de la probeta.



**Figura 6.28.** Gráfica comparativa tensiones vs deformaciones ensayo y simulación.

Esta unidad de suelo, de carácter arenoso, se observa cómo se produce un comportamiento semejable a lineal elástico hasta llegar a la rotura y posterior ablandamiento de la probeta. Se ha encontrado el problema del escalón explicado, pero se observa que se ha podido representar de manera bastante aproximada el comportamiento del suelo.



**Figura 6.29.** Gráfica comparativa tensiones vs deformaciones ensayo y simulación.

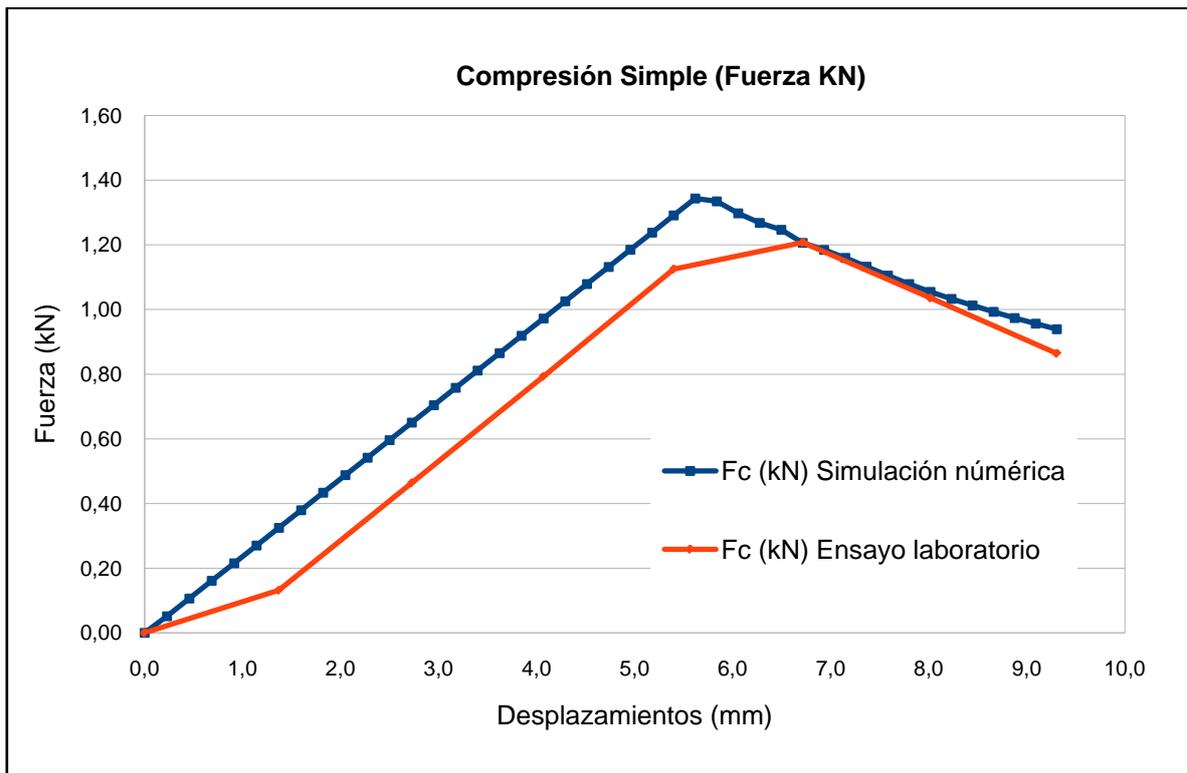


Figura 6.30. Gráfica comparativa fuerzas vs desplazamientos ensayo y simulación

t (s)	Desplazamiento centro probeta	Tensiones cara superior	Tensiones centro probeta	Tensiones cara inferior
0	0	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
30	0.678	1.20E+02	1.23E+02	1.24E+02
60	1.346	2.40E+02	2.44E+02	2.46E+02
90	2.007	3.59E+02	3.64E+02	3.67E+02
120	2.662	4.77E+02	4.83E+02	4.87E+02
150	4.134	4.41E+02	4.75E+02	4.14E+02
180	5.786	3.91E+02	4.45E+02	3.08E+02
210	7.335	3.46E+02	4.18E+02	1.44E+02

Figura 6.31. Tabla resumen resultados simulación numérica, Tensiones y Desplazamientos.

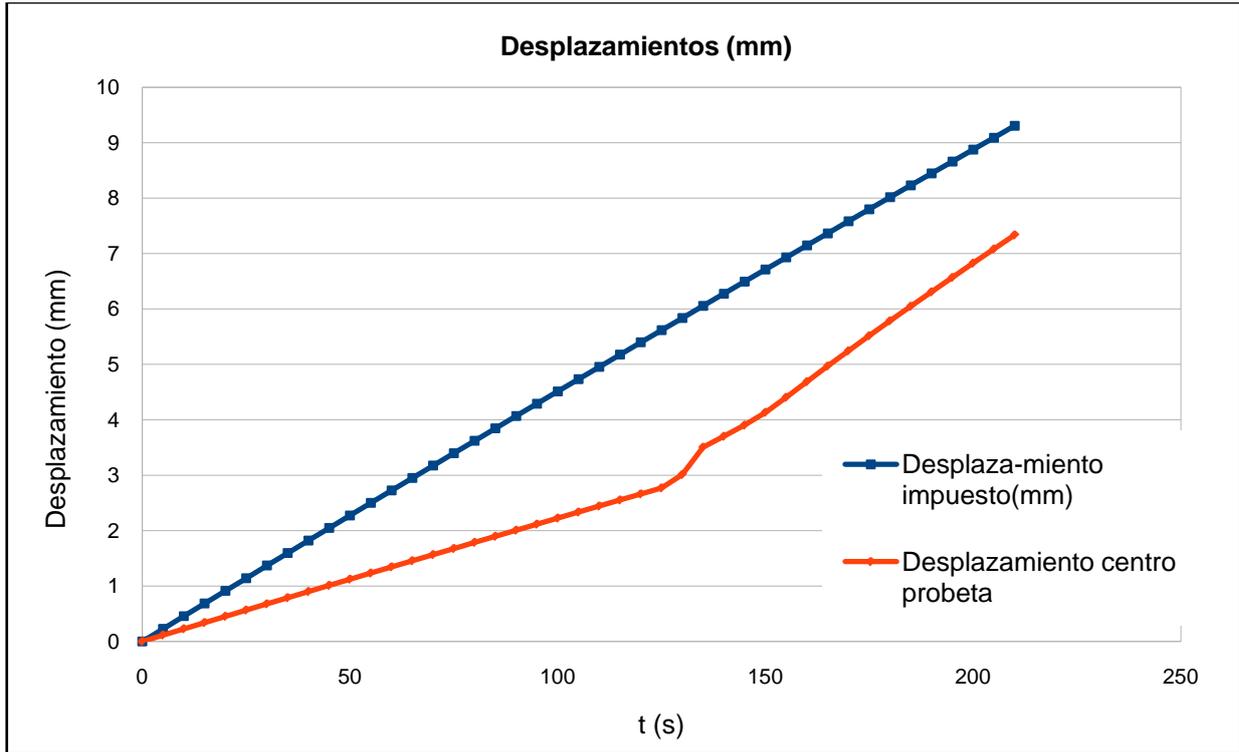


Figura 6.32. Gráfica comparativa desplazamientos en caras superior e intermedia

Los desplazamientos, también se observa cómo se producen de manera escalada a la posición en la probeta que le corresponde, excepto también en el momento de rotura, a partir del cual los desplazamientos son mayores en la parte central de la probeta por encontrarse en suelo en fase de rotura.

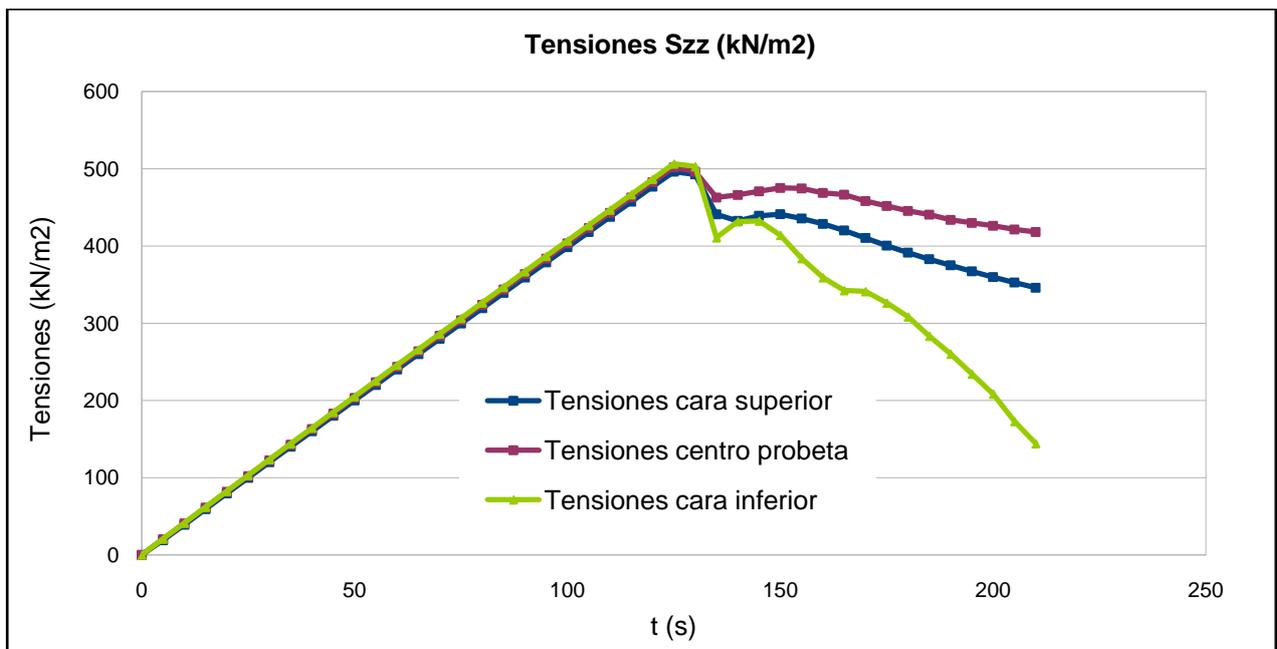


Figura 6.33. Gráfica comparativa tensiones en caras superior, intermedia e inferior.

En este caso, se obtiene una gráfica de las tensiones verticales  $S_{zz}$ , que son muy similares tanto para la cara superior, una sección central de la probeta y la cara inferior, hasta llegar al punto de rotura del suelo, en el que se produce un distanciamiento de las tensiones a valores muy dispares.

#### 6.3.4.4. Resumen propiedades visco-plasticidad

Se resume en la tabla siguiente los parámetros de visco-plasticidad obtenidos en la simulación iterativa de las probetas:

Características materiales			Visco-plasticidad			
			Límite elástico (kN/m <sup>2</sup> )	Endurec. Lineal (kN/m <sup>2</sup> )	Viscosidad plástica	Energía de fractura
Limos y arenas con gravillas	Unidad B	GE-034486	6.80E+00	4.00E+00	9.40E+05	2.10E+01
Arcillas	Unidad C	GE-034493	1.20E+00	1.60E-01	7.50E+06	9.60E+01
Arenas	Unidad D	GE-034491	2.56E+02	1.00E+02	-	1.55E+02

Figura 6.34. Tabla resumen parámetros visco-plasticidad unidades B, C y D.

#### 6.4. Análisis de sensibilidad en los parámetros del suelo

Parte del estudio de obtención de los parámetros, los cuales definen a las unidades de suelo en su comportamiento o respuesta ante las acciones externas, implica realizar toda una serie de pruebas ensayo-error que tienen como consecuencia la obtención de un resultado final, que es el objeto en sí mismo de realizar todas estas simulaciones.

Todo este procedimiento, lo que permite es, llegar a obtener un resultado final pero observando cómo afecta en el comportamiento cada uno de los parámetros de manera independiente. Se empieza realizando una simulación con unos parámetros de partida, hasta acometer la simulación con los parámetros que se consideran más adecuados y se realiza una gran cantidad de cálculos intermedios que son los que permiten aprender u observar cómo se traduce en el comportamiento del terreno el hecho de variar un parámetro u otro.

Durante el proceso, se van cogiendo parámetros y se va alternando valores hasta encontrar el que parece que ajusta más el modelo a la realidad, pero siempre teniendo presente que al variar otro parámetro, como por ejemplo, la viscosidad volverá a surgir la necesidad de tener que variar otro parámetro, cómo el módulo de Young para volver a adecuar el modelo con la probeta ensayada.

De manera que, durante este procedimiento se puede observar cómo condicionan la respuesta del suelo los diferentes valores que se adoptan para los diferentes parámetros. Y a la vez se puede observar también la sensibilidad que dicho parámetro tiene ante pequeñas o grandes variaciones del valor que toma. Por lo que, se ha creído oportuna la inclusión de la serie de gráficas que muestran claramente todo lo comentado, que son parte de las conclusiones obtenidas en el largo proceso de reiteradas simulaciones hasta llegar a la última versión, que es la que se ha valorado que representaba mejor el comportamiento experimental obtenido.

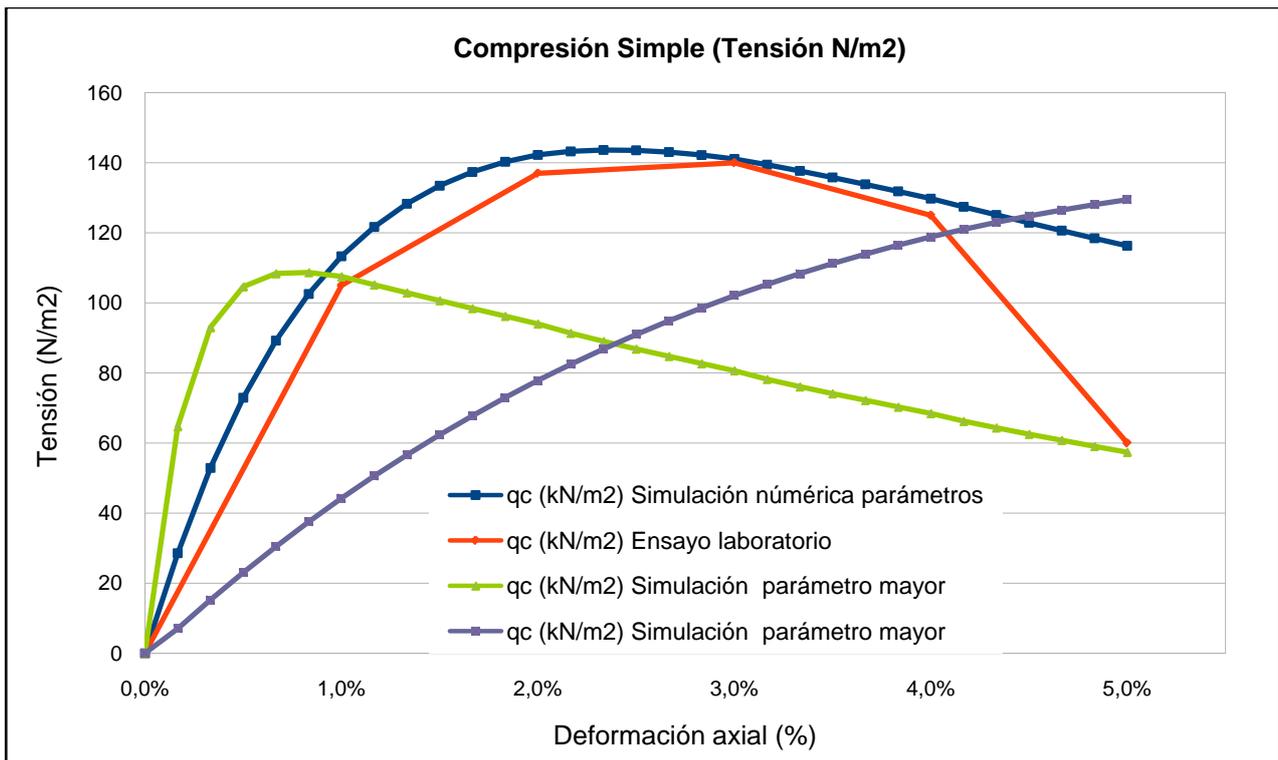
En este apartado, se adjuntará la relación de resultados que se obtienen simulando la probeta de la unidad de suelo B, con los parámetros definitivos como base y la curva obtenida en el ensayo de laboratorio también, para poder verificar la implicación de un cambio de parámetro sin variar el resto de parámetros.

Se adjuntan la serie de parámetros de elasticidad y visco-plasticidad en forma de gráficos, para que se pueda observar la variación de un parámetro aumentado y reducido proporcionalmente en un factor que se creído que era lo suficientemente representativo gráficamente cómo para poderse ver representado y observar la evolución de la respuesta tensional ante deformaciones impuestas para una correlación de valores.

**6.4.1. Análisis de parámetros de elasticidad**

**6.4.1.1. Módulo de Young**

El módulo de Young, al ser un parámetro que determina la rigidez del suelo, tiene una clara influencia sobre cómo será la respuesta tensional del suelo ante las deformaciones impuestas. En este caso, se ha incrementado o disminuido la rigidez y se adjuntan los resultados obtenidos con un factor de 4, para que los efectos fueran perfectamente visibles y.



**Figura 6.35.** Gráfica comparativa valores módulo de Young

En esta gráfica, se puede observar que si se reduce el módulo de Young ante igualdad de los otros parámetros, se obtiene una respuesta con unas tensiones menores en el suelo, debido a que ante las mismas deformaciones impuestas, las tensiones necesarias para obtenerlas son menores.

Por otro lado, la situación en la que el módulo de Young es mayor, se obtiene el resultado inverso, las tensiones que se generan en el suelo ante las mismas deformaciones, son mayores.

Debe observarse también, que aunque la proporción en que se ha aumentado o reducido la rigidez ha sido al misma, la pendiente obtenida no sigue la misma proporción, y esto es debido a la influencia que el resto de parámetros generan. Si el análisis se realizara con un modelo elástico, entonces sí que se podría ver una correlación exacta y proporcional entre el valor de módulo de Young y la pendiente de la curva de tensiones.

En este caso, además se puede observar la influencia clara que ejercen otros parámetros, como por ejemplo la energía de fractura. Al mantenerse un mismo valor de energía de fractura, que sería aproximadamente la energía que quedaría comprendida bajo la curva de tensiones, entonces se observa cómo para la situación con un módulo menor, cómo la energía consumida es menor o la energía restante es mayor, por lo que la curva de respuesta sigue creciendo, es decir las tensiones siguen creciendo con la deformación hasta llegar a la rotura o consumir toda la energía de fractura.

En el caso del módulo 4 veces mayor al valor definitivo, se observa que aunque la respuesta del suelo simulado genera mayores tensiones para la misma deformación, cómo la energía de fractura es la misma, el suelo rompe o pierde rigidez para una deformación menor que en el caso de rigideces menores.

En un punto cercano a las deformaciones de 2,40 % se obtienen tensiones similares, aunque en una caso se observa que la respuesta es proporcional y creciente con las deformaciones mientras que en el otro caso, la respuesta del suelo sería con pérdida de rigidez de este y se obtendría una reducción del estado tensional del suelo ante las deformaciones impuestas por el ensayo. El parámetro que se deduce que tiene más afección en este caso a igualdad de su valor es el parámetro de energía de fractura, aunque el resto de parámetros también forman parte de la respuesta aunque en menor cuantía.

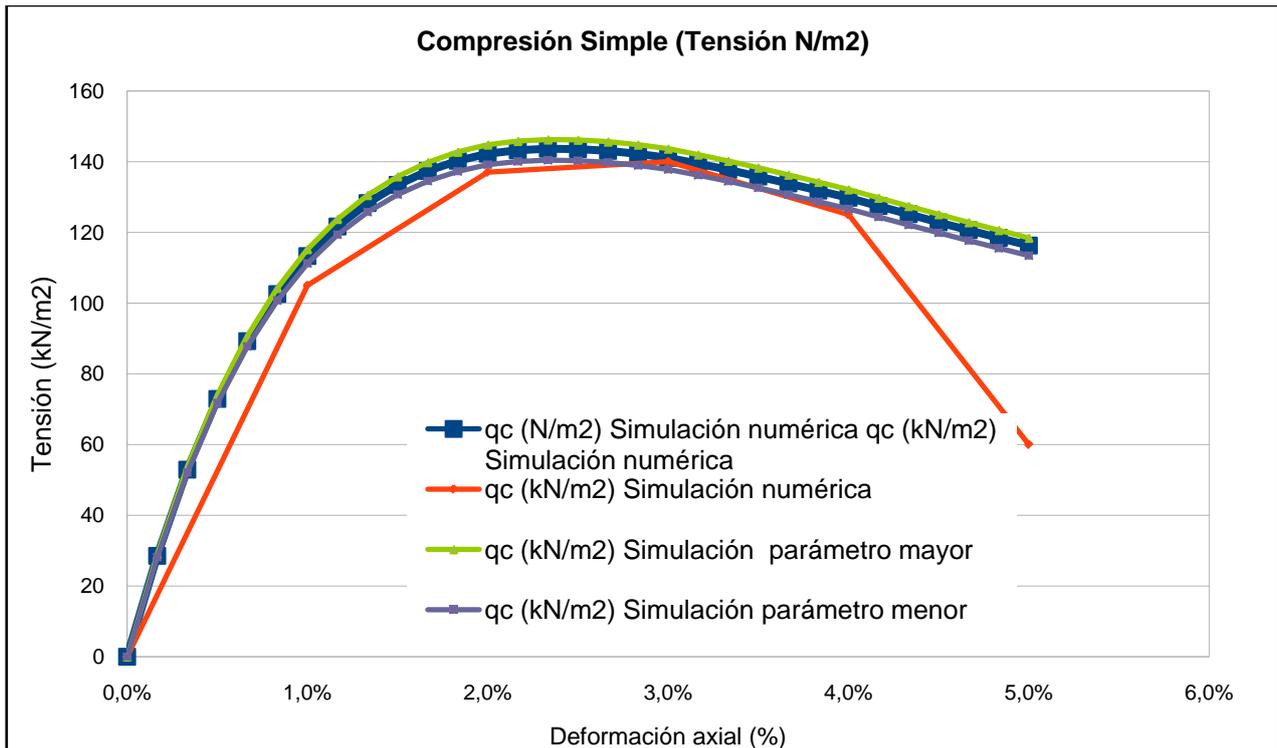
De todos los parámetros que estudian, el módulo de Young se encuentra que es el parámetro que modifica en mayor parte la respuesta de un suelo. Se puede observar en la gráfica 6.36, y se podrá comparar con las gráficas del resto de parámetros.

#### **6.4.1.2. Coeficiente de Poisson**

A continuación, se describen los resultados obtenidos para la simulación de las probetas, con una variación del coeficiente de Poisson tal que permita discernir entre la posibilidad de poder discutir la variabilidad de la respuesta del suelo ante la variación del parámetro en cuestión. En este caso, para poder realizar una valoración de la influencia del coeficiente de Poisson, se han usado los valores que se consideran, los límites del rango de valores que puede adoptar dicho parámetro.

Por tanto, se ha realizado la simulación con los valores de 0,4 cómo tope superior y 0,15 cómo tope inferior, mostrándose también en la gráfica, los resultados obtenidos para el valor de 0,3 que se ha deducido a partir de la bibliografía consultada.

No se han considerado valores del coeficiente mayores de 0,4 ya que no suelen darse en suelos típicos, sólo llegándose a valores de 0,5 para el caso de análisis no drenado de suelos. En este caso, se trata de muestras de suelo que aunque pudieran reaccionar ante deformaciones cómo caso no drenado, no existe coacción para evitar que dichas presiones no se disipen en la cara lateral de la probeta.



**Figura 6.36.** Gráfica comparativa valores coeficiente de Poisson

En la gráfica obtenida, se observa cómo la respuesta del suelo no se modifica en gran magnitud por el hecho de variar el valor, tomando los valores límite posibles que puede tomar, manteniendo el mismo valor para el resto de los parámetros. Por lo que se puede afirmar, que a partir de la simulación numérica realizada, parece ser un parámetro que no condiciona, en gran parte los resultados obtenidos, ya que los valores que puede adoptar tienen un rango muy limitado, por lo que no puede generar una variación muy significativa de la respuesta tensional del suelo frente a las deformaciones.

Otra característica, muy importante, que parte de la definición del coeficiente de Poisson, y que se debe a las características del ensayo, es que las probetas cuando se ensayan a compresión simple no se encuentran confinadas en la cara lateral, de manera que la influencia de este parámetro es menor.

Aún así, se considera que se trata de un parámetro que se suele definir a partir de tablas, bibliografía existente o ensayos geotécnicos previos por ser un coeficiente que suele ser el menos significativo de los parámetros que definen el comportamiento de un suelo.

Se comprueba que la variación de este parámetro no genera una modificación en el comportamiento del suelo determinante, por lo que no se considera uno de los parámetros más importantes en su calibración del modelo constitutivo que define a un suelo.

#### 6.4.2. Análisis de parámetros de visco-plasticidad

En los apartados que siguen, se procede a la verificación de la sensibilidad de los parámetros relativos al modelo visco-plástico.

### 6.4.2.1. Límite elástico

El límite elástico, se ha analizado mediante el incremento y disminución del valor en una magnitud de 2. Cómo se han realizado los análisis en los casos anteriores, no se modifica ninguno de los parámetros restantes, para así poder observar cómo afecta al comportamiento del suelo la variación del parámetro en cuestión.

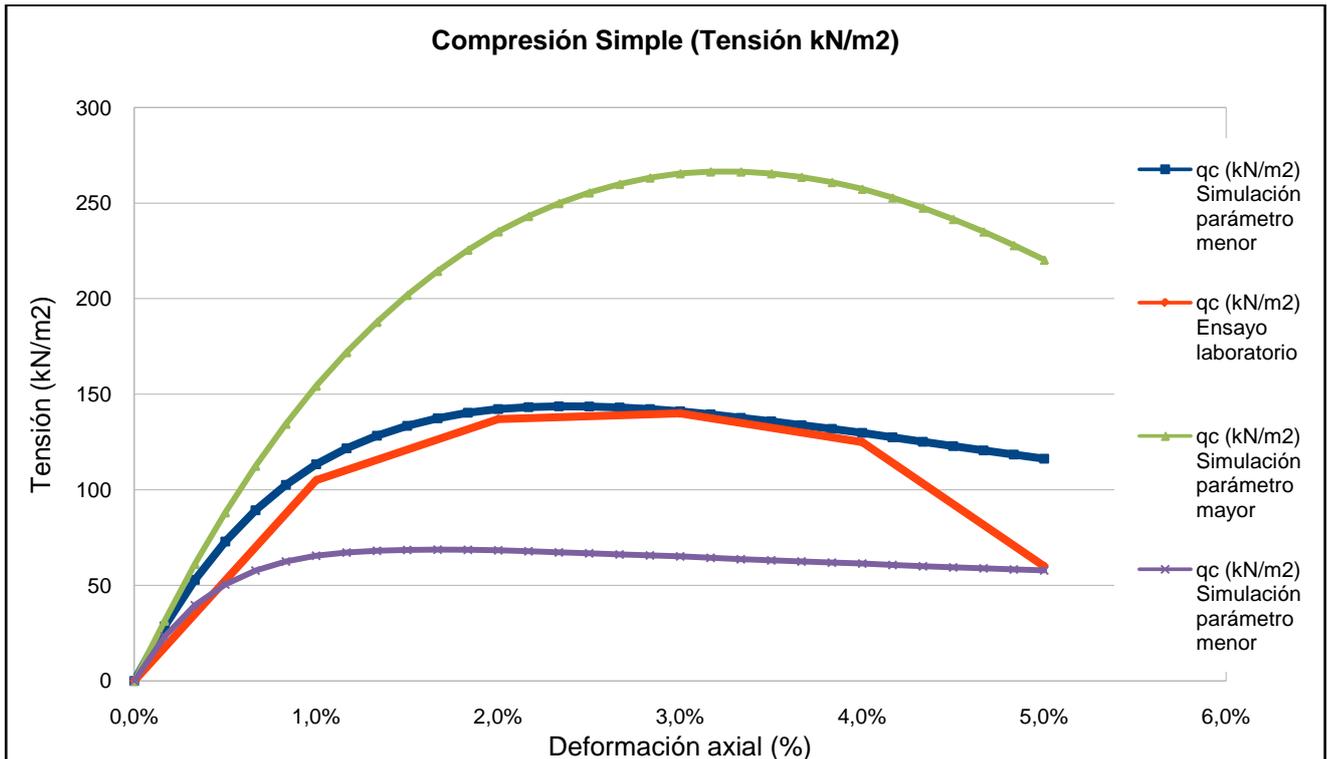


Figura 6.37. Gráfica comparativa valores límites elástico

En la gráfica anterior, se observa cómo se produce un cambio significativo, con una gran sensibilidad de este parámetro ante pequeñas variaciones. En este caso, no se ha producido un cambio ni de orden de magnitud, sólo doblándose o reduciéndose a la mitad.

Cómo se puede observar, al reducirse el límite elástico, se obtiene la curva que queda por debajo de la curva del ensayo y de la simulación que la aproxima, de manera que lo que se deduce es que al tener un límite elástico menor se produce una fase de respuesta del suelo en elástico menor, por lo que la respuesta será en fase visco-plástica, por lo que cómo parte de las deformaciones serán en parte debidas a la respuesta viscosa del suelo, por lo que ante unas mismas tensiones aplicadas sobre el suelo, este seguiría deformando por el efecto del comportamiento viscoso del suelo. Además, debe de observarse que la respuesta es menos elástica por lo que se obtienen unas tensiones menores para unas deformaciones impuestas iguales.

Opuesto a este comportamiento, es el de un suelo con un límite elástico 4 veces mayor al anterior, por lo que se obtiene una respuesta totalmente opuesta, en el sentido de que para las mismas deformaciones la respuesta tensional sobre el suelo es mucho mayor, obteniéndose un comportamiento del suelo más cercano al que sería el del mismo suelo con unas mismas características de elasticidad, de manera que se obtiene una respuesta tensional mayor para las mismas deformaciones impuestas.

También, debe destacarse que la respuesta de viscosidad es menor, por lo que las deformaciones que se van imponiendo se deben a incrementos de tensiones en el suelo y no se deben tanto a deformaciones que se generan por el comportamiento diferido en el tiempo que caracteriza a los suelos con cierta viscosidad.

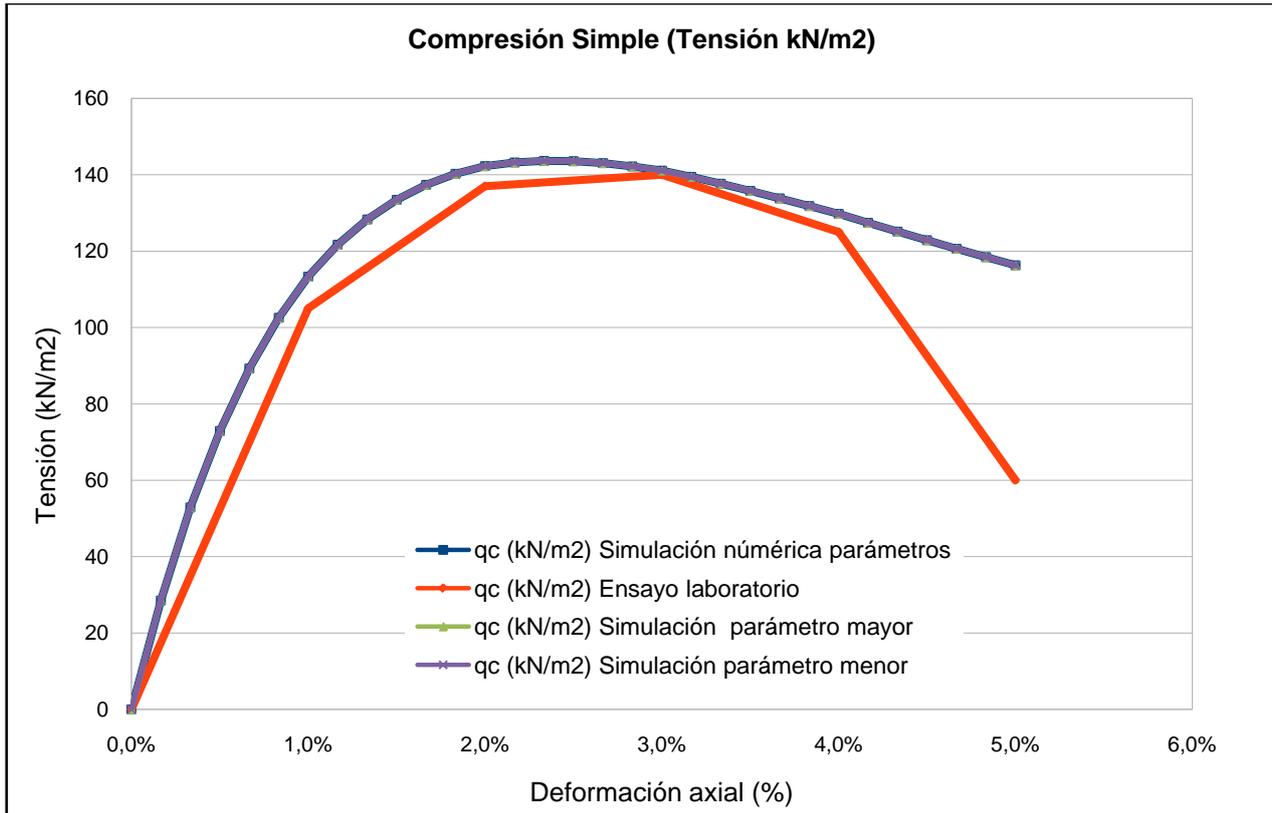
Por lo que se puede observar de las gráficas comparativas, se obtiene que el límite elástico es un parámetro muy significativo de definición de un suelo, ya que cómo se puede ver una variación pequeña puede cambiar significativamente los resultados que se obtienen en la simulación.

De manera que, como el módulo de Young, por ejemplo, el resultado obtenido en el comportamiento del suelo está muy condicionado al límite elástico. Es por tanto, uno de los parámetros a ajustar mejor para definir apropiadamente un suelo a la hora de realizar simulaciones numéricas con modelos que pretendan realizar una estimación lo más cercana a la realidad posible.

#### **6.4.2.2. Endurecimiento lineal**

El parámetro del endurecimiento lineal, se trata del parámetro que representa en plasticidad, la variable del cambio de posición de la superficie de fluencia. Se observará la diferente respuesta del suelo frente a la variación del parámetro, aunque debe de observarse que es un parámetro que se detecta su influencia en mayor parte cuando se realizan procesos de carga y descarga.

En este caso, las proporciones usadas han sido las de incrementar y dividir el valor del parámetro por un factor de 20.



**Figura 6.38.** Gráfica comparativa valores endurecimiento lineal

En la representación gráfica adjunta en forma de superposición de los resultados obtenidos para los valores del parámetro, se observa que los resultados obtenidos son muy similares. Al analizar la gráfica y el listado de valores obtenidos, se puede ver cómo el parámetro no condiciona de manera importante la respuesta del suelo, por lo que se considera que es un parámetro que define el comportamiento de un suelo, pero que no modifica la respuesta de un suelo en una fase de carga uniaxial.

De toda la serie de parámetros que definen el comportamiento de un suelo según un modelo de tipo visco-plástico, este sería el parámetro que menos definiría el comportamiento a esperar de cualquier tipo de suelo, por lo que se considera que se trata de un parámetro no tan relevante como podrían ser los parámetros de elasticidad, módulo de Young o la viscosidad del modelo viscoso.

#### 6.4.2.3. Energía de fractura

El parámetro que se ha analizado en este apartado es el de la energía de fractura, que es un parámetro que valora el área encerrada por la curva de tensiones en la representación tensiones respecto a deformaciones. Por tanto, a energía de fractura mayor, la curva de tensiones deformaciones tendería a presentar una forma de la curva tal que el suelo pierde rigidez con menor rapidez, ablandando con mayor o menor magnitud.

Según la teoría de la fractura clásica se presenta la energía de fractura como una propiedad de material y se define como la energía que es necesario disipar para abrir una fisura de área unitaria.

Para realizar el análisis con este parámetro, se ha procedido a aumentar el valor del parámetro obtenido como teóricamente bueno por un valor de 5 veces y se ha disminuido en una magnitud de 2,5 veces.

Tal como se ha hecho para el resto de parámetros se ha graficado la muestra con los resultados de la respuesta del suelo en el ensayo real de laboratorio, los resultados de la simulación con los parámetros más afinados posibles y los resultados para la simulación con valor superior e inferior.

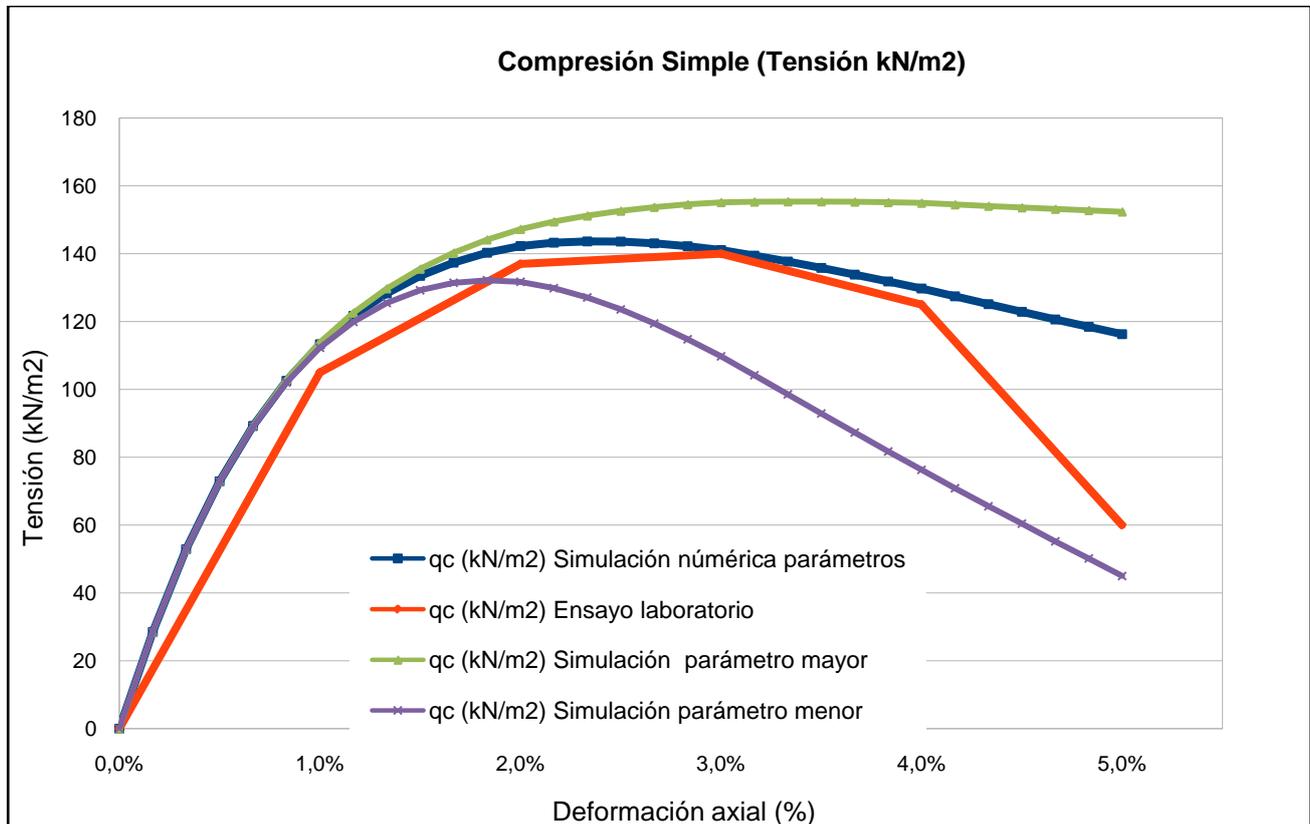


Figura 6.39. Gráfica comparativa energía de fractura

En la gráfica se puede observar, cómo, el hecho de aumentar o disminuir la magnitud de la energía de fractura, induce un claro ablandamiento del suelo ante una deformación mayor o menor al de la simulación con el valor intermedio. Al considerarse, la interpretación del valor de energía de fractura, cómo el área de la curva de tensión-deformación del suelo, parece claro que los resultados obtenidos parecen ser totalmente correctos, o al menos parece corresponderse la interpretación con el resultado obtenido.

De manera que, para un incremento de la energía de fractura de hasta 5 veces, se observa cómo dentro del rango de deformaciones, que conforman el ensayo o la simulación en este caso, casi no se obtendría ablandamiento, o digamos que esta se empezaría a manifestar. Mientras que para la simulación con una reducción de 2,5 veces la energía, se observa claramente cómo llegado al punto aproximado de la deformación de un 1%, el suelo empieza a ablandar, obteniéndose tensiones menores a medida que se van incrementando las deformaciones.

A raíz de estos resultados, se opina que este parámetro parece ser también de considerable importancia a la hora de obtener los parámetros de un suelo por la relación directa que se establece entre la variación del parámetro y la respuesta del suelo. Para muestras de suelo que tengan un comportamiento parecido al de esta probeta, en la que se obtiene una clara evolución con pérdida de rigidez del suelo, se trata de un parámetro básico para discernir la rapidez con la que se produce dicha pérdida.

Este parámetro por tanto, permite calibrar la respuesta del suelo en el tramo final de la curva de tensiones-deformaciones, a partir del mismo instante en el que empieza a perder rigidez el suelo.

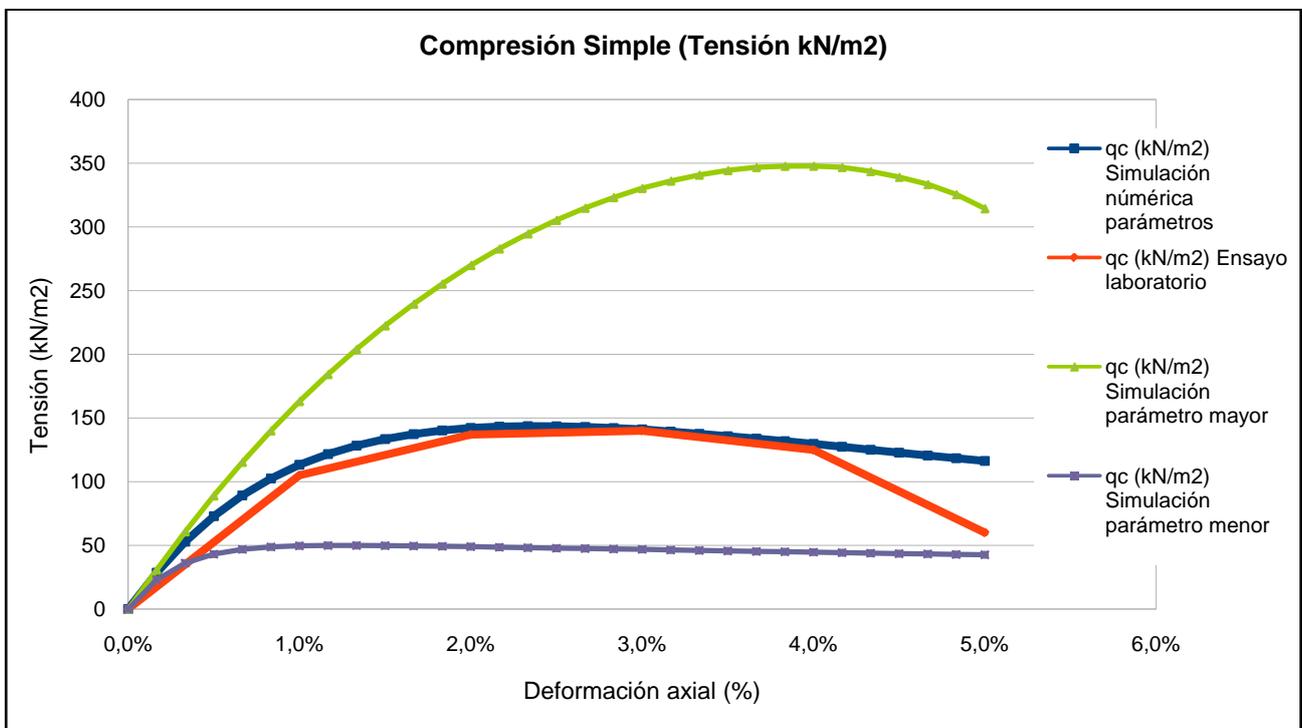
#### 6.4.2.4. Viscosidad

Finalmente, el último parámetro del que se ha analizado la sensibilidad de la respuesta del suelo ha sido el parámetro de la viscosidad.

La viscosidad, se trata de un parámetro que caracteriza el comportamiento de un suelo en el que la deformación es dependiente del tiempo, y que en ausencia de tensiones aplicadas al suelo la velocidad de deformación puede ser diferente de cero. Las tensiones dependen tanto de la deformación cómo de la velocidad de deformación.

En este caso, las proporciones usadas han sido las de incrementar/disminuir en una proporción de tres veces el valor de la viscosidad obtenido en las simulaciones. Para estos valores, se han obtenido la respuesta que se muestra a continuación en la que se observa la gran variación que genera una variación de este parámetro.

Al ser la viscosidad, un parámetro que determina la respuesta del suelo en función del tiempo, y tratarse de un ensayo con variación de la deformación a una velocidad constante se hace muy manifiesta la incidencia de este parámetro en la evolución de la curva tensiones deformaciones.



**Figura 6.40.** Gráfica comparativa viscosidad

La viscosidad cuantifica el comportamiento viscoso de un suelo, de manera que a igualdad del resto de parámetros, a mayor viscosidad, el suelo tiende a responder con unas tensiones necesarias mayores para obtener la misma respuesta deformacional. Para entender el parámetro, en sus límites el comportamiento de un suelo con una viscosidad infinita sería similar al del mismo suelo en condiciones elásticas, mientras que si la viscosidad es nula significa que el suelo no tiene un comportamiento dilatado en el tiempo sino que tiene una respuesta instantánea sin dependencia de la velocidad de aplicación de la carga ni que puede tener una respuesta de deformaciones diferidas sin incremento de la carga.

### 6.5. Obtención de los parámetros para el hormigón

Los parámetros del hormigón, se han obtenido a partir de la realización de hipótesis para los elementos existentes que no se tienen testigos, y un análisis de los resultados para ensayos ejecutados en testigos.

En este caso, para el estudio de las secciones y de los modelos en 3D, se diferenció entre dos tipos de hormigón. Se ha diferenciado entre los hormigones existentes y que cuentan con una vida de varios años en funcionamiento, y por tanto tendrán unas características tanto resistentes como parámetros de elasticidad muy distintas a las de los hormigones jóvenes acabados de ejecutar cuando se han realizado las simulaciones. Esto se debe a que los resultados de la instrumentación se tienen durante la fase 2 y también durante la fase 3 pero justo acabar de ejecutar el relleno y la urbanización definitiva.

De manera que, se concluyó que se debían de tomar parámetros de módulo de Young y resistencia característica diferentes para cada caso y valores consecuentes con los hechos comentados anteriormente. Para el hormigón de nueva ejecución, se han tomado unos valores que se corresponden con los valores característicos, es decir, a 28 días desde la ejecución y que suelen ser los valores de referencia para realizar el diseño de cualquier tipo de estructura de hormigón.

A continuación, se muestra un resumen de los ensayos que se realizaron sobre testigos extraídos in situ, de manera que se ha realizado una media para obtener el valor de cálculo para realizar las simulaciones. De los diferentes valores y que van desde 220 hasta 350 kp/cm<sup>2</sup>, tomando incluso el valor excepcional de 705 kp/cm<sup>2</sup>, por lo que se ha optado por tomar el valor medio de 29 Mpa.

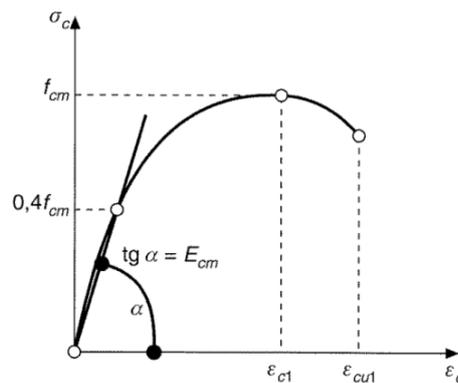
DATOS DE LOS TESTIGOS EN LOS ENSAYOS			CARGA DE ROTURA (kN)	Factor de corrección por la esbeltez	TENSIÓN DE ROTURA (Mpa)
Φ (cm)	Altura (cm)	Esbeltez			
7.4	14.2	1.92	132.9	0.99	30.6
5.4	10	1.85	80.9	0.99	35
7.4	14.3	1.93	95.4	0.99	22
5.4	10.1	1.87	60.7	0.99	26.3
5.4	10.2	1.89	162.9	0.99	70.5
5.4	10.1	1.87	71.7	0.99	31

Figura 6.41. Tabla resumen de resultados resistencia testigos

Para la obtención de los módulos de Young, se usó la tabla que define la EHE-08 para los distintos tipos de hormigón, en función de la resistencia característica y en función de la edad de este. Respetando la distinción entre hormigones presentes y hormigones ejecutados recientemente, se distingue entre hormigón con una edad de 10.000 días o equivalente a tiempo infinito, para una calidad de HA-175 kp/cm<sup>2</sup> y un hormigón de edad 28 días y calidad HA-25.

Para un hormigón de calidad según antigua nomenclatura HA-175, la evolución del módulo de Young es la que se muestra en la figura siguiente 6.44, tomándose el valor del módulo longitudinal secante, ya que se trata del módulo de rigidez que se usa para la realización de los cálculos a ELS en estructuras de hormigón armado. Este sería el módulo a tener en consideración, siempre que no se superaran las tensiones del 40% de la resistencia media, caso que en general no se dará en nuestras simulaciones.

El módulo instantáneo de deformación longitudinal secante, es el que se representa por las siglas  $E_j$ , mientras que el módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón es el que se representa por las siglas  $E_{0j}$  y viene a representar el comportamiento inicial del hormigón ante las primeras deformaciones que se obtienen al poner en tensión el hormigón, de manera que la respuesta del hormigón sería de ablandamiento ante el incremento de las tensiones aplicadas en este.



**Figura 6.42.** Tabla resumen de resultados resistencia testigos

El módulo de deformación longitudinal instantáneo del hormigón, tiene su aplicación, en el cálculo de las deformaciones para los casos en que la carga fuera aplicada en casos de alta velocidad y también para el cálculo por fluencia. Tal como recomienda la normativa vigente, para el resto de cálculos y en este caso simulaciones se aplicaría el módulo secante.

Tal y como se explica en la misma normativa EHE-08, para la obtención del módulo de deformación longitudinal del hormigón, siempre es preferible hacerlo a partir de la correlación con la resistencia media y no con la resistencia característica. Por lo que se ha comparado el valor del parámetro obtenido mediante ambos caminos posibles, y el resultado es que a partir de la tabla se obtiene un valor de 31.000 MPa, mientras que a partir de la expresión se obtiene un valor de 26.200 Mpa. Aún con estas consideraciones, se ha optado por tomar el valor que queda definido por la tabla adjuntada y para un tiempo de 10.000 días.

$$E_{cm} = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} \quad (6.1)$$

En la tabla siguiente, figura 6.44, se resumen los valores de los módulos de deformaciones longitudinales para las diferentes edades del hormigón, este caso para el hormigón existente.

CARACTERÍSTICAS HORMIGÓN. EVOLUCIÓN EN EL TIEMPO (MPa)								
t (días)	fck	fcd	fcu	fctm	fctk	fct,f1	E0j	Ej
3	7.2	4.8	10.5	0.9	0.6	1.4	19000	16000
7	11.4	7.6	16.6	1.5	1	1.9	24000	20000
14	14.6	9.8	21.3	1.8	1.3	2.2	27000	23000
28	17.5	11.7	25.5	2	1.4	2.5	29000	25000
90	21.2	14.1	30.8	2.2	1.5	2.8	32000	28000
360	23.9	15.9	34.8	2.2	1.6	3.1	34000	29000
10000	26.3	17.5	38.3	2.2	1.6	3.3	36000	31000

Figura 6.43. Tabla evolución parámetros hormigón existente

Finalmente, para el hormigón ejecutado en fase de proyecto se ha considerado el módulo secante de la fase de vida útil del hormigón de 90 días. Tomándose un valor de cálculo de 32.000 MPa para las simulaciones numéricas realizadas.

CARACTERÍSTICAS HORMIGÓN. EVOLUCIÓN EN EL TIEMPO (MPa)								
t (días)	fck	fcd	fcu	fctm	fctk	fct,f1	E0j	Ej
3	10.3	6.9	13.6	1.1	0.8	1.8	21000	18000
7	16.3	10.8	21.5	1.9	1.3	2.4	26000	22000
14	20.9	13.9	27.6	2.3	1.6	2.8	29000	25000
28	25	16.7	33.0	2.6	1.8	3.2	32000	27000
90	30.2	20.2	39.9	2.7	1.9	3.6	35000	30000
360	34.1	22.7	45.0	2.8	2.0	3.9	37000	32000
10000	37.6	25.0	49.6	2.8	2.0	4.2	39000	33000

Figura 6.44. Tabla Evolución parámetros hormigón ejecutado

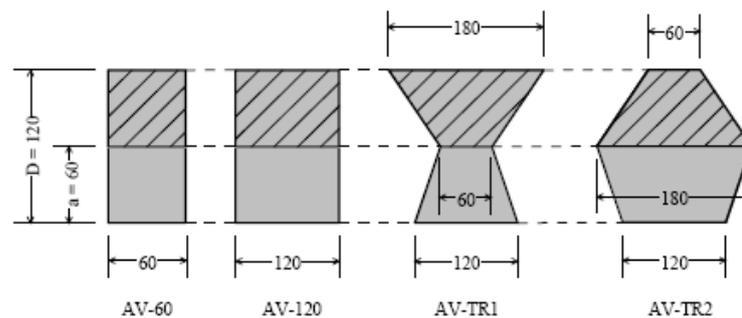
Esta serie de parámetros de hormigón, serían los que se usarían en la simulación de cualquier elemento de hormigón con una geometría dada. En este caso, tenemos que para las pantallas de pilotes no se trata de elementos continuos longitudinalmente, por lo que para poder realizar la simulación, se ha modelado las pantallas de pilotes, elementos discretos, como si de un muro pantalla continuo se tratara, con un elemento continuo.

Para poder valorar la equivalencia de ambos conjuntos, se ha realizado un modelo de cálculo, en el que se comparan las inercias del conjunto de la pantalla y lo que sería un muro pantalla. Esto se desarrolla completamente en el subapartado siguiente para justificar cómo se ha obtenido el valor de la inercia equivalente y se resumen los valores adoptados para la totalidad de parámetros que permiten simular numéricamente el comportamiento del hormigón con un modelo de fractura.

Finalmente, el otro parámetro que resulta básico para la aplicación de un modelo de daño en hormigón, es el parámetro de la energía de fractura. Este parámetro, se ha obtenido a partir de la consulta bibliográfica, ya que no se ha podido realizar ningún tipo de ensayo para obtenerlo.

Esta bibliografía consultada, ha permitido discernir entre diferentes valores de energía en función de ciertas condiciones del hormigón. Entre los diferentes valores que se plantean en la literatura especializada [7] [8] y [9], se ha optado por considerar un valor relativamente bajo de 145 N/m<sup>2</sup>.

Este parámetro, depende de diferentes factores que dificultan en gran medida la adopción de un valor del parámetro que sea totalmente representativo de toda la casuística presente en el estudio. A partir de los estudios consultados [6], se ha podido ver cómo es un parámetro que depende claramente de la forma de la sección, de manera que para un estudio se realizó la comparación de diferentes secciones con geometrías varias pero todas con el mismo canto, de manera que en función de la forma los valores de energía de fractura obtenidos son menores o mayores.



**Figura 6.45.** Figura con diferentes tipos de secciones estudiadas

De las secciones anteriores, se obtiene que la relación entre la proximidad de los bordes laterales y energía de fractura es directa, por lo que a menor ancho, menor energía de fractura y a mayor ancho pues mayor energía de fractura. Los bordes libres mantienen una clara relación con el tamaño de árido, por lo que, en nuestro caso se trata de elementos lineales que tenderían a ser infinitos, en términos del análisis que se va a realizar en deformación plana, se ha decidido por tomar los valores de energía de fractura tendiendo a bajos para que las simulaciones realizadas queden del lado de la seguridad.

En el estudio comentado anteriormente [6], el valor que se propone para la energía es de 232 N/m<sup>2</sup>, pero se trata de un valor que se considera elevado, por lo que se ha considerado el parámetro descrito en el documento [8] comparativo de energías de fractura para diferentes procedimientos de obtención del parámetro. El valor propuesto en el último documento, es el que se ha adoptado de 145 N/m<sup>2</sup>, valor que se propone como valor de energía de fractura real, y que se obtiene mediante procedimientos distintos pero con resultados similares.

Estos procedimientos, son el método de fractura local de Hu et al y los ajustes propuestos por Alice et al. La obtención de estos valores, se realizó mediante la elaboración de ensayos experimentales a flexión en tres puntos, de manera que se obtienen los resultados para unas probetas tipo de sección cuadrada y tal como se ha comentado anteriormente apoyada en tres puntos.

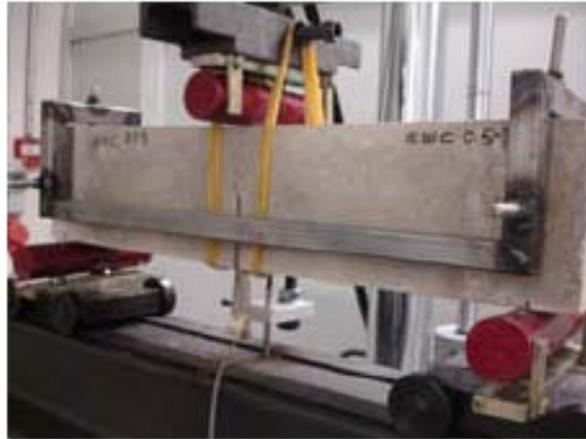


Figura 6.46. Equipo de ensayo a flexión en tres puntos

La probeta, se ensaya hasta obtener la rotura por apertura de fisuras en la zona más traccionada, aunque se trata de probetas con una ejecución con un hormigón con un árido de 8 mm de tamaño máximo y un hormigón con un cemento de 32,5 MPa, por lo que en el caso del hormigón que tendremos realmente ejecutado, sería un hormigón con un árido mayor, generalmente el tamaño máximo de árido es de 20 mm, por lo que realmente no sería significativo ya que en nuestro caso se trata de elementos de carácter lineal y no elementos discretos como pueden ser elementos viga.

Finalmente, se resumen los parámetros adoptados en las simulaciones para los distintos tipos de hormigón presentes en la simulación:

Características materiales		Densidad	Elasticidad		Daño	
		$\gamma_n$ (N/m <sup>3</sup> )	$\nu$	E (N/m <sup>2</sup> )	Resistencia a compresión (N/m <sup>2</sup> )	Energía fractura (N/m)
Hormigón	Túnel L5	2500	0.2	3.10E+10	2.90E+07	1.45E+02
	Cajón existente					
	Pantalla protección			3.20E+10	3.00E+07	
	Cajón nueva ejecución					

Figura 6.47. Tabla resumen parámetros de daño

### 6.5.1. Obtención rigidez equivalente hormigón

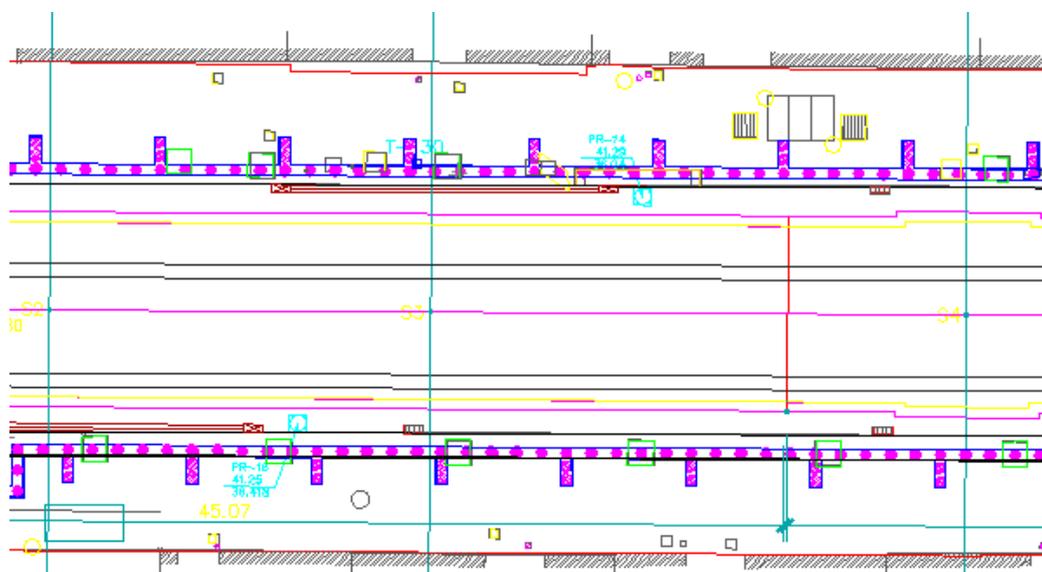
Tal como se ha comentado en el apartado anterior, para poder realizar las simulaciones numéricas de las secciones en 2D y en 3D, se han realizado unas modificaciones en los parámetros del modelo de fractura en el hormigón.

Para poder resolver las dificultades que plantea, el hecho de realizar en primera fase y segunda fase, las simulaciones en 2D y 3D con unos elementos discretos como son los pilotes, se ha procedido, con la herramienta auxiliar que consiste en substituir los elementos discretos (pilotes de 45 cm) por un elemento lineal de 45 cm de ancho que sigue toda la proyección de la pantalla.

A partir de este elemento lineal, surge un problema que se ha solventado cómo se desarrolla a continuación. El problema, consiste en que evidentemente no tienen las mismas características geométricas ni por tanto mecánicas ambas soluciones, por tanto lo que se ha hecho ha sido modelarse un tramo de pantalla de pilotes mediante el programa de Section Designer de SAP2000, en el que se ha definido un tramo de pantalla tipo de 10 m de longitud para poder obtener la inercia media por metro lineal de pantalla de protección.

En esta modelización, no se han introducido las armaduras que están presentes en los pilotes ya que se considera cómo una hipótesis que queda del lado de la seguridad y simplifica mucho los cálculos.

La distribución en planta de los pilotes, es la que se muestra en la figura 6.49 y que se pueden observar los pilotes que se usaron a modo de contrafuertes para la rigidización de la pantalla y que se ataron mediante la viga de atado superior.



**Figura 6.48.** Vista en planta tramo intercambiador con pantalla y contrafuertes

La distribución resultante, es de una hilera de pilotes de 45 cm de diámetro cada un equidistancia de 1 m entre ejes y con contrafuertes cada 5 m, añadiendo en transversal un par de pilotes más a 55 cm entre ejes.

Una vez obtenida la rigidez, o sea la inercia respecto al eje de giro de la pantalla para la pantalla real, siendo este eje el eje longitudinal a la misma, se procederá a la obtención de la rigidez a flexión de esta pantalla para finalmente poder proceder a la obtención del módulo de Young equivalente para la pantalla lineal.

Resumiendo, el procedimiento seguido ha sido el de partir de unos parámetros de rigidez, en cuanto a módulo de Young tal cómo se ha descrito anteriormente, este sería el primer paso. El segundo paso consistiría en la obtención de la inercia que la pantalla de pilotes real y ejecutada, constituida por elementos discretos que forman el conjunto de la pantalla global. El tercer paso, consistiría en la obtención de la rigidez a flexión de la pantalla de pilotes por cada metro lineal, tomado cómo promedio del conjunto de pilotes y contrafuertes.

A continuación, el siguiente paso, se trataría de realizar la conversión de esta rigidez a flexión al nuevo valor del módulo de Young equivalente, esto se haría con la inercia de un rectángulo de ancho 45 cm y 100 cm de longitud, para mantener la misma equivalencia de inercia por metro lineal, obteniendo un nuevo módulo de rigidez auxiliar que será el que será usado para las simulaciones y para las pantallas de contención del tierras.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos siguiendo los pasos sintetizados anteriormente:

1. Obtención del módulo de Young tal cómo se desarrolló al principio de este apartado, por lo que se parte de un módulo de Young de 32.000 MPa.
2. Se ha usado la herramienta del editor de secciones del programa de cálculo avanzado SAP2000. La figura siguiente es el croquis de la modelización de los pilotes y que mediante elementos finitos se discretiza para obtener las características mecánicas del conjunto global.

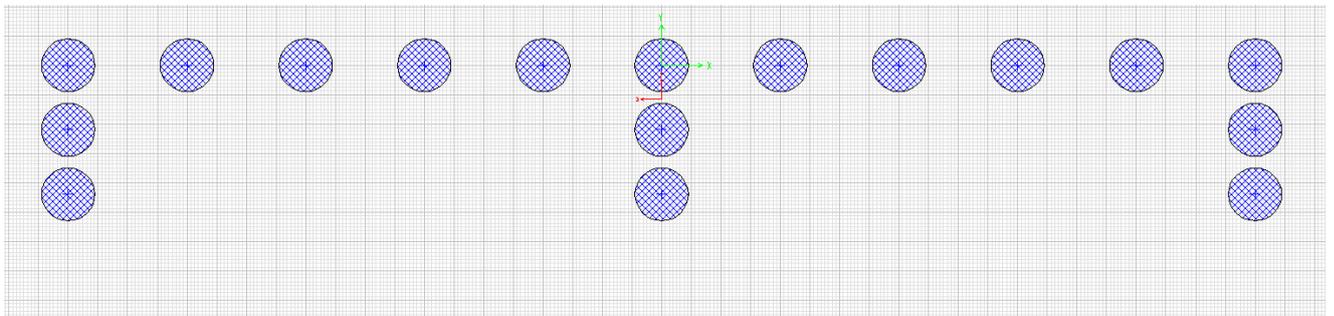


Figura 6.49. Vista de modelo de cálculo de pilotes y contrafuertes

Para el modelo, se ha tomado los resultados de inercias tomando en cuenta que la inercia sería la de considerar sólo los dos primeros contrafuertes, ya que si se considerara el tercer también se estaría incrementando de manera favorable la inercia, llevando a resultados del lado de la inseguridad.

Por tanto, los resultados obtenidos son los resumidos en la tabla siguiente, aunque el único valor en el que se reparará será el valor de inercia alrededor del eje débil en este caso, el eje longitudinal a la pantalla de pilotes.

Resumen características mecánicas		2 módulos completos	2 módulos reales
Pantalla pilotes con contrafuertes	Area (cm <sup>2</sup> )	26863.94	22123.24
	I33 (cm <sup>4</sup> )	52304949.84	38292101.03
	I22 (cm <sup>4</sup> )	3321864568	1882128916
	S33 (cm <sup>3</sup> )	505936.93	351534.04
	S22 (cm <sup>3</sup> )	6357635.54	3553581.23

Figura 6.50. Tabla resumen características mecánicas modelo

Tal cómo se comentaba, el valor que se ha tomado ha sido el de la inercia I33, el valor que aparece en al tabla anterior, se corresponde con un tramo tipo de 9 m de longitud, por tanto realizando la reconversión a la inercia por metro lineal de pantalla se obtiene un valor de:

$$I_{3-3} = \frac{38292101,03cm^4}{9ml} = 4.254.678cm^4/ml \tag{6.2}$$

Esta, sería la inercia media y equivalente por metro lineal de pantalla.

A partir de esta inercia, se podría obtener de una vez el módulo de rigidez equivalente para poder realizar la simulación, con la certeza de considerar las características de lo que realmente se ha ejecutado en realidad en la obra.

$$E \cdot I_{3-3} = E_{equiv} \cdot I_{3-3}^{Pantalla} \Rightarrow 32 \cdot 10^5 N/cm^2 \cdot 4.254.678 cm^4/ml = E_{equiv} \cdot 759375 cm^4/ml \tag{6.3}$$

$$E_{equiv} = 180 \cdot 10^5 N/cm^2 = 180.000MPa \equiv N/mm^2 \tag{6.4}$$

Por tanto, se corresponde con coeficiente de equivalencia de 6 para obtener la proporción entre el módulo de Young real y el equivalente para poder obtener resultados de deformaciones razonables.

La verdad, es que este módulo generará estados tensionales muy superiores en las pantallas a los que se producirían realmente, pero cómo no es el objetivo de este estudio el valorar el estado tensional de los pilotes, se ha despreciado frente a la ventaja que supone obtener desplazamientos del terreno más representativos.

Por lo que resumiendo, los parámetros que finalmente se usarán para realizar las simulaciones de las secciones completas, son los que se muestran a continuación:

Características materiales		Densidad	Elasticidad			Daño	
		$\gamma_n$ (N/m3)	$\nu$	E (N/m2)	E equiv.	Resistencia a compresión (N/m2)	Energía fractura (N/m)
Hormigón	Túnel L5	2500	0.2	3.10E+10	-	2.90E+07	1.45E+02
	Cajón existente			3.20E+10	1.80E+11	3.00E+07	
	Pantalla protección				-		
	Cajón nueva ejecución						

Figura 6.51. Tabla resumen parámetros de rigidez equivalente

Por lo tanto, se adoptará el parámetro de un módulo de rigidez que se obtiene del orden de seis veces más que el parámetro inicial teórico o valor a esperar, ya que también son valores que gozan de una gran incertidumbre, ya que se obtienen a través de una formulación con la resistencia característica.

En este caso, se obtiene un módulo que por lo que se ve tampoco dista tanto del valor base aunque sí que genera un efecto muy distinto a la hora de comparar los valores de EI, o sea de rigidez a flexión, caso en el que existe una diferencia del orden de 29,2 entre las inercias de la pantalla simple y la pantalla con contrafuertes.

Finalmente, se añade cómo punto final, la resistencia a tracción de diseño considerada, que a partir de la misma tabla se obtiene de 2,2 como valor medio y característico, que resulta en una resistencia de diseño de  $1,46 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ . Esta resistencia, se define para el hormigón del túnel existente.

Este valor, se considerará a la hora de realizar las valoraciones de las tensiones resultantes en el túnel durante las fases de ejecución simuladas.

## 6.6. Resumen de parámetros usados en la simulación de los modelos

Finalmente, a continuación se resumen toda la serie de diferentes parámetros que definirán el comportamiento de las diferentes unidades de suelo analizadas.

Tal como se ha ido comentando en los apartados anteriores, se tienen seis categorías diferentes de materiales, agrupables en 4 opciones para suelos y 2 tipos más para hormigones.

Los suelos se dividen en 4 unidades, respetando la clasificación que se realizó en el informe geotécnico de proyecto, por tanto se dividen en la unidad superior de relleno y escombros de todo tipo, unidad A, y a continuación las unidades de limos y arcillas y la unidad de arena inferior, las unidades B, C y D respectivamente.

Los parámetros se resumen en las tablas siguientes, presentándose dos primeras tablas para los suelos y a continuación una tabla para el hormigón:

Características materiales			Densidad	Elasticidad		
			$\gamma_n \text{ (N/m}^3\text{)}$	$\nu$	E (N/m <sup>2</sup> )	E simulación (N/m <sup>2</sup> )
Relleno	Unidad A		1800	0.2	5.00E+06	5.00E+06
Limos y arenas con gravillas	Unidad B	GE-034486	2050	0.3	4.50E+07	2.00E+07
Arcillas	Unidad C	GE-034493	2000	0.2	5.00E+07	1.40E+07
Arenas	Unidad D	GE-034491	2000	0.3	4.00E+07	1.20E+07

Figura 6.52. Tabla resumen parámetros de elasticidad en suelos

Características materiales			Visco-plasticidad			
			Límite elástico (N/m <sup>2</sup> )	Endurec. Lineal (N/m <sup>2</sup> )	Viscosidad plástica	Energía de fractura
Relleno	Unidad A		4.00E+04	-	-	-
Limos y arenas con gravillas	Unidad B	GE-034486	6.80E+03	4.00E+03	9.40E+05	2.10E+01
Arcillas	Unidad C	GE-034493	1.20E+03	1.60E+02	7.50E+06	9.60E+01
Arenas	Unidad D	GE-034491	2.56E+05	1.00E+05	-	1.55E+02

Figura 6.53. Tabla resumen parámetros de visco-plasticidad en suelos

Características materiales		Densidad	Elasticidad			Daño	
		$\gamma_n$ (N/m <sup>3</sup> )	$\nu$	E (N/m <sup>2</sup> )	E equiv.	Resistencia a compresión (N/m <sup>2</sup> )	Energía fractura (N/m)
Hormigón	Túnel L5	2500	0.2	3.10E+10	-	2.90E+07	1.45E+02
	Cajón existente			3.20E+10	1.80E+11	3.00E+07	
	Pantalla protección				-		
	Cajón nueva ejecución						

Figura 6.54. Tabla resumen parámetros de rigidez equivalente en hormigón

## 7.RESULTADOS SIMULACIONES NUMÉRICAS

En este apartado, se desarrolla la parte correspondiente a los resultados de las diferentes simulaciones numéricas, realizadas o obtenidas de otros estudios. Con la información de partida obtenida en los apartados anteriores, se presenta la fase final de la tesina, que permite realizar la comparación de los resultados teóricos con los obtenidos en la realidad.

En primer lugar, se presentaran resumidamente los resultados obtenidos mediante diferentes modelos que partían con objetivos muy dispares, pero que servirán para poder comprobar los resultados obtenidos con la simulación numérica realizada en esta tesina.

El primer grupo, es la simulación realizada a nivel de toda una sección 2D del intercambiador, mediante el software Plaxis de la universidad de Delft de los Países Bajos. En esta simulación se realizó un estudio de las fases constructivas del intercambiador, empezando con el estado inicial la excavación y demolición del cajón existente, procediendo con la ejecución del nuevo cajón y el estudio de la fase definitiva o de servicio.

De este estudio se usaran los resultados obtenidos para las deformaciones del túnel, ya que al ser este el objetivo primordial del estudio en Plaxis, no se dispone de los resultados de deformaciones en las pantallas.

El segundo grupo, y en primer lugar, se presenta una simulación mediante un modelo de barras y mediante el software de cálculo de tipo matricial tridimensional de barras de Cype, el módulo Metal3D, que permite la modelización de cualquier tipo de problema mediante barras con diferentes materiales cómo el hormigón, acero o madera. En este caso, el modelo de barras, se construyó para poder estudiar el comportamiento de las pantallas de pilotes con la característica especial de que se ejecutaron con un contrafuerte que rigidiza la pantalla.

Aparte del modelo de barras, se adjunta también la deformación de la pantalla que se obtuvo en el modelo de cálculo realizado con el módulo de muros pantalla de la misma empresa de software de cálculo.

Finalmente, en segundo lugar, se adjuntarán los resultados obtenidos a partir de las simulaciones realizadas con el software desarrollado en el Cimne, el pre/post-procesador GiD junto con el tipo de problema para el cálculo denominado cómo COMET, (Coupled Mechanical and Thermal Analysis), desarrollado en el departamento de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria de la Universitat Politècnica de Catalunya.

Las simulaciones con este software, comprenden el uso de los parámetros del suelo y del hormigón obtenidos en el apartado 6 para realizar simulaciones de las secciones de estudio en 2D y un modelo en 3D. Se adjuntan los resultados obtenidos con estos modelos de cálculo y se compararan los resultados de ambos ámbitos, real y teórico.

### 7.1.Resultados simulación numérica software Plaxis

Se presentan en primer lugar los resultados que se obtuvieron en un análisis que se realizó mediante el software de cálculo de la empresa Plaxis con sede en Países Bajos.

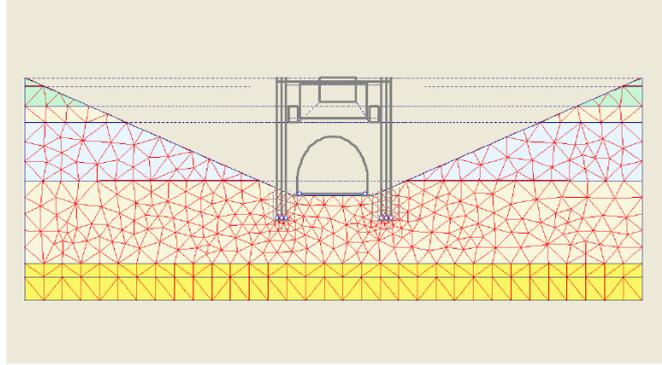
Esta simulación, se realizó mediante una serie de hipótesis de partida que se resumirán a continuación y los resultados que se obtuvieron se presentaran cómo un medio más que permitirá la comparación de los resultados de la simulación realizada en esta Tesina y la instrumentación de la obra.

Los datos del terreno con los que se realizaron las simulaciones, se adjuntan en la tabla siguiente, y se tomaron del geotécnico sin realizar ninguna simulación previa con probetas u ningún otro método.

RESUMEN PARÁMETROS DEL SUELO						
Unidad de Suelo	Cota inicial	E (kg/cm <sup>2</sup> )	Densidad (gr/cm <sup>3</sup> )	C' (kg/cm <sup>2</sup> )	Φ' (°)	qu (kg/cm <sup>3</sup> )
A Relleno	41.04	50	1.8	0	20	0
B Limos i arenas. Cuaternario	37.64 - 28.65	450	2.05	0.12	27	2.2
C Arcillas Rojas. Cuaternario	35.65	500	2	0.29	29	2
D Arenas de la base del Cuaternario	18.65	400	2	0	33	4.5

Figura 7.1. Tabla resumen propiedades suelo

La simulación realizada con este software partía de dos hipótesis básicas en la ejecución inicial del túnel de L5. La primera de ellas, era que se ejecutó el túnel realizando una excavación a cielo abierto con un talud estable y a posteriori se ejecutó el túnel encofrado interior e exteriormente para finalmente ejecutar el relleno hasta la cota actual y claramente los edificios de ambos lados.



**Figura 7.2.** Sección tipo de la simulación

La segunda hipótesis, bastante más realista en el sentido de que el túnel seguro que es posterior a los edificios, que fechan del plan del Eixample, consiste en que se ejecutó el túnel siguiendo un procedimiento de excavación en mina.

Ambas hipótesis conllevan un tratamiento del terreno diferente y que a la vez conllevan unos resultados que serán diferentes, tanto a nivel de esfuerzos en el túnel cómo deformaciones en el terreno y en consecuencia asientos previstos en la cimentación del edificio.

Aparte, los dos modelos también se diferencian en que cada uno considera una longitud de empotramiento diferente los pilotes, en este caso la longitud de pilotes ejecutada es la que considera más profundidad, llegando hasta el hastial del túnel.

Los resultados que se han obtenido con estas simulaciones son de estado tensional en la estructura del túnel y además de desplazamientos del terreno.

### **Deformaciones del terreno**

Se adjuntan las vistas de las deformaciones del terreno para las dos hipótesis comentadas anteriormente:

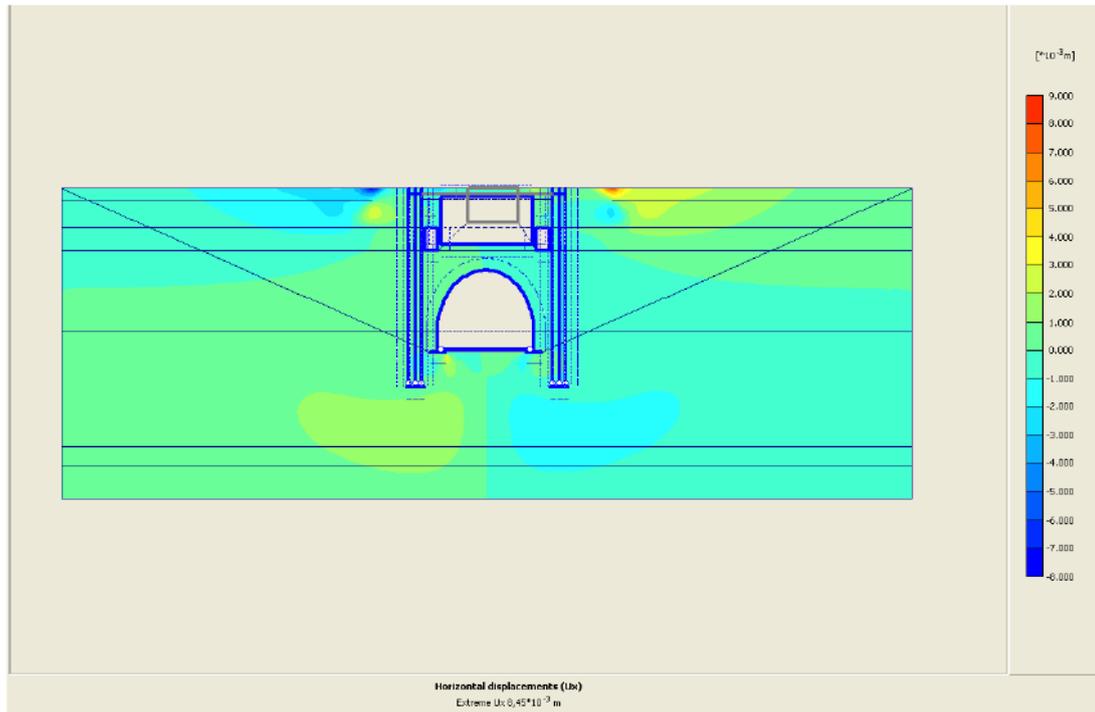


Figura 7.3. Sección tipo. Desplazamientos horizontales máximos. Modelo 1.

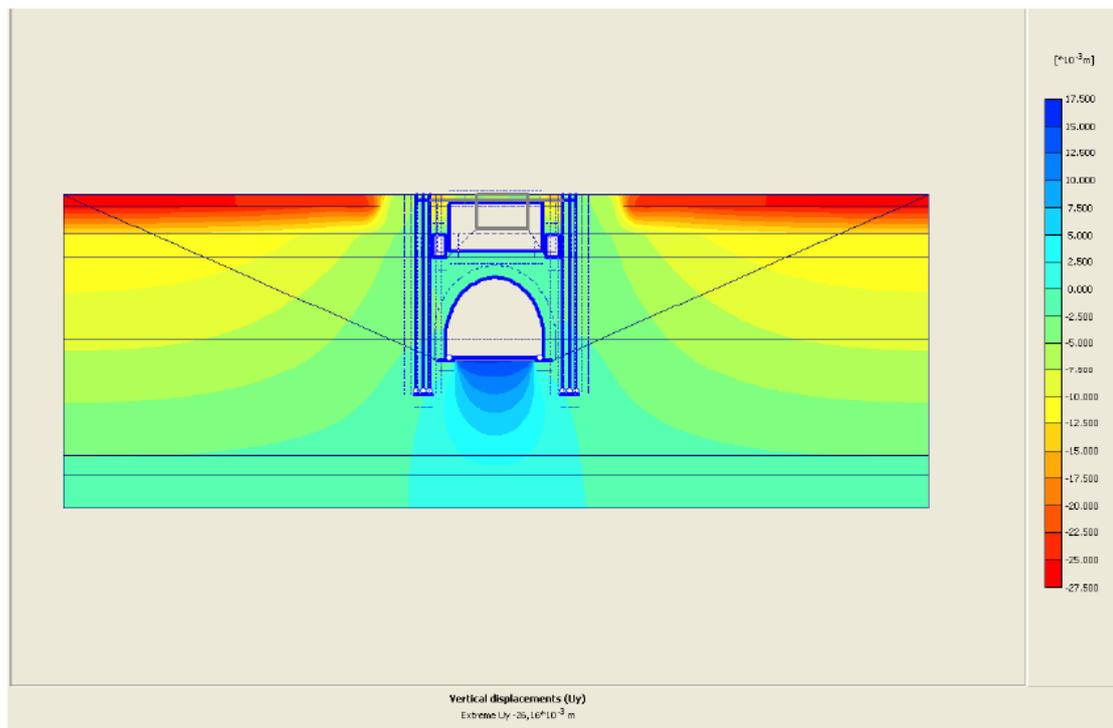


Figura 7.4. Sección tipo. Desplazamientos verticales máximos. Modelo 1.

Para la hipótesis de vaciado del terreno y posterior ejecución del túnel y relleno, la deformación horizontal máxima es de 8,45 mm simétricamente y la deformación vertical máxima es de 26,26 mm y concentrada en la cimentación superficial del edificio.

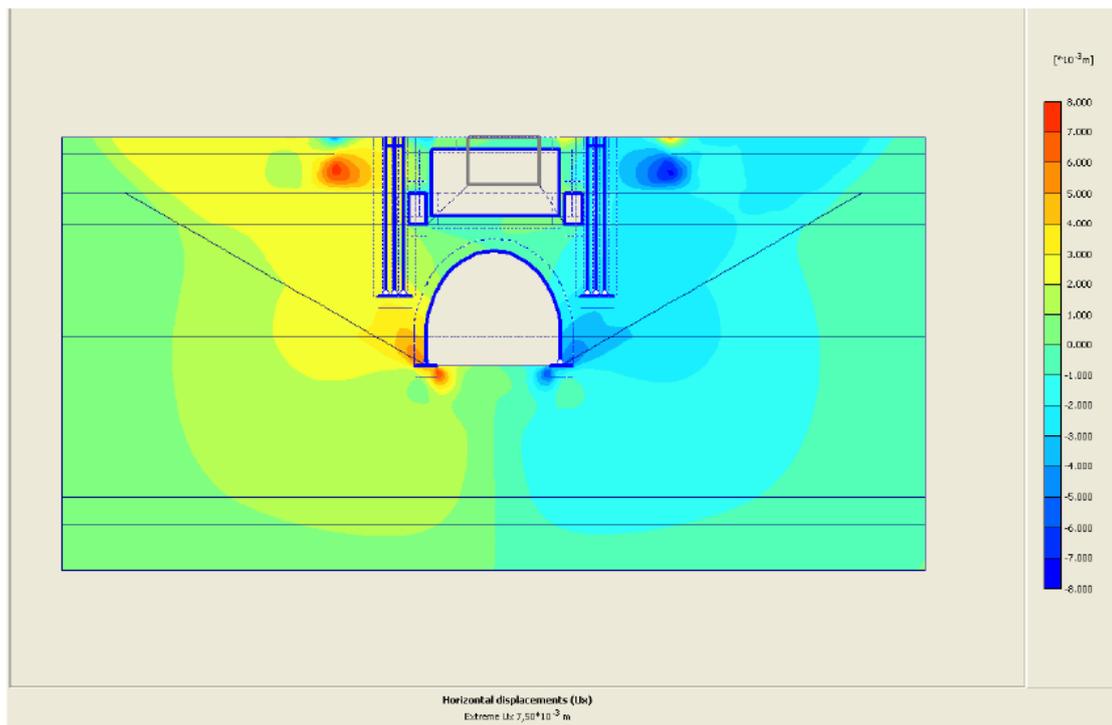


Figura 7.5. Sección tipo. Desplazamientos horizontales máximos. Modelo 2.

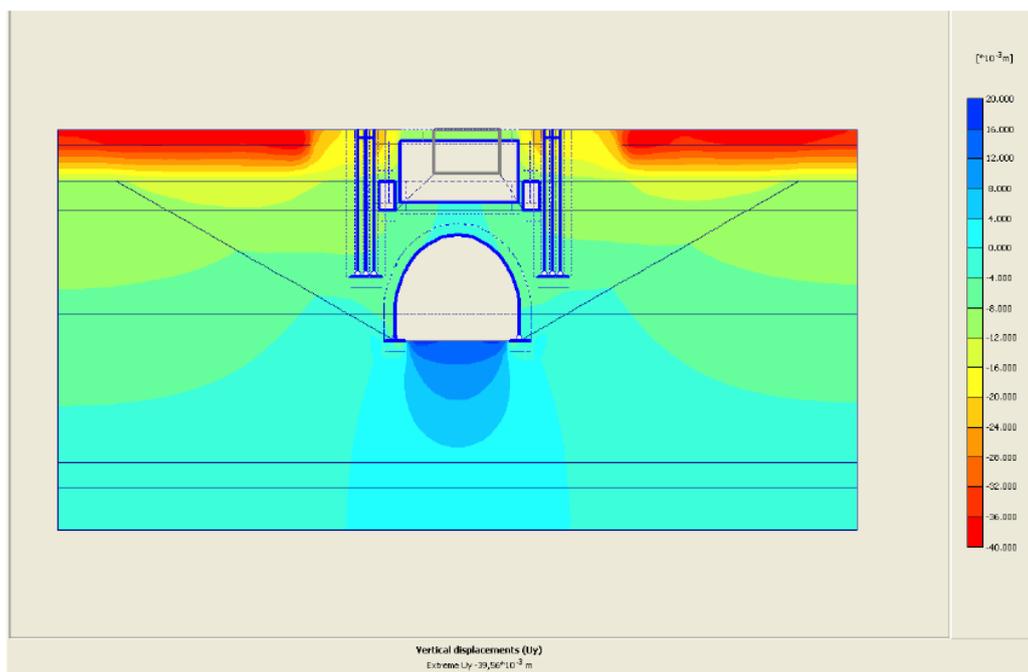


Figura 7.6. Sección tipo. Desplazamientos verticales máximos. Modelo 2.

Para la segunda hipótesis, se obtienen unos valores tales como 7,50 mm para la deformación máxima horizontal y de 39,56 mm para la deformación vertical máxima.

## Deformaciones del túnel

Los resultados de que también se dispone son los de las deformaciones del túnel en si para todas las fases constructivas, y los que se presentan son los desplazamientos en la bóveda del túnel en la fase de vaciado completo, que es la que se prevén mayores desplazamientos en el túnel.

Se adjuntan los resultados de los desplazamientos máximas horizontales para las dos hipótesis de cálculo:

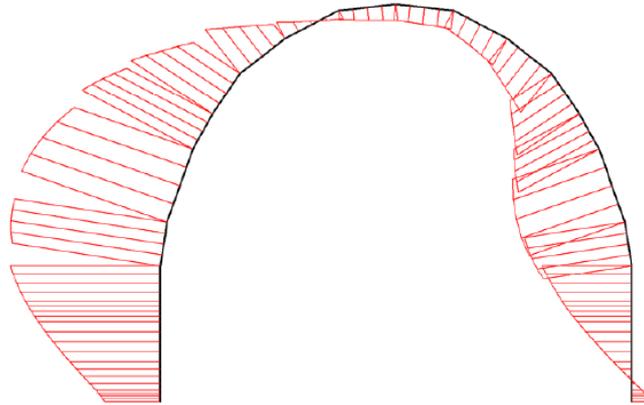


Fig. 26 Horizontal displacements in beam  
Extreme value  $564,19 \cdot 10^{-6}$  m (Phase: 5)

**Figura 7.7.** Resultados simulación. Desplazamientos horizontales máximos. Modelo 1.

Resultando un valor máximo de 0,56 mm cerrándose el hastial y a la vez subiendo la bóveda, tal como se ha obtenido en la instrumentación de las convergencias del túnel con el método topográfico. Para la segunda hipótesis, el resultado obtenido es de 1,42 mm.

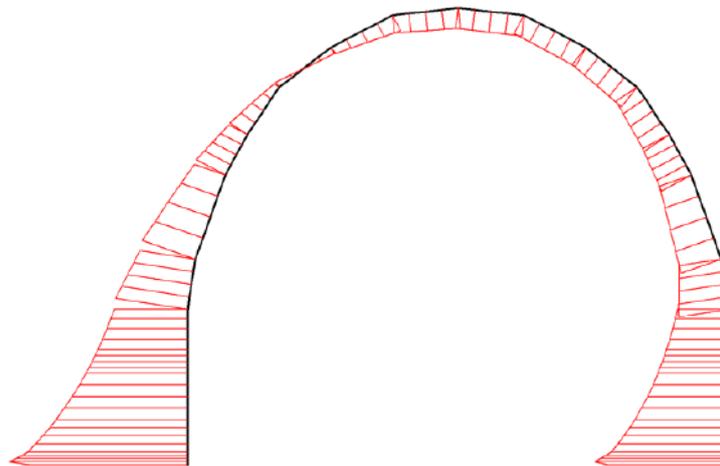


Fig. 11 Horizontal displacements in beam (plate no: 16)  
Extreme value  $1,42 \cdot 10^{-3}$  m (Phase: 7)

**Figura 7.8.** Resultados simulación. Desplazamientos horizontales máximos. Modelo 2.

## Tensiones en el terreno

Finalmente, se adjuntan los resultados para las tensiones del terreno y los dos modelos de partida de las simulaciones:

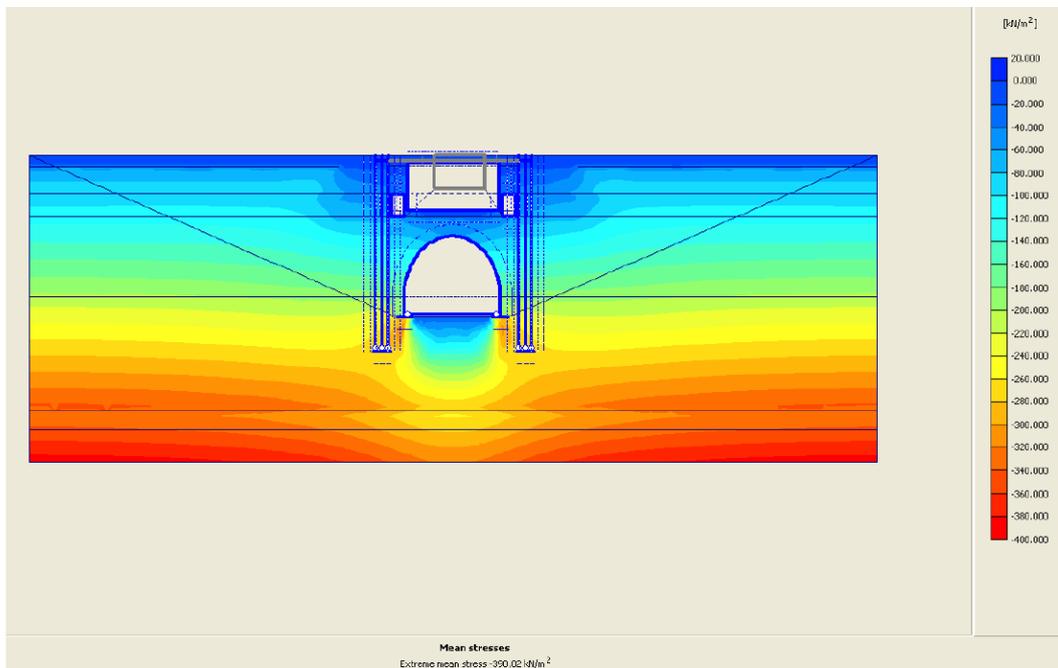


Figura 7.9. Sección tipo. Tensiones máximas. Modelo 1.

Para el primer modelo de cálculo, se obtuvieron unas tensiones máximas  $390,02 \text{ kN/m}^2$  mientras que para el segundo modelo unas tensiones similares  $388,37 \text{ kN/m}^2$ .

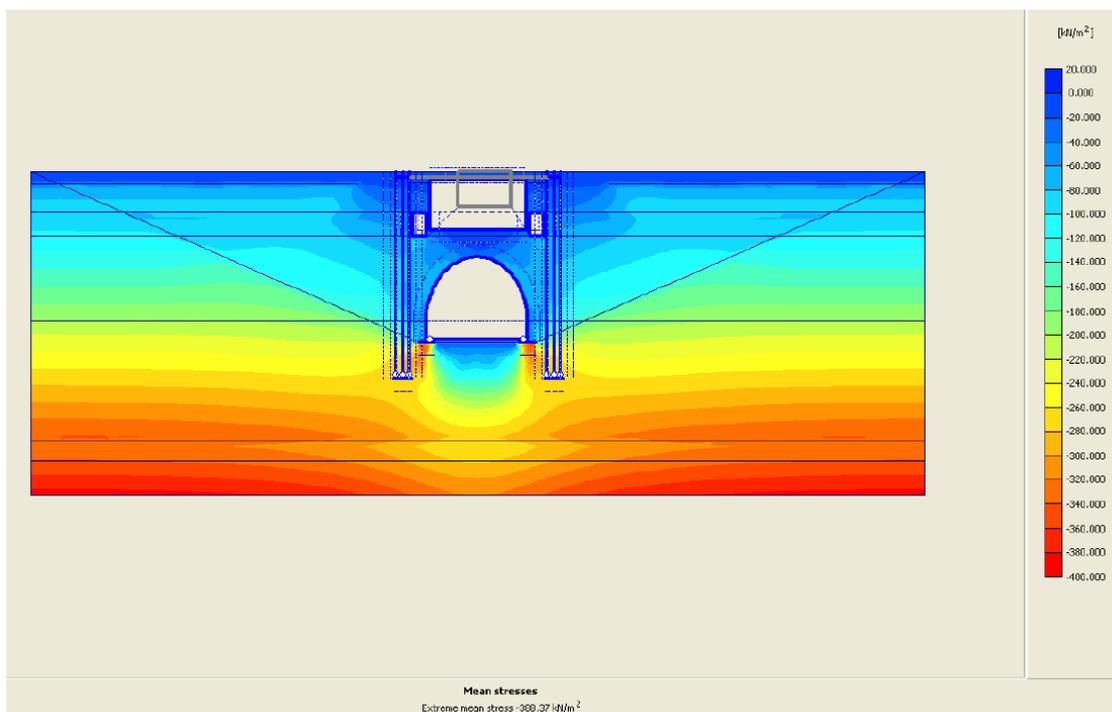


Figura 7.10. Sección tipo. Tensiones máximas. Modelo 2.

## 7.2. Resultados simulación pantalla de pilotes. Modelo de barras

En este apartado, se adjuntan los resultados obtenidos con dos modelos realizados para poder representar el comportamiento de las pantallas de pilotes.

Se presentan resumidamente los resultados obtenidos por un lado con un modelo realizado con el módulo de muros pantalla, que usa un modelo elasto-plástico del terreno, en el que se realiza el cálculo por fases constructivas del muro, a partir de los parámetros de Mohr-Coulomb de las diferentes unidades de suelo. El parámetro adicional de módulo de balasto horizontal de las pantallas permite estimar, realizando un equilibrio de fuerzas en cada punto según activo y pasivo la deformación a esperar en cada punto de la pantalla según la profundidad.

En el caso del modelo de cálculo mediante muros pantalla, se obtiene una deformación en cabeza que resulta muy grande, debido a que en este modelo sólo se contempla la hilera de pilotes cada 1 m de distancia, sin considerar los contrafuertes y el efecto de aumento de rigidez que estos suponen.

Para la pantalla de pilotes aislados, la deformación en cabeza para la máxima excavación de 5 m de altura se obtiene de 164 mm, valor que evidentemente no es aceptable, por los posibles daños que se podrían generar en el trasdós de la excavación.

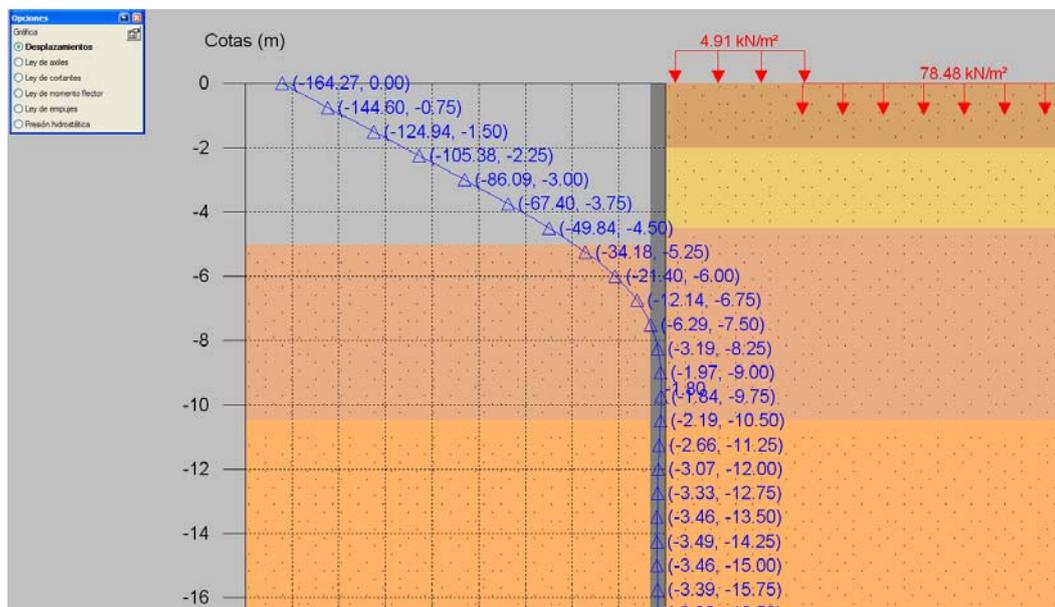
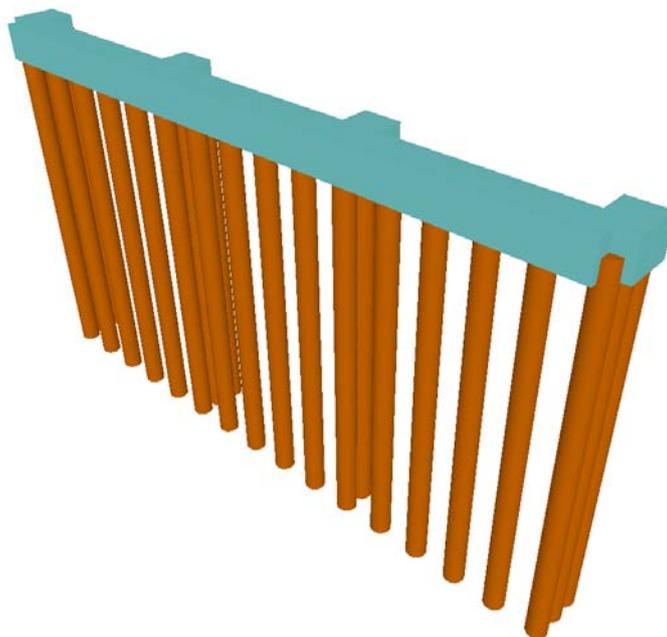


Figura 7.11. Deformaciones de la pantalla de pilotes simple.

Con unas deformaciones de esta magnitud, si se comprobaran los asentamientos generados en la edificación contigua, serían muy altos, por tanto la distorsión angular y los daños generados con el ábaco de Boscardin y Cording superarían los límites recomendables para evitar daños irreversibles en los cerramientos.

Para comprobar que los desplazamientos en la cabeza de las pantallas, entra dentro de rangos aceptables, des del punto de vista de las consecuencias a servicios y edificaciones. Se procedió con un modelo de barras, con un programa de cálculo matricial que permite realizar la verificación de las deformaciones que se obtendrían teóricamente.



**Figura 7.12.** Vista 3D del modelo de cálculo de barras.

En el modelo se introducen los elementos siguientes, por un lado los pilotes con la equidistancia de 1 m entre ejes, los contrafuertes formados por grupos de 2 pilotes cada 50 cm entre ejes y la viga de atado que une a todos los pilotes para poder considerar que trabajan conjuntamente.

Para poder realizar este cálculo, se modelaron los apoyos inferiores de los pilotes como muelles, siguiendo un modelo de Winkler, obteniendo los valores a adoptar para la simulación de los módulos de balasto horizontal. El módulo de balasto horizontal, se obtiene mediante un ábaco de Chadeisson que permite estimar este módulo a partir de los parámetros del criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

Las acciones actuantes sobre los pilotes, son las que se obtienen del cálculo de la pantalla con el módulo de muros pantalla, y se introducen considerando el ancho tributario de 1 m que corresponde a cada pilote. Estas acciones resultan de unas cargas aplicadas de  $5 \text{ kN/m}^2$  en la superficie de la calle y los  $80 \text{ kN/m}^2$  de reacción del edificio en el trasdós, que mediante el coeficiente activo  $K_a$  se obtiene la carga horizontal resultante sobre la pantalla.

Se adjuntan por tanto, los resultados de las deformaciones tanto en la sección del contrafuerte como en la sección central, en la que la influencia de este es menor:

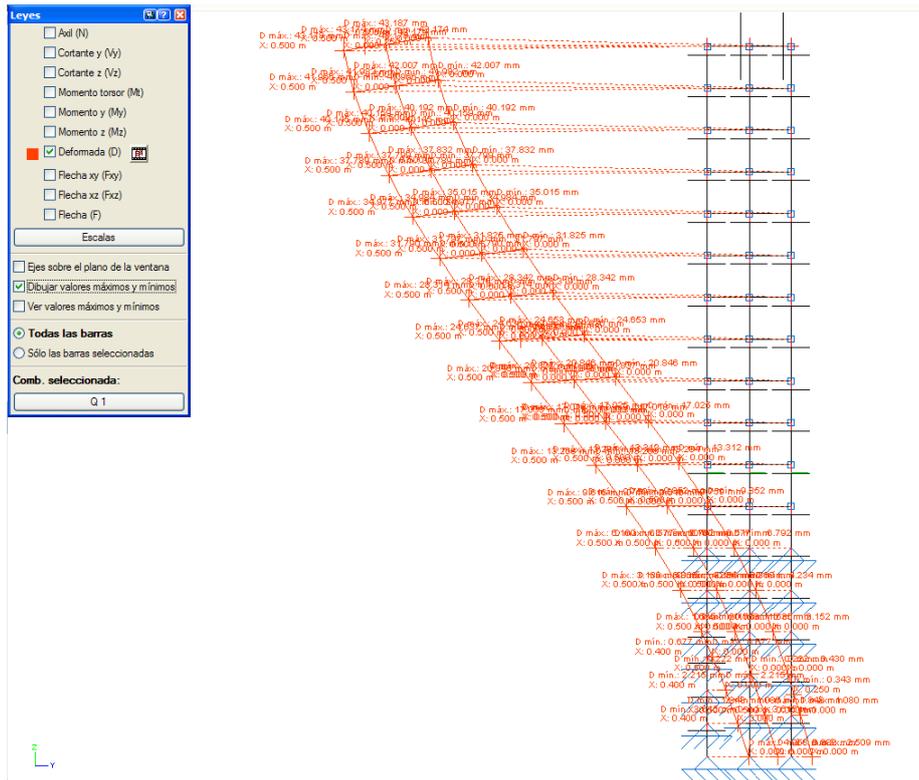


Figura 7.13. Deformada pantalla pilotes. Sección contrafuerte.

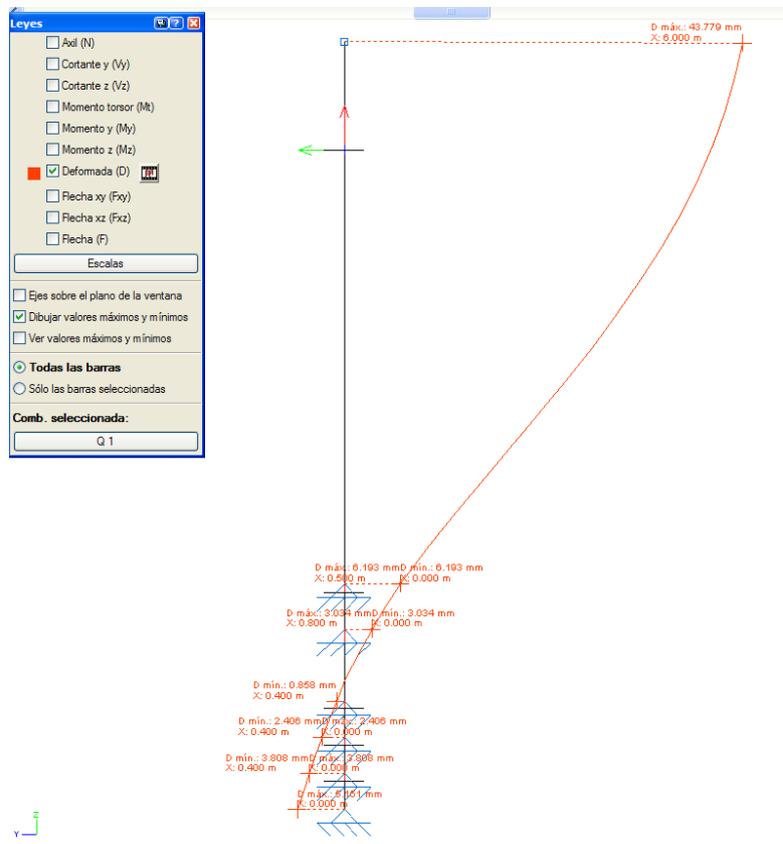


Figura 7.14. Deformada pantalla pilotes. Sección central.

Se observa que el resultado de los desplazamientos de la pantalla en cabeza, son de 43,779 mm y 43,178 mm, de manera que resulta en un valor medio de 43,48 mm de desplazamiento máximo para la cabeza de la viga de atado de la pantalla.

Esta simulación, permite obtener un valor de referencia para cuando se obtengan los resultados de la simulación realizada con las secciones en 2D y se obtenga un valor del desplazamiento, poder razonar su validez o al menos comprobar si el orden de magnitud es razonable.

### 7.3.Resultados simulación numérica Comet

#### 7.3.1.Introducción

En este apartado, se adjuntan los resultados de la simulación realizada para las secciones 2D de estudio que se han definido en la introducción de la tesina. A partir de la geometría de estudio, se han construido hasta tres secciones transversales de referencia en todo el tramo longitudinal del intercambiador. Las tres secciones incorporan el inicio, el final y una sección intermedia, entre las que se encuentran las diferentes secciones que se han definido también en la instrumentación.

Quedarán por tanto, una serie de resultados de las simulaciones en 2D para tres secciones del total de 6 secciones, las cuales se tenían dibujadas mediante el levantamiento topográfico de la posición del túnel respecto a los edificios.

Las secciones estudiadas son la sección 2, 4 y 5 y que cumplen las características explicadas antes, para el centro de la actuación y para los dos extremos del intercambiador.

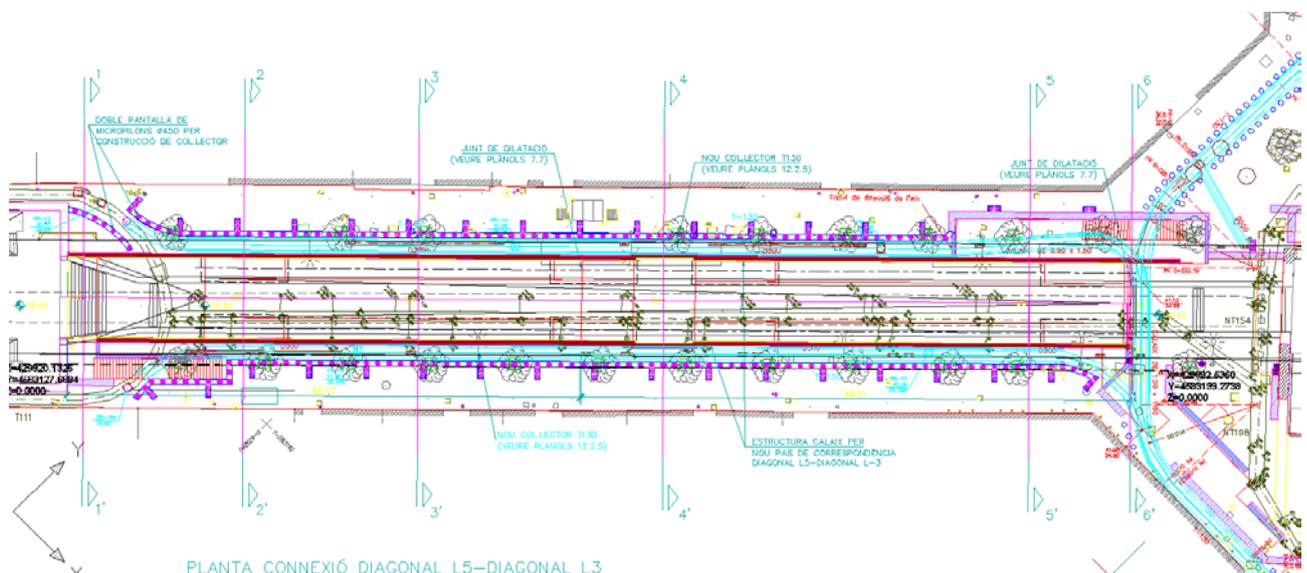


Figura 7.15. Planta intercambiador definición secciones de estudio.

Las simulaciones realizadas, permiten obtener resultados de deformaciones en las pantallas de pilotes y también en el túnel, comparándose con la situación inicial previa a la ejecución de la excavación y demolición del cajón existente.

Para poder realizar los cálculos, se ha procedido realizando una serie de simplificaciones del problema inicial planteado, por lo que el modelo de cálculo empleado se definirá a continuación, siendo común para el conjunto de simulaciones realizadas.

Las sección tipo completa sería la que se muestra en la vista siguiente y que a partir de ella se ha partido para poder simplificar el problema:

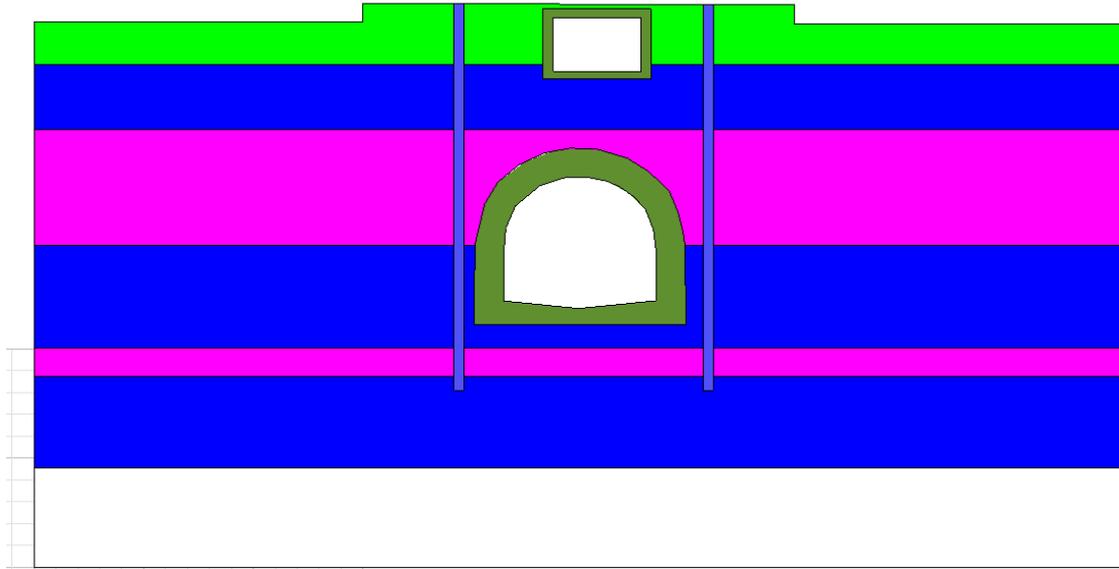


Figura 7.16. Sección tipo 2. Fase inicial.

En esta vista se muestran los estratos que forman la geometría de una sección, en este caso la sección 2. Para realizar la simulación en el estado inicial se ha realizado con la sección anterior, pero para el estudio de la fase constructiva intermedia de estudio, se ha realizado con una sección simplificada tal cómo la siguiente:

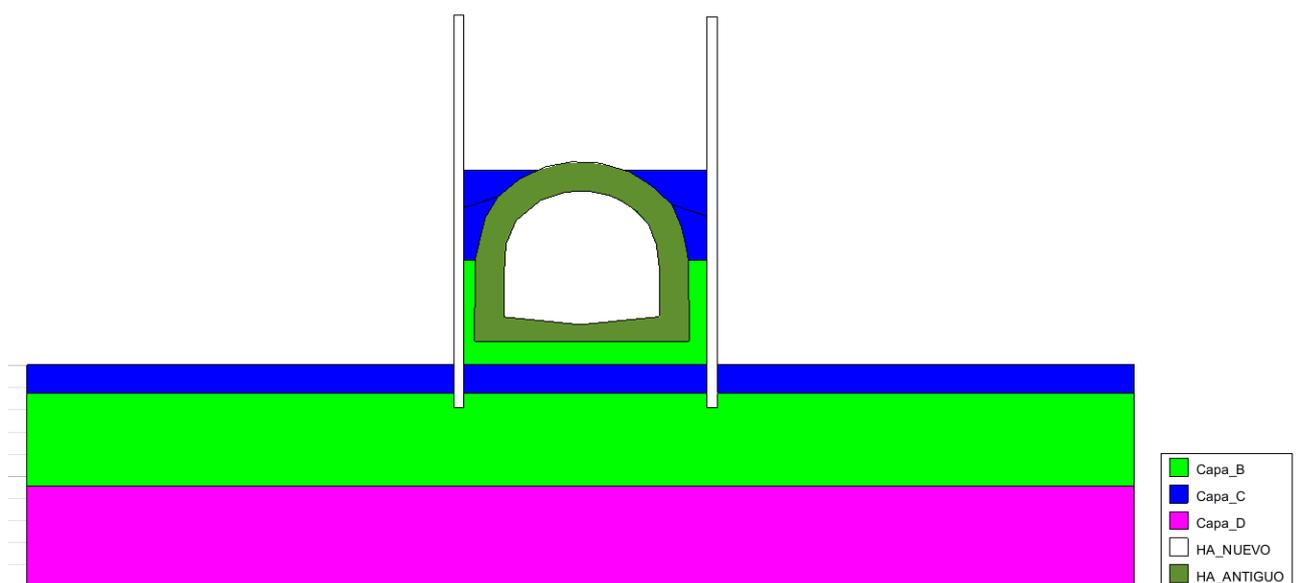


Figura 7.17. Sección tipo 2. Modelo simplificado.

En esta sección mostrada, el terreno del trasdós de las pantallas se ha eliminado para evitar una situación que surge de realizar la simulación con la carga correspondiente de los edificios. Al realizar los cálculos con esta carga de la cimentación de los edificios sobre el terreno, y además al no poder modelar la interacción de la estructura con el terreno mediante un mecanismo friccional, se obtiene una deformada de la sección en 2D que presenta tracciones en el trasdós de la pantalla y que por tanto no se considera que sea un resultado representativo de la realidad.

A partir del momento en que se detectó esta deficiencia en el modelo de cálculo, se procedió mediante la hipótesis simplificadora de eliminación de los estratos de suelo presentes en el trasdós de la pantalla para evitar el efecto de la tracción resultante de la alta carga debida a la reacción del edificio.

Por tanto, para la obtención de las variables de estudio se efectuaron las simulaciones siguiendo el modelo tipo mostrado en la figura 7.16.

Las variables a obtener con cada una de las secciones simuladas, serán las deformaciones teóricas de las pantallas de pilotes, las deformaciones del túnel, a definir según las convergencias definidas en la instrumentación, y aparte de las magnitudes de deformaciones, se comprobará si el estado tensional en el túnel supera la resistencia del hormigón en masa.

### **7.3.2.Consideraciones simulaciones para las secciones 2, 4 y 5 en 2D y modelos 3D**

A continuación, se adjuntarán los resultados obtenidos en las simulaciones de las tres secciones de estudio y que servirán para interpolar unos valores medios de las deformaciones del túnel y de las pantallas.

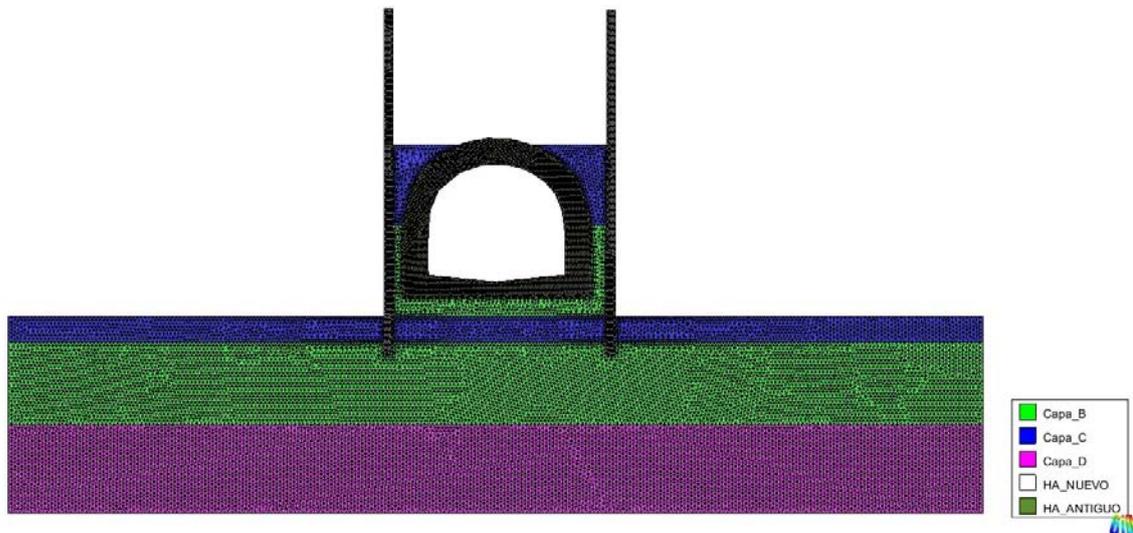
El primer estudio realizado ha sido el de obtener cual era la deformación de origen del túnel, para así poder obtener en la simulación de la fase constructiva de vaciado, la deformación final obtenida, y así de esta manera obtener el incremento en la medida interior del túnel o también conocida como convergencia.

El siguiente paso, ha sido el de proceder con la simulación de las secciones de estudio en la fase más desfavorable de vaciado del intradós hasta la cota definitiva.

Las simulaciones se realizaran con unos elementos finitos de tipo triangular en el caso de las mallas para las simulaciones en la situación de deformación plana y para las simulaciones para los modelos en 3D se realizarán con elementos tetraédricos. En ambos casos, se tratan de mallas no estructuradas.

Para la simulación realizada a las secciones en 2D, se ha usado un tamaño de malla de 0,10 m para considerar las superficies de los elementos más solicitados y en los que nos interesa obtener una información mucha más afinada, aparte de ser zonas con una geometría más complicada que puede generar problemas por concentración de tensiones. Este tamaño de malla se ha considerado para los materiales de hormigón, en las pantallas de pilotes y en el túnel.

En el resto de la geometría, se han usado elementos con un lado de 0,20 m, debido que contrariamente a la situación anterior, no se precisa de una definición tan elevada en los resultados. Aunque debe de considerarse [3] que el tamaño del elemento tiene influencia en el comportamiento en los modelos viscoplásticos.



**Figura 7.18.** Sección tipo 2. Detalle malla elementos finitos.

Para el caso de los modelos en 3D, se ha intentado seguir un criterio similar, pero al tener un modelo en 3D, el número total de elementos es muy elevado, por lo que se ha tenido que ir a medidas de malla muy superiores.

En el caso del modelo en 3D, estamos hablando de un tamaño de malla que resulta ser de 1,05 m para sólo un tramo de cálculo mayor y de 0,95 m para el menor. Debido al incremento en gran magnitud de coste computacional respecto al modelo en 2D, se ha encontrado con un problema a la hora de intentar modelar y simular numéricamente todo el problema del intercambiador.

A partir de las simulaciones con todo el tramo comprendido entre las secciones 2 y 5 que se han modelado en 2D, se ha llegado al punto en el que para poder obtener resultados que puedan resultar próximos a los obtenidos con las simulaciones realizadas con los modelos en 2D, se debería llegar a un tamaño de malla similar, por lo que el volumen de elementos resulta ser muy superior al que un ordenador normal puede llegar a procesar.

Por tanto, el primer paso ha sido dividir el modelo completo en dos modelos en 3D, uno para el tramo comprendido entre las secciones 2 y 4 y el siguiente entre la sección 4 y la 5.

Con esta hipótesis no se modifica el resultado ya que las acciones y movimientos del terreno y estructura se producen en el plano transversal, por lo que obtendrán los resultados para ambos volúmenes por separado, obteniendo el resultado para todo el intercambiador.

El tamaño que se ha adoptado, para la simulación de ambos tramos de modelo en 3D ha sido de 1,05 m, para todo el conjunto de materiales que componen el problema y se adjuntan los resultados junto con todos los resultados de las secciones 2D.

Finalmente comentar, referente al tiempo de realización de los cálculos, se han realizado las simulaciones de las secciones en 2D y para los modelos en 3D mediante la consideración de un solo paso de tiempo sin contemplar el tiempo real que duró la excavación.

Para el modelo constitutivo de tipo viscoso, se debería de considerar la duración de la fase de constructiva real para poder obtener las deformaciones a largo plazo y a lo largo del tiempo, aunque por problemas de coste computacional se ha optado por realizar el cálculo en un solo paso.

### 7.3.2.1. Simulación de la fase 1

El objetivo de esta primera simulación, es el de obtener un estado de partida, que permita valorar la evolución de las deformaciones del túnel para así poderla comparar con el estado de origen, antes de cualquier actuación de excavación. En la sección, si que se introdujeron la pantalla de pilotes ya ejecutada.

Se han analizado las tres fases de estudio citadas 2, 4 y 5. Para realizar estas simulaciones en la fase previa, se han usado la misma serie de parámetros del suelo que se emplearan en las simulaciones de la fase 2.

No se presentan los resultados obtenidos con esta simulación, sino que se usaran dichos resultados para la obtención de los resultados finales de la fase 2. Una vez obtenidos los resultados de esta fase, se considerará cómo obtener los resultados incrementales de la fase 2 de excavación, en el caso de las convergencias del túnel por ejemplo, una opción de obtener la diferencia entre el desplazamiento horizontal para ambas fases.

### 7.3.2.2. Simulación de la fase 2

En este apartado, se adjuntarán los resultados de las simulaciones numéricas para las secciones en la fase objetivo de estudio, la fase 2, además de los resultados obtenidos para el modelo en 3D.

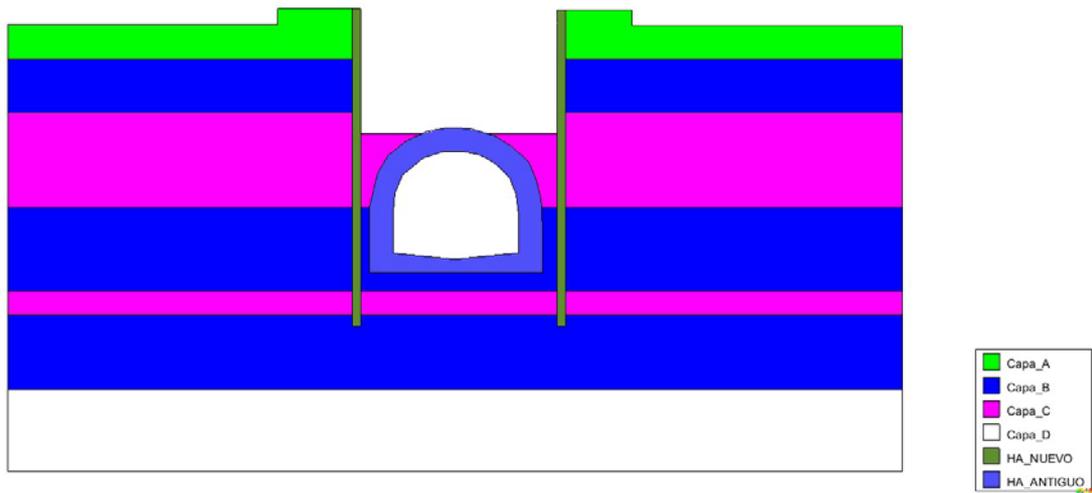
Para poder realizar dichas simulaciones y obtener unos resultados acordes con las hipótesis planteadas, se han realizado una serie de simplificaciones en los modelos, tanto en 2D como en 3D, siendo estas comunes y con la misma finalidad. Estas se describen a continuación, y sirven para poder realizar las simulaciones numéricas de ambas tipologías de modelo.

Antes de realizar la simulación de la fase 2, se ha procedido a la verificación de que las hipótesis simplificativas del problema, no suponen unas alteraciones que afecten en gran parte al comportamiento de los elementos que se quieren valorar.

La principal hipótesis, ha sido la de suponer que el hecho de excavar en el intradós para proceder a las siguientes fases de obras, no genera un desplazamiento en vertical en el el cambio de estrato B al C sustancial, de manera que al realizarse la simulación numérica de las secciones en la fase 2, se podría realizar la simulación con una condición de contorno de impedimento de los corrimientos en vertical en el punto indicado.

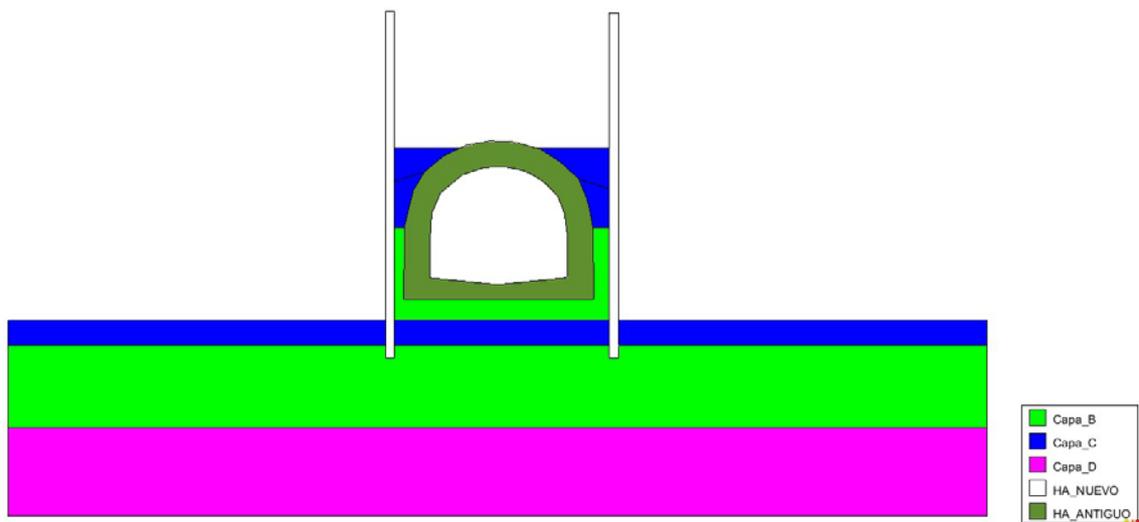
La consideración de esta condición de contorno, permitiría la eliminación de una gran parte de los estratos del trasdós, reduciendo el coste computacional de cada uno de los cálculos y pruebas a realizar.

La diferencia entre ambas secciones se observa en las vistas siguientes 7.19 y 7.20:



**Figura 7.19.** Sección tipo 2. Materiales aplicados en el modelo.

Se observa que la simplificación del modelo mediante la eliminación de los 4 primeros estratos, el estrato de relleno A, dos estratos de la unidad B y una capa de la unidad C, se consigue una reducción importante del tiempo de cálculo de cada una de las secciones.



**Figura 7.20.** Sección tipo 2 Fase 2. Modelo simplificado, materiales.

Tal cómo se ha comentado anteriormente, para realizar las simulaciones con la sección simplificada, se ha procedido mediante la consideración de condición de contorno fija, condicionando los movimientos verticales.

Para comprobar que esta hipótesis es válida, se plantea el análisis para una de las secciones, en este caso la sección 2, estudiando la fase inicial 1 y la fase intermedia, realizando para esta verificación un análisis en caso elástico y tomando los valores de módulo de Young y de Poisson adoptados para los diferentes estratos.

Una vez realizados ambos análisis, se verificarán los desplazamientos verticales en la interfase de cambio de la unidad B a la C definida y se comprobará si existe una gran variación entre ambas fases, permitiendo la adopción de dicha hipótesis con conocimiento de causa.

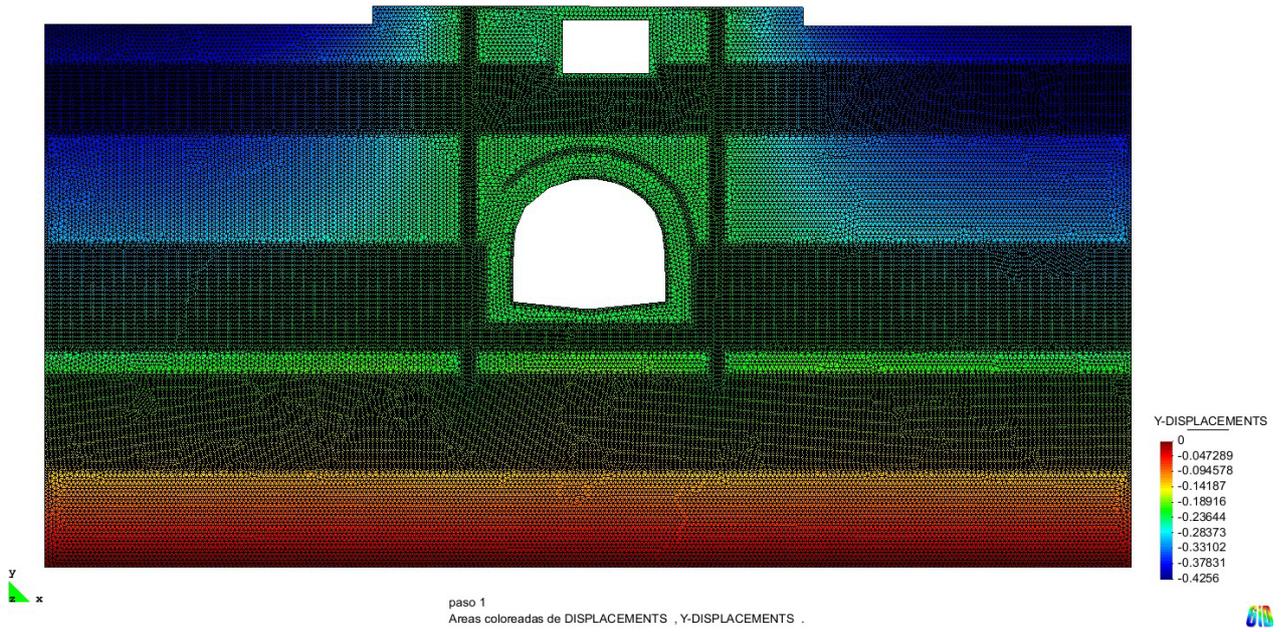


Figura 7.21. Sección tipo 2 fase 1. Desplazamientos verticales totales.

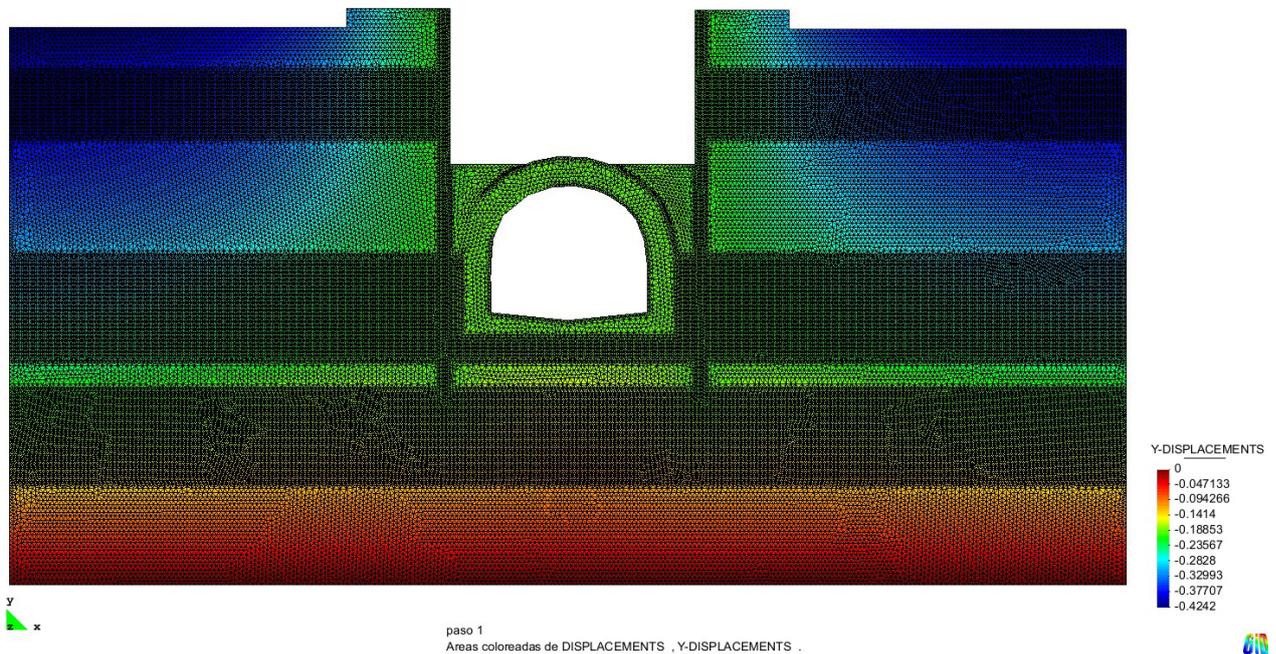


Figura 7.22. Sección tipo 2 fase 2. Desplazamientos verticales totales.

Se presentan las secciones con la modelización y el resultado de las deformaciones en vertical. Se observa que presentan valores similares. A continuación, se adjuntan también las gráficas para el desplazamiento en vertical siguiendo una recta horizontal y coincidente con el cambio entre estratos.

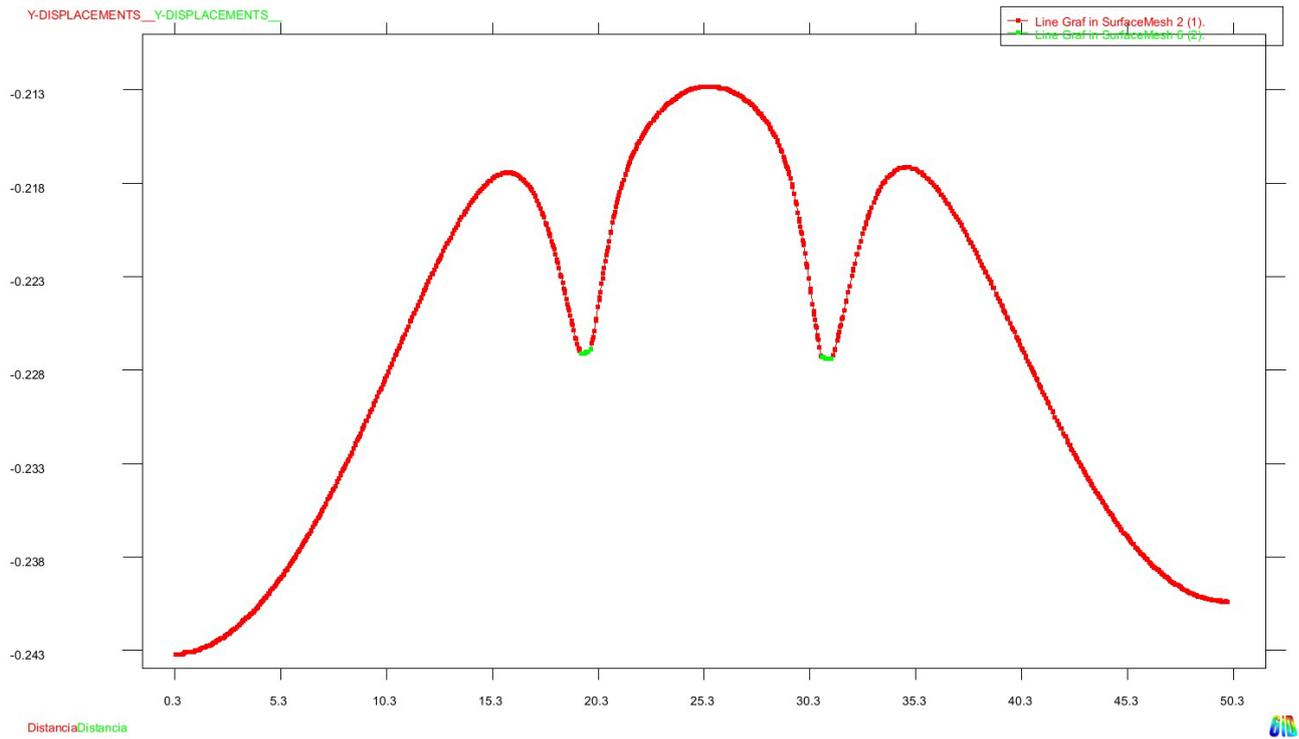


Figura 7.23. Sección tipo 2 fase 1. Desplazamientos verticales cambio estratos.

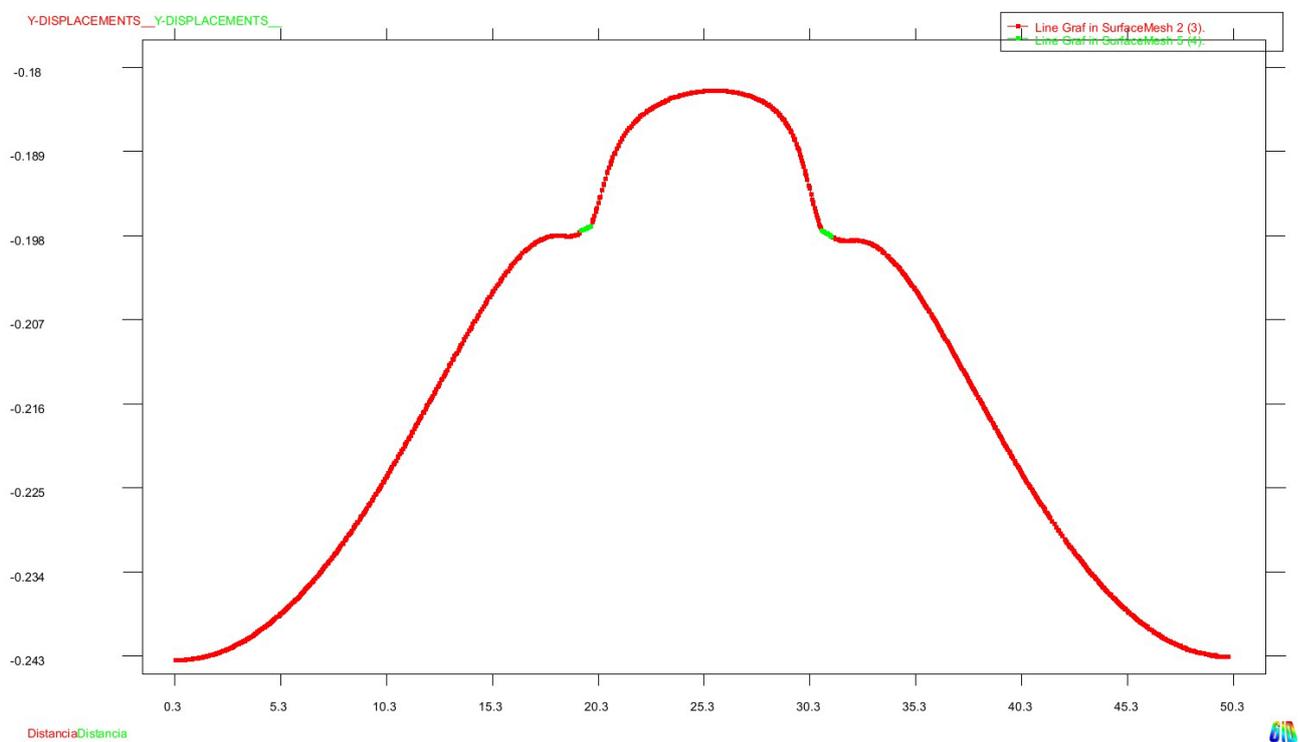


Figura 7.24. Sección tipo 2 fase 2. Desplazamientos verticales cambio estratos.

A la vista de ambas gráficas, se observa cómo parten prácticamente del mismo valor de desplazamiento vertical 0,2408 m frente a 0,2418 m en la distancia del límite del área de estudio en la simulación numérica.

Para poder juzgar que la hipótesis tomada no genera una variación importante en los resultados de la simulación, se ha optado por el análisis de los resultados obtenidos con un estudio del error que se generaría con la consideración de una condición de contorno en el punto comentado de cambio del estrato B al C.

Por tanto, una vez realizada la simulación con las hipótesis planteadas, se adjuntan a continuación los resultados de la comparativa de análisis.

En primer lugar, se presenta la gráfica obtenida con la superposición de los desplazamientos verticales obtenidos en la línea de estudio, y que se observa que al ser superpuesta se comprueba la tendencia similar que se produce en el terreno para las dos fases.

Aún así, se observa cómo al realizarse el estudio para las dos fases pero de manera independiente, se obtienen desplazamientos menores a medida que el terreno está más cercano a la excavación, cuando realmente el terreno no debería de sufrir un desplazamiento en vertical positivo, al menos de esta magnitud.

El terreno podría desarrollar una recuperación, por el hecho de que existe una parte de las deformaciones impuestas que son de tipo elástico, pero seguramente no tendría tal magnitud.

Aunque se hagan estas consideraciones, se comprueba que error o diferencia de desplazamientos verticales se obvian por el hecho de considerar una condición de contorno de prescripción del movimiento vertical en la junta entre unidades descrita.

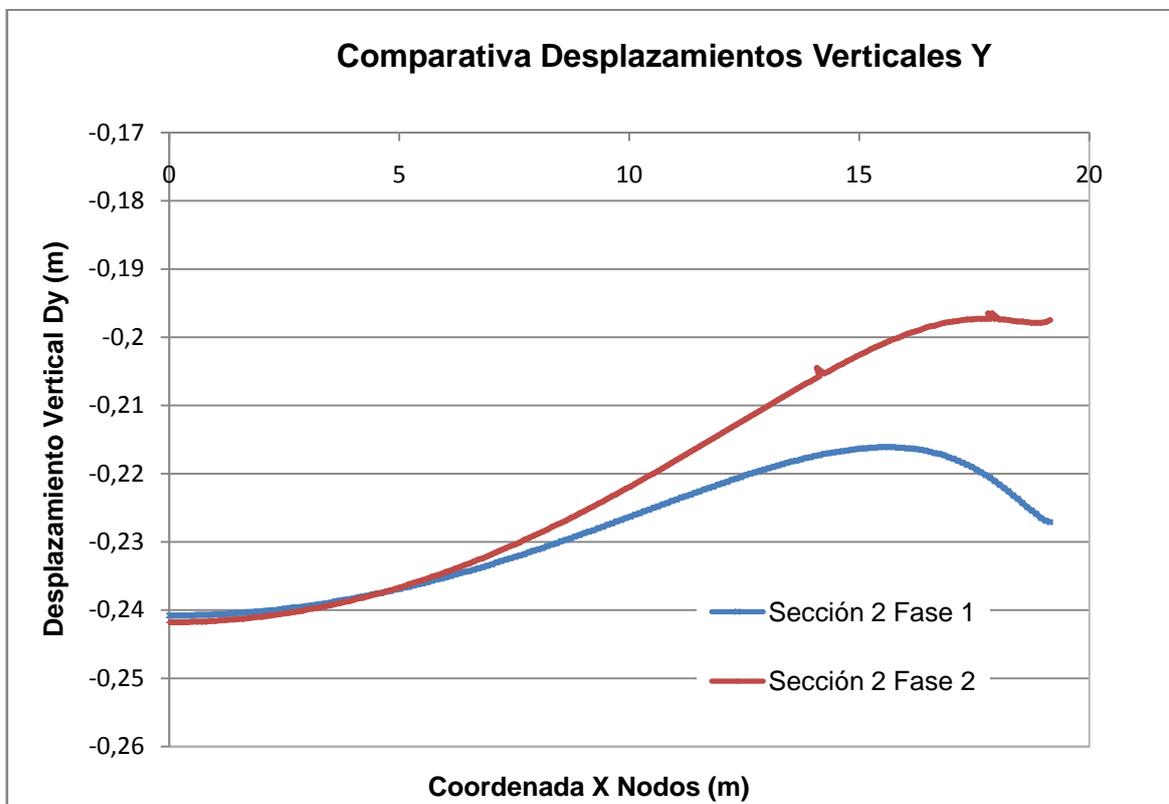


Figura 7.25. Gráfica comparativa desplazamientos verticales Sección 2 Fases inicial y excavación.

Para obtener esta gráfica resumen de los desplazamientos, se ha tomado la serie de nodos que forman la junta entre los estratos B y C en la que se colocará la condición de contorno. Las medidas se han tomado hasta justo empezar la pantalla de contención de tierras, tomando solo desplazamientos verticales en el terreno.

A partir de esta relación de valores de desplazamientos, se ha realizado la valoración de la consideración de la condición de contorno, para calcular el error inducido en esta consideración, se ha calculado el área encerrada por ambas curvas.

El procedimiento de valoración del error ha sido el siguiente, se calcula la diferencia entre ambas lecturas y se calcula cada paso entre nodos de la malla de elementos finitos, que está definida de 0,10 m.

A continuación, se calcula del área encerrada entre las curvas con la multiplicación de ambos lados del rectángulo que forman el paso en horizontal de 0,1 m y la diferencia calculada.

Una vez obtenida el área entre curvas, para cada uno de los puntos que se tenían lecturas, se ha sumado el total de estas áreas y se ponderado por la longitud total del ancho del terreno estudiado. De esta manera, se obtiene el valor de la diferencia promedio entre ambas fases de estudio.

Finalmente, se procede calculando el promedio de descenso del terreno según esa recta y con este valor se calcula el porcentaje de diferencia de descensos respecto al valor total y se obtiene un error del 3,26 %.

A partir del resultado obtenido, se concluye que la determinación de optar por considerar una condición de contorno de desplazamiento vertical fijo en el cambio de unidad de suelo B y C, con la consiguiente eliminación de los estratos de suelo superiores con las ventajas que comporta, no genera una modificación significativa en los resultados que se obtendrán de la simulación numérica de las secciones en la fase de cálculo segunda.

Un aspecto más, e igualmente importante de realizar la simulación con la simplificación comentada, es que deben de obtenerse las leyes de empujes que el terreno genera sobre las pantallas de pilotes, para poder realizar una simulación numérica que permita obtener las deformaciones y estados tensionales generadas por la excavación del intradós.

Para obtener esta ley de empujes, se ha realizado mediante la teoría de Coulomb, que permite valorar el empuje activo en rotura del terreno sobre un elemento de contención:

$$\lambda_h = \frac{\operatorname{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\operatorname{sen}^2 \alpha \left[ 1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\varphi + \delta) \operatorname{sen}(\varphi - \beta)}{\operatorname{sen}(\alpha - \delta) \operatorname{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (7.1)$$

$$\lambda_v = \lambda_h \cdot \cot g(\alpha - \delta) \quad (7.2)$$

Con los siguientes parámetros:

$z$ : profundidad

$\alpha$ : ángulo del paramento

$\gamma$ : densidad del terreno

$\delta$ : ángulo de rozamiento muro-terreno

$\varphi$ : ángulo de rozamiento interno del terreno

$\beta$  : ángulo de talud del terreno

$$p_h = \gamma \cdot z \cdot \lambda_h - 2 \cdot c \cdot \sqrt{\lambda_h} \cdot \cos \delta \quad (7.3)$$

Dónde c es la cohesión del terreno.

A partir de las características de cada estrato y de la carga vertical exterior actuante, se obtiene una ley de tensiones verticales y en consecuencia una ley de empujes horizontales que es la que se resume en la vista siguiente y que será aplicada a la cara del trasdós de las pantallas.

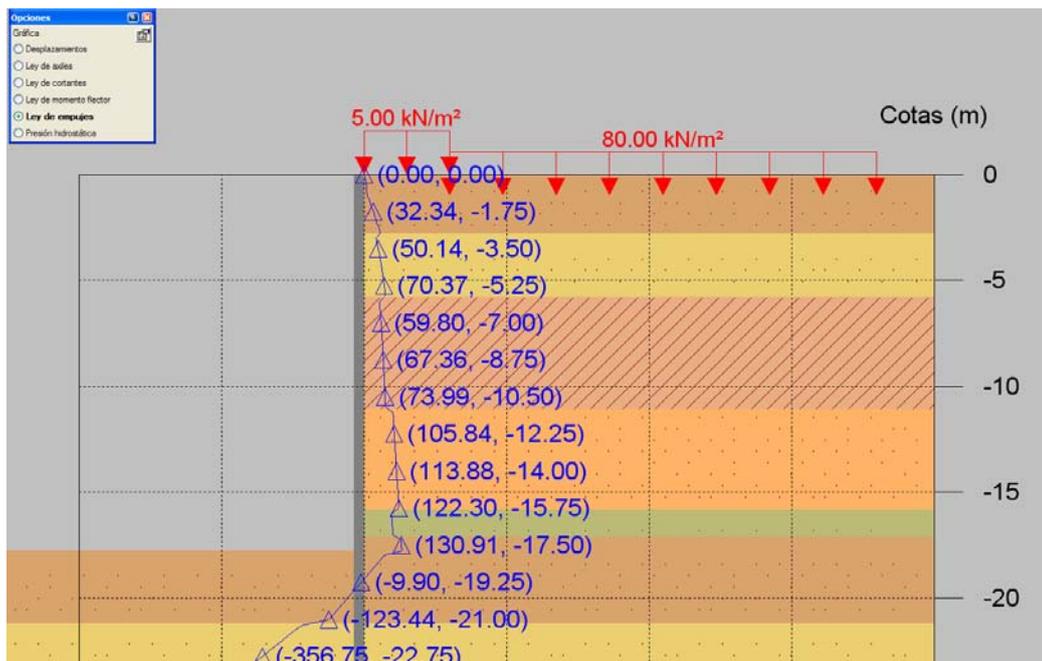


Figura 7.26. Gráfico de empujes activos sobre el muro pantalla.

Esta vista es del módulo de muros pantalla de la empresa Cype, y que ha permitido obtener las cargas a colocar en el modelo de cálculo de COMET. Estos valores son tensiones y están expresados en kN/m<sup>2</sup>.

Se observan las cargas superficiales de proyecto, siendo la sobrecarga de uso en zona pública de 5 kN/m<sup>2</sup> y la reacción en la cimentación del edificio de 80 kN/m<sup>2</sup>.

Para colocar estas acciones en el modelo de cálculo, se ha usado una modificación en el código del fichero base que permite generar el fichero de datos de cálculo, que permita aplicar cargas horizontales según la cota de cada elemento finito.

Esta carga horizontal, se aplicará según una pequeña inclinación correspondiente a un ángulo de rozamiento en la interfase entre terreno y la estructura del 33% del ángulo de rozamiento interno de cada estrato de terreno. Se podría llegar a aplicar un porcentaje del 66%, aunque aplicando un valor menor quedamos del lado de la seguridad, debido a que la ejecución de los pilotes no se realizó con lodos bentoníticos y se hormigonaron los pilotes contra el terreno, por lo que el desarrollo del mecanismo de fricción entre el suelo y el hormigón puede ser mayor.

Por tanto, los empujes se distribuirán según un coeficiente de 0,95 para la dirección horizontal y 0,31 para la dirección vertical en el sentido de la gravedad.

**7.3.3.Resultados Simulación Numérica fases 1 y 2**

En este apartado, se adjuntarán los resultados obtenidos con las simulaciones numéricas de las secciones 2, 4 y 5 y la fase 2, combinada con la fase 1 para obtener incrementos de desplazamientos y no valores absolutos.

Cómo el software usado, no permite el cálculo por fases constructivas, se ha procedido mediante la consideración de los resultados de la fase inicial para el resultado de la fase más crítica y que se estudia que es la de excavación de todas las tierras y demolición del cajón del intradós.

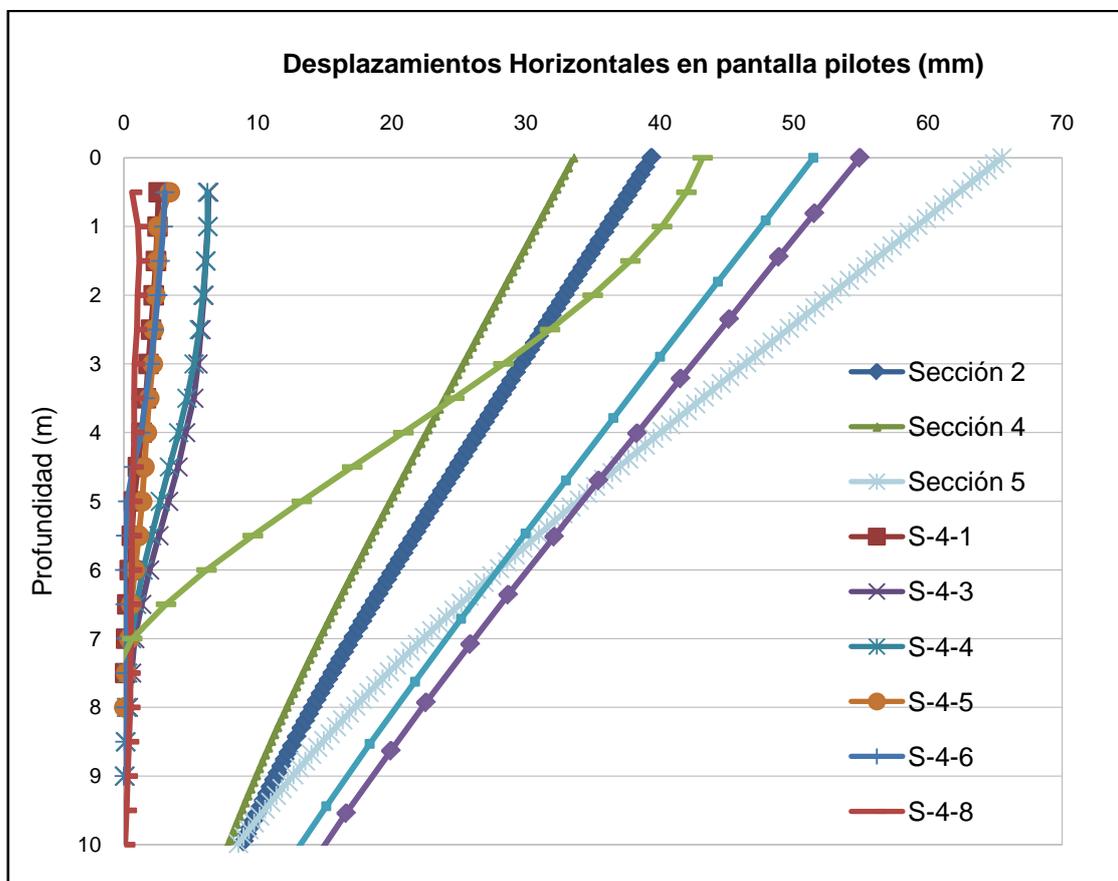
Los resultados que se adjuntan y analizan, son los que se han obtenido para las simulaciones en 2D para las tres secciones planteadas, y además se adjuntan los resultados de la simulación realizada con un modelo en 3D de todo el tramo del intercambiador.

Para el modelo en 3D, se han usado los mismos parámetros del terreno y las mismas hipótesis simplificadoras que para la modelización en 2D de las secciones.

**7.3.3.1. Deformada pantalla de pilotes**

En este apartado, se adjuntan los resultados obtenidos para la pantalla de pilotes, tomándose una de ambas pantallas de un lado, y para las tres secciones de estudio 2, 4 y 5.

Se han unido en una misma gráfica, para visualizar los resultados de la simulación por un lado y superponiendo los resultados de simulación y de la instrumentación de las pantallas mediante los inclinómetros.

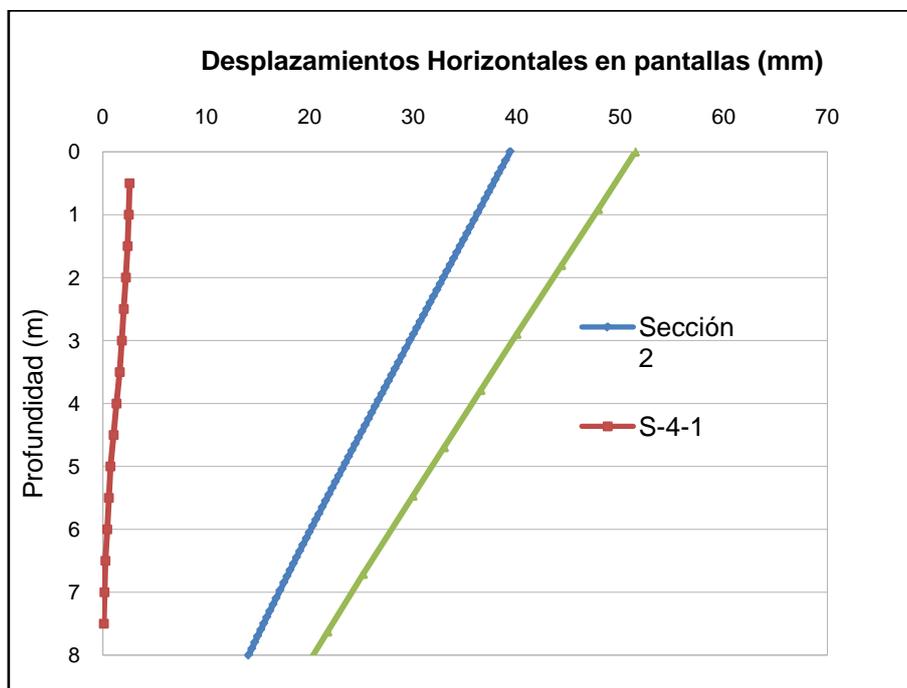


**Figura 7.27.** Gráfico de desplazamientos horizontales en muro pantalla.

Cómo se puede observar en la gráfica, la tendencia de las deformaciones de la pantalla es muy similar para las tres secciones estudiadas, observando un caso que toma un valor más extremo, que es el de la sección 5.

En esta sección, las pantallas están más separadas que en los casos de las secciones 2 y 4, por lo que al existir un espesor de tierras mayor, se deforma más el terreno entre ambas estructuras de hormigón, obteniéndose una deformación mayor.

Según se aprecia, se obtienen unos valores de deformaciones que dan de un orden de magnitud mayor a los resultados obtenidos de la instrumentación, por diversos factores que se comentarán en el apartado de análisis de los resultados, aunque también se observa que son valores parecidos y del mismo orden de magnitud que los obtenidos con la simulación mediante un modelo de barras y que se comenta en el apartado 7.2.



**Figura 7.28.** Gráfico de desplazamientos horizontales en muro pantalla. Sección 2.

Aparte de los resultados en global, se adjuntan las gráficas simples que sirven para comparar los resultados obtenidos a nivel de cada una de las secciones de cálculo y a la vez los resultados para la sección correspondiente en planta, de la instrumentación.

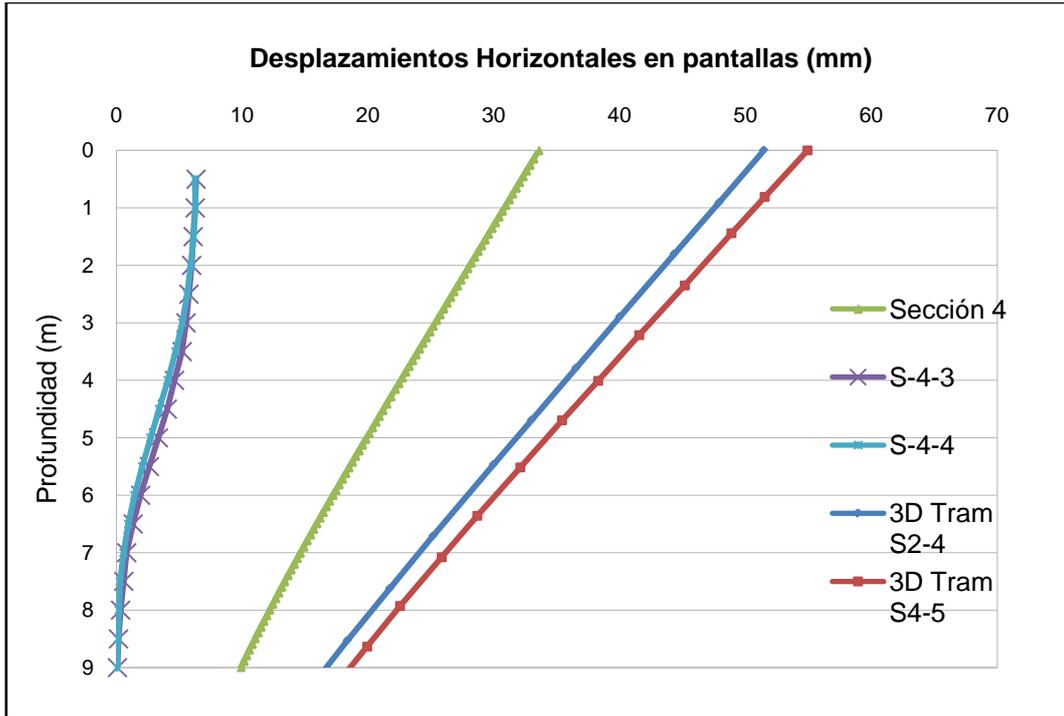


Figura 7.29. Gráfico de desplazamientos horizontales en muro pantalla. Sección 4.

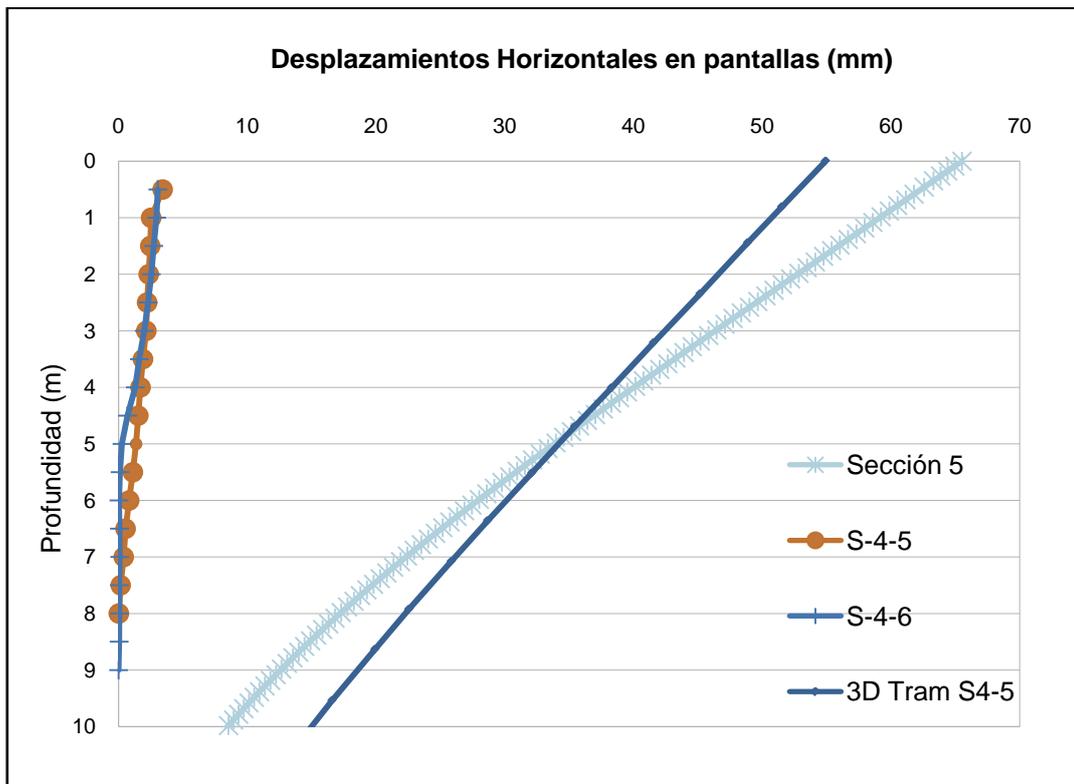


Figura 7.30. Gráfico de desplazamientos horizontales en muro pantalla. Sección 5.

Se observa cómo se obtienen resultados dispares para las secciones de estudio a nivel teórico y para las secciones equivalentes a nivel de instrumentación. Aún así, se comprueba cómo los resultados obtenidos para la simulación mediante un modelo de barras esta en el mismo orden de desplazamientos.

Se adjuntan también las vistas de los resultados de deformación en el sentido horizontal y transversal, por lo que se puede observar los resultados para la sección 2 y para el 3D que engloba la sección 2. En estas vistas, también se ha dejado la vista de la malla que sirvió para el cálculo y que se observa la diferencia del refinamiento de la malla que se ha conseguido en ambos casos.

Esta diferencia substancial de mallado, se plasma en una diferencia perceptible en los valores obtenidos en los desplazamientos en cabeza de las pantallas:

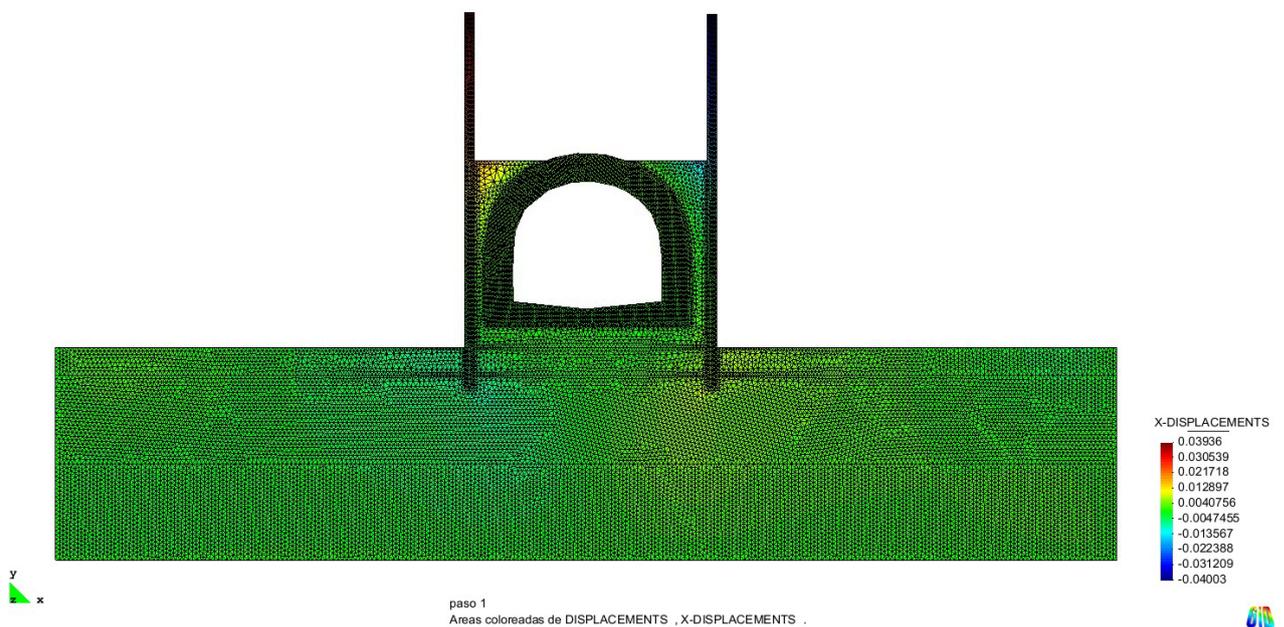


Figura 7.31. Vista sección 2 fase 2. Desplazamientos horizontales.

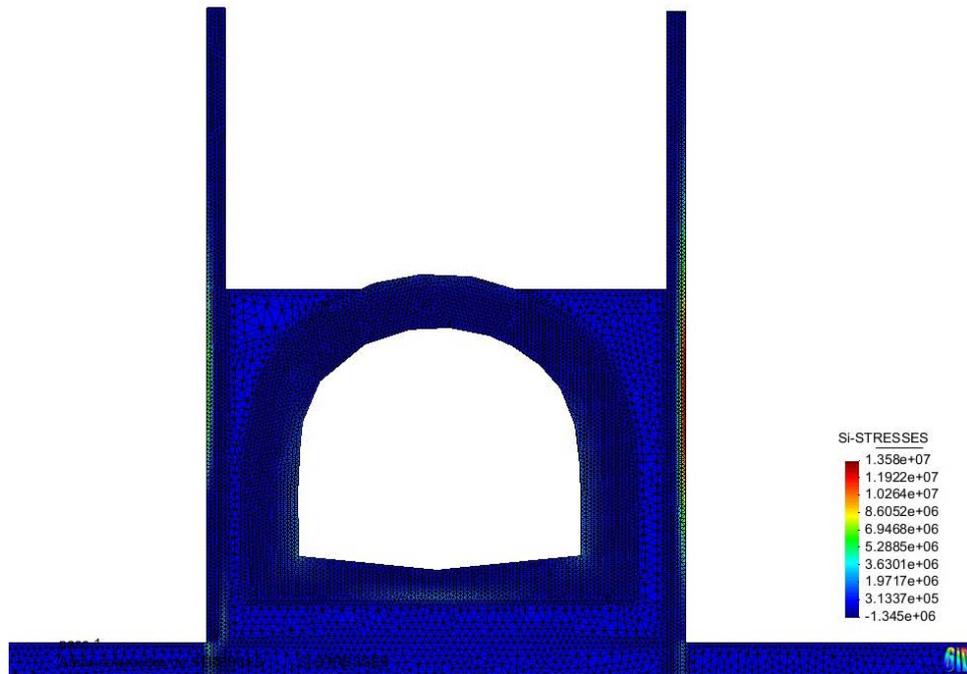


Figura 7.32. Vista sección 2 fase 2. Tensiones principales Si.

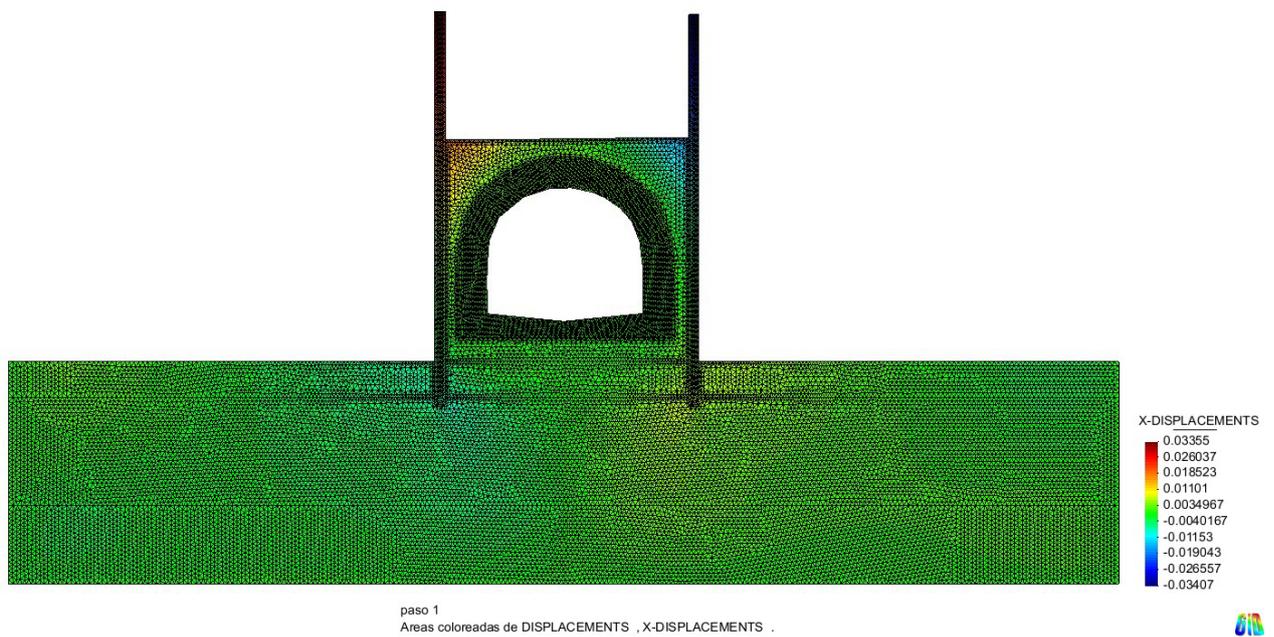


Figura 7.33. Vista sección 4 fase 2. Desplazamientos horizontales.

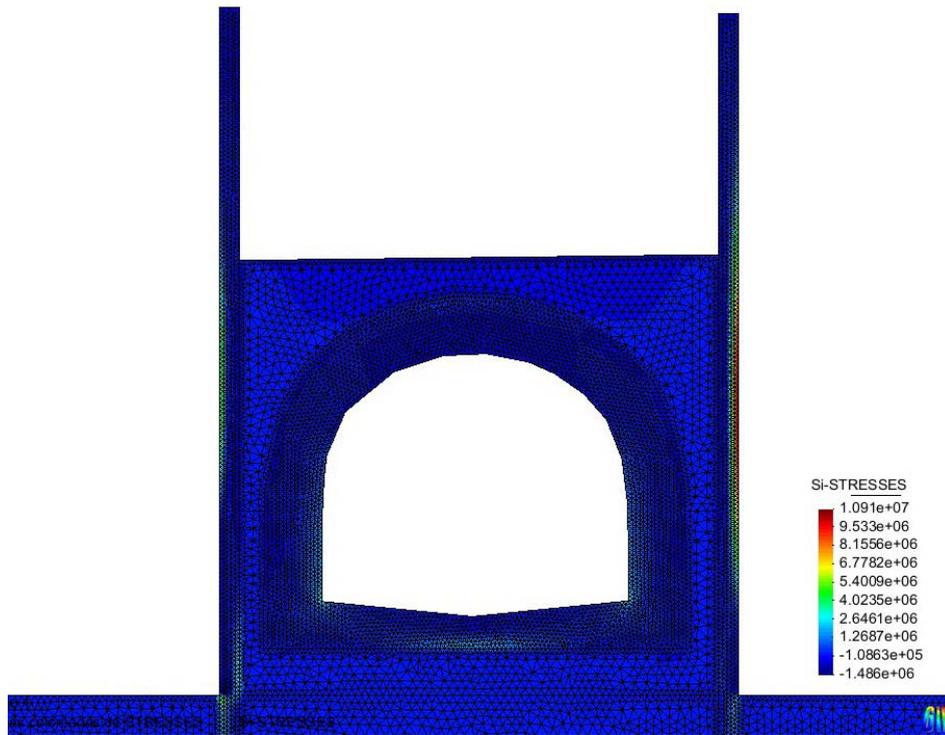
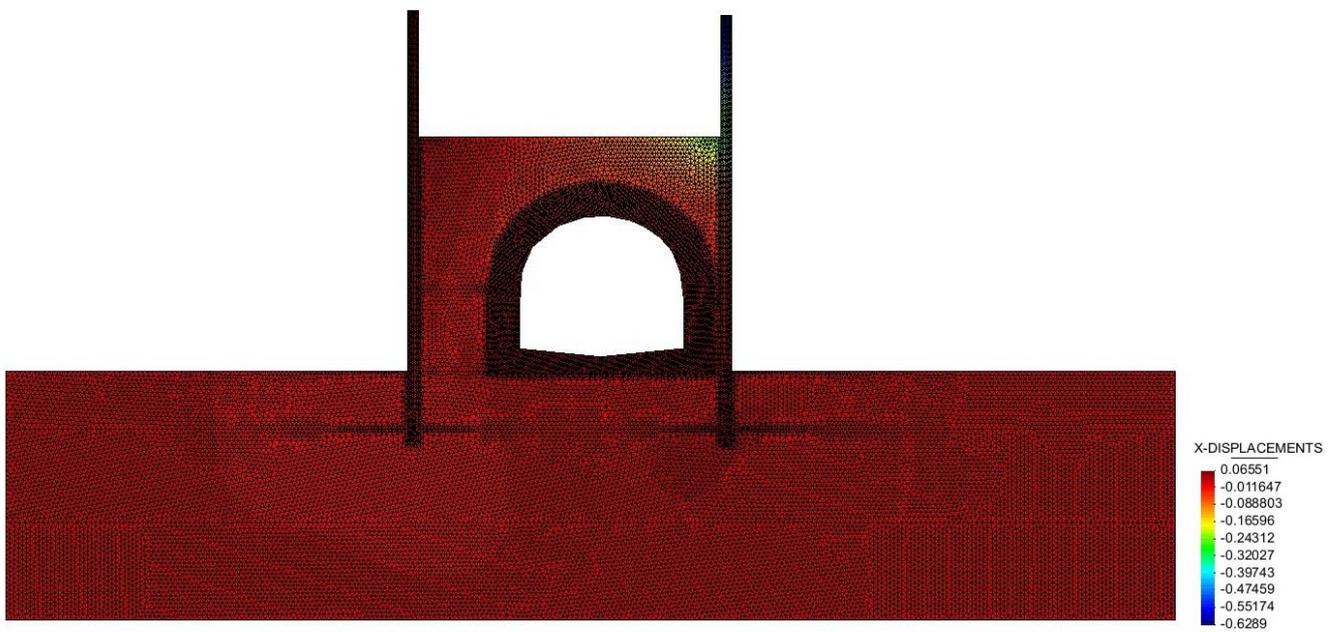


Figura 7.34. Vista sección 4 fase 2. Tensiones principales Si.



paso 1  
 Areas coloreadas de DISPLACEMENTS , X-DISPLACEMENTS .

Figura 7.35. Vista sección 5 fase 2. Desplazamientos horizontales.

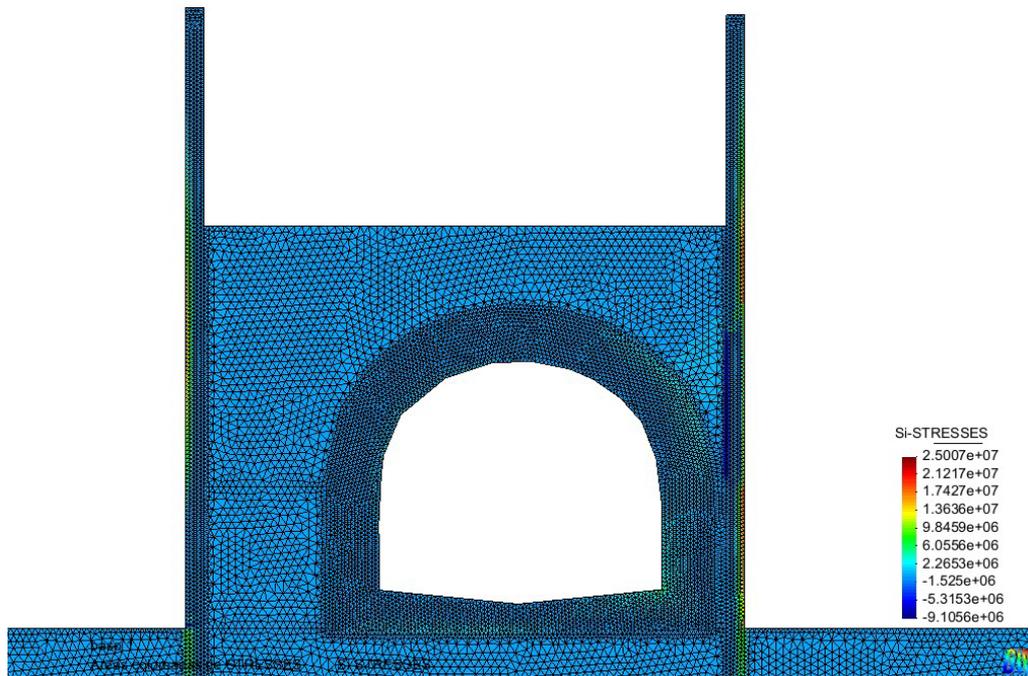


Figura 7.36. Vista sección 5 fase 2. Tensiones principales Si.

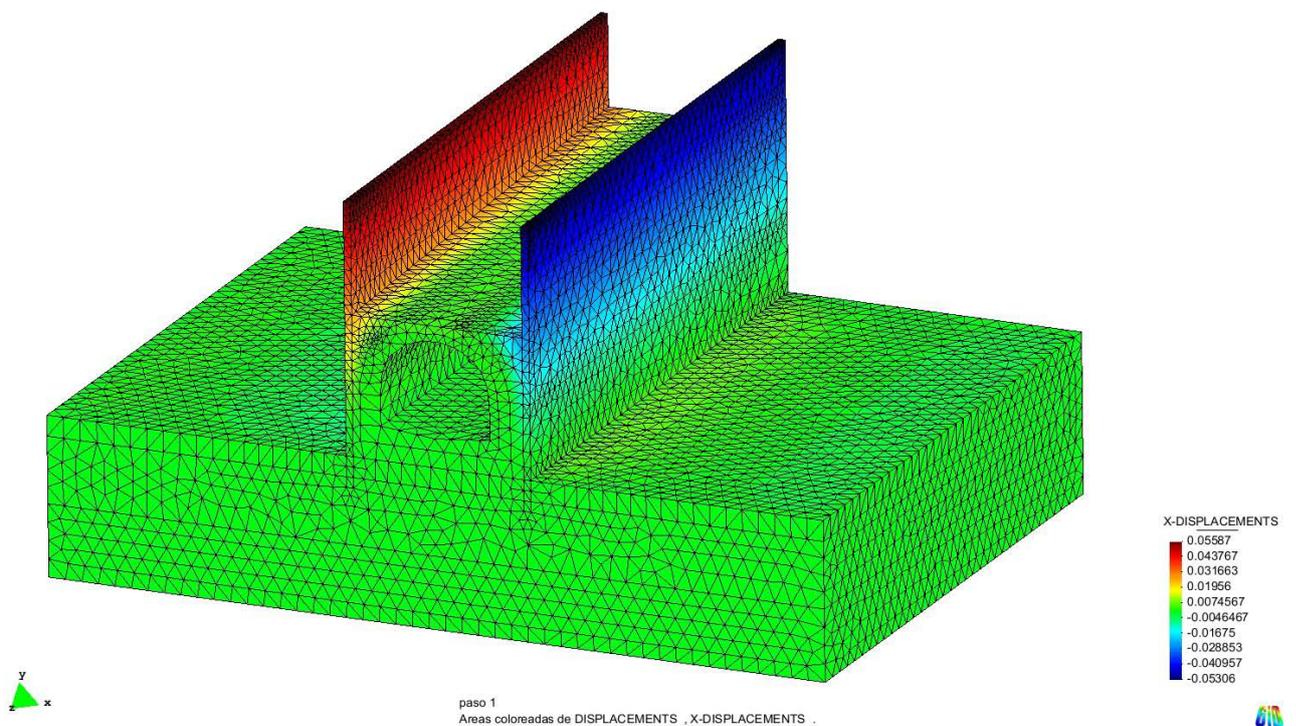
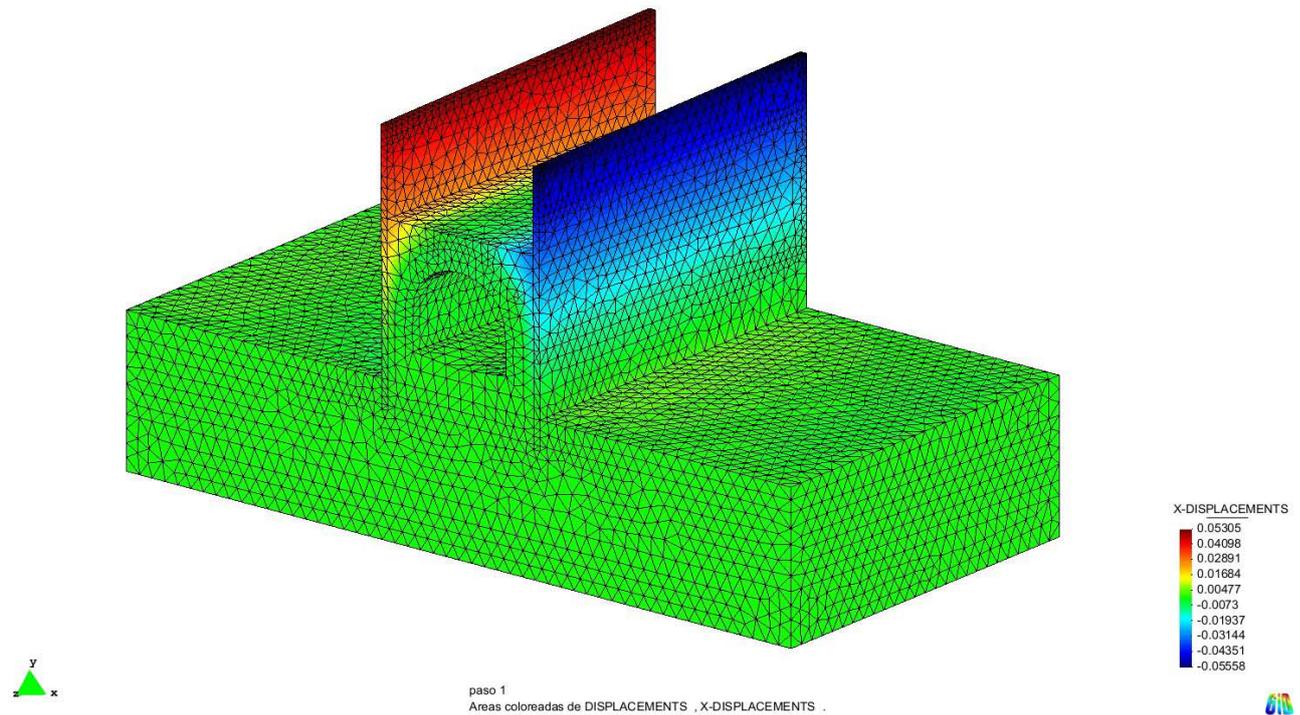


Figura 7.37. Vista 3D secciones 2-4 fase 2. Desplazamientos horizontales con malla.



**Figura 7.38.** Vista 3D secciones 4-5 fase 2. Desplazamientos horizontales con malla.

Se observa cómo la relación entre el tamaño de la malla y proporcionalmente con la geometría de estudio, existe una diferencia de escala que genera unos resultados acordes con esta diferencia de refinado de la malla de elementos finitos.

Para la sección en 2D, se realizó un mallado con un tamaño de 0,10 m para las pantallas, con lo que resultaba en hasta 10 elementos para la dirección transversal de las pantallas, mientras que para los modelos en 3D al no poder reducir el tamaño de malla se modela el ancho de la pantalla mediante dos elementos, por lo que el error se prevé que sea muy superior en el análisis en 3D.

Se obtiene un desplazamiento de 40mm para el 2D y 53 mm para el 3D, con lo que la diferencia entre ambos casos es de hasta un 32,5 % de sobrevaloración de las deformaciones en las pantallas, por lo que haría necesaria la simulación con un tamaño de malla similar al del cálculo en 2D.

### 7.3.3.2. Deformaciones del túnel

A raíz de las simulaciones realizadas, se puede valorar también los resultados obtenidos para las deformaciones del túnel. Este es uno de los elementos de control que se usa en la instrumentación de cualquier obra que pueda suponer un cambio en las condiciones de trabajo de un túnel.

Se compararan los valores de desplazamientos horizontales en los hastiales del túnel para las diferentes secciones que se tiene instrumentación y resultados numéricos, y también los valores del desplazamiento relativo de la bóveda del túnel respecto a la contrabóveda. Ambos conjuntos de desplazamientos permiten comprobar la hipótesis de partida que postula que se producirá un cierre o convergencia del túnel con la consecuente incremento de altura de la bóveda.

Se adjunta una tabla, con los resultados obtenidos de deformación del túnel, en la que los valores positivos para los desplazamientos en X significan una convergencia del túnel y un valor positivo en Z significaría un levantamiento de la clave del túnel.

Deformación Túnel	Variables	Resultados (mm)
Sección 2	Desplazamiento X 1	3.19
	Desplazamiento X 2	2.12
	Desplazamiento Z	1.58
Sección 4	Desplazamiento X 1	2.37
	Desplazamiento X 2	1.58
	Desplazamiento Z	1.19
Sección 5	Desplazamiento X 1	0.5
	Desplazamiento X 2	0.46
	Desplazamiento Z	1.98

Figura 7.39. Tabla resumen deformaciones en el túnel.

Además, se adjuntan los valores a pares para cada una de las secciones, debido a que se han tomado dos lecturas en cada sección del túnel, una cercana a la parte inferior de la contrabóveda y después el otro punto es el punto en el que se inicia la curvatura de la bóveda, también conocido como hombro.

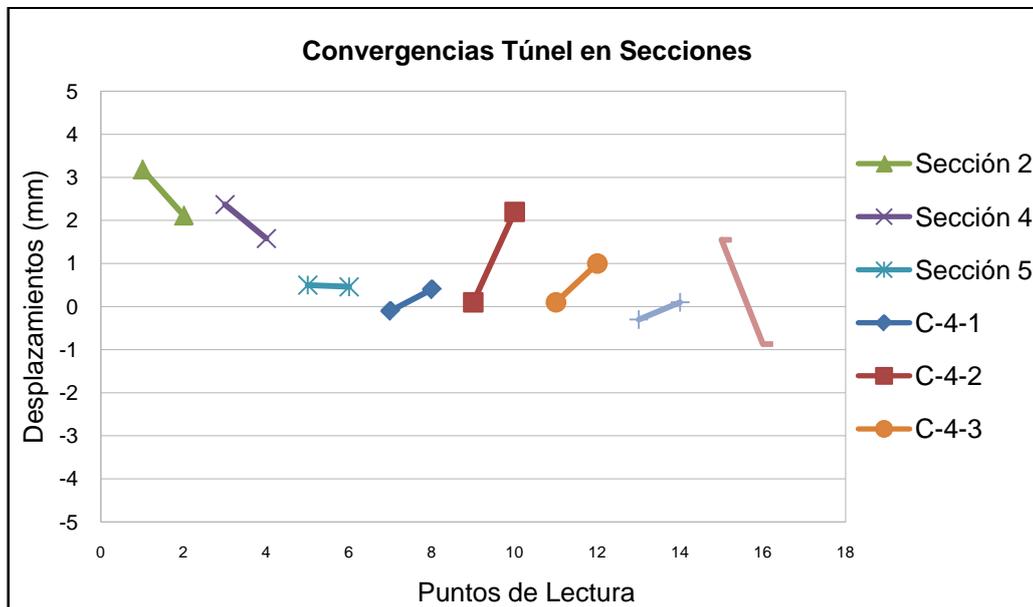


Figura 7.40. Gráfico de desplazamientos del túnel.

Se observa que se obtiene una deformación del túnel, en sentido horizontal, que es del mismo orden que la obtenida en la instrumentación y en la obtención de la convergencia mediante cinta, que llegaba a dar de 2.2 mm como máximo.

También se deduce de los resultados de deformación horizontal del túnel, que existe una diferencia relativa entre los de las secciones 2, 4 y la sección 5, debido a que, al existir un relleno de tierras mayor en el caso de la última, este relleno deformaría reduciendo la carga que empuja lateralmente al túnel y por tanto, la deformación a esperar sería menor a las secciones 2 y 4.

Los desplazamientos verticales obtenidos en la llave del túnel, realmente concuerdan con las hipótesis y con los resultados de la instrumentación, que por hipótesis deberían ser verticales hacia arriba. En este caso, digamos que la deformación por efecto del peso propio de la estructura vence al efecto que tiene la presión lateral descompensada con la carga vertical existente a priori. Se obtiene una alta deformabilidad del terreno, que genera que el túnel descienda, aunque si se calcula el incremento diferencial de descensos entre la llave y la contrabóveda, se obtiene un menor descenso para la llave del túnel, por lo que se cumple la hipótesis de deformación del túnel, se comprueba según los valores adjuntados en la figura 7.39.

De manera que, se observa cómo se obtienen valores que en este caso están en la misma orden de magnitud que los resultados que se obtuvieron de la instrumentación en obra, por lo que las expectativas de deformaciones que se esperaban en el túnel eran del orden que se han obtenido.

Si se comparan los resultados de las secciones, en función de su situación en planta, tanto para los obtenidos con la instrumentación como con la simulación, no se obtiene ninguna correlación.

Los resultados de convergencias máximas para las secciones instrumentadas, van variando desde 1,1 mm, 1,3 mm, 2,2 mm y 0,6 mm tomando las secciones desde la izquierda hasta la derecha mirando la planta del intercambiador, C-4-1 hasta la C-4-4. Para las secciones 2,4 y 5 los resultados máximos van desde 3,19 mm, 2,37 mm y 0,5 mm, por lo que no se observa que exista un correlación entre ambas situaciones.

Además, si se comparan estos resultados con los obtenidos en otra simulación realizada, y que se adjuntan en el apartado 7.1.1, se observa que los resultados también están en el mismo orden de magnitud que los resultados provenientes de simulaciones y de las lecturas en obra.

Para la simulación realizada con Plaxis, los resultados eran de 0,56 mm y 1,42 mm, por lo que los desplazamientos serían un poco menores a los obtenidos en realidad.

El valor de los desplazamientos verticales que se han obtenido, realmente son en el sentido que se esperaban, debido a las hipótesis que se habían planteado en anterioridad, ya que el empuje lateral del activo de las tierras, generaría que la clave del túnel subiera, y el resultado obtenido es bien congruente con los planteado. Aunque, se observa que se producen descensos generalizados, y se interpreta que es por la alta deformabilidad del suelo que se ha obtenido en las simulaciones y que por tanto genera que la deformación del terreno tanto en horizontal como en vertical ante la compresión lateral del túnel y se obtiene un descenso vertical menor para la bóveda del túnel, cumpliéndose por tanto que la convergencia dé lugar al levantamiento de la clave.

El resultado de las lecturas en obra, es de un máximo de 2,2 mm de ascenso de la bóveda en dirección entre los puntos de lectura, por lo que en proyección vertical resultaría menor, por lo que es muy similar al resultado obtenido de 1,98 mm en vertical de las simulaciones de las secciones.

En esta faceta, se trata por tanto de resultados acordes con lo observado en obra mediante la instrumentación. Por lo que parece que la ley de empujes, al menos en profundidad, parece aproximada a las cargas actuantes en realidad.

### 7.3.3.3. Verificación estado tensional del túnel

Adicionalmente, a las verificaciones de las deformaciones que se obtienen en diferentes elementos que forman las secciones de estudio, se realizará la verificación de las tensiones del túnel.

Con la visualización de las tensiones resultantes en el túnel, se comprueba la veracidad de las hipótesis planteadas, ya que según se observa en las vistas de tensiones según el eje horizontal Sxx, se cumple la hipótesis de levantamiento del túnel ante los empujes laterales.

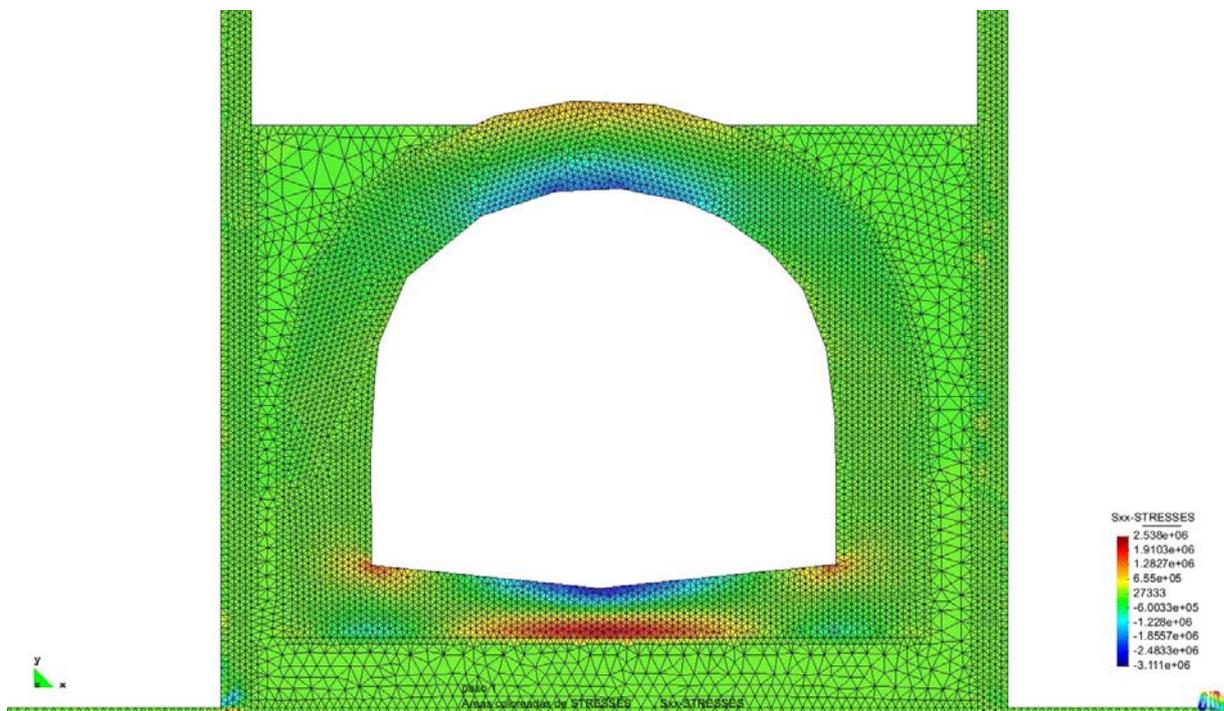
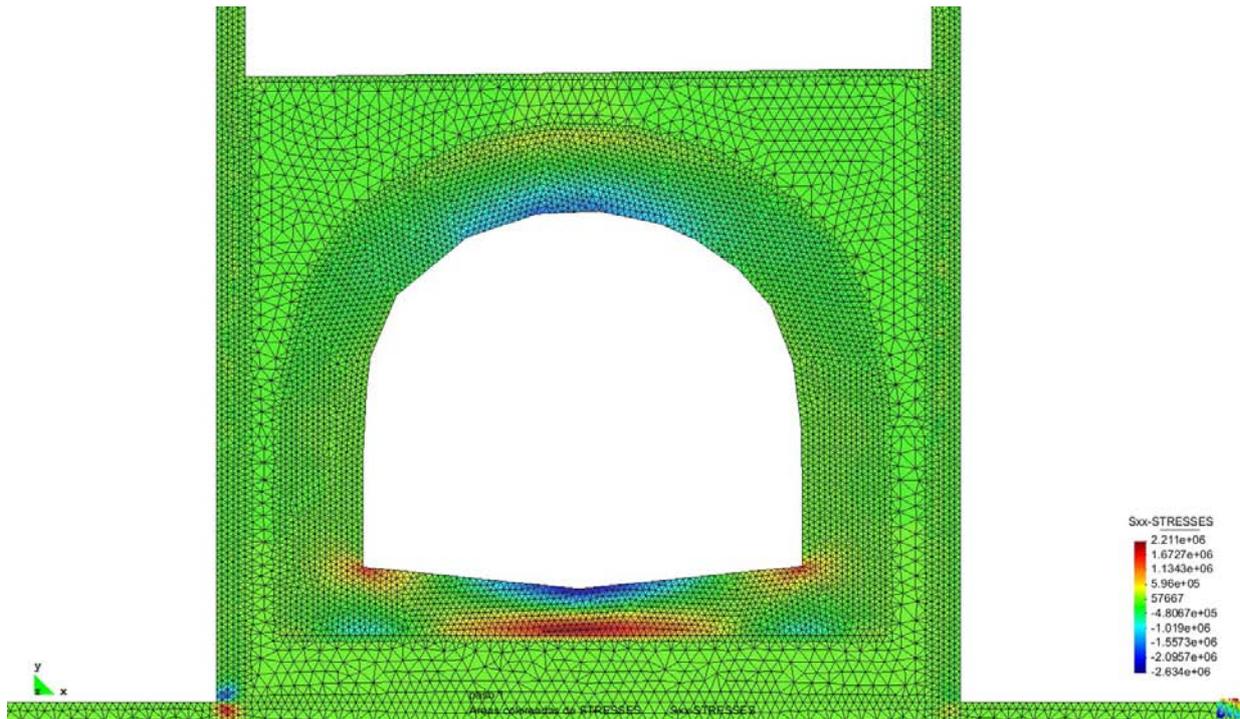


Figura 7.41. Resultado Tensiones en el túnel. Sección tipo 2

Tanto en la sección 2 cómo en la sección 4, se obtienen unos esfuerzos tal cómo se ha descrito en el planteamiento del problema que se hizo en el apartado de descripción de los resultados a esperar en la instrumentación.

La presión lateral y el estado desviador que se genera sobre el túnel por el hecho de ser descargado superiormente, genera una variación en los esfuerzos del túnel. En la situación inicial de estado previo a las actuaciones, el túnel se encontraba sometido a un estado tensional correspondiente al estado hidrostático, se adjunta una vista en la que se comprueba la variación del flujo de tensiones en la bóveda del túnel, de manera que al proceder al vaciado del túnel, se genera flexión en el túnel. Al incrementarse los esfuerzos flectores, por la convergencia de los hastiales, el túnel tiende a abrirse de la llave, por lo que se generaran tracciones en parte superior y compresiones en la parte inferior. En la contrabóveda sucede la misma situación y se observa cómo la misma situación de tensiones per en simétrico. Las tracciones se grafían en color rojo y las compresiones en color azul.



**Figura 7.42.** Tensiones en el túnel. Sección tipo 4.

Tal cómo se ha descrito, se comprueban el estado tensional para la sección 4 y para la sección 5, se obtiene una situación similar pero debido a la cobertura de tierras sobre el túnel, el efecto de la excavación es menor.

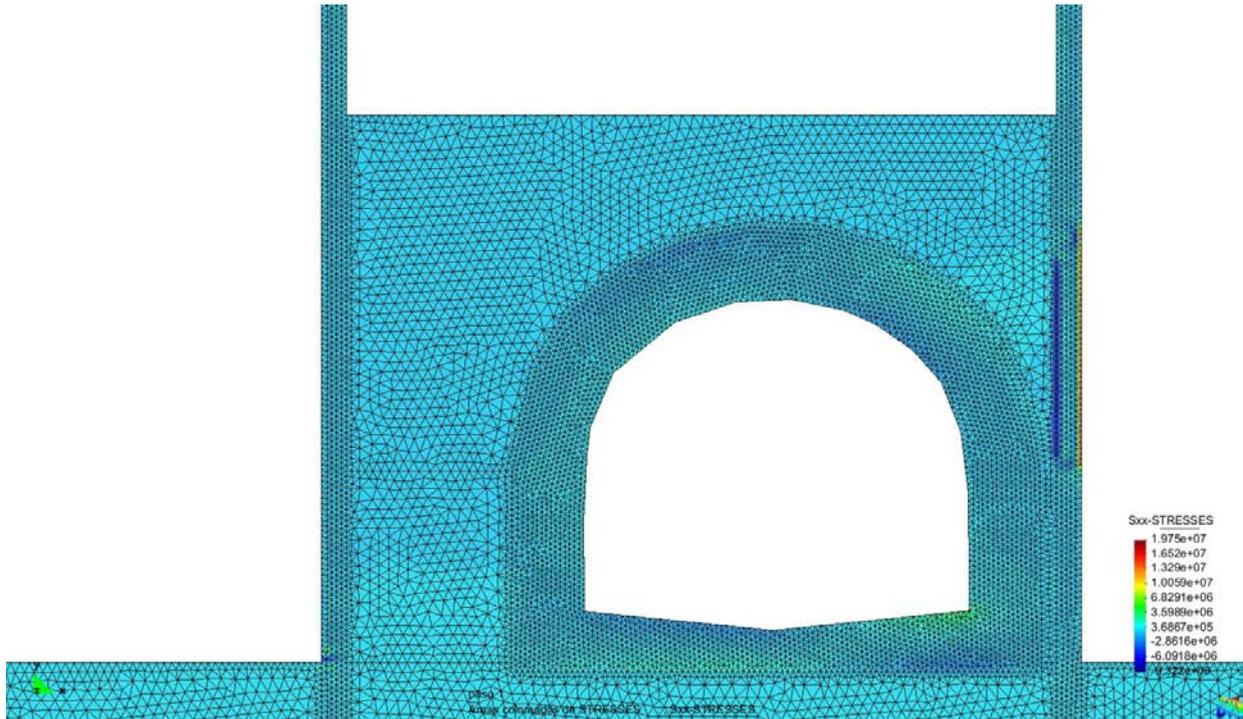


Figura 7.43. Tensiones en el túnel. Sección tipo 5.

Para esta sección 5, se observa que realmente la descarga no lleva a conllevar un aumento de los esfuerzos de flexión, por lo que casi toda la sección del túnel sigue comprimida.

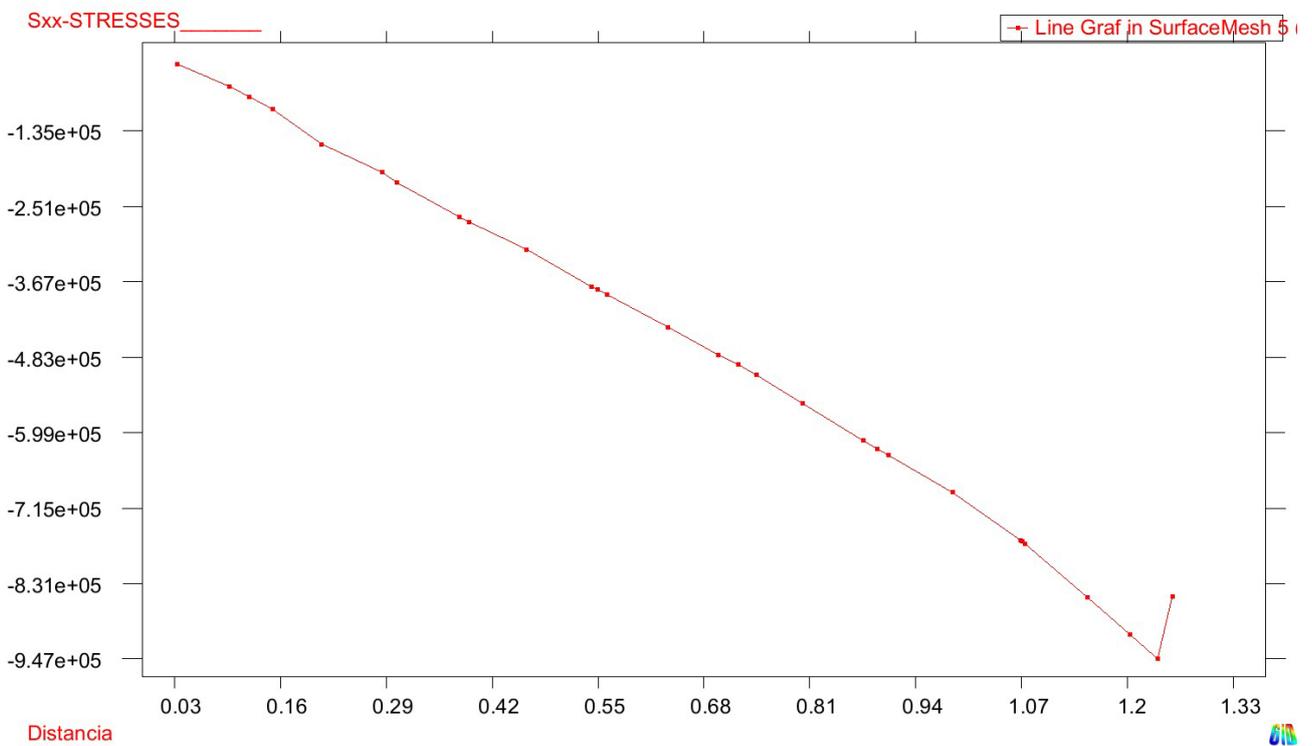
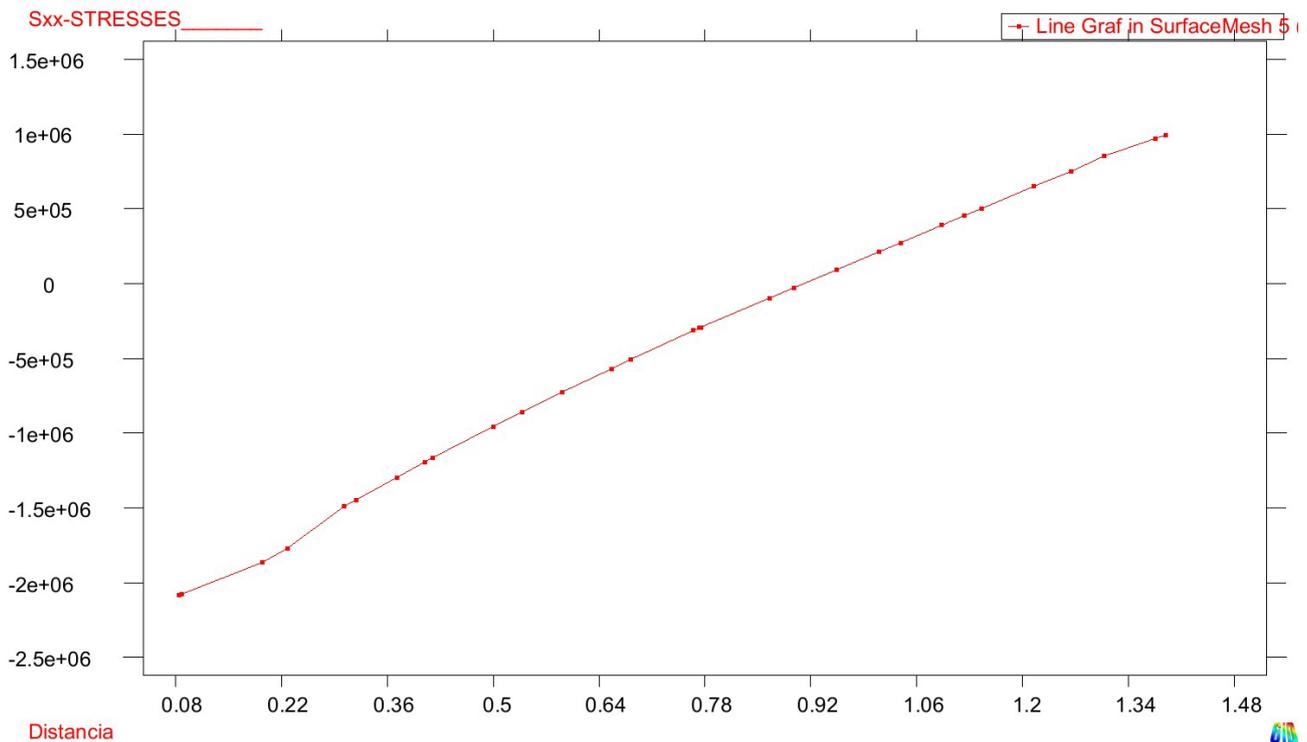


Figura 7.44. Tensiones en el túnel. Sección tipo 5 Fase 2. Corte vertical llave.

El valor nulo ó 0 delimita el cambio de compresiones a tracciones en el túnel y se observa cómo casi toda la clave se encuentra en compresión.

Finalmente, analizando las tensiones obtenidas, se comprueba que no se obtiene en ningún caso tensiones superiores a las recomendables por la normativa actual.

La compresión máxima sería de 13,3 MPa =  $17,5 \times 10^6$  N/m<sup>2</sup> y la tracción máxima de  $1,46 \times 10^6$  N/m<sup>2</sup> (según apartado 6.5).



**Figura 7.45.** Tensiones horizontales. Sección tipo 2 Fase 2. Corte vertical llave.

Se comprueba que la tracción máxima es de  $9,4 \times 10^5$  N/m<sup>2</sup>, valor menor a la tracción máxima de diseño, con un factor de seguridad de 1,37, que se cree es aceptable por el hecho de ser una fase provisional de obra.

## 8. CONCLUSIONES

### 8.1. Comparación resultados

De los resultados obtenidos, se concluyen los puntos siguientes:

- Se ha realizado la calibración de los parámetros constitutivos, para las principales unidades de suelo que forman el caso estudiado, con modelos de tipo viscoplástico, y se ha conseguido representar el comportamiento resistente para las tres unidades de suelo. Tal como se ha mostrado, se ha conseguido representar de manera bastante aproximada la respuesta de las probetas de suelo, respecto a los resultados experimentales. Por tanto, se ha cumplido uno de los objetivos principales de esta tesina.

- Se comprueba como las deformaciones teóricas obtenidas con las simulaciones en el caso de las pantallas de pilotes, se obtienen de un orden mayor a las obtenidas de las lecturas reales mediante la instrumentación. Se observa que, al realizar los cálculos con unas hipótesis de partida, que surgen de las teorías de empujes de Coulomb y de una hipótesis de rozamiento según la normativa vigente CTE SE-C, se generan unas acciones sobre las pantallas bastante mayores a las desarrolladas realmente.

También debe considerarse, que se parte de unas hipótesis de carga en cimentación de los edificios colindantes a la excavación, que se toma como hipótesis de la envolvente de reacciones en la base cuando seguramente será bastante menor en realidad. En estos casos se suele tomar la carga máxima para obtener un dimensionado de la estructura de contención del lado de la seguridad pero a la hora de obtener la deformada y verificar los estados límites de servicio se observan excesivos.

- Referente a los modelos constitutivos de los materiales, se observa que los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas, presentan una sobrevaloración de las deformaciones del terreno, comparado con las deformaciones obtenidas con otro modelo constitutivo como Hardening Soil del software Plaxis.

Esto puede venir dado, por el procedimiento de obtención de los parámetros constitutivos de los suelos, que al realizarse mediante la comparación con ensayos de compresión simple no se han considerado una serie de parámetros del suelo que sesgan ciertas características en su comportamiento.

No se consideran factores como el grado de sobre-consolidación de las probetas, y se ha aplicado a estratos de suelo que se encuentran parcialmente saturados, por lo que se pueden encontrar resultados inesperados al intentar explicar el comportamiento de los estratos de suelo por encima del nivel freático. Sería un punto en el que seguir progresando, realizando más calibraciones con más ensayos que permitieran seguir avanzando en el uso de modelos de tipo viscoplástico para representar el comportamiento del suelo, sobretodo de tipo arcillas y limos.

- A partir de los resultados obtenidos al realizar tanto modelos en 2D como en 3D, se observa que para estudios como el que se ha realizado en los que se pueden simplificar con un estudio en deformaciones planas y no existe ningún tipo de particularidad en sentido longitudinal, no parece compensar la complejidad de generar un modelo en 3D en el incremento de información que se obtiene. Aparte debe de considerarse el incremento de coste computacional que supone realizar el análisis en 3D.

- Por la alta deformabilidad del terreno obtenida, se ha obtenido un descenso generalizado del túnel. Por un lado, las deformaciones de los hastiales sí que se obtienen del mismo orden que las deformaciones obtenidas a través de la instrumentación además de que las deformaciones obtenidas en la llave del túnel se producen según el mismo sentido y magnitud que el obtenido en lecturas, ya que se produce un descenso generalizado del túnel, causado por el motivo anterior, aunque si se verifica el diferencial de desplazamientos en el eje vertical, se obtiene que en desplazamientos relativos el túnel deformaría incrementándose la altura entre la bóveda y la contrabóveda. De esta manera se cumpliría la hipótesis de comportamiento del túnel y con unos resultados muy similares a los obtenidos en la instrumentación.
- Una de las preocupaciones y objetivos de la simulación numérica de las fases de ejecución del proyecto, que se plantearon por la Dirección de Obra en la fase de estudio, eran los posibles daños que sufriera el túnel, por tratarse de un elemento existente y al alternarse las distintas fases constructivas, este podría sufrir algún estado tensional que superara la resistencia del hormigón del túnel. Se comprueba que el estado tensional del túnel queda dentro del rango de compresiones y tracciones resistidas por el hormigón. La resistencia del hormigón se evalúa mediante testigos realizados in situ y ensayados a compresión.

## 8.2. Futuras líneas de investigación

Una vez finalizado este estudio, futuros estudios que se realizaran a partir del trabajo realizado, podrían ser el progreso en la aplicación de modelos visco-plásticos:

- Aún queda mucho camino por recorrer, en la compleja calibración de los parámetros que definen los modelos de tipo visco-plástico. Por lo que se podría proceder mediante la calibración de parámetros del modelo mediante la realización de ensayos más complejos como por ejemplo ensayos triaxiales.  
Además, se podrían realizar ensayos en los que se modificarán las condiciones de aplicación de la carga, variando la velocidad de los procesos de carga y descarga para una misma unidad de suelo y poder afinar en la calibración de los parámetros de viscosidad.  
Estos ensayos, podrían ser reproducidos mediante simulación con elementos finitos y los modelos descritos para proceder a la obtención de parámetros y realizar simulaciones a nivel de secciones en 2D o modelos 3D para casos reales que pudieran ser observados para proceder según retro análisis e ir afinando los parámetros del modelo.
- El hecho de poder realizar la calibración de los parámetros del modelo viscoplástico, para las tres unidades de suelo que forman el ámbito de estudio de esta tesina, podrían llevar a tener una base que serviría para poder aplicar estos parámetros en todas las simulaciones numéricas que se tuvieran que realizar en un futuro. Esto es, porque se trata de las tres unidades de suelo que conforman el grupo de estratos agrupados en el Triciclo de Barcelona, tal como se conocen por los expertos de geología y geotécnica y la bibliografía existente.  
Se comentaba a la hora de exponer los parámetros del suelo que recomendaba el Informe Geotécnico, que parte de estos parámetros se adoptaban por extrapolación de bibliografía u otros estudios anteriores, por lo que sería de una gran aportación el hecho de poder calibrar modelos avanzados y poder determinar unos valores medios para los parámetros de viscoplasticidad por ejemplo, que sirvieran para crear una referencia para posibles análisis numéricos se proyectos situados en el entorno urbano de Barcelona.

- Otro tema importante en el que progresar, sería la posibilidad de la incorporación del estudio mediante fases constructivas para proceder al cálculo no lineal de los casos a estudiar. En un análisis con modelos avanzados de carácter no lineal, en los que el principio de superposición no es válido, este progreso tiene una importancia capital, de manera que se podría equiparar a soluciones como las que ofrecen códigos de tipo comercial como Plaxis. Esto permitirá el análisis desde el punto de partida, con una tensiones iniciales que permita un estudio de la variación de los estados tensionales en función de las diversas fases de ejecución de una obra.
- Para poder representar mejor la interacción entre suelo y estructura, sería interesante poder modelar la junta entre materiales mediante un modelo friccional que debería de ser calibrado como el resto de los parámetros y que aportaría unos resultados más cercanos al comportamiento real de los suelos.

## 9.REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### Libros:

- [1] Geotecnia y cimientos, Volumen I, Propiedades de los suelos y de las rocas, J. Salas.
- [2] Cálculo de Estructuras por el método de Elementos Finitos: Análisis Elástico Lineal, Eugenio Oñate, Ed. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
- [3] Finite Elements in Plasticity. Theory and Practice, Owen J., Hinton E., Swansea U.K. 1980, Second Reprint 1986.
- [4] Fractura Mecánica: Un Enfoque Global, S. Oller, Ed. UPC, CIMNE.
- [5] Proyecto y Cálculo de estructuras de Hormigón, Calavera, J., Intemac, 1.985.
- [6] El Contexto Geotécnico de la Ciudad de Barcelona, Ventayol, A.; Palau, J. Y Roca, A.. Ingeniería del Terreno. IngeoTer 1. U.D. Proyectos. E.T.S.I. Minas. U.P.M. Madrid.

### Artículos:

- [7] Viscous Damage Model for Timoshenko Beam Structures, Barbat A., Oller S., Oñate E., Hanganu A., International Journal of Solids and Structures, Vol. 34, Nº 30, 1997, p. 3953-3976.
- [8] A viscoplastic constitutive model with strain rate variables for asphalt mixtures numerical simulation, González J.M., Oller S., Miquel J., Miró R., Computational Material Science, Volume 38, Issue 4, 2007, p. 543-560.
- [9] A Plastic Damage Model for Concrete, Lubliner J., Oliver J., Oñate, E., International Journal of Solids and Structures, Vol 25, Nº 3, 1989, p. 299-326.
- [10] Energía de fractura local en hormigón, H. Cifuentes, F. Medina. Aplicación a elementos con secciones de ancho variable, Anales de Mecánica de la Fractura 25, Vol. 1, 2008.
- [11] Medicion de propiedades de fractura en hormigones reforzados con fibras de acero, B. Nemi, M.L. Godoy y C. Rocco, Jornadas SAM – CONAMET – AAS 2001, Septiembre de 2001.
- [12] Comparación del valor de la energía de fractura real del hormigón obtenido por distintos procedimientos, H. Cifuentes, F. Medina, , Anales de Mecánica de la Fractura 26, Vol. 1, 2009.
- [13] Enseñanza del hormigón estructural mediante aplicaciones de mecánica de la fractura, J. R. Carmona, G. Ruiz, J. R. del Viso, R. C. Yu y J. C. Lancha, E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de Castilla-La Mancha.

### Códigos:

- [14] Código Técnico de la Edificación, CTE DB SE-C. Documento relativo a seguridad estructural de cimentación.
- [15] Eurocódigo 2 UNE ENV 1992-1-1:1993 - EUROCÓDIGO 2: Proyecto de estructuras de hormigón.

[16] Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-08, Ministerio de Fomento.

[17] Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras, Ministerio de Fomentos, Dirección General de Carreteras.

Programas de cálculo:

[18] Prontuario informático del Hormigón estructural.

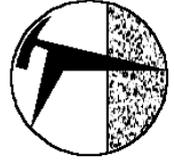
[19] Sap2000. Analysis Reference Manual.

[20] COMET, Coupled Mechanical and Thermal Analysis, Data Input Manual, Version 5.0, CIMNE,UPC, Barcelona.

## 10.ANEJO INFORME GEOTÉCNICO

**ESTUDI GEOTÈCNIC PEL PROJECTE: "ASSISTÈNCIA TÈCNICA PER A LA REDACCIÓ DEL PROJECTE CONSTRUCTIU DEL NOU VESTÍBUL COSTAT CARRER ROSSELLÓ DE L'ESTACIÓ DE PROVENÇA DELS FGC. CLAU TF-02759"**

Barcelona, Juliol de 2003



**Geotec-262, S.L.**  
N.I.F. B-61.954.210  
C/ València 3-B, entl. 1ª - 08015 - Barcelona  
Tel. 93 162 30 37 - Fax 93 162 30 38  
e-mail: [geotec262@menta.net](mailto:geotec262@menta.net)

# Í N D E X

1. Introducció
2. Objectius
3. Treballs realitzats
4. Context geològic
5. Modelització geotècnica
6. Hidrologia subterrània
7. Conclusions i recomanacions

### 1. INTRODUCCIÓ

Per encàrrec de la empresa TEC-4, SL i sota la supervisió de la Sr. Diego Cobo, han estat realitzats una sèrie de sondeigs pel projecte constructiu "Assistència tècnica per a la redacció del projecte constructiu del nou vestíbul costat carrer Rosselló de l'estació Provença dels FGC, Clau:TF-02759".

### 2. OBJECTIUS

Per resoldre les qüestions plantejades, els objectius principals del present informe, són els següents:

- Concretar la columna geològica-litològica dels materials reconeguts i la profunditat a la que es troba cada un dels nivells de les zones en estudi, mitjançant les dades obtingudes als sondeigs que es realitzin.
- Determinar les característiques geològiques-geotècniques dels materials: identificació, resistència i deformabilitat.
- Controlar l'existència de nivell freàtic i determinar la seva posició en els sondeigs efectuats, valorar la permeabilitat dels materials.
- Amb les dades obtingudes valorar tots i cada un dels materials que es poden trobar durant l'execució del projecte per tal de caracteritzar-los geotècnicament, definint unitats.
- Recomanar valors de capacitat portant i excavabilitat de les unitats definides a cada una de les estacions.

### 3. TREBALLS REALITZATS

Per donar resposta a les qüestions plantejades durant el mes de juny s'han realitzat els següents treballs:

#### **A. 2 sondeigs a rotació amb bateria i testimoni continu.**

Els sondeigs s'han situat amb la intenció d'assolir la informació màxima, però condicionats per la necessitat de treballar en una zona urbana, amb factors difícils de controlar.

Els sondeigs s'han realitzat a testimoni continu amb bateria, fent servir una màquina de perforar: Rolatec-46L i Rolatec-150 propietat de REA geoserveis s.l. i de Bosch & Ventayol s.l. Els sondeigs s'han realitzat mitjançant bateries tipus B i de 101, 86 i 76mm.

A l'interior dels sondeigs s'han realitzat un total de 11 assaigs SPT, que consisteix en l'inca d'un aparell premostres normalitzat, mitjançant la caiguda, lliure i automàtica, d'una maça de 63.5 kg de pes, des d'una alçada de 76cm. La clava s'efectua en quatre trams de 15cm cadascun, dominant-se valor N a la suma dels colpeigs dels dos trams centrals.

En els trams de sols cohesius quaternaris, s'han obtingut 6 mostres inalterades, utilitzant un aparell de paret grossa, amb beina interior de PVC de 60cm de longitud i 6cm de diàmetre. L'aparell es clava al terreny de forma anòloga al SPT.

En el sondeig F2.1 s'ha instal·lat tub piezomètric de PVC de 63 mm de diàmetre convenientment protegit amb una arqueta, pel control del nivell freàtic. S'ha extret una mostra de l'aigua freàtica per ésser analitzada.

Aquest conjunt de mostres ha estat traslladat al laboratori de mecànica de sols de l'empresa LGAI, S.A. degudament acreditat per la Generalitat de Catalunya dins l'àmbit de Mecànica de Sòls per l'execució dels següents assaigs (els resultats d'aquests assaigs s'adjunten a l'annex):

- 4 Comprensions simples
- 4 Granulometries per garbellat
- 3 Límits d'Atterberg (líquid i plàstic)
- 1 Determinacions de la no plasticitat
- 3 Talls directes, consolidats no drenats
- 1 Anàlisis de sulfats en Aigua

Els sondeigs han estat descrits per un geòleg, fotografiats i transportats a les instal·lacions de l'empresa Geotec-262, SL, a l'espera d'ésser recollits, en tot cas, per la propietat. Les columnes detallades dels sondeigs es poden observar a l'annex d'aquest estudi.

S'ha realitzat un perfil litoestratigràfic per correlacionar els dos sondeigs realitzats F2.1 i F2.2 com també el sondeig L3.14.

**B. Sondeig L3.14.** Aquest sondeig ha estat realitzat recentment pel projecte constructiu "Adaptació a la normativa i l'accessibilitat a estacions de la línia 3 de l'FMB". Aprofitant la proximitat a l'obra i la possible relació dels dos projectes, s'ha adjuntat en un annex.

#### 4. CONTEXT GEOLÒGIC.

La zona d'estudi (Zona alta de l'Eixample, en el C/ Rosselló entre C/Balmes i Rambla Catalunya) es troba situada en el Pla de Barcelona, i el subsòl està format pels materials quaternaris que constitueixen la major part del substrat geològic aflorant al pla de Barcelona.

Aquests materials són d'origen al·luvial-colluvial disposats en ventalls procedents dels relleus adjacents al pla de Barcelona. El seu gruix és molt variable. Aquests materials són coneguts amb el nom de Tricicle del Pla de Barcelona.

El *Tricicle del Pla de Barcelona* aquesta seqüència constitueix la major part del substrat geològic aflorant en superfície. Les potències que presenta normalment no arriben a més de 20 metres. La base de la unitat presenta irregularitats molt marcades que corresponen a un paleorelleu anterior a la seva sedimentació.

La unitat es compon per la intercalació de trams d'argiles, llims, graves amb matriu argilosa- sorrenca i nivells carbonatats fortament cimentats. La seqüència ideal s'inicia amb unes graves subanguloses amb matriu argilosa vermella a la base. Les graves passen gradualment de forma progressiva a argiles vermelles força compactes, sovint sorrenques i amb clastes subanguloses dispersos. En direcció al sostre, les argiles disminueixen progressivament el contingut en sorres i clastes, a la vegada que perden la coloració vermelloso passant a tons més marronosos i apareixen cada vegada més nòduls de carbonat de calci. Per sobre de les argiles se situa un tram de llims marronosos- ocre amb abundants nòduls de carbonat de calci i gairebé sense càrrega detrítica dispersa. A sostre dels llims, els nòduls es fan molt abundants i se solden entre ells donant un aspecte arraïmat conegut popularment amb el terme "cervell de Gat". Finalment, la seqüència culmina amb una crosta carbonatada fortament cimentada de gruix generalment decimètric coneguda popularment amb el terme de "torçà". Aquesta seqüència es repeteix tres vegades, directament una al damunt de l'altra o bé encaixades entre elles, d'aquí el nom de Tricicle. A la base d'aquesta formació alguns cops hi ha un nivell sorrenc marró amb matriu llimosa.

#### 5. MODELITZACIÓ GEOTÈCNICA.

A partir de les dades dels sondeigs, s'ha elaborat una classificació geològica-geotècnica dels terrenys afectats pel projecte d'adaptació i millora de l'accessibilitat a estacions, s'ha elaborat seguint la següent metodologia.

Els materials que s'han trobat en l'àrea d'estudi es poden classificar com rebllè i com a sediments quaternaris d'origen al·luvial.

##### **- Unitat A: Rebllè**

Durant l'execució dels sondeigs s'ha detectat la presència de materials de rebllè antròpic als dos sondeigs realitzats, amb una potència d'1.5 m. Cal remarcar que en el sondeig L3.14 la potència del rebllè augmenta fins a 3.9 m. Els materials habitualment són sorres, argiles i graves amb fragments de maons, ceràmica, blocs, plàstics, etc.

Aquesta unitat es pot definir a partir dels següents paràmetres geotècnics:

Capacitat portant: 0Kg/cm<sup>2</sup>  
Mòdul de deformació : <50Kg/cm<sup>2</sup>  
Angle de fregament: 20°  
Cohesió: 0Kg/cm<sup>2</sup>  
Densitat: 1.8g/cm<sup>3</sup>

##### **Formació tricicle de Barcelona**

Els sediments quaternaris estan formats principalment per diferents alternances d'argiles vermelles, llims marrons, sorres i graves. Aquests materials són els que formen part de la formació anomenada *Tricicle de Barcelona*. A causa de la seva variabilitat es poden dividir en tres unitats diferents:

##### **- Unitat B llims i sorres amb gravetes:**

Unitat formada principalment per llims marró clar i beix i sorres amb algun nivell intercalat una mica de graves de materials paleozoics i nòduls carbonatats.

Aquesta subunitat presenta valors de N30 d'entre 17 i 32.

En l'assaig de compressió simple dona valors d'entre 0.99 i 1.40 Kg/cm<sup>2</sup>.

Les granulometries realitzades mitjançant el garbellat mostren que per la fracció sorra grollera (5mm) passa el 86-95%, per la fracció de sorra fina (2mm) passa el 76-91% i per la fracció de fins (0.08mm) passa el 31.1-34.7%.

Presenta els següents límits d'Atterberg: Límit líquid d'entre 0 i 27.5, Límit plàstic d'entre 0 i 20.1 amb un índex de plasticitat de no plàstic a 7.4. I en la classificació de sòls USCS s'han classificat com a SM i SC.

Mitjançant tallis directes no drenats s'ha detectat uns valors crítics de cohesió d'entre 0.11-0.13 i un valor crític d'angle de fregament de 27°.

La densitat natural és d'entre 1.87 i 1.91 gr/cm.  
 La densitat seca és d'entre 1.65 i 1.67 gr/cm.  
 La humitat natural és d'entre 11.51-15.4%.  
 A partir de la bibliografia s'ha establert un mòdul de deformació de 400kg/cm<sup>2</sup>

- **Unitat C argiles vermelles:**

Unitat formada principalment per argiles vermelles i marronoses compactes i que localment pot presentar graves de materials paleozoics o nòduls carbonatats i també fracció sorrenca. Algunes vegades a la base presenten un nivell centimètric de crosta carbonatada. Aquesta subunitat presenta valors de N30 d'entre 17 i 36.

Aquests materials presenten uns valors de compressió simple in situ (realitzats amb el penetrometre de mà de tipus Soil Test) en el cas de les argiles d'entre 2.0 i >5Kg/cm<sup>2</sup>.

En l'assaig de compressió simple dona un valor de 1.96 Kg/cm<sup>2</sup>.

Les granulometries realitzades mitjançant el garbellat mostren que per la fracció sorra grollera (5mm) passa el 98%, per la fracció de sorra fina (2mm) passa el 97% i per la fracció de fins (0,08mm) passa el 88%.

Presenta els següents límits d'Atterberg: Límit líquid de 37.8, Límit plàstic d'entre 20.6 i amb un índex de plasticitat de 17.2. I en la classificació de sòls USCS s'han classificat com a CL.

Mitjançant tallis directes no drenats s'ha detectat uns valors crítics de cohesió de 0.29 i uns valors crítics d'angle de fregament amb un màxim de 34°.

La densitat natural és d'entre 1.52 i 2.14 gr/cm.

La densitat seca és d'entre 1.30 i 1.93 gr/cm

Una humitat natural d'entre 10.09 i 16.88%

A partir de la bibliografia s'ha establert un mòdul de deformació de 500kg/cm<sup>2</sup>.

- **Unitat D sorres de la base del quaternari:**

Unitat formada principalment per sorres granocoreixents en profunditat que presenten matriu limosa i alguna grava de materials paleozoics. Aquesta subunitat presenta valors de N30 d'entre 33 i de rebuig en 45 cm.

En l'assaig de compressió simple dona valors de 4.45 Kg/cm<sup>2</sup>.

Les granulometries realitzades mitjançant el garbellat mostren que per la fracció sorra grollera (5mm) passa el 78%, per la fracció de sorra fina (2mm) passa el 66% i per la fracció de fins (0,08mm) passa el 28.9%.

Presenta els següents límits d'Atterberg: Límit líquid d'entre 25.58, Límit plàstic d'entre 17.7 amb un índex de plasticitat d'entre 8.1. I en la classificació de sòls USCS s'han classificat com a SC.

La densitat natural és de 1.94 gr/cm.

La densitat seca és de 1.65 gr/cm.

Una humitat natural de 17.6%

A partir de la bibliografia s'ha establert un mòdul de deformació de 400kg/cm<sup>2</sup>

## 6. HIDROLOGIA SUBTERRÀNIA

En el sondeig F2.1, realitzat a la cota de 40.75 m, s'ha detectat el nivell freàtic a la profunditat de 23.80 m. S'ha recollit una mostra d'aigua a la que s'ha realitzat un anàlisi de contingut en sulfats en sòls.

Sondeig	Cota (m)	Data	N.F. (m)
F2.1 Balnes-Rosselló*	40.12	26/06/03	23.80
F2.2 Rbla. Catalunya-Rosselló	40.75	05/06/03	-

\* Anàlisi d'aigua

L'anàlisi química de sulfats dissolts, executada en la mostra d'aigua en el sondeig F2.1 és positiva. La mostra presenta un contingut en sulfats dissolts de 348 mg/l, per tant presenta una agressivitat dèbil al formigó.

## 7. CONCLUSIONS I RECOMANACIONS

El conjunt de treballs realitzats han permès definir una sèrie d'unitats litològiques que s'han intentat caracteritzar d'una manera concreta, situant qualsevol tipus de material detectat dins d'una d'aquestes unitats.

La definició de cada una d'aquestes unitats es pot trobar a l'apartat de modelització geotècnica, però en aquest apartat incloem un quadre resum per cada sondeig de les característiques més significatives de cada unitat.

La capacitat portant es considera de cara a una fonamentació superficial. Aquest valor es pot correlacionar amb valors domèstics per punta i fuste considerant una fonamentació profunda.

*Els paràmetres d'aquests quadres-resums són valorats en la vertical del sondatge realitzat i complementant informació bibliogràfica.*

### F2.2 Provença (Rbla. Catalunya-Rosselló)

	A	B	C	B	Rebliment
A	0.00-1.70m				Llms i sorres. Quaternari
B	1.70-4.30m				Argiles vermelles. Quaternari
C	4.30-10.10m				Llim sorrenc amb gravetes. Quaternari
B	10.10-21.00m				

Nivell Freàtic = 23.80m

	A	B	C	D	Rebliment
A	0.00-1.50m				Llms i sorres. Quaternari
B	1.50-4.00m				Argiles vermelles. Quaternari
C	4.00-7.60m				Llms i sorres amb gravetes. Quaternari
B	7.60-12.0m				Argiles vermelles. Quaternari
C	12.0-14.0m				Llms i sorres amb gravetes. Quaternari
B	14.0-18.0m				Sorres de la base del Quaternari.
D	18.0-26.0				

	A	B	C	D
Cohesió	0 Kg/cm2	0.12 Kg/cm2	0.29 Kg/cm2	0 Kg/cm2 *
Angle Fregament	20°	27°	29°	33° *
Densitat Natural	1.8 gr/cm3	2.05 gr/cm3	2.00 gr/cm3	2.00 gr/cm3
Capacitat Portant	0 Kg/cm2	2.2 Kg/cm2	2.00 Kg/cm2	4.50 Kg/cm2
E; Mòdul Deformació	<50Kg/cm2	~450Kg/cm2	500Kg/cm2 ♦	~400Kg/cm2 *

\* Aquests paràmetres corresponen a l'estudi de Plaça de Las Arenas

♦ Aquests paràmetres corresponen a l'estudi de L-9

	A	B	C
Cohesió	0 Kg/cm2	0.12Kg/cm2	0.29 Kg/cm2
Angle Fregament	20°	27°	29°
Densitat Natural	1.8 gr/cm3	2.05 gr/cm3	1.95 gr/cm3
Capacitat Portant	0 Kg/cm2	2.2 Kg/cm2	2.00 Kg/cm2
E; Mòdul Deformació	<50Kg/cm2	~450Kg/cm2	~500Kg/cm2

♣ Aquests paràmetres corresponen a l'estudi de L-9

L'excavació de pantalles no ha d'oferir problemes, ja que els materials són ripables amb maquinària convencional.

Per el càlcul de les empentes de terres contra la pantalla, es proposa adoptar els paràmetres de resistència al tall valorats al quadre resum per a cada unitat.

Amb aquestes consideracions d'acord amb les normes NTE es pot considerar una capacitat portant resultant per a cada nivell, amb un factor de seguretat F=3.

Geotec-262, S.L.

Geotec-262, SL resta a la disposició del client per a tots aquells comentaris o aclariments que respecte d'aquest estudi vulguin fer.

Barcelona, juliol del 2003

Per Geotec-262, SL

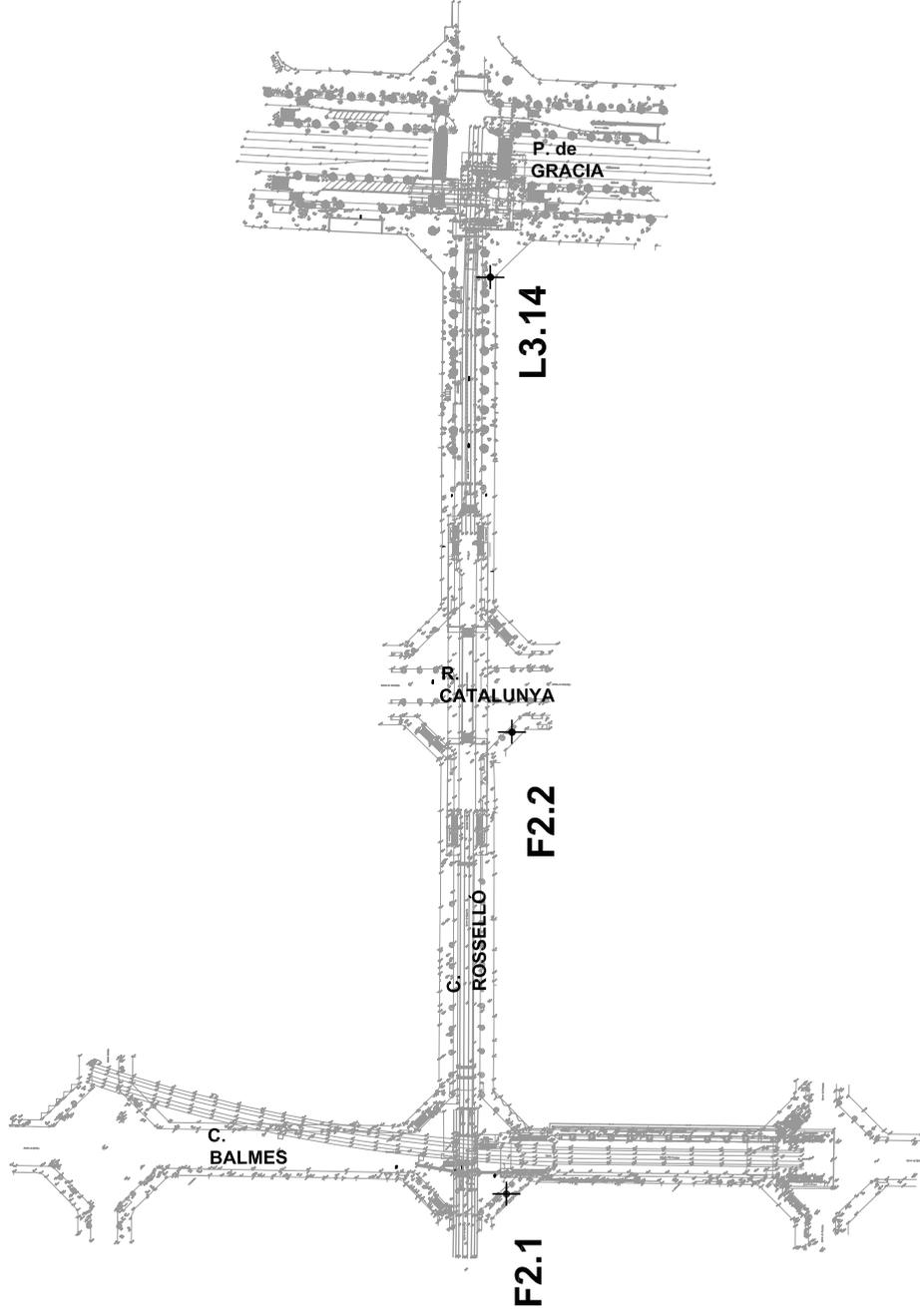
Pere Valero  
Geòleg Col. nº 3192

Alexandre Ribó  
Geòleg Col. nº 4571

# ANNEXES

- Mapa de situació
- Columnes litoestratigràfiques
- Perfil litoestratigràfic
- Fotografies
- Assaigs de laboratori
- Sondeig L3, Estació Diagonal: L3.14

## MAPA DE SITUACIÓ



Geotec-262, S.L.  
 C/Valencia, 3-B, Entlo 1º, 08015-Barcelona  
 Tel. 93 1623037 - Fax 93 1623038  
 E-mail: geotec262@mentat.net

Generalitat de Catalunya  
 Obres Públiques  
 Direcció General de Ports i Transports



CONSULTOR  
 GISA

AUTOR DEL PROJECTE  
 TITOL DEL PROJECTE

PROJECTE CONSTRUCTIU  
 NOU VESTIBUL COSTAT CARRER ROSSELLÓ DE L'ESTIACIO DE PROVENÇA DELS FGC.

CLAU  
 T-02799

ESCALES  
 1/2000 ORIGINALS  
 50.0  
 25.0  
 0.00  
 GRAFIQUES

NOM DEL PLANO:  
 MAPA DE SITUACIÓ  
 DELS SONDEIGS

DATA:  
 AGOST 2003  
 NOM FITXER:  
 1FDI-FINAL  
 PLANI NOM:  
 1  
 FULL:.....DE.....

# COLUMNES LITOSTRATIGRÀFIQUES





PROJECTE: Ascensors FGC  
SITUACIÓ/PK: Estació Provença (Balma-Rosselló)  
CODI:

Data inici: 11/06/03  
Data final: 12/06/03

UTM X:  
UTM Y:  
Z: 40.75 m

SONDEIG Nº: F2.1  
LONGITUD: 26.0 m  
PÀGINA: 2 de 2

T. PERFORACIÓ		NIVELL AIGUA		U. GEOLÒGICA		FONDÀRIA		LITOLÒGICA		DESCRIPCIÓ LITOLÒGICA		ASSAIGS "IN SITU" / MOSTRES				RECUPERACIÓ		GRANULOMETRIA				LIMITS D'ATTERBERG				CLASSIFICACIÓ U.S.C.º		HUMITAT NATURAL %		DENSITAT		RESISTÈNCIA				EDOMETRE		LAMBÈ				QUÍMICS			ALTRES								
												Fondària		Tipus		Resistència No Kg/cm2		Permi./ Pressi.		per tamissat UNE		D'ATTERBERG		U.S.C.º		Apar. Seca		Sc (kp/cm2)		Deform. (%)		Tipus		Cohesió (kp/cm2)		A. freq. (º)		Index Compr. (Cº)		Index Inflam. (Cº)		Index porus (eº)		Index expan (kp/cm2)		Canvi pot. vol.		Qualificació		M.O. (mg/l)			ASSAIGS/ OBSERV.
B76		▶		QUATERNARI		21		21		21.00-21.445		24/31/R(15 cm)								# 5 # 2 #0.08 #0.002		L.L. L.P. I.P.		SC		17.6 1.94 1.65 4.45 5.0																											
												24-1.5																																									
												Sorra grollera marró amb matriu llimosa.																																									
												FI DE SONDEIG A 26.00 m.																																									

OBSERVACIONS:		ANÀLISI D'AIGUA		Mètode: Rotació amb mostra contínua	
▶ Nivell aigua		Profunditat Nivell freàtic (m) <b>23.8 m</b>		Supervisor/a: Alex	
As. Penetració Estandard		pH		Agressiv.	
Mostra inalterada		Residu sec (mg/l)		Sulfurs (mg/l)	
Mostra representativa		Clorur (mg/l)		CO2 (mg/l)	
Testimoni parafinat		Sulfats (mg/l)		Magnesi (mg/l)	
PB: Penetròmetre de buxaca		348		Calci (mg/l)	
				Amoni (mg/l)	
				Nitrats (mg/l)	
				Sulfats (mg/l)	
				Calcis (mg/l)	
				Magnesi (mg/l)	
				Sulfurs (mg/l)	
				Sonda: Rotatec RL-46L	
				Fluid de perforació: No	
				Sondista: Antonio REA	





PROJECTE: Ascensors FGC  
SITUACIÓ/PK: Estació Provença (Rbla.Catalunya-Rosselló)  
CODI:

Data inici: 5/06/03  
Data final: 6/06/03

UTM X:  
UTM Y:  
Z: 40.75 m

SONDEIG Nº: F2.2  
LONGITUD: 21.0 m  
PÀGINA: 2 de 2

T. PERFORACIÓ		NIVELL AIGUA		U. GEOLÒGICA		FONDÀRIA		LITOLÒGICA		TREBALL DE CAMP										ASSAIGS DE LABORATORI										ALTRES									
DESCRIPCIÓ LITOLÒGICA		ASSAIGS "IN SITU" / MOSTRES		REPERERACIÓ		GRANULOMETRIA		LIMITS D'ATTERBERG		CLASSIFICACIÓ U.S.C.S.		HUMITAT NATURAL %		DENSITAT		C. Simple		RESISTÈNCIA		EDOMETRE		LAMBE		QUÍMICS		ASSAIGS/OBSERV.													
Fondària	Tipus	Resistència No Kg/cm2	Permi. Pressi.	# 5	# 2	# 0.08	# 0.002	L.L.	L.P.	I.P.	U.S.C.S.	Apar.	Seca	Sc (kp/cm2)	Deform. (%)	Tipus	Tall directe	Index Compr. (C)	Index Inflam. (C)	Index porus (e0)	Index expan (kp/cm2)	Canvi pot. vol.	Qualificació	SO4 (mg/l)	CaCO3 (mg/l)	M.O. (mg/l)													
20.00-20.60		13/13/13/16																																					
FI DE SONDEIG A 21.00 m.																																							
21																																							
22																																							
23																																							
24																																							
25																																							
26																																							
27																																							
28																																							
29																																							
30																																							
31																																							
32																																							
33																																							
34																																							
35																																							
36																																							
37																																							
38																																							
39																																							

R: Rotació  
P: Percussió  
Rv: Revest.  
T: Batèria tipus T  
B: Batèria tipus B  
W: Wrida  
D: Diamant

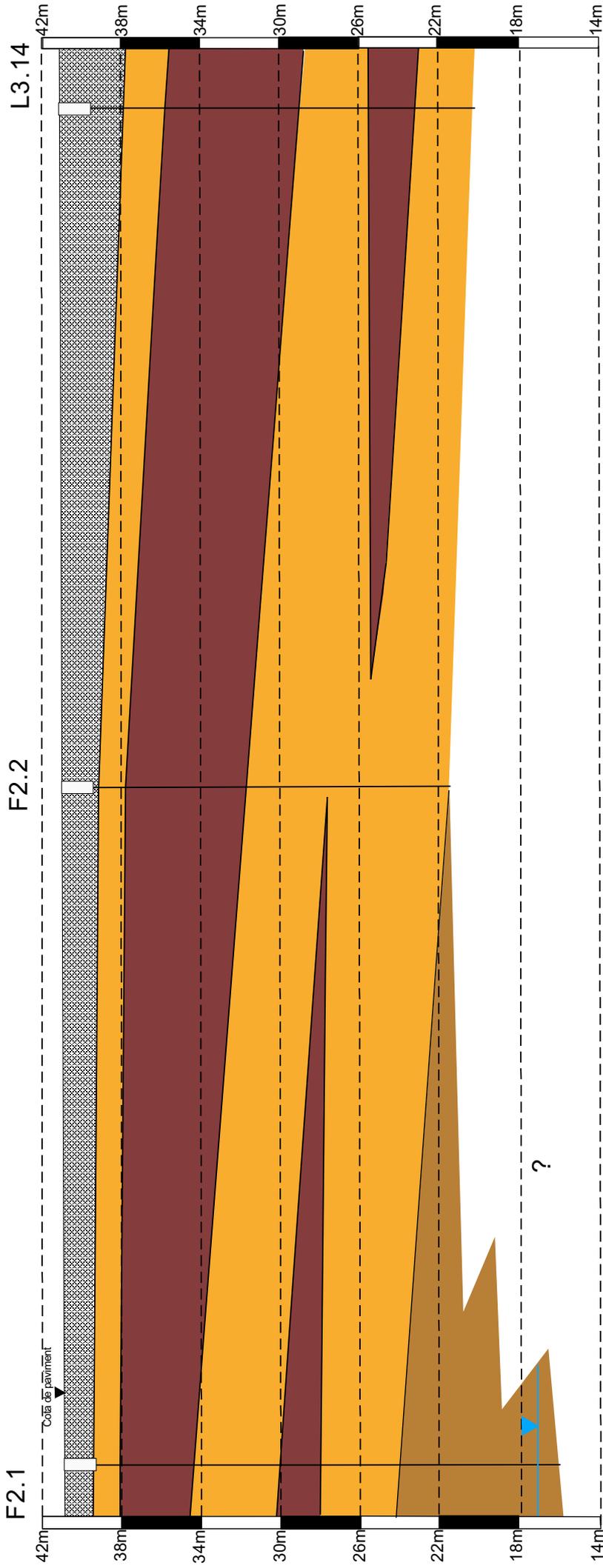
Observacions:  
 Nivell aigua  
 Ass. Penetració Estandard  
 Mostra inalterada  
 Mostra representativa  
 Testimoni parafinat  
 PB: Penetròmetre de buxaca

Profunditat Nivell freàtic (m)  
No

ANÀLISI D'AIGUA  
 pH  
 Residu sec (mg/l)  
 Clorur (mg/l)  
 Sulfats (mg/l)  
 Nitrats (mg/l)  
 Amoni (mg/l)  
 Calci (mg/l)  
 Magnesi (mg/l)  
 CO2 (mg/l)  
 Sulfurs (mg/l)  
 Agressiv.  
 Supervisor/a: Alex  
 Sondista: Ivan Bosch & Ventayol

Mètode: Rotació amb mostra contínua  
 Sonda: Rolatec RL 150  
 Fluid de perforació: No

# PERFIL LITOSTRATIGRÀFIC



**LLEGGENDA:**

**Unitat A** Rebliment

**Unitat B** Llims i sorres marrons amb gravetes. Quaternari

**Unitat C** Argila marró vermellosa amb gravetes. Quaternari.

**Unitat D** Sorres de la base del Quaternari

Nivell freàtic

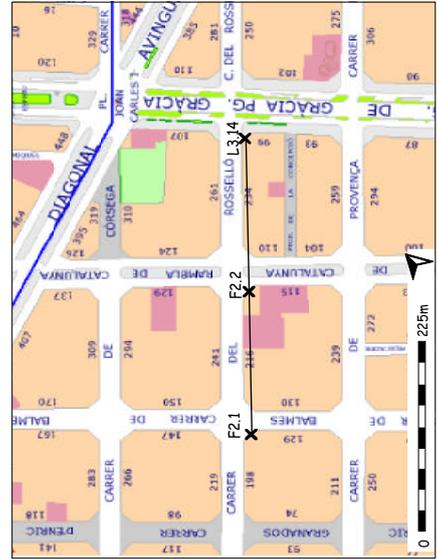
ESCALA horitzontal 1: 1000  
vertical 1: 200

**PERFIL LITOSTRATIGRÀFIC  
ESTACIÓ PROVENÇA**

El tall és una interpretació entre sondeigs distants



**Geotec-262, S.L.**  
C/. Valencia, 3-B Entlo 1º, 08015-Barcelona  
Tel. 93-162.30.37 · Fax. 93-162.30.38  
E-mail: geotec262@menta.net



FOTOGRAFIES



Sondeig F2.1. Testimoni de 1,50 a 3,00m



Sondeig F2.1. Testimoni de 3,00 a 6,00m



Sondeig F2.1. Testimoni de 6,00 a 9,00m



Sondeig F2.1. Testimoni de 9,00 a 12,00m



Sondeig F2.1. Testimoni de 12,00 a 15,00m



Sondeig F2.1. Testimoni de 15,00 a 18,00m



Sondeig F2.1. Testimoni de 18,00 a 21,00m



Sondeig F2.1. Testimoni de 21,00 a 24,00m



Sondeig F2.1. Testimoni de 24,00 a 26,00m



Màquina de sondeig Rolatec RL-46L



Sondeig F2.2. Testimoni de 1,50 a 3,00m



Sondeig F2.2. Testimoni de 3,00 a 6,00m



Sondeig F2.2. Testimoni de 6,00 a 9,00m



Sondeig F2.2. Testimoni de 9,00 a 12,00m



Sondeig F2.2. Testimoni de 12,00 a 15,00m



Sondeig F2.2. Testimoni de 15,00 a 18,00m



Sondeig F2.2. Testimoni de 18,00 a 21,00m

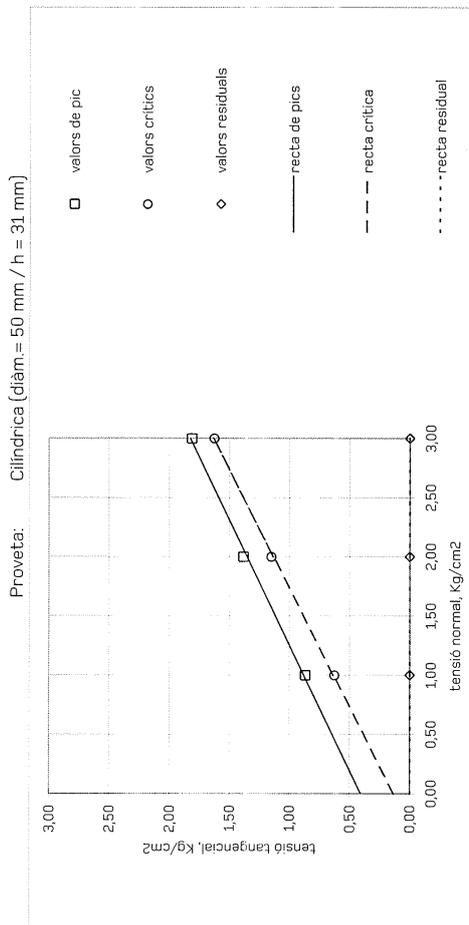


Màquina de sondeig Rolatec RL-46L

# ASSAIGS DE LABORATORI

TALL DIRECTE	
EXPEDIENT:	3000322
OBRA:	MILLORA DE L'ACCESSIBILITAT A ESTACIONS DELS FGC. PARADA PROVENÇA
UNITAT D'OBRA:	-
LOCALITZACIÓ DE LA MOSTRA:	M.I. F.2.1 (3,00-3,60mts)
Data de presa de mostra:	25/06/03
DESCRIPCIÓ DEL MATERIAL:	ARGILA MARRÓ
REFERÈNCIA MOSTRA:	GE-03/4484
CONDICIONS D'ASSAIG:	No drenat Saturat Consolidat
	Densitat natural: 2,02 gr/cm3 Densitat seca inicial: 1,77 gr/cm3 Humitat inicial: 14,42 %

REPRESENTACIÓ GRÀFICA DE LES LÍNIES DE RESISTÈNCIA:



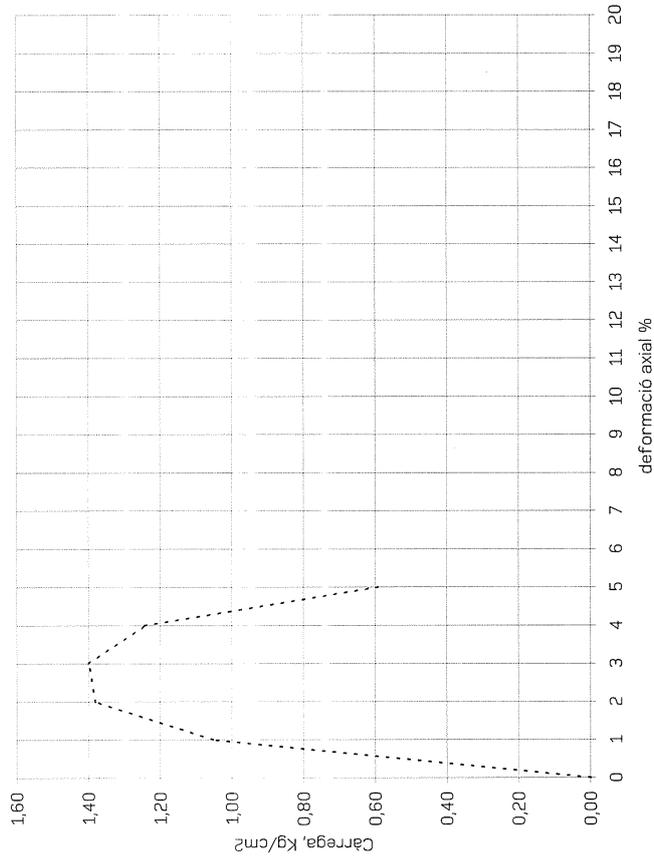
RESULTATS OBTINGUTS:

Valors de pic:	0,41	Angle de Fregament Intern (°)	25
Valors crítics:	0,13		27
Valors residuais:			

Assaig realitzat amb aparell de tall directe Suzpekar mod. S-300, num. sèrie 0002 . UNE 103401/98

Observacions:

COMPRESSIÓ SIMPLE	
EXPEDIENT:	3000322
OBRA:	MILLORA DE L'ACCESSIBILITAT A ESTACIONS DELS FGC. PARADA PROVENÇA
UNITAT D'OBRA:	-
LOCALITZACIÓ DE LA MOSTRA:	M.I. F.2.1 (15,00-15,60mts)
Data de presa de mostra:	25/06/03
DESCRIPCIÓ DEL MATERIAL:	ARGILA MARRÓ SORRENCA AMB GRAVES
REFERÈNCIA MOSTRA:	GE-03/4486
CONDICIONS D'ASSAIG:	Segons norma UNE 103-400-93
	Temperatura ambient: 20°C+/- 3
	Velocitat d'assaig: 2,0 % de deformació axial / min
Geometria de la proveta:	Cilíndrica. Alçada h = 136,4 mm
Norma:	UNE 103400/93 Diàmetre D = 58,9 mm



Tensió màxima en trencament, qu: 1,40 Kg/cm2

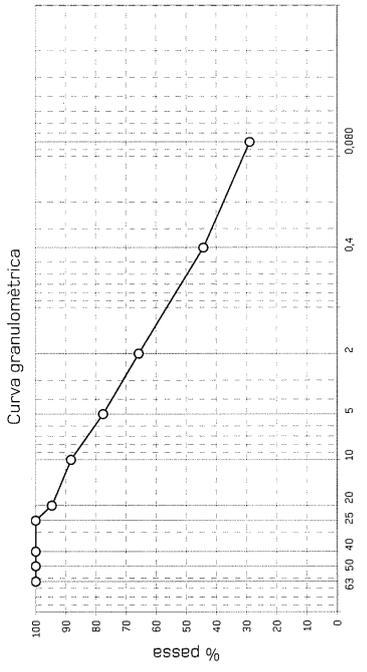
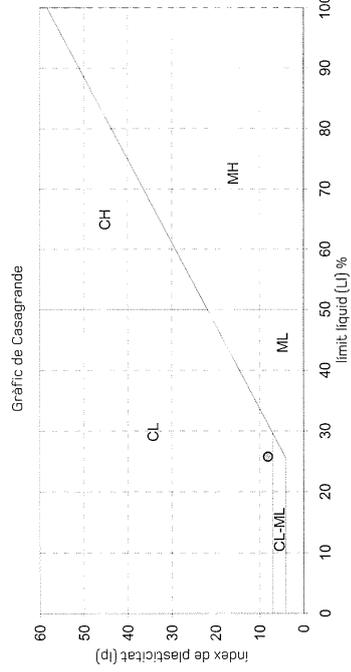
Densitat natural (gr/cm3):	2,10	Humitat de la mostra:	12,4%
Densitat seca (gr/cm3):	1,87	% de deformació al moment de trencament:	3,0%

OBSERVACIONS:

IDENTIFICACIÓ SÒLS I GRANULATS	
EXPEDIENT:	3000322
PETICIONARI:	GEOTEC - 262, S.L.
OBRA:	MILLORA DE L'ACCESSIBILITAT A ESTACIONS DELS FGC. PARADA PROVENÇA
UNITAT D'OBRA:	-
LOCALITZACIÓ DE LA MOSTRA:	S.P.T. F.2.1 (15.60-16.20mts)
Data de presa de mostra:	25/06/03
DESCRIPCIÓ DEL MATERIAL:	ARGILA MARRÓ AMB SORRA
REFERÈNCIA MOSTRA:	GE-03/4488
PRESCRIPCIONS COMPARATIVES:	(segons PG-3: 6.1-1.C.; 6.2-1.C)
Referència de la prescripció:	
CLASSIFICACIÓ DE SOLS	
PG-3 (OC 326/00)	A-2-4
H.R.B.:	-
Constituent essencial:	Graves i sorres limoses o argiloses
Index de Grup:	0,00
U.S.C.S.:	SM
Casagrande:	ML
LIMITS D'ATTERBERG	UNE 103104/93
Límit líquid:	Ll = 0,0
Límit plàstic:	Lp = 0,0
Índex de plasticitat:	Ip = No plàstic
HUMITAT NATURAL	
UNE 103300/93	
H (%) =	
DENSITAT NATURAL	
UNE 103302/94	
g <sub>nat</sub> (gr/cm <sup>3</sup> ) =	
DENSITAT SECA	
g <sub>sec</sub> (gr/cm <sup>3</sup> ) =	
ÍNDEX DE FLUIDESSA	
F <sub>w</sub> =	
GRANULOMETRIA	
UNE 103102/95	
GARBELL	% PASSANT
SERIE U.N.E.	
63	100
50	100
40	100
25	100
20	100
10	98
5	95
2	91
0,4	67
0,08	34,7
Fus granulomètric comparatiu:	
OBSERVACIONS:	

TALL DIRECTE		
EXPEDIENT:	3000322	
PETICIONARI:	GEOTEC - 262, S.L.	
OBRA:	MILLORA DE L'ACCESSIBILITAT A ESTACIONS DELS FGC. PARADA PROVENÇA	
UNITAT D'OBRA:	-	
LOCALITZACIÓ DE LA MOSTRA:	M.I. F.2.1 (15.00-15.60mts)	
Data de presa de mostra:	25/06/03	
DESCRIPCIÓ DEL MATERIAL:	ARGILA MARRÓ SORRENCA AMB GRAVES	
REFERÈNCIA MOSTRA:	GE-03/4486	
CONDICIONS D'ASSAIG:	No drenat	
Densitat natural:	1,87 gr/cm3	
Saturat	1,67 gr/cm3	
Consolidat	11,51 %	
REPRESENTACIÓ GRÀFICA DE LES LÍNIES DE RESISTÈNCIA:		
Proveta: Cilíndrica (dià. = 50 mm. / h = 31 mm)		
RESULTATS OBTINGUTS:		
Valors de pic:	Cohesió (kg/cm <sup>2</sup> )	Angle de Fregament intern (°)
0,29	0,26	26
Valors crítics:	0,11	27
Valors residuals:		
Assaig realitzat amb aparell de tall directe Suzpekar mod. S-300, num. sèrie 0002 . UNE 103401/98		
Observacions:		

IDENTIFICACIÓ SÒLS I GRANULATS	
EXPEDIENT:	3000322
OBRA:	PETICIONARI: GEOTEC - 262, S.L. MILLORA DE L'ACCESSIBILITAT A ESTACIONS DELS FGC. PARADA PROVENÇA
UNITAT D'OBRA:	-
LOCALITZACIÓ DE LA MOSTRA:	S.P.T. F.2.1 (21.00-21.60mts)
Data de presa de mostra:	25/06/03
DESCRIPCIÓ DEL MATERIAL:	LIM MARRÓ CLAR
REFERÈNCIA MOSTRA:	GE-03/4490
PRESCRIPCIONS COMPARATIVES:	Referència de la prescripció:
(segons FG-3: 6.1-1C; 6.2-1C)	Categoria de tràfic:
PG-3 (OC 326/00)	CLASSIFICACIÓ DE SÒLS
H.R.B.:	A-2-4
Constituent essencial:	Gravels i sorres limoses o argilloses
	Índex de Grup: 2,80
	U.S.C.S.: SC
	Casagrande: CL
	LÍMITS D'ATTERBERG UNE 103102/94 - UNE 103104/93
	Límit líquid: $LI = 25,8$
	Límit plàstic: $LP = 17,7$
	Índex de plasticitat: $IP = 8,1$
	HUMITAT NATURAL UNE 103300-93
	$H (%) =$
	DENSITAT NATURAL UNE 103300-93
	$\rho_{nat} (gr/cm^3) =$
	DENSITAT SECA $\rho_{sec} (gr/cm^3) =$
	ÍNDEX DE FLUIDESSA $F_w =$
	GRANULOMETRIA UNE 103101/95
	GARBELL % PASSANT
	SERIE UNE.
	63 100
	50 100
	40 100
	25 100
	20 95
	10 88
	5 78
	2 66
	0,4 44
	0,08 28,9
	Fus granulomètric comparatiu:
OBSERVACIONS:	



COMPRESSIÓ SIMPLE	
EXPEDIENT:	3000322
OBRA:	PETICIONARI: GEOTEC - 262, S.L. MILLORA DE L'ACCESSIBILITAT A ESTACIONS DELS FGC. PARADA PROVENÇA
UNITAT D'OBRA:	-
LOCALITZACIÓ DE LA MOSTRA:	M.I. F.2.1 (24.00-24.60mts)
Data de presa de mostra:	25/06/03
DESCRIPCIÓ DEL MATERIAL:	ARGILA MARRÓ
REFERÈNCIA MOSTRA:	GE-03/4491
CONDICIONS D'ASSAIG:	Segons norma UNE 103-400-93
	Temperatura ambient: 20°C +/- 3
	Velocitat d'assaig: 2,0 % de deformació axial / min
Geometria de la prova:	Cilíndrica.
	Alçada h = 137 mm
Norma:	UNE 103400/93
	Diàmetre D = 59,1 mm
	Tensió màxima en trencament, qu: 4,45 Kg/cm2
	Densitat natural (gr/cm3): 1,94
	Humitat de la mostra: 17,6%
	Densitat seca (gr/cm3): 1,65
	% de deformació al moment de trencament: 5,0%
OBSERVACIONS:	

TALL DIRECTE													
EXPEDIENT:	3000322												
OBRA:	PETICIONARI: GEOTEC - 262, S.L. MILLORA DE L'ACCESSIBILITAT A ESTACIONS DELS FGC. PARADA PROVENÇA												
UNITAT D'OBRA:	-												
LOCALITZACIÓ DE LA MOSTRA:	M.I. F.2.2 (5.00-5.60mts)												
Data de presa de mostra:	25/06/03												
DESCRIPCIÓ DEL MATERIAL:	ARGILA MARRÓ												
REFERÈNCIA MOSTRA:	GE-03/4492												
CONDICIONS D'ASSAIG:	No drenat: 1,52 gr/cm <sup>3</sup> Saturat: 1,30 gr/cm <sup>3</sup> Consolidat: 16,88 %												
<b>REPRESENTACIÓ GRÀFICA DE LES LÍNIES DE RESISTÈNCIA:</b>													
<p>Proveta: Cilíndrica (diám.= 50 mm / h = 31 mm)</p> <p>RESULTATS OBTINGUTS:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipus de línia</th> <th>Cohesió (Kg/cm<sup>2</sup>)</th> <th>Angle de Fregament Intern (°)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Valors de pic:</td> <td>0,39</td> <td>34</td> </tr> <tr> <td>Valors crítics:</td> <td>0,29</td> <td>34</td> </tr> <tr> <td>Valors residuals:</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> </tbody> </table> <p>Assaig realitzat amb aparell de tall directe Suzpekar mod. S-300, num. sèrie 0002. UNE 103401/98</p>		Tipus de línia	Cohesió (Kg/cm <sup>2</sup> )	Angle de Fregament Intern (°)	Valors de pic:	0,39	34	Valors crítics:	0,29	34	Valors residuals:	-	-
Tipus de línia	Cohesió (Kg/cm <sup>2</sup> )	Angle de Fregament Intern (°)											
Valors de pic:	0,39	34											
Valors crítics:	0,29	34											
Valors residuals:	-	-											
Observacions:													

IDENTIFICACIÓ SÒLS I GRANULATS																									
EXPEDIENT:	3000322																								
OBRA:	PETICIONARI: GEOTEC - 262, S.L. MILLORA DE L'ACCESSIBILITAT A ESTACIONS DELS FGC. PARADA PROVENÇA																								
UNITAT D'OBRA:	-																								
LOCALITZACIÓ DE LA MOSTRA:	M.I. F.2.2 (5.00-5.60mts)																								
Data de presa de mostra:	25/06/03																								
DESCRIPCIÓ DEL MATERIAL:	ARGILA MARRÓ																								
REFERÈNCIA MOSTRA:	GE-03/4492																								
PRESCRIPCIONS COMPARATIVES:	Referència de la prescripció: (segons PG-3: 6.1-1.C.; 6.2-1.C)																								
PG-3 (OC 326/00):	CLASSIFICACIÓ DE SOLS																								
H.R.B.:	A-6																								
Constituent essencial:	Sol argil·los																								
Índex de Grup:	16,00																								
U.S.C.S.:	CL																								
Casagrande:	CL																								
<p>LÍMITS D'ATTERBERG UNE 103102/94 - UNE 103104/93</p> <p>Limit líquid: Li = 37,8 Limit plàstic: Lp = 20,6 Índex de plasticitat: Ip = 17,2</p> <p>HUMITAT NATURAL UNE 103300/93 H (%) =</p> <p>DENSITAT NATURAL UNE 103301/94 g<sub>nat</sub> (gr/cm<sup>3</sup>) =</p> <p>DENSITAT SECA g<sub>sec</sub> (gr/cm<sup>3</sup>) =</p> <p>ÍNDEX DE FLUIDESSA Fw =</p>																									
<p>Gràfic de Casagrande</p>																									
<p>Curva granulomètrica</p>																									
<table border="1"> <thead> <tr> <th>GARBELL</th> <th>% PASSANT</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>SERIE U.N.E.</td> <td></td> </tr> <tr> <td>63</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>50</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>40</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>25</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>98</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>97</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>93</td> </tr> <tr> <td>0,08</td> <td>88,0</td> </tr> </tbody> </table> <p>Fus granulomètric comparatiu:</p>		GARBELL	% PASSANT	SERIE U.N.E.		63	100	50	100	40	100	25	100	20	100	10	100	5	98	2	97	0,4	93	0,08	88,0
GARBELL	% PASSANT																								
SERIE U.N.E.																									
63	100																								
50	100																								
40	100																								
25	100																								
20	100																								
10	100																								
5	98																								
2	97																								
0,4	93																								
0,08	88,0																								
OBSERVACIONS:																									

COMPRESSIÓ SIMPLE	
EXPEDIENT:	3000322
OBRA:	MILLORA DE L'ACCESSIBILITAT A ESTACIONS DELS FGC. PARADA PROVENÇA
UNITAT D'OBRA:	-
LOCALITZACIÓ DE LA MOSTRA:	M.R. F.2.2 (10.05-10.25mts)
Data de presa de mostra:	25/06/03
DESCRIPCIÓ DEL MATERIAL:	ARGILA MARRÓ
REFERÈNCIA MOSTRA:	GE-03/4493
CONDICIONS D'ASSAIG:	Segons norma UNE 103-400-93
Velocitat d'assaig:	2,0 % de deformació axial / min
Temperatura ambient:	20°C +/- 3
Geometria de la proveta:	Cilíndrica.
Alçada h =	126,1 mm
Diàmetre D =	73 mm
Norma:	UNE 103-400-93
Tensió màxima en trencament, qu: 1,96 Kg/cm2	
Densitat natural [gr/cm3]:	2,14
Densitat seca [gr/cm3]:	1,93
Humitat de la mostra:	10,9%
% de deformació al moment de trencament:	6,0%
OBSERVACIONS:	

IDENTIFICACIÓ SÒLS I GRANULATS	
EXPEDIENT:	3000322
OBRA:	MILLORA DE L'ACCESSIBILITAT A ESTACIONS DELS FGC. PARADA PROVENÇA
UNITAT D'OBRA:	-
LOCALITZACIÓ DE LA MOSTRA:	S.P.T. F.2.2 (11.00-11.60mts)
Data de presa de mostra:	25/06/03
DESCRIPCIÓ DEL MATERIAL:	SORRES I GRAVES AMB MATRIU ARGILOSA MARRÓ
REFERÈNCIA MOSTRA:	GE-03/4494
PRESCRIPCIONS COMPARATIVES:	
(segons PG-3; 6.1-1.C.; 6.2-1.C)	Categoria de tràfic:
Referència de la prescripció:	
CLASSIFICACIÓ DE SOLS	
PG-3 (OC 326/00):	Index de Grup: 3,20
H.R.B.:	A-2-4
U.S.C.S.:	SC
Constituent essencial:	Graves i sorres limoses o argiloses
Casagrande:	CL
LÍMITS D'ATTERBERG	UNE 103202/94 - UNE 103204/93
Limit líquid:	Ll = 27,5
Limit plàstic:	Lp = 20,1
Índex de plasticitat:	Ip = 7,4
HUMITAT NATURAL	
UNE 103200/93	
H (%) =	
DENSITAT NATURAL	
UNE 103202/94	
g <sub>hèt</sub> (gr/cm <sup>3</sup> ) =	
DENSITAT SECA	
g <sub>sec</sub> (gr/cm <sup>3</sup> ) =	
ÍNDEX DE FLUIDESSA	
F <sub>w</sub> =	
GRANULOMETRIA	
UNE 103202/95	
GARBELL	
SERIE UNE:	% PASSANT
63	100
50	100
40	100
25	100
20	95
10	91
5	86
2	76
0,4	55
0,08	31,1
Fus granulomètric comparatiu:	
OBSERVACIONS:	

COMPRESSIÓ SIMPLE	
EXPEDIENT:	3000322
OBRA:	MILLORA DE L'ACCESSIBILITAT A ESTACIONS DELS FGC. PARADA PROVENÇA
UNITAT D'OBRA:	-
LOCALITZACIÓ DE LA MOSTRA:	M.I. F.2.2 (17,00-17,60mts)
Data de presa de mostra:	25/06/03
DESCRIPCIÓ DEL MATERIAL:	ARGILLA MARRO
REFERÈNCIA MOSTRA:	GE-03/4495
CONDICIONS D'ASSAIG:	Segons norma UNE 103-400-93
Velocitat d'assaig:	2,0 % de deformació axial / min
Geometria de la proveta:	Cilíndrica.
Norma:	UNE 103400/93
	Alçada h = 130,5 mm
	Diàmetre D = 58,8 mm
Tensió màxima en trencament, qu: 0,99 Kg/cm2	
Densitat natural (gr/cm3):	1,91
Densitat seca (gr/cm3):	1,65
Humitat de la mostra: 15,4%	
% de deformació al moment de trencament: 3,0%	
OBSERVACIONS:	

ASSAIGS QUÍMICS DE L'AIGUA SEGONS EHE																													
EXPEDIENT:	3000322																												
OBRA:	MILLORA DE L'ACCESSIBILITAT A ESTACIONS DELS FGC. PARADA PROVENÇA																												
UNITAT D'OBRA:	-																												
LOCALITZACIÓ DE LA MOSTRA:	F2.1 PROVENÇA COTA 23,90 M																												
Data de presa de mostra:	25/06/03																												
DESCRIPCIÓ DEL MATERIAL:	AIGUA																												
REFERÈNCIA MOSTRA:	GE-03/4483																												
<p style="text-align: center;"><b>RESULTATS DE L'ASSAIG</b></p> <table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;">PH</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">Ph</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">CONTINGUT EN MAGNESI</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">(mg/l de Mg<sup>2+</sup>)</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">CONTINGUT EN SULFATS</td> <td style="width: 50%;">348</td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">(mg/l de SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>)</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">CONTINGUT EN RESIDU SEC</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">(mg/l de residu)</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">CONTINGUT EN DIOXID DE CARBONI</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">(mg/l de CO<sub>2</sub>)</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">CONTINGUT EN AMONI</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">(mg/l de NH<sub>4</sub><sup>+</sup>)</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">CONTINGUT EN CLORURS</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">(mg/l de Cl<sup>-</sup>)</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> </table>		PH		Ph		CONTINGUT EN MAGNESI		(mg/l de Mg <sup>2+</sup> )		CONTINGUT EN SULFATS	348	(mg/l de SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> )		CONTINGUT EN RESIDU SEC		(mg/l de residu)		CONTINGUT EN DIOXID DE CARBONI		(mg/l de CO <sub>2</sub> )		CONTINGUT EN AMONI		(mg/l de NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> )		CONTINGUT EN CLORURS		(mg/l de Cl <sup>-</sup> )	
PH																													
Ph																													
CONTINGUT EN MAGNESI																													
(mg/l de Mg <sup>2+</sup> )																													
CONTINGUT EN SULFATS	348																												
(mg/l de SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> )																													
CONTINGUT EN RESIDU SEC																													
(mg/l de residu)																													
CONTINGUT EN DIOXID DE CARBONI																													
(mg/l de CO <sub>2</sub> )																													
CONTINGUT EN AMONI																													
(mg/l de NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> )																													
CONTINGUT EN CLORURS																													
(mg/l de Cl <sup>-</sup> )																													
OBSERVACIONS:																													
EVALUACIÓ DEL AIGUA SEGONS EHE:																													

SONDEIG L3, ESTACIÓ DIAGONAL: L3.14







Sondeig L3.14. Testimoni de 1.50 a 3.00m



Sondeig L3.14. Testimoni de 3.00 a 6.00m



Sondeig L3.14. Testimoni de 6.00 a 9.00m



Sondeig L3.14. Testimoni de 9.00 a 12.00m



Sondeig L3.14. Testimoni de 12.00 a 15.00m



Sondeig L3.14. Testimoni de 15.00 a 18.00m



Sondeig L3.14. Testimoni de 18.00 a 21.00m

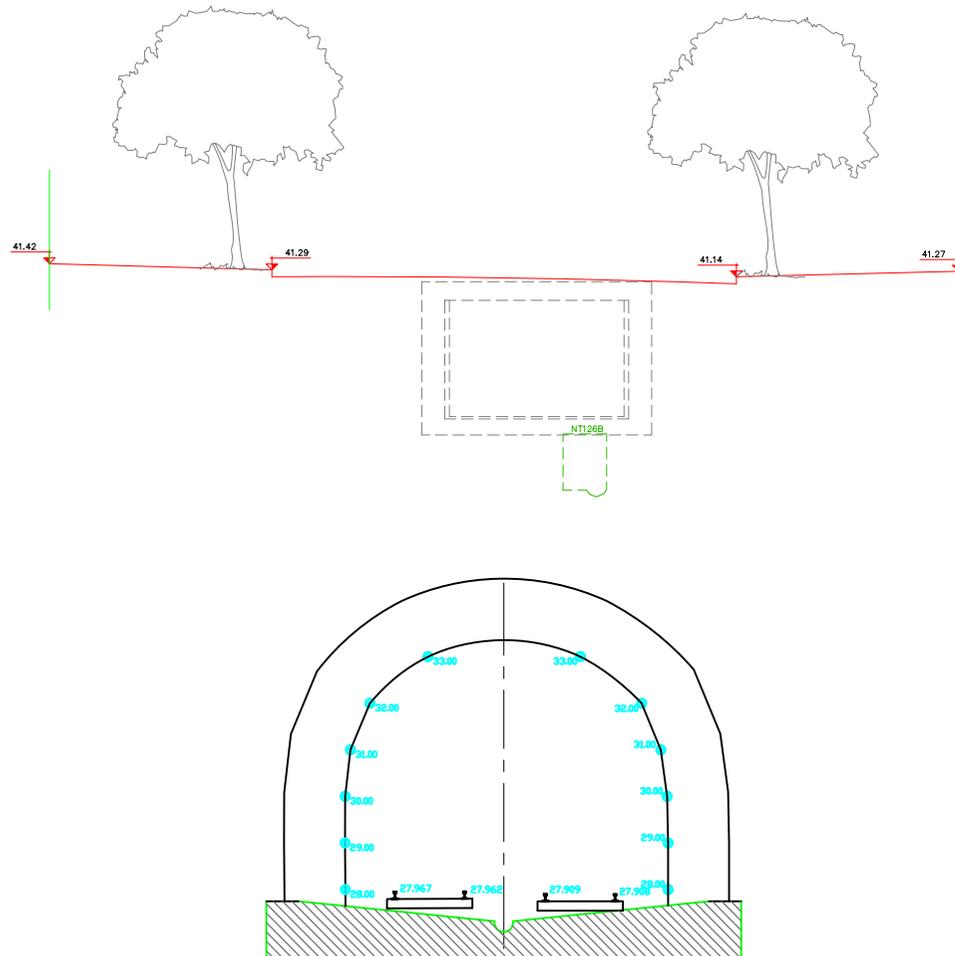


Sondeig L3.14. Testimoni de 21.00 a 22.10m

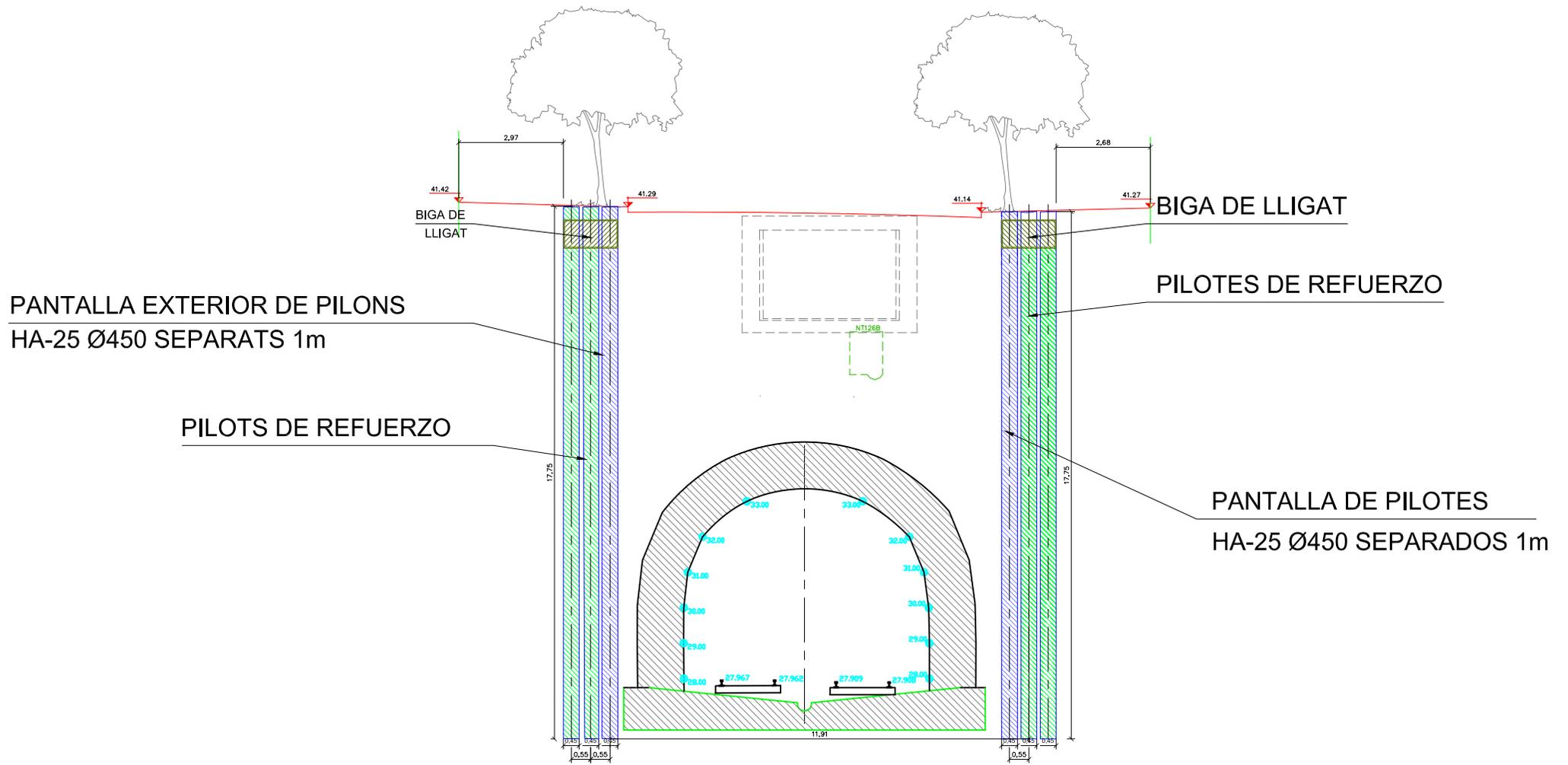


Màquina de sondeig Rolatec RL-48L

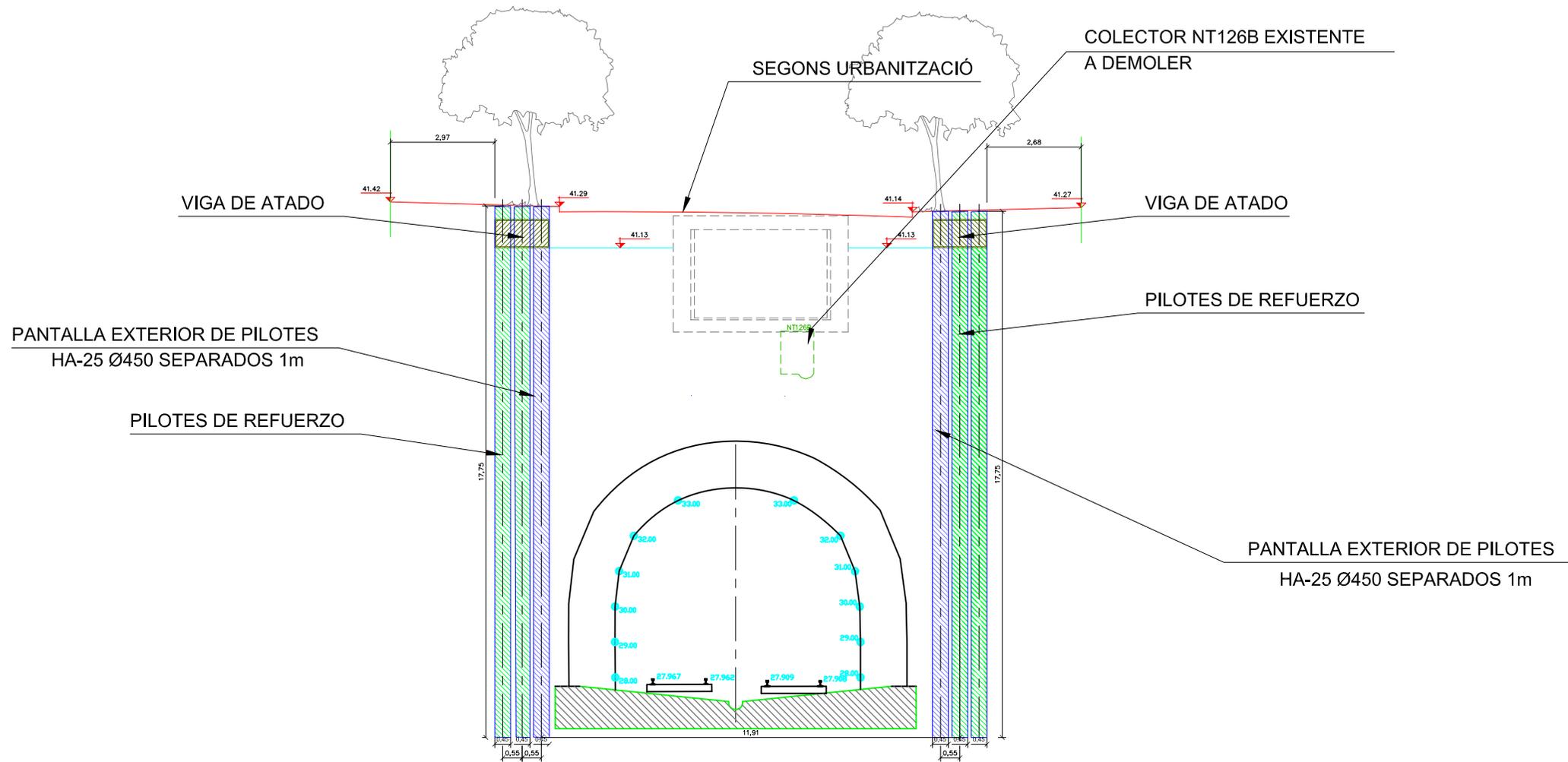
## 11.ANEJO PLANOS INTERCAMBIADOR



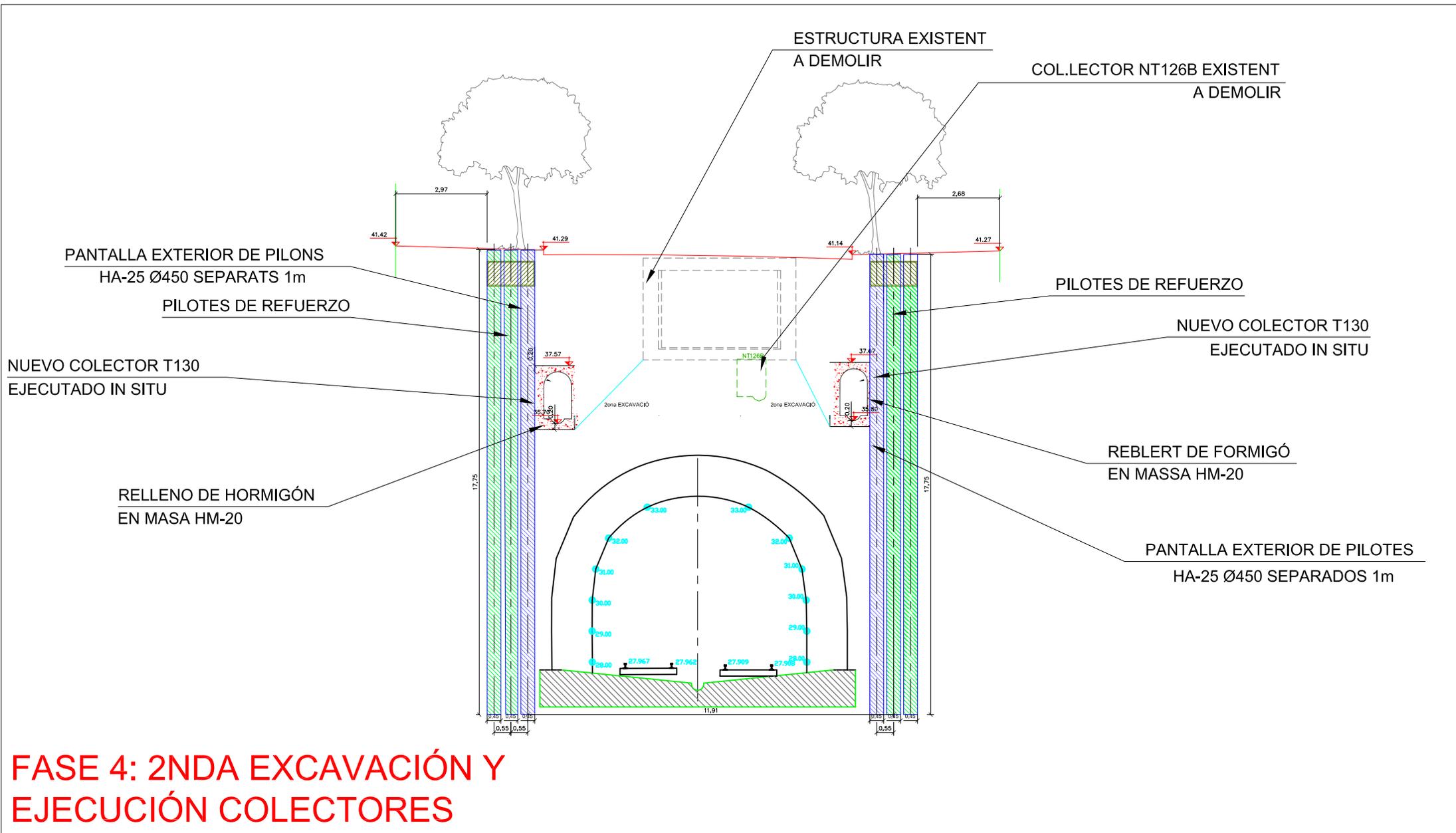
**FASE 1: ESTADO ACTUAL**



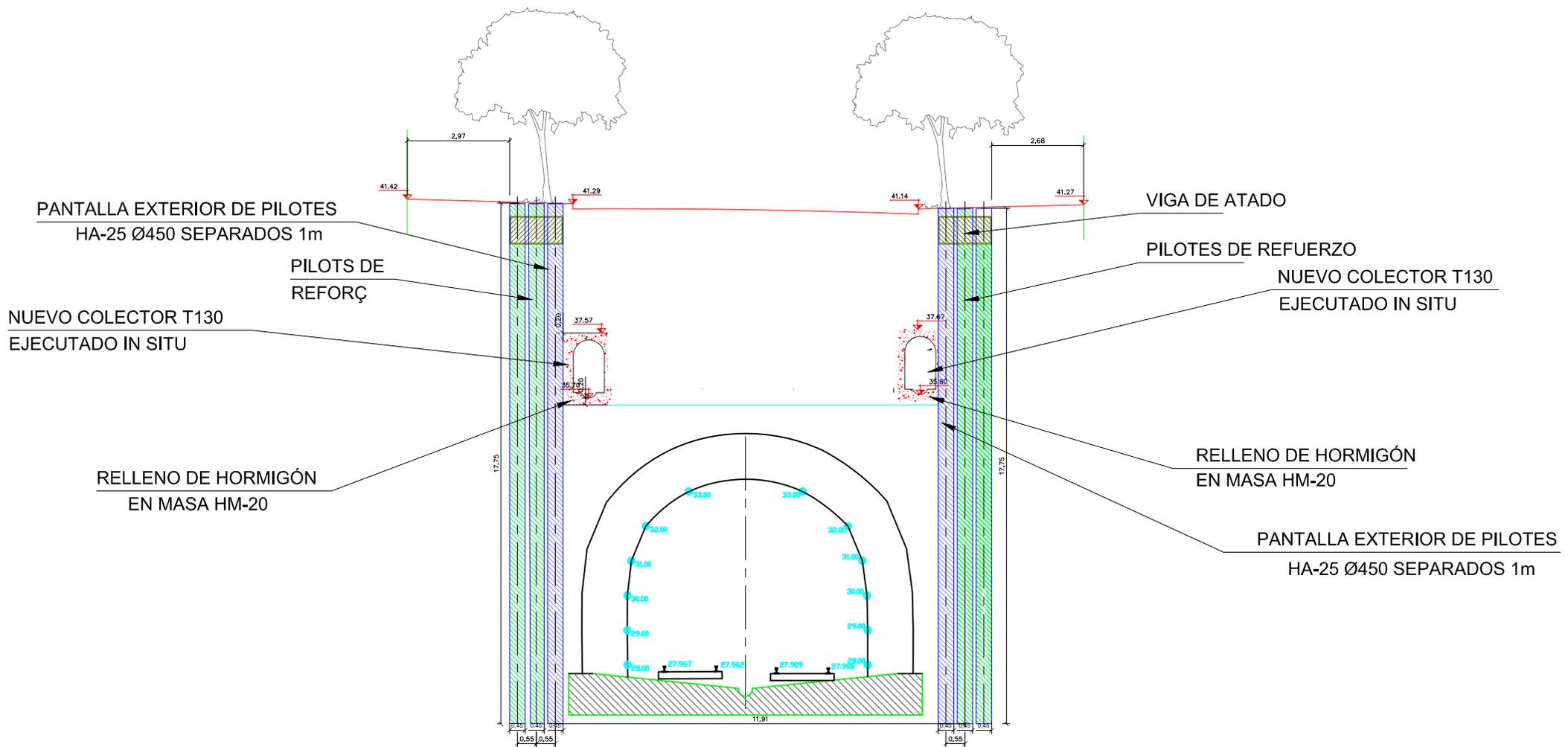
**FASE 2: EJECUCIÓN PILOTES**



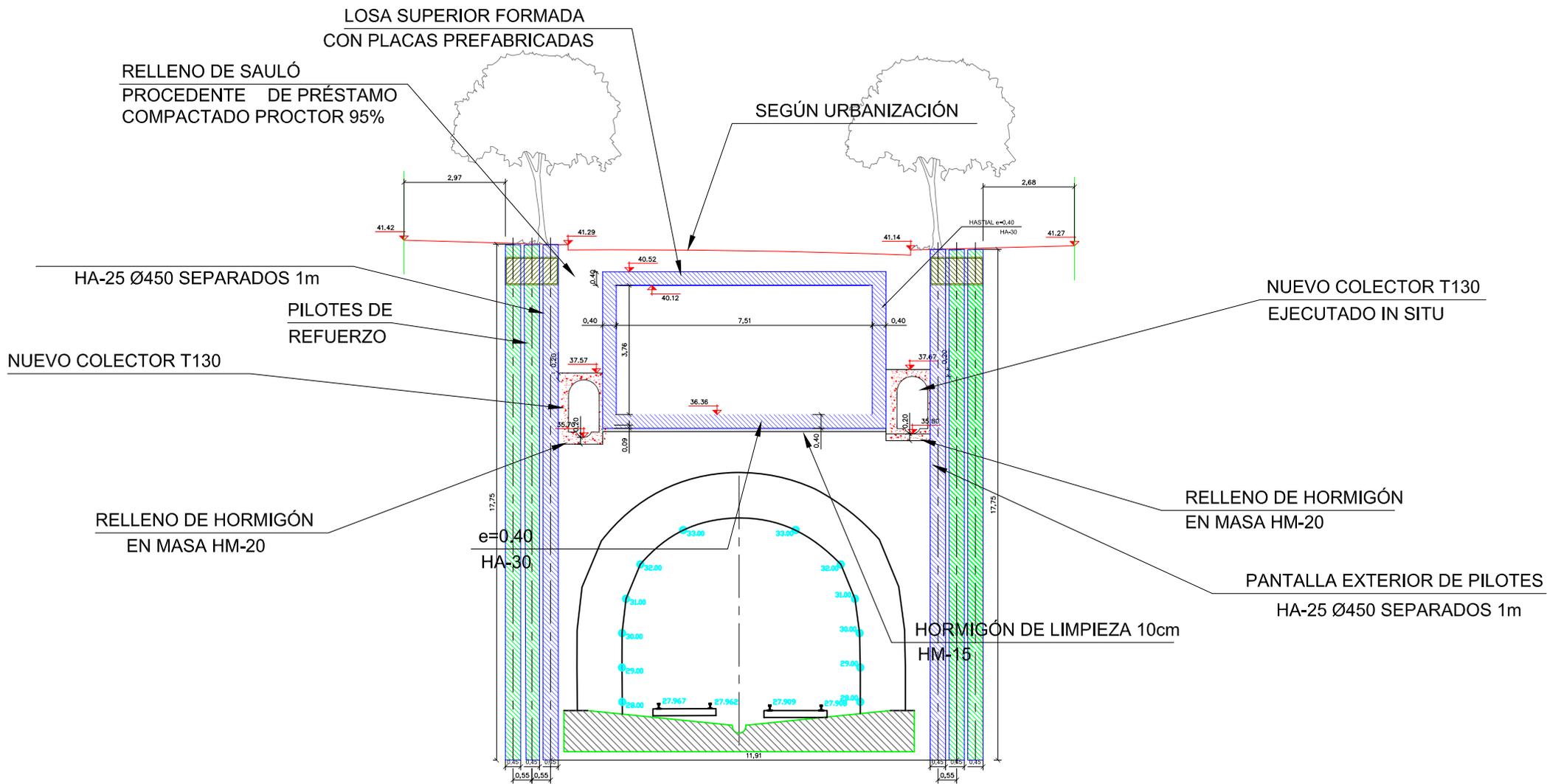
## FASE 3: EXCAV. Y VIGAS DE ATADO



**FASE 4: 2NDA EXCAVACIÓN Y EJECUCIÓN COLECTORES**



**FASE 5: DEMOLICIÓN PASILLO  
EXISTENTE Y EXC.DEFINITIVA.**



## FASE 6: EJECUCIÓN NUEVO PASILLO Y REURBANIZACIÓN