



**UNIVERSITAT POLITÈCNICA
DE CATALUNYA**



Departament d' Enginyeria Civil i Ambiental – Àmbit Enginyeria del
Terreny, Cartogràfica i Geofísica

EJECUCIÓN DE TÚNELES EN TERRENO DELTAICO MEDIANTE TUNELADORA EPB. EL CASO DE LA LÍNEA 9

TESIS DOCTORAL presenta para obtener el título de Doctor de Ingeniería del Terreno por la
Universidad Politécnica de Catalunya

Presentada por:

M. T. Yubero de Mateo

Director de tesis:

Antonio Gens i Solé

Codirector de tesis:

Alessandra di Mariano Simoncini

Programa de Doctorado:

Ingeniería del Terreno

Para mis padres, Enric y Liam (mi niño)

ABSTRACT

The progressive increment in urban tunneling may generate significant problems. One of the main concerns is the unavoidable ground movements generated; before, during and after the tunneling operations. In this context, the objective of this Thesis is the study of the ground movements, both on the surface and at depth, caused by tunnel excavations using Tunnel Boring Machines (TBMs).

Within the scope of TBMs, we can distinguish between tunneling machines for hard ground and shield machines for excavation in low-strength soils. The shield machines and, specifically, the Earth Pressure Balance shields, are based on the principle of equilibrium between the tunnel face and the excavated soil in the front chamber. The presence of the excavated ground in the chamber avoids from instabilities, especially when excavating soils with low cohesion under water.

An example of EPB tunneling is the case of the Line 9 (under construction) of the Barcelona Metro. Once the Line will be finished, it would be one of the longest lines in Europe with a total length of 47.8 Km constructed for the most part in an urban setting.

This Line 9 tunnel crosses different types of soils. This Thesis specifically refers to the excavation of Line 9 between Terminal 1 at the Prat airport and the industrial area called "Parc Logístic". This 14 km-long section of the route is called Section 1 in the construction project of the Line 9 and corresponds to the stretch between the stations of Terminal T1 and Parc Logístic.

The studied area is located in the Llobregat river delta and it is made up of quaternary deltaic deposits completely excavated in soft deltaic deposits of mixed soft clays that constitute a quite uniform layer. Tunneling is performed by two EPB machines of 9.4 m diameter.

An important monitoring system was installed not only in Section 1 but throughout the whole line as well. The system was devoted to the measurement of the magnitude and distribution of ground movements before, during and after the passing of the EPB.

The information on the horizontal and vertical movements, at the surface and at depth, is analyzed and compared with empirical, semi-empirical and analytical methods available in the literature. Both the cross-section and the longitudinal distributions are considered.

For the case of surface settlement troughs, the comparisons are made at two times related to the excavation process. The first one, called short-term, considers the movements until the tunnel lining has been installed. The second one, called long-term, considers the movements until the consolidation of the

ground has finished. The settlement distributions have been represented by an inverted Gaussian distribution curve that has been adjusted using different methods. In addition, the observed settlement troughs have been approximated by alternative empirical expressions and by equations based on analytical solutions.

For the case of the vertical and horizontal movement distributions at depth, the same short-term and the long-term points mentioned above have been considered. Movements at depth have been examined in ten cross-sections (also called transverse sections) along the line, called Control Sections.

In the same way, the data recorded by vibrating wire piezometers and Casagrande open piezometers have been analyzed and the variation of the piezometric has been plotted.

The analysis of all the data collected has allowed the comparison between the results of Line 9 Section 1 with forty-five cases of tunnels excavated not only in similar soft soils, but also in sandy soils and in stiff clays.

Finally, two-dimensional simulation of the excavation has been carried out using the Plaxis finite element program, using a constitutive model that includes small deformation behavior, the Small Strain Hardening Soil. The analysis has been able to reproduce satisfactorily the observed movements both in the short and long term, establishing a useful record for other EPB tunneling projects in similar soft soils.

Keywords: TBM, EPB, short-term ground movement, long-term ground movement, ground volume loss, settlement trough, finite elements.

RESUMEN

El progresivo incremento en la construcción de túneles urbanos puede crear problemas significativos. Una de las principales preocupaciones es la inevitable generación de movimientos: antes, durante y después del proceso de excavación. En este sentido, el objetivo de esta tesis es el estudio de los movimientos producidos en el terreno tanto en superficie como en profundidad debido al proceso de excavación de un túnel con máquinas tuneladoras.

Dentro del ámbito de máquinas tuneladoras, se distingue entre: los topos para terrenos duros y los escudos para la excavación en terrenos de baja resistencia. Las máquinas tipo escudos y en particular, los escudos de presión de tierras “Earth Pressure Balance” (EPB), se basan en el principio de equilibrio entre el frente de excavación y el propio terreno excavado situado en la cámara de tierras. Este terreno ya excavado evita posibles inestabilidades del frente, en especial, cuando se excava en terrenos poco cohesivos bajo el agua.

Un claro ejemplo, de ejecución de túneles con máquina tuneladora tipo EPB, es el caso de la línea 9 del metro de Barcelona. La futura línea de metro será una de la más larga de Europa con aproximadamente 47.8 Km de longitud, y discurre por zona urbana casi en su totalidad.

Dado, la gran longitud de la nueva Línea 9 de metro y la variabilidad de los materiales que atraviesa, esta tesis se centrará únicamente en una parte del trazado de la línea, concretamente la sección entre la Terminal 1 del Aeropuerto del Prat y el polígono industrial de Parc Logístic considerado en el proyecto como Tramo 1 y que corresponde al tramo entre las estaciones de Terminal T1 y de Parc Logístic respectivamente, con una longitud entre ambas de casi 14 kilómetros.

Esta zona de estudio se encuentra enmarcada en el delta del río Llobregat y está formada por materiales del cuaternario deltaicos con mezcla de arcillas blandas que forman un paquete muy uniforme excavado. El túnel ha sido excavado mediante dos tuneladoras tipo EPB de 9.40 m de diámetro.

Tanto en el tramo considerado (Tramo 1) como en todo el trazado de la Línea 9, se ha instalado un intenso sistema de instrumentación, para medir la magnitud y distribución de los movimientos del terreno, antes, durante y después del paso de la máquina EPB.

Los datos de movimientos verticales y horizontales del terreno en superficie y en profundidad son analizados y comparados con métodos empíricos, semi-empíricos y analíticos existentes en la literatura. Se consideran tanto las cubiertas transversales de asientos como la distribución de movimientos verticales en la dirección longitudinal al túnel.

En el caso de las cubetas de asientos en superficie se consideran dos momentos relacionados con el proceso de excavación. El primero, llamado a corto plazo, considera los movimientos hasta una primera estabilización que se produce una vez colocado el revestimiento del túnel y el segundo, llamado a largo plazo, considera los desplazamientos cuando el proceso de consolidación en el terreno del terreno ha finalizado. Estas cubetas son representadas mediante una curva de distribución Gaussiana invertida, ajustada mediante el empleo de diferentes métodos. Adicionalmente, también se han utilizado expresiones alternativas, tanto empíricas como basadas en soluciones analíticas, para describir las cubetas de asientos en superficie.

En el caso de los movimientos en profundidad también se han estimado la distribución de movimientos verticales y movimientos horizontales en los dos momentos anteriormente considerados. Dichos movimientos en profundidad han ido considerados en diez secciones transversales al trazado, llamadas Secciones de Control.

Además, se han analizado los datos recogidos por piezómetros de cuerda vibrante y piezómetros abiertos y se ha dibujado la variación del nivel piezométrico.

Además, el análisis de todos estos datos ha permitido la comparación entre los resultados del Tramo 1 con otros cuarenta y cinco casos de túneles donde excavados no solo en terrenos blandos similares sino también en terrenos arenosos y en arcillas rígidas.

Por último, se realiza una simulación en dos dimensiones mediante el programa de elementos finitos Plaxis, con el modelo constitutivo para pequeñas deformaciones Small Strain Hardening Soil, que permite reproducir satisfactoriamente los movimientos observados tanto a corto como a largo plazo, estableciendo así una herramienta potencialmente útil para la construcción de túneles futuros en terrenos blandos similares.

Palabras clave: tuneladora, EPB, movimiento del terreno a corto plazo, movimiento del terreno a largo plazo, pérdida de volumen de terreno, cubeta de asiento, elementos finitos.

AGRADECIMIENTOS

Aquí quiero recordar a todo el mundo que de alguna manera ha participado activamente durante estos años que he realizado esta investigación. Gracias a todos ellos, porque de todos he aprendido. Como dijo Albert Einstein “La mente es como un paracaídas, sólo funciona si se abre” y he intentado tenerla bien abierta todos estos años.

Primero de todo quiero agradecerle a Antonio Gens, creo que es el que más he admirado y admiro, y destaco su gran capacidad de hacer lo difícil fácil. Gracias por su apoyo incondicional y aunque no sea del todo conciente en gran parte gracias a él no he abandonado en este largo camino. Gracias también por su paciencia, conocimiento y apoyarme todos estos años que hemos recorrido juntos, siempre me he sentido arropada. Te aprecio, mil gracias.

Gracias a la colaboración del Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), por haberme apoyado estos últimos años y formar parte de su staff de investigadores.

Gracias a Roberto Bono y su equipo de dirección de obra. Quiero hacer una especial mención a Víctor Óscar de la UTE Aeropuerto, a Matteo Ortu y Francesco Bertagnolio gracias por sus contribuciones.

A mi equipo de ingeniería de minas de Manresa con el que empecé esta aventura. Gracias a Josep y Lluís que creyeron en mí y gracias a todos los demás que hemos compartido muchos momentos, gracias: Pura, David, Marc, Carlos, Eduard, Quim, Jordi, David, Oriol, Albert, Raul Osorio, JVM. También quiero recordar a mis compañeros de los grupos de trabajo Nexus, gracias, Rosa Argelet, aprendí mucho contigo, Toni, JJ, Rosa Giralt por trato recibido, mil gracias.

Gracias a Sebastián Olivella, otro gran apoyo para mi, gracias por su optimismo, por darme muchas oportunidades como: formar dar clases en caminos, o apoyarme en mis ideas incondicionalmente. Gracias por creer en mi.

Gracias a Marcos Arroyo, cumplí uno de mis deseos que era realizar una estancia en el extranjero durante el doctorado que, por una cosa u otra, nunca había tenido la oportunidad.

Gracias a Jean Vaunat, Toni Lloret, Eduardo Alonso, J. Suriol, Jaume Clapés, Alberto Ledesma, Pere Prat, Oriol Casellas, Josep Antoni Canas, Josep Antoni Gili, Jordi Corominas, Nieves Lantada, Marcel Hürlimann, Jose Moya, Carol Puig, Enrique Romero, Ignasi Carol, Tomás Pérez y José Álvarez os tengo en gran estima, de todos vosotros he aprendido y con muchos de vosotros hemos compartido muchos buenos momentos a largo de estos años.

Me he sentido muy acogida en el Departamento de Ingeniería del Terreno desde el primer día. Gracias a Mar, Eva, Óscar, Víctor, M. Carmen, Abert y Joan y gente también de la Escuela en especial mis amigas de secretaria académica: mi Geni, que, aunque has ido cambiando de sitio laboralmente eso no ha hecho que siempre estuvieses a mi lado de manera incondicional. Gracias Montse, M^aJosé, Mercè B, Mercè F., Eila, Laura, Mónica, Ana Luz.

Quiero dar las gracias por la amistad y apoyo de mis compañeros de Doctorado muchos ya doctores. Gracias a Rafaela, Jubert, mis grandes amigos en esta aventura. Cuantas conversaciones y momentos vividos vosotros me animasteis a empezar. Gracias por vuestra amistad que a día de hoy perdura. Gracias Dani T., mi compañero de batalla, mi gran apoyo. Gracias Rodrigo, Mauricio, Clara, recuerdo nuestros momentos juntos que son muchos y nuestros coachings de intercambio de impresiones. Gracias a tanta gente que he compartido a lo largo de todos estos años: Ramón eres una excelente persona, Marité mi gran compañera, Benoit buen compañero y buen investigador, Dani G., Núbia, Núria y Ana R. gracias, Yeudi, Josbel, Alessandra, Kantha, Ricardo, Gabriele, Amadeu, Mariana, Daniel R, Joaquín, Analice, Sam, Karim, Nadia, Francesca, Vladimir, Abel, Jordi, Olga, Claudia, Roger, Arisleidy, Jatna, Guillem, Cristian, Ignasi, Lluís, Joana, Octavio, Héctor, Augusto, Diego, Iván, Laura, Alba, Anne-Catherine gracias por todos los momentos que hemos compartido.

Quiero extender mi agradecimiento a Antonio, M^aÁngeles, Olga, Emilio, Emiliet y Ana siempre he podido contar con ellos y no lo olvido. Gracias por su paciencia y comprensión.

Llega el turno de agradecer a la gente que más quiero, no sin emocionarme. A Enric por ser mi compañero, pareja. Gracias por acompañarme, aguantarme, animarme y escucharme siempre durante todos estos años, gracias por estar a mi lado. A mi pequeñín, Liam, ¡¡lo más bonito del mundo!! Mamá estàs treballant??

A mis padres, gracias por todo lo que me habéis dado, vuestro apoyo incondicional, aunque muchas ocasiones no he sabido expresarme, siempre me habéis ayudado en todo. Os quiero y os querré siempre.

Gracias a mi hermano Javi a Juani y a los peques Maria y David, su apoyo y comprensión, durante todos estos años.

Gracias a mis abuelos, os tengo siempre en el recuerdo: Julián, Francisca, Quitín y Filomena. No me habéis visto acabar, pero estoy segura de que estaríais muy orgullosos de mí, espero veros algún día.

Por último, a mis amigos incondicionales Sandra C, Estel, Ingrid, Miquel E., Jose, Julián gracias por acompañarme estos años.

Índice

ABSTRACT.....	1
RESUMEN.....	1
AGRADECIMIENTOS	1
Índice.....	1
Índice de Figuras	1
Índice de Tablas	1
Capítulo 1	1
1.1 Antecedentes generales	1
1.2 El proyecto de la Línea 9.....	1
1.3 Contribución al campo del conocimiento.....	2
1.4 Objetivos principales.....	3
1.5 Objetivos específicos.....	4
1.6 Organización de la tesis.....	5
Capítulo 2	9
2.1 Introducción	9
2.2 Procedimientos constructivos con tuneladora EPB	11
2.2.1. Características generales	11
2.2.2. Principales agentes condicionantes	13
2.3 Factores principales asociados a movimientos en el terreno debidos a la excavación mediante EPB	15
2.4 Medias aplicadas durante la excavación para minimizar la generación de asientos.....	18
2.5 Métodos de estimación de movimientos en el terreno en condiciones de Greenfield	23
2.5.1 Movimientos en la superficie del terreno	23
2.5.2 Movimientos en profundidad	30
2.6 Influencia del exceso de presión de poros durante el proceso de excavación sobre el asiento a largo plazo	32
2.7 Modelación de túneles mediante el empleo de Elementos Finitos	33
2.7.1 Análisis de elementos finitos en 2D	34
2.7.2 Procedimientos de excavación en túneles de frente cerrado con elementos finitos en 2D para simular efectos tridimensionales.....	34
Capítulo 3	37
3.1 Introducción	37
3.2 Historia y líneas existentes en la actualidad en la ciudad de Barcelona	38
3.3 El caso de la Línea 9: descripción del proyecto	40
3.3.1 Antecedentes de la nueva línea.....	40
3.3.2 Descripción y características del trazado de la Línea 9 y Línea 10	41
3.3.3 Método constructivo de la L9/L10	44
3.3.4 Secuencia de excavación de la L9/L10.....	49
3.3.5 Las estaciones de la Línea 9 y Línea 10	50
3.4 Ámbito de trabajo.....	54
3.5 Descripción geológica y geomorfológica del delta del Llobregat	56

3.6	Descripción geotécnica de los materiales del delta del Llobregat	69
3.6.1	Propiedades básicas	75
3.6.2	Parámetros de estado	81
3.6.3	Resistencia	83
3.6.4	Deformabilidad	98
3.6.5	Permeabilidad	109
3.7	Características constructivas empleadas en el Tramo 1	120
3.7.1	Avance y Paradas de la máquina EPB HADES	120
3.7.2	Avance de la máquina EPB GUSTER	123
3.7.3	Parámetros operativos de control empleados en las tuneladoras “HADES Y GUSTER”	125
3.8	Sistema de auscultación	135
3.8.1	Dispositivos y equipos de auscultación	136
3.8.2	Programa de medición y alerta	140
3.8.3	Secciones instrumentadas	141
3.8.4	Tratamiento de los datos	143
Capítulo 4	147
4.1	Introducción.....	147
4.2	Movimientos del terreno en superficie - Asientos producidos.....	148
4.2.1	Componentes del asiento	148
4.2.2	Movimiento del terreno en el Tramo de estudio	156
4.3	Cálculo de las cubetas de asiento en superficie a lo largo de la traza del túnel	177
4.3.1	Introducción y Ajustes realizados	177
4.3.2	Cubetas de asiento en superficie: Tuneladora GUSTER_subtramo T1D	184
4.3.3	Cubetas de asiento en superficie: Tuneladora HADES_Subtramo T1A, T1B, T1E, T1C	199
4.4	Cálculo de la pérdida de volumen de terreno a lo largo de la traza del túnel.....	226
4.4.1	Cálculo de la pérdida de volumen de terreno (a partir de $K=0.5$).....	226
4.5	Influencia de los parámetros de ejecución de la máquina EPB sobre la pérdida de volumen de terreno.....	234
4.6	Estudio de puntos singulares con una mayor pérdida de terreno.	255
4.6.1	Listado de los puntos singulares estudiados	255
4.6.2	Pozos de mantenimiento	256
4.6.3	Paradas Hiperbáricas	265
4.6.4	Curva de aprendizaje de la máquina tuneladora	269
4.6.5	Errores de inyección de mortero	270
4.6.6	Baja Cobertura	271
4.6.7	Trazado en curva.....	271
4.6.8	Material de relleno poco compactado	274
4.6.9	Desgaste cepillos y problemas logísticos.....	280
4.6.10	Desgaste de las herramientas de corte.....	281
4.7	Resumen	281
Capítulo 5	285
5.1	Introducción.....	285
5.2	Situación de las secciones estudiadas	286

5.3 Movimiento vertical del terreno en superficie y en profundidad	328
5.3.1 Cubetas transversales de asiento a corto plazo y a largo plazo	328
5.3.2 Distribución de movimiento vertical en dirección longitudinal	342
5.3.3 Distribución de movimientos verticales en profundidad	359
5.4 Movimientos Horizontales del terreno a corto y a largo plazo.....	372
5.5 Variación del nivel Piezométrico a corto y a largo plazo.....	387
5.6 Resumen.....	403
Capítulo 6	408
6.1 Introducción	408
6.2 Proyectos de túneles en España.....	409
6.2.1 Breve repaso al Metro de la Línea 9 de Barcelona.....	409
6.2.2 Ampliación Metro de Madrid.....	409
6.3 Proyectos de túneles en Reino Unido.....	422
6.3.1 Jubilee Line bajo Green Park	425
6.3.2 Fleet Line bajo Regent´s Park	426
6.3.3 Willington Quay.....	427
6.3.4 Jubilee Line y ampliación de la Jubilee Line	430
6.3.5 Heathrow Express trial tunnel	435
6.3.6 Túnel en West Ham.....	439
6.3.7 Thames Water Ring (TWRM).....	441
6.3.8 Túnel tren de alta velocidad 1 (HS1).....	443
6.3.9 Túnel Northern Line.....	443
6.3.10 Channel Tunnel Rail Link	445
6.3.11 Crossrail Project	456
6.3.12 Dockland´s Railway	462
6.4 Proyectos de túneles en Taiwán	466
6.4.1 Contract CR3 en Kaohsiung metro	466
6.4.2 Taipéi Rapid Transit Sytem (TRTS)	469
6.5 Proyectos de túneles en Tailandia	475
6.5.1 Proyecto MRTA en Bangkok	475
6.6 Proyectos de túneles en Singapur.....	480
6.6.1 Proyecto MRT North East Line en Singapur	480
6.7 Proyectos de túneles en China.....	487
6.7.1 Proyecto Qiantang River Tunnel en Hangzhou.....	487
6.7.2 Proyecto Jiangji Tunnel en Wuhan	491
6.8 Proyectos de túneles en Italia	494
6.8.1 Línea 5 del metro de Milán	494
6.8.2 Ampliación de la Línea 1 del metro y el Passante Ferroviario en la ciudad de Milán	499
6.9 Proyectos de túneles en Egipto.....	500
6.9.1 Proyecto de la Línea 2 de metro en el Cairo.....	500
6.10 Proyectos de túneles en Turquía.....	506

6.10.1 Proyecto de la Línea Otogar-Kirazli de metro en Estambul	506
6.11 Comparación de los casos de excavaciones mostrados con el Tramo 1 de la Línea 9.....	511
6.12 Resumen	539
Capítulo 7	545
7.1 Introducción.....	545
7.2 Modelación de túneles de frente cerrado mediante el empleo de Elementos Finitos en 2D	547
7.2.1 Procedimientos de excavación en túneles de frente cerrado con elementos finitos en 2D	547
7.2.2 El método de stress reduction	548
7.2.3 Aplicación del método Stress Reduction	550
7.3 Modelos constitutivos como herramienta para simular el comportamiento del suelo	555
7.4 Parámetros geotécnicos extraídos de los ensayos de laboratorio.....	559
7.4.1 Introducción.....	559
7.4.2 Caracterización de los materiales.....	560
7.4.3 Caracterización paramétrica de los parámetros de deformabilidad del modelo (HSM).....	562
7.4.4 Caracterización de los parámetros de deformabilidad del modelo (SHSM)	571
7.5 Características del modelo de elementos finitos empleado.....	576
7.5.1 Introducción.....	576
7.5.2 Configuración general y aspectos en la modelación de túneles con EF.....	576
7.5.3 Geometría	578
7.5.4 Condiciones de contorno	579
7.5.5 Error tolerado.....	580
7.5.6 La influencia de la interfaz	580
7.5.7 Dimensiones de la malla	581
7.5.8 La influencia en el refinado del mallado.....	581
7.5.9 Estudio de la permeabilidad (K_v y K_H).....	581
7.5.10 Condiciones hidráulicas iniciales.....	582
7.5.11 Cálculo de las tensiones iniciales.....	583
7.5.12 El rol de K_0	585
7.6 Fases de cálculo y resumen de los parámetros de entrada	585
7.6.1 Fases de cálculo	585
7.6.2 Resumen de los parámetros de entrada y condiciones de cálculo.....	588
7.7 Modelación de la excavación.....	590
7.8 Movimiento vertical del terreno en superficie y en profundidad.....	591
7.8.1 Cubetas transversales de asiento a corto plazo y largo plazo.....	591
7.8.2 Movimientos verticales del terreno a corto plazo y largo plazo	597
7.9 Movimiento horizontal del terreno a corto y a largo plazo.....	609
7.10 Cambio en la presión de poros.....	623
7.11 Resumen	632
Capítulo 8	635
8.1 Conclusiones.....	635
8.2 Futuras Líneas de Investigación	638
8.2.1. Datos de campo.....	638

8.2.2. Empleo de datos DInSar.....	639
8.2.3. Métodos numéricos	640
8.2.4. Inteligencia Artificial	640
BIBLIOGRAFIA	642
APÉNDICE I	
NOTICIAS	659
APÉNDICE II	
AII. TRAZADO	683
AII. PERFILES TOPOGRÁFICOS DEL TRAMO 1 DE LA LÍNEA 9	687
APÉNDICE III CARACTERÍSTICAS EPB	
AIII.1. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LA TUNELADORA “GUSTER” Y “HADES”	747
AIII.2. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS BÁSICAS DE LA TUNELADORA “GUSTER”	756
AIII.3. MONTAJE DE LA TUNELADORA GUSTER S-461	757
AIII.4. REPORTAJE FOTOGRÁFICO DE LA TUNELADORA “GUSTER” Y “HADES” EN ESTACIONES Y POZOS	775
AIII.5. CAMBIO DE HERRAMIENTAS TUNELADORA GUSTER S-461	779
AIII.6 FOTOS DEL ESTADO DE LAS HERRAMIENTAS DE CORTE EN UNA INTERVENCIÓN HIPERBÁRICA	783
AIII.7. VELOCIDAD DE AVANCE PARA CADA SUBTRAMO DEL TRAMO 1	785
AIII.8. PARADAS DE LA TUNELADORA S-461 “GUSTER”	788
AIII. 9. PARADAS DE LA TUNELADORA S-269	789
AIII.10. TRATAMIENTO DE LOS DATOS. SUBROUTINA TIPO (FORTRAM 95).....	790
AIII.11. INDICADORES DE AVISO Y ALERTA	796
AIII.12. PARÁMETROS DE AVISO/ALERTA DE LA TUNELADORA	798
APÉNDICE IV GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA	799
AIV.1. TABLA CRONOESTRATIGRÁFICA.....	801
AIV. 2. TABLA SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS-U.S.C.S.	802
AIV.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	803
AIV.4. SITUACIÓN DE LOS ENSAYOS DMT	821
AIV.5. PERFILES GEOTÉCNICOS DE TODO EL TRAMO 1 DE LA LÍNEA 9	825
APÉNDICE V CUBETAS DE ASIENTO A CORTO PLAZO T1A_ T1B_ T1E_ T1C	901
AV.1. CUBETAS DE ASIENTO EN SUPERFICIE A CORTO PLAZO (ajuste mínimos cuadrados, Ajuste Logarítmico, Ajuste K=0.5)	901
AV.2. CUBETAS DE ASIENTO EN SUPERFICIE A CORTO PLAZO (Sagasetta, 1987; 1988; Verruijt-Booker, 1996; Sagasetta, 1998).....	902
APÉNDICE VI	
AVI.1. RUTINA MÉTODO DE MONTECARLO.....	919
AVI.2. CUBETAS DE ASIENTO EN SUPERFICIE A LARGO PLAZO (ajuste mínimos cuadrados, Ajuste Logarítmico, Ajuste K=0.5)	921
AVI.3. CUBETAS DE ASIENTO EN SUPERFICIE A LARGO PLAZO (ajuste Vorster, Ajuste Jacobz, Ajuste Celestino)	927

AVI.4. CUBETAS DE ASIENTO EN SUPERFICIE A LARGO PLAZO (Sagaseta, 1987; 1988; Verruijt-Booker, 1996; Sagaseta, 1998).....	935
AVI.5. PÉRDIDA DE VOLUMEN DE TERRENO POR TRAMOS.....	943
APÉNDICE VII ELEMENTOS	
FINITOS	949
AVII.1 Modelación mediante Elementos Finitos	951
AVII.2 Teoría básica de la Elasticidad y Plasticidad.....	957
AVII.2.1 Elasticidad lineal	957
AVII.2.2 Elasticidad no lineal	959
AVII.2.3 Teoría de la Plasticidad	959
AVII.3 Modelos Constitutivos empleados.....	962
AVII.3.1 Modelo de Morh-Coulomb.....	962
AVII.3.2 Modelo de Hardening Soil	971
AVII.3.3 Modelo de Small Hardening Soil	979
AVII.4 Formulación de la elastoplasticidad para elementos finitos	982
AVII.5 Características del modelo de elementos finitos empleado	986
AVII.5.1 Error tolerado	986
AVII.5.2 La influencia de la interfaz.....	987
AVII.5.3 Dimensiones de la malla.....	989
AVII.5.4 La influencia en el refinado del mallado	995
AVII.5.5 Estudio de la permeabilidad (K_V y K_H)	997
AVII.5.6 El rol de K_0	1002
AVII.6 Cubetas transversales de asiento a corto plazo y a largo plazo.....	1012

Índice de Figuras

Figura 2. 1. Esquema de funcionamiento de una máquina tuneladora (EPB). Modificado de Tapei Metro, Tamshui Line, 1992 (Herrenknecht)	13
Figura 2. 2. Principales causas en la generación de movimientos del terreno asociados a la construcción de túneles mediante tuneladora EPB (Mair y Taylor, 1997)	16
Figura 2. 3. Sistemas de control de asientos mediante presiones aplicadas (Paymacotas, 2008).....	18
Figura 2. 4. Equilibrio de presión de tierras en el frente de la tuneladora (West, 1986)	20
Figura 2. 5. Buzos en la cámara de descompresión	21
Figura 2. 6. Inyección de mortero en el gap de excavación	22
Figura 2. 7. Geometría de asientos inducida por la excavación de un túnel (Attewell y Yeates et al., 1986)	23
Figura 2. 8. Cubeta transversal de asientos (Peck, 1969)	24
Figura 2. 9. Distribución de desplazamientos horizontales en superficie y cubeta de asientos verticales en superficie (O'Reilly y New, 1982)	25
Figura 2. 10. Perfil de asientos longitudinales.....	26
Figura 2. 11. Relación entre la anchura de la distribución de asiento, representada por i/R por la profundidad del túnel, $z/2R$ adimensional en función del diámetro de la excavación, para varios túneles en diferentes materiales.....	28
Figura 2. 12. Variación de la anchura de la distribución de asiento en profundidad con la profundidad para túneles excavados en arcillas.....	30
Figura 2. 13. Variación del parámetro K con la profundidad.....	31
Figura 3.1. Red de transporte metropolitano de Barcelona en la actualidad	40
Figura 3.2. Mapa de municipios que atraviesa la Línea 9 y Línea 10 de metro de Barcelona	41
Figura 3.3. Trazado de la línea 9 y línea 10 de metro de Barcelona.....	43
Figura 3.4. Métodos y tipos de excavación en el trazado de la Línea 9	46
Figura 3.5. a) Sección de túnel de 9.40m de diámetro doble vía a nivel empleada en el Tramo 1 b) Máquina EPB de 9.40 m de diámetro utilizada en el Tramo 1 entre las estaciones de Mas Blau y Terminal entre pistas	46
Figura 3.6. a) Sección del túnel de 12 metros de diámetro. Doble vía superpuesta en dos niveles en los tramos 2,3 y 4 b) Máquina TBM/EPB de 11.95 m de diámetro utilizada en el Tramo 4 entre las estaciones de Can Zam y el Río Besòs y parte del Tramo 3	48
Figura 3.7. a) Sección del túnel en mina. Doble vía superpuesta en dos niveles en el Tramo 1 entre las estaciones de Europa/Fira y Pou Bifurcació b) Fotografía de la parte superior del túnel en mina realizado entre Europa/Fira y Pou Bifurcació	48
Figura 3.8. a) Esquema del viaducto realizado entre el Polígono Pratenc y Zona Franca Litoral b) Fotografía del viaducto en fase de construcción al paso de la Zona Franca	49
Figura 3.9. Secuencia de excavación proyectado de la Línea y Línea 10 de metro de Barcelona	50

Figura 3.10. Métodos de excavación y tipo de estaciones en el trazado de la Línea 9 de metro de Barcelona	51
Figura 3.11. a) Perfil sección transversal de una estación tipo pozo b) Sección en 3D de la estación tipo pozo c) Perfil sección transversal de una estación intersectada por el túnel d) Sección en 3D.....	52
Figura 3.12. a) Obras en una de las estaciones del tipo convencional de la Línea 9 b) Estación subterránea convencional del Gorg en el Tramo IV	53
Figura 3.13. a) Imagen virtual de estación tipo viaducto en el tramo II de la Zona Franca vista desde dentro b) Imagen virtual de la estación en viaducto vista desde el exterior	53
Figura 3.14. Tramo 1 de la Línea 9 de metro entre Terminal entre pistes y Parc Logístic	55
Figura 3.15. Situación del delta del Llobregat fuente ICC (Institut Cartogràfic de Catalunya)	56
Figura 3.16. Esquema geológico y estructural de la Depresión de Barcelona con las fallas que lo limitan y los relieves y fosas tectónicas adyacentes (modificado de Parcerisa D., 2002)	58
Figura 3.17. Corte geológico de la cordillera costero-catalana donde se aprecia la estructura tectónica del llano de central y la plataforma sumergida de Barcelona (corte de Roca E.) (Parcerisa, 2002)	59
Figura 3.18. Evolución de la progradación costera del delta del Llobregat y la evolución de la red fluvial desde hace 6500 hasta la actualidad. La primera figura (a) muestra el paleo relieve del basamento (incluyendo las gravas de origen pos glacial y los materiales deltaicos del Pleistoceno). Las zonas grises oscuras representan las regiones de agua dulce y salobre, las áreas claras representan los pantanos de agua salada. Los mapas desde el siglo X d.C. (e, f) han sido modificados de (Palet, J.M. et al., 1997).....	63
Figura 3.19. Sección longitudinal (A-A') y secciones transversales en el centro (B- B') y el margen noreste (C-C') de la llanura del delta del Llobregat. El mapa superior izquierda muestra la ubicación de las secciones transversales (líneas discontinuas) (Perea et al. 2006)	67
Figura 3.20. Imágenes representativas de las facies descritas en los núcleos y afloramientos Holoceno en la llanura del delta del Llobregat. Nomenclatura utilizada: Fp (Llanura de inundación); Fc (Canal Fluvial), Df (Frente Delta), P (Prodelta), Bs (Playa de arena); Sw (Pantano); Bg (Playa de grava), y Rw (Multicolor de grano fino asociación de facies, los sedimentos re trabajados). La dimensión máxima de las cajas de sondeos es de 60 cm (Gàmez, 2007)	68
Figura 3.21. Contenido de finos para los diferentes estratos que conforman el perfil geológico.....	76
Figura 3.22. Contenido de arenas para los diferentes estratos que conforman el perfil geológico	77
Figura 3.23. Contenido de gravas para los diferentes estratos que conforman el perfil geológico	77
Figura 3.24. Contenido de humedad en las muestras de suelo para cada uno de los estratos	78
Figura 3.25. Clasificación de Casagrande para varias muestras de la unidad QL3 extraído de apéndice Geología y Geotecnia del proyecto modificado realizado por la empresa INPASA.....	79
Figura 3.26. Clasificación de Casagrande para varias muestras de la unidad QL3m extraído de apéndice Geología y Geotecnia del proyecto modificado realizado por la empresa INPASA.....	79
Figura 3.27. Valores medios del ensayo SPT realizado en cada una de las unidades estratigráficas.....	80
Figura 3.28. Contenido en materia orgánica y en sulfatos en función de la profundidad	81

Figura 3.29. Valores de la densidad natural del suelo para cada uno de los estratos	82
Figura 3.30. Valores de la densidad seca del suelo para cada uno de los estratos.....	82
Figura 3.31. Resistencia por punta del tipo CPTU en función de la profundidad	83
Figura 3.32. Perfil de valores medios de I_D resultantes de los diferentes ensayos DMT	86
Figura 3.33. Perfil de valores medios de K_D resultantes de los diferentes ensayos DMT.....	86
Figura 3.34. Perfil de valores medios de E_D resultantes de los diferentes ensayos DMT	87
Figura 3.35. Valores de C_u a partir de los ensayos de compresión simple realizados en los diferentes materiales.....	88
Figura 3.36. Valores de la cohesión y del ángulo de rozamiento interno a partir de los ensayos de corte directo realizados sobre las muestras.....	89
Figura 3.37. Valores de la cohesión y del ángulo de rozamiento interno a partir de los ensayos triaxiales consolidados drenados (CD) realizados sobre las muestras	90
Figura 3.38. Valores de cohesión y ángulo de rozamiento interno a partir de los ensayos triaxiales consolidados no drenados (CU).....	90
Figura 3.39. Valores de cohesión y ángulo de rozamiento interno efectivo a partir de los ensayos triaxiales consolidados no drenados (CU).....	91
Figura 3.40. Valores del ángulo de rozamiento interno a partir de los ensayos DMT	92
Figura 3.41. Valores de la resistencia al corte sin drenaje (C_u) a partir de los ensayos DMT	93
Figura 3.42. Valores del módulo presiométrico en función de la profundidad para los diferentes materiales	94
Figura 3.43. Valores del coeficiente de empuje al reposo K_0 en función de la profundidad para los diferentes materiales.....	96
Figura 3.44. Valores del coeficiente de empuje al reposo K_0 en función de la profundidad en arenas (QL2)	97
Figura 3.45. Valores del grado de sobreconsolidación (OCR) en función de la profundidad	98
Figura 3.46. Valores del módulo de confinamiento (M_{DMT}) en función de la profundidad	102
Figura 3.47. Valores de la velocidad de onda de corte a través del terreno a partir de los ensayos (SDMT)	103
Figura 3.48. Valores del módulo de corte inicial G_0 a partir de la velocidad de onda de corte.....	104
Figura 3.49. Curva índice de poros-Tensión efectiva vertical de un ensayo edométrico	105
Figura 3.50. a) Valores del coeficiente de compresibilidad (C_c) b) Valores del coeficiente de hinchamiento a partir del ensayo edométrico para los diferentes materiales	106
Figura 3.51. Valores del módulo edométrico (E_{oed})	107
Figura 3.52. Valores del módulo edométrico (E_{oed}) a partir del módulo de compresibilidad volumétrica (m_v)	107
Figura 3.53. Ensayo triaxial tipo de una muestra de suelo con las diferentes tensiones de carga aplicadas	108

Figura 3.54. Módulo E_{50} calculado a partir de los ensayos triaxiales realizados para cada unidad estratigráfica	109
Figura 3.55. Permeabilidad horizontal del terreno en función de la profundidad a partir del coeficiente de consolidación horizontal de Baligh y de Houlsby	113
Figura 3.56. Permeabilidad horizontal a partir de la expresión de Parez & Fauriel (1988)	114
Figura 3.57. Permeabilidad vertical a partir de los ensayos edométricos.....	115
Figura 3.58. Sección representativa entre el Pk 4+200 y Pk 4+000 (Sondeo S-2.1).....	118
Figura 3.59. Continuación de las muestras extraídas del sondeo a rotación S-2.1	119
Figura 3.60. Evolución de la posición del frente de excavación versus tiempo Tramo entre Mas Blau y Parc Logístic	122
Figura 3.61. Paradas e intervenciones realizadas para la revisión y cambio de herramientas de corte en relación al avance de excavación Tramo entre las estaciones de Mas Blau y Parc Logístic	122
Figura 3.62. Evolución de la posición del frente de excavación versus tiempo Tramo entre Mas Blau y Terminal entre Pistes	124
Figura 3.63. Avance de la máquina tuneladora en el Tramo 1 entre la estación de Mas Blau y Terminal entre pistas.....	124
Figura 3.64. Ubicación de las células de medición de la presión en el frente de excavación de las tuneladoras Hades y Guster	126
Figura 3.65. Presión en el frente (P1) empleada a lo largo del Tramo 1	127
Figura 3.66. Gradiente de presiones en el frente de excavación empleado por la tuneladora HADES....	129
Figura 3.67. Material excavado y densidad del material en la cámara de presión de tierras excavado por la tuneladora HADES.....	130
Figura 3.68. Puntos de presión de inyección de bentonita en el escudo de la EPB (Figura facilitada por Payma Cotas).....	131
Figura 3.69. Evolución de la presión y los litros de inyección de bentonita en función de avance	132
Figura 3.70. Situación de los sensores de inyección de mortero de cola.....	133
Figura 3.71. Evolución de la presión de inyección de mortero en función del PK de avance	133
Figura 3.72. Evolución de diferentes parámetros operacionales de la máquina EPB en función de los metros excavados	134
Figura 3.73. Evolución de la temperatura dentro de la cámara de excavación en función de los metros excavados	135
Figura 3.74. Evolución de la pendiente del trazado en función de los metros excavados.....	135
Figura 3.75. Cabeza de un hito de nivelación simple (HN)	137
Figura 3.76. Foto del prisma de lectura sobre cabeza de un hito de combinado	137
Figura 3.77. (a) Esquema de una sonda inclinométrica para el registro de las medidas (b) Esquema de las direcciones de la tubería inclinométrica respecto al eje de medida.....	138
Figura 3.78. Medición de un piezómetro abierto	139

Figura 3.79. a) Unidad de lectura de los piezómetros de cuerda vibrante b) Sensores de cuerda vibrante	140
Figura 3.80. Esquema de las diferentes zonas del terreno influenciadas por la máquina tuneladora	141
Figura 3.81. Representación de una sección de control tipo	142
Figura 3.82. Situación de las secciones de control estudiadas	143
Figura 3.83. Sistema de coordenadas de los inclinómetros	144
Figura 3.84. Relación de los desplazamientos relativos entre los anillos del extensómetro incremental	145
Figura 4.1 Componentes de asiento debidas a la excavación con tuneladora EPB modificado de (Wongsaroj et al., 2006).....	149
Figura 4.2 Movimiento vertical del terreno en función de la distancia al frente de excavación en el PK 4+174 (3945 metros excavados) y sus componentes de asiento.....	153
Figura 4.3 Movimiento vertical del terreno en función de la distancia al frente de excavación en el PK 4+174 (3945 metros excavados) y el valor de cada una de sus componentes de asiento	153
Figura 4.4 Movimiento vertical del terreno en función de la distancia al frente de excavación en el PK 4+174 (3945 metros excavados) a) todo el registro de valores b) registro de valores en el intervalo (-50 m; +50 m)	154
Figura 4.5 Movimiento vertical del terreno en función de la distancia al frente de excavación de varias secciones estudiadas.....	155
Figura 4.6 Asiento vertical en la superficie del terreno durante el pase de la tuneladora a lo largo del trazado T1.....	157
Figura 4.7 Asiento vertical en la superficie del terreno durante el pase de la tuneladora a lo largo del trazado T1.....	157
Figura 4.8 Inyección de bentonita en litros y velocidad de avance en mm/min en función de los metros de excavación	158
Figura 4.9 Cubetas transversales de asiento en la sección T1D PK 4+150. Ajuste mediante la distribución Gaussiana a) movimiento vertical en superficie a corto plazo b) movimiento vertical en superficie a largo plazo	180
Figura 4.10 Trazado en planta del Tramo T1D (Mas Blau _ Aeroport T1) y situación de las cubetas transversales de asiento	185
Figura 4.11 Ejemplo de las cubetas transversales de asiento a corto plazo mediante los diferentes ajustes descritos. Caso en particular de la Sección T1D PK 4+150.....	186
Figura 4.12 Cubetas transversales de asiento a corto plazo mediante los diferentes ajustes descritos.....	187
Figura 4.13 Ejemplo de las cubetas transversales de asiento a corto plazo, distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta, 1998. Caso en particular de la Sección T1D PK 4+150.....	190

Figura 4.14 Ejemplo de una cubeta transversal de asiento a largo plazo ajustada mediante los diferentes ajustes descritos a los datos de campo. Caso particular de la Sección T1D PK 4+150 del subtramo T1D	191
Figura 4.15 Cubetas transversales de asiento en superficie a largo plazo del subtramo T1D mediante los diferentes ajustes descritos a los datos de campo	193
Figura 4.16 Cubetas transversales de asiento a largo plazo mediante los diferentes ajustes descritos por Vorster, Jacobsz y Celestino comparado con el propuesto por Peck sección T1D PK 4+150	195
Figura 4.17 Cubetas transversales de asiento a largo plazo mediante los diferentes ajustes descritos por Vorster, Jacobsz y Celestino comparado con el propuesto por Peck sección T1D PK 3+560	196
Figura 4.2 Ejemplo de las cubetas transversales de asiento a largo plazo, distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta, 1998. Caso en particular de la Sección T1D PK 4+150.....	199
Figura 4.19 Situación de las cubetas transversales de asiento en los subtramos T1A, T1B, T1E, T1C...	201
Figura 4.20 Continuación situación de las cubetas transversales de asiento en el subtramo T1C	202
Figura 4.21. Comparación en el ajuste logarítmico con diferentes datos de asientos	209
Figura 4.22. Comparación de los métodos de ajuste a los datos de campo a largo plazo mediante la curva Gaussiana propuesta por Peck y la curva modificada de Vorster.....	215
Figura 4.23. Cálculo del punto de inflexión de la curva de Gauss mediante diferentes ajustes	218
Figura 4.24 Relación de la profundidad del túnel en función de la anchura de la cubeta de asientos a) suelos cohesivos b) datos de la Línea 9 normalizados en función del diámetro del túnel.....	218
Figura 4.25. Relación del punto de inflexión con la profundidad del eje de excavación extraído de los diferentes ajustes	219
Figura 4.26. Valores de la pérdida de volumen (%) en función de la anchura de la cubeta de asientos ..	220
Figura 4.27. Pérdida de terreno en función de la profundidad del eje de la excavación	220
Figura 4.28. Relación anchura distribución de asientos verticales “i” con la profundidad de la excavación, propuesto por O’Reilly y New (1982) y L9 a) para suelos cohesivos b) para suelos granulares	221
Figura 4.29. Relación del punto de inflexión “i” con la profundidad de la excavación	222
Figura 4.30. Relación entre i/R y $z/2R$ para el tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona en relación a las curvas propuestas por Peck (1969).....	222
Figura 4.31 Perfil de % de material que atraviesa la traza del túnel en todo el Tramo 1 de estudio	228
Figura 4.32. Relación entre el % de material arcilloso atravesado por la traza de la excavación y el valor del parámetro K, extraído a partir del ajuste mediante mínimos cuadrados de las cubetas de asiento vertical a largo plazo	229
Figura 4.33 Evolución de la pérdida de volumen de terreno en el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona. a) con paradas hiperbáricas y paradas en pozos y estaciones b) con causas que llevaron a una mayor pérdida de terreno ajenos al proceso de excavación.....	231

Figura 4.34 Pérdida de volumen de terreno a lo largo del Tramo 1	232
Figura 4.35 Perfil de % de material de cobertura en todo el Tramo 1 de estudio	233
Figura 4.36. Relación pérdida de volumen de terreno en el frente con la presión de frente en función de los metros de avance	237
Figura 4.37. Relación pérdida de volumen de terreno en el frente con la presión de frente en función de los metros de avance	238
Figura 4.38. Relación pérdida de volumen de terreno en el frente con la presión de frente normalizado en función de la presión de sobrecarga	239
Figura 4.39. Pérdida de volumen de terreno total con la presión de frente normalizado en función de la presión de sobrecarga	239
Figura 4.40 Relación de la presión y el volumen de inyección de bentonita en el escudo y la pérdida de volumen de terreno en el escudo en función de los metros de avance	243
Figura 4.41 Presión y el volumen de inyección de mortero en la cola del escudo y pérdida de volumen de terreno en la cola del escudo y a corto plazo en función de los metros de avance	244
Figura 4.42 Volumen de inyección de mortero en la cola del escudo y pérdida de volumen de terreno en la cola del escudo y a corto plazo en función de los metros excavados	245
Figura 4.43 Relación de la pérdida de terreno a corto plazo en función de la presión en la cola del escudo	246
Figura 4.44 Pérdida de terreno total en función del volumen inyectado de mortero junto con los problemas constructivos.....	246
Figura 4.45 Pérdida de terreno total en función del volumen inyectado de mortero y las sobrexcauciones contrastadas	247
Figura 4.46 Pérdida de terreno total en función del volumen inyectado de mortero, datos sin problemas constructivos.....	247
Figura 4.47 Relación de la velocidad de avance (mm/min) en función del volumen de inyección de mortero (m ³).....	248
Figura 4.48 Velocidad de avance (mm/min) en función del peso extraído de la cámara de tierras (Tn) .	249
Figura 4.49. Tiempo en minutos de los diferentes procesos de la máquina tuneladora versus perdida de volumen	249
Figura 4.50. Relación de la fuerza de contacto y de la penetración específica empleada en el Tramo 1 de la Línea 9.....	251
Figura 4.51. a) Relación de la fuerza de contacto y de la penetración específica b) % de material excavado en la traza del túnel.....	252
Figura 4.52. Relación de la temperatura dentro de la cámara de excavación y la fuerza de contacto en el frente en función de los metros de avance.....	253
Figura 4.53 Pozos y estaciones del subtramo T1D de la línea 9 de Barcelona. Marcadas se encuentran los tres pozos y la estación donde se observaron problemas.....	257

Figura 4.54. Inyecciones de espuma en el tape de salida del recinto estanco de la estación de Terminal Actual	258
Figura 4.55. Gráfica de las presiones mínimas registradas durante el proceso de excavación de los anillos (gráficos facilitados por D.O. Payma Cotas).....	258
Figura 4.56. Gráfica del volumen final de inyección de mortero de cola (gráfico facilitado por D.O. Payma Cotas)	259
Figura 4.57. Vista del sondeo de comprobación del jet-grouting ejecutado para UTE Túnel Aeroport b) Sondeo de comprobación relleno y sellado con hormigón.....	259
Figura 4.58. a) Vista de la tuneladora, en la pantalla de entrada al pozo 5A y perforaciones realizadas en la pantalla para asegurar la estanqueidad de la junta entre pantalla y el jet b) Inyecciones de espumas en el pozo 4A	260
Figura 4.59. a) Detalle del avance del anillo y las infiltraciones b) Detalle de las infiltraciones detectadas en el hastial izquierdo.....	260
Figura 4.60. a) Preparación del tape de gunita en la zona del hastial b) Sellado del hastial izquierdo y preparación del tape (Pozo 5A)	261
Figura 4.61. a) Infiltraciones en el hastial en el tape de gunita b) Entrada de agua en la tuneladora (Pozo 4A).....	261
Figura 4.62. Entrada de agua por el tape de gunita b) Sellado del tape de gunita desde el interior de la dovelas.....	262
Figura 4.63. Parámetros de perforación (promedios excavación anillos)	263
Figura 4.64. Presión de trabajo, material extraído e inyección de mortero (promedios excavación anillos)	263
Figura 4.65. Situación de los hitos superficiales en planta cercanos al Pozo 5A en el subtramo T1D... 264	264
Figura 4.66. Gráfico de los movimientos registrados en los hitos superficiales	264
Figura 4.67. a) Presión en frente de excavación b) Pérdida de volumen de terreno en el inicio de los trabajos de excavación de las tuneladoras Guster y Hades	267
Figura 4.68. a) Presión aplicada en el frente respecto al tiempo b) Peso del material excavado y extraído respecto al tiempo en la salida de la estación de San Cosme	268
Figura 4.69. Hundimiento de la calzada por el paso de la tuneladora a la salida de la estación de San Cosme	269
Figura 4.70. a) Presión y volumen de inyección de mortero b) Pérdida de volumen de terreno en el inicio de los trabajos de excavación de las tuneladoras Guster y Hades	270
Figura 4.71. a) Gap debido a la forma cónica del escudo b) Vista en planta de la sobreexcavación producida por un escudo rígido en tramo curvo.....	271
Figura 4.72. Vista en planta de las dos curvas estudiadas en el subtramo T1D del trazado de la Línea 9272	
Figura 4.73. a) Presión aplicada en la zona del escudo b) Volumen inyectado en la zona del escudo en la Curva 1 del trazado en el Subtramo T1D	273

Figura 4.74. a) Presión aplicada en la zona del escudo b) Volumen inyectado en la zona del escudo en la Curva 2 del trazado en el Subtramo T1D	274
Figura 4.75. Situación del socavón ocurrido a la salida de la estación de Mas Blau	276
Figura 4.76. Fotos del socavón a la salida de la estación de Mas Blau	277
Figura 4.77. Nivel de Pre-aviso alto en el PK 8+400. Fuente: Programa Geoscope facilitado por la empresa Geoscope	278
Figura 4.78. Vista en planta del trazado de la Línea 9 en el PK 8+400. Fuente: Google Maps	278
Figura 4.79. Perfil longitudinal de asiento en el PK 8+400 del trazado del Tramo 1 de la Línea 9.....	279
Figura 4.80. Perfil geológico del punto kilométrico PK 8+400 del trazado del Tramo 1 de la Línea 9...	279
Figura 4.81. a) Presión en el frente de excavación entre los 7000 y 8500 m excavados b) Volumen inyectado de mortero entre los 7000 y 8500 m excavados	280
Figura 5. 1. Posición en planta de la sección de control T1D PK 2+750 en el subtramo T1D del trazado de la Línea 9.....	288
Figura 5. 2. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta sección T1D PK 2+750 Fuente: Google Maps	288
Figura 5. 3. Situación en planta del túnel y la sección de control T1D PK 2+750.....	289
Figura 5. 4. Perfil de la instrumentación instalada en la sección de control T1D PK 2+750	289
Figura 5. 5. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1D PK 2+750	290
Figura 5. 6. Posición en planta de la instrumentación y de la sección de control T1D PK 4+000 en el trazado de la Línea 9	292
Figura 5. 7. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1D PK 4+000. Fuente: Google Maps	292
Figura 5. 8. Situación en planta del túnel y la sección de control T1D PK 4+000.....	293
Figura 5. 9. Perfil de la instrumentación instalada en la sección de control T1D PK 4+000	293
Figura 5. 10. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1D PK 4+000	294
Figura 5. 11. Posición en planta de la instrumentación y de la sección de control T1D PK 4+150 en el trazado de la Línea 9.....	296
Figura 5. 12. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1D PK 4+150. Fuente: Google Maps	296
Figura 5. 13. Situación en planta del túnel y la sección de control T1D PK 4+150.....	297
Figura 5. 14. Perfil de la instrumentación instalada en la sección de control T1D PK 4+150	297
Figura 5. 15. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1D PK 4+150	298
Figura 5. 16. Posición en planta de la sección de control T1A PK 3+810 en el subtramo 1A del trazado de la Línea 9	300
Figura 5. 17. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1A PK 3+810. Fuente: Google Maps	300
Figura 5. 18. Situación en planta del túnel y la sección de control T1D PK 3+810.....	301

Figura 5. 19. Perfil de la sección instalada en la sección de control T1A PK 3+810.....	301
Figura 5. 20. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1A PK 3+810.....	302
Figura 5. 21. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1A PK 3+993.....	304
Figura 5. 22. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1A PK 3+993. Fuente: Google Maps	304
Figura 5. 23. Situación en planta del túnel y la sección de control T1A PK 3+993.....	305
Figura 5. 24. Perfil de la instrumentación instalada en la sección de control T1A PK 3+993.....	305
Figura 5. 25. Perfil geológico y la instrumentación colocada en el terreno de la sección de control T1A PK 3+993.....	306
Figura 5. 26. Posición en planta de la sección de control T1A PK 4+140 en el subtramo 1A del trazado de la Línea 9.....	308
Figura 5. 27. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1A PK 4+140. Fuente: Google Maps	308
Figura 5. 28. Situación en planta del túnel y la sección de control T1A PK 4+140.....	309
Figura 5. 29. Perfil de la instrumentación instalada en la sección de control T1A PK 4+140.....	309
Figura 5. 30. Perfil geológico de la sección de control T1A PK 4+140 y la instrumentación colocada en el terreno.....	310
Figura 5. 31. Posición en planta de la sección de control T1A PK 4+240 en el subtramo T1A del trazado de la Línea 9.....	312
Figura 5. 32. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1A PK 4+240. Fuente: Google Maps	312
Figura 5. 33. Situación en planta del túnel y la sección de control T1A PK 4+240.....	313
Figura 5. 34. Perfil de la instrumentación instalada en la sección de control T1A PK 4+240.....	313
Figura 5. 35. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1A PK 4+240.....	314
Figura 5. 36. Posición en planta de la sección de control T1E PK 6+986 en el subtramo T1E del trazado de la Línea 9.....	315
Figura 5. 37. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1E PK 6+986. Fuente: Google Maps c) Vista de los edificios situado en el extremo derecho de la excavación	316
Figura 5. 38. Situación en planta del túnel y la sección de control T1E PK 6+986.....	317
Figura 5. 39. Perfil de la instrumentación instalada en la sección de control T1E PK 6+986.....	317
Figura 5. 40. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1E PK 6+986.....	318
Figura 5. 41. Posición en planta de la sección de control T1E PK 8+813 en el subtramo T1A del trazado de la Línea 9.....	320
Figura 5. 42. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1E PK 8+813. Fuente: Google Maps	320
Figura 5. 43. Situación en planta del túnel y la sección de control T1E PK 8+813.....	321
Figura 5. 44. Perfil de la instrumentación instalada en la sección de control T1E PK 8+813.....	321

Figura 5. 45. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1E PK 8+813	322
Figura 5. 46. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1E PK 9+753	324
Figura 5. 47. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1E PK 9+753. Fuente: Google Maps	324
Figura 5. 48. Situación en planta del túnel y la sección de control T1E PK 9+753	325
Figura 5. 49. Perfil topográfico de la sección de control T1E PK 9+753 y la instrumentación instalada	325
Figura 5. 50. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1E PK 9+753	326
Figura 5. 51. Perfil transversal de los movimientos verticales en la sección T1D 4+150 para una profundidad de $z=-9.5$ m, ajuste de la curva Gaussiana mediante mínimos cuadrados y volumen de la cubeta de asientos representada mediante trapezoides.....	329
Figura 5. 52. Variación de la anchura de la cubeta “i” con la profundidad a corto y a largo plazo en las SC estudiadas	335
Figura 5. 53. Variación de la anchura de la cubeta “i” con la profundidad a largo plazo en las SC estudiadas. a) Regresiones lineales propuestas por Mair et. al., 1993 b) Regresión lineal propuesta en esta tesis.....	335
Figura 5. 54. Comparación entre el ajuste mediante mínimos cuadrados empleado para la determinación del parámetro “i” con la profundidad a largo plazo en las SC estudiadas a) con el ajuste logarítmico b) con el ajuste considerando una pérdida de volumen constante con la profundidad.....	336
Figura 5. 55. Variación de K con la profundidad a largo plazo de las SC estudiadas, regresión propuesta por Mair et al., 1993 y regresión propuesta a partir de las secciones de control estudiadas.....	338
Figura 5. 56. Variación del parámetro K con la profundidad a corto plazo en las SC estudiadas.....	338
Figura 5. 57. Movimiento vertical en superficie y en profundidad a corto plazo de las SC estudiadas ...	340
Figura 5. 58. Movimiento vertical en superficie y en profundidad a largo plazo de las SC estudiadas ...	341
Figura 5. 59. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1D PK 2+750.....	346
Figura 5. 60. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1D PK 4+000.....	347
Figura 5. 61. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1D PK 4+150.....	348
Figura 5. 62. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1A PK 3+810.....	349
Figura 5. 63. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1A PK 3+993.....	350
Figura 5. 64. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1A PK 4+140.....	350
Figura 5. 65. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1A PK 4+240.....	351
Figura 5. 66. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1E PK 6+986	352
Figura 5. 67. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1E PK 8+813	353
Figura 5. 68. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1E PK 9+753	354
Figura 5. 69. Cubeta longitudinal de los movimientos verticales en la superficie (Sección T1D PK 2+750; T1D PK 4+000 y T1D PK 4+150)	356
Figura 5. 70. Cubeta longitudinal de los movimientos verticales en la superficie (Sección T1A PK 3+810; T1A PK 3+993; T1A PK 4+140 y T1A PK 4+260).....	357

Figura 5. 71. Cubeta longitudinal de los movimientos verticales en la superficie (Sección T1E PK 6+986; T1E PK 8+813; T1E PK 9+753)	358
Figura 5. 72. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros C _x 000, R _x 070 y R _x 110 de la sección T1D PK 2+750	362
Figura 5. 73. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros L _x 072, C _x 000 y R _x 063 de la sección T1D PK 4+000	363
Figura 5. 74. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros L _x 072, C _x 000 y R _x 068 de la sección T1D PK 4+150	364
Figura 5. 75. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros L _x 078, L _x 008 y R _x 057 de la sección T1A PK 3+810	365
Figura 5. 76. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros L _x 076, C _x 003 y R _x 081 de la sección T1A PK 3+993	366
Figura 5. 77. Asiento vertical en profundidad extensómetros L _x 110, R _x 123, L _x 103 y R _x 100 de la sección T1A PK 4+140	367
Figura 5. 78. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros L _x 095, R _x 011 y R _x 064 de la sección T1A PK 4+240	368
Figura 5. 79. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros L _x 119, C _x 000 y R _x 152 de la sección T1E PK 6+986.....	369
Figura 5. 80. Relación de la presión y el volumen inyectado en la cola del escudo en función de los metros de avance en la sección T1E PK 6+986	369
Figura 5. 81. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros L _x 105, C _x 000 y R _x 112 de la sección T1E PK 8+813	370
Figura 5. 82. Relación de la presión y el volumen inyectado en la cola del escudo en función de los metros de avance en la sección T1E PK 8+813	370
Figura 5. 83. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros L _x 116, C _x 000 y R _x 120 de la sección T1E PK 9+753.....	371
Figura 5. 84. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1D PK 2+750	380
Figura 5. 85. Movimientos horizontales del terreno en la superficie de la sección T1D PK 4+000	380
Figura 5. 86. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1D PK 4+000	380
Figura 5. 87. Movimientos horizontales del terreno en la superficie de la sección T1D PK 4+150	381
Figura 5. 88. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1D PK 4+150	381
Figura 5. 89. Movimientos horizontales del terreno en la superficie de la sección T1A PK 3+810	382
Figura 5. 90. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1A PK 3+810	382
Figura 5. 91. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1A PK 3+993	383
Figura 5. 92. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1A PK 3+993	383
Figura 5. 93. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1A PK 4+140	384
Figura 5. 94. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1A PK 4+140	384

Figura 5. 95. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1A PK 4+240	385
Figura 5. 96. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1A PK 4+240	385
Figura 5. 97. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1E PK 6+986.....	386
Figura 5. 98. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1E PK 8+813.....	386
Figura 5. 99. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1E PK 9+753.....	387
Figura 5. 100. a) Variación del nivel piezómetro en función del tiempo a $z=-29$ m de profundidad b) Ampliación del momento de pase de la EPB por la sección T1D PK 2+750.....	395
Figura 5. 101. Evolución del cambio del nivel freático registrados por los piezómetros abiertos de la sección T1D PK 4+000 a) para una profundidad de $z= -20$ m b) para una profundidad de $z= -33$ m	395
Figura 5. 102. Evolución del cambio del nivel freático registrados por los piezómetros de cuerda vibrante en la sección T1D PK 4+000 para una profundidad de $z= -27$ m	396
Figura 5. 103. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros abiertos de la sección T1D PK 4+150 a) para una profundidad de $z= -17$ m.....	396
Figura 5. 104. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros de cuerda vibrante instalados en la sección T1D PK 4+150 para una profundidad de $z= -27$ m.....	397
Figura 5. 105. Evolución del cambio del nivel freático registrado instalados en la sección T1A PK 3+810 a) piezómetros abiertos para $z= -18$ m y $z= -19$ m b) piezómetro de cuerda vibrante para $z= -20.7$ m	398
Figura 5. 106. Evolución del cambio del nivel freático registrado instalados en la sección T1A PK 3+810 a) piezómetros de cuerda vibrante para $z= -27$ m b) piezómetros abiertos para $z= -37$ m.....	398
Figura 5. 107. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros abiertos instalados en la sección T1A PK 3+993 a) profundidad $z= -12$ m b) profundidad $z= -30$ m	399
Figura 5. 108. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros de cuerda vibrante instalados en la sección T1A PK 3+993 para una profundidad de $z= -18$ m.....	399
Figura 5. 109. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros abiertos instalados en la sección T1A PK 4+140 a) para una profundidad $z= -15$ m b) para una profundidad $z= -30$ m y $z= -32$ m	400
Figura 5. 110. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros de cuerda vibrante instalados en la sección T1A PK 4+140 para una profundidad $z= -16$ m	400
Figura 5. 111. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros de abiertos y de cuerda vibrante instalados en la sección T1A PK 4+240 a) para $z=-12$ m b) para $z= -32$ m.....	401
Figura 5. 112. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros de cuerda vibrante instalados en la sección T1E PK 6+986 a) para $z= 28$ m b) para $z= -28$ m.....	401
Figura 5. 113. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros instalados en la sección T1E PK 8+813 para $z= -28.5$ m a) piezómetro abierto b) piezómetro de cuerda vibrante.....	402
Figura 5. 114. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros instalados en la sección T1E PK 9+753 para $z= -30$ m a) piezómetro abierto b) piezómetro de cuerda vibrante.....	402

Figura 6. 1 Ampliación del metro de Madrid período 1995-1999 y período entre 1999-2003 (Melis, M. & Medina, L, 2005).....	411
Figura 6. 2 Ampliación del metro de Madrid periodo 2003-2011 y período 2007-2011 (Fuente: Comunidad de Madrid).....	412
Figura 6. 3 Perfil geológico regional de Madrid (NNW-SW) de (Díez, 2010).....	413
Figura 6. 4 Planta esquemática de la ampliación de la Línea 11 al barrio de la Fortuna (Díez, 2010)	416
Figura 6. 5 Planta esquemática de la ampliación de la Línea 2 al Barrio de Las Rosas (Diez, 2010).....	416
Figura 6. 6 Planta esquemática de la Línea Ferroviaria Móstoles – Navacarnero (Díez, 2010)	417
Figura 6. 7 Evolución de la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (1995-1999) en terrenos detríticos.....	418
Figura 6. 8 Evolución de la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (2003-2007) en terrenos detríticos.....	418
Figura 6. 9 Evolución de la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (2007-2011) en terrenos detríticos.....	419
Figura 6. 10 Evolución del asiento máximo vertical en la superficie del terreno en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid	419
Figura 6. 11 Anchura de la cubeta de asientos transversales en función de la profundidad en las diversas ampliaciones de metro y tren en la ciudad de Madrid.....	420
Figura 6. 12 Evolución de la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (1999-2007) en terrenos arcillosos	420
Figura 6. 13 Red de metro de la ciudad de Londres	423
Figura 6. 14 Variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales en superficie, i, con la profundidad para diferentes túneles analizados en O'Reilly y New (1982).....	425
Figura 6. 15 Localización de Tyneside en el norte de Inglaterra (fuente: Wikipedia) b) Fábricas instaladas en Willington Quay en 1949 (Glossop, 1978).....	427
Figura 6. 16 Perfil geológico atravesado en Willington Quay (Glossop, 1978).....	428
Figura 6. 17 Variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales en profundidad, i, con la profundidad para diferentes túneles analizados en O'Reilly y New (1982).....	429
Figura 6. 18 Variación de K con la profundidad para diferentes túneles analizados en (Mair, R.J., Taylor, R.N. & Bracegirdle, 1993)	430
Figura 6. 19 Situación de la zona de Westminster y St. James, mostrando la línea Jubilee, secciones monitorizadas y localización de los sondeos (Standing, J. R. & Burland, 2006).....	431

Figura 6. 20 Sección longitudinal del terreno bajo St. James's Park y trazado de los túneles EB y WB (Standing & Burland, 2006)	433
Figura 6. 21 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel, a partir de los datos de la JLE presentados en Wan et al., 2017	434
Figura 6. 22 Localización de las diferentes Terminales en el aeropuerto de Heathrow y accesos a la Terminal 4 (Clayton et al., 2006)	435
Figura 6. 23 Sección longitudinal de avance de la excavación (Clayton C.R.I., et al., 2006)	436
Figura 6. 24 Sección transversal de la posición de los tres túneles y perfil geológico en la estación Heatrow Express en la Terminal 4 (Clayton C.R.I., et al., 2006)	437
Figura 6. 25 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel, a partir de los datos de Heathrow T5 presentados en Jones et al., 2008 y Wan et al., 2017	438
Figura 6. 26 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel, a partir de los datos de Heathrow T5 y West Ham presentados en Macklin & Field (1998) y Wan et al., 2017	440
Figura 6. 27 Trazado y perfil geológico de la ampliación del túnel TWRM (Newman T. et al., 2010) ..	442
Figura 6. 28 a) Trazado en planta y b) perfil del túnel TWRM y todas las líneas que atraviesan por la zona (Jones, 2010)	442
Figura 6. 29 Sección de los túneles Northern Line (Jones, 2010)	444
Figura 6. 30 Variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales K con la profundidad z/z_0 para perfiles de asiento en superficie y en profundidad de túneles en arcillas (modificado de Jones, 2010)...	445
Figura 6. 31 Trazado definitivo de la línea de alta velocidad (CTRL) en 1994 (Pollalis & Georgoulas, 2008)	446
Figura 6. 32 Subtramos en la Sección 2 entre la estación de St. Pancras y Fawkham Junction (Pollalis & Georgoulas, 2008)	446
Figura 6. 33 Subtramos en la Sección 1 entre la estación de Folkestone y Fawkham Junction (Pollalis & Georgoulas, 2008)	446
Figura 6. 34 Situación CTRL Contract 220	447
Figura 6. 35 Geología de CTRL Contract 220 (a partir de Mair, 2008)	449
Figura 6. 36 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel, a partir de los datos de la línea CTRL Contract 220 presentados en Dimmock, 2003	450
Figura 6. 37 Relación pérdida de terreno en el frente de excavación en función de la presión aplicada en el frente normalizada con la presión de sobrecarga para el caso de la línea CTRL Contract 220	452
Figura 6. 38 Relación pérdida de terreno en la cola del escudo en función de la presión aplicada en el frente normalizada con la presión de sobrecarga para el caso de la línea CTRL Contract 220	452
Figura 6. 39 Relación pérdida de terreno en la cola del escudo en función de la presión aplicada en la cola del escudo normalizada con la presión de sobrecarga para el caso de la línea CTRL Contract 220	453
Figura 6. 40 Trazado de la Sección 2 entre la estación de St Pancras y Fawkham Junction y situación del lugar de estudio (Woods, E. et al., 2007)	453

Figura 6. 41 Situación de estudio, parte del trazado de la línea CTRL Contract 250 (Standing & Selemetas, 2013).....	454
Figura 6. 42 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel, a partir de los datos registrados en CTRL Contract 220 y Contract 250 presentados en Dimmock, 2003 y Standing & Selemetas (2013).....	455
Figura 6. 43 Sección longitudinal del recorrido del proyecto Crossrail. Fuente: http://www.crossrail.co.uk/construction/tunnelling/railway-tunnels/	456
Figura 6. 44 Ubicación de los túneles que conforman el Crossrail y su cruce con la Central Line, instrumentación instalada a su paso por Hyde Park (Wan et al., 2017)	457
Figura 6. 45 Localización de la zona de estudio y perfil longitudinal de la traza este del túnel Crossrail (Wan et al., 2017).....	458
Figura 6. 46 Columna estratigráfica del terreno y descripción del tipo de suelo (Wan et al., 2017).....	459
Figura 6. 47 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel con los datos de Crossrail bajo Hyde Park (modificado de Wan et al., 2017).....	460
Figura 6. 48 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel con los datos de Crossrail bajo Hyde Park presentados en Wan et al., 2017, los datos de la JLE presentados en Wan et al., 2017, los datos de Heathrow T5 presentados en Jones et al., 2008 y Wan et al., 2017, los datos de West Ham presentados en Macklin & Field (1998) y Wan et al., 2017, los datos de CTRL Contract 220 presentados en Dimmock, 2013, los datos de CTRL Contract 250 presentados en Standing & Selemetas (2013), los datos presentados por O'Reilly & New (1982).....	461
Figura 6. 49 Red de ferrocarril Docklands Light Railway (DRL).....	462
Figura 6. 50 Perfil longitudinal y perfil geológico de la línea DRL entre la estación de Island Garden y Greenwich (Sugiyama et al., 1999).....	463
Figura 6. 51 Relación entre la anchura de la cubeta de asiento (i) y la profundidad del eje de excavación (z ₀) en DLR (Sugiyama et al., 1999) comparado con túneles excavados en arcillas (Mair y Taylor, 1997)	465
Figura 6. 52 Relación entre la anchura de la cubeta de asiento (i) y la profundidad del eje de excavación (z ₀) en DLR (Sugiyama et al., 1999) comparado con túneles excavados en arenas y gravas (Mair y Taylor, 1997) y arena seca (Imamura, S., et al., 1998).	465
Figura 6. 53 Red de metro en Kaohsiung y Localización del proyecto CR3 en la isla de Taiwan (Hsiung, 2011).....	467
Figura 6. 54 Geología de la ciudad de Kaohsiung (Hsiung, 2011).....	468
Figura 6. 55 Relación de los parámetros K y pérdida de volumen de terreno total para la construcción del metro en Kaohsiung presentados en Hsiung (2011) y la línea 9 del metro de Barcelona	469
Figura 6. 56 Situación de la nueva línea T1A-MRT (Fang, Y.S. et al., 2006).....	470
Figura 6. 57 Situación de la zona de estudio entre la estación de Taipéi (A1) y la estación de Sanhong (A2) de la línea T1A-MRT (Fang, Y.S. et al., 2006).....	471

Figura 6. 58 a) Cabeza de corte de un escudo de Double-O-Tube (DOT) b) sección de un túnel DOT, Fang, Y.S. et al., 2006	471
Figura 6. 59 Perfil geológico atravesado por el proyecto de Doble-O-Túnel CA450A (Gui et al., 2013).....	472
Figura 6. 60 Relación de los parámetros K y pérdida de volumen de terreno total para la construcción del proyecto CA450A en Taipéi (Gui et al., 2013), el metro de Kaohsiung (Hsiung, 2011)	473
Figura 6. 61 Relación de los parámetros K y pérdida de volumen de terreno total para la construcción del proyecto CH218 CA450A en Taipéi (Moh et al., 1996)	475
Figura 6. 62 Trazado del proyecto MRTA (línea de metro) en Bangkok (Sirivachiraporn & Phienwej, 2012)	476
Figura 6. 63 Asiento del terreno en superficie, perfil geológico del subsuelo y posición de la traza del túnel en la zona Norte (Sirivachiraporn & Phienwej, 2012)	478
Figura 6. 64 Asiento del terreno en superficie, perfil geológico del subsuelo y posición de la traza del túnel en la zona Sur (Sirivachiraporn & Phienwej, 2012).....	479
Figura 6. 65 Relación entre el máximo asiento en superficie registrado y la presión aplicada en el frente de excavación para el proyecto MRTA en la ciudad de Bangkok (Phienwej et al., 2006)	480
Figura 6. 66 Situación de la isla de Singapur y su capital ciudad de Singapur (Fuente: Google Maps) ..	481
Figura 6. 67 Trazado la Línea North East en la isla de Singapur (Shirlaw et al., 2003)	482
Figura 6. 68 Geología de la isla de Singapur (Shirlaw et al., 2003).....	483
Figura 6. 69 Perfil geológico longitudinal que atraviesa la línea North East (Shirlaw et al., 2003)	484
Figura 6. 70 Relación entre la presión de frente normalizada por la presión total de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno para el proyecto MRT en la formación Kallang (Shirlaw et al., 2003)	484
Figura 6. 71 Relación entre la presión de frente normalizada por la presión total de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno para el proyecto MRT durante la excavación de un frente mixto (Shirlaw et al., 2003)	486
Figura 6. 72 Relación entre la presión de frente normalizada por la presión total de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno para el proyecto MRT en los materiales aluviales antiguos (Shirlaw et al., 2003).....	486
Figura 6. 73 a) Situación de la ciudad Hangzhou b) Trazado la línea Qiantang River Tunnel en Hangzhou (Lin et al., 2013)	487
Figura 6. 74 a) Perfil geológico y trazado de los túneles bajo el río Qiantang a) ruta Este b) ruta Oeste (Lin et al., 2013).....	488
Figura 6. 75 Relación asiento vertical máximo en superficie en función de la profundidad del eje del túnel para el túnel de Qiantang River (Lin et al., 2013)	490
Figura 6. 76 Relación de los parámetros K y pérdida de volumen de terreno total para la construcción del túnel Qiantang River Tunnel en Hangzhou (C. G. Lin et al., 2013).....	490
Figura 6. 77 Situación de la ciudad Wuhan (Fuente. Google Maps).....	491

Figura 6.78 Trazado de la línea Jiangji Tunnel en Wuhan (China) (Guo J. et al., 2014)	492
Figura 6. 79 Perfil geológico del túnel Jiangji (Guo J. et al., 2014).....	492
Figura 6. 80 Relación asiento vertical máximo en superficie en función de la profundidad del eje del túnel para el túnel de Jiangji (Guo et al., 2014).....	493
Figura 6. 81 Relación entre el máximo asiento en superficie registrado y la presión aplicada en el frente de excavación para el túnel Jiangji en China (Guo J. et al., 2014).....	494
Figura 6. 82 La Línea 5 del metro de Milán (Fargnoli, et al., 2013).....	495
Figura 6. 83 Perfil geológico y línea 5 de metro de la ciudad de Milán (Fargnoli, et al., 2013).....	496
Figura 6. 84 Relación de los parámetros K y pérdida de volumen de terreno total para la construcción del metro de la Línea 5 de Milán (Fargnoli et al., 2013).....	497
Figura 6. 85 Relación entre la pérdida de terreno y la presión en el frente de excavación de la Línea 5 de metro de Milán (Fargnoli et al., 2013)	498
Figura 6. 86 Relación entre la pérdida de terreno y la presión de mortero aplicada en la cola del escudo en la excavación de la Línea 5 de metro de Milán (Fargnoli et al., 2013).....	498
Figura 6. 87 Red de metro y ferrocarril del área metropolitana de Milán	499
Figura 6. 88 Variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales en superficie (i) con la profundidad (z_0) para diferentes túneles analizados en O'Reilly y New (1982) en suelos cohesivos, para la Línea 1 del metro (Antiga & Chiorboli, 2009) y el Passante Ferroviario de Milán (Antiga & Chiorboli, 2009).....	500
Figura 6. 89 Proyecto del metro en la ciudad del Cairo (El-Nahhas F.M., 1999).....	501
Figura 6. 90 Perfil de suelo que atraviesa la Línea 2 de metro en la ciudad del Cairo (Lot 12 en Pk 3.358) (Hamza M., Ata A., 1999).....	503
Figura 6. 91 Variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales en superficie (i) con la profundidad (z_0) para diferentes túneles analizados en O'Reilly y New (1982) en suelos cohesivos, Línea 2 de metro en la ciudad del Cairo (Hamza et al., 1999)	505
Figura 6. 92 Efecto del espesor de arcilla hasta el centro de excavación sobre la pérdida de volumen de terreno para el caso de la Línea 2 de metro en el Cairo (Hamza et al., 1999) y la Línea 9 del metro de Barcelona.....	506
Figura 6. 93 Ruta principal de la Línea de metro Otogar-Kirazli en la ciudad de Estambul (Ocak, 2012)	507
Figura 6. 94 Geología de la traza del túnel entre la estación de Otogar y la estación de Kirazli en la zona norte de la ciudad de Estambul (Ocak, 2012).....	508
Figura 6. 95 Sección tipo y geología de la línea de metro entre Otogar y Kirazli (Ocak, 2012)	508
Figura 6. 96 Relación asiento vertical en el frente de excavación en función de la profundidad del eje del túnel para el túnel de la Línea Otogar-Kirazli en Estambul (Ocak, 2012)	510

Figura 6. 97 Relación asiento vertical en el frente de excavación en función de la presión en el frente de excavación (P1) para el túnel de la Línea Otogar-Kirazli en Estambul (Ocak, 2012) y la Línea 9 de Barcelona.....	511
Figura 6. 98 Evolución de la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (1999-2007) en terrenos arcillosos y los datos de la Línea 9 de metro de Barcelona.....	512
Figura 6. 99 Relación de los parámetros K y pérdida de volumen de terreno total para la construcción del proyecto construcción del metro en Kaohsiung presentados en Hsiung (2011), CH218 (Moh et al., 1996) y CA450A (Gui et al., 2013) en Taipéi, Qiantang River Tunnel (Lin et al., 2013), Línea 5 de Milán (Fagnoli et al., 2013) y la Línea 9 del metro de Barcelona.....	513
Figura 6. 100 Variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales en superficie (i) con la profundidad (z_0) para diferentes túneles analizados en la ciudad de Bangkok (Phienwej et al., 2006 y Sirivachiraporn & Phienwej, 2012) Línea 1 del metro y el Passante Ferroviario de Milán (Antiga A., 2009), Línea 2 de metro en la ciudad del Cairo (Hamza et al., 1999) y el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona en relación a los parámetros mostrados en O'Reilly y New (1982).....	514
Figura 6. 101 Relación asiento vertical máximo en superficie en función de la profundidad del eje del túnel para el túnel de Qiantang River (Lin et al., 2013), el túnel de Jiangji (Guo et al., 2014), la Línea Otogar-kirazli en Estambul (Oak, 2012) y el Tramo 1 de metro de la Línea 9 de Barcelona.....	515
Figura 6. 102 Relación asiento vertical máximo en superficie en función de la presión en el frente de excavación (P1) para el túnel de la Línea Otogar-Kirazli en Estambul (Ocak, 2012), la Línea MRT de Bangkok (Phienwej et al., 2006), el túnel bajo Qiantang River (Lin et al., 2013), el túnel Jiangji (Guo et al., 2014) y el Tramo 1 de la Línea 9 de Barcelona.....	516
Figura 6. 103 Relación asiento vertical en el frente de excavación en función de la presión en el frente de excavación (P1) para el túnel de la Línea Otogar-Kirazli en Estambul (Ocak, 2012) y la Línea 9 de Barcelona.....	517
Figura 6. 104 Relación entre la pérdida de terreno y la presión en el frente de excavación de la Línea 5 de metro de Milán (Fagnoli et al., 2013) y el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona.....	518
Figura 6. 105 Relación entre la pérdida de terreno y la presión de mortero aplicada en la cola del escudo en la excavación de la Línea 5 de metro de Milán (Fagnoli et al., 2013) y el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona.....	518
Figura 6. 106 Relación entre la presión de frente normalizada por la presión total de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno para el proyecto MRT en los materiales aluviales antiguos (Shirlaw et al., 2003) y para el proyecto del Tramo 1 de la Línea 9 de Barcelona.....	519
Figura 6. 107 Relación entre la presión de frente normalizada por la presión total de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno para el proyecto MRT en la formación Kallang (Shirlaw et al., 2003) y para el proyecto del Tramo 1 de la Línea 9 de Barcelona.....	520

Figura 6. 108 Relación entre la presión de frente normalizada por la presión total de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno para el proyecto MRT durante la excavación de un frente mixto (Shirlaw et al., 2003) y para el proyecto del Tramo 1 de la línea 9 de Barcelona.....	521
Figura 6. 109 Evolución de la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (1995-1999) en terrenos detríticos y el Tramo 1 de la Línea 9 del metro de Barcelona	522
Figura 6. 110 Evolución de la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (2003-2007) en terrenos detríticos y el Tramo 1 de la Línea 9 del metro de Barcelona	523
Figura 6. 111 Evolución de la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (2007-2011) en terrenos detríticos y el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona	523
Figura 6. 112 Evolución del asiento máximo vertical en la superficie del terreno en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (2003-2007) y para el caso de la Línea 9 de metro de Barcelona.....	524
Figura 6. 113 Evolución del asiento máximo vertical en la superficie del terreno en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (2007-2011) y el caso de la Línea 9 de metro de Barcelona.....	524
Figura 6. 114 Anchura de la cubeta de asientos transversales en función de la profundidad en las diversas ampliaciones de metro y tren en la ciudad de Madrid y el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona	525
Figura 6. 115 Variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales en profundidad, i , con la profundidad para diferentes túneles analizados en O'Reilly y New (1982) y para el caso del Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona.....	526
Figura 6. 116 Variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales K con la profundidad z/z_0 para perfiles de asiento en superficie y en profundidad de túneles en arcillas (modificado de Jones, 2010) y el Tramo 1 de la Línea 9 del metro de Barcelona.....	527
Figura 6. 117 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel con los datos de la JLE presentados en Wan et al., 2017, los datos presentados por O'Reilly & New (1982) y los datos del Tramo 1 de la L9 de Barcelona	528
Figura 6. 118 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel con los datos de Heathrow T5 presentados en Jones et al., 2008 y Wan et al., 2017, los datos de West Ham presentados en Macklin & Field (1998) y Wan et al., 2017, los datos presentados por O'Reilly & New (1982) y los datos del Tramo 1 de la L9 de Barcelona.....	529
Figura 6. 119 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel con los datos de CTRL Contract 220 presentados en Dimmock, 2013, los datos presentados por O'Reilly & New (1982) y los datos del tramo 1 de la L9 de Barcelona	529

Figura 6. 120 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel, a partir de los datos registrados en CTRL Contract 220 y Contract 250 presentados en Dimmock, 2003 y Standing & Selemetas (2013) y los datos del Tramo 1 de la L9 de Barcelona.....	530
Figura 6. 121 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel con los datos de Crossrail bajo Hyde Park (modificado de Wan et al., 2017) y los datos del Tramo 1 de la L9 de Barcelona.....	530
Figura 6. 122 Relación pérdida de terreno en el frente de excavación en función de la presión aplicada en el frente normalizada con la presión de sobrecarga para el caso de la línea CTRL Contract 220 y la Línea 9 de metro de Barcelona	532
Figura 6. 123 Relación pérdida de terreno en la cola del escudo en función de la presión aplicada en la cola del escudo normalizada con la presión de sobrecarga para el caso de la línea CTRL Contract 220 y la Línea 9 de metro de Barcelona	532
Figura 6. 124 Distribución de las medidas de pérdida de terreno en función de los casos estudiados.....	538
Figura 7.1 Método de stress reduction con control de pérdida de suelo adoptando la curva característica del terreno por Addenbrooke et al. (1997) y posteriormente modificada por González (2011)	549
Figura 7.2 Situación de la sección T1A Pk 3+993 estudiada	551
Figura 7.3 Potencia del estrato de arenas fina con intercalaciones de gravas (QL2) de la Sección T1A Pk 3+993 estudiada.....	551
Figura 7.4 Variaciones de la potencia del estrato QL2.....	552
Figura 7.5 Variación del asiento en la superficie del terreno en función de la potencia del estrato QL2 para diferentes coeficientes de relajación empleados	553
Figura 7.6 Variación del asiento en la superficie del terreno en función del coeficiente de relajación ...	553
Figura 7.7 Variación de la pérdida de volumen de terreno en función de la potencia del estrato QL2 para diferentes coeficientes de relajación empleados.....	554
Figura 7.8 Variación de la pérdida de volumen de terreno en función del coeficiente de relajación	554
Figura 7.9 Comparativa del parámetro de rigidez a partir de las diferentes simulaciones de la curva de tensión-deformación y tensión de corte deformación con el empleo de diferentes modelos constitutivos (Obrzud, 2011)	559
Figura 7.10 Relación hiperbólica tensión-deformación para ensayos triaxiales consolidados drenados .	562
Figura 7.11 Módulo E_{50} a partir de los ensayos triaxiales e interpolación del mismo deducido de los parámetros del modelo SHSM (E_{50}^{ref} y m)	566
Figura 7.12 Módulo E_{oed} a partir de los ensayos edometricos e interpolación del mismo deducido d los parámetros del modelo SHSM (E_{oed}^{ref} y m).....	566
Figura 7.13 Simulación de dos ensayos triaxiales de laboratorio mediante el programa de elementos finitos Plaxis v9.0	567

Figura 7.14 Simulación de dos ensayos edométricos a partir de muestras de material de terreno pertenecientes al QL2 a) muestra SRA-2 entre 9.00-9.60 m de profundidad b) muestra a 13.00-13.60 m de profundidad	569
Figura 7.15 Simulación de dos ensayos edométricos a partir de muestras de material de terreno pertenecientes a material arcilloso a) muestra S-2-2 entre 21.00-21.60 m material ensayado Q13s b) S1D0108110PV entre 20-20.60 m material ensayado Q13	570
Figura 7.16 Simulación de dos ensayos edométricos a partir de muestras de material de terreno pertenecientes a material arcilloso a) muestra S-2.3 entre 16.20-16.60 m material ensayado Q13 b) muestra S-2.4 entre 20.4-21.0 m material ensayado Q13	570
Figura 7.17 Módulo G_0 a partir de los ensayos SDMT e interpolación del mismo deducido de los parámetros del modelo SHSM (G_0^{ref} y m)	573
Figura 7.18 Definición del parámetro $\gamma_{0.7}$	574
Figura 7.19 a) Sistema de coordenadas y criterio de signos adoptado b) Geometría del modelo adoptado c) Criterio de signos para tensiones y deformaciones en Plaxis v 9.0	577
Figura 7.20 Ejemplo de malla empleada en Plaxis 2D. Problema simétrico	578
Figura 7.21 Condiciones de contorno de la base y contornos verticales en el problema simétrico de excavación modificado de Möller, 2006	580
Figura 7.22 Condiciones de contorno consideradas en el problema de flujo	583
Figura 7.23 Magnitud y orientación de las tensiones iniciales	584
Figura 7.24 Distribución de las tensiones principales en el estado inicial	585
Figura 7.25 Fases de cálculo del modelo con su mallado a) Fase de Consolidación inicial b) Fase de excavación y activación del lining inicial y lining final c) Fase de consolidación final	587
Figura 7.26 Fases de cálculo del método Stress Reduction	587
Figura 7.27 Dimensiones del mallado	588
Figura 7.28 Materiales y estructuras introducidas en el modelo	589
Figura 7.29 Forma de la cubeta de asientos transversales para diferentes permeabilidades consideradas	593
Figura 7.30 Forma de la cubeta de asientos transversales para diferentes valores de módulos considerados	594
Figura 7.31 Perfil transversal de los movimientos verticales a corto plazo en la sección Pk 2+750	595
Figura 7.32 Perfil transversal de los movimientos verticales a largo plazo en la sección Pk 2+750	596
Figura 7.33 Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros Cx000, Rx070 y Rx110 de la sección Pk 2+750 y simulados mediante EF	599
Figura 7.34 Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros C _x 000, R _x 070 y R _x 110 de la sección Pk 4+000 y simulados mediante EF	600
Figura 7.35. Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros L _x 072, C _x 000 y R _x 068 de la sección Pk 4+150 y simulados mediante EF	601

Figura 7.36. Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros L _x 078, L _x 008 y R _x 057 de la sección Pk 3+810 y simulados mediante EF	602
Figura 7.37. Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros L _x 076, C _x 003 y R _x 081 de la sección Pk 3+993 y simulados mediante EF	603
Figura 7.38. Movimiento vertical en profundidad extensómetros L _x 110, R _x 123, L _x 103 y R _x 100 de la sección Pk 4+140 y simulados mediante EF	604
Figura 7.39. Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros L _x 095, R _x 011 y R _x 064 de la sección Pk 4+240 y simulados mediante EF	605
Figura 7.40. Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros L _x 119, C _x 000 y R _x 152 de la sección Pk 6+986 y simulado mediante EF.....	606
Figura 7.41. Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros L _x 105, C _x 000 y R _x 112 de la sección Pk 8+813 y simulados mediante EF	607
Figura 7.42. Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros L _x 116, C _x 000 y R _x 120 de la sección 9+753 y simulados mediante EF	608
Figura 7.43. Movimientos horizontales del terreno a) y b) en profundidad c) en superficie de la sección Pk 4+150 y simulados mediante EF	612
Figura 7.44. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección Pk 2+750 y simulados mediante EF.....	613
Figura 7.45. Movimientos horizontales del terreno a) y b) en profundidad c) en superficie de la sección Pk 4+000 y simulados mediante EF	614
Figura 7.46. Movimientos horizontales del terreno a) y b) en profundidad c) en superficie de la sección Pk 3+810 y simulados mediante EF	615
Figura 7.47. Movimientos horizontales del terreno a) y b) en profundidad c) en superficie de la sección Pk 3+993 y simulados mediante EF	616
Figura 7.48. Movimientos horizontales del terreno a) y b) en profundidad c) en superficie de la sección Pk 4+140 y simulados mediante EF	617
Figura 7.49. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección Pk 4+140 y simulados mediante EF.....	618
Figura 7.50. Movimientos horizontales del terreno a) y b) en profundidad c) en superficie de la sección Pk 4+240 y simulados mediante EF	619
Figura 7.51. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección Pk 6+986 y simulados mediante EF.....	620
Figura 7.52. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección Pk 8+813 y simulados mediante EF.....	621
Figura 7.53. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección Pk 9+753 y simulados mediante EF.....	622

Figura 7.54. Variación de presión de poros en función del tiempo en la sección PK 2+750 a $z=-29$ m de profundidad y simulados mediante EF	624
Figura 7.55. Variación del cambio de la altura piezométrica registrada por los piezómetros abiertos de la sección Pk 4+000 a) para una profundidad de $z= -20$ m b) para una profundidad de $z= -33$ m y simulados por EF	625
Figura 7.56. Variación del cambio de altura pizométrica registrada por los piezómetros de cuerda vibrante en la sección Pk 4+000 para una profundidad de $z= -27$ m y simulados mediante EF	625
Figura 7.57. Variación del cambio de la altura piezométrica registrada por los piezómetros abiertos de la sección Pk 4+150 a) para una profundidad de $z= -17$ m b) para una profundidad de $z= -33$ m y simulados por EF	626
Figura 7.58. Variación del cambio de la altura piezométrica registrado por los piezómetros de cuerda vibrante instalados en la sección Pk 4+150 para una profundidad de $z= -27$ m y simulados mediante EF	626
Figura 7.59. Variación del cambio de la altura piezométrica registrada en la sección Pk 3+810 a) piezómetros de cuerda vibrante para $z= -27$ m b) piezómetros abiertos para $z= -37$ m y simulados mediante EF	627
Figura 7.60. Variación del cambio de la altura piezométrica registrada en la sección Pk 3+810 a) piezómetros de cuerda vibrante para $z= -27$ m b) piezómetros abiertos para $z= -37$ m y simulados mediante EF	627
Figura 7.61. Variación de la altura piezométrica registrada por los piezómetros abiertos instalados en la sección Pk 3+993 a) profundidad $z= -12$ m b) profundidad $z= -30$ m y simulados mediante EF	628
Figura 7.62. Variación de la altura piezométrica registrada por los piezómetros de cuerda vibrante instalados en la sección Pk 3+993 en la profundidad de $z= -18$ m y simulados mediante EF	628
Figura 7.63. Variación de la altura piezométrica registrada por los piezómetros abiertos instalados en la sección Pk 4+140 a) para una profundidad $z= -15$ m b) para una profundidad $z= -30$ m y $z= -32$ m y simulados mediante EF	629
Figura 7.64. Variación de la altura piezométrica registrada por los piezómetros de cuerda vibrante instalados en la sección Pk 4+140 para una profundidad $z= -16$ m y simulados mediante EF	629
Figura 7.65. Variación de la altura piezométrica registrada por los piezómetros abiertos y de cuerda vibrante instalados en la sección Pk 4+240 a) para $z=-12$ m b) para $z= -32$ m y simulados mediante EF.....	630
Figura 7.66. Variación de la altura piezométrica registrada por el piezómetro de cuerda vibrante instalados en la sección Pk 6+986 a $z= -28$ m y simulada mediante EF	630
Figura 7.67. Variación de la altura piezométrica registrada por los piezómetros instalados en la sección Pk 8+813 para $z= -28.5$ m a) piezómetro abierto b) piezómetro de cuerda vibrante y simulados mediante EF	631

Figura 7.68. Variación de la altura piezométrica registrada por los piezómetros instalados en la sección Pk 9+753 para $z = -30.0$ m a) piezómetro abierto b) piezómetro de cuerda vibrante y simulados mediante EF	631
Figura AI.1. Primer trazado publicado el 4 de marzo de 1999 con el titular "Metro de ronda" en el periódico "La Vanguardia"	661
Figura AI.2. Trazado publicado el 7 de agosto de 1999 con el titular "Arranca el proyecto de la línea 9 del metro con el estudio de su trazado" en el periódico "La Vanguardia"	663
Figura AI.3. Trazado publicado el 16 de junio de 2000 con el titular "La línea 9 tendrá 37 kilómetros y costará más de 200.000 millones" en el periódico "La Vanguardia"	664
Figura AI.4. Trazado publicado el 3 de mayo de 2001 bajo el titular "Metro a plazos" en el periódico "La Vanguardia"	665
Figura AI.5. Trazado publicado el 23 de junio de 2002 bajo el titular "La L9, por fin" publicado en el periódico "La Vanguardia"	666
Figura AI.6. Trazado publicado el 27 de noviembre de 2005 bajo el titular "Sorpresas bajo tierra" publicado en el periódico "La Vanguardia"	667
Figura AI.7. Trazado publicado el 6 de diciembre de 2007 con el título "Línea 9 al ralentí en El Prat." en el periódico de "La Vanguardia"	669
Figura AI.7. Continuación del trazado publicado el 6 de diciembre de 2007 con el título "Línea 9 al ralentí en El Prat." en el periódico de "La Vanguardia"	670
Figura AI.8. Un comité de sabios vigilará las obras publicado el 11 de diciembre de 2007 con el título "La fiebre del túnel" en el periódico de "La Vanguardia"	671
Figura AI.9. El Gobierno se plantea ceder la gestión de las paradas de la línea 9 publicado el 1 de mayo de 2008 con el título "La fiebre del túnel" en el periódico de "La Vanguardia"	672
Figura AI.10. Hundimientos de la calzada junto a Mercabarna publicado el 25 de febrero de 2008 con el título "La fiebre del túnel" en el periódico de "La Vanguardia"	674
Figura AI.11. La L9/L10 ya une Badalona y Santa Coloma a la red de metro publicado el 04 de agosto de 2010 con el título "La L9/L10 ya une Badalona y Santa Coloma a la red de metro" en el periódico de "La Vanguardia"	677
Figura AI.12. Próxima apertura de la L9 publicado el 28 de noviembre de 2014 con el título "El aeropuerto ya tiene metro" en el periódico de "La Vanguardia"	678
Figura AI. 13. Inauguración del tramo entre el aeropuerto El Prat y Zona Universitària (L9 sur) publicado el 11 de febrero de 2016 con el título "El metro llega mañana al aeropuerto de El Prat con la inauguración de la L9 sur" en el periódico de "El diario.es"	679
Figura AII.1. Tramos y estaciones de la Línea 9 y Línea 10. Encercadas aquellas estaciones que han sido aplazadas	683
Figura AII.2. Trazado y estaciones de la Línea 9 del Tramo 1. A) nombre de las estaciones con la antigua nomenclatura b) nombre de las estaciones con la nueva nomenclatura	684
Figura AII.3. a) Tramos de la Línea 9 en servicio y tramo sin servicio b) Última parte de trazado puesto en servicio en febrero de 2016	685
Figura AII.4. Detalle losa intermedia en el tramo de túnel de 12.06 m de diámetro a) losa en fase de construcción b) losa hormigonada	685

Figura III.1. Vista del carro 3	757
Figura III.2. Vista del carro 2	757
Figura III.3. Vista del carro 1 y 2	758
Figura III.4. Vista del carro 1	758
Figura III.5. Vistas del carro 1	759
Figura III.6. Parte inferior del escudo y ensamblado sector izquierdo	759
Figura III.7. Vistas de las bombas de grasa	760
Figura III.8. Vista de la astronave para su montaje	760
Figura III.9. Ensamblaje lateral derecha del escudo	761
Figura III.10. Vista de los trabajos de montaje del anillo	761
Figura III.11. Vista de la motorización del escudo delantero	762
Figura III.12. Empuje de la motorización hasta su posición correcta	762
Figura III.13. Vista de la cruz portante	763
Figura III.14. Vista de los cuatro pares de cilindros	763
Figura III.15. Vista del escudo parte superior y la viga de recorrido del erector	764
Figura III.16. Bajada de la rueda de corte	764
Figura III.17. Vista trabajos de soldadura en el escudo	765
Figura III.18. Vista del erector de dovelas	765
Figura III.19. Vista del tornillo sinfín	766
Figura III.20. Vista de las plataformas y pasarelas del erector	766
Figura III.21. Bajada del escudo de cola	767
Figura III.22. Vista de los trabajos de unión del escudo de cola	767
Figura III.23. Vista de la cinta en el remolque número 1	768
Figura III.24. Vista de los gatos de articulación	768
Figura III.25. Montaje de los gatos de arrastre	769
Figura III.26. Vista del carro número 4	769
Figura III.27. Vista del escudo delantero y trasero	770
Figura III.28. Vista de la plataforma en el carro número 1	770
Figura III.29. Vista de la cinta transversal	771
Figura III.30. Vista del carro 4	771
Figura III.31. Vista de los remolques 2 y 3 y la estructura de la cinta transportadora	772
Figura III.32. Vista de las picas que han de colocarse en la rueda de corte	772
Figura III.33. Vista del acople de la cinta transversal	773
Figura III.34. Vista de zapata montada en un gato de empuje	773
Figura III.35. Vista de la estructura de reacción	774
Figura III.36. Hizada de la rueda de corte en la estación de Parc Logístic HADES	775
Figura III.37. Tuneladora HADES, rueda de corte y montaje de la tuneladora en el pozo de ataque de Mas Blau	775
Figura III.38. Cale de la tuneladora en un pozo	776
Figura III.39. Avance de la tuneladora en el pozo	776
Figura III.40. Continúa el avance de la tuneladora en el pozo	777
Figura III.41. Vista del escudo delantero y trasero en el pozo y del anillo de dovelas	777

Figura III.42. Túnel acabado con revestimiento de dovelas de hormigón. Vista de las uniones entre dovelas y armadura de la futura losa de hormigón en el extremo inferior del túnel.....	778
Figura III.43. Vista de la losa de hormigón en el extremo inferior del túnel.....	778
Figura III.44. Ejemplo de picas desgastadas de la tuneladora “HADES” en el Pozo 4A.....	779
Figura III.45. Disposición de las picas desgastadas en la rueda de corte de la tuneladora HADES en el Pozo 4.....	779
Figura III.46. a) Cambio de 7 placas desgastadas b) disposición de las placas desgastadas de la tuneladora “HADES” en el Pozo 4A.....	780
Figura III.47. Cambio de 10 discos y 1 disco sobrecortador de la tuneladora “HADES” en el Pozo 4A.....	780
Figura III.48. Detalle del disco sobrecortador de la tuneladora “HADES” en el Pozo 4A.....	780
Figura III.49. Cambio de 7 rasteles de la tuneladora “HADES” en el Pozo 4A.....	781
Figura III.50. Detalle de un rastrel de la “HADES” en el Pozo 4A.....	781
Figura III.51. Posición de los cepillos cambiados (108) en la tuneladora “HADES” situada en el Pozo 4A.....	781
Figura III.52. Fotografías de los cepillos a) cepillos gastados y cambiados b) cepillos nuevos instalados en la cola del escudo c) colocación de las escamas protectoras d) soldadura de las escamas protectoras.....	782
Figura III.53. Ventanas inspeccionadas de la rueda de corte en una intervención hípedárica.....	783
Figura III.54. Detalle de las picas a) pica brazo 5 fila 33 izquierda b) Pica brazo 5 fila 31 izquierda c) pica brazo 5 fila 29 izquierda d) pica brazo 5 fila 27 izquierda.....	783
Figura III.55. Discos del brazo 5 vistos desde el interior de la cámara de escombros.....	784
Figura III.56. Discos del brazo 5 vistos desde el frente de excavación.....	784
Figura III.57. Avance de la máquina tuneladora en el Tramo 1 entre Terminal entre pistas y Mas Blau.....	785
Figura III.58. Avance de la máquina tuneladora en el Tramo 1A entre Mas Blau – Sant Cosme.....	785
Figura III.59. Avance de la máquina tuneladora en el Tramo 1B entre Sant Cosme – antes Pozo 4P.....	786
Figura III.60. Avance de la máquina tuneladora en el Tramo 1E entre antes de Pozo 4P – pasado Pozo 6C.....	786
Figura III. 61. Avance de la máquina tuneladora en el Tramo 1C entre pasado Pozo 6C – Parc Logístic.....	787
Figura IV. 1 Plano de situación de los ensayos de penetración con medición de presión intersticial (CPTU) y la primera campaña de ensayos DMT para el proyecto de construcción-modificación de la Carretera C-31 a su paso por el Prat de Llobregat (Fuente Iberinsa).....	821
Figura IV. 2 Plano de situación de los ensayos de penetración con medición de presión intersticial (CPTU) y de la primera campaña de ensayos DMT para el proyecto de construcción-modificación de la Carretera C-31 a su paso por el Prat de Llobregat (Fuente Iberinsa).....	822
Figura IV. 3 Plano de situación de los ensayos de penetración con medición de presión intersticial (CPTU) y la segunda campaña de ensayos DMT (Fuente Nota Técnica que lleva por título: UTE TUNELADORA. ESTACIÓN L9 VERGE DE MONTSERRAT realizado por Marcos Arroyo de Toledo.....	823
Figura AV. 1 Cubetas de asiento ajustadas mediante los métodos de mínimos cuadrados, logarítmico y considerando un valor de $K=0.5$ pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1A.....	903
Figura AV. 2 Cubetas de asiento ajustadas mediante los métodos de mínimos cuadrados, logarítmico y considerando un valor de $K=0.5$ pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1B.....	904

Figura AV. 3 Cubetas de asiento ajustadas mediante los métodos de mínimos cuadrados, logarítmico y considerando un valor de $K=0.5$ pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1E905	
Figura AV. 4 Cubetas de asiento ajustadas mediante los métodos de mínimos cuadrados, logarítmico y considerando un valor de $K=0.5$ pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1C	908
Figura AV. 5 Cubetas transversales de asiento a corto plazo, distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987;1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta (1998) pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1D	909
Figura AV. 6 Cubetas transversales de asiento a corto plazo, distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta (1998) pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1A	911
Figura AV. 7. Cubetas transversales de asiento a corto plazo, distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta (1998) pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1B	912
Figura AV. 8 Cubetas transversales de asiento a corto plazo, distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta (1998) pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1E	913
Figura AV. 9 Cubetas transversales de asiento a corto plazo, distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta (1998) pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1C	916
Figura AVI. 1 Cubetas de asiento ajustadas mediante los métodos de mínimos cuadrados, logarítmico y considerando un valor de $K=0.5$ pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1A	921
Figura AVI. 2 Cubetas de asiento ajustadas mediante los métodos de mínimos cuadrados, logarítmico y considerando un valor de $K=0.5$ pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1B	922
Figura AVI. 3 Cubetas de asiento ajustadas mediante los métodos de mínimos cuadrados, logarítmico y considerando un valor de $K=0.5$ pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1E923	
Figura AVI. 4 Cubetas de asiento ajustadas mediante los métodos de mínimos cuadrados, logarítmico y considerando un valor de $K=0.5$ pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1C	926
Figura AVI. 5 Cubetas de asiento ajustadas mediante los métodos de mínimos cuadrados, Vorster, Jacobsz y Celestino pertenecientes a los movimientos a largo plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1D	927
Figura AVI. 6 Cubetas de asiento ajustadas mediante los métodos de mínimos cuadrados, Vorster, Jacobsz y Celestino pertenecientes a los movimientos a largo plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1A	929
Figura AVI. 7 Cubetas de asiento ajustadas mediante los métodos de mínimos cuadrados, Vorster, Jacobsz y Celestino pertenecientes a los movimientos a largo plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1E	931
Figura AVI. 8 Cubetas de asiento ajustadas mediante los métodos de mínimos cuadrados, Vorster, Jacobsz y Celestino pertenecientes a los movimientos a largo plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1C	934

Figura AVI. 9 Cubetas transversales de asiento a largo plazo, distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987;1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta (1998) pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1D	935
Figura AVI. 10 Cubetas transversales de asiento a largo plazo, distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta (1998) pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1A	937
Figura AVI. 11 Cubetas transversales de asiento a largo plazo, distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta (1998) pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1E.....	939
Figura AVI. 12 Cubetas transversales de asiento a largo plazo, distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta (1998) pertenecientes a los movimientos a corto plazo en la superficie del terreno en el subtramo T1C.....	942
Figura AVI. 13 Pérdida de volumen de terreno a lo largo del subtramo T1D, a partir de un $K=0.5$	943
Figura AVI. 14 Pérdida de volumen de terreno a lo largo del subtramo T1E, a partir de un $K=0.5$	945
Figura AVI. 15. Pérdida de volumen de terreno a lo largo de los subtramos: a) subtramo T1A y T1B b) subtramo 1C, a partir de un $K=0.5$	947
Figura VII. 1. Posición y numeración local de los nodos (Extraído de manual de Plaxis 2D v.9.0).....	955
Figura VII. 2. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb (Surarak, 2010).....	963
Figura VII. 3. a) Respuesta experimental del suelo en ensayos triaxiales drenados (Nieto, A.; Camacho, J.F.; Ruiz, 2009) b) Idea básica del modelo de Mohr-Coulomb comportamiento lineal elastoplastico perfecto	963
Figura VII. 4. Invariantes tensionales en el espacio de tensiones de Haigh-Watergaard	965
Figura VII. 5. a) Superficie de fluencia de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones principales b) Superficie de fluencia de Mohr-Coulomb en el plano p-J.....	966
Figura VII. 6. Relación entre la función de fluencia y la función de potencial plástico (Potts, D.M. & Zdravković, 2001)	967
Figura VII. 7. Definición del E_{50} (Surarak, 2010).....	969
Figura VII. 8. Relación hiperbólica tensión desviadora-deformación en cargas primarias para un ensayo triaxial consolidado drenado. Extraído de Benz, 2006.....	972
Figura VII. 9. Superficie de fluencia del modelo Hardening Soil para $c'=0$ a) superficies de fluencia para el endurecimiento por corte y por compresión en el espacio p-q b) superficie de fluencia total en el espacio de tensiones principales	974
Figura VII. 10. Superficies de fluencia adoptadas cambiando el valor de γp (Verghese, S.J., et al., 2013).....	975
Figura VII. 11. Curva característica del ensayo edométrico	977
Figura VII. 12. Superficie de fluencia del modelo Hardening Soil en el plano p - q (Surarak, 2010)	978
Figura VII. 13. Modelo Small Hardening Soil. Extensión del modelo Hardening Soil incorporando el aumento de rigidez para pequeñas deformaciones (Möller (2006)).....	980
Figura VII. 14. Curva de degradación de la rigidez del suelo para un suelo en particular en función del módulo de corte (modificado de Möller (2006)).....	981
Figura VII. 15 Comparación entre la interfaz rígida y las interfaces con valor 0.9.....	988
Figura VII. 16 Comparación entre las interfaces rígidas y las interfaces con diferentes valores de caso 4	989

Figura VII. 17 Dimensiones de la geometría del modelo y mallado mediante elementos finitos con una dimensión de malla insuficiente.....	990
Figura VII. 18 Cubeta de asientos verticales en la dirección transversal del túnel mediante la simulación con elementos finitos con una dimensión de mallado de ($w=2D$ y $h=2D$).....	991
Figura VII. 19 Comparativa de los asientos verticales en la superficie del terreno registrados en el campo y mediante la simulación con elementos finitos con una dimensión de mallado de ($w=2D$ y $h=2D$).....	992
Figura VII. 20 Diferentes mallados mediante elementos finitos con anchuras de malla $w= 4D, 5D$ y $6D$	994
Figura VII. 21 Cubeta de asientos verticales en la dirección transversal del túnel cuando $w= 6D$ (53m).....	994
Figura VII. 22 Refinado clúster y Refinado línea en Plaxis 2D.....	997
Figura VII. 23 Movimiento vertical en la superficie del terreno en función del tiempo (Sección 1)	999
Figura VII. 24 Movimiento vertical en la superficie del terreno en función del tiempo (Sección 2).....	1000
Figura VII. 25 Movimiento vertical en superficie de la sección 1 a partir de las diferentes permeabilidades consideradas	1001
Figura VII. 26 Movimiento vertical en superficie de la sección 2 a partir de las diferentes permeabilidades consideradas	1001
Figura VII. 27 Movimiento vertical en superficie de la sección 1 a partir de las diferentes permeabilidades consideradas y para el caso de $K_h=K_v=1*10^{-06}$ cm/s y revestimiento permeable	1002
Figura VII. 28 Disposición de una zona de estudio reducido K_0 (Potts, D.M. & Zdravković, 2001).....	1004
Figura VII. 29 Cubeta de asiento vertical en la dirección transversal con un valor de $K_0=0.531$ y un valor de K_0 diferente para cada material.....	1006
Figura VII. 30 Cubeta transversal de asiento vertical normalizado vertical para $K_0=0.531$ y considerando un valor de K_0 diferente para cada estrato de material	1006
Figura VII. 31 Cubeta de asiento vertical en la dirección transversal con un valor de $K_0=0.562$ y un valor de K_0 diferente para cada material.....	1007
Figura VII. 32 Cubeta transversal de asiento vertical normalizado vertical para $K_0=0.562$ y considerando un valor de K_0 diferente para cada estrato de material	1008
Figura VII. 33 Cubeta de asiento vertical en la dirección transversal con un valor de $K_0=0.47$ y un valor de K_0 diferente para cada material.....	1009
Figura VII. 34 Cubeta transversal de asiento vertical normalizado vertical para $K_0=0.47$ y considerando un valor de K_0 diferente para cada estrato de material	1009
Figura VII. 35 Comparativa de la cubeta de asientos verticales empleando un $OCR=1$ y $OCR=1.5$	1011
Figura VII. 36 Perfil transversal de los movimientos verticales a corto plazo en la sección Pk 4+000.....	1012
Figura VII. 37 Perfil transversal de los movimientos verticales a largo plazo en la sección Pk 4+000.....	1013
Figura VII. 38 Perfil transversal de los movimientos verticales a corto plazo en la sección Pk 4+150.....	1014
Figura VII. 39 Perfil transversal de los movimientos verticales a largo plazo en la sección Pk 4+150.....	1015
Figura VII. 40 Perfil transversal de los movimientos verticales a corto plazo en la sección Pk 3+810.....	1016
Figura VII. 41 Perfil transversal de los movimientos verticales a largo plazo en la sección Pk 3+810.....	1017
Figura VII. 42 Perfil transversal de los movimientos verticales a corto plazo en la sección Pk 3+993.....	1018
Figura VII. 43 Perfil transversal de los movimientos verticales a largo plazo en la sección Pk 3+993.....	1019
Figura VII. 44 Perfil transversal de los movimientos verticales a corto plazo en la sección Pk4+140.....	1020
Figura VII. 45 Perfil transversal de los movimientos verticales a largo plazo en la sección Pk4+140.....	1020

Figura VII. 46 Perfil transversal de los movimientos verticales a corto plazo en la sección Pk 4+240	1021
Figura VII. 47 Perfil transversal de los movimientos verticales a corto plazo en la sección Pk 4+240	1022
Figura VII. 48 Perfil transversal de los movimientos verticales a largo plazo en la sección Pk 4+240	1023
Figura VII. 49 Perfil transversal de los movimientos verticales a largo plazo en la sección Pk 4+240	1024
Figura VII. 50 Perfil transversal de los movimientos verticales a corto plazo en la sección Pk 6+986	1025
Figura VII. 51 Perfil transversal de los movimientos verticales a corto plazo en la sección Pk 6+986	1026
Figura VII. 52 Perfil transversal de los movimientos verticales a largo plazo en la sección Pk 6+986	1027
Figura VII. 53 Perfil transversal de los movimientos verticales a largo plazo en la sección Pk 6+986	1028
Figura VII. 54 Perfil transversal de los movimientos verticales a corto plazo en la sección Pk 8+813	1029
Figura VII. 55 Perfil transversal de los movimientos verticales a largo plazo en la sección Pk 8+813	1030
Figura VII. 56 Perfil transversal de los movimientos verticales a corto plazo en la sección Pk 9+753	1031
Figura VII. 57 Perfil transversal de los movimientos verticales a largo plazo en la sección Pk 9+753	1033

Índice de Tablas

Tabla 2. 1 Tuneladoras en funcionamiento en Catalunya en el año 2009 (fuente (EUROPA PRESS, 16/Mayo/2008)	10
Tabla 3. 1. Características técnicas de las diferentes líneas de metro	39
Tabla 3.2. Distribución de las diferentes tuneladoras para los diferentes tramos.....	45
Tabla 3.3. Campañas de reconocimiento el terreno realizadas.....	70
Tabla 3.4. Resumen de las unidades geológicas del Tramo 1 (Terminal entre pistes-Parc Logístic) de la línea 9 de metro de Barcelona	75
Tabla 3.5. % de material para cada estrato	76
Tabla 3.6. Valores medios de humedad a partir de las muestras extraídas para cada tipo de terreno	78
Tabla 3.7. Valores medios del límite líquido (LL) y límite plástico (LP)	79
Tabla 3.8. Valores medios del ensayo SPT realizado para cada uno de los estratos ensayados.....	80
Tabla 3.9. Valores medios de la densidad natural y seca de los diferentes estratos	82
Tabla 3.10. Valores medios para cada estrato de la resistencia por punta a partir de los ensayos de CPTU	84
Tabla 3.11. Valores identificativos del índice (I_D) para diferentes suelos según Marchetti (1980)	85
Tabla 3.12. Valores medios de C_u y ϵ , a partir de los ensayos de compresión simple para los diferentes materiales.....	88
Tabla 3.13. Valores medios de c' y ϕ , a partir de los ensayos de corte directo, para los diferentes materiales	89
Tabla 3.14. Valores medios de c y ϕ , a partir de los ensayos triaxiales y de corte directo, para los diferentes materiales.....	91
Tabla 3.15. Valores de I_D y su valor correspondiente a una capa homogénea de suelo	92
Tabla 3.16. Valores medios del módulo presiométrico en función de la profundidad para los diferentes materiales.....	94
Tabla 3.17. Valores medios de K_o para los diferentes materiales	96
Tabla 3.18. Valores del coeficiente α para distintos tipos de suelos Mitchell y Gardner (1975) adoptado de Sanglerat (1972)	99
Tabla 3.19. Valores del coeficiente α , a partir de los ensayos CPTU	100
Tabla 3.20. Valores medios del módulo confinado a partir de los ensayos CPTU	100
Tabla 3.21. Determinación de R_M	101
Tabla 3.22. Valores medios del módulo de confinamiento a partir del ensayo DMT y ensayos CPTU ..	102
Tabla 3.23. Valores medios del coeficiente de compresibilidad (C_C) y de descarga-recarga (C_S) de los diferentes niveles geológicos.....	106
Tabla 3.24. Valores medios del módulo edométrico (E_{oed}) de los diferentes niveles geológicos considerados	108

Tabla 3.25. Valores medios para cada litología del módulo E ₅₀ a partir de ensayos triaxiales y a partir de ensayos presiométricos	109
Tabla 3.26. Valores medios de la permeabilidad a partir de los ensayos de permeabilidad de Lefranc para cada uno de los niveles estratigráficos	110
Tabla 3.27. Valores del coeficiente de permeabilidad en relación al grado de permeabilidad en el suelo (extraída de Lambe, T.W & Whitman, R.W. 1997)	111
Tabla 3.28. Valores medios del valor de la permeabilidad según las diferentes expresiones para la capa de arcillas QL3	114
Tabla 3.29. Valor medio de la permeabilidad a partir de los ensayos edométricos para la capa de arcillas QL3.....	115
Tabla 3.30. Tabla resumen de los parámetros geotécnicos del Tramo 1 (Aeroport T1 o Terminal entre pistas - Parc Logístic) de la Línea 9 de metro de Barcelona, a partir de los datos registrados en las diversas campañas de sondeos realizados en este Tramo	117
Tabla 3.31. Paradas e intervenciones realizadas para el cambio de herramientas en relación al avance de excavación Tramo 1A, B, E, C.....	123
Tabla 3.32. Inspecciones de la rueda de corte y cambio de herramientas	125
Tabla 3.33. Posición secciones de control.....	143
Tabla 4.1 Datos publicados de la proporción de asientos en el frente de excavación respecto el asiento máximo (modificado de Wongsaroj et al., 2006)	157
Tabla 4.2 Valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas.	160
Tabla 4.3 Curvas utilizadas para el ajuste de los datos de las cubetas de asiento	181
Tabla 4.4 Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos mediante cuatro métodos de ajuste	188
Tabla 4.5 Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos a corto plazo, Tramo 1D mediante distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987:1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; 1998.....	190
Tabla 4.6 Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos mediante cuatro métodos de ajuste	193
Tabla 4.7 Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos comparando la curva de ajuste de Gauss con las propuestas por Vorster, Jacobsz y Celestino	197
Tabla 4.8 Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos a largo plazo, Tramo 1D mediante distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; 1998.....	198
Tabla 4.9 Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos a corto plazo mediante cuatro métodos de ajuste.....	203
Tabla 4.10 Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos a corto plazo, Tramo 1 A, B, E, C mediante distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y	

Booker, 1996; Sagaseta, 1998.....	205
Tabla 4.11 Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos mediante cuatro métodos de ajuste	210
Tabla 4.12. Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos mediante los ajustes propuestos por Vorster, Jacobsz y Celestino	213
Tabla 4.131. Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos a largo plazo, Tramo 1 A, B, E, C mediante distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta, 1998.....	224
Tabla 4.14. Tanto por ciento de material atravesado durante el trazado de la Línea 9 y en la cobertura del túnel	227
Tabla 4.15. Valores medios de excavación registrados durante el avance del túnel	254
Tabla 4.16. Relación de puntos de la excavación con los valores máximos de pérdida de terreno.....	255
Tabla 4.17. Curvas de aprendizajes de las tuneladoras encargadas de la excavación de los túneles del Canal de la Mancha y de la Línea 9 de Barcelona	269
Tabla 5. 1. Relación de secciones de control estudiadas, subtramo donde se encuentra, tuneladora empleada y situación aproximada.....	287
Tabla 5. 2. Resumen de los parámetros de las cubetas transversales de asiento a largo plazo de las secciones de control estudiadas	333
Tabla 5. 3. Movimientos verticales en superficie y en profundidad a corto plazo y largo plazo de las diez secciones de control.....	361
Tabla 5. 4. Movimientos horizontales en profundidad a corto plazo y largo plazo de las diez secciones de control.....	373
Tabla 6. 1 Terrenos presentes en la Comunidad de Madrid (González A. y Trabada, 2000).....	413
Tabla 6. 2 Principales parámetros geotécnicos de los suelos de Madrid (Díez, 2010).....	414
Tabla 6. 3 Tabla de las diferentes líneas de metro de Londres.....	424
Tabla 6. 4 Materiales que atraviesa la CTRL Contract 220 (extraída de Wongsaroj et al., 2006).....	448
Tabla 6. 5 Secuencia del perfil geológico atravesado por Qiantang River Tunnel (Lin et al., 2013).....	489
Tabla 6. 6 Propiedades geotécnicas de los materiales en el Cairo (El-Nahhas, 1999) y (Abdel-Baki, S. et al., 1996).....	503
Tabla 6. 7 Valores de los parámetros K y n en función del material de (Hamza et al., 1999) a partir de (Attewell, 1981).....	504
Tabla 6. 8 Propiedades geotécnicas del subsuelo de la zona norte de la ciudad de Estambul (Ocak, 2012)	509
Tabla 6.9. Resumen de los casos de túneles, relación de parámetros de superficie y en profundidad.....	522

Tabla 7.1 Valores medios del peso específico no saturado y saturado para cada unidad geológica	560
Tabla 7.2 Valores de la cohesión de referencia introducidos en el Plaxis v9.0 para cada unidad geológica	561
Tabla 7.3 Valores del ángulo de rozamiento interno introducido en el Plaxis v9.0 para cada unidad geológica	561
Tabla 7.4 Valores medios del módulo de rigidez para el 50% de tensión desviadora de rotura (E_{50}).....	563
Tabla 7.5 Valores determinados del parámetro E_{oed} para cada material considerado	565
Tabla 7.6 Valores del parámetro m para cada material considerado	567
Tabla 7.7 Valores determinados del parámetro E_{50}^{ref} para cada material considerado	568
Tabla 7.8 Valores determinados del parámetro E_{ur}^{ref} para cada material considerado	568
Tabla 7.9 Valores determinados del parámetro E_{oed}^{ref} para cada material considerado	571
Tabla 7.10 Valores determinados del parámetro G_{oed}^{ref} y m para cada material considerado	573
Tabla 7.11 Valores determinados del parámetro $\gamma_{0.7}$ y m para cada material considerado.....	576
Tabla 7.12 Especificaciones de los elementos plate empleados en esta tesis	579
Tabla 7.13 Valores de la permeabilidad considerada para cada caso	582
Tabla 7.14 Fases de cálculo del modelo	588
Tabla 7.15 Resumen de los parámetros de los diferentes modelos constitutivos empleados para todos los materiales que conforman el perfil estratigráfico simulado	589
Tabla 7.16 Propiedades del revestimiento	590
Tabla 7.17 Valores de K_0 de cada capa	590
Tabla 7.18 Valores de E_{oed} y E_{50} considerados en el material QL3 en las simulaciones	593
Tabla 7.19 Movimientos verticales en las inmediaciones de la excavación de varias secciones de control	598
Tabla 7.20 Movimientos horizontales en profundidad a corto plazo y largo plazo de las diez secciones de control comparadas con los resultados del modelo de elementos finitos (EF).....	601
Tabla AIII. 1. Características de las tuneladoras empleadas en la excavación del Tramo 1	747
Tabla AIII. 2. Resumen de las características técnicas básicas de la tuneladora Guster.....	756
Tabla AIII. 3. Resumen de las paradas realizadas por la tuneladora S-461 entre la estación de Mas Blau y Terminal entre Pistes.....	788
Tabla AIII. 4. Resumen de las paradas realizadas por la tuneladora S-269 entre la estación de Mas Blau y Parc Logístic	789
Tabla AIII. 5. Parámetros de aviso / alerta de la tuneladora.....	798
Tabla AIV. 1. Unidades geocronológicas principales, con autores y fecha de proposición. El tiempo, expresado en millones de años (valores según Tabla Cronoestratigráfica, IUGS 2013), indica el comienzo de la unidad; ejemplo: el Período Devónico comienza a -419,2 Ma y su fin lo marca el inicio del Período Carbonífero a los -358.9 Ma.....	801
Tabla AIV. 2. Sistema unificado de clasificación de suelos-U.S.C.	802

Tabla AIV. 3. Parámetros geotécnicos (unidades litológicas (R y QL1, QL2, QL3, QL3s,)	805
Tabla AIV. 4. Resultados ensayos edométricos (unidad litológica (QL3)	813
Tabla AIV. 5. Resultados ensayos edométricos (unidad litológica (QL3s).....	813
Tabla AIV. 6. Resultados ensayos edométricos (unidad litológica (QL3m)	813
Tabla AIV. 7. Resultados ensayos edométricos (unidad litológica (QL1)	815
Tabla AIV. 8. Resultados ensayos edométricos (unidad litológica (QL2)	815
Tabla AIV. 9. Resultados ensayos presiométricos y triaxiales (unidad litológica (QL1)	817
Tabla AIV. 10. Resultados ensayos presiométricos y triaxiales (unidad litológica (QL3s)	817
Tabla AIV. 11. Resultados ensayos presiométricos y triaxiales (unidad litológica (QL2)	817
Tabla AIV. 12. Resultados ensayos presiométricos y triaxiales (unidad litológica (QL3m)	819
Tabla AIV. 13. Resultados ensayos presiométricos y triaxiales (unidad litológica (QL3)	819
Tabla VII. 1. Puntos de integración para los 15 nodos del elemento	956
Tabla VII. 2. Parámetros de entrada en el modelo de Mohr-Coulomb.....	969
Tabla VII. 3. Parámetros del modelo Hardening Soil de Plaxis 9.0	979
Tabla VII. 4. Parámetros del modelo Small Hardening Soil	979
Tabla VII. 5 Desplazamiento vertical para diferentes errores tolerados.....	987
Tabla VII. 6 Resultados del asiento vertical en función del factor de reducción de fuerza en la interfaz (R_{inter}).....	988
Tabla VII. 7 Relación de asientos máximos verticales bajo diferentes dimensiones de la malla	993
Tabla VII. 8 Valores del asiento máximo vertical con una altura de mallado $h=2.2D$ y diferentes anchuras w de mallado.....	995
Tabla VII. 9 Máximos asientos verticales en la superficie del terreno en función de los diferentes refinados de malla propuestos	996
Tabla VII. 10 Valores de la permeabilidad K_v y K_H a partir de ensayos de campo.....	997
Tabla VII. 11 Valores de la permeabilidad considerada para cada caso	998
Tabla VII. 12 Valores de la permeabilidad elegida	1000
Tabla VII. 13 Valor del ángulo de fricción y del parámetro K_0 para cada una de las capas.....	1005
Tabla VII. 14 Valores considerados del parámetro K_0 , considerando un $OCR=1$	1005
Tabla VII. 15 Máximos asientos verticales con diferentes ángulos de fricción y K_0	1010

Capítulo 1

Introducción

1.1 Antecedentes generales

La ejecución de excavaciones subterráneas siempre va acompañada de movimientos en el terreno tanto alrededor de la excavación como en superficie. El estudio de todos estos movimientos generados especialmente en terrenos blandos debidos al proceso de construcción de túneles ha sido tratado a lo largo de los años por la mecánica de suelos en numerosas ocasiones. Estos movimientos, en ocasiones, pueden comportar graves daños en estructuras cercanas, sobre todo cuando estas excavaciones discurren bajo zonas urbanas. En este contexto, la Línea 9 de metro de Barcelona, es una buena oportunidad para mejorar en el conocimiento sobre la generación de movimientos en el terreno generados por la construcción de un túnel en terrenos blandos.

Esta tesis forma parte del convenio de investigación entre la Universidad Politécnica de Catalunya - CIMNE e Infraestructures.cat (gestora y administradora de la infraestructura de la Línea 9) creado para el asesoramiento durante las diferentes etapas del proceso constructivo: anterior, durante y posterior de la obra. El principal objetivo de este documento se centra en investigar los movimientos en el terreno causados por la excavación en un tramo de la Línea 9 una vez realizada la obra.

1.2 El proyecto de la Línea 9

El proyecto de la Línea 9 (L9) proporciona una excelente oportunidad para observar los movimientos en el terreno causados por la excavación mediante máquinas tuneladoras en suelos blandos. El trazado de la Línea 9, de aproximadamente 48 Km de longitud, cruza la ciudad de Barcelona conectando las poblaciones de Badalona y Santa Coloma de Gramanet (parte norte de la línea) con el Hospitalet, el Prat de Llobregat y

el Aeropuerto (parte sur de la línea). Esta parte sur de la línea, denominado Tramo 1, transcurre por depósitos deltaicos blandos del Holoceno (edad Cuaternaria) y se excavó mediante dos máquinas del tipo EPB de 9.4 m de diámetro. La Tesis se centrará en este tramo de la Línea 9 debido a que es esperable que los movimientos más elevados se produzcan en las zonas de terreno blando.

El túnel en el Tramo 1 en cuestión, de aproximadamente 14 Km de longitud, entre la estación de Terminal entre pistas, en las instalaciones del Aeropuerto del Prat y la estación de Parc Logístic situada en una de las áreas industriales más importantes de la zona metropolitana de la ciudad de Barcelona, se excavó en materiales blandos pertenecientes a la zona deltaica del río Llobregat. A lo largo de este trabajo, se abordan diferentes cuestiones como: distribución e historia de la pérdida de volumen de terreno a lo largo de todo el trazado, magnitud y forma de la cubeta de subsidencia, relación entre las presiones empleadas durante la excavación y los movimientos observados y posibles causas que contribuyen a mayores movimientos en determinados puntos del trazado. Además, se analiza los efectos de la excavación en diez zonas concretas del trazado del Tramo 1 de la Línea 9, que han sido llamadas Secciones de Control (SC). En estas SC, algunas de ellas en situación de greenfield (libre de edificaciones), se ha instalado una mayor instrumentación tanto en superficie como en profundidad, que permite el estudio de los movimientos verticales y horizontales en el interior del del terreno durante todas las fases de construcción y posteriores.

1.3 Contribución al campo del conocimiento

La tesis hace una contribución al campo del conocimiento a través de establecer relaciones entre el proceso de la excavación en sus diferentes etapas: antes, durante y posterior al paso de la EPB y el movimiento resultante en el terreno. Este conocimiento resulta crucial para maximizar la viabilidad en la construcción de futuros túneles en ambientes urbanos en condiciones similares. Además, parte de todos estos datos han permitido tener una buena caracterización de los principales parámetros que rigen la forma de la cubeta de asientos transversales.

El Tramo 1 de la Línea 9 atraviesa un terreno muy uniforme a lo largo de su trazado por el delta, que permite la posibilidad de realizar otra importante contribución comparando los resultados analizados en la Línea 9 con otras obras ya realizadas en el mundo como: el proyecto Contract CR3 en Kaohsinung (Taiwan), el proyecto MRTA en Bangkok (Tailandia), las obras de excavación realizadas en la arcilla de Londres o en las arcillas marinas atravesadas en la construcción del metro de Singapur entre otras. Además, se ha desarrollado un modelo de simulación para intentar reproducir los movimientos observados de manera que constituya una herramienta útil para la construcción de túneles futuros en condiciones geotécnicas y geométricas similares.

El interés de la Tesis se refuerza por el hecho que es un estudio de una zona muy extensa, aproximadamente 14 Km, que permite tener un análisis amplio y detallado de los movimientos en el terreno generados por la excavación de un túnel en un terreno deltaico.

1.4 Objetivos principales

Los objetivos principales de la investigación son dos.

El primero es describir y evaluar los movimientos sufridos por la excavación de un túnel mediante EPB en terrenos deltaicos y relacionarlos con las diferentes fases del proceso de construcción del túnel. Validar los métodos empíricos existentes en la literatura sobre movimientos y la obtención de parámetros de caracterización del suelo deltaico. Incidiendo especialmente, en los principales factores que influyen en la generación de movimientos en superficie y en profundidad alrededor de la excavación: características geológicas, geotécnicas, sistema constructivo empleado y otros, y por último la comparación de los resultados con otras obras de interés.

El segundo objetivo es construir un modelo de elementos finitos y comparar los resultados obtenidos a partir de los métodos empíricos con las simulaciones realizadas mediante el modelo numérico.

Para alcanzar estos objetivos, se requiere estudiar una serie de aspectos más generales durante el desarrollo de la tesis:

- Conocimiento de las condiciones del suelo deltaico
- El conocimiento de las máquinas tuneladoras, en concreto, las máquinas Earth Pressure Balance (EPB) en la excavación de túneles y la generación de movimientos
- Tratamiento de los datos recogidos tanto por la instrumentación de campo como por la máquina EPB
- La modelización e integración de parámetros en programas de cálculo general

En esta parte se va a investigar tanto los ensayos in situ, como los ensayos de laboratorio realizados por diferentes empresas especialistas en geotecnia y por el laboratorio del departamento de Ingeniería del terreno, Cartográfica y Geofísica de la U.P.C. Además, se realizará una revisión del funcionamiento y generación de movimientos inducidos por las máquinas tuneladoras del tipo EPB en la construcción de túneles, su funcionamiento y la recogida e interpretación de los parámetros registrados por la tuneladora.

Respecto a los datos recogidos por la instrumentación instalada a lo largo del trazado de la Línea 9 se recopilarán, se tratarán y se interpretarán todos los datos recogidos por la instrumentación sobre movimientos verticales, horizontales y presiones de agua en el tramo estudiado.

En la parte computacional, se han considerado los diferentes modelos constitutivos implementados en el programa de elementos finitos comercial, Plaxis v9.0, y se han elegido los modelos de Mohr-Coulomb y el

modelo Small Hardening Soil como los dos modelos constitutivos más adecuados para simular los movimientos generados por la excavación, reproduciendo estos movimientos con la finalidad de que sirva como una buena herramienta para la excavación de túneles en terrenos similares.

1.5 Objetivos específicos

Dentro de los objetivos específicos de la tesis doctoral se puede distinguir entre: la parte de análisis de datos y la parte de ajuste de los datos a un modelo numérico.

a) Análisis de los datos:

Se realizará una recopilación de las medidas de la instrumentación instalada en el terreno: antes, durante y después del paso del frente de excavación.

a.1) Validación de los métodos empíricos:

Una vez obtenidos los datos de la instrumentación se elaborarán las medidas y se compararán con las correlaciones empíricas existentes, de evaluación de movimientos en superficie y en profundidad.

a.1.1) Pérdida de volumen de terreno a partir del asiento máximo:

Se calculará la pérdida de volumen de terreno (Volume loss), a partir de la instrumentación instalada en la clave del túnel, el asiento máximo registrado y un valor de K fijo.

a.1.2) Cálculo de cubetas transversales de asiento:

Análisis más detallado de las cubetas de asiento transversales con la finalidad de ajustar el parámetro “ $i_{m\acute{a}x}$ ” (punto de inflexión) obteniendo un K real del terreno.

a.1.3) Análisis del método constructivo:

Se buscarán correlaciones entre las pérdidas de volumen de terreno y los datos de ejecución de la máquina EPB. Se tendrán en cuenta las presiones aplicadas: P1 (presión de frente), P2 (presión en el escudo), P3 (Presión en la cola del escudo) y los volúmenes inyectados: V_{escudo} (volumen de mortero inerte inyectado en la zona del escudo) y V_{cola} (volumen de mortero inyectado en el trasdós de las dovelas).

Además, se buscarán otras causas que puedan influir en la generación de mayores pérdidas de volumen de terreno.

Esta parte de la tesis constituirá un documento de registro de datos, muy útil para otros túneles excavados con EPB en terrenos blandos.

b) Ajuste a un modelo de los datos:

b.1) Modelación numérica de la excavación 2D:

Se empleará un programa de elementos finitos comercial, Plaxis, para simular los movimientos generados por la excavación. Se realizará de dos maneras distintas:

b.1.1) Utilizando parámetros determinados en la fase del reconocimiento del terreno:

Se modelarán los movimientos debidos a la excavación mediante los parámetros obtenidos en la fase de análisis de datos del terreno, objetivo a).

b.1.2) Utilizando las medidas registradas por la instrumentación:

Se realizará un back-analysis, para conocer el movimiento inducido por la excavación. Se utilizarán las medidas registradas por la instrumentación de campo y se re-calcularán los parámetros obtenidos en el objetivo a).

1.6 Organización de la tesis

La organización de los diferentes capítulos que conforman la tesis se describe a continuación:

En el Capítulo 2 se presenta el estado de la cuestión donde se describen los conocimientos adquiridos de la bibliografía existente sobre los métodos de evaluación de movimientos en el terreno cuando se realiza una excavación. En este apartado se hace una introducción del método constructivo con tuneladora, en concreto con EPB, y los movimientos que estas máquinas producen en la excavación de túneles. Además, se enfatiza en las expresiones utilizadas para la evaluación de asientos y se presenta los métodos de simulación mediante tuneladora mediante elementos finitos.

En el Capítulo 3 se describe el proyecto de la obra de la Línea 9 de metro de Barcelona: geometría, geología atravesada, descripción geotécnica de los materiales, método empleado, trazado, estaciones etc... Además, se muestran algunos datos analizados a lo largo tramo del trazado escogido como: avance y velocidad de avance, paradas realizadas, presiones empleadas por la máquina tuneladora, pérdida de volumen etc...y, por último, se hace referencia al sistema de auscultación instalado (dispositivos, programa de medición y tratamiento de los datos realizado previo al análisis).

En el Capítulo 4 se presentan los resultados de los movimientos en superficie del terreno a lo largo del trazado, haciendo énfasis en las diferentes componentes de asiento que conforman la cubeta longitudinal de asientos. Además, se emplean diferentes métodos de ajuste de la cubeta de asientos transversales propuestos para la caracterización paramétrica de la cubeta de asientos para los movimientos considerados a corto plazo y los movimientos considerados a largo plazo, y se extrae una primera conclusión de los resultados obtenidos. Por último, se discute la influencia de diversos factores tales como: paradas

hiperbáricas, errores de inyección, baja cobertura etc...en relación a una mayor pérdida de volumen de terreno.

El Capítulo 5 se describen las diez secciones de estudio (SC): situación topográfica de cada sección y profundidad a la que se encuentra la excavación, características geológicas (potencia de cada capa), parámetros del proceso constructivo e instrumentación instalada en cada una de ellas. A continuación, se muestran y analizan los resultados de los movimientos verticales y horizontales en superficie y en profundidad debidos al proceso de excavación, así como la variación de la presión de agua en el terreno a partir de la instrumentación instalada en las diez secciones de control. Además, se realiza un resumen de la variación de los parámetros de cubeta de asientos en función de la profundidad.

Una vez mostrado el análisis de todos los datos recogidos por la instrumentación en el Tramo 1 de la Línea 9 de Barcelona, en el Capítulo 6, parte de estos resultados se comparan con los de otras obras de interés tanto en terrenos de condiciones muy similares también de origen deltaico como en otros de origen muy diferentes como las arcillas de Londres.

En el Capítulo 7, a partir de toda la información analizada, se definirá un modelo numérico para reproducir los movimientos. Para ello, se han calibrado los diferentes parámetros del modelo mediante los parámetros obtenidos de ensayos in situ y de laboratorio (método directo) y a partir de los datos de monitorización (método inverso) obtenidos con la realización de un back-analysis.

Una vez finalizada esta tarea, se muestran los resultados del modelo numérico calibrado comparando estos resultados con los datos mostrados en el Capítulo 4 (movimientos en la superficie del terreno) y con los datos mostrados en el Capítulo 5 (movimientos en profundidad). En cada Capítulo se realiza un resumen y las conclusiones del trabajo realizado.

Finalmente, el Capítulo 8 contiene los resultados con relación a la caracterización de los movimientos en el terreno tanto en superficie como en profundidad en los dos instantes considerados de a corto y a largo plazo y los factores que influyen en la pérdida de volumen correspondiente. También, trata de sintetizar las conclusiones realizadas en la simulación de movimientos mediante un programa de elementos finitos en este tipo de terrenos deltaicos tales como: forma de la cubeta de asientos resultante, sensibilidad de los parámetros introducidos y las causas en las discrepancias entre los resultados obtenidos mediante elementos finitos y los resultados de campo. La tesis se completa con ocho Apéndices. El Apéndice I, recoge varias noticias publicadas en el periódico "La Vanguardia" sobre el proyecto de la Línea 9 en su fase más inicial, durante la fase constructiva y durante la puesta en funcionamiento de algunos de sus tramos ya acabados. El Apéndice II muestra el trazado de la Línea 9 y los perfiles topográficos del Tramo 1 estudiado. El

Apéndice III recoge las características técnicas de la máquina EPB, el montaje de la misma y un reportaje fotográfico de la máquina EPB en estaciones y pozos. También se muestra, a modo de ejemplo, el estado de las herramientas de corte de la rueda de corte de una de las máquinas EPB, en algunas intervenciones realizadas de cambio de herramientas por desgaste. Además, en el Apéndice se detalla la velocidad de avance de la máquina EPB en cada subtramo y todas las paradas realizadas y el motivo por el cual se realizaron todas las paradas. En este Apéndice III se han incluido también, los indicadores de aviso y alerta respecto a los parámetros de trabajo de la máquina y los de asiento del terreno facilitados por la auscultación durante la construcción del túnel. Por último, se muestra el código realizado mediante el lenguaje de programación Fortran que se ha empleado para el tratamiento de los datos que quedan registrados en la tuneladora y que han sido utilizados para la realización de esta tesis. El Apéndice IV muestra los perfiles geológicos y la situación tanto de los sondeos realizados como de los ensayos realizados in situ. Además, también se adjuntan los resultados de los ensayos geotécnicos. El Apéndice V muestra las cubetas de asiento en superficie a corto plazo por todos los métodos de ajuste realizados y la subrutina desarrollada en Matlab utilizada para la realización del ajuste de Montecarlo. El Apéndice VI muestra todas las cubetas de asiento a largo plazo y la pérdida de volumen de terreno para cada tramo estudiado. Finalmente, en el Apéndice VII se hace un resumen de la teoría de Elementos Finitos, la teoría básica de elasticidad y plasticidad, los modelos constitutivos empleados, la formulación de la elastoplasticidad para Elementos Finitos y las características del modelo de elementos finitos empleado. Por último, se detallan nuevas líneas de investigación que se consideran oportunas para trabajos futuros.

Capítulo 2

Antecedentes

2.1 Introducción

A lo largo de la historia, la industria mecanizada ha desarrollado maquinaria muy diversa para la construcción de túneles con la finalidad de adaptarse a cualquiera de las necesidades de la sociedad. Un claro ejemplo de ello, se produjo en 1825, cuando Marc Brunel comienza a perforar un túnel bajo el río Támesis, de unos 450 m de longitud bajo la protección de un rudimentario escudo (una descripción detallada de la geología y de los problemas constructivos de la obra se puede encontrar en: Skempton, A.W & Chrimes, 1994). A partir de entonces hasta la actualidad la evolución y el uso de las máquinas integrales y en concreto el uso de las máquinas de presión de tierras (EPB) es cada vez más frecuente para el proceso de ejecución de túneles urbanos. Sus importantes ventajas en cuanto a mínima afeción al entorno, la seguridad de operación y elevado rendimiento hace que las máquinas tuneladoras se hayan afianzado como unas máquinas muy versátiles y seguras, para este tipo de ambientes urbanos.

Algunos ejemplos de túneles construidos mediante tuneladora en ambientes urbanos los encontramos en: la ampliación de la Jubilee Line (Dimmock, 2003) y Channel Tunnel Rail Link en Londres (Wongsaroj et al., 2005), el proyecto MRTA en Bangkok (Phienwej, N. et al., 2006) o la ampliación de la Línea 1 en la ciudad de Milán (Antiga, A. & Ciorboli, M. 2009) entre muchos otros.

En España en los últimos años, obras importantes se han llevado a cabo con este tipo de máquinas tuneladoras como la ampliación del metro de Madrid (Díez F., 2010) o la construcción de la Línea 9 de metro de Barcelona (Gens A., et al., 2009, 2010), todavía a día de hoy en construcción. Durante el año

2009, únicamente en el área metropolitana de Barcelona, catorce máquinas tuneladoras estaban excavando el subsuelo catalán, doce de ellas eran del tipo (EPB) (Tabla 2.1).

Cliente	Obra	Empresa Constructora	Tipo de tuneladora	Diámetro (m)
Generalitat de Catalunya	L9 del Metro	UTE Triangle	EPB	11.90
Generalitat de Catalunya	L9 del Metro	UTE Gorg 1	EPB	12.00
Generalitat de Catalunya	L9 del Metro	UTE Gorg 2	EPB	12.00
Generalitat de Catalunya	L9 del Metro	UTE Aeroport 1	EPB	9.40
Generalitat de Catalunya	L9 del Metro	UTE Aeroport 2	EPB	9.40
FCG	Ferrocarril Terrassa	UTE Terrassa	2 EPB	6.40
FCG	Ferrocarril Sabadell	Acciona	2 EPB	6.40
Adif	AVE	UTE Montcada	EPB	11.90
Adif	AVE	UTE Sagrada Familia	EPB	11.90
Adif	AVE	UTE Girona	EPB	10.00

Tabla 2. 1 Tuneladoras en funcionamiento en Catalunya en el año 2009 (fuente (EUROPA PRESS, 16/Mayo/2008)

Debido al incremento en el uso de este tipo de máquinas y con el objetivo de obtener máquinas más versátiles y competitivas en la construcción de túneles, numerosas investigaciones se han llevado a cabo a lo largo de la historia, como por ejemplo: la introducción de nuevas herramientas y su disposición en las máquinas integrales (Fikse, 1978; Broms, B.B., & Shirlaw, 1989), mejoras en las técnicas de presurización del frente con máquinas del tipo EPB (Clough, G.W. & Leca, 1981; Lee, K.M., et al., 2000; Matsushita, Y., et al., 1995), estudios sobre la influencia del acondicionamiento del material excavado durante el proceso de excavación (Borghi, 2006; Peña, 2007), etc...

Otra área de investigación muy importante y donde se centrará la presente tesis, es el estudio de los movimientos en el terreno provocados por la excavación de un túnel y la validación de los métodos empíricos y semiempíricos existentes en la literatura sobre movimientos (Peck, 1969; O'Reilly, M.P. & New, 1982; Mair, R.J., et al., 1993, 2003) y la correlación entre tales movimientos y los parámetros de control que disponen las máquinas tuneladoras.

Las máquinas tuneladoras EPB, en el proceso de excavación de túneles, disponen de algunos mecanismos de mitigación para paliar en buena medida tales movimientos. Algunos de estos mecanismos se describen en: Cording, 1991; Matsushita, Y., et al., 1995; Mair, R.J. & Taylor, 1997; Dimmock, 2003; Wongsaraj.

A. et al., 2006; Gens et al., 2010 y serán estudiados en el caso particular de la construcción de la Línea 9 de metro de Barcelona.

El capítulo empieza dando una visión de la tecnología de las máquinas EPB: se describe como el material es excavado y tratado. A continuación, se comentan las principales causas de generación de movimientos en excavaciones con el uso de máquinas EPB y las medidas aplicadas durante el proceso de excavación para minimizar la generación de tales asientos.

Por último, se describen los métodos empíricos y semiempíricos sobre la estimación de movimientos en el terreno en condiciones de greenfield, tanto en superficie, como en profundidad y los métodos numéricos disponibles, en concreto el uso de los elementos finitos, para la simulación de una excavación.

2.2 Procedimientos constructivos con tuneladora EPB

2.2.1. Características generales

El proceso mecanizado en la construcción de túneles, en suelos inestables, usualmente se realiza mediante la sujeción del frente de excavación para prevenir el colapso del terreno. En este contexto, el uso de máquinas tuneladoras del tipo de presión de tierras (EPB) se considera una máquina muy competitiva para este tipo de excavaciones en terrenos inestables e incluso por debajo del nivel del mar.

El empleo de este tipo de máquinas como hoy las conocemos empezó en Japón hace algo más de cuatro décadas, a finales de los años setenta, principios de los años ochenta (Shield Tunneling Association of Japan, 2012).

Las máquinas EPB, se basan en el principio de equilibrio, entre el frente de la excavación y el propio terreno excavado situado en la cámara de tierras, es decir, utilizan el propio terreno excavado como soporte del frente de excavación (Krause, 1987). En la Figura 2.1, se muestran los principales elementos característicos de los que están compuestos este tipo de máquinas.

En primer lugar, encontramos la cabeza de corte de la máquina EPB, provista de dientes o picas que permiten excavar el suelo. Esta cabeza recibe la fuerza necesaria mediante los motores de accionamiento situados bajo un revestimiento de acero llamado escudo. El suelo excavado pasa dentro de la cámara presurizada de tierras, situada por detrás de la rueda de corte. En esta cámara, el material excavado se comprime y a su vez forma un tapón, que sostiene el frente y evita la entrada de las aguas subterráneas. El acceso dentro de esta cámara, en el caso que sea necesario, puede ser facilitado mediante el vaciado de parte de la cámara y la inyección de aire comprimido como veremos más adelante. La presión de tierras

dentro de la cámara de la tuneladora se consigue por la acción combinada de la cabeza de corte y la presión ejercida por el suelo excavado confinado dentro de la cámara.

A parte de la presión en el frente, uno de los factores clave en las máquinas EPB, es la extracción del material excavado de la cámara presurizada hacia la parte posterior de la máquina. Esta operación se realiza mediante el uso de un tornillo sinfín. Este tornillo, juega un papel muy importante en el proceso de excavación ya que disipa la diferencia de presión entre la cámara de tierras y el túnel, transportando y descargando a presión atmosférica el material excavado sobre una cinta transportadora que conduce hacia el exterior de la excavación.

El volumen excavado debe ser igual al volumen extraído de la cámara, para conseguirlo se efectúa un control continuo del volumen de material extraído, ajustando la velocidad de rotación del tornillo sinfín y la presión de tierras del frente, a partir de la velocidad de empuje o perforación del escudo (accionado por empuje de los cilindros sobre las dovelas, el par y las revoluciones de la rueda de corte). Por ejemplo, la presión de la tierra se incrementa mediante el aumento de la velocidad de perforación o reduciendo la velocidad de rotación del transportador de tornillo, y se reduce realizando el proceso inverso. Maidl, U. 1995, describe un sistema de regulación para controlar la presión de tierras en la cámara de la máquina EPB.

En el año 2004, se realizaron ensayos de laboratorio utilizando un modelo de transportador de tornillo sinfín instrumentado. Las muestras de material utilizado, las condiciones de funcionamiento y las interpretaciones de estos ensayos se muestran en: Merritt, 2004; Merritt, 2006; Merritt, A.S. & Mair, 2008.

Por otro lado, cuando la resistencia al corte del material excavado se reduce por debajo de un valor crítico, el gradiente de presiones entre dentro y fuera del tornillo sinfín puede ser suficiente para provocar un vaciado incontrolado del material excavado, causando el vaciado rápido de la cámara y una posible inestabilidad en el frente de excavación provocando movimientos del terreno excesivos. Por lo contrario, si la resistencia de corte del material es excesiva, la descarga puede verse afectada provocando obturaciones en la entrada y salida del tornillo (Borghi, 2006). La velocidad de descarga se ve afectada más por el intenso cizallamiento del suelo cerca de la entrada y la salida del tornillo, así como por los mecanismos de alrededor de la entrada del transportador de tornillo provocando un tiempo de vaciado del material mayor (Anagnostou K. & Kovari, G., 1994; Bezuijen, A. et al., 2005).

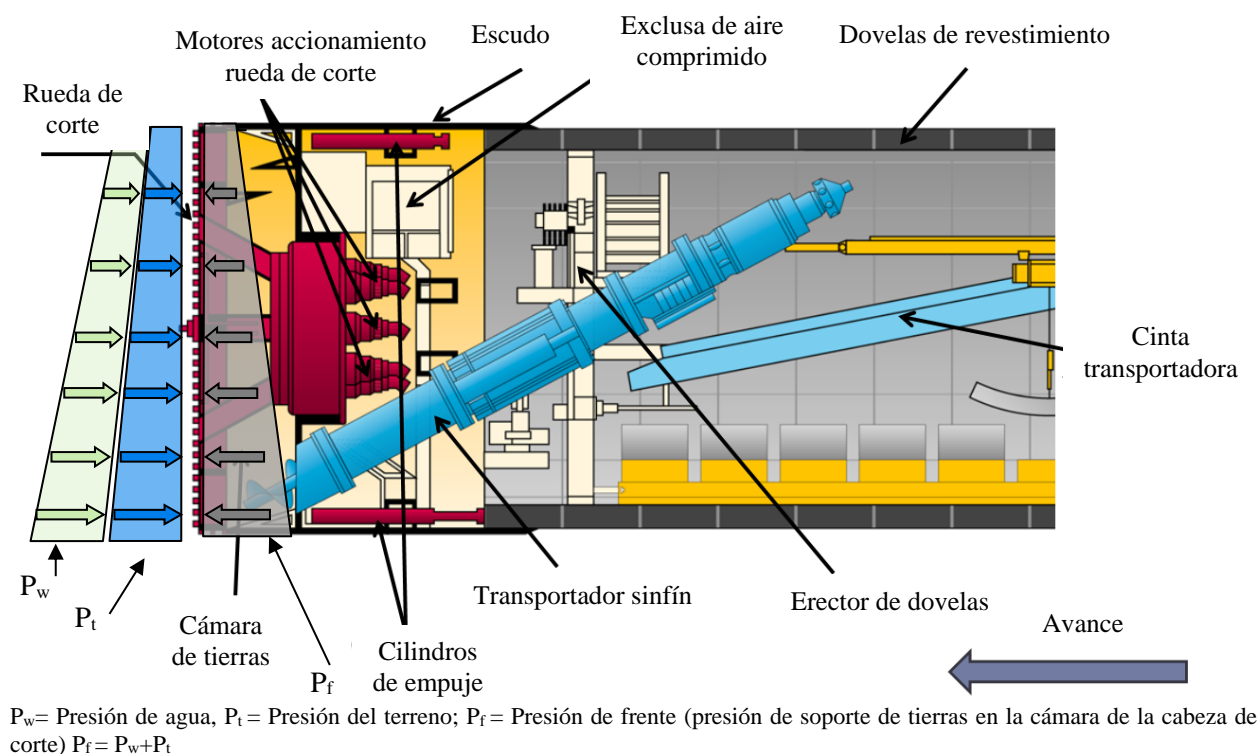


Figura 2. 1. Esquema de funcionamiento de una máquina tuneladora (EPB). Modificado de Tapei Metro, Tamshui Line, 1992 (Herrenknecht)

Otro factor que influye en el rendimiento cuando se trabaja con este tipo de máquinas, es que la tierra excavada debe tener una consistencia, homogeneidad, plasticidad y una fricción entre la máquina y el material excavado, adecuada que fácilmente pueda ser extraída de la cámara de presión de tierras a través del transportador de tornillo sinfín (Maidl, 1995). El terreno natural no siempre es adecuado para el uso de las máquinas EPB, por lo que las modificaciones de sus propiedades en el frente de la excavación, en la cámara de presión de tierras o incluso en el transportador de tornillo pueden ser necesarias (Vinai, 2006). Un buen conocimiento de las propiedades del suelo y la utilización de agentes condicionantes, permite un mejor control en las operaciones de uso de las máquinas EPB y mejores rendimientos (Borghetti, F.X. & Mair, 2006; Peña Duarte, 2007), además permite que la presión aplicada se transmita mejor al terreno en lugar de aumentar la presión del agua subterránea (Woods, 2000). Los condicionantes más utilizados en el proceso de constructivo son los polímeros, espumas y arcillas entre otros, que se describen a continuación.

2.2.2. Principales agentes condicionantes

El acondicionamiento del suelo se realiza mediante la inyección de agentes condicionantes desde la rueda de corte o en la misma cámara de presión de tierras. Los condicionantes más utilizados en el proceso de excavación son los polímeros, espumas y arcillas. Los efectos de un suelo acondicionado en relación al cambio de las propiedades del suelo son variables y complejas y depende fuertemente del tipo y la cantidad de agente condicionante o de la combinación de agentes mezclados en el terreno (Mair, 2008). Algunas de

las principales experiencias de acondicionamiento del terreno llevadas a cabo se encuentran resumidas en Maidl (1995), Milligan (2001), Merritt et al. (2003), Merritt (2004) y Borghi (2006). A continuación, se describen las propiedades principales de los agentes condicionantes más utilizados en las máquinas tuneladoras.

LECHADAS DE BENTONITA

La bentonita es una arcilla que está compuesta principalmente de minerales de esmectita, y en particular, montmorillonita con un alto límite líquido.

En las máquinas tuneladoras se emplean lechadas de bentonita compuestas por montmorillonita dispersa en agua que forma lo que se conoce con el nombre de lodo bentonítico. El conjunto forma un fluido que proporciona una cierta tixotropía e impermeabilidad al suelo y permite que este material tenga un uso importante en la ingeniería civil (Peña, 2007). Cuando se utiliza como líquido de apoyo en la excavación de túneles, se inyecta una capa delgada sobre la superficie excavada, que actúa como una membrana de baja permeabilidad. La lechada inyectada a presión transmite la tensión necesaria para estabilizar el suelo (Milligan, 2000). Además, en terrenos sueltos en los que se producirían desprendimientos, los lodos bentoníticos se introducen por los poros del terreno, formando una costra llamada “cake”, que es una mezcla de la arena o grava del terreno, con la arcilla bentonítica, que evita la inestabilidad del suelo, manteniendo la presión de soporte necesaria en el frente (Steiner, 1996b; Anagnostou y Kovári, 1996).

Las propiedades de la lechada de bentonita se pueden variar mezclándolas con otros condicionantes para mejorar su rendimiento, ya sea como lubricante en la tubería de inyección, o como agente condicionante en máquinas EPB.

POLÍMEROS

Varios tipos de polímeros pueden ser aplicados en el acondicionamiento y en los procesos de lubricación del suelo en función de la finalidad necesitada (Milligan, 2001). Existen polímeros absorbentes de agua, que disminuyen la consistencia líquida de algunos sólidos y los hacen más manejables para la extracción del material excavado a través del tornillo sinfín. Por contrario, existen polímeros estructurantes de sólidos, utilizados básicamente en suelos granulares y de poca cohesión para mejorar su comportamiento y evitar fenómenos de sedimentación en la cámara de excavación. Este agente condicionante se puede utilizar independientemente, pero en la mayoría de los casos es utilizado como aditivo de espumas y bentonita para aumentar su estabilidad y rigidez y añadir lubricación a las propiedades de la espuma, reduciendo la fricción entre la rueda de corte y el terreno (Borghi, 2006).

ESPUMAS

La espuma mezcla de aire, agua y detergentes sintéticos que se utilizan como agentes espumantes pueden contener diferentes propiedades según la composición química, su concentración y la relación de expansión (relación entre el volumen agua y detergente con respecto al volumen de aire) Milligan (2000).

La utilización de las espumas resulta de vital importancia dependiendo del tipo de suelo a excavar. Por ejemplo, en suelos inestables, la utilización de espumas ayuda a la estabilización del suelo y a mantener la presión en el frente evitando asentamientos en el terreno (Peña, 2007). En general, tienen poder desestructurante y evitan la formación de bloques en la cámara de la tuneladora facilitando el vaciado por el tornillo sinfín.

Por otro lado, la cantidad de aire inyectado en el condicionamiento del material mediante el uso de espumas tiene una influencia directa en la densidad del material en general (Bono, 2008). La inyección de espumas, debido a su baja densidad, puede ser un factor de desestabilización ya que si no se aplica correctamente reducirá substancialmente la densidad aparente del material excavado en la cámara. Para evitar cambios en la densidad del material en el frente, se suele acompañar a las espumas con la inyección de bentonita.

2.3 Factores principales asociados a movimientos en el terreno debidos a la excavación mediante EPB

Como hemos comentado en la introducción, un tema de gran importancia, centro de muchas investigaciones, es el estudio de los movimientos generados por la máquina EPB en el proceso de construcción de túneles y los mecanismos de control que dispone la máquina tuneladora para minimizar tales movimientos. Algunos de estos estudios se presentan en: Clough et al. 1983, Lee et. al 1999, Cording, 1991; Matsushita et al., 1995, Mair y Taylor, 1997; Dimmock, 2003; Wongsaroj et al. 2006, Gens, A. et al., 2011.

El proceso de excavación de un túnel implica una alteración en el estado tensional original del suelo. Estos cambios pueden ser continuos o por etapas y se prolongan hasta que alcanza un nuevo estado de equilibrio. Esta alteración tensional, provoca movimientos en el terreno tanto en superficie como en profundidad. Tales movimientos se extienden en el terreno hasta una considerable distancia del frente de la excavación y tiene un marcado carácter tridimensional, excepto en zonas alejadas de dicho frente, donde el comportamiento se aproxima a deformación plana (Medina, 2000).

Según Mair y Taylor, 1997, existen cinco factores principales diferenciados entre sí asociados a la generación de movimientos (Figura 2.2) y que se describen a continuación.

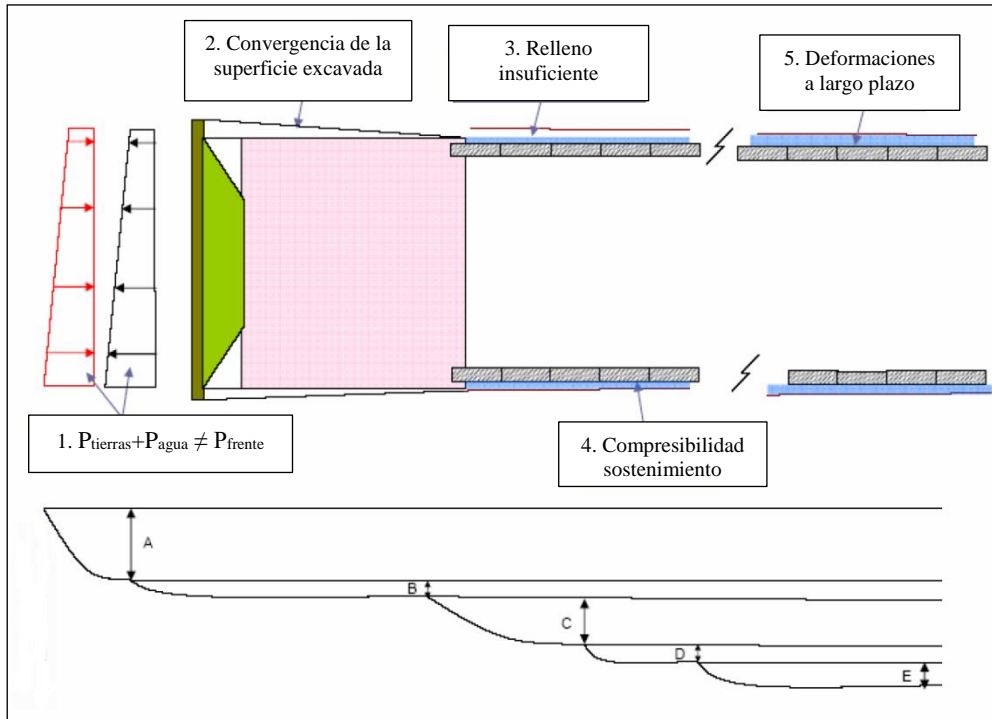


Figura 2. 2. Principales causas en la generación de movimientos del terreno asociados a la construcción de túneles mediante tuneladora EPB (Mair y Taylor, 1997)

1. Deformación en el frente de excavación provocado por el relajamiento de las tensiones in situ durante la excavación:

Debido a la relajación tensional producida en el frente de la excavación, se pueden dar episodios de asientos del terreno antes de la llegada de la rueda de corte de la máquina tuneladora. Según las observaciones de Attewell y Woodman, 1982 el asiento en superficie por encima del frente de excavación, en terrenos con soporte, puede alcanzar aproximadamente a la mitad del asiento máximo.

Este factor tiene más influencia cuando se excava túneles en modo abierto y, especialmente en terrenos arcillosos como se ha podido observar en las arcillas de Londres (Mair y Taylor et al., 1993). En cambio, cuando el método de excavación elegido es mediante tuneladora EPB, la deformación del terreno por delante del frente y la intrusión de la tierra circundante hacia la cámara de excavación puede ser controlada si se consiguen mantener tensiones similares a las pre-existentes en terreno. En la Figura 2.2 los asientos originados antes del paso de la rueda de corte se representan por la letra "A".

2. Convergencia de la superficie excavada:

Tendencia a una ligera sobreexcavación producida por la cabeza de corte. Se produce una sobreexcavación debida a las herramientas más exteriores de la rueda de corte y posteriormente, una convergencia del terreno a causa de la conicidad del escudo, dado que el diámetro de excavación es superior al de la parte posterior del escudo. En la Figura 2.2 se representa el asiento inducido durante el paso del escudo, representado por la letra “B”. La deformación máxima se produce entre el perfil excavado y el trasdós del escudo de cola.

3. Relleno insuficiente del espacio entre el trasdós de las dovelas y la parte exterior del escudo llamado (gap):

Después del paso de la cola del escudo, el espacio entre el perfil de excavación y el revestimiento instalado tiende a cerrarse generando movimientos en el terreno. En la Figura 2.2 se representa este asiento por la letra “C”. Este espacio se minimiza inyectando mortero en la cola del escudo simultáneamente al avance, teniendo en cuenta la velocidad y de la presión necesaria.

4. Compresibilidad del revestimiento (anillo de dovelas):

Bajo este nombre se incluyen las deformaciones de puesta en carga del revestimiento. El terreno se desplaza hasta el revestimiento instalado. La compresión del revestimiento genera una nueva distribución del estado de tensiones provocando una deformación adicional en el terreno alrededor del revestimiento. Estos movimientos se representan por la letra “D” en la Figura 2.2. Sin embargo, con relación a las magnitudes de las componentes “B” y “C”, este movimiento puede ser considerado como despreciable y muy difícil de observar en términos prácticos (Bono et. al, 2008).

5. Deformaciones diferidas fundamentalmente atribuidas al proceso de consolidación:

La consolidación es un proceso de cambio de volumen del suelo en el tiempo debido a la salida del agua de los poros. Fundamentalmente el proceso de consolidación del suelo en la construcción de un túnel con máquina tuneladora obedece a las sobrepresiones intersticiales generadas durante el proceso de excavación. La sobrepresión generada por la máquina se transmite a través de la porosidad del material y ésta se disipa en el tiempo. Las modificaciones generadas en las tensiones efectivas dan lugar a deformaciones en el terreno, más o menos importantes, dependiendo del terreno excavado. En terrenos formados por arcillas blandas, esta consolidación puede jugar un papel muy importante. Estas deformaciones se encuentran representadas por la letra “E” en la Figura 2.2.

De los cinco factores mencionados, los factores 1 y 3 son los dos factores más importantes para tener en cuenta, para minimizar la generación de asientos cuando se excava con máquinas tuneladoras. La magnitud final del asiento será la dada por la suma de todas las componentes “A, B, C, D y E”.

2.4 Medias aplicadas durante la excavación para minimizar la generación de asentamientos

Con tal de minimizar los posibles movimientos generados por la excavación y siguiendo con los principales factores que causan la generación de movimientos descritos en el apartado 2.3, las máquinas tuneladoras disponen de varios sistemas de mitigación relacionados con la gestión de las presiones y los volúmenes de inyección, como se muestran en la Figura 2.3 y que se describen a continuación:

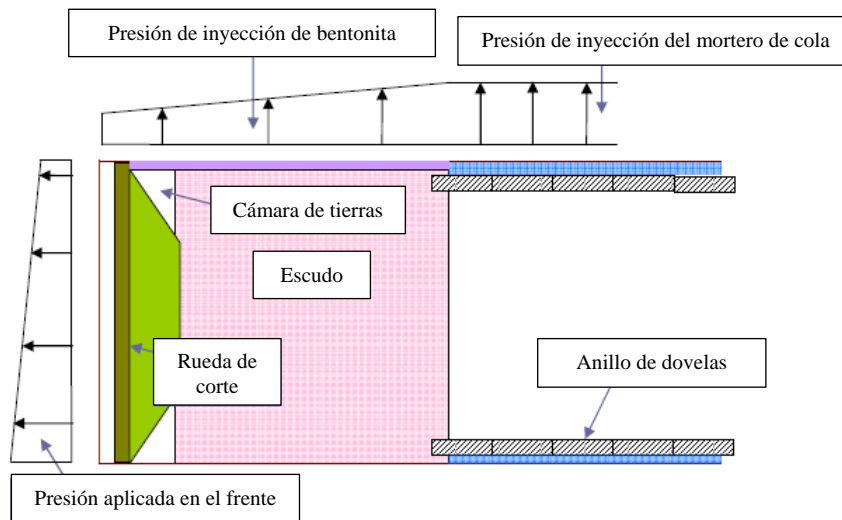


Figura 2. 3. Sistemas de control de asentamientos mediante presiones aplicadas (Paymacotas, 2008)

PRESIÓN APLICADA EN EL FRENTE

Estudios pioneros encaminados a determinar las condiciones de estabilidad del frente en la construcción de túneles, ya fueron llevados a cabo hace algo más de 70 años, durante la realización de las obras para el Metro de Chicago (Terzaghi, 1942 y 1942b). Las conclusiones que se obtuvieron son básicamente cualitativas y encaminadas a dar una serie de recomendaciones para la construcción de futuros túneles en condiciones similares.

Posteriormente, varios análisis relacionados con la estabilidad del frente de excavación fueron realizados considerando la excavación en condiciones drenadas y no drenadas, dependiendo de las condiciones “in situ” a excavar. Según Anagnostou y Kovári (1996) se puede considerar una excavación en condiciones drenadas cuando la permeabilidad del suelo es superior a 10^{-7} - 10^{-6} m/s y la velocidad de avance de la excavación es inferior a 1.7 mm/min.

Gran parte de estos análisis se basan en la estimación de la presión necesaria en el frente mediante el teorema de la cota superior (TCS) y teorema de la cota inferior (TCI) de la teoría de plasticidad, donde se identifica el tipo de suelo drenado o no drenado y se supone un medio elasto-plástico perfecto para roturas

en las inmediaciones de la excavación. Las roturas estudiadas son: del tipo general, roturas locales y roturas generales por exceso de presión en el frente conocido con el nombre de blow out.

En el caso de la construcción de túneles mediante tuneladoras de presión de tierras (EPB) bajo el nivel freático, el problema de rotura de frente se ve minimizado mediante la utilización de este tipo de escudos de frente cerrado (Naitoh, 1985; Krause, 1987). La deformación del terreno por delante del frente, con este tipo de máquinas, puede ser controlada si se consigue mantener en la cámara de excavación, tensiones similares a las pre-existentes en el terreno sin excavar.

En un terreno arcilloso, el mismo terreno puede servir como medio de soporte en la cámara de tierras de la máquina tuneladora (Maidl, 1996). Después de la adición de condicionantes, como: polímeros, espumas o bentonita, descritos en el apartado 2.2.2, el material excavado se transforma en un "lodo", con una densidad similar a la densidad del suelo sin excavar, que estabiliza el frente del túnel. El lodo debe ser presurizado de tal manera que esté en equilibrio con las fuerzas que ejerce el terreno y el agua intersticial del suelo. La mezcla de los agentes del suelo y aire tiene una cierta influencia en la fluctuación de la presión en la cámara de tierras. Mezclas compresibles con un bajo módulo de compresibilidad (por ejemplo, arena y espuma) dan menos fluctuaciones. Sin embargo, si la cámara de excavación está llena de escombros y la mezcla es casi incompresible (por ejemplo: suelos arcillosos y agentes acondicionadores líquidos), diferencias en la velocidad de excavación y la descarga del material puede dar como resultado fluctuaciones significantes en la cámara de presión. Un buen equilibrio evitará entre otras, la generación de sobrecavaciones en el frente. De esta manera la presión de frente que se aplica al material de la cámara de tierras ha de ser mayor al empuje de la presión de tierras y la presión de agua del terreno natural (ecuación 2.1):

$$P_{\text{frente}} \geq \lambda_t P_{\text{tierras}} + \lambda_a P_{\text{agua}} \quad 2.1$$

Por otra parte, la presión de trabajo en la clave de la tuneladora debe ser superior como mínimo a la presión de agua del terreno:

$$P_{\text{clave}} \geq P_{\text{agua}} \quad 2.2$$

para evitar levantamientos del terreno

$$P_{\text{clave}} \leq \frac{\sigma_v}{\lambda_{up}} \quad 2.3$$

donde λ_t , λ_a , λ_{up} son coeficientes de seguridad para la presión de tierras, la presión del agua y el levantamiento respectivamente.

La presión de frente o de confinamiento ha de satisfacer en todo momento, la presión en la clave del túnel y el gradiente de las presiones de tierras y de agua del terreno a excavar, por ese motivo, es importante el condicionamiento de los materiales en el interior de la cámara de tierras. El gradiente de la presión de confinamiento será lo más aproximado al del terreno “in situ”, con el fin de mantener una distribución uniforme de la presión en el frente. De esta manera, el cálculo de la presión de frente se ha de mantener a un nivel que permita condiciones estables de trabajo, no siendo demasiado bajas como para que se produzca un colapso incontrolado hacia la cámara de tierras ni tan elevadas para que se produzcan levantamientos del suelo. Aunque en teoría se ha de trabajar dentro del rango definido de presiones, es evidente que el valor máximo producirá los asentamientos mínimos, pero producirá un mayor desgaste de las herramientas de la rueda de corte. Por ese motivo, si no existen edificaciones en superficie, será de gran interés trabajar con el rango inferior de presión de frente posible (Bono, 2008). La Figura 2.4 muestra una descripción simplificada de la distribución de la presión en el frente del túnel. De acuerdo con West (1986), la presión de tierras en la cámara se equilibra, manteniendo la presión en la cámara más alta que la presión de agua ($C > A_1$ y $D > B_1$), pero algo menor que la suma de la presión del agua y la presión de tierra ($C < A_1 + A_2$ y $D < B_1 + B_2$). Normalmente valores intermedios en la presión de la cámara son elegidos para evitar un levantamiento en la superficie (Monteith, 2002).

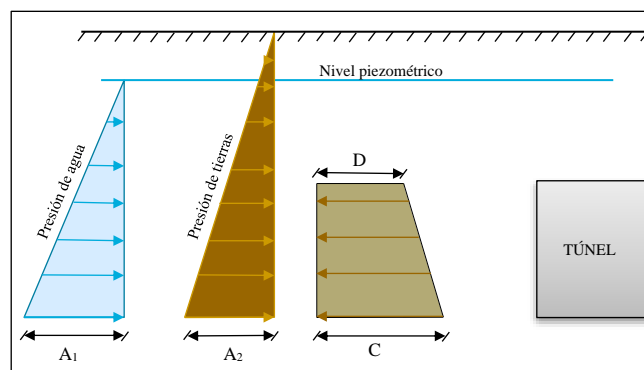


Figura 2. 4. Equilibrio de presión de tierras en el frente de la tuneladora (West, 1986)

PARADAS HIPERBÁRICAS

El avance de la tuneladora se realizará con la cámara de excavación llena de tierras, manteniendo en todo momento la presión de tierras en la clave lo más homogénea posible. En algunos casos, es necesaria la realización de paradas de mantenimiento para el control y/o cambio de diferentes herramientas de la rueda de corte de la máquina tuneladora. Estas intervenciones se realizan en condiciones hiperbáricas, es decir, en condiciones de presión diferentes a la atmosférica, que se consigue mediante aire comprimido a presión inyectado en la cámara y en algunos casos además inyectando bentonita para compensar el déficit de empuje y facilitar el mantenimiento de la presión en el frente como por ejemplo en la excavación del túnel bajo el

río Yandtze en China (Lin, et al., 2013) o en la Línea 9 de metro de Barcelona. En la Figura 2.5 se muestran unos buzos en la cámara de descompresión después de las tareas de mantenimiento de la rueda de corte en condiciones hiperbáricas.



Figura 2. 5. Buzos en la cámara de descompresión

PRESIÓN DE INYECCIÓN DE MORTERO DE COLA

En el caso de revestimientos de hormigón prefabricado el avance del escudo deja un espacio anular entre el suelo excavado y la parte exterior de los anillos de revestimiento conocido como “gap”. Este espacio, puede verse incrementado sino se rellena inmediatamente.

Algunos de los factores que contribuyen a un espacio mayor entre perímetro de excavación y revestimiento son: la forma cónica del escudo, desplazamiento del terreno en tramos curvos y posibles sobreexcavaciones. La excentricidad inevitable del revestimiento en relación con la cola del escudo y la posible deformación del revestimiento también pueden contribuir a un espacio mayor.

En términos generales, el espacio anular entre el trasdós del revestimiento y el perfil de excavación es rellenado mediante mortero inyectado a presión, desde la cola del escudo (Figura 2.3). Esta inyección de mortero directa a través de la cola del escudo conduce a un soporte inmediato del perfil de la excavación y el propio segmento de revestimiento (Barbendererde et al., 2002). Para que la inyección sea lo más eficaz se ha de realizar en única fase simultáneamente al avance de la excavación y lo más constante en el tiempo posible manteniendo una presión pre-definida, que por regla general suele ser desde 0.5 a 1 bar por encima de la presión en el frente de excavación. También se debe mantener el control sobre el volumen introducido, para garantizar el relleno óptimo del gap.

El mortero se sella mediante cepillos soldados en la cola del escudo para evitar que el mortero entre dentro de la tuneladora (Figura 2.6). Un buen control en este proceso de inyección en la cola del escudo junto con un buen control en la presión de frente resulta vital para el control de los movimientos en el terreno.

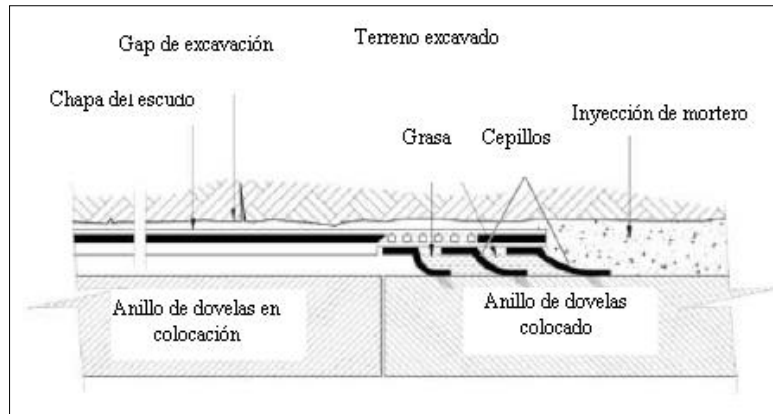


Figura 2. 6. Inyección de mortero en el gap de excavación

PRESIÓN DE INYECCIÓN EN EL ESCUDO

El escudo es una pieza metálica de acero. La superficie del escudo puede estar reforzada mediante una presión en la coraza del escudo de tal forma que los asientos en superficie no deberían causar ninguna deformación importante. Sin embargo, se necesita un contacto directo entre la coraza del escudo y el intradós del túnel. Estas condiciones únicamente pueden darse si el espacio entre el escudo y el perfil de excavación está completamente relleno, si la excavación se produce sin sobreexcavaciones, si la coraza del escudo es exactamente cilíndrica y si el escudo avanza absolutamente en línea recta. Estas cuatro condiciones raramente se cumplen, por lo que resulta, un gap o espacio entre el terreno y la pared del escudo. Generalmente la presión aplicada en la coraza del escudo no es suficiente para compensar la presión de tierras vertical ejercida sobre el escudo. El sostenimiento adicional de la zona se consigue mediante el llenado del “gap” con bentonita a presión controlada. Este material de inyección no debe ser demasiado líquido para que no fluya hacia la cámara de excavación. Por otro lado, tiene que ser suficientemente líquido para llenar completamente el gap, el cual, está constantemente cambiando a medida que avanza el escudo.

2.5 Métodos de estimación de movimientos en el terreno en condiciones de Greenfield

2.5.1 Movimientos en la superficie del terreno

Los movimientos en superficie producidos por el paso de una tuneladora corresponden idealmente a los que se muestran en la Figura 2.7, siendo la componente (x) la componente en la dirección transversal del avance del túnel (y) distancia del eje del túnel en la dirección longitudinal y la (z) representa el movimiento vertical desde la superficie hacia el túnel.

El origen de coordenadas se considera en el frente de la rueda de corte de la máquina. También se definen los desplazamientos verticales (S_v), desplazamientos horizontales, tanto en la dirección longitudinal al túnel (S_{hy}) como en la transversal (S_{hx}).

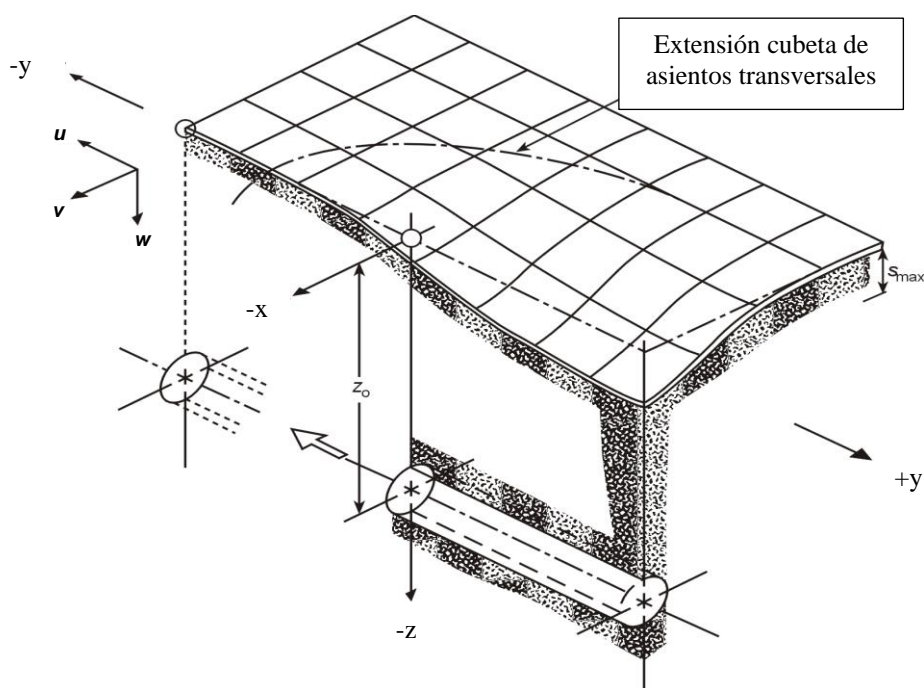


Figura 2. 7. Geometría de asientos inducida por la excavación de un túnel (Attewell y Yeates et al., 1986)

2.5.1.1. Movimientos transversales verticales

En un terreno libre de edificaciones y otras infraestructuras (terreno en condiciones de “greenfield”), Peck (1969) mostró que los asientos del terreno en un plano transversal al eje del túnel podían ser fácilmente representados mediante una distribución Gaussiana. Esta asimilación se fundamenta en las experiencias observadas y la comparación de asentamientos reales medidos a los descritos por la función.

En la Figura 2.8 se muestra la cubeta de asientos en superficie debida a una excavación subterránea. Siguiendo la aproximación de la curva, el asiento vertical en la dirección transversal queda definido por la expresión:

$$s_v(x) = s_{vmax} \exp\left(\frac{-x^2}{2i_x^2}\right) \quad 2.4$$

donde S_{vmax} es el máximo asiento vertical en superficie, x es la distancia transversal a la vertical del eje del túnel, i parámetro de anchura de la cubeta, representa la desviación estándar de la curva o el valor del punto de inflexión de la curva que separa la zona donde se producen deformaciones por tracción (“hogging”) en el terreno, de la zona donde se producen deformación por compresión (“sagging”).

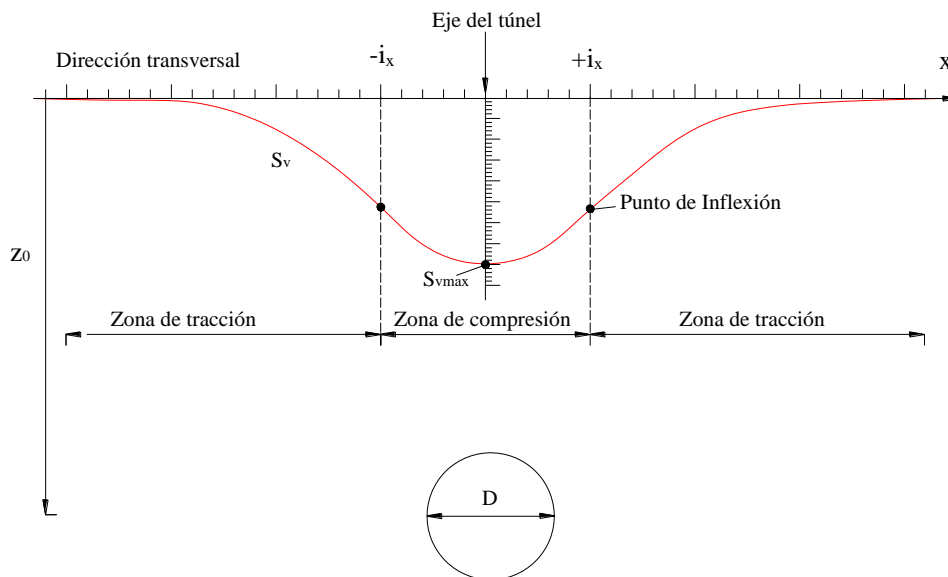


Figura 2. 8. Cubeta transversal de asientos (Peck, 1969)

El área (A_s) que queda envuelta entre la curva de asientos y la línea de superficie es igual a 1 y representa la probabilidad de que la variable x obtenga un valor entre $-\infty$ y $+\infty$. Consecuentemente el área envuelta por la cubeta de asientos puede ser expresada mediante la integración de la ecuación (2.4):

$$A_s = \int_{-\infty}^{+\infty} S_v(x) dx = \sqrt{2\pi} i_x S_{vmax} = 2.5 i_x S_{vmax} \quad 2.5$$

Generalmente expresada por unidad de longitud de túnel como volumen de la cubeta de asientos (V_s):

$$V_s = A_s * 1 = 2.5 i_x S_{vmax} \quad 2.6$$

En materiales con baja permeabilidad como pueden ser las arcillas el terreno excavado se puede considerar en condiciones no drenadas. El volumen de la cubeta de asientos superficiales (V_s) es igual al volumen de suelo excavado total (V_t). Sin embargo, cuando la excavación se realiza bajo condiciones drenadas, como sería el caso de las arenas, el volumen de la cubeta de asientos (V_s) $<$ (V_t) si las arenas son dilatantes.

El volumen de la cubeta de asientos puede ser expresado como el porcentaje del volumen teórico de la excavación (por unidad de longitud). El resultado es un parámetro adimensional, expresado en tanto por ciento que se conoce con el término de Pérdida de Volumen (Volume loss, V_L).

$$V_L = \frac{V_S}{\frac{\pi * D^2}{4}} \tag{2.7}$$

donde D es el diámetro del túnel.

Para un túnel circular, el asiento máximo se puede expresar de la siguiente forma:

$$a) S_{vm\acute{a}x} = -\sqrt{\frac{\pi}{32}} \frac{V_L * D^2}{i} \quad \acute{o} \quad b) S_{max} = -0.3113 V_L D^2 / Kz_0 \tag{2.8}$$

Por tanto, el desplazamiento vertical en superficie debido a la excavación de un túnel circular depende de dos parámetros que son: V_L y i (anchura de la cubeta de asientos).

2.5.1.2. Movimientos transversales horizontales

O'Reilly & New (1982) mostraron que los desplazamientos horizontales superficiales en la dirección transversal del eje de excavación y asumiendo que el vector resultante de desplazamiento se orienta hacia el túnel, estos movimientos horizontales pueden ser expresados según la ecuación 2.9:

$$S_{hx} = \frac{x S_v(x)}{z_0} \tag{2.9}$$

La Figura 2.9 se muestra el movimiento horizontal junto con la cubeta gaussiana. Se puede apreciar como el máximo desplazamiento horizontal ocurre en el punto de inflexión.

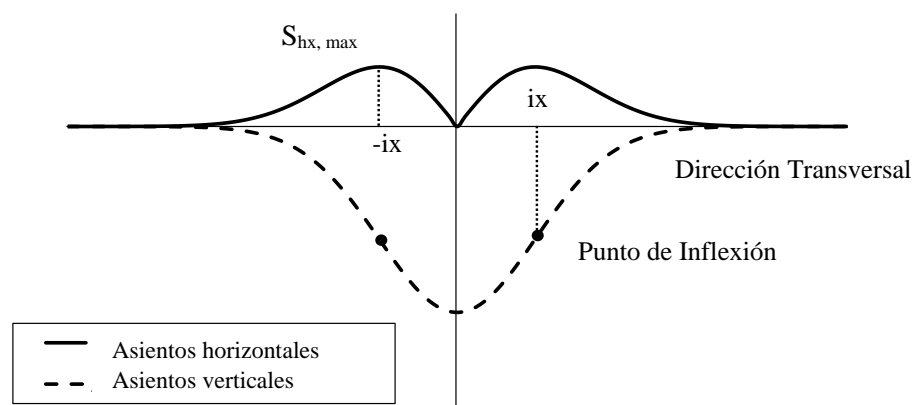


Figura 2. 9. Distribución de desplazamientos horizontales en superficie y cubeta de asientos verticales en superficie (O'Reilly y New, 1982)

2.5.1.3. Movimientos longitudinales

Attewell y Woodman (1982) mostraron que el perfil de asientos longitudinales podía ser considerado razonablemente como una curva de probabilidad acumulada. Si el perfil de asiento gaussiano longitudinal se escribe mediante:

$$S_v(y)_{x=0} = S_{v,max} \Phi \frac{y}{i} \quad 2.10$$

donde $\Phi(x)$ es la curva de probabilidad acumulada; y es la coordenada longitudinal como se muestra en la Figura 2.7. La función de probabilidad acumulada se define como:

$$\Phi(y) = \frac{1}{i_y \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{y^2}{2i_y^2}} \quad 2.11$$

los valores $\Phi(y)$ se encuentran tabulados en Attewell y Woodman (1982) o en la mayoría de los libros de estadística.

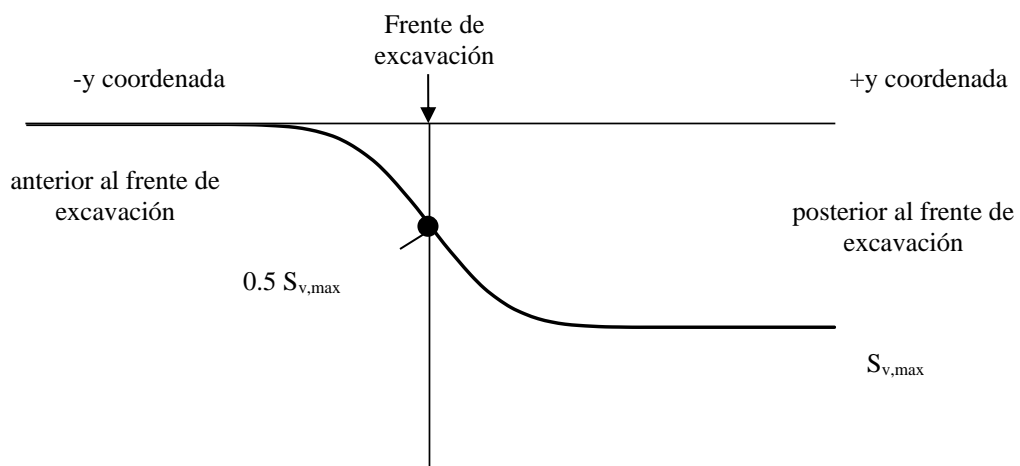


Figura 2. 10. Perfil de asientos longitudinales

La Figura 2.10 nos muestra el perfil de asientos longitudinales. Los asientos se incrementan en la dirección y , alcanzando el $S_{v,max}$ en $y=\infty$ mientras que $S_v=0$ cuando $y=-\infty$. El asiento en $y=0$ es igual a $S_{v,max}/2$. Attewell y Woodman (1982) mostraron que en arcillas blandas entre el 30%-50% del $S_{v,max}$ ocurre en frente de excavación, en el caso que la excavación no se realice mediante máquinas tuneladoras.

La anchura de la cubeta de asientos longitudinales viene definida por el parámetro i_y . En la literatura no existe demasiada atención con este parámetro. Attewell et al. (1986) compara estos dos parámetros i_x e i_y en un rango de valores para diferentes casos. Aunque los datos analizados indican que la cubeta de asientos transversales es ligeramente mayor que la cubeta de asientos horizontales, el estudio concluye que para un diseño general se puede suponer $i_x=i_y$, propuesto también por New y O'Reilly años después (New y O'Reilly (1992).

2.5.1.4. Volume loss

La estimación de la pérdida de volumen normalmente se basa en la revisión de casos de obras subterráneas en terrenos y condiciones similares. Varios autores han recopilados valores de la pérdida de terreno en diferentes proyectos como por ejemplo (Peck, 1969; Cording y Hansmire, 1975; Clough y Schmidt, 1981; O'Reilly y New, 1982, Attewell et al, 1986; Uriel y Sagasetta, 1989; Mair, et al., 1997) pero relativamente pocos autores prestan atención a la pérdida de volumen para cada una de las etapas implicadas en el proceso de construcción. Esto puede ser debido a que se requiere de un conocimiento detallado del proceso y del método de excavación utilizado en todo momento y no siempre es fácil disponer de toda esta información. Para máquinas tuneladoras tipo escudos, Attewell (1974) divide las fuentes de pérdida de volumen del terreno en 4 categorías:

Pérdida de terreno en el frente de la excavación: El terreno sin soporte en el frente de excavación tiende a moverse de forma radial hacia la excavación, provocando el desarrollo de asientos en superficie en el frente de excavación.

Pérdida de terreno en la zona del escudo: El movimiento radial del terreno en la zona del escudo debido a una sobreexcavación de la cabeza de corte, de dimensiones algo superiores a la cola del escudo.

Pérdida de terreno durante la colocación del revestimiento: El revestimiento colocado por detrás del escudo deja un espacio donde el terreno puede ser inestable, este terreno puede entrar dentro de la máquina, generando una pérdida de terreno mayor. Una vez el revestimiento está colocado, el terreno puede moverse alrededor del revestimiento ya que reemplaza inadecuadamente el área de contorno del escudo. Para minimizar esta pérdida de terreno se inyecta mortero entre el revestimiento y el terreno.

Pérdida de terreno después del relleno con mortero: Movimientos radiales del terreno continúan después del relleno y pueden provocar deformaciones debido a sobrepresiones transferidas por el nuevo límite.

En esta tesis la pérdida de volumen ha sido calculada mediante la expresión 2.7 para cada una de las cuatro categorías consideradas.

2.5.1.5. Anchura de la cubeta transversal de asiento

La experiencia permite estimar " i " (anchura de la cubeta de asientos) utilizando expresiones empíricas a partir del estudio de numerosos casos de excavaciones. Peck et al., (1969) propuso una relación entre el valor del parámetro i , z_0 (profundidad del eje de excavación) normalizados en función de R (radio de la excavación) o D (diámetro de la excavación) (Figura 2.11). Los datos mostraron una gran dispersión y se trazaron un conjunto de líneas que separan tres zonas según el tipo de suelo.

Una primera zona donde se engloban los materiales tipo rocas, arcillas duras y arenas por encima del nivel del agua, una segunda zona donde se encuentran los materiales arcillosos blandos a rígidos y un tercer grupo donde se encuentran las arenas por debajo del nivel del agua. Puntos con valores mayores de i/R parecen estar más asociados con túneles excavados en arcilla plástica que con variedades de materiales granulares. Una excepción importante, es la construcción de túneles en arenas por debajo del nivel freático, donde el control del terreno es especialmente difícil. Peck, a partir de los datos mostrados en la Figura 2.11, concluye que, como era de esperar, cuanto mayor es la profundidad del túnel, mayor es la extensión de la cubeta de asiento.

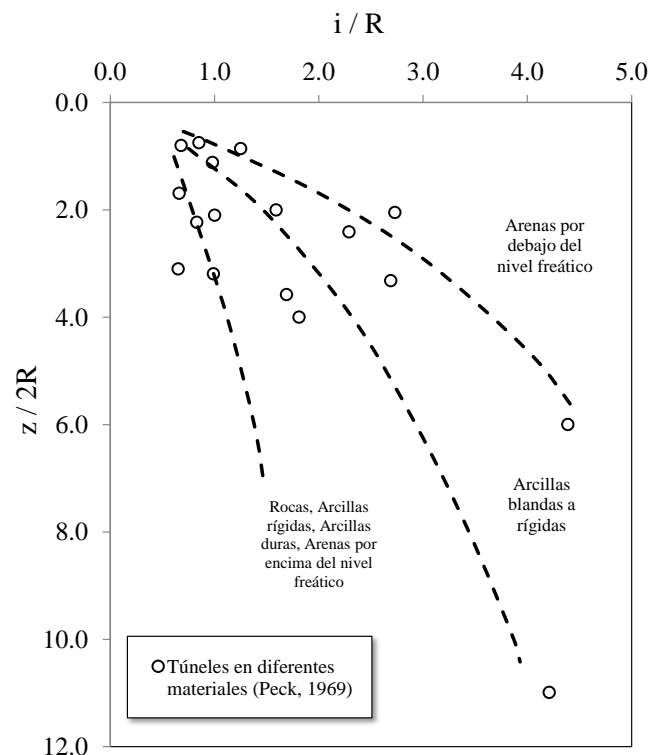


Figura 2. 11. Relación entre la anchura de la distribución de asiento, representada por i/R por la profundidad del túnel, $z/2R$ adimensional en función del diámetro de la excavación, para varios túneles en diferentes materiales

A partir de este trabajo, numerosos autores han trabajado con la idea de ser más precisos en el cálculo de “ i ”. O’Reilly y New et al., (1982), para el caso de materiales cohesivos y condiciones de deformación a volumen constante, asumen que todas las partículas del suelo tienen un desplazamiento radial hacia el centro del túnel. Además, la anchura de la zona de terreno deformado decrece linealmente con la profundidad, caracterizado por la expresión (2.12):

$$i_z = K (z_0) \quad 2.12$$

donde, i_z es la desviación estándar (parámetro de anchura de la cubeta de asiento), z_0 es la profundidad del eje del túnel y K (en superficie) es una constante empírica de proporcionalidad, que depende del tipo de

suelo. Este valor de K varía de 0.2-0.3 para suelos granulares a 0.4-0.5 para arcillas duras llegando a valores de 0.7 para arcillas blandas. Rankin (1988) presenta los resultados de un estudio similar al anterior, pero con una mayor base de datos. Estos resultados confirman que el valor de $K=0.5$ resulta apropiado para arcillas.

Kimura y Mair (1981) presentan resultados similares, a partir, de los ensayos con centrifuga. Su estudio demuestra que el valor de $K=0.5$ es independiente de la técnica de soporte y método de excavación aplicado.

Años más tarde (Moh, Z.C. et al., 1996) enunciaron que no existe una correlación significativa entre el parámetro i y el diámetro del túnel. Análisis numéricos muestran que para distancias mayores a un diámetro de túnel, por ejemplo, $z_0 > 1.5D$, la forma de la cubeta de asientos transversales no es significativamente dependiente del diámetro del túnel y la pérdida de volumen de terreno puede considerarse como un punto sumidero localizado en el eje del túnel (Glossop, 1977).

Clough y Schmidt (1981) propusieron la siguiente relación para suelos blandos:

$$i_0 = (D/2) (z_0/d)^{0.8} \quad 2.13$$

donde D es el diámetro del túnel. Esta ecuación puede ser reescrita como:

$$i_0 = 0.5 \cdot D^{0.2} \cdot z_0^{0.8} \quad 2.14$$

Queda claro que la anchura de la cubeta de asientos se encuentra poco influenciada por la profundidad a la que se encuentra el túnel z_0 y por el diámetro del túnel, D , en la anchura de la cubeta de asientos. En cualquier caso, se espera que i_0 sea dependiente de las propiedades del suelo y para ello es necesario establecer relaciones basadas en la experiencia local (Moh, Z.C.; Ju, D.H.; Hwang, 1996).

2.5.2 Movimientos en profundidad

Mair y Taylor et al., 1993, realizaron una recopilación exhaustiva de datos de campo y muestras de arcilla de Londres que ensayaron con centrifuga. Observaron que el parámetro K no era constante, como se había considerado en superficie y propusieron substituir el valor de K constante por una función $K(z)$. Se reemplaza el parámetro z_0 por (z_0-z) , donde z es a la profundidad donde se determina la distribución de asientos transversales.

$$i_z = K(z) \cdot (z_0 - z) \tag{2.13}$$

Siendo z la profundidad del punto considerado y z_0 la profundidad del eje de la excavación

Mair, R.J. et al, (1993) muestra que el valor de K para varios túneles en arcillas incrementa con la profundidad. En la Figura 2.11 se muestran estas medidas. Los ejes de abscisas y ordenadas están normalizados en función de la profundidad del túnel.

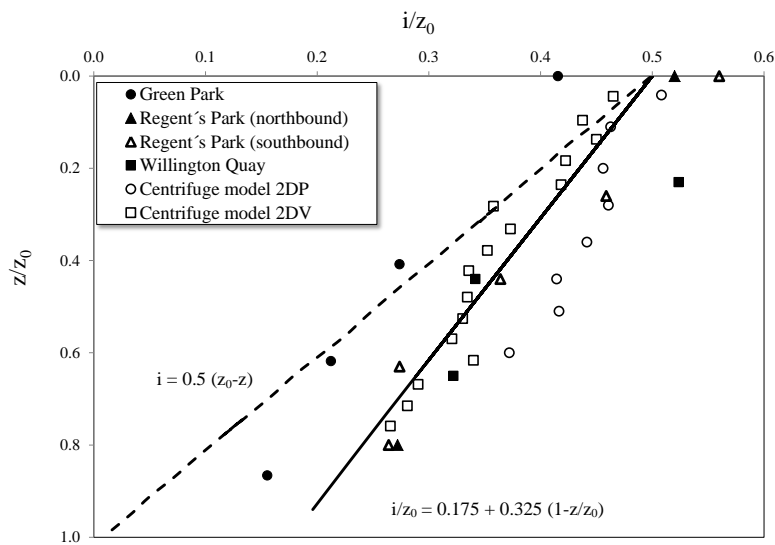


Figura 2. 12. Variación de la anchura de la distribución de asiento en profundidad con la profundidad para túneles excavados en arcillas

La línea de trazado discontinuo está representada por la Ecuación 2.13. Se puede observar como esta expresión subestima el valor de “ i ” con la profundidad. En contraposición la línea de trazado continuo se describe mediante:

$$\frac{i}{z_0} = 0.175 + 0.325 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) \tag{2.14}$$

La Ecuación 2.14 coincide mejor con las mediciones. Combinando las Ecuaciones 2.13 y 2.14 resulta la expresión:

$$K = \frac{0.175 + 0.325(1 - \frac{z}{z_0})}{(1 - \frac{z}{z_0})} \tag{2.15}$$

Para valores de $z=0$ (punto en la superficie del terreno), de la Ecuación 2.12 se extrae que, en el caso de arcillas, el valor de K es igual a $K=0.5$, como hemos comentado en el apartado anterior.

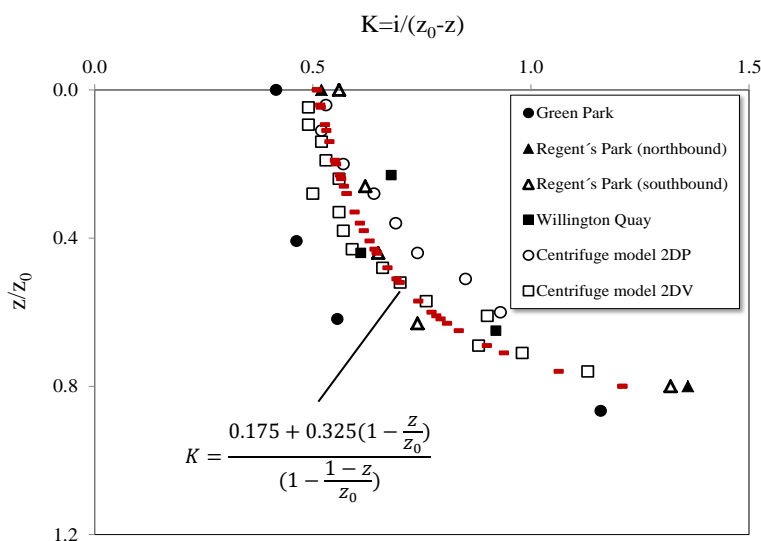


Figura 2. 13. Variación del parámetro K con la profundidad

En la Figura 2.12 se muestra el parámetro K en profundidad normalizado en función de la profundidad de la excavación. La curva dibujada describe la Ecuación 2.15. El gráfico muestra que para valores del terreno profundos el valor de $K=0.5$, podría subestimar el valor de “ i ” anchura de la cubeta de asientos en profundidad.

Combinando las Ecuaciones 2.6 y 2.7 con la Ecuación 2.14, el asiento máximo de la cubeta de asientos en profundidad puede ser expresado como:

$$\frac{S_{v,max}}{R} = \frac{1.25V_L}{0.175 + 0.325(1 - \frac{z}{z_0})} \frac{R}{z_0} \tag{2.16}$$

donde R es el radio de la excavación

2.6 Influencia del exceso de presión de poros durante el proceso de excavación sobre el asiento a largo plazo

Stallebrass, S. E., et al., 1994, llevó a cabo un análisis en elementos finitos en 2D para simular los movimientos del terreno a corto y largo plazo inducidos por la construcción de un túnel en la ciudad de Londres. La pérdida de volumen de terreno impuesta fue del 2% y el exceso de presión de poros inducido por la descarga fue medida durante un periodo de 10 años, asumiendo que el revestimiento del túnel era impermeable. La consolidación aumentó la cubeta solución de asiento vertical máximo medido a largo plazo en un 30% en comparación con el asiento vertical máximo medido a corto plazo.

Addenbrooke T.I., 1996, por su parte, llevó a cabo análisis también mediante elementos finitos en 2D para investigar los factores que podrían influenciar y aumentar los asientos a largo plazo. Los factores investigados incluyen el perfil de la presión de poros inicial, las condiciones de drenaje del túnel, la pérdida de volumen de terreno, la profundidad, el diámetro del túnel y por último la permeabilidad del suelo. Similares estudios por Shin, J.H. et al., 2002 en dos dimensiones fueron llevados a cabo, con el añadido de investigar la influencia en las condiciones de drenaje del túnel y el cambio del nivel piezométrico sobre el revestimiento permeable del túnel. Se concluye que la superficie del terreno continúa asentando a largo plazo, en el caso de que el revestimiento del túnel sea permeable, en cambio, cuando el revestimiento del túnel es impermeable, se produce ligeros levantamientos de la superficie.

En Mair, 2008, se muestran los datos de campo de asiento a largo plazo asociados a la excavación de túneles con revestimiento permeable en las arcillas rígidas sobreconsolidadas en Grimsby y Londres. En general, los datos indican que el túnel actúa como un dren. Mair también añade que los resultados de los asientos en superficie a largo plazo mostrados en dos dimensiones se ven en gran parte influenciados por la anisotropía en la permeabilidad y las condiciones de drenaje. Los resultados muestran que, si la permeabilidad horizontal del suelo en donde el túnel está situado es mayor que la permeabilidad vertical, la magnitud del asiento a largo plazo es mayor que la para el caso de permeabilidad isotrópica y la cubeta de asientos transversales también es más ancha.

Por otro lado, en Wongsaroj et al., 2013, nos dice que en el caso de las arcillas fuertemente sobreconsolidadas, la excavación de un túnel puede causar movimientos de levantamientos, cuando el revestimiento es impermeable. Esto es debido al hinchamiento del suelo como resultado de los excesos de presión negativos que se desarrollan por las tensiones de corte generadas en terreno fuertemente sobreconsolidados durante el proceso de excavación y que lentamente son disipadas. Esto es característico de las arcillas sobreconsolidadas que muestran un comportamiento de dilatación. La magnitud de los levantamientos aumenta con el volumen loss debido al aumento de la tensión de corte. En cambio, para

suelos normalmente consolidados o ligeramente sobreconsolidados, se espera el efecto contrario, en estos casos existe una tendencia de contracción durante el cizallamiento, como se encontró en el caso de la simulación mediante elementos finitos del túnel de Grimsby bajo las arcillas de Londres (Mair, R.J., Hight, D.W. & Potts, 1992). Esto es debido a la compresión del suelo alrededor del túnel que causa un incremento en la tensión efectiva, la cual va asociada con una reducción en la presión de poro ya que en este caso que nos plantea Mair, R.J., Hight, D.W. & Potts, 1992 el revestimiento es permeable y a medida que se reduce la magnitud del levantamiento pasa gradualmente a asiento. En resumen, Wongsaroj et al., 2013 nos dice que cuando una excavación es muy permeable, se produce una reducción en la presión de poros debido a una consolidación menor que además conduce a unos asientos debidos al proceso de consolidación menores. Para casos de revestimiento permeable, la magnitud de los asientos de consolidación incrementa a medida que incrementa la relación k_h/k_v , es decir, a medida que aumenta la anisotropía.

Para un túnel impermeable, la medida del desplazamiento de consolidación es independiente de la relación k_h/k_v del suelo. Como se verá en el Capítulo 7, después de hacer un estudio de sensibilidad de la permeabilidad a partir de las simulaciones realizadas con el programa de elementos finitos Plaxis.

Por otro lado, Wongsaroj nos dice que el proceso de consolidación ocurre en el tiempo y el perfil de asientos cambia en superficie, de tal forma que en muchos de los casos la curva Gaussiana no puede ser utilizada para representar este nuevo perfil de asientos (Wonsararoj et al., 2013). Es por ese motivo, que algunos autores como Vorster et al. (2005), Celestino et al., 2000 o Jacobsz et al., 2004, propusieron una modificación de la expresión de Gauss, con la finalidad de mejorar el ajuste entre la nueva curva y los movimientos a largo plazo (como veremos en el Capítulo 4 de esta tesis).

2.7 Modelación de túneles mediante el empleo de Elementos Finitos

Los Elementos Finitos es un buen complemento a los métodos semiempíricos empleados para estimar los movimientos en el terreno debidos a la excavación de túneles en el subsuelo. En la actualidad el uso de los métodos numéricos en general y más concretamente el empleo de los elementos finitos ha crecido exponencialmente para resolver cualquier problema relacionado con la excavación de túneles, aunque deben ser cuidadosamente empleados y los factores que pueden influir en la solución deben ser revisados críticamente (Clough y Leca, 1989). La precisión de los elementos finitos dependen según (Wongsaroj et al., 2005) de varios factores, entre los que se destaca: el grado de simplificación y supuestos realizados para el problema. Esto incluye la aproximación en los límites geológicos, hidráulicos, las tensiones iniciales, el proceso constructivo y la geometría de los servicios y estructuras adyacentes.

2.7.1 Análisis de elementos finitos en 2D

El proceso de excavación de un túnel se produce en 3D. Sin embargo, debido a la complejidad del problema en muchas ocasiones se simplifica optando por el uso de los elementos finitos en 2D. Las técnicas para modelizar los problemas superficiales de túneles en 2D se agrupan a menudo en tres categorías: modelos de sección transversal de deformación plana, modelos de sección longitudinal de deformación plana y modelos axisimétricos. La técnica más comúnmente utilizada es el modelo de sección transversal de deformación plana, el cual, es una simplificación del análisis de deformación plana de una sección perpendicular al eje longitudinal del túnel. Los modelos de deformación plana son habitualmente utilizados para geometrías con una o más secciones uniformes a la sección transversal y corresponden con un estado de tensión y un esquema de carga a una cierta longitud perpendicular a la sección transversal.

El modelo axisimétrico es utilizado para estructuras circulares con una o más secciones radiales uniformes y un esquema de carga alrededor del eje central, donde la deformación y el estado de tensión asumido son idénticos en cualquier dirección. Aunque este modelo parezca que podría simular el comportamiento alrededor del frente del túnel, Rowe y Lee (1992a) mostraron que proporcionaba diferentes comportamientos comparado con un modelo convencional de 3D.

Los análisis de esta tesis se efectuarán con el modelo transversal de deformación plana.

2.7.2 Procedimientos de excavación en túneles de frente cerrado con elementos finitos en 2D para simular efectos tridimensionales

Como hemos comentado, el proceso de excavación de un túnel es un proceso en 3D. Cuando se modela una excavación realizada con una tuneladora de frente cerrado mediante elementos finitos en 2D se debería considerar la deformación del suelo en el frente de la máquina tuneladora debido a que el suelo se mueve radial y axialmente hacia el frente del túnel produciéndose una pérdida de terreno anterior al paso de la tuneladora. Esto implica que el volumen entre la ubicación original y la superficie de corte final representa una pérdida de suelo antes de la excavación. Una pérdida adicional se producirá cuando el gap entre el diámetro de la superficie de corte y el diámetro externo del revestimiento del túnel no se compense con la inyección de mortero en la cola del escudo entre otras medidas ya comentadas en este mismo capítulo.

Para simular la excavación del túnel con escudo cerrado, se emplean diferentes métodos tales como: método del Gap (Rowe et al., 1983; Lee, K.M., et al., 1992), el método de stress reduction (β) (Addenbrooke, 1997; Möller, 2006), el método de contracción (Vermeer & Brinkgreve 1993, el método de la pérdida de volumen de terreno (Addenbrooke, 1997), el método de la presión de mortero (Möller, 2006; Möller, S.C., & Vermeer, 2008) y el método de la presión de mortero modificada (Surarak, 2010).

En esta tesis se empleará el método de stress reduction (β) (Addenbrooke, 1997; Möller, 2006) como método de simulación de excavación de túnel de frente cerrado, que será explicado en detalle en el Capítulo 7.

Capítulo 3

El caso de la Línea 9 de metro de Barcelona

3.1 Introducción

La ciudad de Barcelona dispone de una extensa red de metro con casi 90 años de antigüedad. El metro junto con la red de ferrocarril, el servicio de autobuses y el nuevo tranvía ofrece a los habitantes de la ciudad y cercanías diferentes modos de transporte público para desplazarse por el área metropolitana. Sin embargo, en los últimos años se observa una tendencia creciente en las grandes ciudades españolas a trasladar población a sus periferias, ya sea promovida por el encarecimiento de la vivienda en las grandes urbes o por la escasez de suelo edificable, como es el caso de la ciudad de Barcelona. Este fenómeno repercute en un incremento de la movilidad en toda el área de influencia y al mismo tiempo, en una necesidad de ofrecer un mejor servicio público, con mejores conexiones entre diferentes modos de transporte que compitan directamente con el transporte privado, tales como los automóviles y las motocicletas.

Frente a esta nueva situación, se constituyó en 1997, la Autoridad del Transporte Metropolitano (ATM), en ella participa la Administración autonómica -Generalitat de Catalunya- y las Administraciones locales - Ayuntamiento de Barcelona, Entidad Metropolitana del Transporte y otros ayuntamientos con servicios de transporte urbano, con la Administración estatal como observadora. La misión principal de la ATM es la coordinación del transporte público colectivo en la región metropolitana de Barcelona, a través de la planificación de infraestructuras y servicios.

En este contexto, ATM crea el Plan Director de Infraestructuras (2001-2010) para el transporte público (PDI). En él se describe el desarrollo del transporte público en la Región Metropolitana de Barcelona para

los próximos años. Esto significa una mejora de la red actual, la ampliación de líneas existentes, nuevo material rodante, etc..., con el objetivo principal de satisfacer la demanda actual.

Una de las infraestructuras más importantes dentro del PDI es la nueva línea de metro: Línea 9 (L9), con algo más de 47 Km, será, cuando esté finalizada, una de las líneas subterráneas más larga de Europa y conectará los municipios de Santa Coloma de Gramanet, Badalona, l'Hospitalet de Llobregat y el Prat de Llobregat con una alta densidad de población, con la ciudad de Barcelona. Actualmente, la nueva línea está en construcción y sin fecha de finalización definida según fuentes de la Generalitat de Catalunya.

En los siguientes apartados se hará un breve repaso a la historia y las líneas de metro existentes en la ciudad de Barcelona en la actualidad. También se realizará una extensa descripción del proyecto de la nueva Línea 9 de metro, los materiales que atraviesa su trazado, los métodos constructivos empleados y el sistema de auscultación instalado, haciendo principal hincapié en el tramo más sudoccidental, que será el tramo de estudio en esta tesis.

3.2 Historia y líneas existentes en la actualidad en la ciudad de Barcelona

El desarrollo de la red de transporte, ha venido íntimamente ligada a la historia de la ciudad de Barcelona desde finales del siglo XIX, ya que las redes de transporte colectivo del área de Barcelona han evolucionado paralelamente al crecimiento urbano.

Durante el siglo XIX, la población de Barcelona llegó a quintuplicarse promovida por el incipiente desarrollo industrial en la ciudad, fue entonces cuando surgieron los primeros Ferrocarriles de Barcelona (actualmente Línea Barcelona-Vallés) y las primeras líneas de tranvías de la ciudad. Ya a principios del siglo XX, la red de tranvías superaba los 100 Km y el tráfico rodado provocaba atascos constantes en la ciudad.

Es entonces que se busca una solución a este conflicto de espacio, solución que se acabará encontrando en el subsuelo con la aparición del metro. La primera línea de metro se inauguró en 1924, enlazando Plaça Catalunya con Plaça Lesseps que años más tarde pasaría a formar parte de la actual línea 3 (L3). Desde entonces el metro será un modo de transporte que se irá manteniendo a lo largo de los años, siguiendo el esquema de su configuración básica, aunque con importantes mejoras tecnológicas.

En la actualidad, la ciudad de Barcelona cuenta con un total de 11 líneas, operadas por dos compañías diferentes: "Transports Metropolitans de Barcelona (TMB) y Ferrocarrils de la Generalitat de Catalunya (FGC). La primera de ellas, fue creada en los años sesenta con el fin de gestionar las líneas de metro, junto con la red de autobuses y el funicular de Montjuïc. TMB es propiedad del ayuntamiento de la ciudad de

Barcelona y gestiona las líneas de metro: L1, L2, L3, L4, L5, L11 y el tramo operativo de la nueva línea L9 y L10 (todavía en construcción).

Por otro lado, FGC es propiedad de la Comunidad Autónoma de Cataluña y está a cargo en este momento tanto de los trenes de cercanías de toda el área metropolitana, como de las líneas: L6, L7, L8 de metro. Estas antiguas líneas de ferrocarril conectaban poblaciones cercanas con la ciudad de Barcelona. Actualmente estas líneas de ferrocarril se encuentran integradas en la red de metro de Barcelona.

En total, la red de metro metropolitano de Barcelona, está formada por 122,5 Km de vías y 166 estaciones, 100 estaciones sin correspondencia, 31 estaciones con una conexión a otro transporte metropolitano sea otra línea de metro, tranvía o funicular y 35 estaciones con dos o más enlaces con otro transporte de los anteriormente mencionados (Tabla 3. 1).

En la Figura 3.1 se muestra la actual red de metro de la ciudad de Barcelona. En esta Figura se muestran los tramos operativos de la zona norte de la nueva línea de metro, línea L9 Nord, entre Can Zam – Sagrera, y el tramo de la línea L10 Nord entre Gorg - Bon Pastor, conectando los municipios de Santa Coloma y Badalona respectivamente con la ciudad de Barcelona, puesto en servicio en 2010.

En la zona sud de la nueva línea de metro, son operativos los tramos, línea L9 Sud entre el Aeroport Terminal 1 y Zona Universitaria, y el tramo de Línea L10 Sud entre la estación de Zona Franca y la estación de Collblanc puesto en servicio en 2016 y 2020 respectivamente, conectando los municipios del Prat de Llobregat y L'Hospitalet con Barcelona.

En resumen, la ciudad de Barcelona, cuenta con una extensa red de metro con la finalidad de satisfacer las necesidades de movilidad y hacer más cómodos y rápidos los desplazamientos por el área metropolitana.

RED DE METRO DE BARCELONA					
	Km	Estaciones	Estaciones sin correspondencia	Estaciones con una correspondencia	Estaciones con dos o más correspondencias
Línea 1	20.7	30	15	8	7
Línea 2	13.1	18	10	4	4
Línea 3	18.4	26	16	3	7
Línea 4	17.3	22	11	8	3
Línea 5	18.8	26	17	5	4
Línea 6	5.19	9	7	0	2
Línea 7	3.91	7	4	1	2
Línea 8	11.8	11	8	0	3
Línea 9/10 (Nord)	13.3	15	7	5	3
Línea 9/10 (Sud)	25.9	23	12	7	4
Línea 11	2.30	5	3	1	1
TOTAL	149.30	188	110	42	36

Tabla 3. 1. Características técnicas de las diferentes líneas de metro

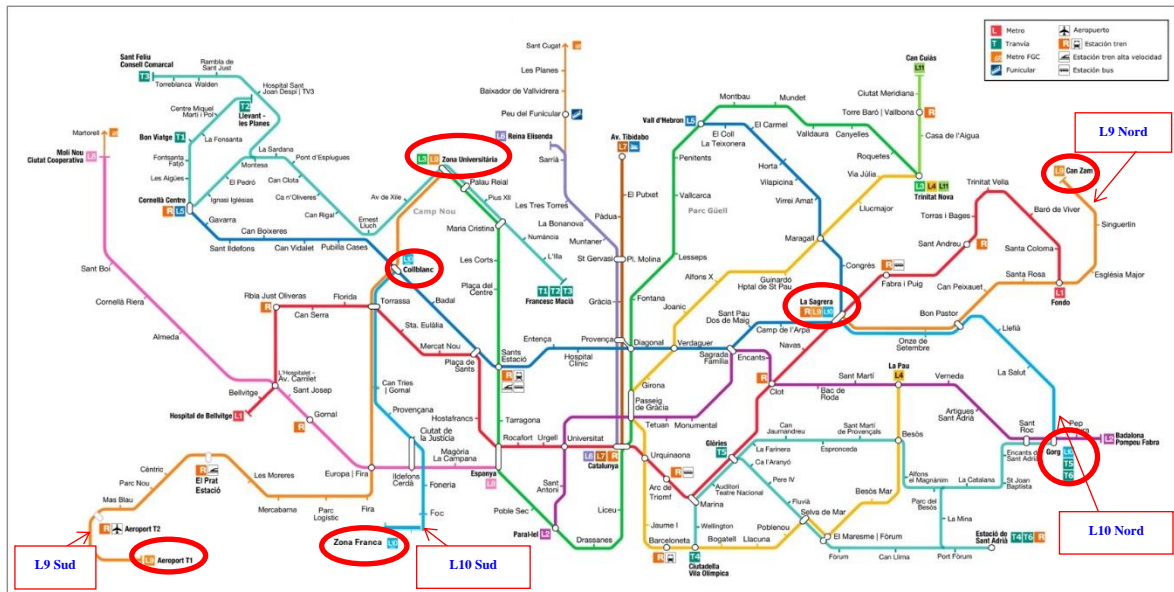


Figura 3.1. Red de transporte metropolitano de Barcelona en la actualidad

3.3 El caso de la Línea 9: descripción del proyecto

3.3.1 Antecedentes de la nueva línea

El proyecto de construir una gran línea de metro de carácter perimetral, una enorme parábola del río Llobregat al río Besós, que conecte con las demás líneas rompiendo el modelo radial del ferrocarril metropolitano de Barcelona, no es nuevo. Los planes de metro de 1971 y 1974 ya lo preveían. Pero no fue hasta el año 1999 cuando se retomó la idea con motivo de la elaboración del Plan Director de Infraestructuras 2001-2010 para el transporte público (PDI), que fue finalmente aprobado en 2002. Así se dio luz verde a la línea de metro más larga de Europa, que en realidad son dos líneas –la L9 y la L10, ya que cuenta con dos ramales, uno en el extremo del río Besós (ramal del Besós) y otro en el extremo del río Llobregat (ramal del Llobregat) como veremos en el siguiente apartado.

El comentado plan fijaba como principal objetivo de esta nueva línea de metro, dar la cobertura necesaria a varios territorios muy poblados, con una alta necesidad de movilidad y con grandes deficiencias de servicio de transporte ferroviario, como es el caso de los municipios de Santa Coloma y Badalona y algunos barrios como: Bon Pastor, Sarrià y Pedralbes en la ciudad de Barcelona.

Además, se crearía una vía rápida de conexión entre Barcelona y el aeropuerto del Prat situado aproximadamente a 17 Km del centro de la ciudad, la zona de actividades logísticas del Puerto de Barcelona y el polígono industrial de Zona Franca situados al suroeste de la ciudad, que quedarían también conectados con la ciudad, mediante la red de metro.

Otro aspecto determinante de esta infraestructura fue la necesidad de incrementar el efecto red (conexión con otros medios de transporte público, especialmente con los ferroviarios) de Barcelona y su conurbación.

En el Apéndice I se recogen diversos artículos extraídos de la hemeroteca del periódico “La Vanguardia”, donde se observa la evolución de los diferentes trazados de la Línea 9, hasta adaptarse en la mejor medida posible, a todos los objetivos prefijados. También se recoge algún artículo sobre la evolución y algún que otro problema acontecido durante la evolución de las obras.

3.3.2 Descripción y características del trazado de la Línea 9 y Línea 10

El conjunto de la Línea 9 (L9) y Línea 10 (L10) tendrá 47.8 Km y será la línea subterránea automática más larga de Europa, conectando los municipios de Santa Coloma de Gramanet, Badalona, Barcelona, L'Hospitalet de Llobregat y el Prat de Llobregat (Schwarz H., Bote R. & Gens A., 2006; Deulofeu C., Schwarz H. & Comulada M., 2007; Gens et al., 2006, 2009, 2010; Di Mariano A., et al., 2007; 2009). Este último municipio “El Prat de Llobregat” con 64.599 habitantes (según los datos de 2019 del Instituto de Estadística de Cataluña) es uno de los municipios más poblados y que hasta el momento únicamente contaba con líneas de autobús y ferrocarril.

En la Figura 3.2, se muestran los municipios por donde atravesará la futura L9 y L10 y los habitantes de cada uno de ellos según el Instituto de Estadística de Cataluña (IDESCAT) a 1 de abril de 2019.

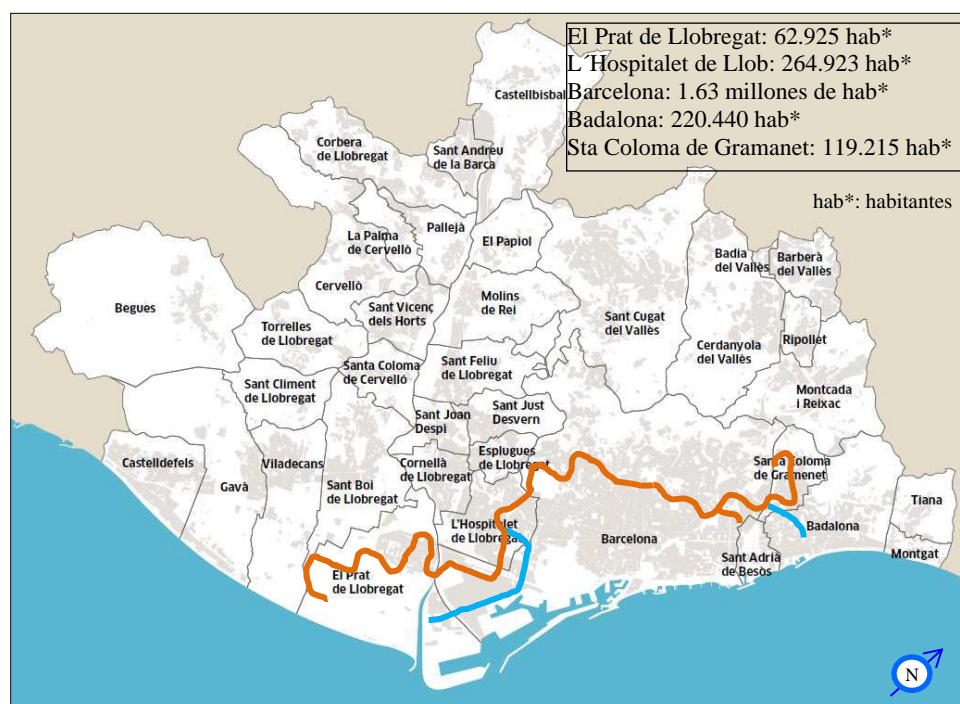


Figura 3.2. Mapa de municipios que atraviesa la Línea 9 y Línea 10 de metro de Barcelona

El trazado de la línea 9 y la línea 10, está formado por un tramo central y dos ramales uno en cada extremo. Uno de los ramales, el ramal de Santa Coloma de Gramanet y el del Prat de Llobregat se identifican exclusivamente como la L9 (trazado de color naranja en la Figura 3.2). El ramal de Badalona y, en el otro extremo de la línea, el tramo entre el polígono Pratenc y Provençana se identifica como L10 (trazado de color ciano en la Figura 3.2). Por último, el tramo intermedio será común a las dos líneas y estarán identificadas las dos líneas como L9 y L10, de manera que los usuarios podrán identificar fácilmente hacia que ramal se dirige cada uno de los trenes.

En la Figura 3.3 se muestra un plano del trazado final de la Línea 9 y la Línea 10. En la Figura se pueden observar los dos ramales en los extremos del trazado central de la línea (ramal perteneciente al río Besós), y justo en el otro extremo, el ramal de la zona sud (ramal perteneciente al río Llobregat).

El ramal del Besós permitirá dar servicio a zonas densamente pobladas y donde actualmente no disponían de ninguna línea de metro cercana, como: Bon Pastor en Barcelona, Llefia y el barrio de La Salut en Badalona y las zonas de Can Zam, Singuerlín, Santa Rosa y Can Peixauet en Santa Coloma de Gramanet (Ormazabal G., et al. 2008; Vicario, 2004).

En el extremo opuesto de la línea, la bifurcación del Llobregat permitirá unir puntos estratégicos, centros logísticos y zonas de equipamiento y servicio como: el aeropuerto del Prat, Mercabarna, la Fira -recinto de exposiciones de la ciudad-, la ampliación del Puerto de Barcelona, el polígono industrial de Zona Franca y la Ciudad de la Justicia.

El tramo central entre la estación de la Sagrera-TAV y la estación de Parc Logístic atravesará lugares tan importantes como: el Campus Universitario de la Diagonal, el Hospital de Sant Pau, el Parc Güell, la estación del tren de alta velocidad Sagrera/TAV e importantes zonas deportivas como: la ciudad de Básquet y el campo de futbol del Camp Nou del Fútbol Club Barcelona. Además, conectará zonas de la parte alta de la ciudad con la periferia y con otras redes de metro.

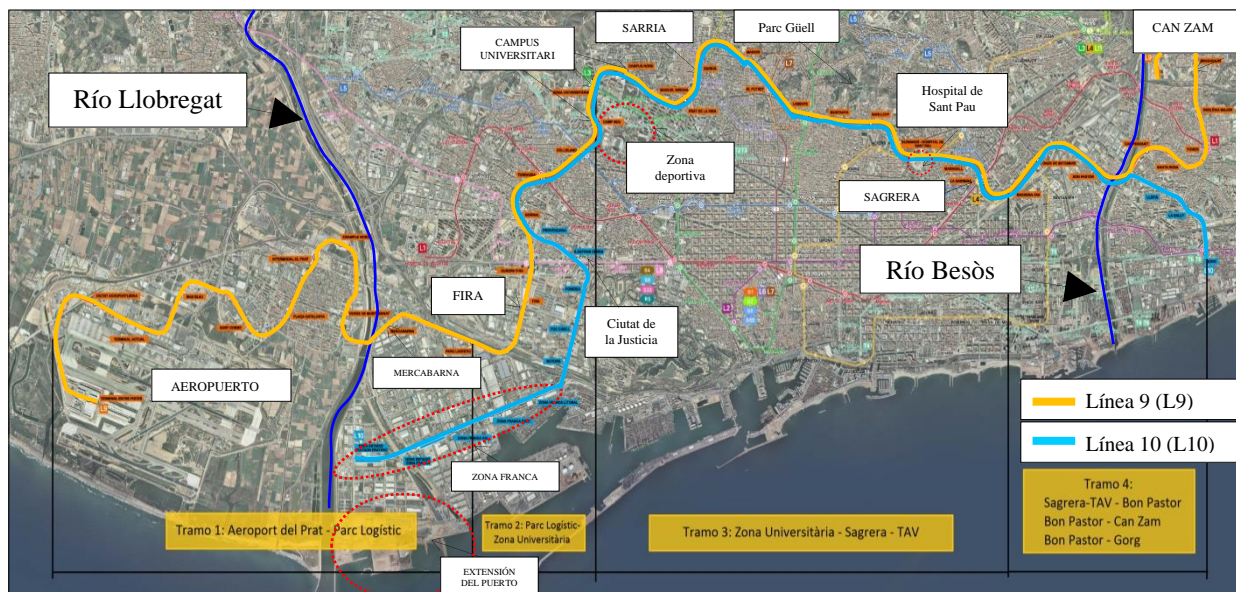


Figura 3.3. Trazado de la línea 9 y línea 10 de metro de Barcelona

Dada la gran magnitud de la obra, con su largo recorrido de casi 48 Kilómetros de trazado, el trazado de la Línea 9 y Línea 10, atraviesa territorios de geología muy variada y compleja. Precisamente la diversidad en el subsuelo, es una de las características particulares de esta línea de metro. Consecuentemente, la línea ha sido diseñada en 4 tramos por separado, dentro de un marco conceptual común, en función de las características del subsuelo por el que discurre:

Tramo 1: zona sur desde la estación Terminal entre pistas (nueva terminal T1 del aeropuerto del Prat) hasta Parc Logístic. Este tramo, con 12.54 kilómetros tiene 9 estaciones operativas de las 11 proyectadas.

Tramo 2: desde el Parc Logístic en el ramal de L9 y desde el polígono Pratenc en la Zona de Actividades Logísticas (ZAL) en el ramal de L10 hasta la estación de Zona Universitària en el tramo central. Este tramo con 14.86 Km estará compuesto por 2.8 Km de viaducto (entre Zona Franca (ZAL) Polígono Pratenc y Zona Franca Litoral) y 12.06 Km de túnel (entre la estación de Motors hasta Zona Universitària). El número total de estaciones será de 17, en la actualidad se encuentran operativas 8 estaciones.

Tramo 3: en la parte central, atraviesa la zona alta de la ciudad desde Zona Universitària hasta la estación de La Sagrera/TAV. Este tramo con 9.4 Km, se encuentran proyectadas 11 estaciones.

Tramo 4: zona norte, conectará el tren de alta velocidad en la estación de la Sagrera/TAV hasta Can Zam/Gorg. Este tramo, con 13.3 Km, tiene 12 estaciones en operación de las 13 estaciones proyectadas.

En total la línea L9/L10 consta de 52 estaciones en un su proyecto inicial, 20 de las cuales, serán intercambiadores con cercanías, TGV, metro, FGC y tranvía (Figura 3.3). En la actualidad, 8 estaciones han sido aplazadas debidos a problemas económicos y son: Ciutat Aeroportuària, Eixample Nord, Motors, Idelfons Cerdà, Provençana, Camp Nou, Manuel Girona y Muntanya.

El servicio de la Línea 9 será explotado por TMB (Transports Metropolitans de Barcelona) y por ella está previsto que transcurran 350.000 personas al día, unos 130 millones de pasajeros al año, según fuentes de la Generalitat de Catalunya. Información adicional sobre el proyecto de la Línea 9 y sus cifras se puede encontrar en Della Valle, 2002 y Borràs X. et al. 2003.

Algunas de las estaciones del nuevo tramo puesto en funcionamiento han cambiado de nombre respecto al proyecto original como es el caso de las estaciones: Terminal entre pistes por Aeroport T1, Terminal Actual por Aeroport T2, Sant Cosme por Parc Nou, Plaça Catalunya por Cèntric, Intermodal Prat de Llobregat por El Prat Estació y Verge de Montserrat por Les Moreres que corresponden todas ellas al Tramo 1. En el Apéndice II se muestra en detalle el trazado de toda la Línea 9 y Línea 10 junto con todas las estaciones incluso aquellas que han sido aplazadas (Figura AII.1). Además, se muestra en detalle el Tramo 1 con los nombres de estación iniciales en el proyecto y los nombres actuales (Figura AII.2). Por último, se muestra todo el tramo de trazado puesto en funcionamiento (Figura AII.3).

3.3.3 Método constructivo de la L9/L10

La L9/L10 constará de 45 Km entre tramos de túnel y estaciones y 2.8 Km de viaducto. Entre los 45 Km de túnel:

- 26.2 Km serán construidos con una tuneladora de 12 metros de diámetro
- 13.3 Km serán construidos con una tuneladora de 9.4 metros de diámetro
- 4.6 Km serán construidos mediante la técnica “Cut & Cover”
- 0.9 Km serán construidos mediante túnel en mina

En un proyecto de tal envergadura fue necesario coordinar el método constructivo a emplear y las necesidades mecánicas necesarias que conlleva, para cada tramo excavado. Diversos factores como: la geología por la que discurre cada tramo del trazado de metro, servicios como: canalizaciones u otras líneas de metro y tren ya existentes en profundidad y el que sea una línea que gran parte de su trazado discorra por zonas densamente pobladas en superficie, repercutieron directamente en la elección de los métodos constructivos finalmente utilizados.

La construcción mediante “Cut & Cover” únicamente fue posible en tramos muy cortos, debido a que la mayor parte del trazado discurre bajo suelo urbano, con edificios en superficie como ya hemos comentado. Así que la principal decisión fue elegir entre la construcción mediante túnel en mina o mediante tuneladora.

En suelos duros y rocas blandas la solución de túnel en mina puede ser posible, pero existen riesgos considerables especialmente cuando se cruza con abundantes zonas de falla (Gens, A. et al, 2006). El control de la subsidencia en superficie en estos casos podría ser también más difícil de controlar, además

el uso de métodos de perforación y voladura tiene sus limitaciones cuando se usan en zonas urbanas densamente pobladas, en cuanto a seguridad y ritmo de producción. Por todos estos motivos, el método generalmente adoptado para la construcción de la línea 9 ha sido mediante tuneladora.

El sistema de excavación mediante máquina tuneladora, es un sistema que la ciudad de Barcelona únicamente tenía el precedente de Línea 2 (L2) entre Sant Antoni y Sagrada Família. En los años 70 se utilizaron este tipo de máquinas, pero con un diseño mucho más rudimentario que los que se utilizan en la actualidad.

Las tuneladoras que se utilizan en la construcción de la Línea 9 son de última generación y están preparadas para perforar terrenos de diferentes composiciones.

Como vemos en la Tabla 3.2, para la ejecución de los diferentes tramos que conforman la L9 se han utilizado, diferentes máquinas tuneladoras. Por un lado, las tuneladoras del tipo EPB (Earth Pressure Balance) y por otro lado la tuneladora tipo dual EPB/TBM convertible, que puede excavar tanto en modo abierto como en modo cerrado (Borràs et al., 2003; Mendaña, 2009). La primera trabaja en zonas donde el material predominantemente es tipo suelo (blando y duro) y es necesario estabilizar el frente de excavación presurizándolo con el propio terreno recién excavado y adecuadamente acondicionado, mientras que la otra máquina está destinada a tramos donde el material es más del tipo roca (más información ver Borràs et al., 2003).

En la Figura 3.4 se presenta el trazado de la L9 indicando todos los métodos constructivos que se han empleado a lo largo de todo el trazado.

Tramo	Geología	Tipo de Tuneladora	Diámetro de excavación (m)	Longitud de túnel (m)
Tramo 1 (Mas Blau-Aeroport)	Suelo	EPB	9.40	4125.521
Tramo 1 (Mas Blau-Parc Logístic) y Tramo 2 (Parc Logístic-Fira)	Suelo	EPB	9.40	8174.479 + 1000
Tramo 2 (Zona Franca- Zona Universitaria) y Tramo 4 (Gorg – Sagrera)	Suelo	EPB	12.06	5800 + 5500
Tramo 3 (Zona Universitaria-Sagrera TAV) y Tramo 4 (Can Zam a Bon Pastor + Santader-Sagrera)	Roca dura / Suelo	Dual TBM	11.95	9400 + 5500

Tabla 3.2. Distribución de las diferentes tuneladoras para los diferentes tramos

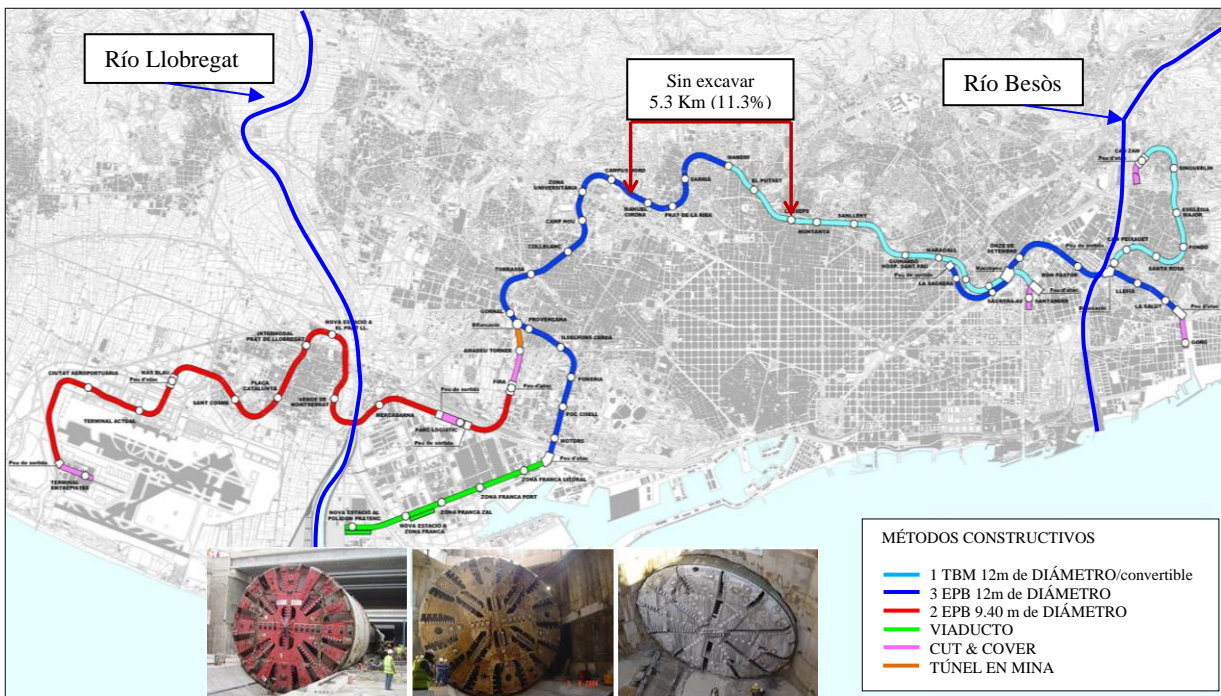


Figura 3.4. Métodos y tipos de excavación en el trazado de la Línea 9

Otra importante decisión fue la referida a la sección del túnel. Una de las soluciones adoptadas fue la construcción de un túnel simple con doble vía. Considerando trenes y pasarelas de emergencia, el diámetro del túnel excavado es de aproximadamente 9.4 metros, que representa un área de 70.9 m². Desde el aeropuerto del Prat hasta la estación de Fira, se han utilizado dos tuneladoras con rueda de corte 9.40 m, como se muestra en la Figura 3.4. En la Figura 3.5 se observa una sección del túnel con doble vía.

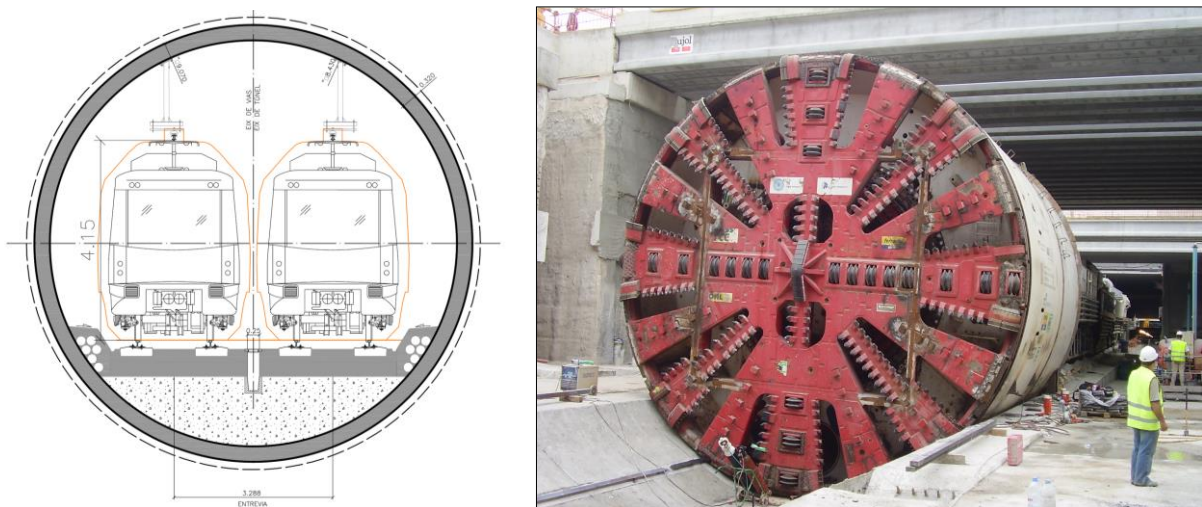


Figura 3.5. a) Sección de túnel de 9.40m de diámetro doble vía a nivel empleada en el Tramo 1 b) Máquina EPB de 9.40 m de diámetro utilizada en el Tramo 1 entre las estaciones de Mas Blau y Terminal entre pistes

En el resto de la línea se están utilizando cuatro tuneladoras con una rueda de corte de aproximadamente 12 metros de diámetro, con una sección aproximada de 113.1 m² (Figura 3.4 y Figura 3.6), que permite que los trenes circulen por vías superpuestas en dos niveles diferentes separados por una losa intermedia y que las estaciones estén totalmente integradas en la sección del túnel. Los andenes y dependencias técnicas están situados dentro del túnel. En la Figura 3.6 se muestra este tipo de sección tan novedosa y únicamente adoptada en la ciudad de Barcelona por el momento.

Más información sobre las características de todas las secciones propuestas en la fase de proyecto, se pueden encontrar en Schwarz et al., 2006. El Apéndice II (Figura AII.4) se muestra algunas fotografías sobre la losa intermedia de separación entre vías.

Entre la estación de Amadeu Torner y el Pou Bifurcació, el túnel se ha realizado mediante túnel en mina (Figura 3.4). Este pequeño tramo de túnel de algo menos de 1 Km, se ha dispuesto con doble vía superpuesta en dos niveles (Figura 3.7), y sirvió junto con el tramo entre las estaciones de Fira y Amadeu Torner realizado mediante Cut & Cover, de túnel de transición entre la sección de 9.40 m de diámetro a 12.06 metros de diámetro.

Por último, en la parte situada más al sur de todo el trazado, el tramo que discurre por Zona Franca, donde la L10 conectará con el Puerto y la Zona de Actividades Logísticas de Zona Franca (ZAL), los trenes circularán sobre un viaducto. La opción de un paso elevado, en esta parte de Zona Franca, muy cercana al puerto, surgió después de comprobarse que bajo esta zona discurren una gran cantidad de servicios enterrados (oleoductos, gaseoductos, colectores...), que podrían complicar en gran medida la obra subterránea. Esta solución permite una rápida construcción, ya que supera todos los obstáculos de una forma económicamente ventajosa.

Las estaciones en este tramo estarán situadas a 6.5 metros de altitud y el acceso desde la calle será a través de escaleras mecánicas y ascensores. El viaducto, que tendrá algo menos de 3 Km de longitud, es el primero de estas características que se construye en España y ayudará a mejorar la movilidad en una de las zonas más dinámicas de Europa con más de 300 empresas instaladas.

En la Figura 3.8 se muestra un esquema del viaducto acabado y una foto en fase de construcción. El espacio entre los dos viaductos se aprovechará para colocar los andenes de las estaciones.

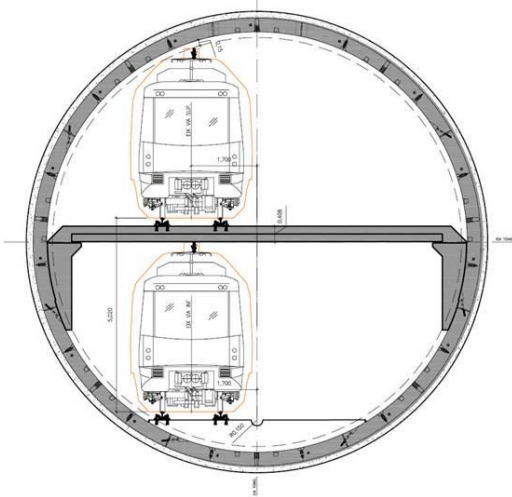


Figura 3.6. a) Sección del túnel de 12 metros de diámetro. Doble vía superpuesta en dos niveles en los tramos 2,3 y 4 b) Máquina TBM/EPB de 11.95 m de diámetro utilizada en el Tramo 4 entre las estaciones de Can Zam y el Río Besòs y parte del Tramo 3

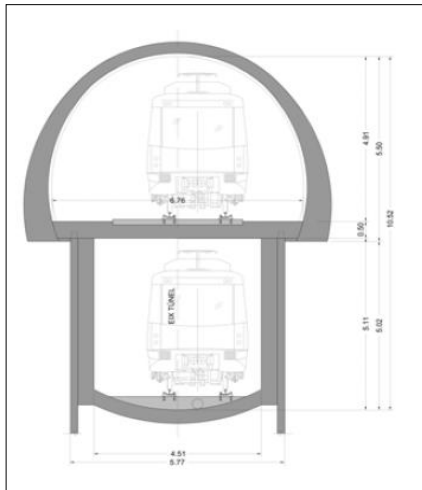


Figura 3.7. a) Sección del túnel en mina. Doble vía superpuesta en dos niveles en el Tramo 1 entre las estaciones de Europa/Fira y Pou Bifurcació b) Fotografía de la parte superior del túnel en mina realizado entre Europa/Fira y Pou Bifurcació

Actualmente de todo el trazado de la línea 9 se encuentra excavado el 88.7 % entre túnel y viaducto. El 11.3% restante se encuentra entre las estaciones de Campus Nord y Manuel Girona y la estación de Lesseps que representan 5.3 Km de longitud sin excavar (ver Figura 3.4).

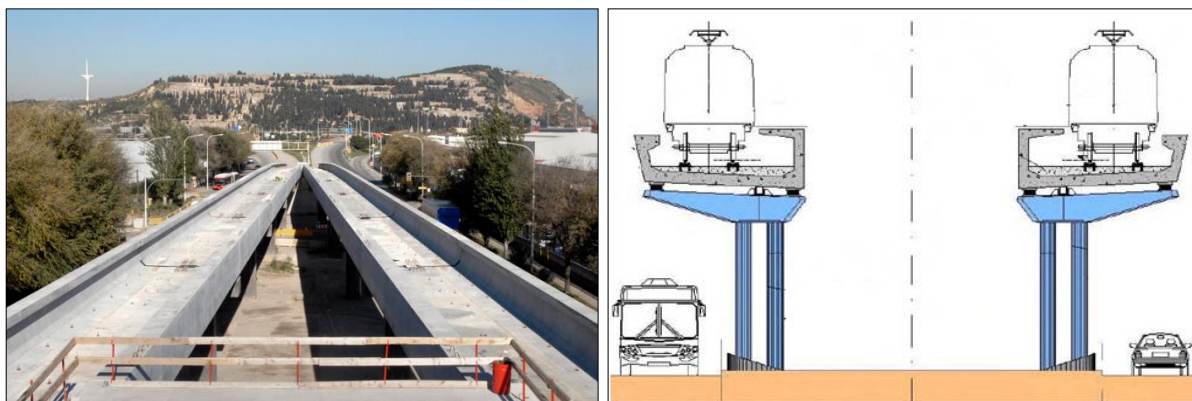


Figura 3.8. a) Esquema del viaducto realizado entre el Polígono Pratenc y Zona Franca Litoral b) Fotografía del viaducto en fase de construcción al paso de la Zona Franca

3.3.4 Secuencia de excavación de la L9/L10

Inicialmente se habían de emplear tres tuneladoras, pero finalmente han sido cinco las utilizadas en la excavación del subsuelo urbano de Barcelona.

Las dos primeras máquinas de 11.95 m y de 12.06 m de diámetro fueron las encargadas de empezar a excavar en la zona de Can Zam, en el municipio de Santa Coloma de Gramanet, en junio de 2003, y en la zona de Gorg en el municipio de Badalona, en septiembre del mismo año, respectivamente. A lo largo del municipio de Sta. Coloma, la Tuneladora 1 (de 11.95 m de diámetro) avanzó desde la estación de Can Zam hasta poco antes del Río Besòs, donde se desmontó y fue trasladada al Triangle Ferroviari, desde donde abrió el enlace entre los talleres del Triangle Ferroviari y la estación de la Sagrera-TAV. Según el proyecto final, esta tuneladora hubiese continuado hasta la estación de Mandri, pero, debido a la paralización de la construcción por problemas económicos, fue finalmente desmontada en la estación de Lesseps.

La Tuneladora 2 (12.06 m de diámetro), excavó bajo el subsuelo de Badalona desde la estación de Gorg hasta pasada la estación Sagrera-TAV, donde fue desmontada y trasladada al Paseo de Zona Franca. En esta nueva zona, excavó desde la estación de Zona Franca Port hasta la estación de Gornal ya en el municipio de Hospitalet de Llobregat.

La Tuneladora 3 comenzó en mayo de 2006. Tiene 9.4 m de diámetro y fue la encargada de abrir el túnel entre la estación de Fira y la estación de Parc Logístic. Al llegar a la estación de Parc Logístic se trasladó a Mas Blau, desde donde el 21 de noviembre de 2007 reinició la perforación en sentido opuesto hacia el Parc Logístic nuevamente, donde llegó el 14 de abril de 2010.

La Tuneladora 4 de también 9.4 m de diámetro perforó el tramo entre la estación de Mas Blau hasta el Aeropuerto. Comenzó el día 28 de marzo de 2008 y finalizó el 15 de abril de 2009.

La Tuneladora 5 de 12.06 m de diámetro, empezó en la estación de Gornal en noviembre de 2008 y actualmente se encuentra parada entre las estaciones de Campus Nord y Manuel Girona sin fecha de reanudación. Está previsto que acabe el tramo de 5.3 Km sin excavar. En la Figura 3.9 se muestra la secuencia de excavación seguida en el proceso de excavación.



Figura 3.9. Secuencia de excavación proyectado de la Línea 9 y Línea 10 de metro de Barcelona

3.3.5 Las estaciones de la Línea 9 y Línea 10

El área metropolitana de Barcelona es irregular y densa, sin grandes avenidas y plazas en superficie y con numerosas estructuras como líneas de metro, tren, y otros servicios subterráneos. En este contexto la construcción de estaciones estará condicionada por tres factores principalmente: profundidad a la que se excava el túnel, el cruce con el resto de líneas de metro y servicios y por el alto grado de urbanización en superficie. En función de todo ello, se han diseñado tres modelos de estación: 5 estaciones estarán construidas en superficie y 47 subterráneas. De estas, 47 estaciones subterráneas, 17 estaciones serán construidas entre pantallas y 30 estaciones serán construidas mediante pozo vertical (Figura 3.10).

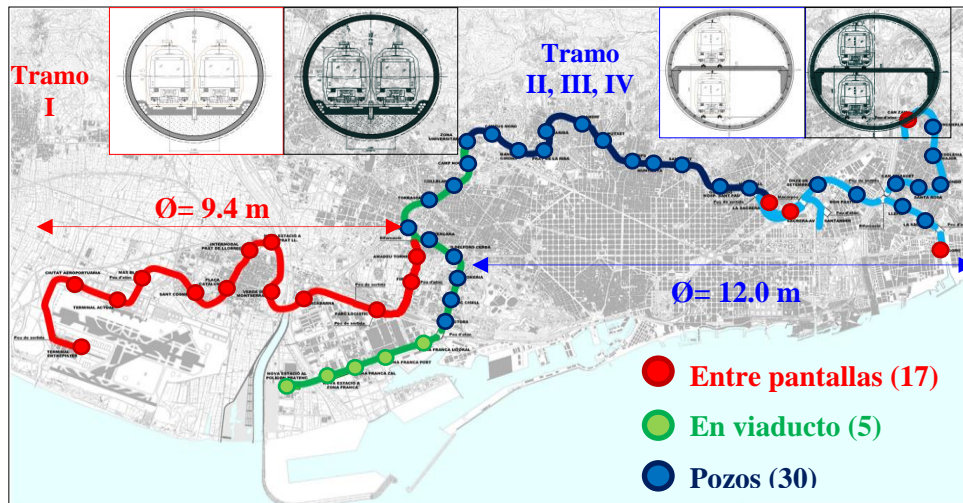


Figura 3.10. Métodos de excavación y tipo de estaciones en el trazado de la Línea 9 de metro de Barcelona

Estaciones mediante pozo cilíndrico:

Las estaciones construidas mediante pozo cilíndrico en la Línea 9 son las que reciben el nombre de estaciones tipo. Se contará con 30 estaciones de 25m de diámetro aproximadamente diseñadas en forma de gran pozo cilíndrico de gran profundidad (Figura 3.11).

El método permite situar las estaciones en espacios muy urbanizados permitiendo alcanzar profundidades superiores a 60 m en algunos casos, conectados con ascensores de alta capacidad con la superficie. A lo largo del trazado de la Línea 9, se optó por este tipo de estaciones en algunos casos ya que solventaba el problema de espacio en algunos lugares (plazas estrechas...) y además se conseguía llegar a grandes profundidades exigidas en el de trazado debido a la existencia de líneas de ferrocarril, metro u otros servicios ya existentes. Además, la realización de este tipo de estaciones permite avanzar las obras con independencia de las obras del túnel. Más información sobre las estaciones se puede encontrar en (Borràs et al., 2003).

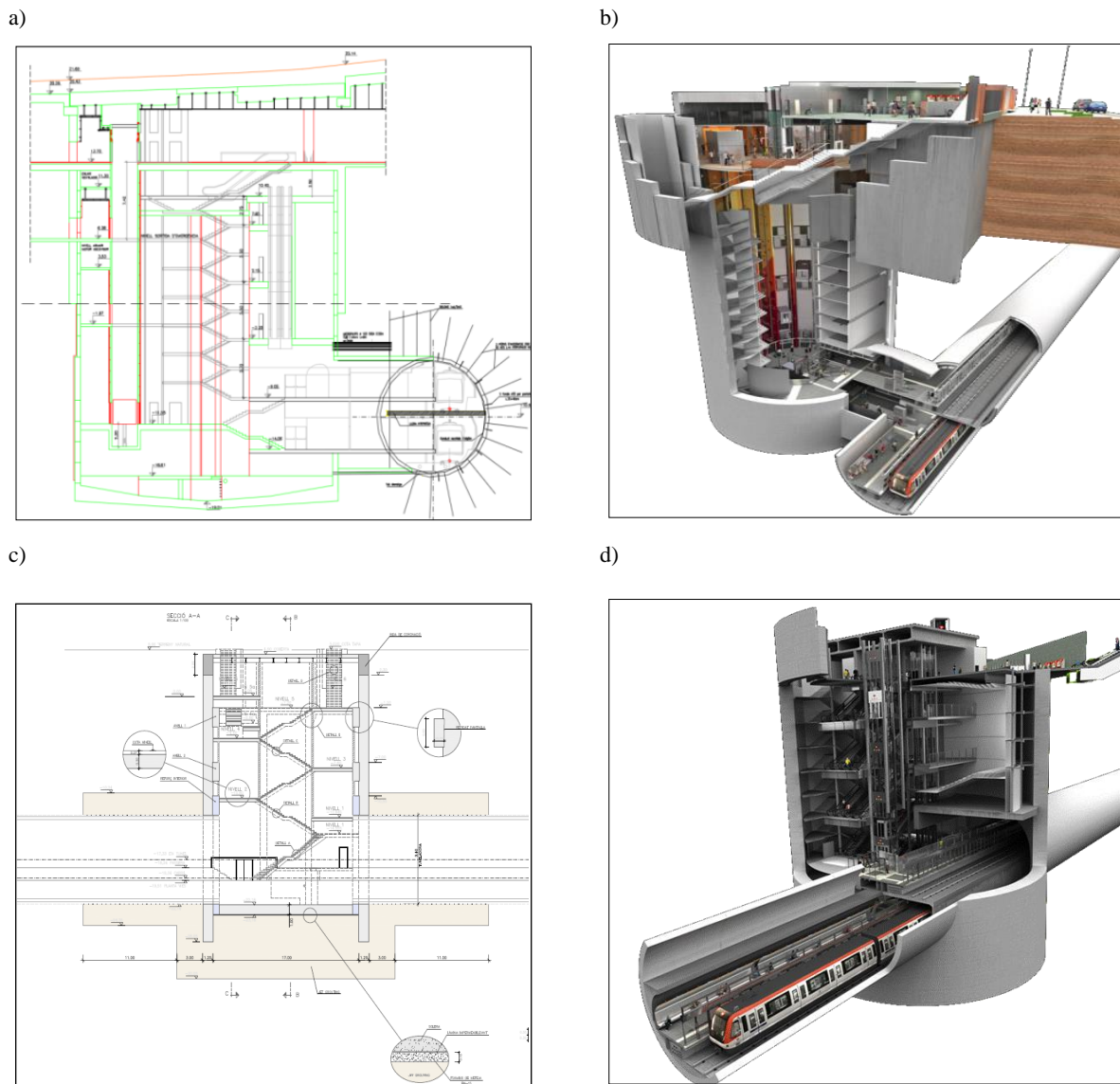


Figura 3.11. a) Perfil sección transversal de una estación tipo pozo b) Sección en 3D de la estación tipo pozo c) Perfil sección transversal de una estación intersectada por el túnel d) Sección en 3D

Estación subterránea convencional: la Línea 9 contará con 17 estaciones del tipo subterránea convencional. Este tipo de estación se construye en zonas donde la profundidad del túnel es escasa. En estas zonas, las estaciones se construyen mediante pantallas y la excavación propia de la estación se realiza a cielo abierto. En este tipo de estaciones, los trenes circularán en paralelo, es decir, al mismo nivel (véase Figura 3.12).

A lo largo de todo el trazado de la Línea 9, se realizarán 17 estaciones del tipo convencional, 13 de ellas han sido realizadas en la zona del delta del Llobregat entre las estaciones de Terminal entre pistas en el Aeroport del Prat y Amadeu Torner (Tramo I y Tramo II) de la Línea 9 y 4 estaciones pertenecen al Tramo IV (véase Figura 3.10).



Figura 3.12. a) Obras en una de las estaciones del tipo convencional de la Línea 9 b) Estación subterránea convencional del Gorg en el Tramo IV

Estaciones en viaducto: El tramo de Zona Franca acoge 5 estaciones proyectadas en superficie sobre un viaducto con vías paralelas y andén central (ver Figura 3.13).



Figura 3.13. a) Imagen virtual de estación tipo viaducto en el tramo II de la Zona Franca vista desde dentro b) Imagen virtual de la estación en viaducto vista desde el exterior

Actualmente se han aplazado debido a ajustes económicos, como hemos ya comentado, la construcción de las estaciones: Manuel Girona, Motors, Muntanya, Ciutat Aeroportuària, Eixample Nord, Idelfons Cerdà y Provençana. Estas dos últimas estaciones se encuentran ejecutadas a nivel de obra civil, pero a día de hoy se desconoce la fecha de entrada en funcionamiento. La elección de estas estaciones ha sido debida a la escasa demanda de usuarios prevista y a que no forman parte de conexiones con otras líneas de metro, ferrocarriles (FCG) o trenes de cercanías.

3.4 Ámbito de trabajo

La Línea 9 de metro se encuentra dividida en cuatro tramos en función de las condiciones del subsuelo como se ha comentado en el apartado 3.3.2.

A su vez, cada uno de estos cuatro tramos se encuentra dividido en diferentes subtramos facilitando el control y seguimiento de la obra y el posterior análisis de los datos recogidos de la instrumentación instalada durante el proceso de construcción.

En esta tesis, nos centraremos, en el estudio entre la estación de Terminal entre Pistes o Aeroport T1 y Parc Logístic identificado como Tramo 1. Este tramo de 12.5 Km se encuentra dividido en 5 subtramos: T1A, T1B, T1C, T1D y T1E. En la

Figura 3.14 se muestran los 12.5 Km estudiados entre Terminal entre Pistes y Parc Logístic y los diferentes subtramos que lo componen. Todo este tramo, como ya hemos visto se encuentra excavado por dos tuneladoras del tipo EPB, la tuneladora 3 denominada Hades o S-269 y la tuneladora 4 denominada Guster o S-461 que excavó en dirección contraria.

La tuneladora EPB está diseñada para la excavación de suelos por debajo del nivel freático como es el caso del tramo estudiado. El diámetro de excavación es de 9.43 metros y el diámetro interior una vez colocado el anillo de dovelas es de 8.43 metros. La longitud de cada anillo colocado es de 1.5 metros (en el Apéndice III, se especifican todas las características técnicas de la máquina).

La elección de este tramo para su estudio respecto a todo el largo trazado que conforma la nueva Línea 9 de metro, es debido a varias razones. Por un lado, se trata de un tramo donde el terreno es muy homogéneo. Todo el Tramo 1 estudiado se encuentra enmarcado en el delta formado por la desembocadura del Río Llobregat. El delta del Llobregat, como veremos en el siguiente apartado, está compuesto por arcillas blandas, limos y arenas principalmente formando un paquete muy uniforme, que permite la comparación con otras excavaciones en terrenos blandos, arenas y otros suelos como las arcillas de Londres, que aunque no es un terreno parecido, ha sido ampliamente estudiado durante múltiples casos de excavaciones realizadas y nos permite conocer en más en profundidad cómo se comporta el terreno ante la excavación de un túnel. Todas estas comparaciones se presentan en el Capítulo 6.

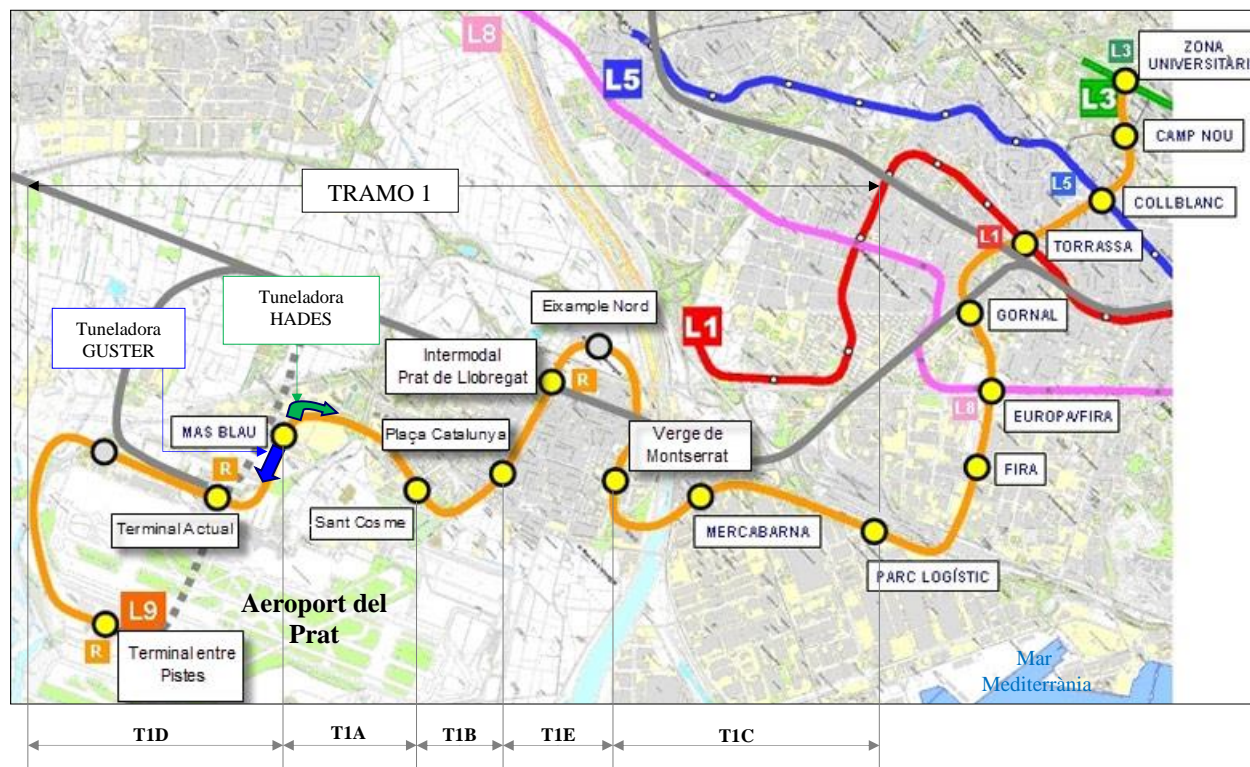


Figura 3.14. Tramo 1 de la Línea 9 de metro entre Terminal entre pistas y Parc Logístic

El estudio de los movimientos generados por la construcción de túneles mediante tuneladora EPB en terrenos deltaicos, es un campo en el cual no se dispone de muchos trabajos previos. Por lo tanto, el estudio de los movimientos y en concreto de los parámetros de control que dispone la máquina tuneladora para el control de los mismos, dará un nuevo aporte de conocimiento en este tipo de terrenos.

Por otro lado, siguiendo con el interés suscitado por esta zona, es un tramo por donde la traza del túnel es relativamente superficial, la cobertura del túnel es aproximadamente entre 5 y 16 m de profundidad, con una relación media de cobertura/diámetro de 1.7. En las cercanías de las estaciones, la media decrece alcanzando un valor mínimo de 1.0 en la estación de Terminal Actual. La excavación de una obra subterránea con tan escasa cobertura, puede provocar la generación de mayores movimientos del terreno en superficie que en otras zonas, por donde la excavación es mucho más profunda, como es el caso del resto de los tramos que conforman la Línea 9 de metro, que llegan a superar los 50 m de profundidad en zonas de Santa Coloma o Badalona. En este contexto, el estudio de los movimientos y de los parámetros de control de los mismos cobra, aún más si cabe, un mayor interés. Además, se dispone de una extensa red de auscultación, con gran cantidad de datos tanto de superficie como de profundidad que nos permitirán un buen estudio de todos los movimientos acontecidos en el terreno, como se mostrará en apartados posteriores.

3.5 Descripción geológica y geomorfológica del delta del Llobregat

SITUACIÓN GEOGRÁFICA

El delta del Llobregat está situado en la provincia de Barcelona, en el margen nordeste de la península ibérica. Geográficamente forma un pequeño sector en la zona sur de la comarca del Barcelonès y del Baix Llobregat, abarcando parte de los términos municipales de Barcelona, L' Hospitalet de Llobregat, Viladecans, Sant Climent de Llobregat, Gavà, Cornellà de Llobregat, Sant Boi de Llobregat, Sant Joan Despí, Castelldefels y Sitges e incluye totalmente el término del Prat de Llobregat (datos de la Agencia Catalana del Agua, 2003) (Figura 3.15).

Una de las características físicas principales del delta, es su horizontalidad (0,1 % de pendiente) (Marques, 1984), solo interrumpida por las dunas costeras. Esta planicie destaca notablemente al estar delimitada por una serie de relieves bastante elevados, tales como: el macizo de Garraf que constituye el límite suroccidental; la montaña de Montjuïc al norte y la sierra de Collserola en la parte más septentrional. Entre la cordillera de Collserola y Montjuïc existe una pequeña depresión noroccidental, donde se enclavan los municipios de Cornellà y Hospitalet, formando un escarpe de unos 15 metros que se alza sobre la llanura deltaica (Figura 3.16).

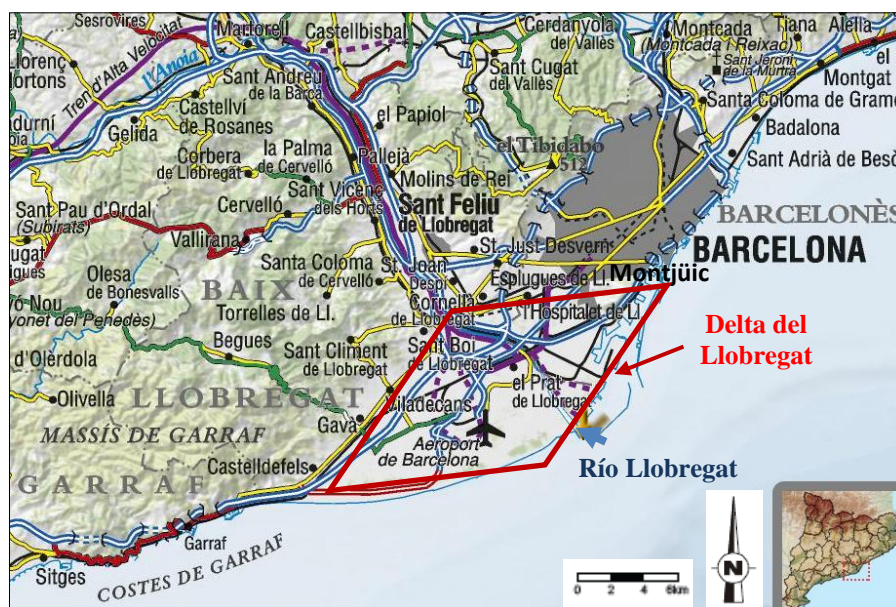


Figura 3.15. Situación del delta del Llobregat fuente ICC (Institut Cartogràfic de Catalunya)

Debido a la posición de los relieves limítrofes y al crecimiento propio del delta, éste ha llegado a adquirir una geometría semejante a un rombo (Figura 3.15). La diagonal mayor, de unos 19 Km aproximadamente, paralela al mar, tendría como vértices Castelldefels y Montjuïc, y la diagonal menor, de 8 Km

aproximadamente, entre el término municipal de Cornellá de Llobregat y la desembocadura del propio río Llobregat englobando los municipios del Prat de Llobregat, Barcelona, l'Hospitalet de Llobregat, Cornellà de Llobregat, Sant Boi de Llobregat, Viladecans, Gavà i Castelldefels. En total la superficie del delta de Llobregat es de 97 Km² (Marqués, 1984). Actualmente el área fluviodeltaica del delta del Llobregat es aproximadamente de 115 Km² (según datos de la Agencia Catalana del Agua, 2003) se extiende a los municipios antes citados más el municipio de Sant Climent de Llobregat, Sant Joan de Despí y Sitges. En el apartado de evolución paleogeográfica del delta del Llobregat, se verá más con detalle su formación y evolución a lo largo de los años hasta la actualidad.

CONTEXTO GEOLÓGICO REGIONAL

La depresión de Barcelona, donde se enclava el delta del Llobregat, se encuentra a pie de la ladera mediterránea de la cordillera Litoral Catalana. Esta cordillera Litoral Catalana de orientación NE-SW, forma parte del conjunto de las Cordilleras Costero-Catalanas, formado por la Cordillera Prelitoral, Depresión Prelitoral y la Cordillera Litoral, antiguamente conocidas con el nombre de Catalànides (Llopis, 1942a; Llopis, 1942b y Llopis, 1946) (Figura 3.16).

La formación de estas cordilleras fue debido a un periodo de intensa extensión de edad Neógena que provocó la obertura del mar balearico (Parcerisa et al., 2001). Esta estructura extensiva es conocida como el surco de Valencia (Perea, 2006). Debido a este régimen extensivo se formó en el límite NW del surco de Valencia, un rift constituido por varias cuencas sedimentarias de tipo graben o semigraben (Vallès-Penedès, Barcelona...) separadas por elevaciones estructurales o horts, los cuales forman la Cordillera Litoral (Garraf, Collserola y Montnegre) y la Cordillera Prelitoral (Roca, E. & Guimerà, 1992; Roca, 1994). Por tanto, la depresión de Barcelona está constituida por una zona de transición entre los horts de Garraf, Collserola y Montenegro al NW-N-NE y el semigraben de Barcelona y del Vallès Penedès al SE y NW respectivamente. Los límites entre el bloque elevado (hort) y el bloque hundido (graben o semigraben) lo constituyen las fallas normales de Tibidabo y la falla de Barcelona principalmente y una serie de fallas normales con un salto decamétrico (fallas dels Turons, del Morrot y Tibidabo), con orientación NE-SW (Llopis, 1942b) (Figura 3.16).

En el llano de Barcelona, desde el Massís de Collserola hasta la línea de costa se distinguen varias unidades (Parcerisa, 2002): 1) Las depresiones de Sarriá y Vall d'Hebrón se sitúan en el piedemonte de Collserola y están controladas por la falla del Tibidabo (Llopis, 1942b). Estas dos depresiones rellenadas de sedimentos cuaternarios están separadas del resto de la depresión de Barcelona por el bloque basculado dels Turons; 2) El bloque basculado dels Turons donde se encuentran: Monteroles, Putxet, Vallcarca y el Carmel está formado esencialmente por metapelitas del Ordoviciense y del Siluriense y por rocas carbonáticas siluricodevoniacas (ver Apéndice IV, tabla de tiempos geológicos); 3) La depresión de Barcelona está

limitada por la falla del Turons al NW y por la falla de Barcelona al SE (Llopis, 1942b; Roca, E. & Casas, 1981). Esta depresión tiene más de 300 m de espesor y ha sido rellenada por sedimentos marinos del Plioceno y por depósitos continentales el Cuaternario (Almera, 1984; Llopis, 1942b; Roca, E. & Casas, 1981). El bloque elevado de Montjuïc está delimitado al SE por la falla del Morrot aflorando materiales del Mioceno.

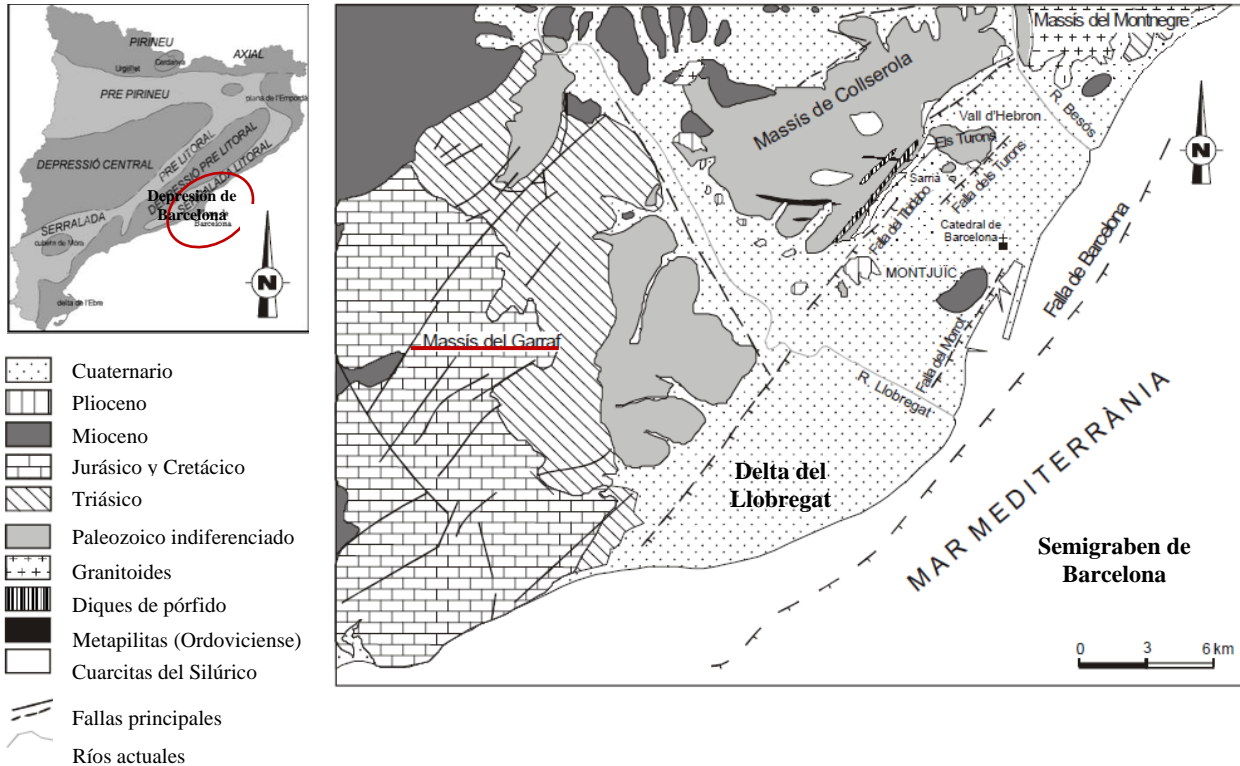


Figura 3.16. Esquema geológico y estructural de la Depresión de Barcelona con las fallas que lo limitan y los relieves y fosas tectónicas adyacentes (modificado de Parcerisa D., 2002)

Sumergido en el mar, se encuentra el semigraben de Barcelona. Mide aproximadamente 60 Km de longitud por 16 Km de anchura. En el límite NW está limitado por una falla extensional lítrica con buzamiento hacia el SE y con un desplazamiento que supera los 6 Km (Bartrina, M.T., et al.,1992) (Figura 3.17).

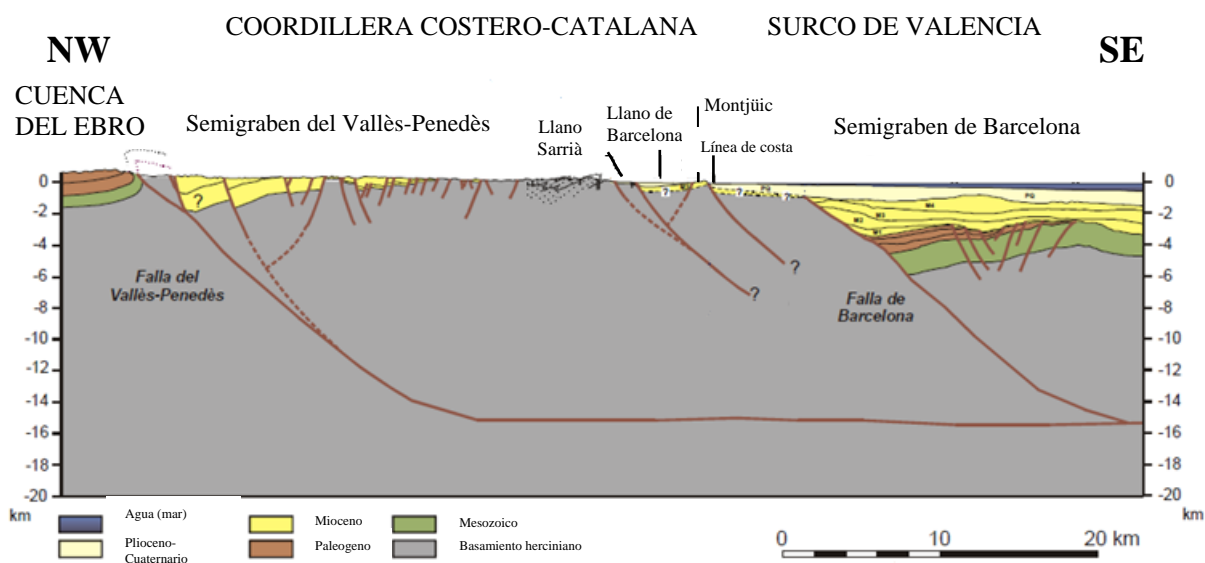


Figura 3.17. Corte geológico de la cordillera costero-catalana donde se aprecia la estructura tectónica del llano de central y la plataforma sumergida de Barcelona (corte de Roca E.) (Parcerisa, 2002)

CONTEXTO GEOLÓGICO DEL DELTA DEL LLOBREGAT

El trazado de la línea 9 atraviesa gran número de litologías de edad Paleozoica, Mesozoica y Cenozoica, a lo largo de sus 47,8 Km de recorrido. En esta tesis nos centraremos únicamente, como hemos comentado en el apartado 3.4, en el Tramo 1 de la Línea 9 de metro (entre la estación de Terminal entre pistas actual Aeroport T1 y la estación de Parc Logístic).

El trazado del Tramo 1, discurre íntegramente en los depósitos cuaternarios del Holoceno y del Pleistoceno de edad Cenozoica y de origen deltaico formados en la desembocadura del río Llobregat, que tras atravesar la cordillera Costero-Catalana entra en la depresión litoral o plataforma costera.

1) Paleogeología y paleogeografía del delta del Llobregat y factores que influyen en su evolución

a) Comentarios generales sobre la arquitectura y evolución de un delta

Un delta está formado por factores cíclicos y aleatorios de aporte de sedimento de edad cuaternaria y su deposición en diferentes unidades. Por desgracia, las interpretaciones geológicas de los procesos de sedimentación cuaternaria cíclica del Pleistoceno se complican debido al reprocesado de los sedimentos, provocados por múltiples eventos (Murray-Wallace, C.V. et al., 1996; Wehmiller, J.F. et al., 1995). Debido a ello, pocas investigaciones sobre deltas tienen en cuenta estos materiales del Pleistoceno ya que están pobremente conservados (Amorosi, A. & Milli, 2001; Amorosi, A., et al., 2004).

El delta del Llobregat, por lo contrario puede ser usado como paradigma debido al alto grado de preservación de estos materiales del Pleistoceno (Gàmez, 2007). La inusual y excelente conservación es

debida a la existencia de una serie de fallas de crecimiento cuaternarias, las cuales crearon grandes espacios de acomodación y limitaron la acción erosiva de las olas.

Estos sedimentos, conforman la estructura interna del delta y son varios los factores por los que esta estructura interna puede verse modificada, dando lugar a episodios de progradación o retrogradación del delta y que han sido objeto de intensos debates. Algunos autores han destacado la importancia de la desaceleración de la subida del nivel del mar y la aparición frecuente de cambios climáticos (Marqués, 1984; Checa, A. et al., 1988; Jalut, G., E. et al., 2000; Cacho, I., et al., 2001; Frigola, J. et al., 2007; Goy, J.L. et al., 2003) y sutiles cambios en el nivel del mar (Somoza, 1998) como desencadenantes en el proceso de sedimentación cíclica.

Otros autores se han centrado en el proceso de avulsión en la planicie aluvial, como factor predominante en los patrones de sedimentación cíclica (Trincardi, F. et al., 2004). Estos procesos generalmente ocurren como resultado de una pendiente del cauce inferior que la pendiente que el río podría adquirir si tomara un nuevo rumbo. En consecuencia, cuando se produce esta avulsión, el nuevo cauce arrastra sedimentos hacia el océano construyendo lóbulos de sedimentación deltaica. Estos procesos se encuentran vinculados a las fluctuaciones en el suministro de sedimentos debido a la actividad humana (Correggiari, A., 2005; Liqueste, C. et al., 2004) o tectónica como la subsidencia del delta.

Otros factores, por los que la progradación de un delta puede verse favorecida son los debidos a un aumento en el aporte de sedimentos causada por la deforestación, la aridez, frecuentes inundaciones y eventos fríos que dan como resultado la caída del nivel del mar.

Por lo contrario, una disminución en el aporte de sedimento viene influenciada por una caída del gradiente hidráulico durante los periodos cálidos favoreciendo el abandono de los lóbulos de sedimentación del delta principal.

b) Factores que controlan la arquitectura y evolución del delta del Llobregat

La reconstrucción de la arquitectura del delta del Llobregat se ha podido lograr, en base a la correlación de los procesos deposicionales de las diferentes unidades que forman el delta. Un factor clave en la correlación es la edad de los materiales estudiados. Las investigaciones realizadas en la geocronología de los materiales cuaternarios del delta del Llobregat están basadas en el estudio de la fauna, arqueología y la climatología del lugar (Gàmez, 2007).

En el delta del Llobregat, como en la mayoría de los deltas, se han podido identificar dos patrones sedimentarios: el superior (Postglacial del Holoceno) y el inferior (del Pleistoceno). Estos dos patrones

están separados por una superficie de erosión regional. Esta superficie de erosión se correlaciona con caídas glacio-eustáticas¹ del nivel del mar que son interpretadas como límites de secuencia.

Evolución del delta del Llobregat (Postglacial) del Holoceno

En base a la interpretación de los estudios de geocronología realizados, los depósitos de transgresión del Holoceno muestran una tasa de sedimentación lenta. El depósito de esta unidad se produjo de manera discontinua y su espesor varía desde 55m en el centro del delta a 18m en los márgenes (Gàmez, 2007).

Los cambios en el nivel del mar y el paleorelieve del zócalo (del subsuelo) controlaban el espacio de alojamiento en la cuenca del delta del Llobregat. Además, factores como la actividad humana en la cuenca del río junto con la frecuencia de paleo inundaciones, periodos húmedos/secos y eventos fríos tuvieron mucho que ver en la deposición de estos sedimentos. A continuación, se describe la evolución sufrida por los materiales posglaciares en el delta del Llobregat a lo largo de la historia (Figura 3.18):

Entre los años 14586 a 6045 a.C. una baja tasa de sedimentación, debida a una gran elevación del nivel del mar, favoreció a la retrogradación del delta (Figura 3.18b).

Posteriormente, estudios arqueológicos llevados a cabo en la plataforma occidental del Llobregat informan que durante la época Neolítica (7600 a 7400 a.C) la actividad humana era considerable en esa zona (Burjachs, F. & Riera, 1995; Jalut et al., 2000; Riera, 1994a).

La actividad humana y las condiciones secas (Jalut et al., 2000; Thorndycraft, V.R. & Benito, G., 2006a) y frías (Frigola et al., 2007) dio lugar a la entrada de materiales detríticos en el delta desde los años 4500-4000 a.C., lo que favoreció a una progradación deltaica lenta inducida por un muy lento incremento del nivel del mar. Además, se sabe que en esta época se produce un aumento de la velocidad de sedimentación extraído de los análisis de facies² del delta (Gàmez, 2007), hecho que se constata con el aumento de deposición de sedimento indicado.

Posteriormente se produce una fase de estabilización, donde facies de aguas profundas (offshore) y facies someras fueron depositadas en el centro del delta, mientras que las facies litorales fueron depositadas cerca del paleo-acantilado a lo largo de la costa.

Años después, la progresiva progradación del delta del Llobregat hacia la zona nordeste (Figura 3.18b), se puede explicar mediante la ocupación producida durante la época Ibero-romana entre el 1500 al 840 a.C. Los asentamientos se distribuyen a lo largo de la cresta y la vertiente sur de la montaña de Montjuïc en el

margen oriental del Llobregat. Este margen oriental del delta, es utilizado como puerto Palet, J.M. et al., 1997 (Figura 3.18c). Posteriormente, las actividades portuarias del momento fueron trasladadas al puerto de Les Sorres (en el margen occidental) (Figura 3.18d). Ya en la época visigótica S V d.C. – S VIII d.C., documentos históricos y arqueológicos (Izquierdo, P. et al., 1998) proporcionan evidencia de la desaparición del puerto de Les Sorres, debido a un acumulo de sedimentos de la cuenca del Llobregat. Esto ratifica el análisis de la velocidad de sedimentación de los núcleos del delta realizados por Gàmez, 2007, lo que proporciona evidencia de este pulso de progradación del delta hacia la zona nordeste.

La actividad humana, el incremento de la aridez durante los años (1300-750 d.C., Jalut et al., 2000) y nuevos episodios de frío (en 1600 d.C., Frigola et al., 2007) provocaron un nuevo pulso de progradación causado por el incremento en el aporte de sedimento detrítico en el núcleo del delta del Llobregat.

Durante los años (853-554 d.C.) en el Llobregat se produjeron grandes paleo inundaciones (Thorndycraft, V.R., et al., 2006c), sin embargo, los análisis de velocidad de los núcleos del delta registran una tasa de sedimentación baja durante este periodo. Esto sugiere a episodios de avulsión y un súbito abandono de los lóbulos de sedimento en el centro del delta (Figura 3.18d).

Posteriormente, la reducción de los eventos de inundación en los siglos XIV-XV d.C. (Thorndycraft, V.R. & Benito, 2006b), debido a las corrientes, dio lugar a la redistribución de los sedimentos a lo largo de la costa (Figura 3.18e).

Estudios históricos muestran que en el S XVIII d.C. hasta la actualidad, la cuenca del Llobregat sufrió cambios considerables en el aporte de sedimento (Riera, S. et al., 2004), debidos al aumento de la frecuencia de inundaciones, la actividad antrópica coincidiendo con la recuperación económica y la pequeña edad del hielo registrada en el Llobregat (Barriendos, M. & Martin-Vide, 1998; Thorndycraft et al., 2006a). Este aumento de la frecuencia de las inundaciones probablemente desencadenó una alta descarga de sedimentos y la avulsión de los principales canales de distribución (Figura 3.18f).

Evolución del delta del Llobregat en la edad del Pleistoceno

Por debajo de los sedimentos del Holoceno existe un patrón de sedimentación más antiguo de edad del Pleistoceno.

Los patrones de deposición del Pleistoceno son similares a las facies transgresivas de la época Postglacial visto en el apartado anterior. La diferencia más importante entre la época Postglacial y del Pleistoceno radica en los estados de deposición, es decir, como se depositan estos sedimentos.

La sucesión costera del Pleistoceno en el delta del Llobregat consiste en cuatro secuencias deposicionales con un mínimo de tres superficies de erosión gobernadas por ciclos glacio-eustáticos¹. Estos ciclos de fluctuación del nivel del mar, están considerados como los mayores que se han producido en épocas de glaciación/interglaciación³.

En particular, los intervalos glaciares están caracterizados por facies continentales formadas durante la caída del nivel del mar y por tres facies fluviales formadas durante episodios de nivel bajo del nivel del mar. Los intervalos interglaciares están compuestos por facies fluviales que han sido erosionadas y rede sedimentadas, formando facies playa durante un aumento del nivel del mar (Amorosi et al., 2004). Estos intervalos son también caracterizados por frentes prodelta y delta durante episodios de niveles bajos del mar.

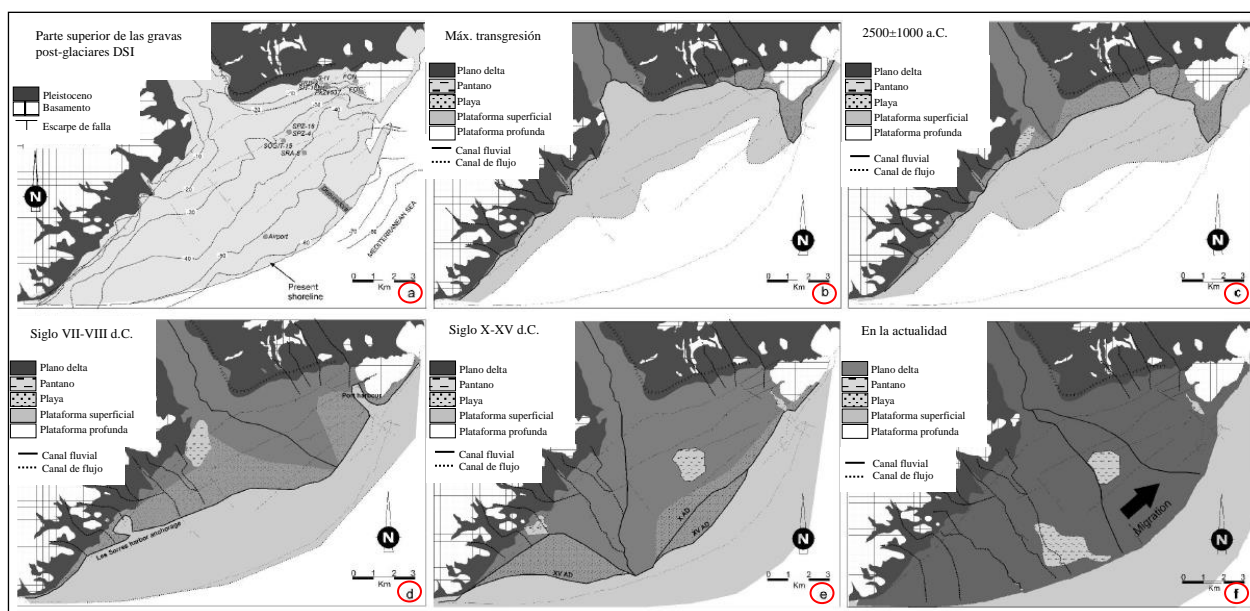


Figura 3.18. Evolución de la progradación costera del delta del Llobregat y la evolución de la red fluvial desde hace 6500 hasta la actualidad. La primera figura (a) muestra el paleo relieve del basamento (incluyendo las gravas de origen pos glacial y los materiales deltaicos del Pleistoceno). Las zonas grises oscuras representan las regiones de agua dulce y salobre, las áreas claras representan los pantanos de agua salada. Los mapas desde el siglo X d.C. (e, f) han sido modificados de (Palet, J.M. et al., 1997)

2) Geomorfología y Estratigrafía de los materiales cuaternarios del delta del Llobregat

El relleno cuaternario del delta del Llobregat (materiales de edad Holocena y materiales de edad Pleistocena) integra dos unidades geomorfológicas, el Llano Alto y el Llano Bajo, las cuales están separadas por un escarpe (Cassasas, L. & Riba, 1992) o superficie de erosión regional como hemos comentado anteriormente. El Llano Alto formado por ciclos glacioeustáticos¹ durante el Pleistoceno, visto en el apartado anterior, consiste en depósitos intercalados de limos rojos, arcillas grises y amarillas, gravas poco seleccionadas con clastos sub-angulosos, arenas finas bien seleccionadas y horizontes bien desarrollados de paleosuelos y costras carbonatadas (Cassasas, L. & Riba, 1992). Estos depósitos se interpretan como

facies fluviales. Esta unidad descansa discordantemente sobre materiales Paleozoicos y del Plioceno y presenta una potencia irregular (Ventayol, A., et al., 2002; Perea, 2006) (Figura 3.19).

El Llano Bajo es la depresión que forman los actuales deltas del Llobregat y del Besòs. En los últimos años, el estudio del subsuelo de esta zona ha sido objeto de numerosos estudios. Parte de este interés ha sido fomentado por las numerosas obras subterráneas que atraviesaban esta zona hasta la ciudad de Barcelona, como es el caso de la Línea 9 de metro de Barcelona, objeto de estudio en esta tesis. Pero no todo el interés por la geología de la depresión de Barcelona es de carácter reciente. A principios de los años XX diversos autores (Almera, 1891, 1894 y Solé-Sabaris, L. 1957, 1963), empezaban a describir la morfología e hidrogeología de los materiales pleistocenos y holocenos del Llano Bajo de Barcelona. Además de la tectomorfoloía del Macizo del Tibidabo y del valle inferior del Llobregat (Llopis, 1942a, 1946). La *Comisaria d'Aigües del Prepirineu Oriental* fue la primera en describir más detalladamente las unidades hidrogeológicas en la llanura deltaica. Marques (1984) informó sobre la existencia de dos complejos detríticos cuaternarios, el Complejo Deltaico Superior de edad Holocena (UDC) y el Complejo Detrítico Inferior de edad Pleistocena (LDC). Estudios posteriores realizados a partir de perfiles sísmicos realizados en alta mar permitieron reconocer 4 unidades deltaicas (Mediadea, J., et al., 1986, 1989). Las tres unidades más antiguas se correlacionan con el Complejo Detrítico Inferior; (LDC) y la unidad sísmica más moderna se relaciona con el Complejo Deltaico Superior (UDC) (Checa et al.1988; Simó, J.A. et al., 2005; Gàmez, 2007).

El Complejo Detrítico Inferior del Pleistoceno (LDC) está formado por tres superficies de erosión (I, II, III) (Figura 3.19), que incluyen patrones de nivel bajo y alto del nivel del mar, patrones transgresivos de canal fluvial (Fc) y facies grava-playa (Bg).

Los depósitos transgresivos (Fc) (Figura 3.20) son generalmente preservados dentro de los canales y son identificados como depósitos de Paleocanal transgresivos (se observan en las secuencias de posicionales I, II). Están formados por turbas y arcillas limosas de color gris y un nivel de arenas con influencia marina. Otra unidad, es la unidad de máxima inundación que cubre los depósitos transgresivos. Esta unidad está formada por sedimentos finos interpretados como facies continentales y marinas (Rw) (Figura 3.20) (estas facies se observan en las secuencias deposicionales II, III). Los sedimentos (Rw) son interpretados tanto por sistemas de subida del nivel del mar como por sistemas de caída del nivel del mar. Los sedimentos (Rw) en estados de caída del nivel del mar se disponen en forma de cuña, y muestran una tendencia a disminuir de espesor hacia la llanura deltaica. En línea con Amorosi et al., (2004), los sistemas de bajo nivel del mar fueron interpretados como sedimentos de llanura deltaica marcadamente discontinua. Por lo contrario, niveles altos del nivel del mar, están dominados por facies grava- playa y frente prodelta (Bg)

(Figura 3.20) de origen Mioceno (Montjuïc), Plioceno (zócalo de la llanura deltaica y sedimentos del valle inferior del río).

La unidad del Complejo Deltaico Superior está compuesta por cuatro litofacies, de muro a techo nos encontramos:

Arenas y gravas limpias (Facies Bs-Bg-Fc)

Consiste en litofacies de grava con matriz arenosa compuesta por clastos heterométricos (tamaños máximos de 6 cm, ocasionalmente de 8 cm), normalmente subredondeados a subangulosos, de litología variable (cuarzo, calcárea, dolomías...) pero con predominio de clastos cuarcíticos escasamente cementados. En general, hacia la base de la unidad está formado por litofacies más arenosas bien clasificadas con abundante micro y macro fauna como: ostras grandes, fragmentos de conchas, gasterópodos, foraminíferos, etc... Se interpreta como depósitos de playa marina y fauna terrestre que indica reelaboración de los depósitos aluviales, en las partes proximales del frente deltaico con subambientes de canales fluviales. Hidrogeológicamente se corresponde con el acuífero principal, y es el que abastece a la ciudad de Barcelona. Corresponde al logotipo (**QL4**) según la nomenclatura adoptada en el proyecto de la Línea 9.

Arcillas limosas, arcillas, arcillas arenosas grises (Facies P-Sw)

Este nivel tiene unos 30-35 m de espesor medio en el centro del delta y está constituido por niveles de arenas finas, arenas-limosas, limos-arcillosos y arcillas de color gris y/o casi negro. Se han dividido en seis alternancias con geometría en forma de cuña. Estas alternancias muestran una base arcillosa que pasa gradualmente hacia techo a sedimentos de mayor tamaño tipo limo y limos-arenosos y finalmente a sedimentos mucho más finos como arenas finas. Las alternancias inferiores de la unidad tienen a techo arena fina a media. Las alternancias superiores de la unidad pueden tener en las arcillas basales niveles de limos con fósiles. Estas alternancias son continuas en todos los sondeos realizados en esta unidad. Dentro de estas alternancias hay niveles discontinuos que corresponden a pequeñas intercalaciones de arenas finas o niveles arcillosos. Estas alternancias, donde el material se repite, se han interpretado como pulsos de progradación de ambiente de prodelta (zona más distal del sistema deltaico) que pasan a subambientes de playa profunda. Hidrológicamente la unidad se comporta como un acuitardo entre el acuífero Principal y el acuífero Superficial. Corresponde al logotipo (**QL3**) (arcillas), **QL3m** (arcillas-limosas), **QL3s** (arcillas-arenosas), según la nomenclatura adoptada en el proyecto de la Línea 9.

Arena fina gris (Facies Df)

De unos 10-15m de espesor, está compuesto por el predominio de facies arenosas finas limosas a gruesas con clastos dispersos (mayoritariamente de cuarzo), alternándose con arenas con matriz de material fino. En algunos casos se pueden encontrar litofacies de gravas. Los materiales corresponden a ambientes

proximales del frente deltaico, en el que se distinguen los subambientes de playas someras y canales fluviales. El conjunto de estas litofacies se caracteriza hidrogeológicamente como el acuífero Superficial. Corresponde al logotipo (**QL2**), según la nomenclatura adoptada en el proyecto de la Línea 9.

Arcilla roja-marrón y arenas-limosas finas (Facies Fc-Fp)

Presenta un espesor medio entre 2 y 5m, formando un nivel muy continuo ligeramente inclinado en dirección al mar. Predominan las litofacies de arcilla roja con pasadas milimétricas a centimétricas de arenas finas y limos de color marrón pasando a limos arcillosos más claro o grisáceo con abundantes restos de materia orgánica. Estos materiales llegan a alcanzar los 2m de potencia y se interpretan como sedimentos de llanura deltaica dentro del ambiente de frente deltaico. Este nivel superficial corresponde al logotipo (**QL1**), según la nomenclatura adoptada en el proyecto de la Línea 9.

Rellenos antrópicos y suelos vegetales

El espesor de estos materiales es muy variable, normalmente entre 1 y 3 m, aumentando en zonas de antiguas rieras o terraplenado de estructuras viarias. Puntualmente pueden llegar a alcanzar espesores superiores a 10 m, como es el caso de la zona del Prat de Llobregat, que veremos en el Capítulo 4.

Forman un conjunto heterométrico de tierras y derrubios totalmente desorganizados y de espesor y composición muy variable lateralmente. Generalmente quedan por encima del área prevista de excavación del túnel. Asimismo, se ha observado la existencia de este tipo de rellenos con mayor espesor en alguna zona a lo largo del trazado. Corresponden al logotipo (**R**), según la nomenclatura adoptada en el proyecto de la Línea 9.

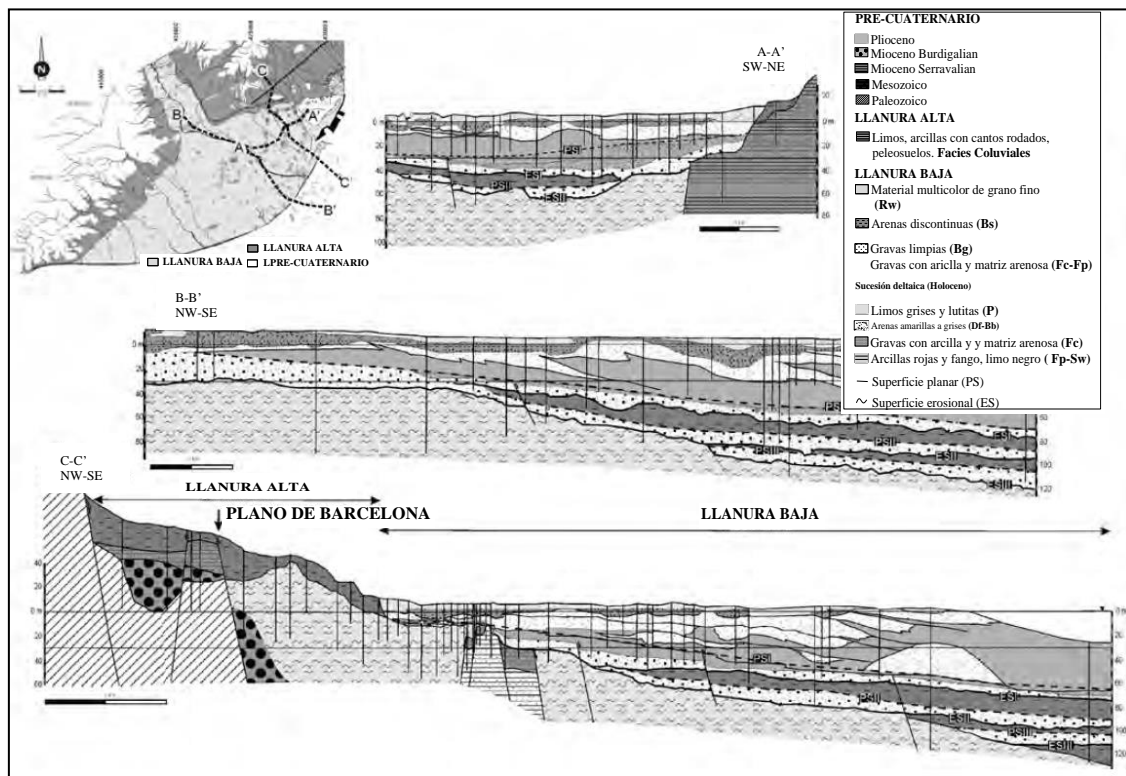


Figura 3.19. Sección longitudinal (A-A') y secciones transversales en el centro (B- B') y el margen noreste (C-C') de la llanura del delta del Llobregat. El mapa superior izquierda muestra la ubicación de las secciones transversales (líneas discontinuas) (Perea et al. 2006)

La traza del túnel de la Línea 9 discurre exclusivamente por el complejo deltaico superior. En el Apéndice IV podemos ver los perfiles geológicos y el trazado del túnel de la Línea 9 en el Tramo 1 (entre la estación de Terminal entre Pistes, actual Aeroport T1, y Parc Logístic). La zona por donde discurre el Tramo 1 estudiado (Figura 3.14), es una zona enmarcada en el delta de Llobregat, ampliamente descrito en este apartado. En esta zona el nivel de la cota del agua en el terreno oscila entre 3-6 metros por debajo de la superficie condicionando en gran medida el proceso de excavación.



Figura 3.20. Imágenes representativas de las facies descritas en los núcleos y afloramientos Holoceno en la llanura del delta del Llobregat. Nomenclatura utilizada: Fp (Llanura de inundación); Fc (Canal Fluvial), Df (Frente Delta), P (Prodelta), Bs (Playa de arena); Sw (Pantano); Bg (Playa de grava), y Rw (Multicolor de grano fino asociación de facies, los sedimentos re trabajados). La dimensión máxima de las cajas de sondeos es de 60 cm (Gàmez, 2007)

RESUMEN

El Delta del Llobregat está compuesto, a gran escala, por dos complejos detríticos cuaternarios: el Complejo Deltaico Superior de edad Holocena (UDC) y el Complejo Detrítico Inferior de edad Pleistocena (LDC). Dentro de estos dos complejos se reconocen cuatro unidades deltaicas. Las tres unidades más antiguas que se relacionan con el Complejo Detrítico Inferior, separadas por tres límites de secuencia deposicionales (I, II, III) y la unidad sísmica más moderna, la cual, se relaciona con el Complejo Deltaico Superior (UDC) y está formado por cuatro litofacies.

Estas cuatro unidades deltaicas se corresponden con ascensos del nivel del mar y su posterior estado estabilización. Durante el Pleistoceno (Cuaternario antiguo), se provocó la progradación deltaica con la llegada de aportes procedentes de la cuenca del Llobregat y Montjuïc, y el consiguiente desarrollo del primera y segunda unidad deltaica de deposición. La tercera secuencia de deposición se desarrolló encima del anterior, como consecuencia de otro ascenso del nivel del mar y su nueva estabilización, durante el Pleistoceno. La progradación de la tercera unidad llegó hasta 30 Km mar adentro, respecto a la línea de costa actual. Un tercer ascenso del nivel del mar y la posterior estabilización permitió la formación del delta actual durante la época del Holoceno.

3.6 Descripción geotécnica de los materiales del delta del Llobregat

Desde las primeras fases de redacción del proyecto de la L9 del Metro de Barcelona se han realizado diferentes campañas de sondeos. Estas campañas, han servido para identificar con más precisión geológica y sobretodo geotécnica, los materiales del complejo deltaico superior, en concreto los materiales correspondientes a las litofacies por las que discurre la Línea 9 de metro de Barcelona identificadas como: QL3, QL3m, QL3s, QL2, QL1 y rellenos antrópicos (R).

Para la realización del presente apartado, se ha revisado todas las campañas de sondeos y reconocimientos del terreno y desestimando aquellas campañas que no aportaban ningún dato nuevo o datos confusos. En la Tabla 3.3 se muestran todas las campañas que se han tenido en cuenta en esta tesis y que nos han servido para caracterizar cada uno de los materiales en detalle cómo veremos más adelante. A continuación, sin embargo, se describen a modo resumen, tal y como se describen en el proyecto constructivo los diferentes materiales por donde discurre el trazado de la Línea 9 de metro.

Arcilla, arcilla-limosa (Litofacies QL3, QL3m)

Compuesto por arcillas limosas y limos arenosos grises. Se encuentran desde los 15 metros de profundidad hasta por debajo de los 40 metros.

El contenido de finos es alto, varía entre el 65 y el 99%. Alrededor del 70% corresponde a materiales ML (limos inorgánicos y arenas muy finas. Polvo de roca. Arenas finas limosas o arcillosas) y porcentajes algo superiores al 94% corresponden a materiales más arcillosos del tipo CL (arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media. Arcillas con gravas. Arcillas arenosas. Arcillas limosas) (clasificación de suelos U.S.C.S, mostrada en el Apéndice IV).

El límite líquido presenta valores medios alrededor de 23; en cambio los índices de plasticidad llegan a valores medios de 16.2, en ningún caso es superior a 25.

El contenido de humedad natural del terreno es del orden del 25% pudiendo llegar a valores de hasta el 36.5%.

Su densidad aparente oscila entre 1.65 y 2.02 gr/cm³ con valores medios de 1.96 gr/cm³ y la densidad seca varía entre 1.30 y 1.88 gr/cm³ con un valor promedio de 1.54 gr/cm³. El peso específico de las partículas sólidas está comprendido entre 2.4 y 2.77 gr/cm³.

CAMPAÑA	FECHA	TRABAJOS REALIZADOS
L9, Estudi geològic, hidrogeològic i geotècnic. Pla Director d'infraestructures del Transport Públic Col·lectiu a la Regió metropolitana de Barcelona (1ª campaña de reconocimiento) ATM Autoritat del Transport Metropolità	Noviembre de 2000	Sondeos SM-P04 Ensayo de penetración P-1
2ª campaña de reconocimiento del proyecto constructivo Línea 9 de Metro de Barcelona, Tramo: Aeroport-Parc Logístic, realizado por PEYCO-INPASA UTE	Julio de 2002	Sondeos S-2.1, S-2.2, S-2.3, S-2.4, S-2.5, S-2.6, S-2.7, S-2.21, S-2.22
Línea 9 de Metro de Barcelona. Tram 1r Aeroport-Parc Logístic	Septiembre de 2002	Sondeos SRA-1
4ª Campaña de reconocimiento del proyecto constructivo línea 9 metro de Barcelona, realizada por LOSAN	2004	Sondeo SRA-3
Estudi geològic-geotècnic del projecte constructiu de la Línea 9, Tram primer: Aeroport-Parc Logístic	Febrero de 2005	Sondeos SRA-1, S-2.13, S-2.14, S-2.15, S-2.16, S-17, S-2.18, S-2.19, S-2.20
Comisaria Mossos d'esquadra C/Onze de Setembre- C/ del Riu Anoia; realizado por LOSAN	Mayo de 2005	Sondeos S-1R, S-2R y S-3R Ensayo de penetración P-010
Estudio geotécnico de subsuelo de los terrenos situados en la avenida Onze de Setembre/Carrer riu Anoia, (El Prat de Llobregat), realizado por GEOTÈCNIA GEÒLEGS CONSULTORS, SL.	Julio de 2005	Sondeo S-4 Ensayos de penetración P-5, P-6
5ª Campaña de reconocimiento del proyecto constructivo Línea 9 metro de Barcelona realizada por PEYCO-INPASA UTE	Mayo de 2006	Ensayo de penetración P-5.12
Proyecto modificado núm 4. Línia 9 del metro de Barcelona. Tram 1, Aeroport-Parc Logístic. Subtram PK4+500-Llobregat	Mayo de 2009	Sondeos S-5.3, S-5.4, S-5.5, S-5.6, S-5.7, S-5.8, S-5.9, S-5.10, S-5.11, S-5.14, S-5.15, S-5.16, S-5.17, S-5.18
Ensayos de identificación, edométricos y triaxiales CAU en la unidad litológica QL3 del Tramo 1 de la Línea 9 del metro de Barcelona realizado por la Universitat Politècnica de Catalunya	Diciembre de 2008	Caracterización QL3

Tabla 3.3. Campañas de reconocimiento el terreno realizadas

El contenido en sulfatos varía de <0.1 a 0.26%; en cambio la materia orgánica oscila entre el 0.29 y el 1.2%. En el ensayo de penetración estándar (NSPT) se obtienen valores de 0 a 47, con un valor medio de 12.6. También se realizaron ensayos de compresión simple con un valor medio de la tensión de ruptura de 0.57 Kp/cm² (entre 0.26 y 0.88 Kp/cm²).

De los ensayos de corte directo se obtuvo un rango de cohesión de 0.18 a 0.46 Kp/cm². Los ángulos de rozamiento interno obtenidos, a partir del ensayo de corte directo son 11° y 44° con un valor medio de 27.5°.

En estas muestras se realizaron ensayos de compresión triaxial, obteniéndose una cohesión media de 0.6 Kp/cm² y un ángulo de rozamiento interno medio de 26°. Estos valores se encuentran entre los rangos de valores obtenidos mediante el ensayo de corte directo.

También se realizaron ensayos edométricos a este tipo de muestras, obteniéndose índices de compresión (C_c) entre 0.090 y 0.32, con un valor medio de 0.13 y coeficientes de compresibilidad (m_v) entre 0.001 y 0.002, con un valor medio de 0.0015 y un índice de poros de 0.65. El módulo edométrico es de 14.1 MPa. El módulo presiométrico obtenido es aproximadamente de 15.1 MPa.

Por último, en el ensayo de permeabilidad en suelos tipo Lefranc de carga variable realizado, muestra una permeabilidad de 2.5 a $5.6 \cdot 10^{-7}$ cm/s en limos más arenosos disminuyendo el valor de la permeabilidad hasta valores de $2.6 \cdot 10^{-8}$ en los limos arcillosos y de $8 \cdot 10^{-8}$ en las facies más arcillosas. Los valores de la permeabilidad son inferiores a los materiales descritos hasta el momento.

Arcillas y limos- arenosos (Litofacies QL3s)

Este estrato no tiene continuidad lateral a lo largo de toda la traza, sino que aparece en lugares restringidos con morfologías de “lentejones”, de 1 a 4 metros de espesor.

El contenido de finos es muy variable entre 5-99.9%, pero su valor medio es algo más bajo que en el caso de las arcillas y arcillas-limosas. El límite líquido presenta valores entre 21.6-33, en cambio los índices de plasticidad varían entre 12.4 y 21.9.

El contenido de humedad natural del terreno es del orden del 27%. Su densidad aparente oscila entre 2.08 y 1.55 gr/cm³ con valores medios de 1.85 gr/cm³ y la densidad seca varía entre 1.2 y 1.7 gr/cm³ con un valor promedio de 1.48 gr/cm³. El peso específico de las partículas sólidas está comprendido entre 2.4 y 2.77 gr/cm³.

El contenido en sulfatos varía de 0.19 a 0.59%; en cambio la materia orgánica oscila entre el 0.07 y el 0.91%.

En el ensayo de penetración estándar (NSPT) se obtienen valores de 0 a 47, con un valor medio de 9.8. Los ensayos de compresión simple muestran un valor medio de la tensión de ruptura de 0.35 Kp/cm² (valores entre 0.3 y 0.7 Kp/cm²).

Por otro lado, de los ensayos de corte directo se obtuvo un rango de cohesión entre 0 a 0.07 Kp/cm². El ángulo medio de rozamiento interno obtenido, a partir del ensayo de corte directo es de 28°.

Se realizó un ensayo de compresión triaxial, obteniéndose una cohesión de 1.1 Kp/cm^2 y un ángulo de rozamiento interno de 27.21° . Estos valores son parecidos a los valores obtenidos mediante el ensayo de corte directo.

También se realizó ensayos edométricos a este tipo de muestras, obteniéndose índices de compresión (C_c) entre 0.03 y 0.24, con un valor medio de 0.09, un coeficiente de compresibilidad (m_v) cercano al 0 y un índice de poros de 0.73. El módulo edométrico es de 16.6 MPa.

El módulo presiométrico obtenido es aproximadamente de 11.9 MPa.

Por último, el ensayo de permeabilidad en suelos tipo Lefranc de carga variable realizado, muestra una permeabilidad de $1.0 \cdot 10^{-6} \text{ cm/s}$.

Arena fina gris (Litofacies QL2)

Está compuesto por arena fina gris con presencia de arenas de granulometría mayor y frecuentes intercalaciones de arcillas limosas y limos arenosos grises. Su naturaleza es muy similar al nivel anterior, aunque con mejores características mecánicas y se presenta de manera continua, no en lentejones.

El contenido de finos es muy variable debido fundamentalmente a las frecuentes intercalaciones de naturaleza diversa. De esta manera el porcentaje de finos varía entre el 1% y el 97.3%, con un valor promedio del 32.4%.

De acuerdo con la Carta de Casagrande se trata de materiales no plásticos en el caso de las arenas con finos SP-SM (más o menos limosas) y limos de baja plasticidad ML-CL intercalados.

El contenido de humedad natural del terreno es del orden del 22.61%. La densidad natural del material es de 2.07 gr/cm^3 y la densidad seca es del orden de 1.68 gr/cm^3 .

El contenido de sulfatos oscila entre valores inferiores al 0.1% en el caso de las arenas con finos y valores inferiores al 0.48% en el caso de los limos. En el caso del contenido de materia orgánica varía entre 0.22 y 0.40% respectivamente.

El parámetro N_{30} del ensayo de SPT oscila entre 3 golpes y R (rechazo), con una media de 14.

Por otro lado, se realizaron ensayos de compresión simple sobre las arenas con alto contenido de arcillas, resultando valores finales de rotura de 0.24 Kg/cm^2 .

En los ensayos de corte directo se obtiene un valor de la cohesión entre 0.15 y 0.46 Kp/cm² con un ángulo de rozamiento de 37. 4°, estos valores se encuentran integrados en el rango de resultados mostrado por el ensayo triaxial realizado en muestras similares. Los intervalos de valores obtenidos mediante el ensayo triaxial son entre 0 y 1.5 Kp/cm² para la cohesión y de 31° a 39° para el ángulo de rozamiento interno.

Por otro lado, de los ensayos edométricos se obtiene un índice de compresión de 0.15, un coeficiente de compresibilidad de 0.0013 y un índice de poros de 0.7. El módulo edométrico es de 11.7 MPa.

El módulo presiométrico obtenido es de 8-18.1 MPa con un valor medio de 14.2 MPa y la permeabilidad determinada mediante el ensayo de Lefranc de carga variable en suelos es del orden de 10⁻⁴ cm/s en las arenas limpias, disminuyendo hasta 4.4 * 10⁻⁵ cm/s en las arenas finas limosas.

Arcilla y arenas finas-limosas marrón (Litofacies QL1)

Arena fina marrón, ocasionalmente con granulometrías de diámetro de grano superior, alternando con intercalaciones de limos e incluso con intercalaciones arcillosas en el techo. El contenido de finos varía entre 4-98% con un contenido medio de finos del 29 %, aunque para facies de arenas limpias marrones, el tanto por ciento de partículas con un diámetro inferior a 0.08mm, es algo inferior situándose en valores entre 4-12%, con un valor medio de 8%. Son materiales no plásticos con una humedad natural del 18%, la densidad natural es del orden del 2.01 gr/cm³ y la densidad seca es aproximadamente del 1.63 gr/cm³.

En el caso de arenas limosas el contenido en finos es del 36% y en el caso de arenas con intercalaciones de arcillas el contenido en finos alcanza valores entre el 50-60%.

El contenido de sulfatos es inferior al 0.1% y el contenido de materia orgánica oscila entre el 0.1 y el 0.33%. En el ensayo de penetración estándar (NSPT) existe una gran dispersión en los resultados, debido a las intercalaciones de limo y arcilla en mayor o menor medida. Los valores se encuentran entre 0 y 26, con un valor promedio de 8.76. El ensayo de compresión simple nos muestra una resistencia pico de 1.05 Kg/cm².

En los ensayos de corte directo, el rango de valores también es amplio, debido a la misma causa. En el caso de muestras de arenas los valores de la cohesión se aproximan a 0.16 Kp/cm² con un ángulo de rozamiento interno de 38°, mientras que, para ensayos en muestras de arenas con intercalaciones de arcillas y muestras de arenas con intercalaciones de limos, los valores de la cohesión adoptan valores superiores a 0.16 Kp/cm² hasta alcanzar valores máximos de 0.23 Kp/cm², mientras que el ángulo de rozamiento interno adopta valores inferiores a 38° hasta un valor mínimo de 15°.

Por otro lado, de los ensayos edométricos se obtiene un índice de compresión de 0.08, un coeficiente de compresibilidad de 0.00567 y un índice de poros de 0.65. El módulo edométrico es de 8.85 MPa.

Mediante el presiómetro de Menard y el presiómetro de Oyo se obtuvo un valor medio del módulo presiométrico de 10.3 MPa.

La permeabilidad determinada mediante el ensayo de carga variable de Lefranc es del orden de 10^{-4} cm/s en las arenas limpias (SW) disminuyendo hasta $5.2 \cdot 10^{-6}$ en las arcillas arenosas intercaladas.

Rellenos antrópicos (Litofacies R)

La zona estudiada está profundamente antropizada debido a lo cual, aparecen puntualmente rellenos de materiales heterogéneos, como es el caso, de materiales arcillosos-limosos o arcillosos-arenosos con abundante presencia de grava heterométrica. El contenido de finos es por tanto alto, aproximadamente entre un 73 a un 99% de partículas de diámetro inferior a 0.08 mm.

De acuerdo con la carta de Casagrande estos materiales se clasifican como arcillas de baja plasticidad (CL), con valores medios de 30 en el caso del límite líquido y entre 19 y 23 para el índice de plasticidad.

El contenido en humedad natural del terreno es del orden del 18%, presentando una densidad húmeda de 2.06 g/cm^3 , densidad seca igual a 1.72 g/cm^3 y peso específico de las partículas sólidas de 2.56 g/cm^3 .

El contenido de sulfatos solubles en suelos es del 0.12% y el contenido de materia orgánica 0.12%.

El parámetro N_{30} del ensayo de SPT da resultados variables entre 3 y 25 golpes con un valor promedio de 10.44, y una resistencia a compresión simple entre 0.68 y 1.2 Kg/cm^2 .

Los ensayos de corte sobre los materiales más arenosos, determinan una cohesión de 0.13 Kp/cm^2 y un ángulo de rozamiento interno de 34° mientras que para los materiales más arcillosos la cohesión alcanza valores de 0.37 Kp/cm^2 y un ángulo de rozamiento interno de 19° , con un valor promedio de ángulo de rozamiento interno de 26° .

Los ensayos edométricos muestran un coeficiente de compresibilidad de 0.00642, un índice de compresión de 0.088 y un índice de poros de 0.65.

Los ensayos dilatométricos de Marchetti nos da un resultado medio de 25.4 MPa, en este tipo de materiales.

Todos estos valores se encuentran tabulados en el Apéndice IV.

En las Tabla 3.4 y Tabla 3.30 siguientes, se resumen las unidades geológicas descritas y las características geotécnicas respectivamente. Además, también se muestra a modo de ejemplo, el sondeo SRA-1, realizado en las inmediaciones de la estación de Mas Blau (Figura 3.58) y las muestras extraídas del sondeo a rotación realizado, donde se pueden identificar todas las litofacies descritas anteriormente (Figura 3.59).

Litotipos	Unidad geológico-geotécnica	Descripción
R	Rellenos	Rellenos de obra y horizonte vegetal
QL1	Arena fina marrón	Se encuentra compuesta por arenas finas y limos de color marrón pasando a limos arcillosos de color más claro o más grisáceo
QL2	Arena fina gris	Se encuentra compuesta por arenas finas grises con intercalaciones de gravas. Las arenas presentan una proporción elevada de intercalaciones arcillosas
QL3-QL3m	Arcillas limosas grises	Se encuentra compuesta por arcillas limosas y limos arenosos grises con alto contenido de materia orgánica
QL3s	Limos arenosos y arenas finas	Limos arenosos y arenas finas sin continuidad lateral a lo largo de toda la traza
QL4	Arena limosa con grava	Se encuentra compuesta por arenas gruesas y gravas con intercalaciones de arena limosa

Tabla 3.4. Resumen de las unidades geológicas del Tramo 1 (Terminal entre pistes-Parc Logístic) de la línea 9 de metro de Barcelona

3.6.1 Propiedades básicas

Ensayos de Laboratorio: A continuación, se muestran los resultados de los ensayos de laboratorio que se realizaron para la identificación básica y el estado del suelo como: granulometría, el contenido de humedad en el suelo y el contenido de materia orgánica y sulfatos.

Respecto a la granulometría, el porcentaje de finos (limo y arcilla) es uno de los resultados que permite identificar la estratigrafía con más facilidad.

En la Figura 3.21, Figura 3.22 y Figura 3.23 se representa el contenido de finos, arenas y gravas para los diferentes estratos que conforman el perfil geológico.

En la Figura 3.21 vemos que el material de relleno y el material denominado QL3 son los materiales con más cantidad de finos alcanzando valores del 99% en algunos casos. En el caso de las arenas finas marrón y gris correspondientes al nombre QL1 y QL2 respectivamente, el contenido en finos en estos casos varía gradualmente como se observa en la Figura 3.21. Estos estratos están formados principalmente por arenas y por cantidades menores de grava (Figura 3.22 y Figura 3.23), en cambio, en el caso de los limos arenosos del QL3s el contenido en finos es algo inferior al resto de estratos.

En resumen, se concluye con los siguientes resultados:

Tipo	%	Material
R / QL3	65-99	Finos
QL2	49-55	Arenas
QL3s	44/40	Arena / Finos
QL1	Variado	Variado

Tabla 3.5. % de material para cada estrato

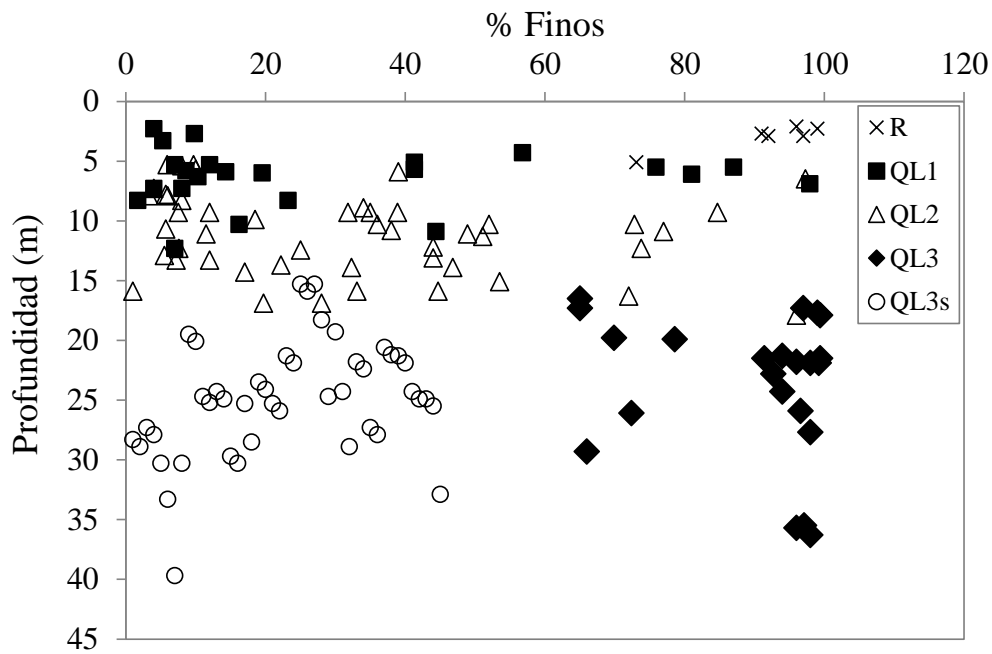


Figura 3.21. Contenido de finos para los diferentes estratos que conforman el perfil geológico

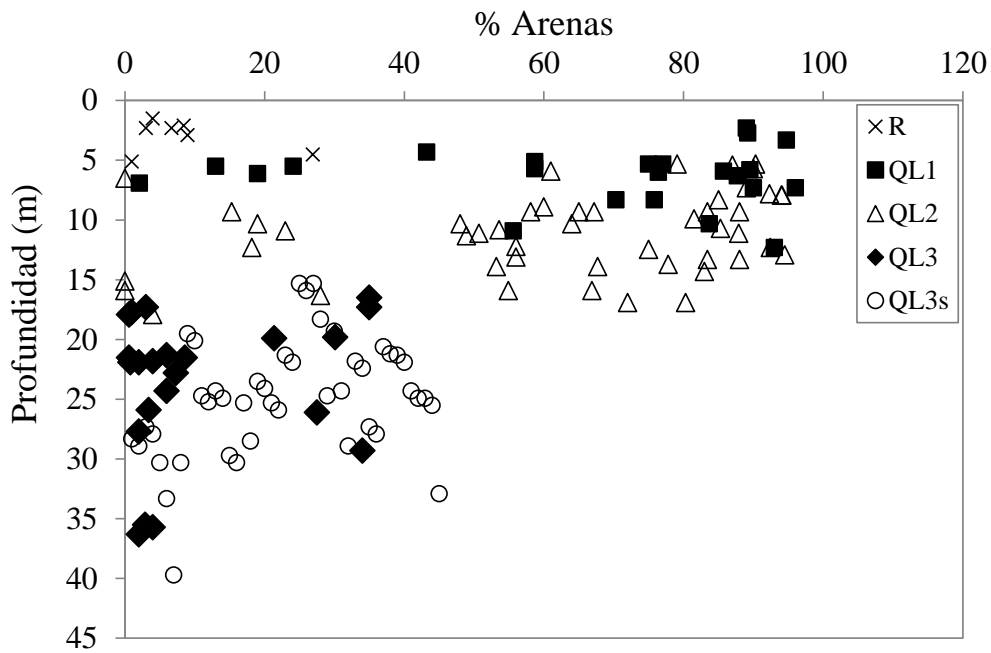


Figura 3.22. Contenido de arenas para los diferentes estratos que conforman el perfil geológico

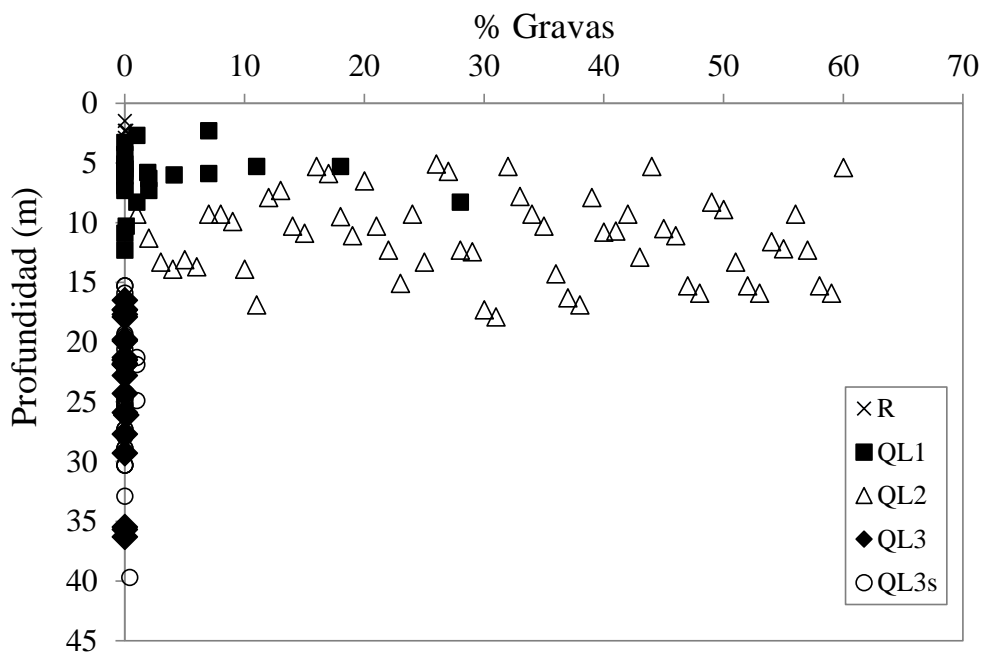


Figura 3.23. Contenido de gravas para los diferentes estratos que conforman el perfil geológico

HUMEDAD

En la Figura 3.24 se observa el contenido de humedad a partir de las muestras inalteradas extraídas de cada uno de los estratos que conforman el perfil estratigráfico de suelo.

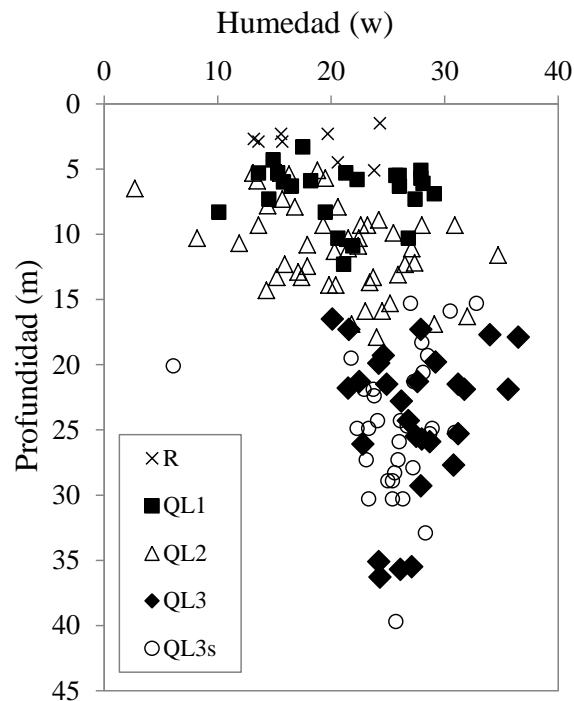


Figura 3.24. Contenido de humedad en las muestras de suelo para cada uno de los estratos

Tipo	Humedad (W) (%)
R	18.31
QL1	21.17
QL2	20.54
QL3-QL3m	27.31
QL3s	25.58

Tabla 3.6. Valores medios de humedad a partir de las muestras extraídas para cada tipo de terreno

En la Figura 3.25 y Figura 3.26 se representa la gráfica de Casagrande con los valores de límite líquido (LL) e índice de plasticidad (IP) obtenidos de varias muestras ensayadas en los niveles cohesivos QL3 y QL3m. Se observa que los materiales plásticos que se encuentran en la zona de estudio según la clasificación de Casagrande pertenecen al tipo CL, es decir, arcillas de baja plasticidad.

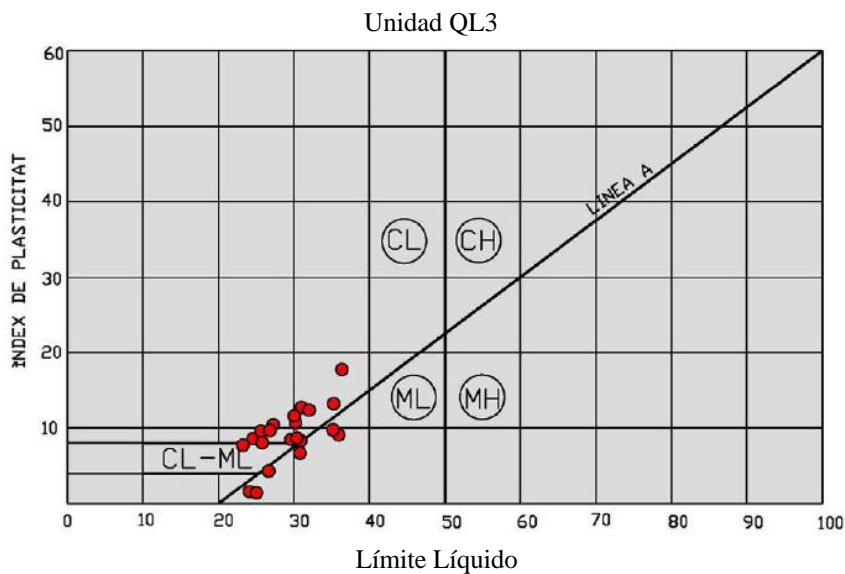


Figura 3.25. Clasificación de Casagrande para varias muestras de la unidad QL3 extraído de apéndice Geología y Geotecnia del proyecto modificado realizado por la empresa INPASA

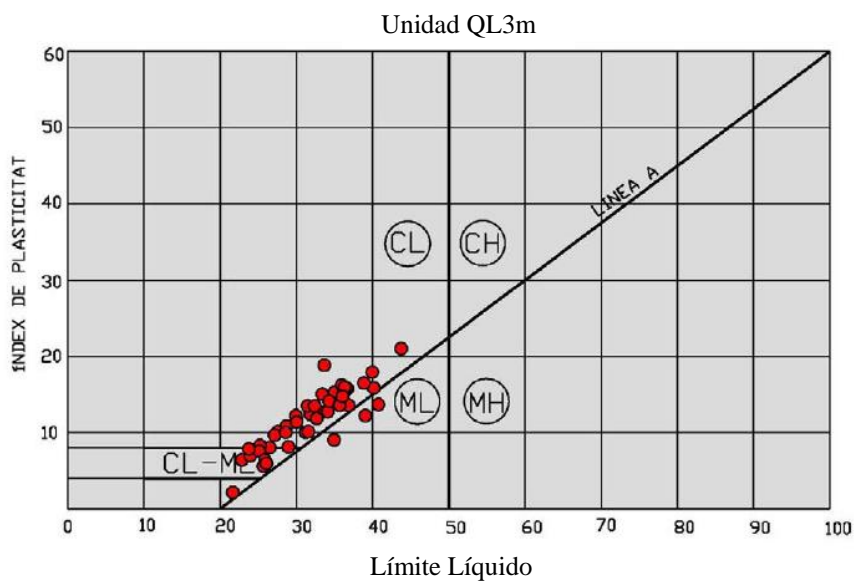


Figura 3.26. Clasificación de Casagrande para varias muestras de la unidad QL3m extraído de apéndice Geología y Geotecnia del proyecto modificado realizado por la empresa INPASA

Tipo	LL	LP
R	30.18	21.43
QL1	39.00	21.40
QL2	25	18.00
QL3-QL3m	27.9	19.80
QL3s	25.88	19.04

Tabla 3.7. Valores medios del límite líquido (LL) y límite plástico (LP)

SPT (Standard Penetration Test)

A continuación, se muestran los resultados del ensayo de penetración conocido con el nombre de SPT para cada una de las unidades estratigráficas analizadas. En general, el ensayo de SPT es un ensayo sensible, en gran medida, al operador que lo realiza, por ese motivo, la información es poco precisa sobre las características geotécnicas del terreno. Estos problemas son especialmente graves cuando se realiza el ensayo en terrenos limo-arenosos saturados. En ellos es más difícil asegurar la limpieza del fondo de sondeo.

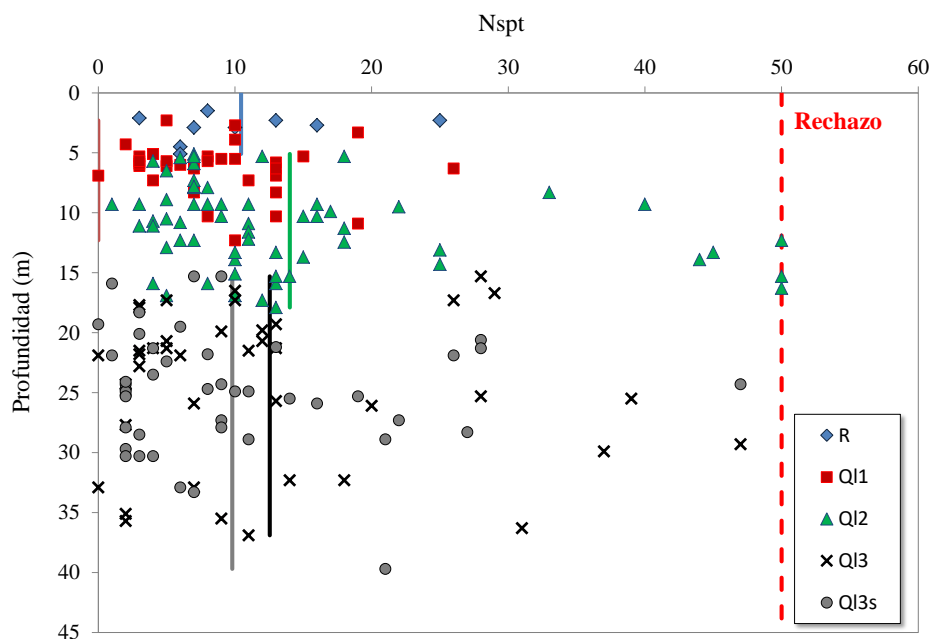


Figura 3.27. Valores medios del ensayo SPT realizado en cada una de las unidades estratigráficas

En la Figura vemos el número de golpes necesarios para hincar 30 cm una maza de peso conocido en cada uno de los estratos. Vemos que, en algunos casos, las arenas correspondientes al QL2 producen rechazo. En general, aunque existe mucha dispersión en los datos, ya que como hemos comentado anteriormente resulta difícil obtener una información precisa con este ensayo, se intuye una ligera tendencia a aumentar la compacidad con la profundidad en cada uno de los estratos.

En la Tabla 3.8 se detallan los valores medios del N_{SPT} para cada uno de los niveles geológicos.

Tipo	N_{SPT} (rango valores)	N_{SPT}
R	3-25	10.44
QL1	0-26	8.76
QL2	3-R	14.00
QL3-QL3m	0-47	12.60
QL3s	0-47	9.80

Tabla 3.8. Valores medios del ensayo SPT realizado para cada uno de los estratos ensayados

CONTENIDO EN MATERIA ORGÁNICA Y SULFATOS

El contenido tanto de materia orgánica como de sulfatos para todos los niveles estratigráficos que conforma el terreno deltaico estudiado resulta prácticamente inexistente como se puede observar en la Figura 3.28. Por otro lado, no se tienen datos sobre el contenido en carbonatos que puede contener el suelo, se sabe que las arcillas fuertemente carbonatadas son típicas de la cuenca mediterránea y que a menudo, el carbonato suele actuar cementando el suelo. Este cemento aporta una mayor rigidez, dando lugar a plastificaciones mayores y comportamientos más frágiles. Una vez vistos los resultados obtenidos en la clasificación de Casagrande se cree que, en este caso, el contenido de carbonatos pueda ser bajo.

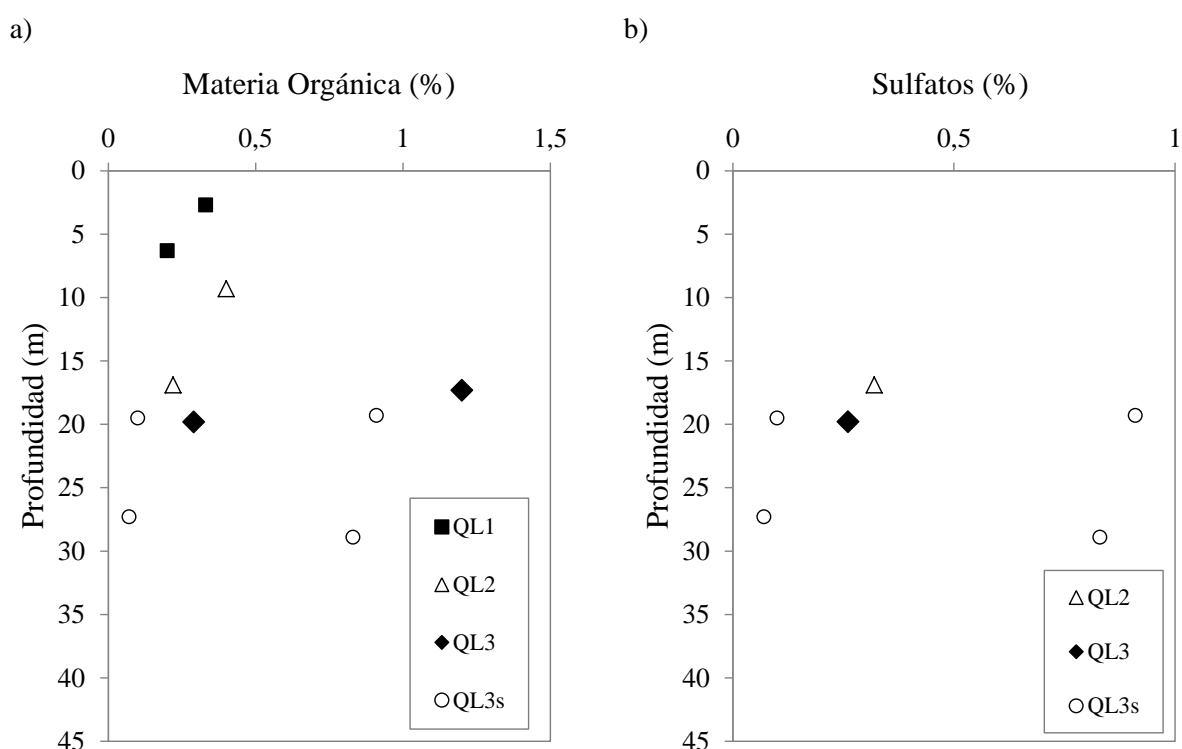


Figura 3.28. Contenido en materia orgánica y en sulfatos en función de la profundidad

3.6.2 Parámetros de estado

DENSIDAD

Ensayos de Laboratorio: En las Figura 3.29 y Figura 3.30 se presentan los valores de densidad natural (no saturada) y densidad seca respectivamente obtenidos en el laboratorio, a partir de las muestras ensayadas por las diferentes campañas mostradas en la Tabla 3.3.

En las Figuras podemos observar que los valores son similares para los diferentes materiales y que estos valores aumentan ligeramente con la profundidad a la que se encuentra la muestra ensayada.

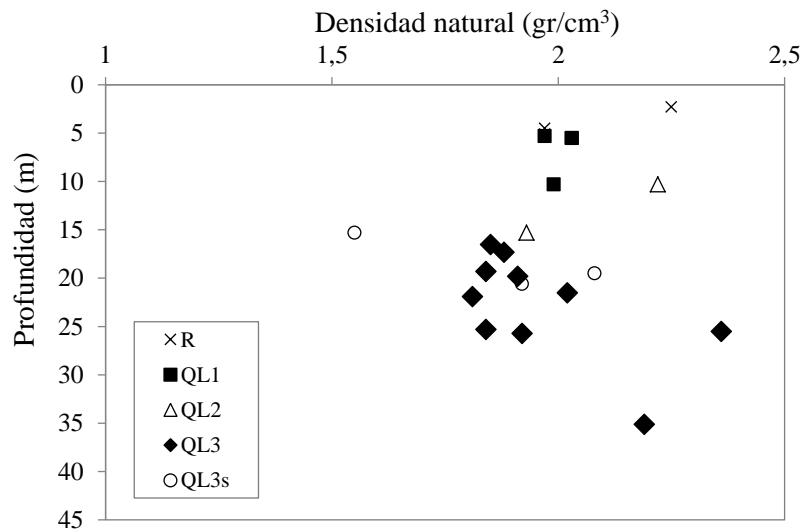


Figura 3.29. Valores de la densidad natural del suelo para cada uno de los estratos

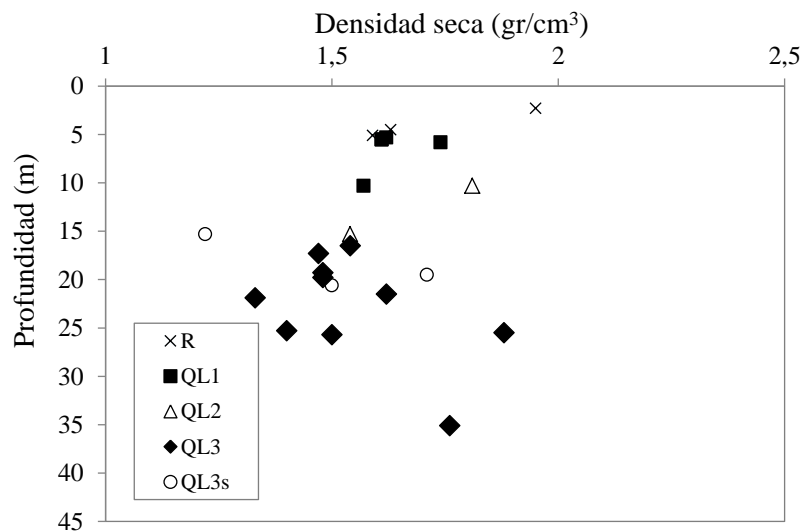


Figura 3.30. Valores de la densidad seca del suelo para cada uno de los estratos

A continuación, se presenta un cuadro resumen de los valores medios de la densidad natural y seca para los diferentes niveles geotécnicos:

Tipo	Densidad natural (gr/cm ³)	Densidad seca (gr/cm ³)
R	2.06	1.78
QL1	2.00	1.50
QL2	2.17	1.78
QL3-QL3m	1.92	1.41
QL3s	1.94	1.50

Tabla 3.9. Valores medios de la densidad natural y seca de los diferentes estratos

3.6.3 Resistencia

CPTU

Se disponen de los resultados de 11 ensayos de piezocono (CPTU). El ensayo CPTU consiste en hincar verticalmente a presión una punta cónica en el suelo a velocidad constante. Durante la hincada se mide la resistencia a la penetración en la punta (q_c) y el rozamiento lateral local, denominado f_s además, permite medir el exceso de la presión de poros que se genera durante el hincado (u), por lo que se obtiene un detallado perfil del suelo en profundidad. Durante la penetración del cono, en el caso de los ensayos CPTU, se lleva a cabo un ensayo de disipación, que consiste en disipar el exceso de presión generada durante el hincado hasta alcanzar el valor de la presión hidrostática a la profundidad del captador de presión. De los 11 ensayos de piezocono, en todos ellos, se ha realizado ensayos de disipación.

En la siguiente Figura 3.31 se presenta la resistencia por punta (q_c) en profundidad de un ensayo tipo de piezocono en las inmediaciones de la estación de Verge de Montserrat, actual estación Les Moreres en la Línea 9. De igual manera, se han estudiado los 11 piezoconos que se disponen. Los resultados para cada estrato se presentan en la Tabla 3.10.

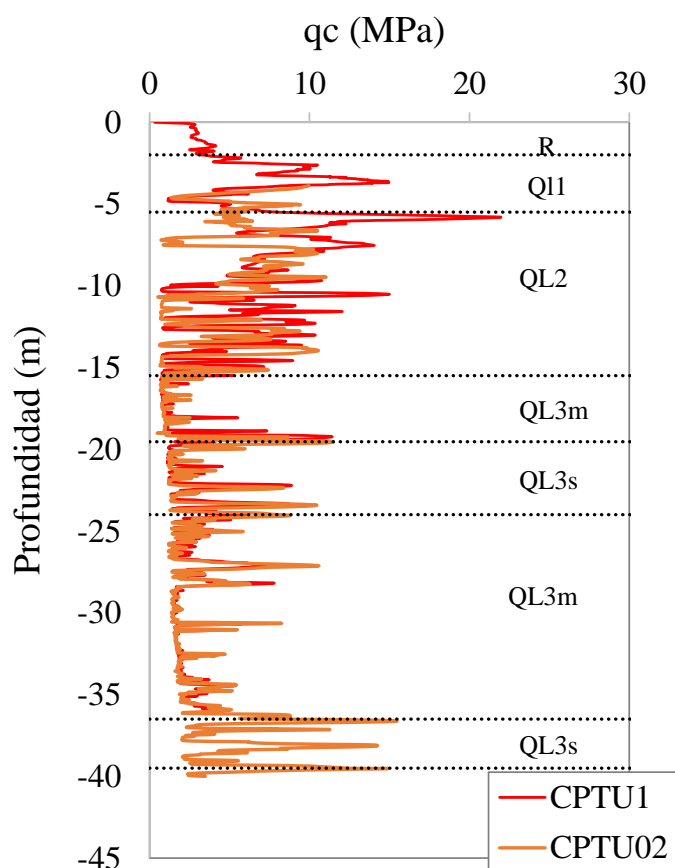


Figura 3.31. Resistencia por punta del tipo CPTU en función de la profundidad

Tipo de suelo	q _T (MPa)
R	3.0
QL1	5.4
QL2	7.3
QL3	1.0
QL3m	2.4
QL3s	3.5

Tabla 3.10. Valores medios para cada estrato de la resistencia por punta a partir de los ensayos de CPTU

Siendo $q_T = q_c + (1 - 0.8) (u)$

Todos los ensayos de CPTU penetran hasta alcanzar el nivel de gravas QL4, donde se produce rechazo. El estrato QL4 no ha sido estudiado en esta tesis al considerarse que no afecta en los procesos de construcción del túnel de metro de la Línea 9.

Observando los resultados de la Figura anterior, vemos que el q_c disminuye, a partir, de la zona de transición entre el material más arenoso (QL2) y el material más limoso-arcillosos (QL3), es una zona de baja resistencia por punta. A medida que profundizamos el material contiene más arenas que se muestran en picos más resistentes. Es un perfil con niveles de resistencia variada, no crecientes en profundidad, típico de patrones en zonas deltaicas.

Ensayos DMT

El ensayo dilatométrico o DMT a partir de los valores de P_0 (presión necesaria para que la membrana se mantenga en reposo) y P_1 (presión necesaria para movilizar la membrana 1.1 mm) se derivan los tres parámetros característicos de este ensayo, que se detallan a continuación:

I_D (Material Index) indicativo del tipo de suelo, únicamente tiene en cuenta las propiedades mecánicas del suelo. Se define como:

$$I_D = (P_1 - P_0) / (P_0 - u_0) = \Delta P / P - u_0 \quad 3.1$$

Según Marchetti, 1980 el suelo se puede clasificar según el valor de (I_D) de la siguiente manera (Tabla 3.11):

Tipo suelo	I_D
Arcilla	$0.1 < I_D < 0.6$
Limo	$0.6 < I_D < 1.8$
Arena	$1.8 < I_D < (10)$

Tabla 3.11. Valores identificativos del índice (I_D) para diferentes suelos según Marchetti (1980)

K_D (Horizontal Stress Index) es indicativo de la historia tensional que ha sufrido el suelo y se define como:

$$K_D = (P_0 - u_0) / \sigma'_{v0} \quad 3.2$$

E_D (Dilatometer Modulus) se obtiene a partir de la teoría de la elasticidad, pero no hay que confundir con el módulo de Young. Este módulo se define como:

$$E_D = 34.7 \Delta P \quad 3.3$$

En la zona de estudio se dispone de dos campañas de ensayos DMT. Una campaña realizada en una zona cercana al Aeropuerto del Prat, con motivo de la modificación de la carretera C-31 a su paso por el término municipal del Prat de Llobregat y algo alejada del trazado de la Línea 9 (para más información ver Apéndice IV) y una segunda campaña de ensayos dilatométricos en la estación de Verge de Montserrat de la Línea 9 (ver Apéndice IV para más información sobre la posición de los ensayos).

Una vez analizados todos los ensayos DMT que se disponen en la zona de estudio, en las Figura 3.32, Figura 3.33 y Figura 3.34 se muestran los resultados de los índices I_D , E_D y K_D medios. Se ha observado que en la zona de la estación de Verge de Montserrat (actual estación Les Moreres) el perfil estratigráfico no es tan homogéneo como en la zona del aeropuerto, el cambio de material de limo a arcilla es difícil de identificar y se mezclan constantemente en profundidad.

Como se puede observar en la primera Figura, el terreno en superficie está formado por limos con arenas que corresponden al QL1, a continuación, el perfil estratigráfico está formado por arcillas (QL3) que pasan a limos (QL3m) a partir de los 15 metros de profundidad. A continuación, el perfil es poco homogéneo y se van mezclando material más limoso con material más arcilloso (QL3) en profundidad que vuelve a ser más limoso y con intercalaciones de arenas (QL3s) a partir de los 30 m de profundidad.

Por otro lado, el valor del K_D (Horizontal Stress Index) se mantiene constante, y aproximadamente igual a $K_D=2$ ($1.8 < K_D < 2.3$), en los sedimentos cohesivos que encontramos en profundidad, mientras que las arenas y arenas con intercalaciones con poco limo más superficiales, se observa un valor de K_D muy superior. Como hemos comentado anteriormente el índice K_D es indicativo de la historia tensional que ha sufrido el suelo, por lo tanto, podemos decir, que el terreno en los primeros 15 metros de profundidad se

encuentra sobreconsolidado ($OCR > 1$) como comprobaremos más adelante. Este hecho se cree que puede atribuirse a la antigua explotación del acuífero superior (QL2) y a las fluctuaciones del nivel piezométrico en las zonas más superficiales.

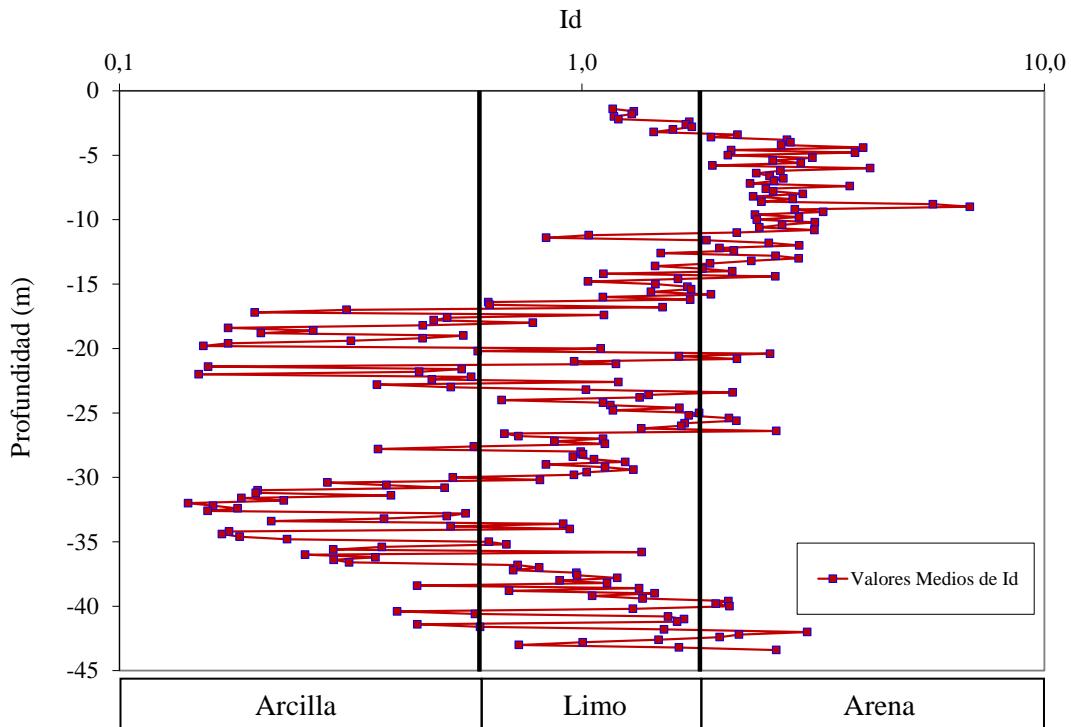


Figura 3.32. Perfil de valores medios de I_D resultantes de los diferentes ensayos DMT

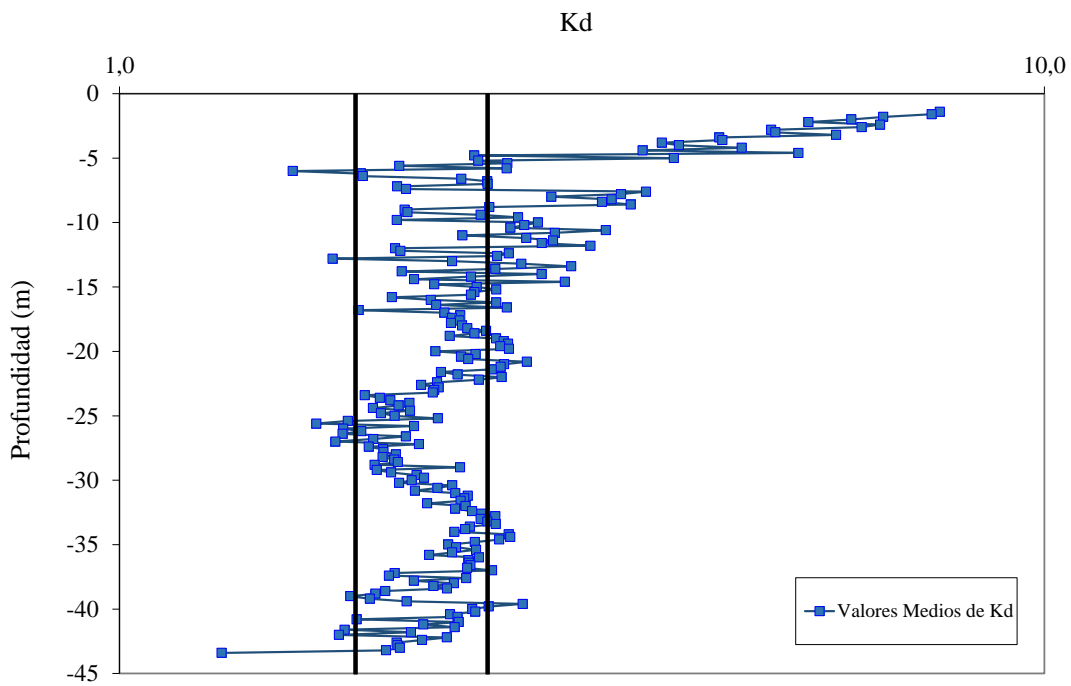


Figura 3.33. Perfil de valores medios de K_D resultantes de los diferentes ensayos DMT

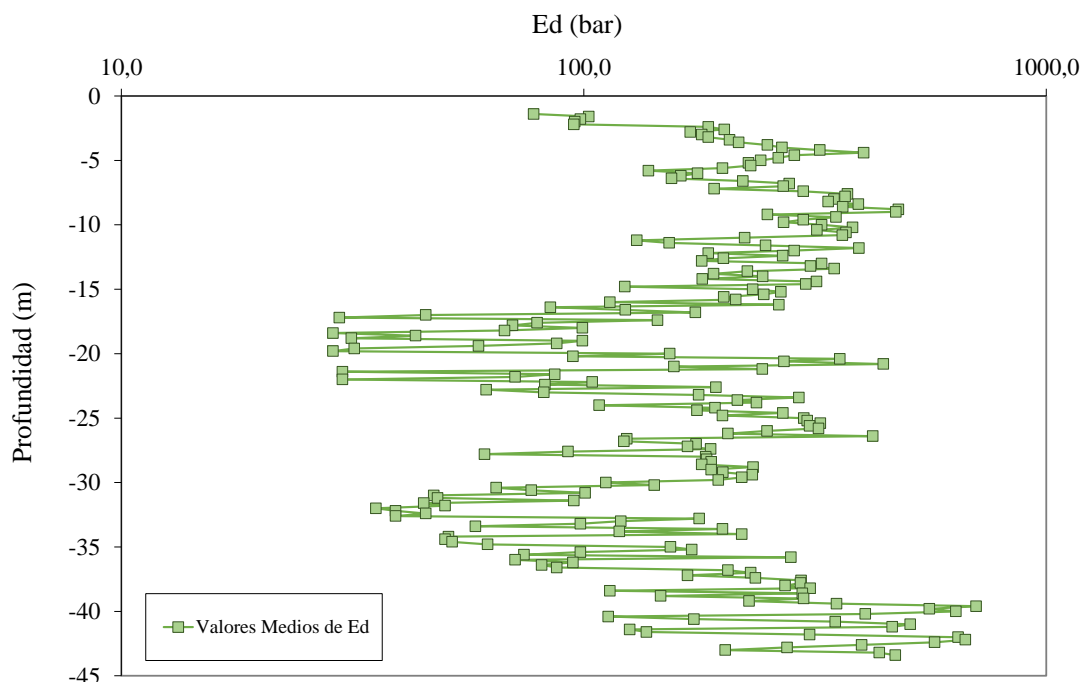


Figura 3.34. Perfil de valores medios de E_D resultantes de los diferentes ensayos DMT

ENSAYO A COMPRESIÓN SIMPLE

Una vez ensayadas las diferentes muestras, a partir de la resistencia a la compresión simple no confinada (q_u) se obtiene la resistencia a corte sin drenaje (C_u) siguiendo la expresión siguiente:

$$C_u = q_u / 2 \tag{3.4}$$

En la Figura 3.35 se representan los valores de C_u en función de la profundidad de la muestra ensayada, para cada nivel estratigráfico.

Se ha notado que el material de relleno y el material QL1 presentan una resistencia al corte ligeramente superior a lo esperado, esto puede estar debido a que las muestras pueden estar sobreconsolidadas a causa de las variaciones del nivel freático, por lo que su comportamiento es algo más resistente.

Para el resto de materiales vemos una tendencia a aumentar la resistencia al corte sin drenaje a medida que aumenta la profundidad de la muestra ensayada, pero sin una relación muy clara.

En la Tabla 3.12 se resumen los valores medios de la resistencia al corte sin drenaje (C_u) y su deformación (ϵ) para los diferentes materiales:

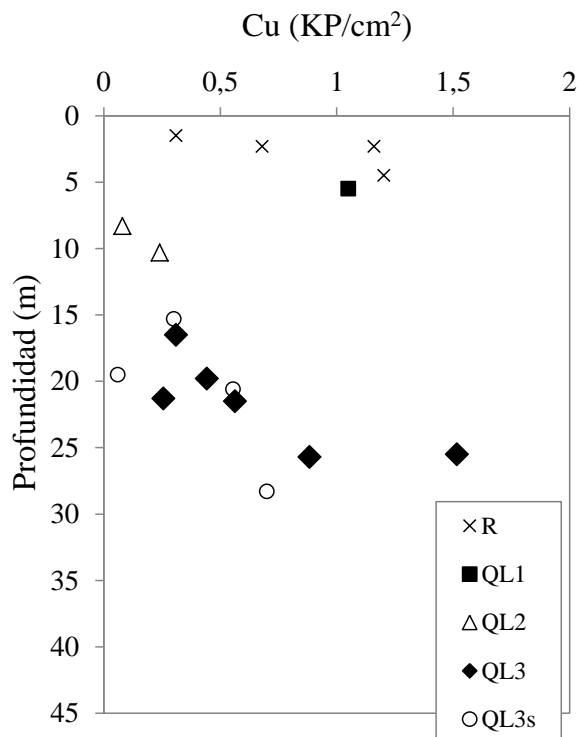


Figura 3.35. Valores de Cu a partir de los ensayos de compresión simple realizados en los diferentes materiales

Tipo	Cu (Kp/cm ²)	ε (%)
R	0.84	8.33
QL1	1.05	9.00
QL2	0.16	4.00
QL3- QL3m	0.66	8.10
QL3s	0.40	3.00

Tabla 3.12. Valores medios de Cu y ε, a partir de los ensayos de compresión simple para los diferentes materiales

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

A partir de los ensayos de corte directo se obtiene el ángulo de rozamiento interno (φ) y la cohesión (c) para cada uno de los estratos geotécnicos ensayados (Figura 3.36). Vemos que los valores de cohesión son más altos que lo esperado para todos los materiales ensayados. En este caso, el material arcilloso es cohesivo con un valor entre 0.19-0.33 Kp/cm². En el caso de las arenas (QL2) nos encontramos con valores de laboratorio muy dispersos. Se cree que esa dispersión es debida a la variabilidad en la cantidad del material arcilloso que pueda contener la muestra ensayada. Al tratarse de una geología con una estratigrafía del tipo dentada, en muchas ocasiones las arenas contienen limos o arcillas que modifican el valor de la cohesión en el caso de ser ensayadas.

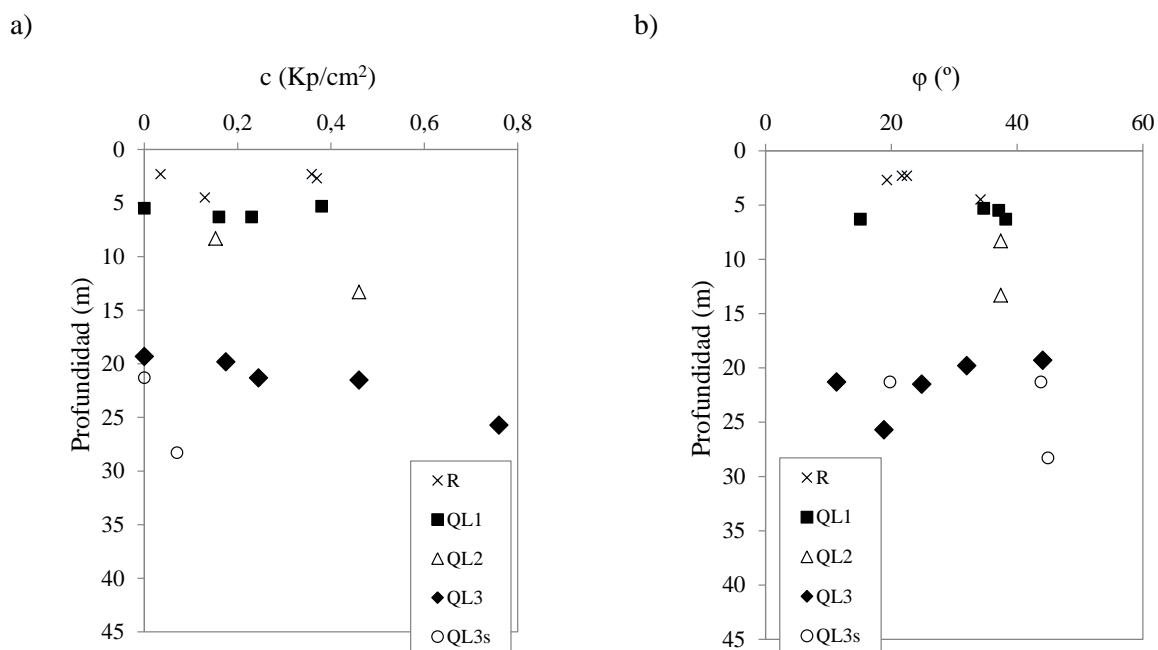


Figura 3.36. Valores de la cohesión y del ángulo de rozamiento interno a partir de los ensayos de corte directo realizados sobre las muestras

En la Tabla siguiente (Tabla 3.13) se resumen los parámetros obtenidos de los ensayos de corte directo drenado en la zona de estudio:

Tipo	c (Kp/cm ²)	φ (°)
R	0.22	26.0
QL1	0.19	31.28
QL2	0.30	32.00
QL3- QL3m	0.33	26.20
QL3s	0.04	26.80

Tabla 3.13. Valores medios de c' y φ, a partir de los ensayos de corte directo, para los diferentes materiales

ENSAYO TRIAXIAL

Al igual que en el ensayo de corte, en el ensayo triaxial puede obtenerse también, la cohesión (c) y el ángulo de rozamiento interno (φ). En este caso se han realizado ensayos triaxiales consolidados drenados como se observa en la Figura 3.37. Los resultados de cohesión y ángulo de rozamiento interno serán comparados con los ensayos de corte drenado visto anteriormente. Por otro lado, también se han realizado varios ensayos triaxiales consolidados no drenados, dando lugar a los valores de cohesión y ángulo de fricción interna que se muestran en la Figura 3.38 y Figura 3.39.

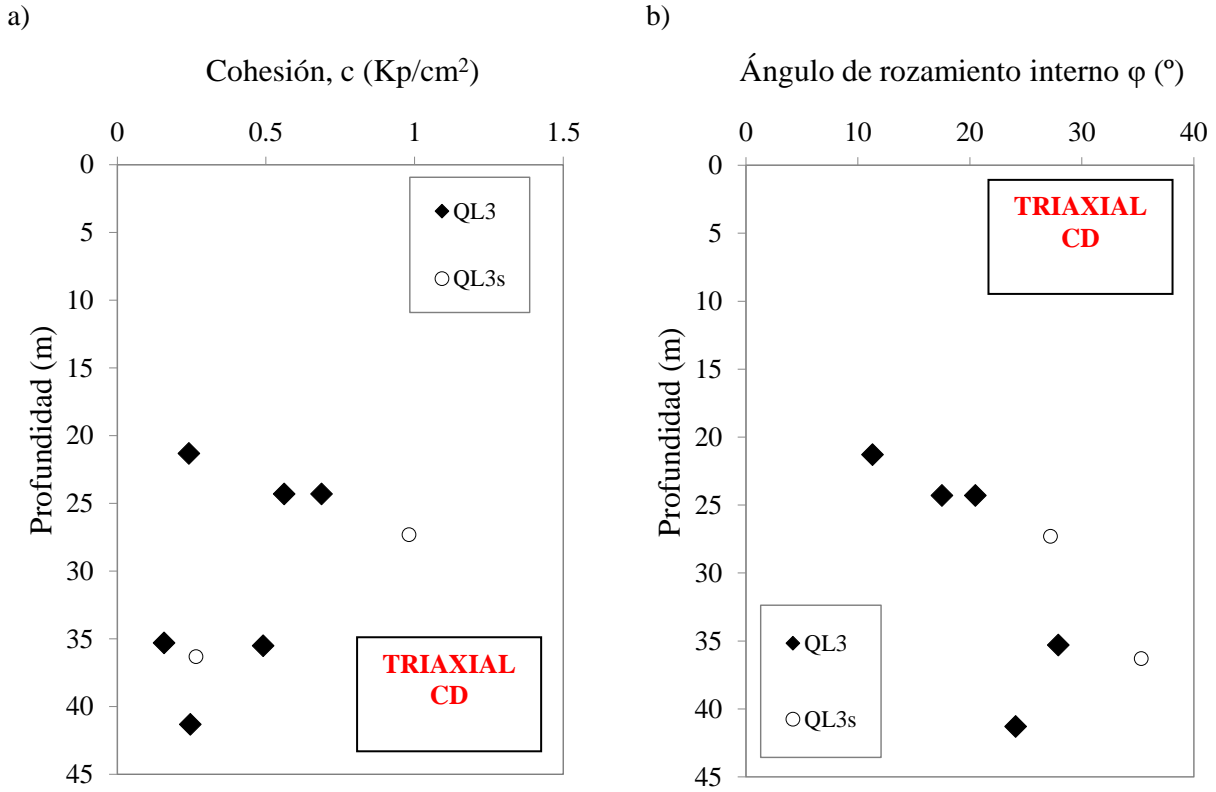


Figura 3.37. Valores de la cohesión y del ángulo de rozamiento interno a partir de los ensayos triaxiales consolidados drenados (CD) realizados sobre las muestras

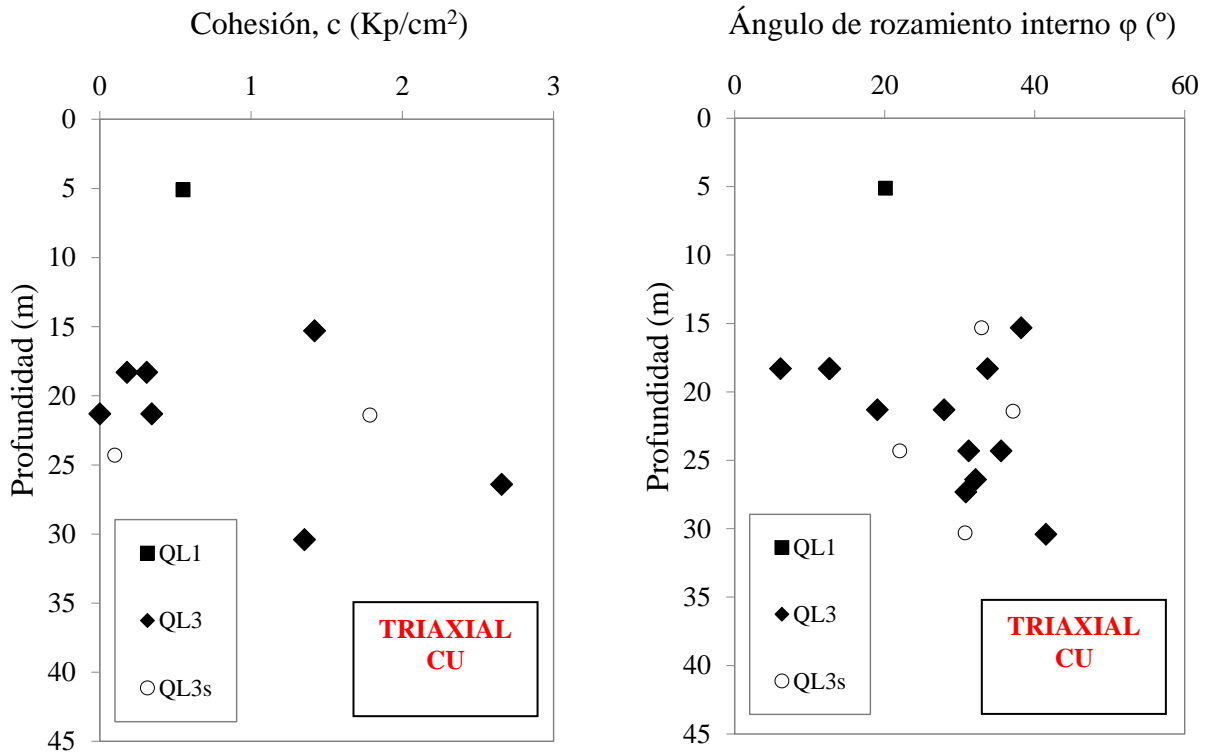


Figura 3.38. Valores de cohesión y ángulo de rozamiento interno a partir de los ensayos triaxiales consolidados no drenados (CU)

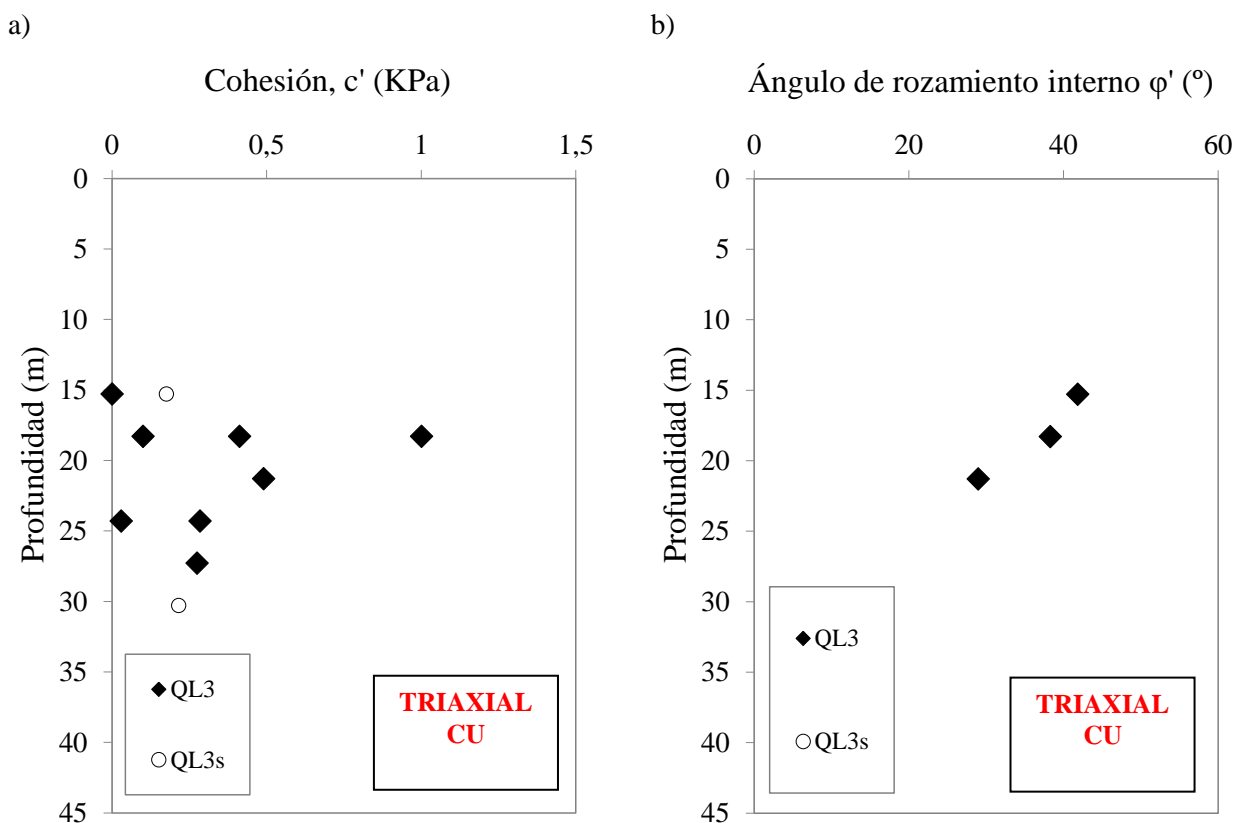


Figura 3.39. Valores de cohesión y ángulo de rozamiento interno efectivo a partir de los ensayos triaxiales consolidados no drenados (CU)

Tipo	Corte Directo		TX CU		TX CU		TX CD	
	c (Kp/cm ²)	φ (°)	c (Kp/cm ²)	φ (°)	c' (Kp/cm ²)	φ' (°)	c (Kp/cm ²)	φ (°)
R	0.22	24.43	-	-	-	-	-	-
QL1	0.19	31.28	0.55	26.83	-	-	-	-
QL2	0.30	32.00	-	-	-	-	-	-
QL3- QL3m	0.33	26.20	0.32	26.77	0.32	36.38	0.39	28.80
QL3s	0.04	36.17	0.09	29.67	0.19	-	0.26	30.01

Tabla 3.14. Valores medios de c y φ, a partir de los ensayos triaxiales y de corte directo, para los diferentes materiales

Como se observa en la Tabla 3.14, los valores de cohesión y de ángulo de rozamiento interno para el caso de los ensayos de corte drenado y los ensayos triaxiales consolidados drenados son similares para los materiales de QL3 y QL3s.

DMT

Ángulo de rozamiento interno (ϕ)

A partir de los datos obtenidos en el ensayo DMT se puede obtener el ángulo de rozamiento interno como en el caso de los ensayos de corte directo y triaxial, pero con la particularidad que la expresión propuesta por Marchetti, 1997 (ecuación 3.5), únicamente funciona bien en materiales con alto contenido en arenas. Por ese motivo y según la clasificación de Marchetti (1980) se calculará el ángulo de rozamiento interno en los casos que el Material Index sea mayor a 1.8 (Tabla 3.15).

$$\phi_{DMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \cdot \log K_D - 2.1^\circ \cdot \log^2 K_D \quad 3.5$$

Tipo de suelo	I_D
Arcilla	$0.1 < I_D < 0.6$
Limo	$0.6 < I_D < 1.8$
Arena	$1.8 < I_D < (10)$

Tabla 3.15. Valores de I_D y su valor correspondiente a una capa homogénea de suelo

En la Figura 3.40 se presentan los valores de ϕ obtenidos de los niveles arenosos, a partir de los registros de I_D y K_D .

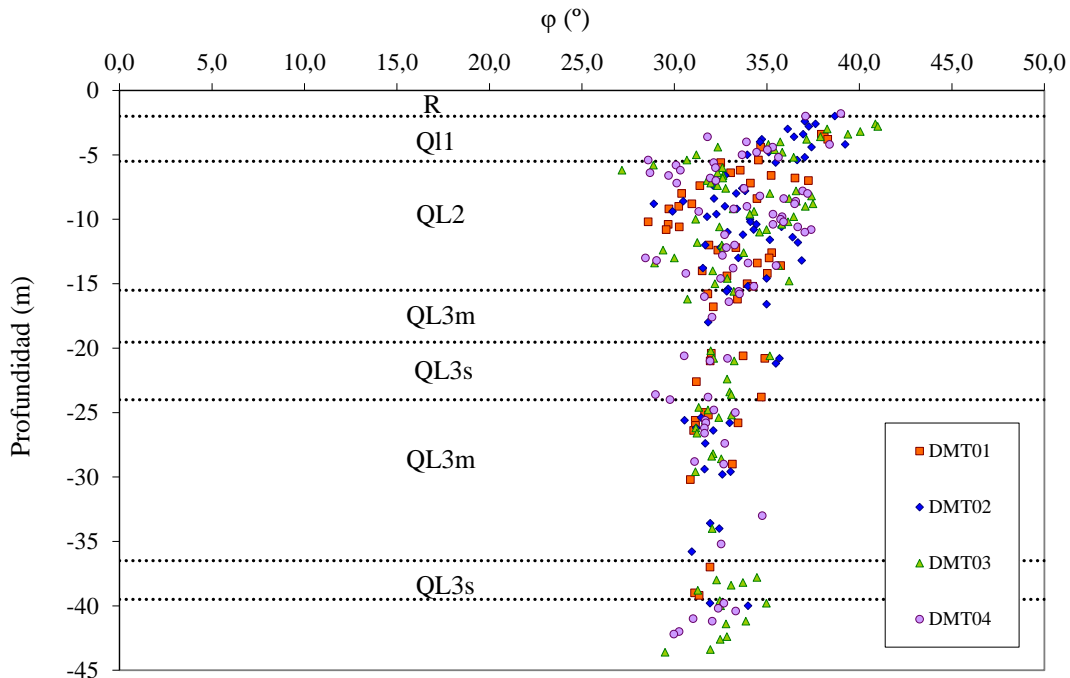


Figura 3.40. Valores del ángulo de rozamiento interno a partir de los ensayos DMT

En la Figura vemos que los resultados son consistentes con los resultados proporcionados por los ensayos de laboratorio de corte directo y los ensayos triaxiales.

Resistencia a corte sin drenaje (C_u) en materiales cohesivos

La resistencia al corte sin drenaje se obtiene a partir de los ensayos de compresión simple como se ha estudiado con anterioridad, pero también existe una correlación propuesta por Marchetti (1980), la cual, a partir de los ensayos DMT para suelos cohesivos, se puede obtener la resistencia a corte sin drenaje en este tipo de materiales.

Siguiendo las recomendaciones de Marchetti (1980), se considera un suelo cohesivo si el Material Index ($I_D < 1.2$) (ver Tabla 3.15)

$$C_u = 0.22 \cdot \sigma'_{v0} \cdot (0.5 \cdot K_D)^{1.25} \tag{3.6}$$

En la Figura 3.41 se muestran los resultados de la resistencia al corte sin drenaje obtenidos para los niveles más cohesivos según la ecuación 3.6.

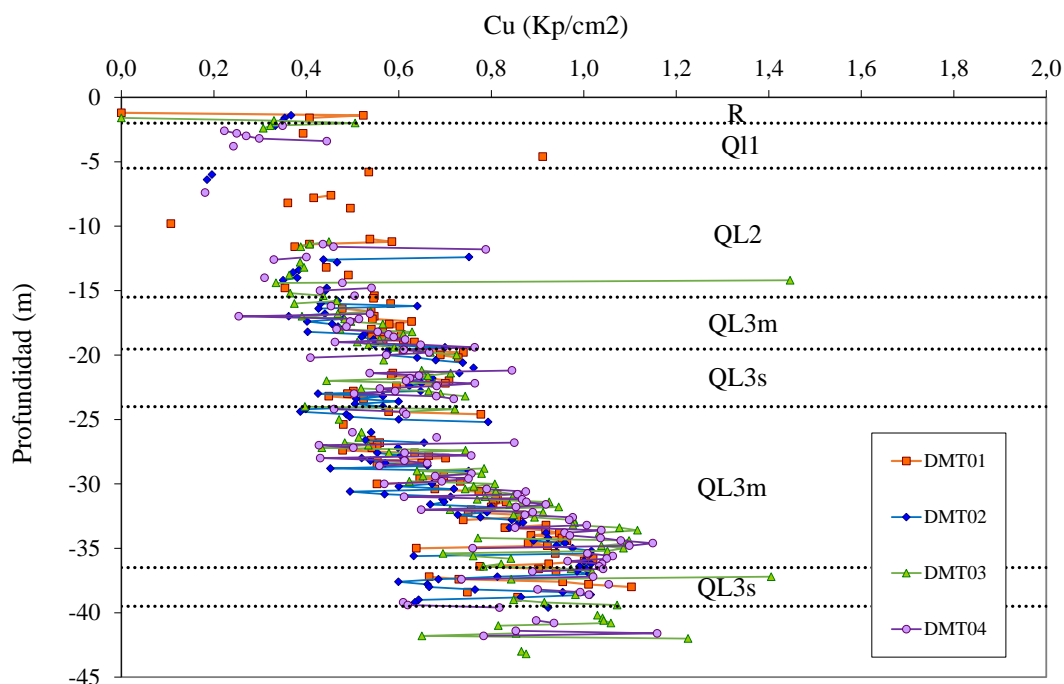


Figura 3.41. Valores de la resistencia al corte sin drenaje (C_u) a partir de los ensayos DMT

En la Figura vemos que los resultados son consistentes con los resultados proporcionados por los ensayos de compresión simple del laboratorio.

ENSAYO PRESIOMÉTRICO

El ensayo presiométrico consiste en un ensayo de carga-deformación. El análisis de los datos resultantes del ensayo permite mediante la teoría de la elasticidad determinar el módulo de corte G , la presión de fluencia P_f y la presión límite P_l . Existen tres tipos de presiómetros en función de cómo se introduce la

sonda en el terreno: PBP (pre-bored pressumeter), SBP (self boring pressumeter) y PIP (push in pressumeter). En nuestro caso, únicamente se dispone de presiómetros del tipo PBP, en los cuales la sonda se introduce en un sondeo realizado previamente con el mayor cuidado de alterar lo menos posible las características del suelo. Dentro de este grupo se encuentran los presiómetros tipo Ménard, los cuales, miden la deformación del suelo mediante el cambio de volumen y los presiómetros tipo Oyo, los cuales contienen transductores de desplazamiento ubicados en la zona central de la sonda.

A continuación, se muestra en la Figura 3.42 el módulo presiométrico (E_M o E_P), a partir, de los resultados de los ensayos presiométricos del tipo Menard y Oyo respectivamente realizados a diferentes profundidades del sondeo. Decir que no se puede obtener otros parámetros tales como: el módulo de corte o la resistencia al corte sin drenaje ya que no se dispone de las curvas presiométricas desarrollada durante el ensayo. Un resumen de los resultados se muestra en la Tabla 3.16.

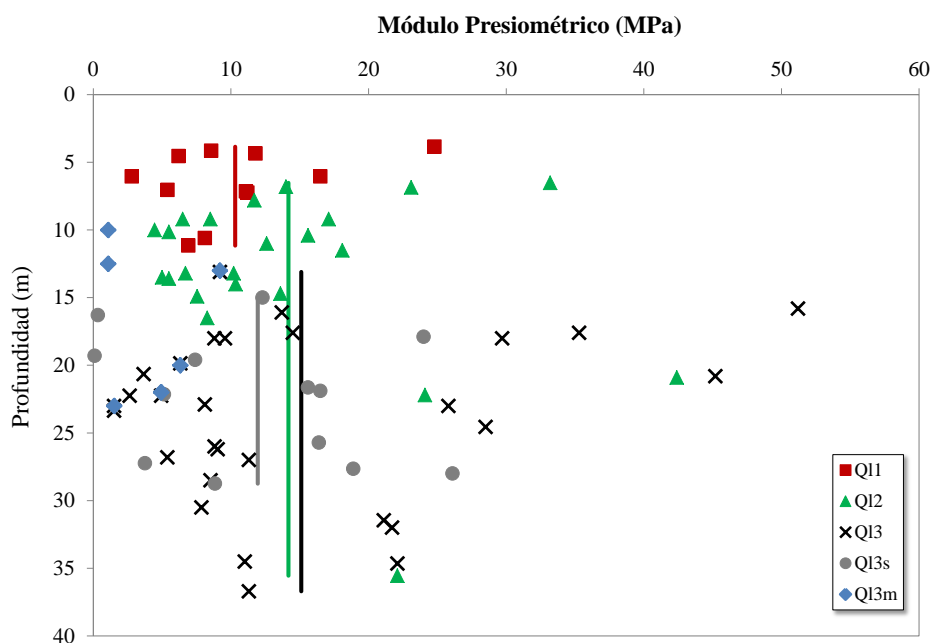


Figura 3.42. Valores del módulo presiométrico en función de la profundidad para los diferentes materiales

Tipo de suelo	$E_M - E_P$ (MPa) (rango valores)	$E_M - E_P$ (MPa) (valor considerado)
QL1	4 - 25	10.31
QL2	6.5 - 42.5	14.18
QL3	13 - 52	15.11
QL3s	15 - 26.7	11.95
QL3m	1.0 - 9.0	11.04

Tabla 3.16. Valores medios del módulo presiométrico en función de la profundidad para los diferentes materiales

COEFICIENTE DE EMPUJE EN REPOSO

En esta tesis se obtenido el coeficiente de empuje en reposo (K_0) para cada nivel estratigráfico, a partir del ángulo de rozamiento interno provisto por los ensayos de corte y triaxiales del laboratorio junto con la expresión de Jaky (ecuación 3.7).

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad 3.7$$

Esta ecuación se encuentra implementada en el programa de elementos finitos Plaxis y se empleará para el cálculo del parámetro K_0 del modelo constitutivo para cada material.

Además del cálculo del valor K_0 mediante la fórmula de Jaky también se ha querido comprobar este resultado a partir de varios ensayos de dilatómetro que se disponen en la zona de estudio con la finalidad de corroborar que la expresión de Jaky nos proporciona valores similares.

DMT

A partir del parámetro K_D (Horizontal Stress Index) indicativo de la historia tensional que ha sufrido el suelo se puede estimar el valor del coeficiente de empuje al reposo. En el caso de arcillas NC no cementadas Marchetti (1980) propuso la relación:

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6 \quad 3.8$$

En arcillas cementadas, la ecuación puede sobreestimar significativamente el valor de K_0 , por este motivo la expresión 3.8 ha sido empleada en los casos donde el I_d (material index) es inferior a 1.2, valor por el que se considera que el suelo es normalmente consolidado. Los resultados se muestran en la Figura 3.43. En la Figura se observa que, en zonas más superficiales, niveles de relleno (R) y arcillas (QL1), donde el terreno se puede encontrar algo sobreconsolidado por antiguos cambios del nivel piezométrico, el valor de K_0 es muy alto. También se comprueba cómo en la capa más arenosa que hemos denominado QL2, los valores de K_0 son muy dispersos y también muy altos, por tanto, el valor de K_0 en arenas, se considerará mediante la combinación del ensayo de penetración estática CPT (Schmertmann, 1986) y no mediante la formulación propuesta por Marchetti en 1980.

Baldi, G. et al., 1988, a partir del parámetro K_D del DMT, propuso para depósitos arenosos recientes la expresión siguiente:

$$K_0 = 0.376 + 0.095 K_D - \left(\frac{0.0017 q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \quad 3.9$$

donde q_c es la resistencia por punta del piezocono

Mediante esta última expresión se ha relacionado los datos que se disponen del dilatómetro con los datos del ensayo CPTU para la unidad de material arenoso (QL2). Los resultados se muestran en la Figura 3.44. La línea roja representa el valor del K_0 en un medio elástico ($\nu=0.3$).

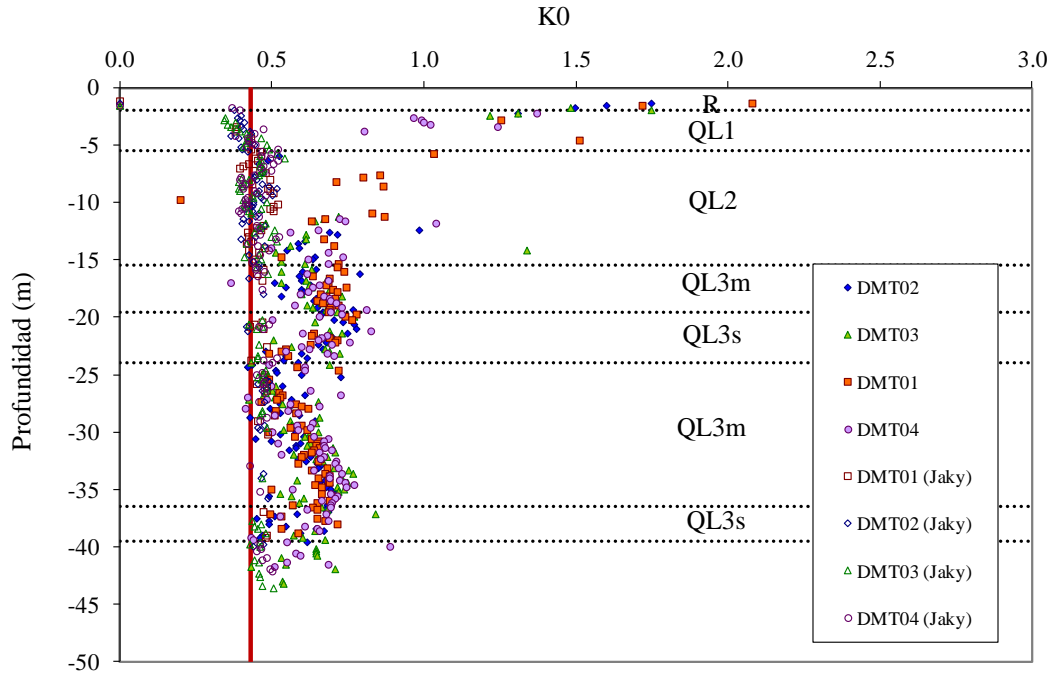


Figura 3.43. Valores del coeficiente de empuje al reposo K_0 en función de la profundidad para los diferentes materiales

En la Tabla 3.17 se resume el valor de K_0 para los distintos casos estudiados:

Tipo de suelo	K_0	K_0	K_0	K_0
	Jaky (Triaxial y CD)	Jaky (DTM)	Marchetti (DTM)	Baldi (DTM+CPTU)
R	0.56	-	1.90	-
QL1	0.51	0.40	1.38	-
QL2	0.47	0.46	0.72	0.51
QL3-QL3m	0.53	0.46	0.61	-
QL3s	0.53	0.47	0.69	-

Tabla 3.17. Valores medios de K_0 para los diferentes materiales

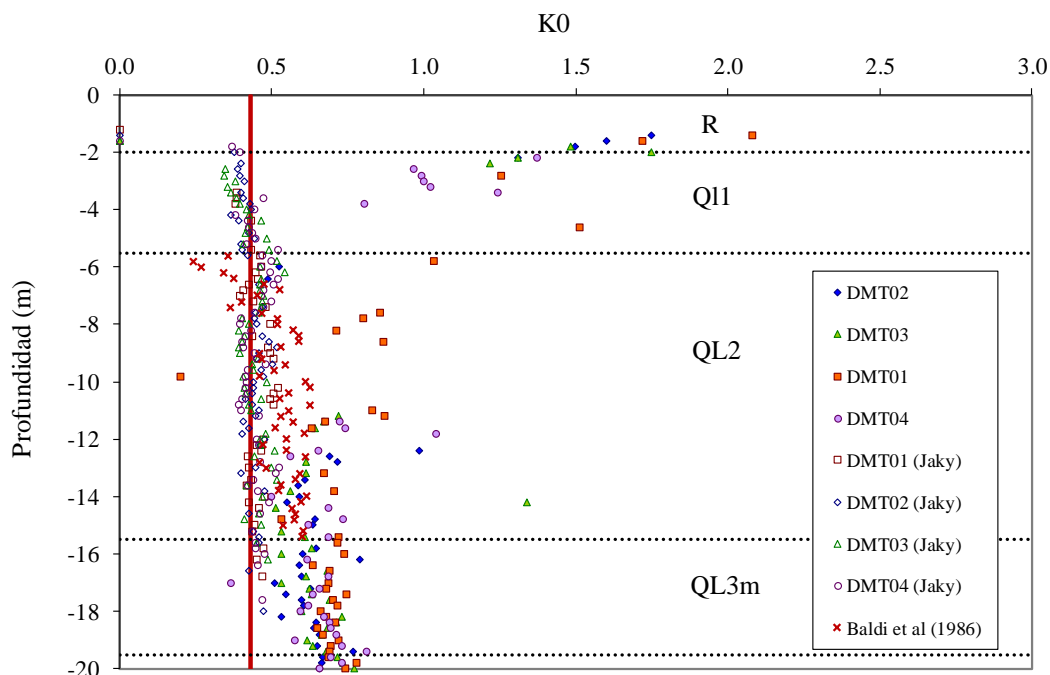


Figura 3.44. Valores del coeficiente de empuje al reposo K_0 en función de la profundidad en arenas (QL2)

Vemos que, con la expresión de Baldi, los resultados son menos dispersos y se acercan a los resultados proporcionados por la expresión de Jaky proporcionada por los valores del ángulo de fricción de los ensayos DMT.

En vista a todos los resultados obtenidos del valor de K_0 vemos que la expresión de Jaky, a partir, de los ensayos de laboratorio de corte directo y triaxiales son consistentes con el resto de valores encontrados.

GRADO DE SOBRECONSOLIDACIÓN (OCR)

Se entiende como grado de sobre consolidación a la relación entre la tensión de preconsolidación (máximo esfuerzo al que ha estado sometido el suelo en su historia) y la tensión vertical efectiva actual.

Si $OCR=1$ se dice que el suelo está normalmente consolidado, la tensión efectiva actual del suelo es la máxima en su historia. En caso contrario, si el $OCR>1$ el suelo está sobreconsolidado, la tensión actual no es la máxima en su historia.

DMT

El ensayo de DMT se puede correlacionar fácilmente con el grado de sobreconsolidación del suelo.

En arcillas no cementadas, la correlación empírica entre la razón de sobreconsolidación (OCR) y K_D propuesta por Marchetti (1980) se expresa de la manera siguiente:

$$\text{OCR}_{\text{DMT}} = (0.5 K_D)^{1.56}$$

3.10

Esta ecuación fue derivada considerando un índice material (I_D) ≤ 1.2 para suelos arcillosos no cementados normalmente consolidados (NC). Los resultados se muestran en la Figura 3.45. En la Figura vemos que para los niveles más arcillosos (QL3m, QL3s) el valor de sobreconsolidación oscila entre 1-1.5, es decir, el suelo arcilloso se encuentra entre normalmente consolidado a ligeramente sobreconsolidado.

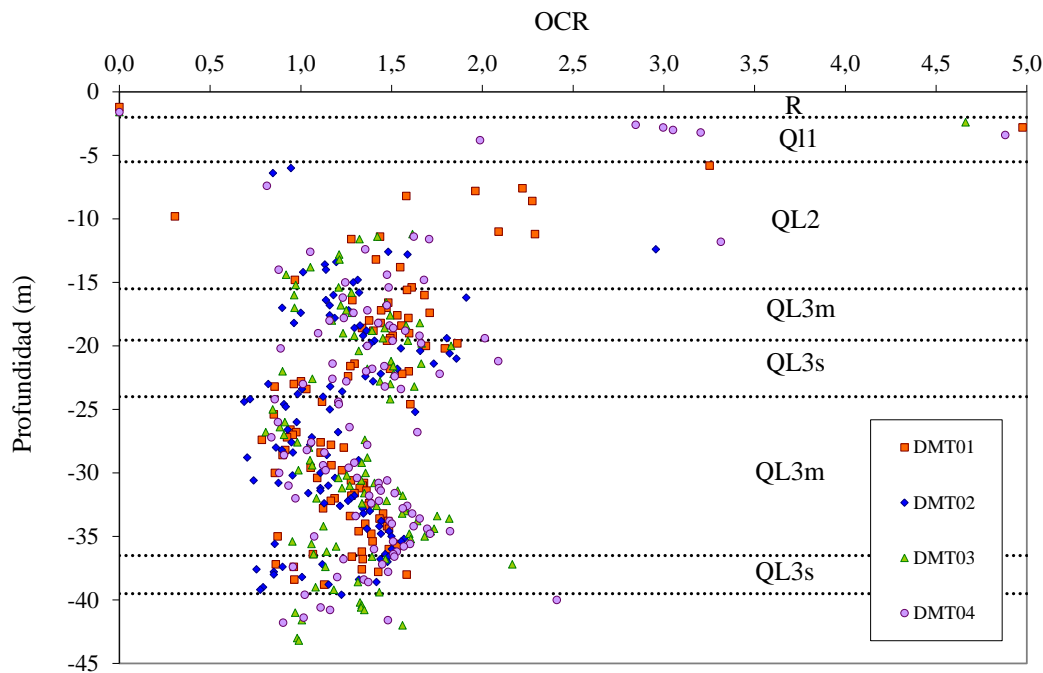


Figura 3.45. Valores del grado de sobreconsolidación (OCR) en función de la profundidad

3.6.4 Deformabilidad

MEDIDAS DE DEFORMABILIDAD EN LOS DISTINTOS TIPOS DE ENSAYO

A partir de la teoría de la elasticidad lineal e isótropa se puede expresar y comparar las observaciones de deformabilidad del suelo realizadas durante los ensayos. La medida de deformabilidad del suelo nos servirá para el cálculo de algunos de los módulos necesarios en el empleo de los modelos constitutivos, que veremos en el Capítulo 7.

CPTU

A partir del ensayo CPTU, visto anteriormente, se obtiene el módulo confinado o módulo edométrico. Según Mitchell, J.K. & Gardner, 1975 el módulo confinado (módulo edométrico), tanto para suelos cohesivos como para suelos granulares, se puede expresar de la forma:

$$M = \alpha \cdot q_c \tag{3.11}$$

donde q_c recordemos que es la resistencia por punta del ensayo CPTU y α varía en función del tipo de suelo.

En la Tabla siguiente (Tabla 3.18) se presentan diferentes valores del parámetro α en función del tipo de suelo propuesta por Sanglerat, 1972 y adoptada por Mitchel y Gardner (1975) en la expresión 3.11.

Tipo de suelo	Clasificación SUCS	q_c (Kg/cm ²)	Humedad w (%)	α
Arcilla de baja plasticidad	CL	<7		3-8
		7-20		2-5
		>20		1-2.5
Limo de baja plasticidad	ML	<20		3-6
		>20		1-3
Arcillas y limos plásticos	CH, MH	<20		2-6
		>20		1-2
Limo orgánico	OL	<12		2-8
Turba y arcilla muy orgánica	PT, OH		50-100	1.5-4
		<7	100-200	1-1.5
			>200	0.4-1
Arena	SW, SP	<50		2-4
		>50		1.5
Arena arcillosa	SC			3-6
Arena limosa	SM			1-2
Creta		20-30		2-4
		>30		1.5-3

Tabla 3.18. Valores del coeficiente α para distintos tipos de suelos Mitchell y Gardner (1975) adoptado de Sanglerat (1972)

En general, el parámetro α resulta difícil elegir a partir de la Tabla de Mitchell y Gardner.

En esta tesis, a partir de los ensayos que se disponen de CPTU se ha optado por clasificar el suelo en tres grandes grupos en función del material predominante, de tal manera que a cada grupo se le asigna un valor de α según las recomendaciones de Mitchel y Gardner (1975). En la Tabla 3.19 se resumen los grupos y el parámetro α asignado.

Grupo Geológico	Material predominante	Materiales	q_c (Kg/cm²) según Mitchel y Gardner (1975)	α
1	Arcilla de baja plasticidad	Arcilla limosa a limo arcilloso, Arcilla Arcila a arcilla limosa	7 - <20	2.5
2	Limo de baja plasticidad	Limo arcilloso a limo arenoso	<20	3.5
3	Arena	Arena Arena limosa a arena	<50	2.5

Tabla 3.19. Valores del coeficiente α , a partir de los ensayos CPTU

Una vez asignado el valor del parámetro α para cada material junto con la expresión 3.11 se determina el módulo confinado o el módulo edométrico. En la Tabla 3.20 se resumen los módulos edométricos medios para cada grupo geológico considerado.

Grupo Geológico	A	M (MPa) (módulo confinado)
QL1	2.5	16.00
QL2	2.5	30.07
QL3	2.5	3.55
QI3s	3.5	9.54

Tabla 3.20. Valores medios del módulo confinado a partir de los ensayos CPTU

Como se observa en la Tabla 3.20 anterior vemos que el nivel de confinamiento aumenta en los materiales más sueltos que corresponderían a las arenas del QL2, mientras que las arcillas de baja plasticidad corresponderían al nivel QL3 y QL3m el valor del módulo de confinamiento es mucho menor. Por último, los limos de baja plasticidad corresponderían al nivel QI3s.

En general, y en vista a la no siempre fácil, elección del parámetro α , se recomienda comparar los resultados del módulo confinado con otros ensayos tales como: DMT o ensayos edométricos.

DMT

El ensayo DMT permite obtener de forma directa el módulo M_{DMT} tanto en arcillas como en arenas según la expresión 3.12. Este módulo corresponde al módulo vertical drenado (unidimensional) tangente a la presión de confinamiento σ'_{v0} del ensayo y es equivalente al módulo de confinamiento calculado a partir de los ensayos de CPTU visto anteriormente.

$$M_{DMT} = R_M E_D \quad 3.12$$

donde R_M se puede obtener mediante las ecuaciones presentadas por Marchetti, 1980 expuestas en la Tabla 3.21. El valor de R_M oscila entre 1-3 y depende de los valores de I_D y K_D extraídos del propio ensayo DMT.

$I_D \leq 0.6$	$R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$
$I_D \geq 3$	$R_M = 0.5 + 2 \log K_D$
$0.6 < I_D < 3$	$R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) \log K_D$ $R_M = 0.14 + 0.15 (I_D - 0.6)$
$K_D > 10$	$R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D$
$R_M < 0.85$	$R_M = 0.85$

Tabla 3.21. Determinación de R_M

A partir de todos los datos que se disponen de K_D , I_D y M_{DMT} por parte de la empresa ejecutora de los ensayos de DMT, se ha recalculado el módulo de confinamiento (M_{DMT}) según las expresiones de Marchetti. Posteriormente, los datos son graficados, módulo de confinamiento (M_{DMT}) en función de la profundidad. En la Figura 3.46 se muestra el resultado del módulo de confinamiento a partir de los cuatro dilatómetros de Marchetti. En vista de los resultados se observa una gran variabilidad, particularmente en el nivel QL3 como se apunta en el informe sobre la caracterización para cálculos de pantalla mediante el Método de los Apoyos Discretos de Arroyo, 2008. Según en este informe, los valores registrados tienen, para cada ensayo, un patrón oscilatorio entre valores altos y bajos, que corresponde a la sucesión de capas de gruesos y finos que son típicas de este nivel.

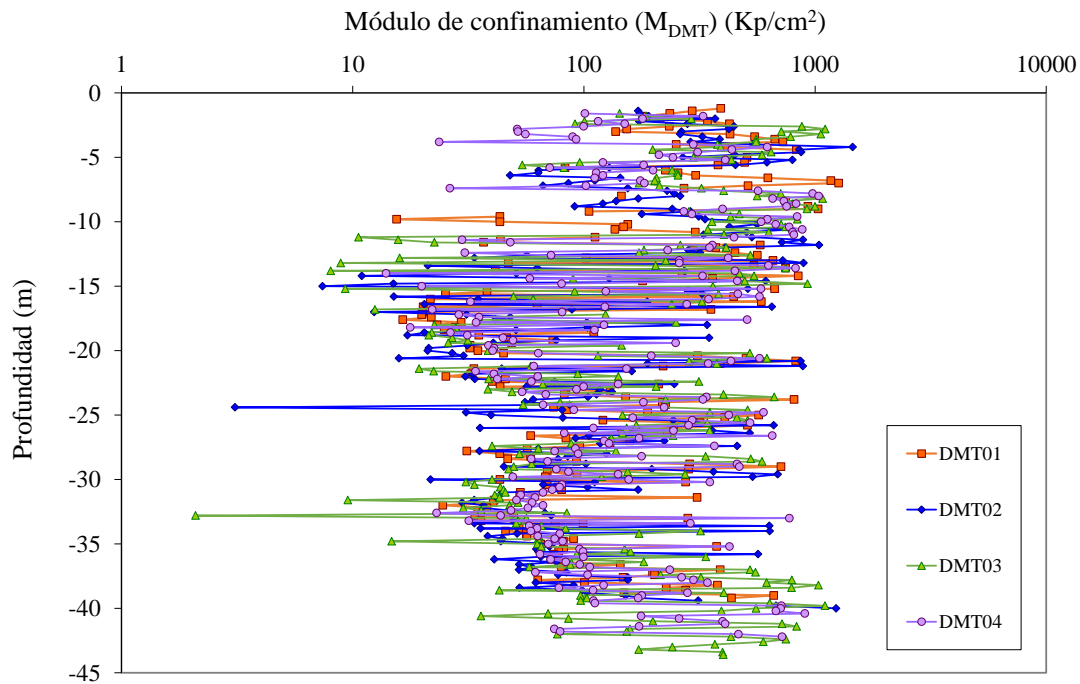


Figura 3.46. Valores del módulo de confinamiento (M_{DMT}) en función de la profundidad

Tomando los valores promedio de M_{DMT} como valores representativos para cada nivel geotécnico. En la Tabla 3.22 se resumen los valores medios del módulo de confinamiento M_{DMT} para cada material.

Tipo de suelo	M_{DMT} (MPa)	M (MPa) (módulo confinado)
R	25.40	-
QL1	29.90	16.00
QL2	69.90	30.07
QL3	25.30	3.55
QL3s	37.70	9.54
QL3m	17.40	-

Tabla 3.22. Valores medios del módulo de confinamiento a partir del ensayo DMT y ensayos CPTU

Por último, si comparamos los módulos de confinamiento extraídos a partir del ensayo de penetración estática (CPTU) y del ensayo dilatométrico de Marchetti (Tabla 3.22), vemos que los valores son significativamente superiores para el caso del ensayo DMT.

ENSAYO SDMT

De los cuatro ensayos DMT que se han ido comentado hasta el momento, dos de ellos además permiten medir la velocidad de onda de corte (V_s) a través del terreno. Se tratan de ensayos SDMT (Seismic Dilatometer Marchetti Test). En este tipo de ensayos adicionalmente a la realización del ensayo dilatométrico, se lleva a cabo la medida de la llegada de un pulso provocado por el impacto en superficie de un martillo. De este modo, se obtiene la velocidad de la onda de corte (V_s) a través del terreno, la cual define, en función de la densidad del terreno (ρ), el módulo de deformación de corte inicial (G_0) para niveles de deformación muy pequeños según la expresión:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \tag{3.13}$$

Con un valor de ρ medio:

$$\rho = 18000 \text{ Kg/m}^3 \text{ en los materiales de relleno}$$

$$\rho = 19000 \text{ Kg/m}^3 \text{ en el resto de materiales}$$

En la Figura 3.47 se muestra el valor del módulo de deformación de corte inicial para cada uno de los materiales, a partir de la velocidad de onda de corte registrada (V_s) y en la Figura 3.48 se muestra el módulo de corte inicial (G_0) a partir de la velocidad de onda de corte.

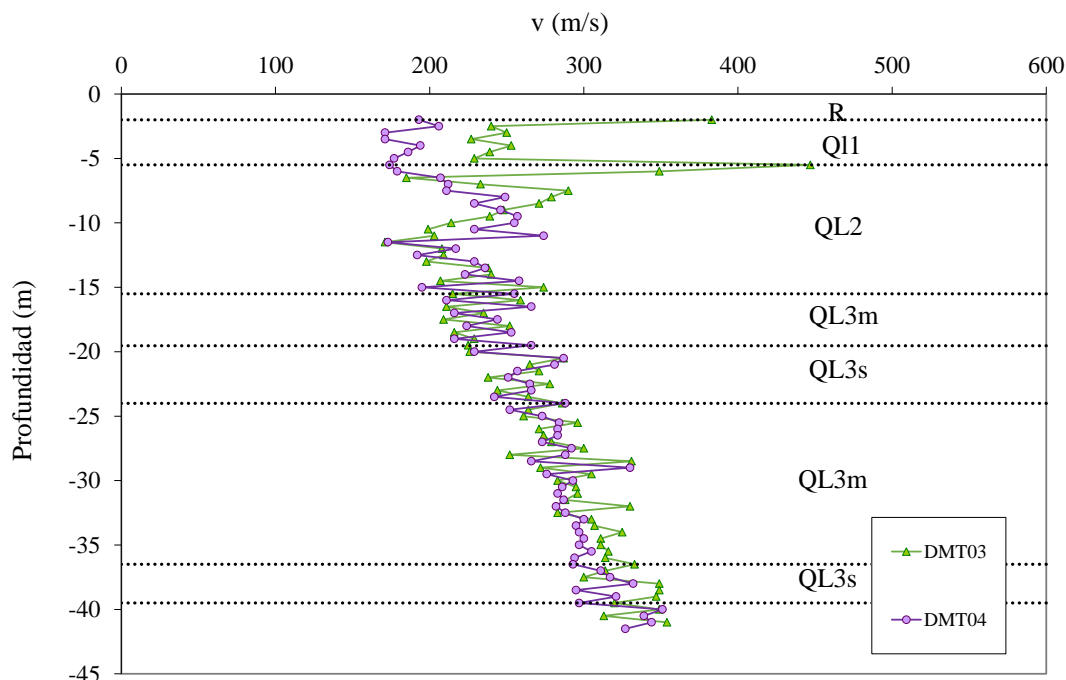


Figura 3.47. Valores de la velocidad de onda de corte a través del terreno a partir de los ensayos (SDMT)

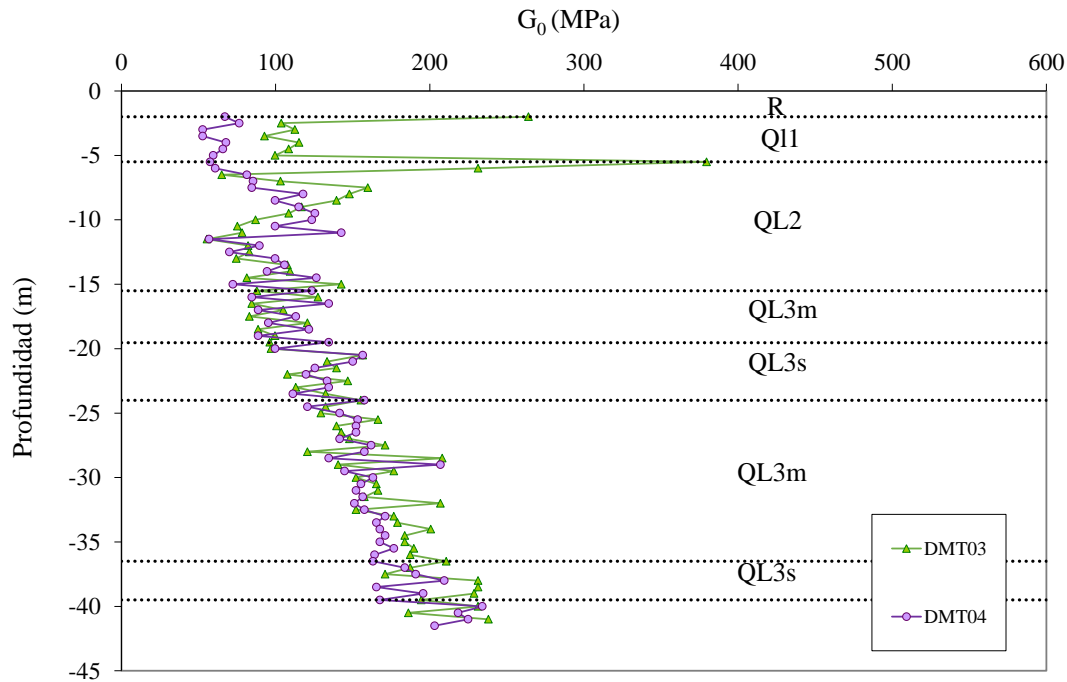


Figura 3.48. Valores del módulo de corte inicial G_0 a partir de la velocidad de onda de corte

En la Figura podemos observar que en los materiales más granulares los valores del módulo de corte inicial G_0 es más variado, sin en cambio, para los materiales más arcillosos el valor de G_0 se mantiene muy uniforme y va aumentando con la profundidad.

ENSAYO EDMÉTRICO

El ensayo edométrico es el ensayo más empleado para el cálculo del módulo edométrico o módulo de confinamiento (M o E_{oed}). El módulo edométrico se define como la relación entre la tensión aplicada (tensión aproximada a la tensión vertical efectiva “in situ”) y la deformación producida en la muestra ensayada en cuestión.

$$E_m = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\varepsilon_v} = \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta e} (1 + e) \quad 3.14$$

De igual forma, el módulo edométrico también se expresa como el inverso del módulo de compresibilidad volumétrica (m_v):

$$m_v = \frac{1}{E_m} \quad 3.15$$

El coeficiente compresibilidad del material (C_c) se obtiene a partir de la pendiente de la curva semilogarítmica de compresión noval que relaciona la tensión vertical unidimensional aplicada en función de la disminución del índice de poros que experimenta la muestra al ser cargada (Figura 3.49).

$$e_0 - e = C_c \log_{10} \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}$$

3.16

$$e_0 - e = C_c 0.434 \ln_e \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}$$

Siendo C_c del coeficiente de compresibilidad y e_0 es el índice de poros inicial en la muestra correspondiente a la tensión vertical efectiva en el punto medio del estrato estudiado.

De igual manera, el índice de hinchamiento (C_s) se obtiene a partir de la pendiente de la curva semilogarítmica de descarga-recarga que relaciona la tensión vertical unidimensional aplicada en función del aumento del índice de poros que experimenta la muestra al ser descargada (ver Figura 3.49).

$$e_0 - e = C_s \log_{10} \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}$$

3.17

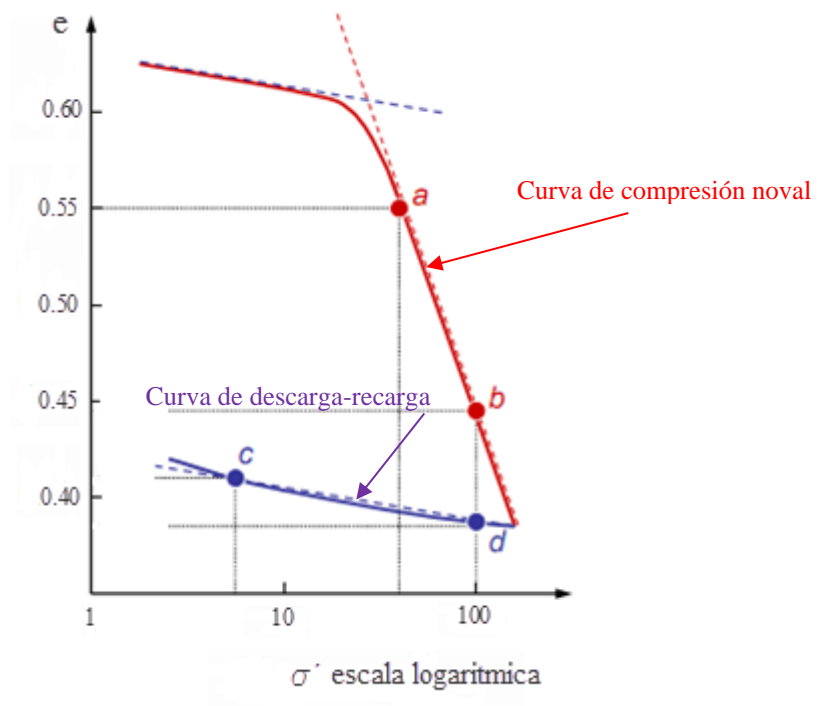


Figura 3.49. Curva índice de poros-Tensión efectiva vertical de un ensayo edométrico

De las expresiones 3.14 y 3.16 se deducen el módulo edométrico de la siguiente forma:

$$d\varepsilon_v = -\frac{de}{1+e} \quad E_m = \frac{d\sigma'_v}{de} (1+e)$$

3.18

$$E_m = \frac{(1+e)\sigma'_v}{0.434 C_c}$$

En la Figura 3.50 se representan los coeficientes de compresibilidad (C_c) y de hinchamiento (C_s), en la rama de carga y descarga-recarga respectivamente y en la Tabla 3.23 se resumen los resultados obtenidos de los coeficientes (C_c) y (C_s) para los diferentes materiales deltaicos ensayados.

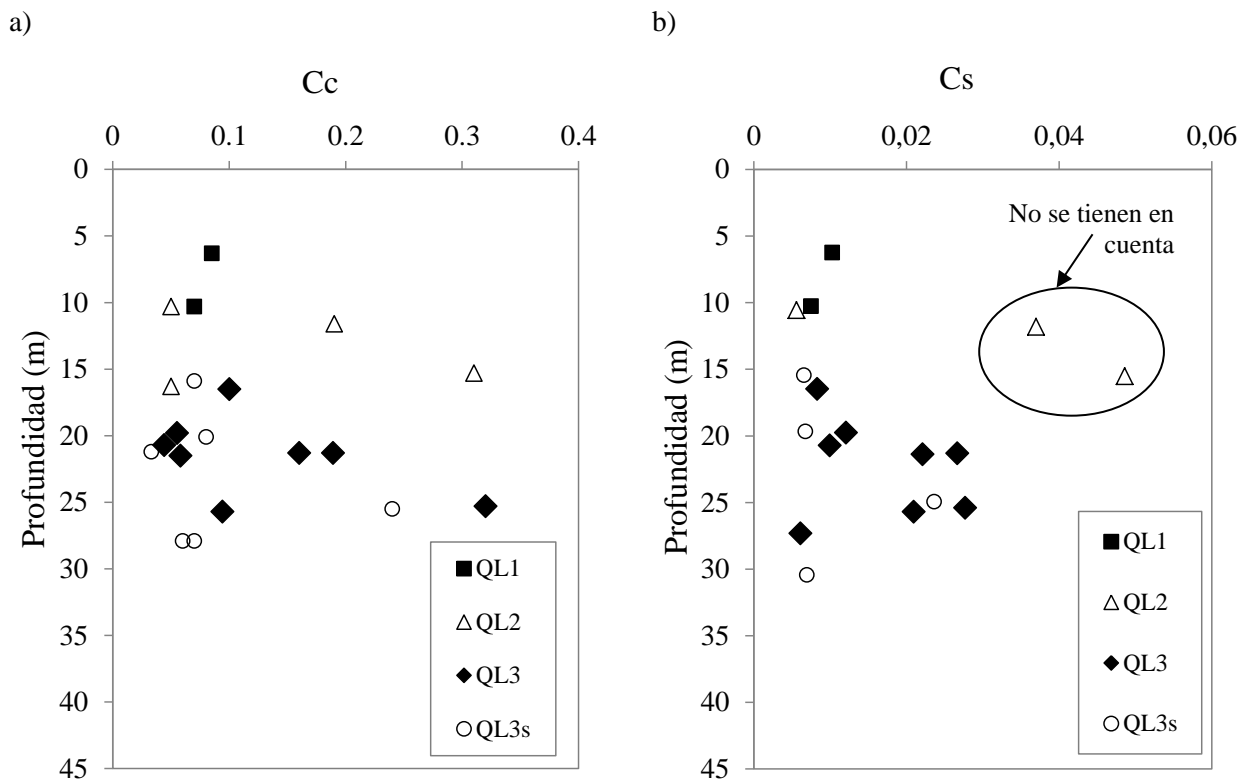


Figura 3.50. a) Valores del coeficiente de compresibilidad (C_c) b) Valores del coeficiente de hinchamiento a partir del ensayo edométrico para los diferentes materiales

Tipo de suelo	C_c	C_s
R	0.090	-
QL1	0.078	0.0089
QL2	0.150	0.007
QL3- QL3m	0.127	0.0167
QL3s	0.092	0.0105

Tabla 3.23. Valores medios del coeficiente de compresibilidad (C_c) y de descarga-recarga (C_s) de los diferentes niveles geológicos

A partir de los resultados de los ensayos edométricos realizados y mediante la expresión 3.18 se calcula el módulo edométrico (E_{oed} o E_m), para todas las muestras ensayadas. Los resultados se muestran en las Figura 3.51 y Figura 3.52. En la Tabla 3.24 se muestra el valor medio del módulo edométrico para cada estrato de material considerado.

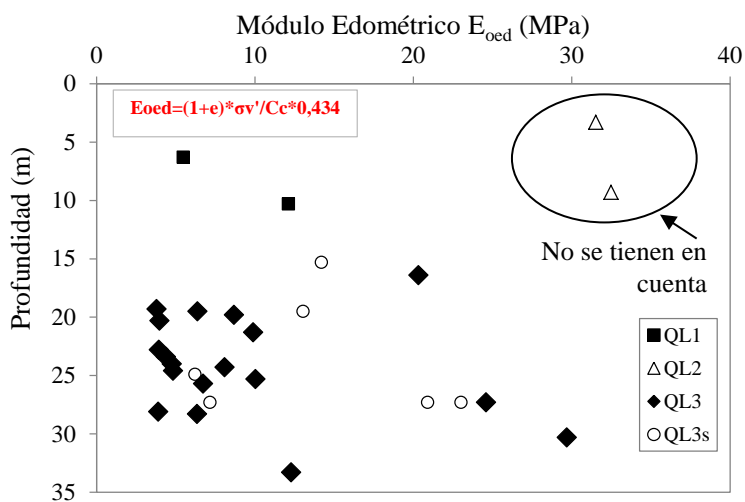


Figura 3.51. Valores del módulo edométrico (E_{oed})

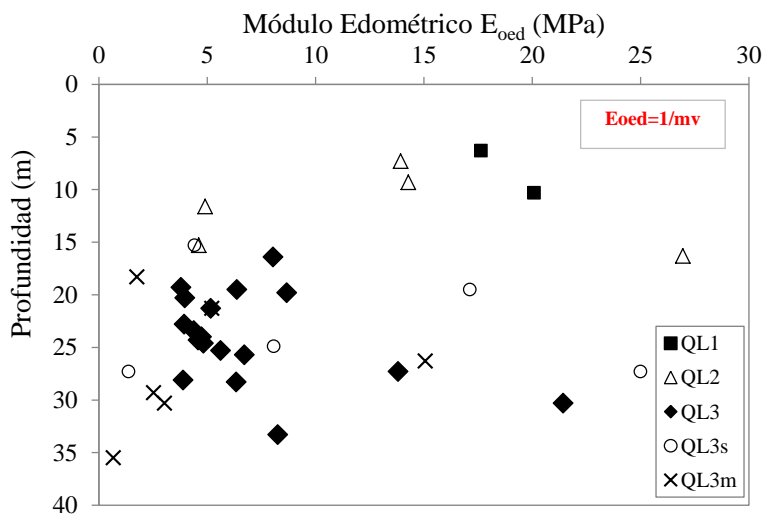


Figura 3.52. Valores del módulo edométrico (E_{oed}) a partir del módulo de compresibilidad volumétrica (m_v)

Tipo de suelo	E_{oed} (MPa)	E_{oed} (MPa)
	(a partir ensayo edométrico)	(a partir de mv)
QL1	8.79	18.86
QL2	14.13	12.94
QL3	9.58	6.92
QL3s	14.09	11.19
QL3m	-	4.70

Tabla 3.24. Valores medios del módulo edométrico (E_{oed}) de los diferentes niveles geológicos considerados

ENSAYO TRIAXIAL

El módulo E_{50} se obtiene a partir de la recta secante de la curva tensión-deformación para pequeñas deformaciones de un ensayo triaxial y representa el 50% del valor del desviador de rotura, para diferentes presiones de confinamiento. En cada ensayo triaxial se ensayan tres probetas, cada una de ellas a una cierta presión de cámara (σ_c). En la Figura 3.53 se observa un ejemplo de ensayo triaxial del tipo consolidado sin drenaje y con medida de presiones intersticiales TX CU, en la Figura se observa las tres tensiones aplicadas y su correspondiente deformación. Cabe decir, como hemos comentado anteriormente que el módulo E_{50} también se ha encontrado a partir de los ensayos presiometricos analizados con anterioridad.

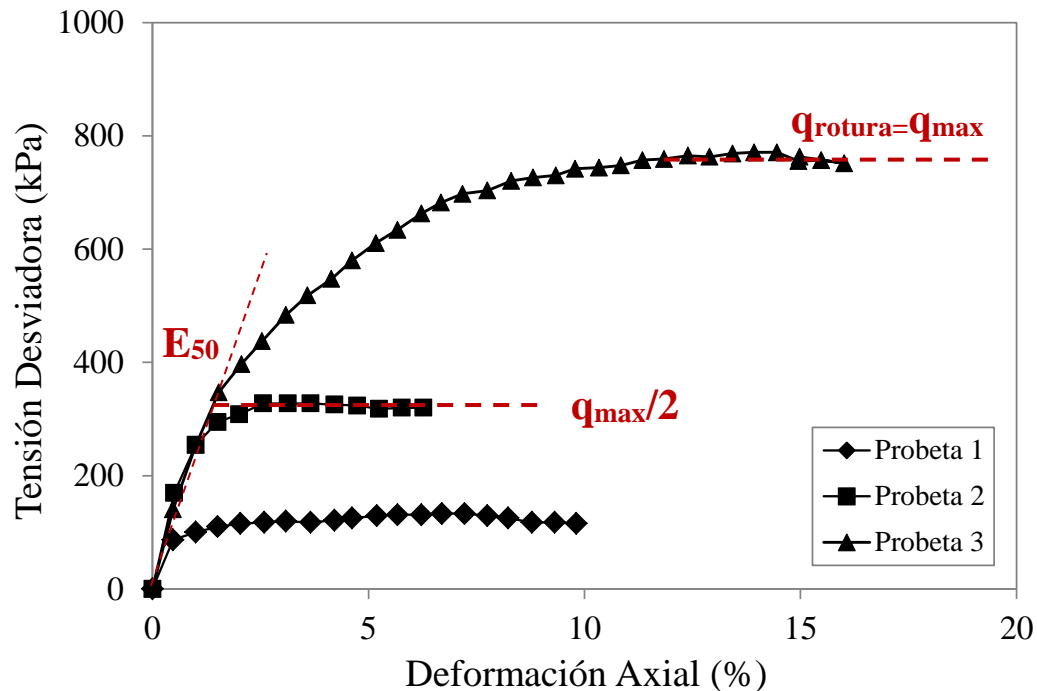


Figura 3.53. Ensayo triaxial tipo de una muestra de suelo con las diferentes tensiones de carga aplicadas

A partir las curvas tensión desviadora-deformación axial de las tres probetas de ensayo triaxial consolidado se encuentran los módulos de rigidez para el 50% de tensión desviadora de rotura de cada probeta ensayada.

En la Figura 3.54 se representan los módulos E_{50} hallados, a partir, de los diferentes ensayos triaxiales que se dispone, además en la Tabla 3.25 se detallan los valores y el valor medio para cada material ensayado. Más información sobre los resultados de los diferentes ensayos triaxiales se puede consultar en el Apéndice IV.

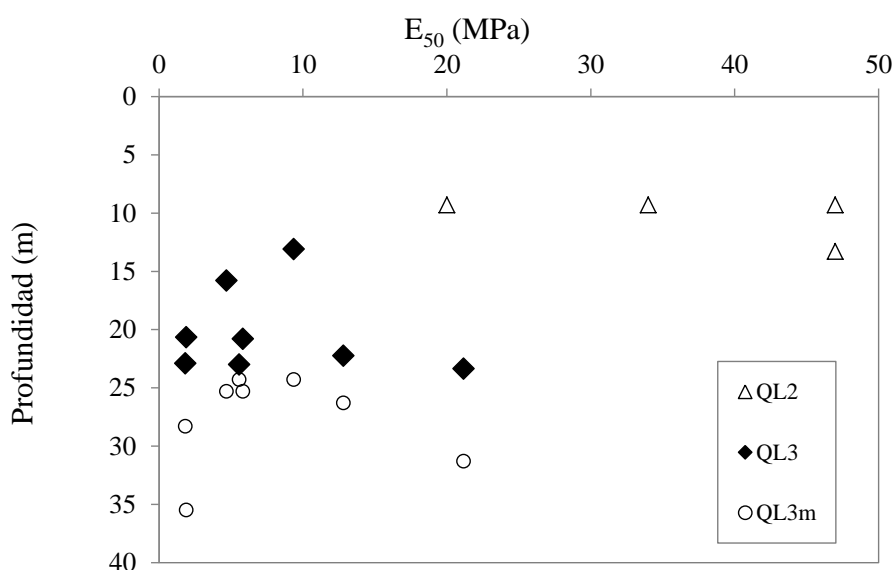


Figura 3.54. Módulo E_{50} calculado a partir de los ensayos triaxiales realizados para cada unidad estratigráfica

Tipo de suelo	E_{50} (MPa) (a partir de triaxiales)	E_{50} (MPa) (a partir de presiómetros)
QL1	-	10.31
QL2	37	14.18
QL3	9.90	15.11
QL3s	7.88	11.95
QL3m	-	11.04

Tabla 3.25. Valores medios para cada litología del módulo E_{50} a partir de ensayos triaxiales y a partir de ensayos presiometricos

3.6.5 Permeabilidad

En términos geotécnicos definimos permeabilidad como la capacidad de un suelo para permitir el paso de un fluido (en términos particulares, el agua) sin que dicho flujo altere la estructura interna del cuerpo.

La permeabilidad se cuantifica en base al coeficiente de permeabilidad, definido como la velocidad media de traslación del agua en el terreno y un gradiente unidad.

Existen varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad en un suelo. Por un lado, procedimientos del tipo “directo”, que como su nombre indica son ensayos con el objetivo fundamental de medir la permeabilidad, el ensayo más conocido es el ensayo de Lugeon y Lefranc. Y, por otro lado, tenemos los ensayos del tipo “indirecto”, este tipo de ensayos pueden medir la permeabilidad del suelo entre otros parámetros. Un ejemplo de medición indirecta son los ensayos edométricos o los ensayos CPTU.

En esta tesis se dispone de varios ensayos de medición de la permeabilidad tipo tales como: 10 ensayos de Lefranc, 29 medidas mediante ensayos de CPTU, todas ellas en las arcillas del QL3 y 8 comprobaciones de la permeabilidad a partir del módulo edométrico y el coeficiente de consolidación horizontal proporcionado por los ensayos CPTU.

ENSAYO DE PERMEABILIDAD MEDIANE EL ENSAYO DE LEFRANC

Los ensayos de permeabilidad tipo Lefranc son ensayos “in situ” realizados en sondeo. Estos ensayos pueden ser de carga constante donde se mide el caudal que entra para mantener el nivel constante en el sondeo o de carga variable, en ese caso, se mide lo que desciende el nivel de agua en un tiempo determinado.

En nuestro caso, no se conoce exactamente qué tipo de técnica se ha empleado en los diez ensayos Lefranc que se disponen a lo largo de los diferentes materiales que conforman la unidad estratigráfica. En la Tabla 3.26 se tiene un resumen de las diferentes permeabilidades obtenidas a partir del ensayo de Lefranc. Y en la Tabla 3.27 se detalla el valor del coeficiente de permeabilidad en función del grado de permeabilidad en el suelo. Vemos que el grado de permeabilidad del suelo deltaico estudiado en función del coeficiente de permeabilidad resultado de los ensayos de Lefranc es baja o muy baja según la Tabla 3.27.

Tipo de suelo	K (cm/s) (a partir de ensayos de Lefranc)
QL1	7.75E-05
QL2	1.40E-04
QL3	2.55E-07
QL3s	4.27E-08
QL3m	-

Tabla 3.26. Valores medios de la permeabilidad a partir de los ensayos de permeabilidad de Lefranc para cada uno de los niveles estratigráficos

Grado de Permeabilidad	Valor de K (cm/s)
Elevada	Superior a 10E-01
Media	10E-01 a 10E-03
Baja	10E-03 a 10E-05
Muy Baja	10E-05 a 10E-07
Prácticamente impermeable	Menor de 10E-07

Tabla 3.27. Valores del coeficiente de permeabilidad en relación al grado de permeabilidad en el suelo (extraída de Lambe, T.W & Whitman, R.W. 1997)

ENSAYO DE DISIPACIÓN DE CPTU

La permeabilidad (K) determinada a partir del ensayo de disipación de CPTU puede obtenerse a partir de la evaluación del coeficiente de consolidación horizontal (C_H) o bien de la correlación empírica propuesta por Perez & Fauriel, 1988.

Suponiendo flujo radial, la expresión que relaciona la permeabilidad con el coeficiente de consolidación según la teoría de Terzaghi es:

$$k_h = \frac{C_h \cdot \gamma_w}{M} \quad 3.19$$

donde, M es el módulo confinado y γ_w es la densidad del agua (9.81 KN/m³)

A lo largo de los años se han propuesto gran número de métodos teóricos y semi-empíricos con objeto de derivar el coeficiente de consolidación a partir de los ensayos de disipación del CPTU. En 1980 y en 1986 Baligh, M. & Levedoax, 1980; 1986, publicaron dos estudios llevados a cabo a partir de numerosos ensayos de disipación de la presión de poros y tras el análisis de varios ensayos de disipación en la arcilla conocida con el nombre de Boston Blue Clay. Tras el estudio, acabaron proponiendo un coeficiente de consolidación conocido con el nombre de coeficiente de Baligh únicamente aplicable en arcillas con un OCR < 3.

$$C_h = \frac{T \cdot R^2}{t} \quad 3.20$$

donde, T: factor de tiempo (teórico)

R: radio del cono

t: tiempo necesario para alcanzar un determinado valor de disipación

Por su parte, Tech, 1987 a partir de los estudios de Baligh y Levadoux (1980 y 1986) propusieron una interpretación del coeficiente de consolidación basada en el análisis de elementos finitos, a partir de un gran número de ensayos de penetración con medida de presión de poro. En su nueva expresión se incluye el

índice de rigidez, $I_R=G/S_U$. Finalmente, Tech, C.I. & Houlsby, 1991 propusieron además, el factor tiempo (T^*) adimensional. La expresión en cuestión es la siguiente:

$$C_h = \frac{T_{50}^* \cdot r^2 \cdot \sqrt{I_R}}{t_{50}} \quad 3.21$$

donde, T_{50}^* es el factor tiempo adimensional

r: radio del cono

t_{50} : tiempo

I_R : Índice de rigidez (relación entre el módulo de corte (G) y la resistencia al corte no drenado (C_u))

Robertson, P.K., et al., 1992; Schnaid, F. et al., 1996, Danzinger, F.A. et al., 1997 y Abu-Farsakh, M.Y. & Nazzal, 2005 revisaron los resultados de los ensayos de disipación de los CPTU que disponían y algunos datos medidos de forma independiente en ensayos edométricos y concluyeron que la expresión propuesta por Tech, C.I. & Houlsby, 1991 estima el coeficiente de consolidación horizontal adecuadamente dando lugar a resultados muy similares entre los ensayos de laboratorio y los ensayos de campo.

En esta tesis se dispone de 24 ensayos CPTU todos ellos realizados en la capa de arcillas QL3. De los 24 ensayos, 9 ensayos disponen de 29 medidas de coeficiente de consolidación horizontal (Ch_{50}), es decir, al 50% de disipación, calculados según la expresión de Baligh y mediante la expresión de Houlsby con un índice de rigidez ($I_R=500$, $I_R=250$, $I_R=50$), que nos han servido para calcular la permeabilidad horizontal del terreno en función del módulo de confinamiento (M) calculado previamente, a partir, de la resistencia por punta del penetrómetro estático CPTU. Los resultados se presentan a continuación (Figura 3.55 y Figura 3.56):

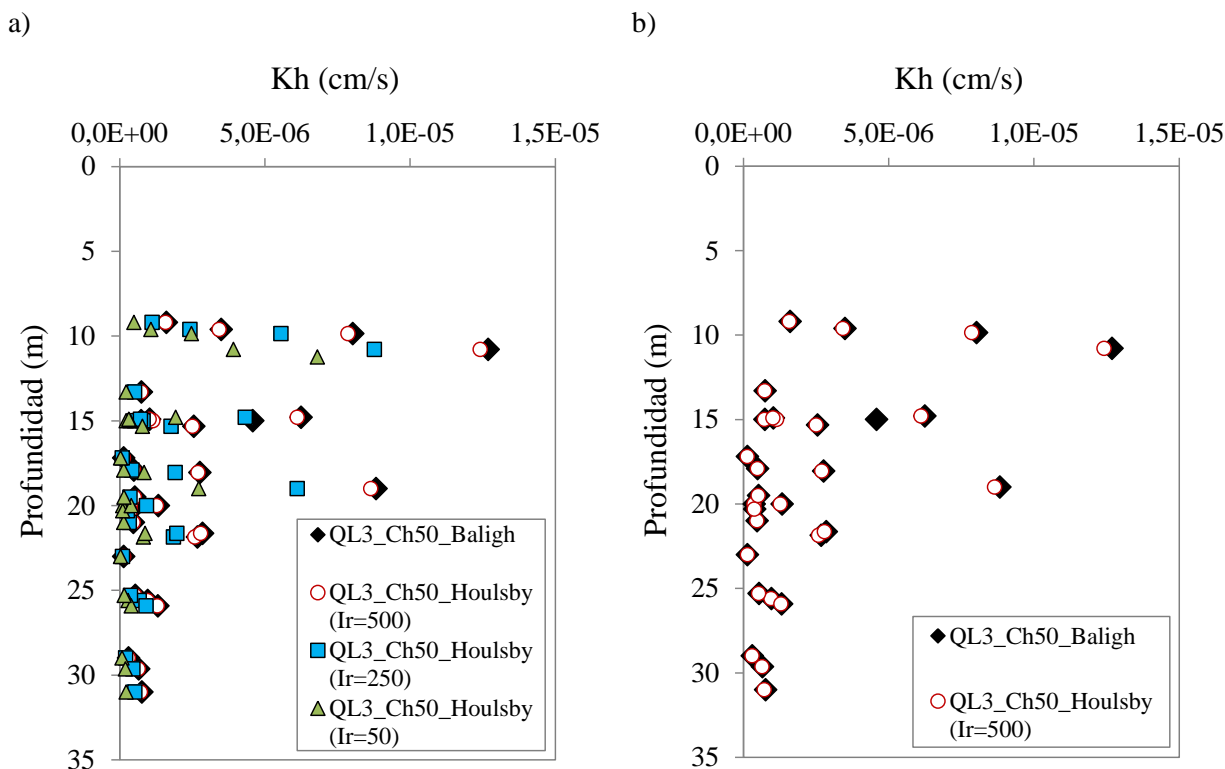


Figura 3.55. Permeabilidad horizontal del terreno en función de la profundidad a partir del coeficiente de consolidación horizontal de Baligh y de Hously

En la Figura anterior vemos que los resultados entre la permeabilidad calculada mediante el coeficiente de consolidación horizontal de Baligh o el coeficiente de Hously nos dan resultados muy similares en ambos casos. En particular cuando el coeficiente de Hously está calculado a partir de un índice de rigidez $I_R=500$, el valor de la permeabilidad horizontal es idéntica.

Por último, a partir de los ensayos proporcionados por la empresa IGEOEST, encargada de realizar tales ensayos, se obtiene la información como hemos visto del coeficiente de consolidación horizontal (Ch50) y del tiempo (t_{50}), que representa el tiempo medido cuando se alcanza el 50% de disipación.

Como hemos comentado, la permeabilidad horizontal también puede calcularse mediante relaciones semi-empíricas. La correlación propuesta por Parez & Fauriel, 1988 solo requiere el valor t_{50} obtenido de la curva de disipación, como se muestra en la ecuación 3.22.

$$K_h = (251 \cdot t_{50})^{-1.25} \tag{3.22}$$

A partir de la ecuación propuesta por Parez & Fauriel, 1988, se ha calculado la permeabilidad horizontal en el material QL3. Los resultados de dicha permeabilidad se presentan en la Figura siguiente (Figura 3.56):

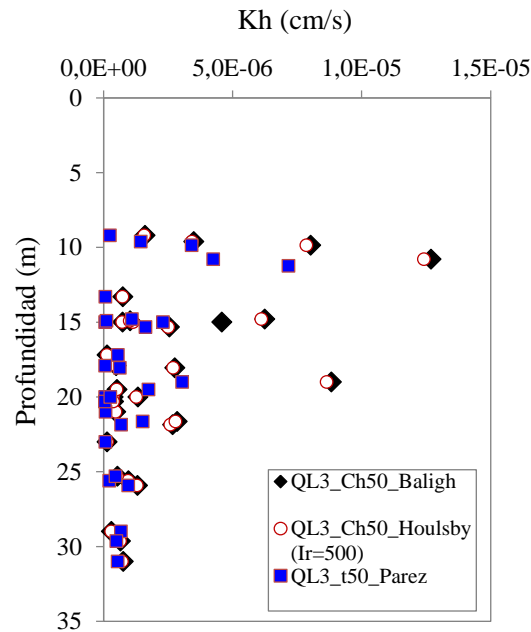


Figura 3.56. Permeabilidad horizontal a partir de la expresión de Parez & Fauriel (1988)

En la Tabla 3.28 se puede observar cómo los resultados de permeabilidad son consistentes para todas las expresiones propuestas.

Tipo de suelo	K (cm/s) (a partir de ensayos CPTU) Ch de Baligh	K (cm/s) (a partir de ensayos CPTU) Ch de Houlby (I _R =500)	K (cm/s) (a partir de ensayos CPTU) Ch de Parez
QL3	1.89E-06	1.85E-06	1.17E-06

Tabla 3.28. Valores medios del valor de la permeabilidad según las diferentes expresiones para la capa de arcillas QL3

ENSAYO EDMÉTRICO

A partir de los ensayos edométricos, se puede medir la permeabilidad, en este caso, la permeabilidad vertical de la muestra ensayada considerando la teoría de Terzaghi. Dicha teoría relaciona la permeabilidad con el coeficiente de consolidación vertical (C_v) y el módulo confinado o módulo edométrico (M) según la expresión:

$$K_v = \frac{C_v \cdot \gamma_w}{M} \quad 3.23$$

El coeficiente de consolidación vertical (C_v) se calcula a partir de las curvas de deformación-tiempo del ensayo edométrico. A partir de esta curva, existen dos métodos para el cálculo del coeficiente de consolidación: el método logarítmico o de Casagrande y el método de Taylor o de la raíz cuadrada del tiempo. En esta tesis, a partir de los ensayos edométricos que se disponen se ha optado por el método

logarítmico o de Casagrande, el cual proporciona el coeficiente de consolidación vertical, a partir, de la altura de la muestra correspondiente al 50% de la consolidación total de la forma siguiente:

$$K_v = \frac{T_{50} \cdot H^2}{t_{50}} \tag{3.24}$$

En la Figura 3.57 se representan los valores de la permeabilidad (K_v) calculada a partir de las curvas de deformación en el tiempo de las diferentes muestras ensayadas mediante ensayos edométricos y el método de Casagrande. Y en la Tabla 3.29 se presenta el valor medio resultante de la permeabilidad vertical (K_v).

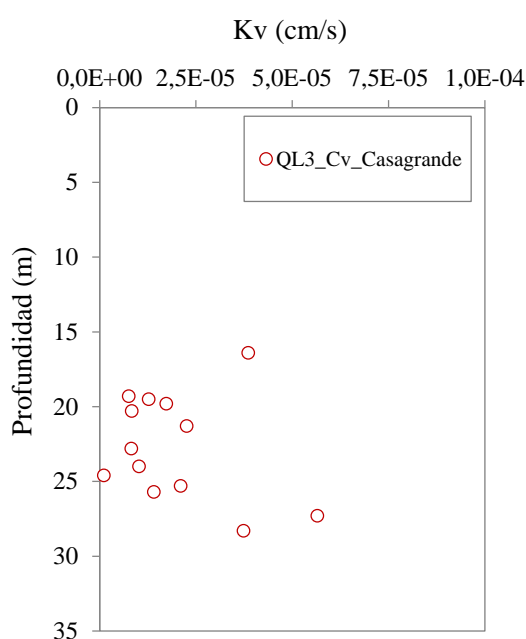


Figura 3.57. Permeabilidad vertical a partir de los ensayos edométricos

Tipo de suelo	K (cm/s) (a partir de ensayos edométricos) Cv (Casagrande)
QL3	3.14E-05

Tabla 3.29. Valor medio de la permeabilidad a partir de los ensayos edométricos para la capa de arcillas QL3

Vemos que la diferencia entre la permeabilidad horizontal y la permeabilidad vertical, en la capa de arcillas QL3, es de un orden de magnitud aproximadamente, es decir, el estrato es un orden de magnitud más impermeable en la dirección vertical que en la dirección horizontal.

Una vez analizados todos los resultados de laboratorio de los distintos materiales que conforman el perfil estratigráfico, se muestra un cuadro resumen de los parámetros geotécnicos más importantes para las diferentes litologías estudiadas (Tabla 3.30). Más información se presenta en el Apéndice IV.

También se muestra a modo de ejemplo, la ubicación de uno de los sondeos realizado cercano a la estación de Mas Blau (Figura 3.58) y diversas fotografías del material una vez extraído y donde se pueden apreciar los distintos materiales descritos anteriormente (Figura 3.59).

Unidad geológico-geotécnica	Granulometría			Límites		Humedad	Densidad (γ_n)	Densidad seca (γ_d)	N _{sPT}	Compresión Simple	Corte Directo		Edómetro			Triaxial		Sulfatos	Materia Orgánica	Presiómetro	Permeabilidad
	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP						%	gr/cm ³	gr/cm ³	Medio	q _u (Kgr/cm ²)	c (Kgr/cm ²)	ϕ (°)				
R	91.35	8.61	0.04	30.18	19-23	18	2.06	1.75	14.44	0.84	0.13-0.37	26	0.5	0.09	0.01			0.12	0.12		
QL1	28.55	67.67	3.78	39	21.40	18	1.95	1.47	8.16	1.05	0.16-0.23	38-15	0.65	0.08	0.01			<0.1	0.1-0.33	10.30	5.71E-05
QL2	28.61	63.54	7.85	25.96	18.72	21	2.53	1.75	13.50	0.24	0.15-0.46	34.7	0.70	0.15	0.00	0-1.5	31-39	0.1-0.48	0.22-0.40	14.20	2.29E-04
QL3	90.81	9.14	0.05	25.82	16.2-25	26	1.90	1.54	12.76	0.65	0.33	28.5	0.67	0.12	0.00	0.47	17.19	0.1-0.26	0.29-1.2	15.20	1.29E-08
QL3s	81.50	18.39	0.11	33-21.6	12.4-21.9	25	1.60	1.47	9.80	0.35	0-0.07	28	0.73	0.09	0.00	0.38	24.80	0.19-0.59	0.07-0.91	11.90	4.27E-06
QL3m	91.62	8.36	0.03	23.70	17.90	27	1.83	1.44	11.55	0.25	0.20	26.7	0.62	0.09	0.01	0.32	21.01	0.1-0.26	0.74	15.10	2.79E-07

Tabla 3.30. Tabla resumen de los parámetros geotécnicos del Tramo 1 (Aeropuerto T1 o Terminal entre pistas - Parc Logístic) de la Línea 9 de metro de Barcelona, a partir de los datos registrados en las diversas campañas de sondeos realizados en este Tramo

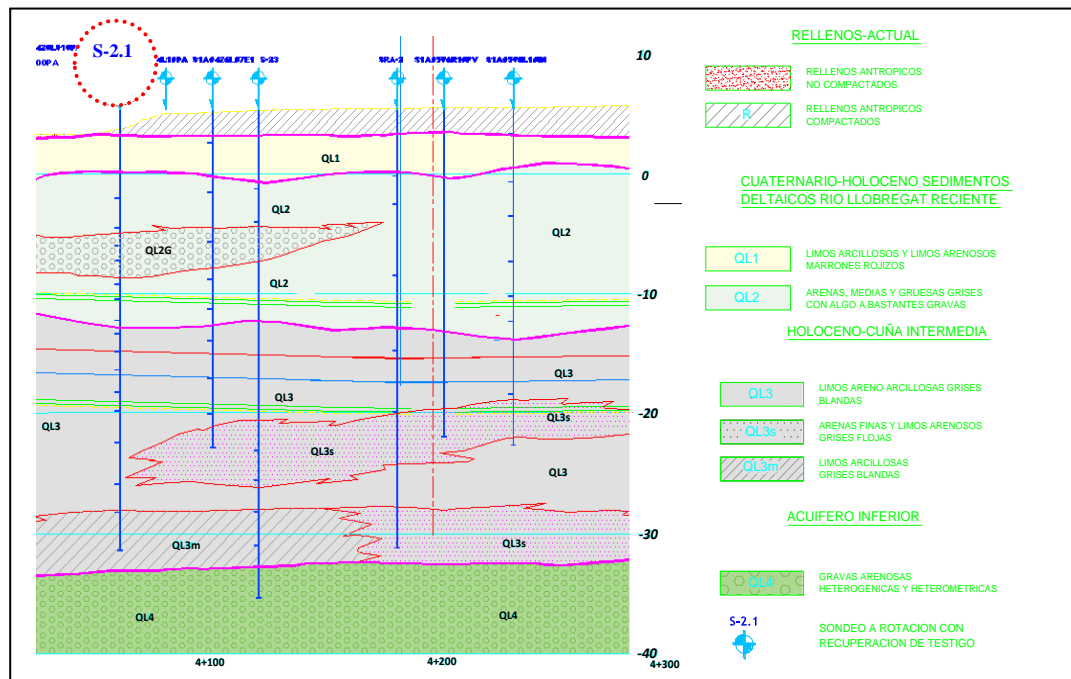


Figura 3.58. Sección representativa entre el Pk 4+200 y Pk 4+000 (Sondeo S-2.1)



Figura 3.59. Muestras extraídas del sondeo a rotación S-2.1

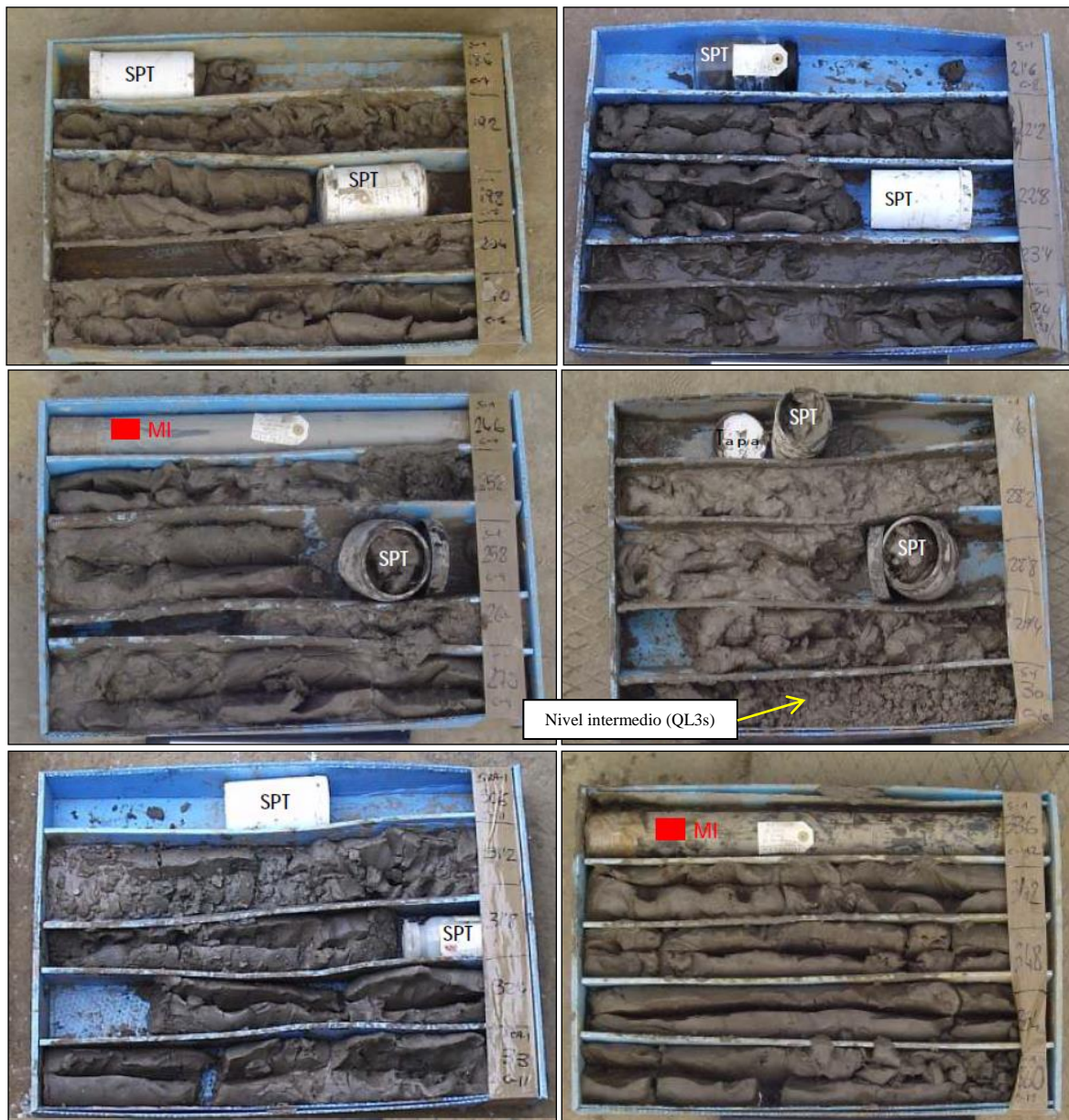


Figura 3.59. Continuación de las muestras extraídas del sondeo a rotación S-2.1

3.7 Características constructivas empleadas en el Tramo 1

Como se ha descrito en el apartado 3.3.4, el Tramo 1 de la línea 9 ha sido excavado mediante 2 máquinas tuneladoras HERRENKNECHT del tipo EPB de características idénticas, diseñadas para la excavación de suelos inestables bajo el nivel freático, como es el caso del tramo estudiado. El diámetro nominal de la rueda de corte es de 9.40 m y las aberturas para la entrada del material excavado hacia la cámara supone un 31.4 % de la superficie total de la rueda. El diámetro interior es de 8.42 una vez colocado el sostenimiento final. El sostenimiento está formado por dovelas, en concreto 6+1, es decir, 6 dovelas de dimensiones iguales más una dovela colocada en clave de dimensión variable. La longitud de cada dovela es 1.5 m. El ciclo correspondiente a 1500 mm de excavación seguido de la colocación del sostenimiento mediante dovelas, será referido como “anillo”. El escudo de la máquina tuneladora en ambos casos tiene una longitud de 10 m sin contar la cabeza de corte, 11 m aproximadamente si contamos la longitud de la cabeza de corte. Durante los ciclos de excavación, la cabeza de corte y el tornillo sinfín se detienen para permitir la colocación del sostenimiento.

La primera de las tuneladoras en empezar la excavación, llamada Hades o S-269, excavó 8174.479 m en dirección norte desde la estación de Mas Blau hacia la estación de Parc Logístic. Y la segunda de las tuneladoras llamada Guster o S-461, excavó 4325.521 m en dirección opuesta desde la estación de Mas Blau hacia la estación de Terminal entre Pistes actual Terminal T1 (Figura 3.14). En el Apéndice III se describen detalladamente todas las características técnicas del tipo de tuneladora empleada en este Tramo, así como algunas fotografías de las mismas.

A continuación, se describe los rendimientos y parámetros establecidos en el proceso de excavación para cada una de ellas.

3.7.1 Avance y Paradas de la máquina EPB HADES

La tuneladora HADES (UTE Túnel Aeroport 1), inició la excavación en el pozo de ataque de Mas Blau (PK 3+704) en dirección norte hasta la estación del Parc Logístic (PK 11+879) (Figura 3.14).

A lo largo de sus algo más de 8 Km de recorrido, la velocidad media de avance, ha sido de 26.37 m/día, equivalente a casi 18 anillos por día (sin incluir los periodos en que la máquina ha estado parada). El avance máximo registrado, por esta misma máquina, fue de 72m/día o lo que es lo mismo 48 anillos/día. Un rendimiento muy alto si lo comparamos con registros en terrenos también deltaicos excavados mediante tuneladora del tipo EPB y de características similares, como es el caso de la construcción del metro de Bangkok, donde su mejor registro de avance fue del orden de 20 m/día (Phienwej, N. et al., 2006).

En la Figura 3.60 se muestra el avance de la tuneladora en función del tiempo de excavación empleado, y la velocidad media alcanzada con esta máquina tuneladora. Para los cuatro subtramos que se excavó con la tuneladora HADES, el rango de velocidades medio ha variado entre 23 m/día y 29 m/día.

En el Apéndice III se muestran diversas velocidades alcanzadas para cada uno de los cuatro subtramos intermedios de excavación.

Respecto a las paradas de la máquina tuneladora, a lo largo de todo el túnel excavado, se realizaron 77 paradas de más de 1 día de duración, en pozos y estaciones. Estas paradas fueron principalmente para el mantenimiento técnico-mecánico de la máquina. También hubo alguna parada por problemas logísticos, paradas para el desmonte de estructuras e instalaciones complementarias de la máquina y paradas para adecuar el pozo antes del paso de la tuneladora (en el Apéndice III se muestran todas y cada una de las paradas realizadas superiores a un día, por la máquina tuneladora, para cada uno de los subtramos).

De todas estas paradas realizadas, únicamente 9 paradas fueron intervenciones en condiciones hiperbáricas, en las cuales, no en todos los casos, se ha necesitado el cambio de herramientas. La baja abrasividad de los terrenos blandos atravesados, hace que las revisiones de herramientas de la rueda de corte puedan efectuarse en pozos y estaciones, sin necesidad de realizar demasiadas intervenciones hiperbáricas, disminuyendo así los costes y el tiempo de ejecución.

En la Figura 3.61 y en la Tabla 3.31 se muestra un resumen detallado de todas las paradas realizadas para el mantenimiento y cambio de herramientas, en los casos que ha sido necesario y en el Apéndice III se muestran algunas fotografías del estado de las herramientas de corte en una de las intervenciones hiperbáricas realizadas.

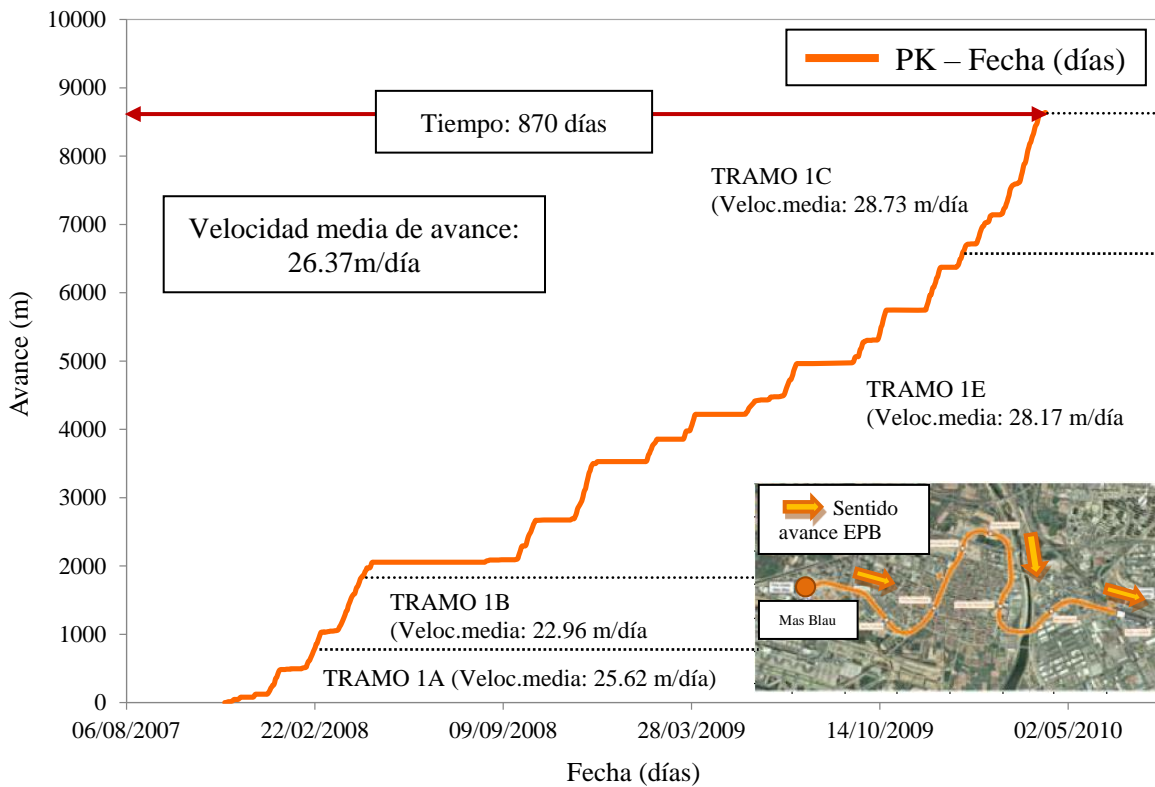


Figura 3.60. Evolución de la posición del frente de excavación versus tiempo Tramo entre Mas Blau y Parc Logístic

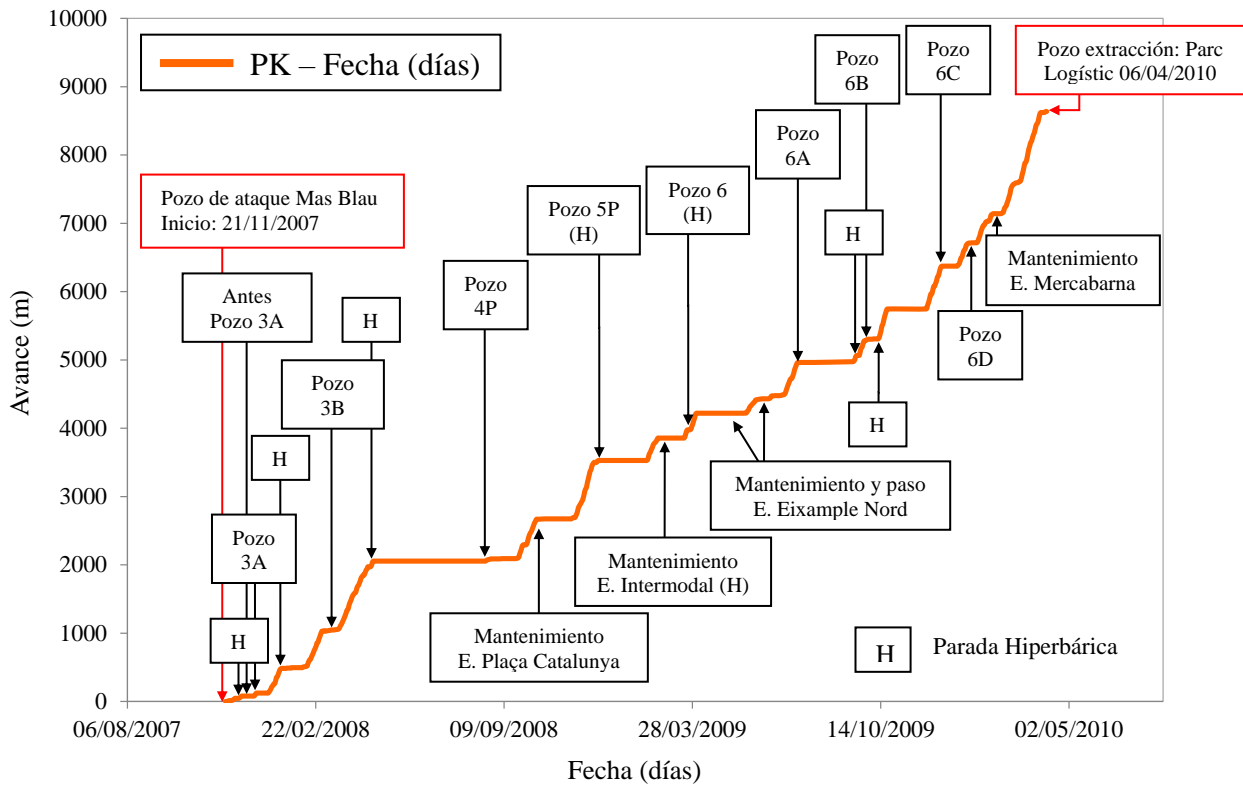


Figura 3.61. Paradas e intervenciones realizadas para la revisión y cambio de herramientas de corte en relación al avance de excavación Tramo entre las estaciones de Mas Blau y Parc Logístic

Fecha	Avance (m)	Ubicación	Tipo de Inspección	Cambio de Herramientas
08/01/2008	255	entre Mas Blau – Pozo 3A	Hiperbárica	No
16/01/2008	481	Antes del Pozo 3A	Rueda incrustada	No
27/01/2008	489	Pozo 3A	En abierto	Si
20/02/2008	747	entre Pozo 3A – Pozo 3B	Hiperbárica	No
09/03/2008	1046	Pozo 3B	En Abierto	Si
16/04/2008	1938	entre Pozo 3B – Pozo 4P	Hiperbárica	No
23/04/2008	2087	Pozo 4P	En abierto	Si
13/10/2008	2673	Estación Plaça Catalunya	En abierto	No
27/01/2009	3528	Pozo 5P	Hiperbárica	No
17/02/2009	3856	Estación Intermodal	Hiperbárica	No
23/03/2009	3977	Pozo 6	Hiperbárica	No
06/06/2009	4431	Eixample Nord	En abierto	Si
16/09/2009	4996	Pozo 6A (en lleno)	Hiperbárica	No
23/09/2009	5172	Entre Pozo 6A y Pozo 6B	Hiperbárica	No
30/09/2009	5303	Pozo 6B	En abierto	Si
10/12/2009	6078	Entre Pozo 6B y Pozo 6C	Hiperbárica	No
19/12/2009	6373	Pozo 6C (en lleno)	Rueda incrustada	No
17/01/2010	6711	Pozo 6D	Atmosférico	Si
10/02/2010	7141	Estación Mercabarna	Atmosférico	Si

Tabla 3.31. Paradas e intervenciones realizadas para el cambio de herramientas en relación al avance de excavación Tramo 1A, B, E, C

La excavación en terrenos deltaicos, posibilita como hemos visto un ritmo de trabajo elevado. En nuestro caso, como ya se ha indicado anteriormente, con un valor medio de 26.37 m/día. También decir, que en zonas donde la máquina tuneladora alcanza velocidades elevadas, no se ha visto que este factor influya en un asiento mayor como veremos en el capítulo siguiente.

3.7.2 Avance de la máquina EPB GUSTER

La tuneladora (UTE Túnel Aeroport 2, UTE Línea 9), inició la excavación en el pozo de ataque de Mas Blau (PK 4+330) hasta el aeropuerto del Prat (PK 0+214).

La velocidad media de avance a lo largo de todo el Tramo 1D, ha sido de 28.5 m/día, equivalente a 19 anillos por día (sin incluir los periodos en que la máquina estaba parada). El avance máximo registrado, por esta misma máquina y que a su vez fue record mundial fue de 90 metros o 60 anillos. En la Figura 3.62 se muestra el avance de la tuneladora con relación al tiempo de excavación empleado y la velocidad media alcanzada con esta máquina tuneladora. Además, en el Apéndice III se muestran varias velocidades alcanzadas a lo largo de este subtramo de algo más de 4 Km.

A lo largo de todo el túnel excavado por la tuneladora GUSTER, se realizaron cinco paradas, en pozos y estaciones, para cambios de herramientas en la rueda de corte y una intervención hiperbárica, donde se realizó un control de la cabeza pero no se cambiaron herramientas (Figura 3.63). En la Tabla 3.32, se detallan todas las paradas realizadas para el control y/o cambio de herramientas de la cabeza de corte y en el Apéndice III se detallan todas las paradas superiores a un día realizadas por la máquina tuneladora.

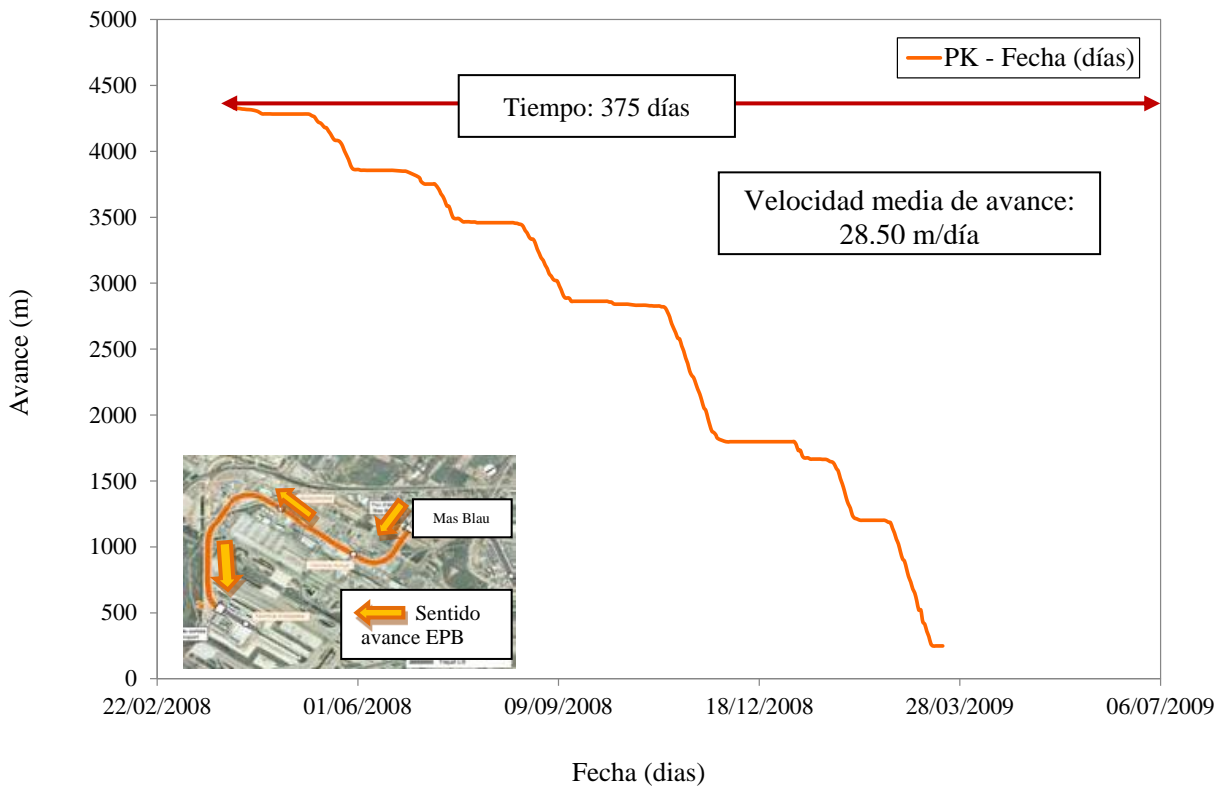


Figura 3.62. Evolución de la posición del frente de excavación versus tiempo Tramo entre Mas Blau y Terminal entre Pistes

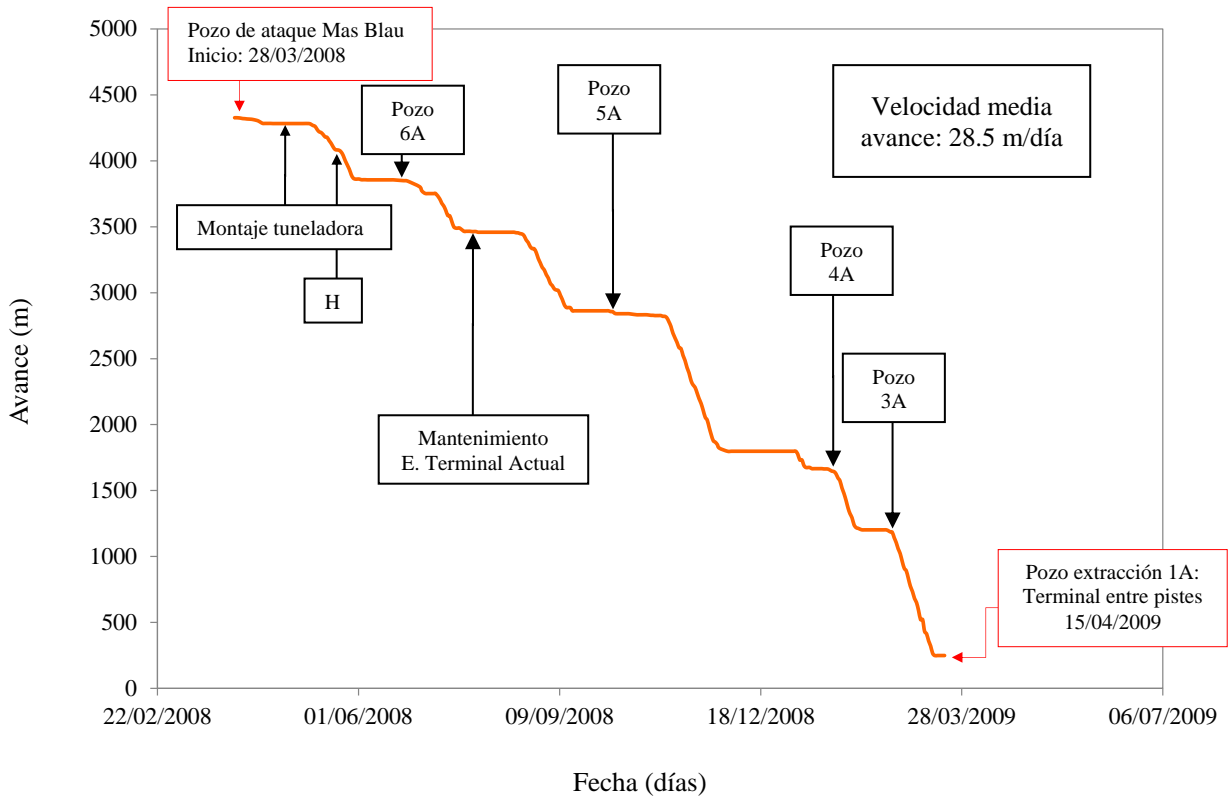


Figura 3.63. Avance de la máquina tuneladora en el Tramo 1 entre la estación de Mas Blau y Terminal entre pistas

Fecha	Avance (m)	Ubicación	Tipo de Inspección	Cambio de Herramientas
22/05/2008	3831	Entre Mas Blau-Pozo 6A	Hiperbárica	No
05/06/2008	3607	Pozo 6A	En abierto	Si
23/07/2008	3217	Terminal Actual	En abierto	Si
07/10/2008	2592	Pozo 5A	En abierto	Si
12/01/2009	1417	Pozo 4A	En abierto	Si
06/02/2009	953	Pozo 3A	En abierto	Si

Tabla 3.32. Inspecciones de la rueda de corte y cambio de herramientas

3.7.3. Parámetros operativos de control empleados en las tuneladoras “HADES Y GUSTER”

Los valores teóricos de los parámetros operativos de un escudo y los movimientos del terreno son obtenidos mediante cálculos basados en modelos realizados en el terreno existente, teorías y experiencias en proyectos anteriores (Burland, 2001).

Los cálculos teóricos y los análisis previos a la excavación son de poca utilidad sin un control continuo de los parámetros operativos de excavación, que corroboren lo inicialmente esperado. Es por ese motivo, que todos los parámetros operacionales de las dos máquinas tuneladoras encargadas de excavar el tramo estudiado en esta tesis, han registrado todos estos parámetros operacionales a intervalos de cada 10 segundos en ficheros de tipo (*.dbf) para cada anillo colocado. Cada uno de estos archivos ha sido transformado a ficheros tipo (*.csv) para poder ser utilizados y analizados mediante subrutinas creadas en el lenguaje FORTRAN 95. Un ejemplo de una de las rutinas creada para el análisis de parte de todos estos datos se muestra en el Apéndice III.

A continuación, se muestran algunos de estos parámetros operacionales a lo largo de todo el Tramo. Se ha de prestar una principal atención en parámetros operacionales tales como: la presión de frente en la clave del túnel, la presión de la lechada de bentonita alrededor del escudo, la presión de mortero en la cola del escudo y el volumen de mortero inyectado por anillo. A cada uno de estos parámetros se les asocia un valor fijo, previamente calculado mediante métodos teóricos, con un rango admisible de desviación y se detalla el protocolo de actuación que se ha de llevar a cabo, en el caso de que los valores no se encuentren en el rango de desviación prefijado.

CONTROL DE LA PRESIÓN EN EL FRENTE DE EXCAVACIÓN (P1)

En la práctica, la presión en el frente de excavación es uno de los principales parámetros que intenta ser controlado en la mayor medida posible durante el proceso de excavación. La presión está controlada mediante la velocidad de avance del escudo, la velocidad de extracción del material excavado y la densidad del material en la cámara de tierras.

Esta presión de frente, indicada como P1, representa la presión en la cámara de excavación, medida en todo momento por siete sensores o células de medida de presión situadas en la parte trasera de la rueda de corte de la máquina EPB (Figura 3.64).

En la Figura 3.65a y b se muestran los valores de presión media en el frente de excavación registrada por los 7 sensores instalados en la tuneladora. Los valores varían entre 1.00-3.50 bar aproximadamente, con una presión media de 2.60 bar. Estos valores de presión se encuentran referidos al valor promedio para cada anillo de túnel instalado. En el caso de la Figura 3.65b el registro de la presión en el frente se encuentra suavizado mediante la media móvil para cada 100 valores de presión de frente registrado. Y en el caso de la Figura 3.65c únicamente se presenta la presión en el frente, registrada por el sensor situado en la parte superior de la máquina.

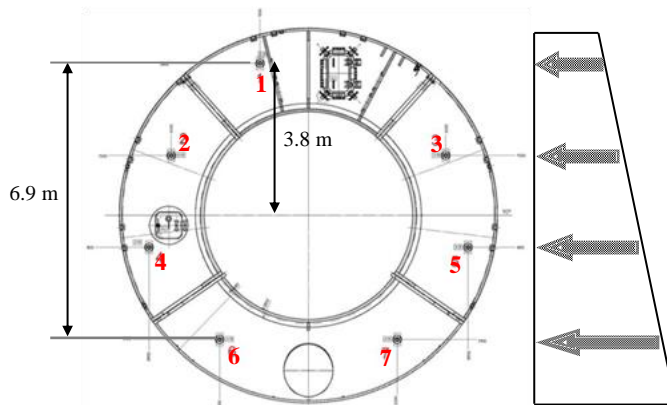


Figura 3.64. Ubicación de las células de medición de la presión en el frente de excavación de las tuneladoras Hades y Guster

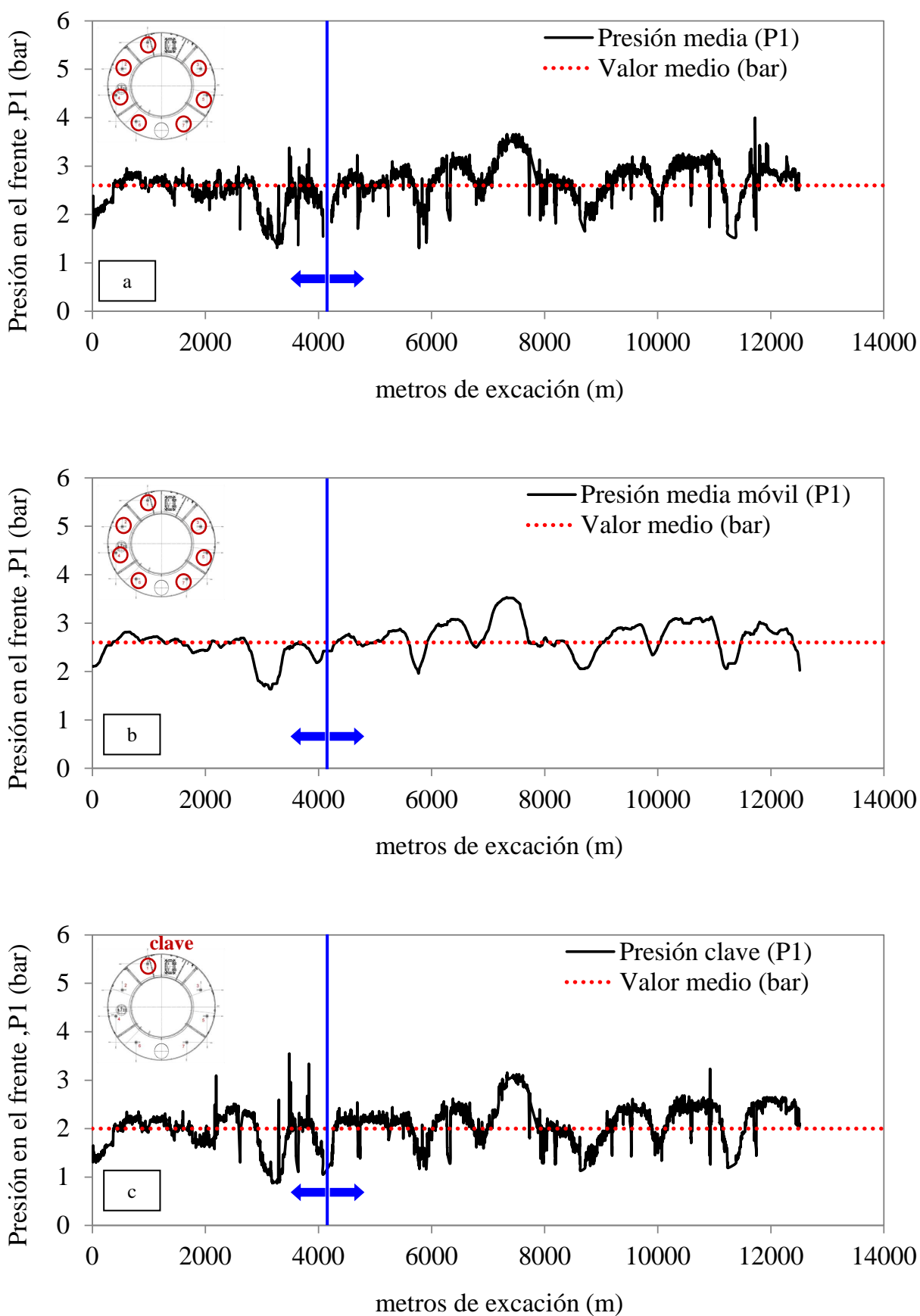


Figura 3.65. Presión en el frente (P1) empleada a lo largo del Tramo 1

En algunas ocasiones los valores de la presión de frente superaban los 4 bar de presión, estos valores no se han tenido en cuenta ya que se consideran errores de lectura y que posteriormente son revisados y recalibrados mediante manómetros de presión.

Por otro lado, valores nulos de presión tampoco se han tenido en cuenta para la realización de la Figura 3.65, ya que se ha considerado en alguno de los casos como medidas erróneas o en otros casos situaciones donde la máquina tuneladora se encontraba parada en pozos o estaciones en condiciones atmosféricas.

Vemos que a lo largo de algo más de 12 Km que forman el Tramo 1, se puede considerar que la presión en el frente de excavación ha estado bien controlada. Únicamente en cinco puntos del trazado se han registrado casos en que la presión es sensiblemente inferior a la presión media en el frente y en dos zonas, en concreto, donde la presión ha sido sensiblemente superior. En cualquier caso, las causas de todas estas variaciones serán explicadas con más detenimiento en Capítulo siguiente.

Por último, en la Figura 3.65c se presenta la presión en el frente de excavación únicamente del registro de la célula situada en la clave de la rueda de corte de la máquina tuneladora a 3.8 metros por encima del eje del túnel (Figura 3.64).

El rango de valores de la presión en la clave, varía entre algo inferior a 1.00 bar en algún caso a valores algo superiores a 3.00 bar aproximadamente, con un valor promedio de presión de 2 bar.

La diferencia entre la presión máxima (presión en la parte inferior de la cámara) y la presión mínima (presión en la parte superior de la cámara) entre la distancia entre ambas presiones se denomina gradiente de presiones. Este gradiente debe mantenerse generalmente constante. Un gradiente de presión constante indica una buena mezcla y homogeneidad del material situado en la cámara de excavación y, por tanto, un buen soporte del frente. De lo contrario, se podría tener inestabilidades en el frente de excavación, aunque la presión en la clave sea la adecuada.

En el tramo estudiado en cuestión, el avance se realizó con la cámara de presión de tierras, lo más llena posible del material excavado en todo momento, para evitar burbujas de aire en la parte superior de la cámara de excavación, que pudiesen disminuir el valor de esta presión de frente necesaria. En zonas donde la máquina tuneladora estuvo parada se inyectó bentonita para mantener la presión de frente. A fin de garantizar una continua seguridad de presión de confinamiento, todas las tuneladoras empleadas en la Línea 9 de metro de Barcelona están equipadas con un sistema de presión de recuperación automática, es decir, si la presión dentro de la cámara cae por cualquier otra razón por debajo de un valor establecido (70% de la presión de trabajo) automáticamente se inyecta bentonita en la cámara de tierras para volver a la presión

de confinamiento segura y evitar cualquier inestabilidad en el frente de excavación. Este sistema también, se efectúa durante el tiempo de montaje del anillo, cuando la presión de frente disminuye (Bono, 2008).

A la vista de los datos recogidos en la

Figura 3.66, se considera que el gradiente de presión dentro de la cámara de presión de tierras se ha mantenido más o menos constante a lo largo del todo el tramo excavado por la tuneladora HADES, por lo tanto, la cámara permanece en su mayor medida llena, y con una densidad del material lo más parecida a los materiales que hay in situ.

Vemos también que, en algún caso, el gradiente de presiones es negativo, lo que nos indica que, en estas zonas de trazado, la presión en la clave ha sido algo superior a la presión media.

Además, gracias a la ayuda de agentes condicionantes como: espumas, polímeros... permiten que el terreno sea remoldeable y tenga una mezcla homogénea de baja resistencia al corte y baja permeabilidad (Mair, 2008). En el caso de la Línea 9, cuando la traza del túnel atravesó depósitos deltaicos con capas arcillosas y una cantidad de agua cercana al límite líquido, el acondicionamiento con espumas, por lo general, fue casi innecesario. Por otro lado, cuando la traza del túnel excavó arcillas densas y secas, se observó que las burbujas de aire que contenía la espuma actuaban sólo sobre la superficie de los bloques de arcillas excavadas dentro de la cámara, en lugar de mezclarse con todo el suelo. Esto puede conducir al desarrollo de una gran burbuja de aire en la mitad superior de la cámara de trabajo con una importante disminución generalizada de la densidad del material. valores de la densidad para este tipo de materiales, fueron fijados entre 1.80 y 2.00 Tn/m³ mediante el valor del peso extraído de la cámara, para valores altos de material extraído corresponde a densidades bajas de material dentro de la cámara de excavación (Figura 3.67).

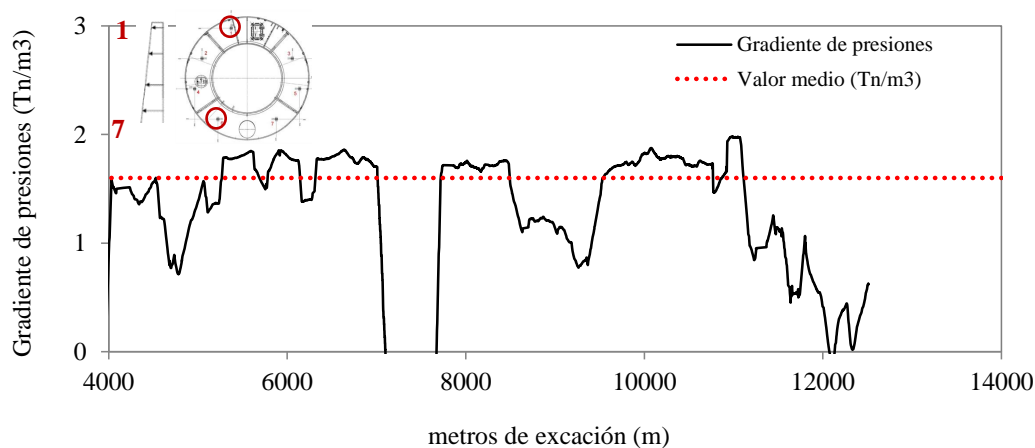


Figura 3.66. Gradiente de presiones en el frente de excavación empleado por la tuneladora HADES

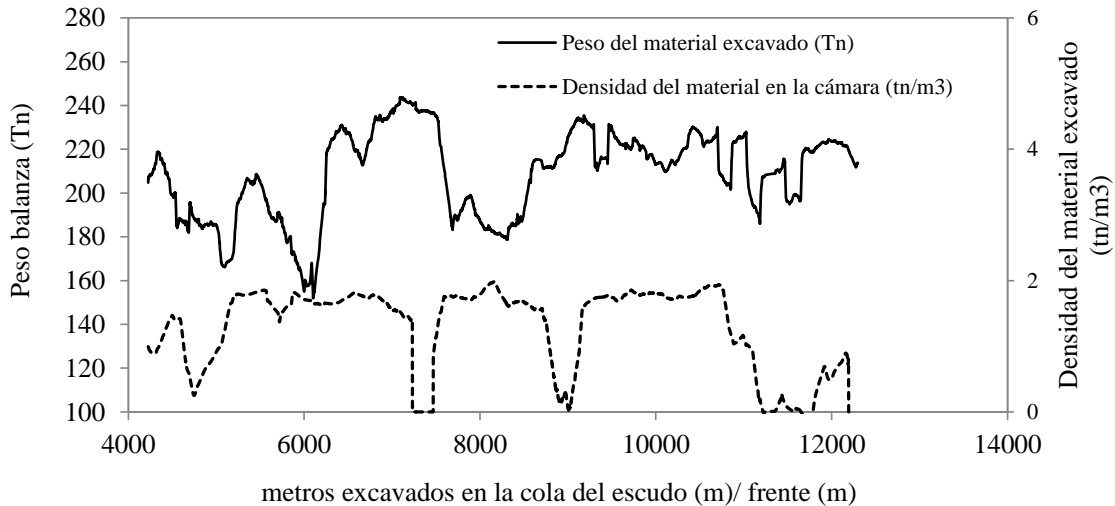


Figura 3.67. Material excavado y densidad del material en la cámara de presión de tierras excavado por la tuneladora HADES

CONTROL DE LA PRESIÓN DE LA LECHADA DE BENTONITA ALREDEDOR DEL ESCUDO (P2) y (V2)

En el caso de una máquina del tipo EPB, el vacío provocado por la sobreexcavación de la rueda de corte y la conicidad del escudo se conoce con el nombre de “gap”. Este “gap” provoca un aumento del asiento del terreno (Mendaña, 2009). En algunas zonas de la Línea 9 de Barcelona, la diferencia entre el diámetro de excavación y el diámetro exterior de la cola del escudo puede alcanzar hasta los 6 cm de separación (Bono et. al, 2008).

Para resolver el problema, se pensó primero en la inyección de un producto con estructura de gel y contenido de conglomerantes que endureciese con el tiempo. Finalmente, los ensayos iniciales efectuados en la Línea 9 del metro de Barcelona permitieron desarrollar con éxito, el relleno de este “gap” con lodo bentonítico a presión similar a la existente en la cámara, presión que se controla con células adosadas a la cara interior de la pared metálica del escudo (Mendaña, 2009) y que se denominará (P2) en esta tesis.

La inyección de lechada de bentonita alrededor del escudo es un sistema innovador en la construcción de túneles con tuneladora del tipo EPB a nivel internacional. La misión fundamental de las inyecciones de bentonita en la coraza de la tuneladora, es proporcionar un sostenimiento adicional en la zona media entre la rueda de corte y la cola del escudo. Además de disminuir la fricción entre el escudo y el terreno que lo rodea, reduciendo también el empuje total que la máquina tuneladora ha de ejercer en el avance.

El sistema de presión de inyección de bentonita tanto de la tuneladora HADES como de la tuneladora GUSTER, se regula a partir de 7 células de medida de la presión adosadas a la cara interior de la pared metálica del escudo. En la Figura 3.68, facilitada por la empresa Payma Cotas (encargada de parte de la

Dirección de Obra de este Tramo 1 entre Terminal entre pistas y Parc Logístic), se muestra únicamente la situación de las 5 células de presión situadas en la clave del escudo. Las 2 células de presión restantes, se encuentran en la sección B-B, y son simétricas a B1 y B2 en la parte inferior del escudo.

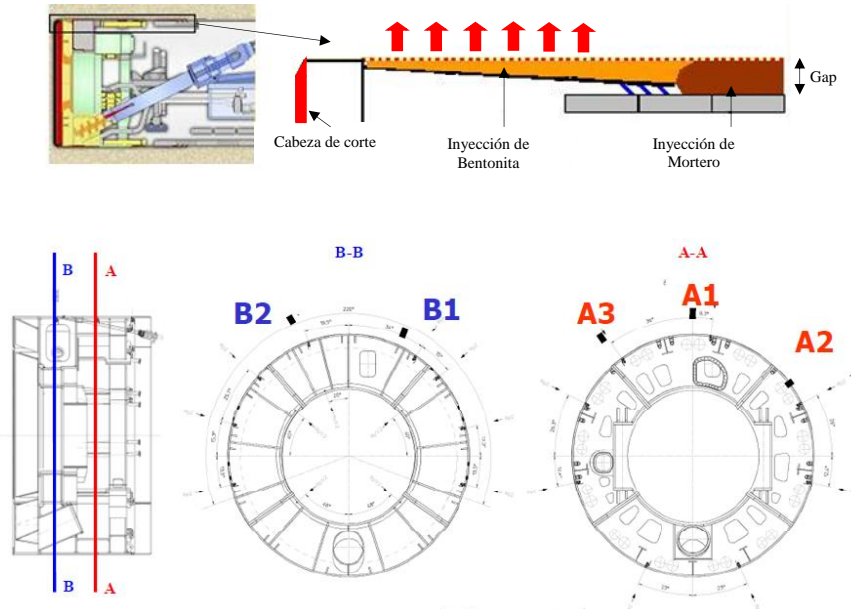


Figura 3.68. Puntos de presión de inyección de bentonita en el escudo de la EPB (Figura facilitada por Payma Cotas)

Se han observado como en las líneas de inyección superiores, A1 y A3 (Figura 3.68), se han producido obturaciones, dando lugar a valores de presión muy por encima de los valores reales de inyección posibles, todos estos valores han sido desestimados. Sin tener en cuenta todos estos valores el rango de valores medios de presión de inyección de bentonita en el escudo varía entre 1.5 y 2.5 bar. Respecto a los litros de bentonita inyectados en cada anillo de dovelas (V2), el valor se incrementa desde los 1000 litros para la tuneladora GUSTER a algo más de 2500 litros/anillo para la tuneladora HADES que representan entre 1.0 y el 2.5 m³/anillo, respectivamente. En la Figura 3.69, se muestran las presiones medias de los siete registros de inyección de bentonita y los litros de bentonita totales para cada anillo en función del avance de la máquina tuneladora.

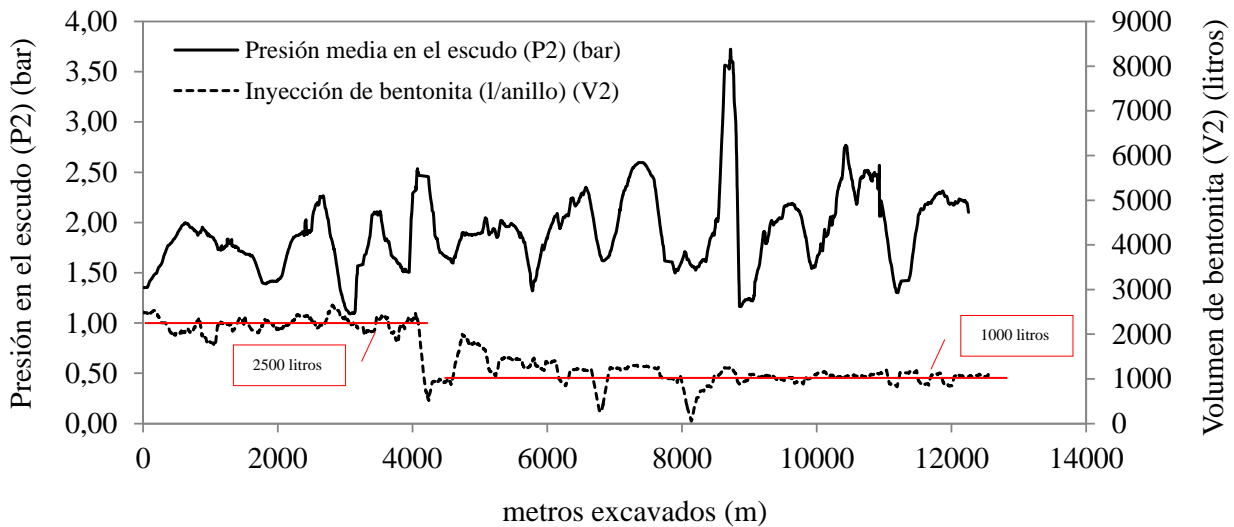


Figura 3.69. Evolución de la presión y los litros de inyección de bentonita en función de avance

CONTROL DE LA PRESIÓN Y EL VOLUMEN DE MORTERO INYECTADO EN LA COLA DEL ESCUDO (P3) y (V3)

La sección de excavación de la tuneladora HADES como también de la tuneladora GUSTER es de 69.84 m^2 (Ø disco de gálibo máximo= 9.43 m) y la sección exterior del anillo de revestimiento una vez colocado es de 64.61 m^2 (Ø = 9.07 m). Teniendo presente que el avance por anillo es de 1.5 metros , se forma un gap o espacio teórico máximo de 7.85 m^3 de volumen por cada anillo instalado. Este gap teórico, se le ha de aplicar un factor de corrección, prescrito por la dirección de obra, de 1.15 , como consecuencia de la pérdida de presión en las líneas de inyección y la pérdida de agua del terreno, lo que supone un volumen de 8.26 m^3 , que es rellenado de mortero de cola a medida que avanza la excavación. A este valor teórico se le ha de descontar la cantidad de material inyectado a través del escudo.

El número de líneas de inyección de mortero en una tuneladora varía en función del diámetro y las velocidades que se espera alcance, siendo seis el número de líneas mínimo para operar en diámetros de excavación superiores a los 9.0 m , Mendaña, 2004. En el caso de las tuneladoras GUSTER y HADES, disponen de 6 puntos de inyección para la inyección del mortero, repartidos por el perímetro de la cola del escudo (ver Figura 3.70).

Como se sabe, la inyección se ha de adaptar a la velocidad de avance de la tuneladora evitando en la mayor medida posible, subidas y bajadas de la presión durante el proceso de inyección y utilizando el mayor número de líneas de inyección posible. En este caso, se han observado obturaciones en las líneas superiores de inyección 1 y 6 (Figura 3.70), dando lugar a valores de presión por encima de los valores reales de inyección posibles, estos valores picos superiores a los 6 bar no han sido considerados en la Figura 3.71,

ya que se consideran errores debidos a obturaciones en las líneas de presión y que posteriormente son revisados y recalibrados mediante manómetros de presión. Los rangos de presión de cola de trabajo varían entre 2.5 y 3.5 bar.

Por otro lado, los valores del volumen de inyección oscilan entre 6.5 y 10.0 m³, con un valor teórico de 7.85 m³. En algunos casos este valor ha sido insuficiente al volumen teórico requerido y en otros casos el volumen inyectado ha superado el volumen necesario, todos estos puntos concretos serán referidos con más detalle en el Capítulo 4.

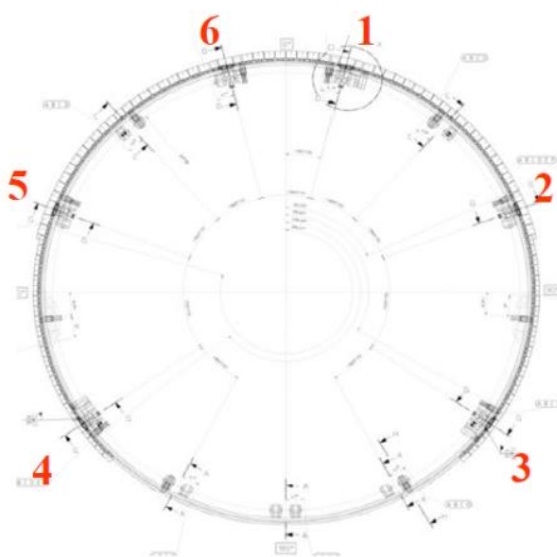


Figura 3.70. Situación de los sensores de inyección de mortero de cola

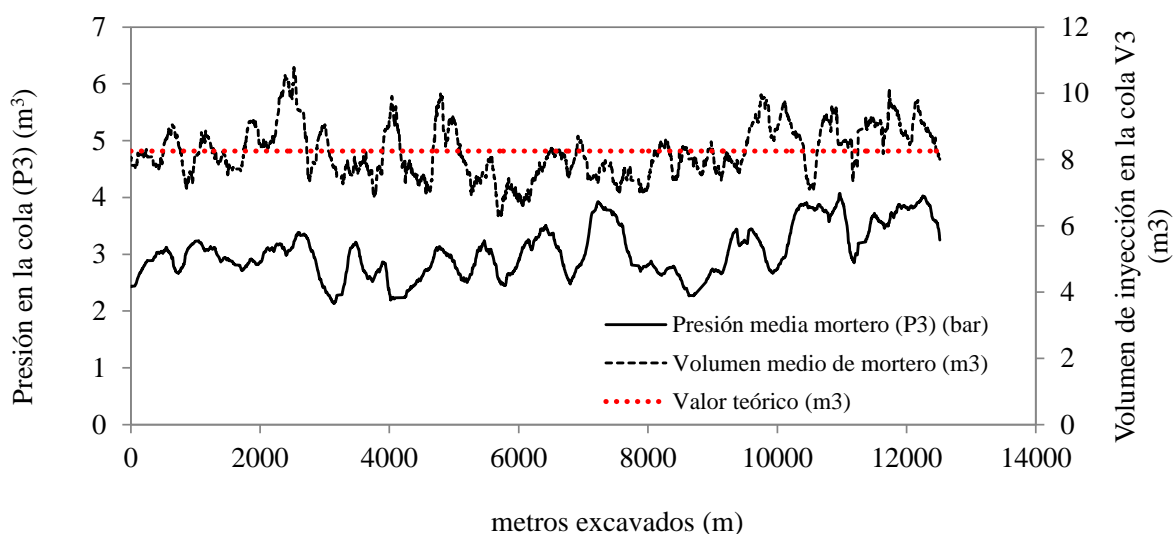


Figura 3.71. Evolución de la presión de inyección de mortero en función del PK de avance

A continuación en las Figura 3.72; Figura 3.73 y Figura 3.74 se muestran otros parámetros operacionales de la máquina tuneladora también registrados como: el empuje que realiza la máquina para avanzar con un valor medio de 25000 (KN), el par motor de la rueda de corte con un valor promedio de 40000 (KN m), la fuerza de contacto de la rueda de corte en el frente de excavación que vendrá dado por el contacto de las herramientas de corte en el frente expresado en (KN) con un valor medio entre 5000-6000 (KN), la velocidad de avance de la máquina tuneladora con un valor promedio de 60 (mm/min) y la velocidad de penetración con un valor medio de 30 (mm/rpm) que representa la velocidad a la que la máquina avanza respecto a las revoluciones por minuto del giro de la rueda de corte.

Otro parámetro que también se ha estudiado ha sido la temperatura a la que se encuentra la cámara de presión en grados centígrados y la pendiente en grados de inclinación, en que la máquina tuneladora ha de trabajar. Todos estos parámetros serán analizados con más detenimiento en el Capítulo 4, concretamente en el apartado de puntos singulares del trazado, correlacionando dichos parámetros operacionales con los asientos acontecidos en el terreno. Si observamos las Figuras siguientes vemos que un incremento en el par motor, en el empuje, en la fuerza de contacto y/o en la temperatura de la cámara dará como resultado una velocidad de avance menor como se observa en algunos puntos de las Figuras, debido al incremento de la fricción que además incrementa la posibilidad de la creación de bloques de material excavado dentro de la cámara (Antiga A. & Chiorboli, 2009).

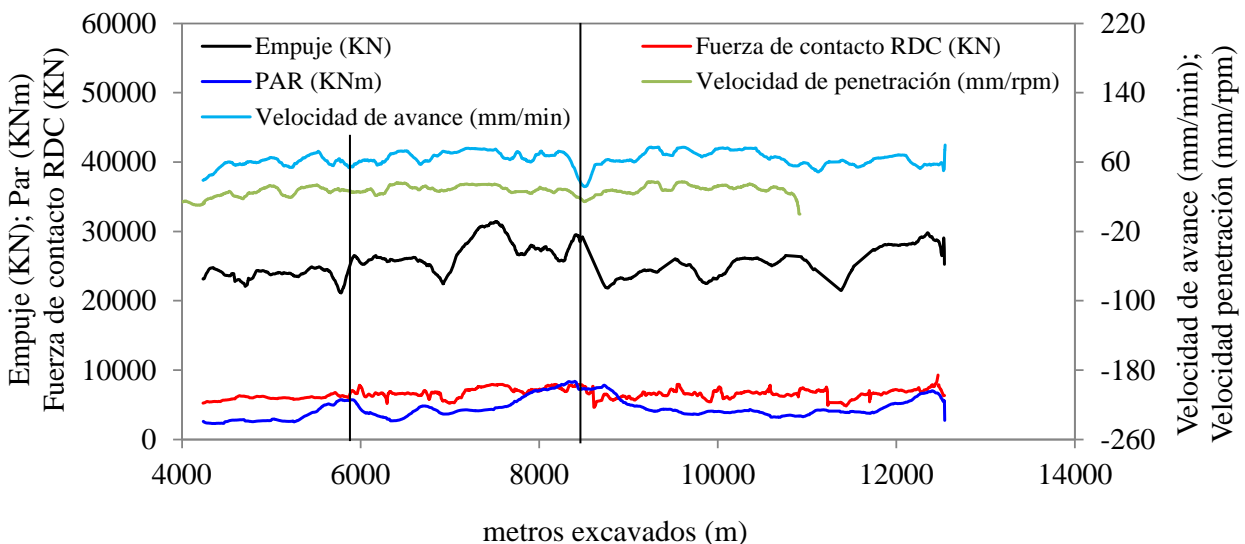


Figura 3.72. Evolución de diferentes parámetros operacionales de la máquina EPB en función de los metros excavados

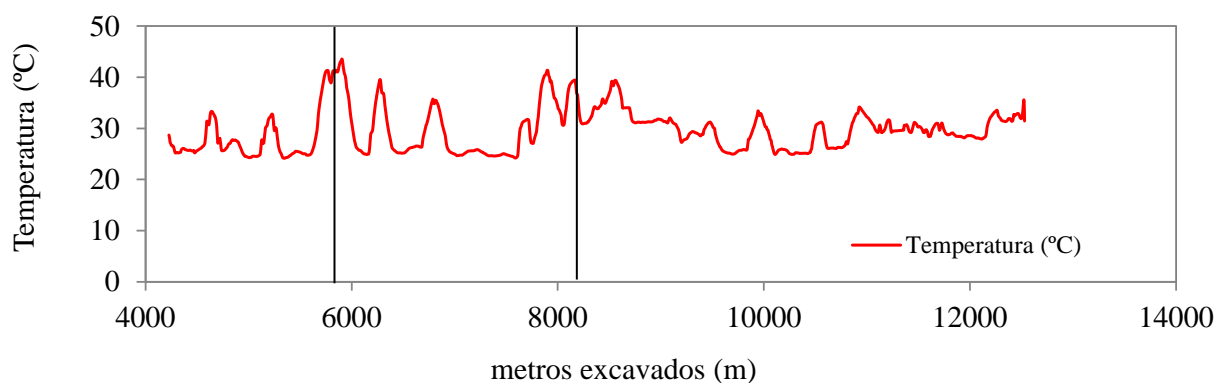


Figura 3.73. Evolución de la temperatura dentro de la cámara de excavación en función de los metros excavados

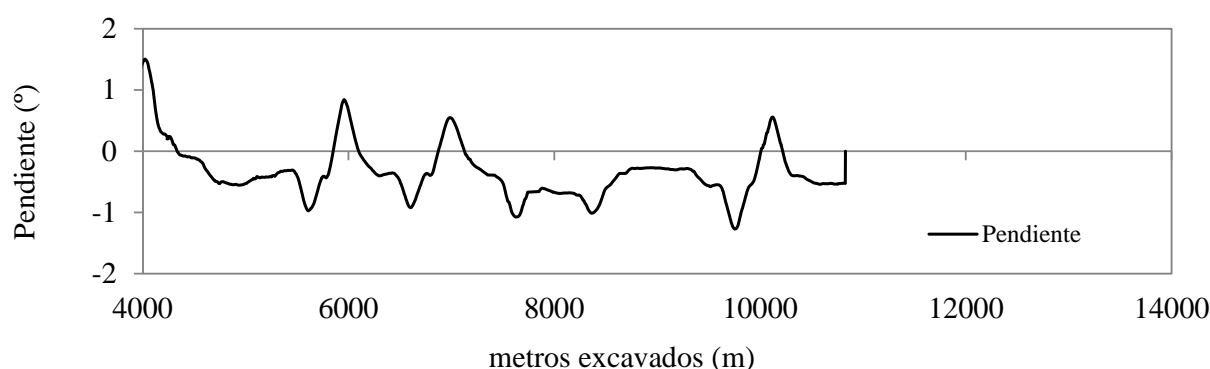


Figura 3.74. Evolución de la pendiente del trazado en función de los metros excavados

3.8 Sistema de auscultación

A lo largo de los años la auscultación sistemática de túneles y excavaciones ha ido cogiendo protagonismo y a día de hoy, se considera una herramienta de trabajo imprescindible en la ejecución de cualquier tipo de obra de una cierta magnitud. En el caso de excavaciones bajo suelo urbano en particular, una auscultación eficaz es esencial para garantizar que la obra discurra bajo las demandas de mínimo riesgo sin perjudicar las estructuras preexistentes en superficie. Una amplia información sobre los sistemas de instrumentación para la monitorización de obras podemos encontrarlos en Dunicliff, J., 1994.

En el caso de la Línea 9, desde la fase de planificación de la Línea, se ha prestado especial atención en el sistema de auscultación, como también a su gestión y seguimiento (Deulofeu C., 2007).

Las empresas encargadas del monitoreo de toda la Línea 9 de Metro de Barcelona son Sol-Data Iberia y Applus. Todos los datos registrados por la instrumentación son introducidos en la base de datos, disponible en cualquier momento a través de internet para cada uno de los contratistas y supervisores.

En el departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica se dispone de este acceso directo a todos estos datos.

En la zona de estudio en cuestión, entre Terminal entre pistes y Parc Logístic de algo más de 12.5 Km de longitud, se ha instalado un intenso sistema de instrumentación, tanto en el terreno como en los edificios colindantes, para supervisar la magnitud y distribución de los movimientos del terreno tanto en superficie como en profundidad durante y posteriormente al proceso de excavación del túnel, así como las posibles afecciones a estructuras ya existentes.

Estos datos, además, permitirán la comparación con otras zonas de gran conocimiento como, por ejemplo: las arcillas sobreconsolidadas de Londres y las arcillas marinas atravesadas, durante la construcción del metro de Londres y Singapur respectivamente y que veremos en próximos capítulos.

En los siguientes apartados se realizará una breve descripción de la instrumentación utilizada en esta tesis y de los puntos más relevantes del plan de auscultación como frecuencias de lectura, secciones de control y tratamiento de los datos recogidos.

3.8.1 Dispositivos y equipos de auscultación

La instrumentación instalada es muy variada. Como hemos comentado a lo largo de todo el trazado de la Línea 9, se ha instalado instrumentación de superficie, tanto en el terreno como en edificios colindantes a la excavación. En algunas zonas en particular, además, se ha instalado instrumentación en profundidad que nos ayudará a conocer los movimientos en las inmediaciones del túnel o estructuras sensibles.

También se dispone de piezómetros abiertos y de cuerda vibrante para medir el nivel piezométrico y la presión intersticial del agua, respectivamente. Además, se han instalado células de medida de convergencia en los anillos del revestimiento del túnel para medir las posibles deformaciones de este.

En esta tesis, únicamente se analizarán los datos registrados por la instrumentación instalada en el terreno tanto en superficie como en profundidad. Esta instrumentación se describe brevemente a continuación:

INSTRUMENTACIÓN TOPOGRÁFICA DE SUPERFICIE:

Determina los movimientos en superficie como su nombre indica. Además, se utiliza para la corrección de la instrumentación en profundidad. La instrumentación topográfica de superficie consta de:

Hito de nivelación simple (HN)

Permiten medir el asiento del terreno desde la superficie en la dirección vertical (Z). Su precisión es de $\pm 0.4\text{mm}$. La lectura se realiza mediante un nivel tradicional, donde el instrumento de medida auxiliar (mira) se apoya directamente sobre la cabeza redondeada del clavo de acero, hito de nivelación (Figura 3.75).



Figura 3.75. Cabeza de un hito de nivelación simple (HN)

A lo largo del trazado del Tramo 1, se han instalado 1051 HN. De los cuales, 432 están colocados siguiendo la traza del túnel. En los primeros 400 m de túnel, la distancia entre hitos de nivelación es cada 5-10m, posteriormente a los primeros metros de excavación, se distancian cada 20-40m.

Hito combinado (HC)

Los hitos combinados son instrumentos que registran al igual que los hitos de nivelación (HN), los movimientos del terreno en superficie en el eje vertical (eje de referencia Z) y además miden los asientos del terreno en los dos ejes horizontales (ejes de referencia: X, Y). Su precisión es de $\pm 0.5\text{mm}$.

La lectura se lleva a cabo mediante una estación total de topografía, enfocando directamente al prisma (Figura 3.76).



Figura 3.76. Foto del prisma de lectura sobre cabeza de un hito de combinado

A lo largo del trazado del Tramo 1, se han instalado 131 hitos combinados.

INSTRUMENTACIÓN PROFUNDA:

Determinan los movimientos inducidos por la excavación en la dirección horizontal y vertical a diferentes profundidades.

Inclinómetro vertical (IN)

Los inclinómetros miden los movimientos horizontales de puntos del terreno espaciados cada medio metro. Están formados por tuberías metálicas, ensambladas cada 3m. Las lecturas se toman cada medio metro de profundidad mediante una sonda inclinométrica (Figura 3.37a) en las dos direcciones como se muestra en la Figura 3.77b, una dirección más o menos perpendicular a la dirección principal del eje de la excavación (R) y otra dirección más o menos paralela a la dirección del eje de la excavación (P). Su precisión es de ± 6 mm cada 30 m.

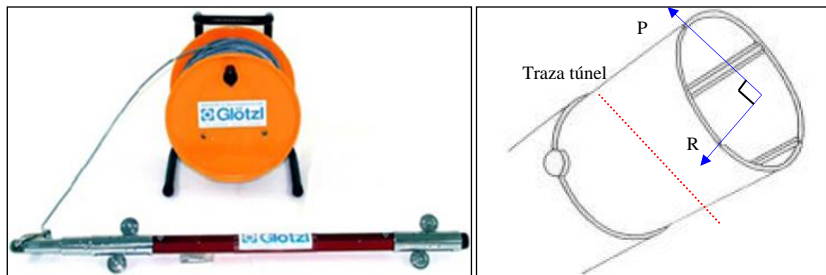


Figura 3.77. (a) Esquema de una sonda inclinométrica para el registro de las medidas (b) Esquema de las direcciones de la tubería inclinométrica respecto al eje de medida

A lo largo del trazado del Tramo 1, se han instalado 67 inclinómetros, de los cuales, 20 se encuentran situados en las inmediaciones de los hastiales del túnel, formando parte de diferentes secciones de control, que explicaremos en el apartado 3.8.3 y el resto se encuentran situados en las cercanías de las estaciones o de los pozos.

Extensómetro incremental (EI)

El extensómetro incremental (EI) permite medir los movimientos verticales del terreno, en puntos espaciados cada metro. Está formado por tuberías de PVC, ensambladas cada 3m. La medición de los asientos del terreno se mide en base a la distancia relativa entre los anillos instalados alrededor de la tubería y separados cada metro inicialmente, de forma que, cuando el terreno se comprime, los anillos se juntan y cuando el terreno se expande los anillos se alejan. Su precisión es de ± 0.02 mm/m.

A lo largo del trazado del Tramo 1, se han instalado 92 extensómetros, de los cuales, 34 se encuentran en diferentes secciones de control, que explicaremos en el apartado 3.8.3 y el resto se encuentran en las cercanías de las estaciones o en los pozos.

Hito profundo de nivelación (HP)

Los hitos de nivelación profunda (HP) al igual que los hitos de nivelación, sirven para medir los movimientos verticales del terreno (eje Z), la diferencia entre unos u otros se basa en que los hitos de nivelación profunda son capaces de medir los movimientos del terreno a una determinada profundidad previamente fijada.

A lo largo del trazado del Tramo 1, se han instalado 181 hitos profundos de nivelación.

Piezómetros abiertos (PA)

Los piezómetros abiertos miden la altura piezométrica en un sondeo vertical.

La lectura de los piezómetros abiertos se realiza mediante una sonda piezométrica (Figura 3.78). La precisión de los piezómetros abiertos es centimétrica ± 1.0 cm.

A lo largo del trazado del Tramo 1, se han instalado 231 piezómetros abiertos. De los cuales, 12 se encuentran en diferentes secciones de control y el resto se encuentran en las cercanías de las estaciones o en los pozos.



Figura 3.78. Medición de un piezómetro abierto

Piezómetros de cuerda vibrante (PV)

Los piezómetros se fijan en el fondo de un sondeo y la unidad de lectura registra variaciones de presión intersticial del agua (Figura 3.79). Tienen una precisión centimétrica (± 1.0 cm).

A lo largo del trazado del Tramo 1, se han instalado 138 piezómetros de cuerda vibrante. De los cuales, 10 se encuentran en diferentes secciones de control y el resto se encuentran en las cercanías de las estaciones o en los pozos.

a)



b)



Figura 3.79. a) Unidad de lectura de los piezómetros de cuerda vibrante b) Sensores de cuerda vibrante

3.8.2 Programa de medición y alerta

En todos los casos, se realizaron lecturas previas al comienzo de los trabajos de excavación. Esta lectura “cero” resulta necesaria, previo paso de la tuneladora por el trazado a realizar, para conocer las oscilaciones normales del terreno, efectos térmicos –diarios o estacionales- y comprobar así, la precisión de los equipos topográficos.

La frecuencia de lectura de los instrumentos de auscultación ha sido establecida en función del tipo de instrumento y de la distancia del frente de excavación hasta el instrumento en cuestión. En el caso de excavaciones con máquina tuneladora del tipo EPB se definen cuatro zonas de intervalos de lectura (Figura 3.80).

- *Zona anterior tuneladora (de 300 a 100 metros por delante del frente de la tuneladora)*

Se ha comprobado cómo los movimientos del terreno se inician antes del paso de la tuneladora, como veremos en el Capítulo 4, por lo tanto, es necesario conocer estos movimientos previos para poder interpretar los movimientos del terreno debidos al paso de la tuneladora.

La instrumentación instalada en esta zona fue leída diariamente mínimo 3 días antes del paso de la tuneladora.

- *Zona de influencia de la tuneladora (de 100 por delante a 200 metros por detrás del frente de la tuneladora)*

Es la zona donde se producen mayores movimientos debido al paso del escudo. En esta zona la instrumentación instalada fue leída diariamente en casi todos los casos de 3 a 6 lecturas día.

- *Zona posterior a la tuneladora (de 200 a 400 metros por detrás del frente de la tuneladora)*

En esta zona el control del nivel freático fue diario, puesto que aún no hay suficiente distancia para asegurar que dicho nivel se estabilice. El control tanto del movimiento vertical como del horizontal, se redujo con una frecuencia de lectura muy variable dependiendo de la zona excavada. En zonas con edificios en superficie o bajo las instalaciones del aeropuerto, la instrumentación fue leída diariamente.

- *Zona posterior a 400 m*

La instrumentación se encuentra a 400 metros o más del frente de excavación. Esta zona se considera lo suficientemente alejada de la zona de influencia para considerar que el terreno está estabilizado. El control del nivel freático se realizó una vez por semana, hasta que alcanzó la estabilización. Para el control de movimientos del terreno dependiendo los casos citados anteriormente pasado un mes, se realizó dos lecturas por semana, hasta que éstas se estabilizaron. Pasado dos meses, se volvió a tomar una nueva lectura y se comprobó si ésta era igual a la anterior o no, en el caso que no fuese igual, se tomaron dos lecturas semanales hasta que éstas se estabilizaron, esto no se realizó en todos los casos.

En la Figura 3.80 se muestra un esquema a modo de resumen de las diferentes zonas en que se considera que el terreno se encuentra influenciado por la máquina tuneladora.

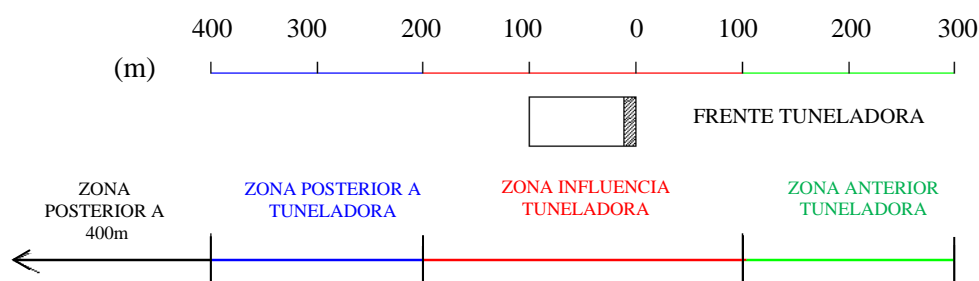


Figura 3.80. Esquema de las diferentes zonas del terreno influenciadas por la máquina tuneladora

3.8.3 Secciones instrumentadas

La instrumentación en superficie, por norma general, ha sido instalada paralela al eje central del túnel, pero en ciertos puntos del trazado, se ha instalado instrumentación perpendicular al eje de excavación que llamaremos con el nombre de sección. Estas secciones pueden tener únicamente instrumentación instalada en superficie o además de la instrumentación en superficie tener instalada también instrumentación en profundidad, lo que llamaremos a partir de ahora como “secciones de control”, abreviadas en esta tesis como (SC).

En el caso del Tramo 1 estudiado se han instalado 46 secciones con instrumentación en superficie y 10 secciones de control. Cada una de estas secciones de control está compuesta por uno o dos extensómetros en la clave del túnel, un extensómetro y un inclinómetro a en ambos hastiales del túnel y de profundidad superior a la solera de la excavación. Además, se han instalado varios piezómetros abiertos y de cuerda vibrante a cada lado de la excavación. En la Figura 3.81 se muestra una sección de control tipo con instrumentación en la clave y en un hastial del túnel. Decir, que existen secciones con mayor instrumentación que otras secciones de control estudiadas en esta tesis, debido a que gran parte del trazado de estudio discurre por las instalaciones aeroportuarias, o por zonas densamente pobladas como es el caso del Prat de Llobregat, donde en estos casos no fue posible colocar toda la instrumentación instalada en otras secciones.

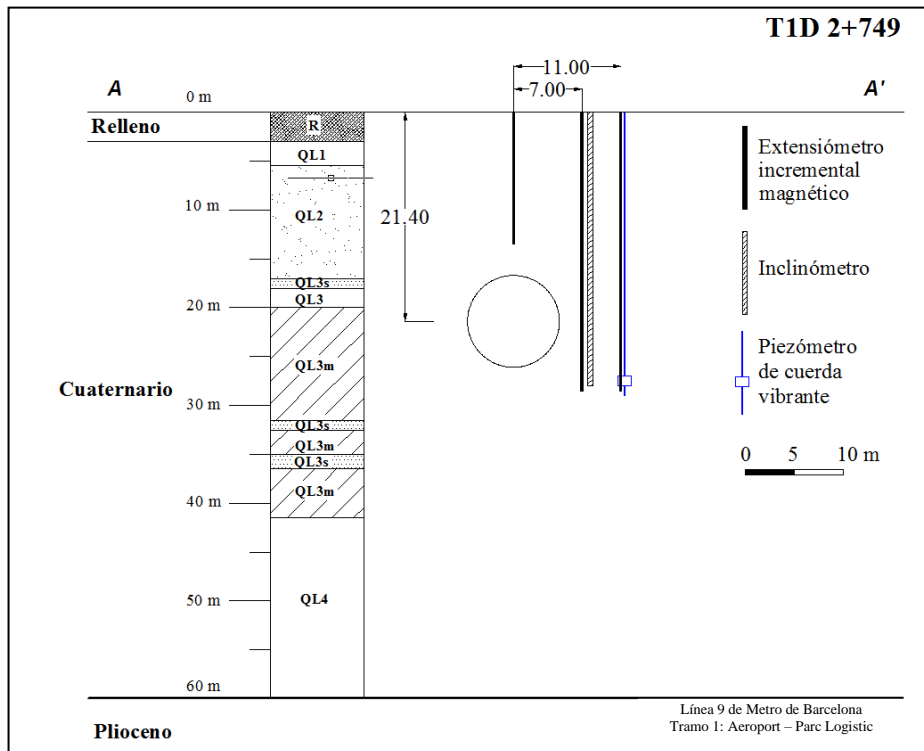


Figura 3.81. Representación de una sección de control tipo

En la Tabla 3.33, se detalla el punto kilométrico donde se sitúan, dichas secciones de control y en la Figura 3.82 se muestra la posición en planta de estas diez secciones de control estudiadas.

Sección de Control	metros excavados
T1D 2+750	2503
T1D 4+000	3754
T1D 4+150	3921
TA 3+810	4332
T1A 3+993	4515
T1A 4+140	4682
T1A 4+240	4768
T1A 6+896	7499.8
T1E 8+813	9327.9
T1E 9+753	10266.3

Tabla 3.33. Posición secciones de control

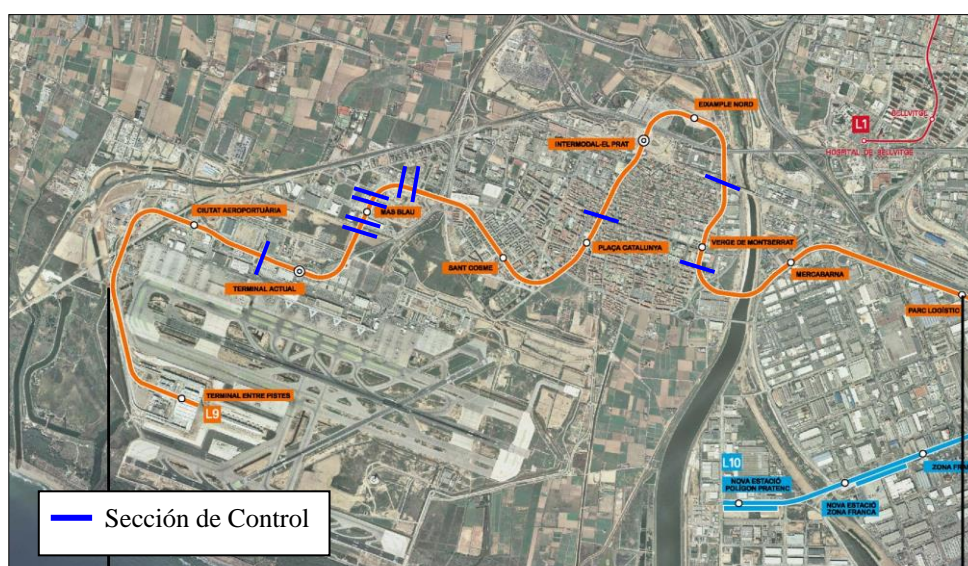


Figura 3.82. Situación de las secciones de control estudiadas

3.8.4 Tratamiento de los datos

Posteriormente a la obtención de los datos de instrumentación mediante el software Geoscope utilizado por las empresas contratistas, se ha de realizar un tratamiento de las lecturas recibidas. El objetivo será obtener datos representables que nos informen de la evolución en el tiempo de los movimientos del terreno tanto en superficie como en profundidad.

Referente a la instrumentación topográfica (instrumentación en superficie), el tratamiento de datos es mínimo, se pasa de ficheros de base de datos a ficheros de datos Microsoft Excel. Además, esta

instrumentación de superficie es de gran utilidad para la corrección de extensómetros e inclinómetros a posteriori.

Respecto a los datos proporcionados por la instrumentación profunda, el tratamiento de los datos es algo mayor. Las lecturas de los inclinómetros recibidos por Geoscope web se presentan como lecturas en dirección perpendicular entre sí (R y P) medidas cada medio metro. La componente R proporciona el movimiento relativo perpendicular al túnel, que será de valor positivo si está orientada hacia la traza del túnel. La componente P proporciona el movimiento relativo paralelo a la traza del túnel y es de valor positivo si va en la dirección de avance del túnel (Figura 3.83).

En esta tesis, únicamente se han tenido en cuenta para el cálculo de los desplazamientos horizontales en profundidad, aquellas lecturas que se encuentran en dirección perpendicular a la traza del túnel (R).

Para la corrección de esta instrumentación se ha considerado el movimiento registrado por los hitos en superficie. Se asume que el movimiento registrado en superficie es proporcional al movimiento del terreno en profundidad. Para comparar dichas lecturas se realizó previamente un cambio de coordenadas, transformando las coordenadas UTM (X, Y) de los hitos de superficie a las coordenadas R y P del inclinómetro (Figura 3.83). Como ángulo para la transformada, se toma el ángulo azimut que forma el eje de referencia X (perpendicular al norte geográfico) con la dirección de la traza del túnel (dirección P) en sentido antihorario. Este ángulo nos indica la inclinación a la que se encuentran los inclinómetros respecto a la traza del túnel.

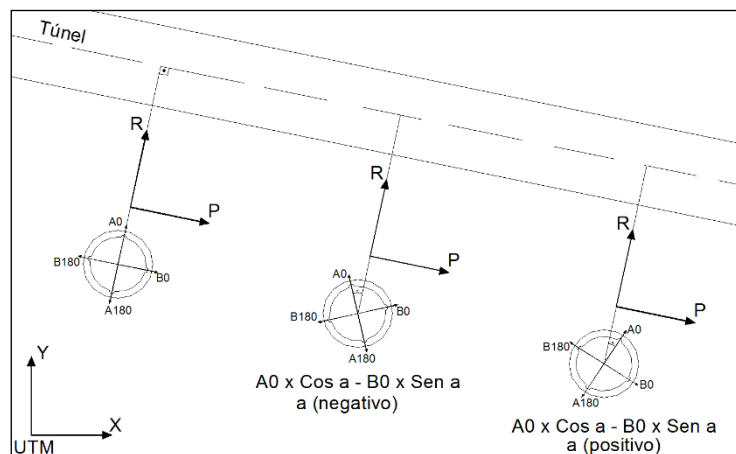


Figura 3.83. Sistema de coordenadas de los inclinómetros

En el caso en que las fechas de la toma de lecturas del hito en superficie y del inclinómetro no coincidiesen se ha optado por el dato topográfico en superficie de fecha más cercana al valor del inclinómetro, para su

corrección. En muchos casos, esta corrección no ha sido necesaria porque se ha comprobado que la variación entre los resultados no es significativa.

En el caso de los extensómetros, las lecturas proporcionadas por Geoscope web también se han de corregir. La corrección se realizará respecto a los hitos topográficos en superficie (lecturas únicamente en la componente Z). En este caso, se impone que los movimientos en el primer anillo fijado del extensómetro son iguales a los movimientos en superficie recogidos por los hitos de nivelación e hitos combinados en la dirección (Z).

Se ha calculado el desplazamiento relativo, entre los anillos de cada uno de los extensómetros instalados en las secciones de control. Este desplazamiento se obtiene restando la lectura de desplazamiento de un anillo respecto al situado inmediatamente por encima. Si el valor es positivo, se producirá un incremento de la distancia entre anillos, por lo tanto, el terreno asentará en profundidad, si, por lo contrario, el desplazamiento es negativo se producirá una disminución de distancia entre anillos lo que implica una disminución de asientos con la profundidad. En Figura 3.84 se representa el esquema de desplazamientos relativos en un extensómetro.

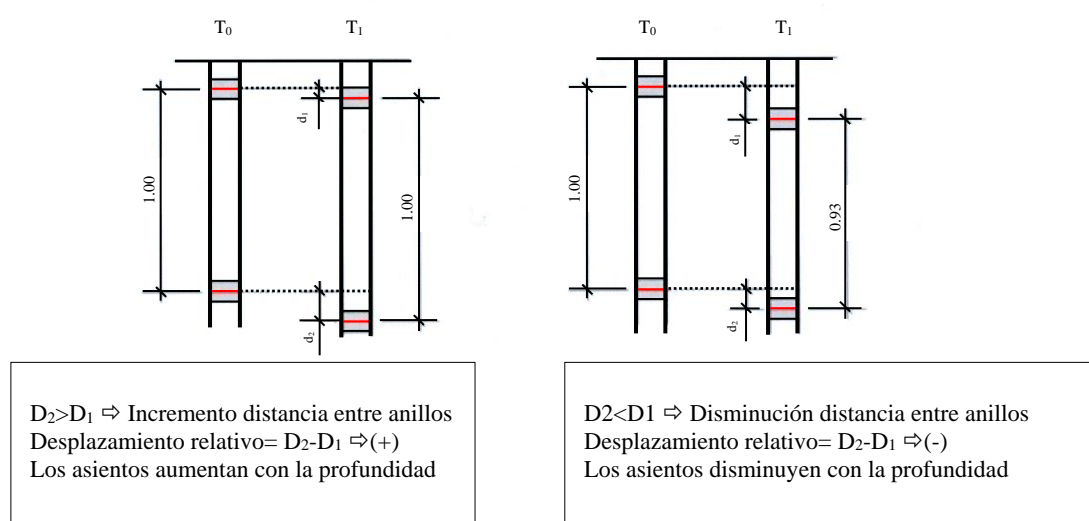


Figura 3.84. Relación de los desplazamientos relativos entre los anillos del extensómetro incremental

Glacio-eustáticas¹: variación global del nivel del mar debida al aumento o disminución del volumen total de agua alojada en los océanos en función de la formación o fusión del hielo acumulado en los continentes.

Facies²: Conjunto de sedimentos que pueden ser definidos y separados por su geometría, litología y estructura sedimentaria y fósiles asociados.

Glaciación/interglaciación³: El proceso de glaciación se relaciona con ambientes muy fríos, la acumulación de hielo en los continentes es mayor. En estos ambientes el agua del mar es rica en O_{18} , aunque tiene una evaporación menor y el hielo de los continentes es pobre en O_{18} .

En ambientes más calurosos (interglaciación), el agua del mar pobre en O_{18} se evapora y en los continentes se deposita hielo rico en O_{18} . La acumulación de hielo en los continentes es menor debido a que el ambiente es más caluroso.

Capítulo 4

Movimientos del terreno en superficie

4.1 Introducción

Este capítulo presenta los movimientos del terreno causados por la excavación del túnel de la Línea 9 de metro de Barcelona entre la estación de Aeroport T1 en las instalaciones del aeropuerto del Prat de Llobregat y la estación de Parc Logístic.

Como se ha descrito en el capítulo anterior, el túnel se excavó por dos tuneladoras de presión de tierras (EPB) de 9.40m de diámetro con una cobertura media de 18.56 m de profundidad respecto a la superficie del terreno.

Los movimientos del terreno en superficie han sido medidos mediante la instrumentación instalada en diversos puntos del terreno. Por un lado, se ha instalado la instrumentación de superficie paralela a la traza del túnel y por otro lado se ha instalado la instrumentación, tanto en superficie como en profundidad, en diversas secciones transversales a la traza, que hemos denominado como: secciones de control y de las que hablaremos más en profundidad en el Capítulo 5.

En este capítulo, se analizarán todos estos registros recogidos del movimiento del terreno en superficie durante el proceso de excavación. Veremos cada una de las componentes que conforma un perfil de asiento y los movimientos que se producen tanto en el frente de excavación como a una cierta distancia del frente, considerado como movimiento final. Además, se calculará la pérdida de volumen de terreno a lo largo de todo el tramo estudiado a partir de las cubetas de asiento y compararemos esa pérdida de volumen obtenida

considerando un valor de K teórico igual a 0.5. Por último, se estudiará la influencia de los parámetros operacionales de la máquina tuneladora sobre los movimientos acontecidos en el terreno y nos centraremos en algunos puntos singulares del trazado donde se ha registrado un movimiento del terreno en superficie de mayor magnitud. Todos estos datos una vez analizados se utilizarán para realizar una comparativa con otras obras subterráneas de gran interés que se presentan en capítulos posteriores.

4.2. Movimientos del terreno en superficie - Asientos producidos

La construcción de túneles, aun cuando se construye con máquinas tuneladoras del tipo escudo cerrado, provoca inevitablemente una alteración del estado original del terreno, la cual cosa, implica una generación de movimientos relacionados con el proceso de excavación.

Las fuentes principales de generación de asientos en el terreno cuando se excava con este tipo de máquinas, tal y como hemos comentado en el Capítulo 2 de esta tesis, son comúnmente asociadas a: (1) la relajación del estado de tensiones en el frente asociadas al proceso de excavación, (2) la sobreexcavación alrededor del escudo y la propia peripecia del maquinista, (3) el cierre del espacio existente entre el diámetro externo del escudo y la excavación conocido con el nombre de “gap” (4) las deformaciones del propio sostenimiento instalado y por último (5) los procesos de consolidación alrededor de la excavación posteriores al proceso de excavación (Cording, 1991; Mair, R.J. & Taylor, 1997; Dimmock, 2003 y Wongsaroj. A., et al., 2006).

4.2.1 Componentes del asiento

Para definir como el proceso de excavación influye en el asiento del terreno, se han definido cinco componentes de asiento: el medido en el frente de excavación (ΔS_1), el asiento debido al paso del escudo (ΔS_2), el asiento debido al cierre del espacio existente en la cola del escudo y la posible deformación del revestimiento (ΔS_3), y una cuarta componente que se produce hasta que el asiento se estabiliza temporalmente (ΔS_4), siendo ($S_{\text{total a corto plazo}} = \Delta S_1 + \Delta S_2 + \Delta S_3 + \Delta S_4$). El quinto y último componente, es el asiento que se produce a largo plazo debido a procesos de consolidación (ΔS_5), siendo la suma de todos ellos, el asiento total o a largo plazo ($S_{\text{total}} = \Delta S_1 + \Delta S_2 + \Delta S_3 + \Delta S_4 + \Delta S_5$), ver Figura 4.1. Veremos que esta última componente de asiento no siempre es fácil de identificar y en muchas ocasiones es inexistente, produciéndose el asiento máximo pocos metros después del paso de la tuneladora ($S_{\text{corto plazo}}$).

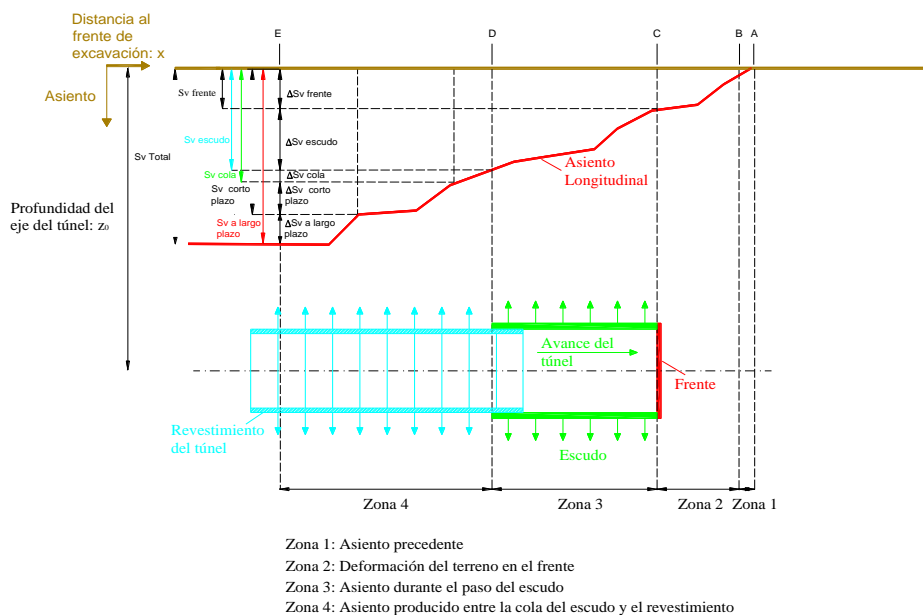


Figura 4.1 Componentes de asiento debidas a la excavación con tuneladora EPB modificado de (Wongsaroj et al., 2006)

Con el fin de entender cualitativamente las componentes de un perfil de asiento del terreno, en la Figura 4.2 se muestra la variación del asiento vertical del terreno en función de la distancia al frente de excavación en un punto de la superficie por encima de la clave del túnel. Estas medidas de asiento son medidas reales en un punto del terreno debidas a la excavación de la Línea 9. La magnitud de los desplazamientos es pequeña, pero la frecuencia de registro de medida de los hitos de nivelación es suficiente para identificar una serie de fases intermedias, resultado de las diferentes respuestas individuales del proceso de excavación con tuneladora anteriormente mencionadas y que veremos a continuación.

Por regla general, a lo largo del Tramo 1 estudiado, los movimientos del terreno en la superficie empiezan a producirse cuando la distancia entre la máquina tuneladora y la sección monitorizada es menor de unos 50 m, como se muestra de la Figura 4.2 a la Figura 4.5. Además, en varios puntos del trazado, veremos que la superficie del terreno muestra pequeños levantamientos en estos metros próximos al frente de excavación. El máximo levantamiento registrado en nuestro caso ha sido de +3.2 mm (ΔS_{frente}). El levantamiento poco antes del frente de excavación disminuye hasta pasar a valores de asentamiento en la mayor parte de los casos. Durante el paso del escudo por la sección monitorizada se ha observado en muchos de los casos estudiados que durante estos 10 metros de longitud de la zona del escudo el asiento disminuye o se estabiliza con la inyección en la zona del escudo, para posteriormente seguir aumentando, ejemplos de ellos se pueden observar en la Figura 4.4 y Figura 4.5. Después del paso del escudo por la sección monitorizada, aproximadamente 10-20 m, el movimiento en la superficie del terreno vuelve a ralentizarse con la inyección en la parte posterior del escudo. Alcanzados los 100 – 150 m posteriores al paso de la máquina tuneladora por la sección monitorizada, el asiento en superficie se estabiliza parcialmente ($S_{a\ corto\ plazo}$) y finalmente alrededor de los 300 – 500 m después del paso de la máquina, el asiento en superficie ya

se puede considerar como asiento final ($S_{\text{a largo plazo}}$), ya que se puede considerar que ha acabado el asiento debido al proceso de consolidación. La suma de todas las componentes de asiento es el asiento total (S_{total}) ver Figura 4.2 y Figura 4.5.

En nuestro caso, se ha observado que la mayoría de los asientos ocurren mientras la rueda de corte se encuentra aproximadamente entre unos -50m por delante de la sección monitorizada y unos +100 m por detrás del paso de la sección y que los asientos en superficie pasados más de 100 m de la sección monitorizada son relativamente pequeños.

En definitiva, se definen las siguientes componentes de asiento:

ΔS_{frente} : Movimiento en la superficie del terreno producido en las proximidades del frente de excavación

ΔS_{escudo} : Movimiento en la superficie del terreno producido durante el paso del escudo

ΔS_{cola} : Movimiento en la superficie del terreno producido metros después del paso del escudo

$\Delta S_{\text{a corto plazo}}$: Movimiento en la superficie del terreno producido hasta estabilización del movimiento

$\Delta S_{\text{a largo plazo}}$: Movimiento en la superficie del terreno producido hasta la estabilización completa del movimiento

S_{total} : Suma de todas las componentes de asiento

A continuación, se muestran en un ejemplo todas las diferentes fases de asiento descritas:

- A medida que la tuneladora se acerca a la sección estudiada de referencia, aproximadamente $y = -50$ metros por delante del frente de excavación, los asientos acontecidos en la superficie se ven reducidos y algunos de los casos estudiados se producen pequeños levantamientos justo antes del paso de la EPB, debido a la presión aplicada por la máquina tuneladora en el frente de excavación. Estos pequeños levantamientos del terreno están relacionados con un valor de la presión en la cámara de tierras algo superior a la presión pre-existente en el terreno in situ que provocan pequeños levantamientos antes de paso de la EPB por la sección de estudio. En caso contrario, encontramos asentamientos en puntos donde la máquina tuneladora se encontró parada metros antes de la sección estudiada, aunque estas paradas no sean excesivamente prolongadas en el tiempo, se han relacionado con un valor inferior en la presión en el frente. Esta disminución de la presión en el frente ocasiona asientos mayores en superficie, como es el caso que se presenta en la Figura 4.2, un mejor detalle se puede observar en la Figura 4.4. El valor del levantamiento máximo alcanzando en el terreno, en este caso es de $S_v = 0.8\text{mm}$ a una distancia de $y = -15$ m. A tan solo $y = -2.32$ m del frente de la tuneladora, se produce una pequeña parada de la máquina tuneladora, que se traduce en una variación en el valor de asiento de $\Delta S_v =$

$1.2\text{mm}=\Delta S_{\text{frente}}$, produciéndose asentamientos en el frente de excavación (Figura 4.5). La influencia de la presión en el frente con respecto a los movimientos en la superficie se verá con más detalle en el apartado 4.5.

- La segunda fase corresponde a la zona del escudo. El movimiento del terreno al final de los 11 metros correspondientes a la rueda de corte y el escudo es de $S_v= 1.5 \text{ mm}$ y el $\Delta S_v= 1.1 \text{ mm}=\Delta S_{\text{escudo}}$. En esta zona, en la que se ha considerado que afecta aproximadamente a unos 10 m por detrás de la rueda de corte, el efecto de la presión en el frente de excavación disminuye a medida que la máquina tuneladora avanza y los pequeños levantamientos debidos a esta presión de frente también disminuyen, hasta convertirse en la mayoría de los casos en valores de asiento. Pasado este efecto de la presión de frente, en todos los casos observados de túneles excavados con máquina EPB, en diferentes zonas del mundo, el asiento siempre va aumentando en la zona de paso del escudo y no es hasta la inyección del mortero de cola que se producen pequeños levantamientos que disminuyen el valor del asiento registrado.

En el caso de la Línea 9 de Barcelona, como se refirió en el Capítulo 3, las máquinas tuneladoras además de la inyección en la cola del escudo, disponen también, de 7 puntos de inyección de bentonita alrededor del escudo para paliar los asentamientos en esta zona. Una vez realizado un estudio en profundidad en estos primeros metros pertenecientes a la zona del escudo en 61 perfiles de asiento, se ha observado cómo el asiento disminuye o a lo sumo permanece estable (Figura 4.4). Este hecho es propio, a la vez que novedoso, de las máquinas tuneladoras empleadas para la construcción de la Línea 9 y permite corroborar la eficacia en la disminución o por lo menos en la estabilización del asiento durante la construcción del anillo de sostenimiento.

En la Figura 4.4, se muestra un ejemplo, del asiento vertical (S_v) en milímetros versus distancia al frente de excavación en metros (y). En este caso, se muestran los -50 metros anteriores al paso de la EPB y los +50m pasados la máquina tuneladora, además también se detalla el tiempo empleado en el proceso de excavación de estos 100 metros a posteriori del paso de la máquina tuneladora.

Vemos que, en la zona del escudo, en $y=+2.15 \text{ m}$ de frente de excavación, el asiento tiene un valor de $S_v=-0.5 \text{ mm}$. Durante el paso del escudo, el valor del movimiento vertical pasa a tener un valor de $S_v=+0.2 \text{ mm}$. La variación de movimiento ha sido de $\Delta S_v= +0.7 \text{ mm}$. Por lo tanto, la disminución de asiento ha sido de 0.5 mm , a los cuales, se ha añadido un pequeño levantamiento de 0.2 mm , provocado por la inyección de bentonita alrededor de la zona del

escudo. Posteriormente, el asiento vuelve a aumentar hasta alcanzar el valor de $S_v = -1.5$ mm. Esta variación se ha observado en todas aquellas secciones estudiadas que se dispone de información de asiento en estos primeros metros del paso de la rueda de corte. En la Figura 4.5, se presentan varios ejemplos, en diferentes subtramos que conforman el Tramo 1 estudiado. En todos los casos, el valor del asiento en el terreno disminuye o se estabiliza.

- La tercera fase de asiento corresponde al asiento ocurrido en la cola del escudo. En esta zona se produce una relajación de las tensiones del terreno debidas al espacio existente entre cola del escudo y el anillo de sostenimiento ya colocado y el propio terreno excavado, que podría relacionarse a priori con un mayor asiento en superficie. Esta zona, se ha considerado que afecta aproximadamente hasta unos 10 m por detrás de la zona del escudo. En la actualidad, en la mayoría de los casos, el asiento se ve atenuado mediante la inyección de mortero de cola desde la parte trasera del escudo.

En el caso de los terrenos atravesados en cuestión, al igual que en el proceso de excavación de las arcillas de Londres (Standing, 2013) y la excavación del metro de Toulouse (Emeriault, F. et al., 2005), se han podido observar pequeños levantamientos en el instante de inyección de mortero, que atenúan el asiento del terreno en estos metros aún próximos al frente. En el caso mostrado de la Figura 4.4, el asiento en los 10 m posteriores al escudo de la máquina ha sido de $S_{cola} = -2.1$ mm con un aumento de $\Delta S_{cola} = 0.6$ mm respecto al asiento en la zona del escudo.

- La cuarta fase corresponde, a los movimientos del terreno considerados una vez la tuneladora ya ha pasado. En esta zona no existe ningún mecanismo de mitigación de la máquina tuneladora como los hasta ahora mencionados (presiones y volúmenes de inyección). Es en esta zona donde se produce el mayor asiento del terreno hasta el momento.

Una vez analizados los datos de movimientos en el terreno en superficie se ha concluido, como que en la mayoría de los casos este asiento se estabiliza en los primeros 100 metros de distancia al frente de excavación, aunque oscila entre (80 m y 600 m). A este asiento se le ha llamado: asiento a corto plazo ($S_{a \text{ corto plazo}}$). En el ejemplo propuesto (Figura 4.2), el asiento a corto plazo es de $S_{a \text{ corto plazo}} = -4.8$ mm, $\Delta S_{a \text{ corto plazo}} = 2.7$ mm.

- La última fase de asiento corresponde a los movimientos debidos a largo plazo, ya que se puede considerar que ha acabado el asiento debido al proceso de consolidación. Esta última fase no se ha podido apreciar en muchas de las secciones longitudinales estudiadas, ya que el terreno a una distancia de $y=100$ alcanza su asiento máximo en muchos de los casos. En el ejemplo de la Figura 4.2, se observa un movimiento a largo plazo diferenciado del movimiento a corto

plazo, en este caso el asiento debido a los movimientos del terreno al largo plazo es de $\Delta S_{a \text{ largo plazo}} = 1.2 \text{ mm}$.

- Por último, la suma de las cinco componentes de asiento constituye lo que llamaremos asiento total (S_{total}).

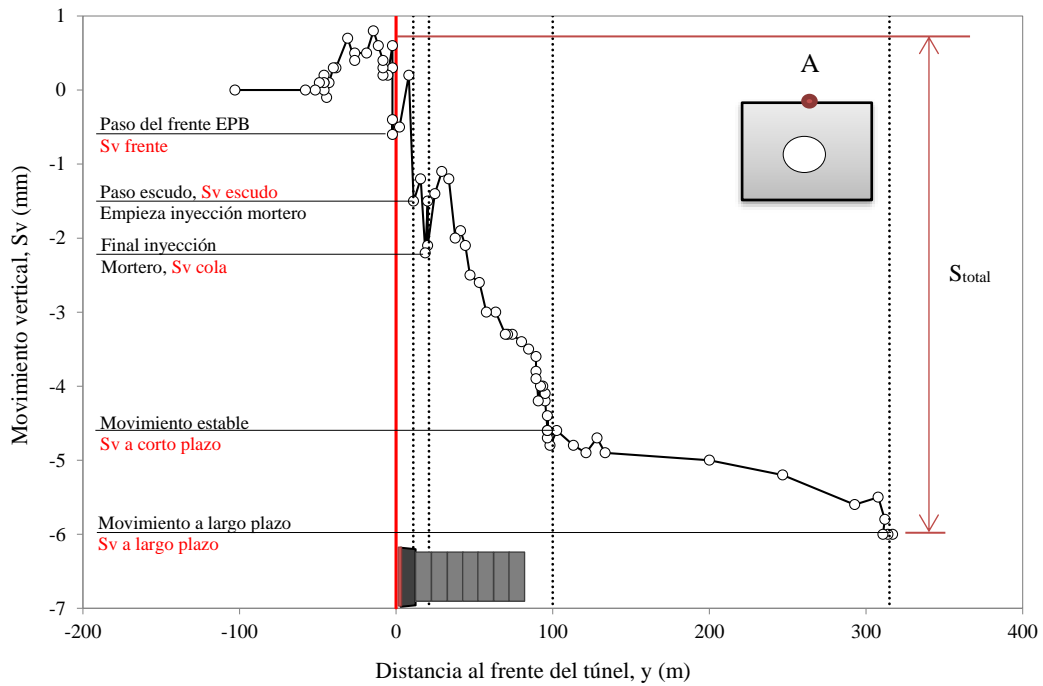


Figura 4.2 Movimiento vertical del terreno en función de la distancia al frente de excavación en el PK 4+174 (3945 metros excavados) y sus componentes de asiento

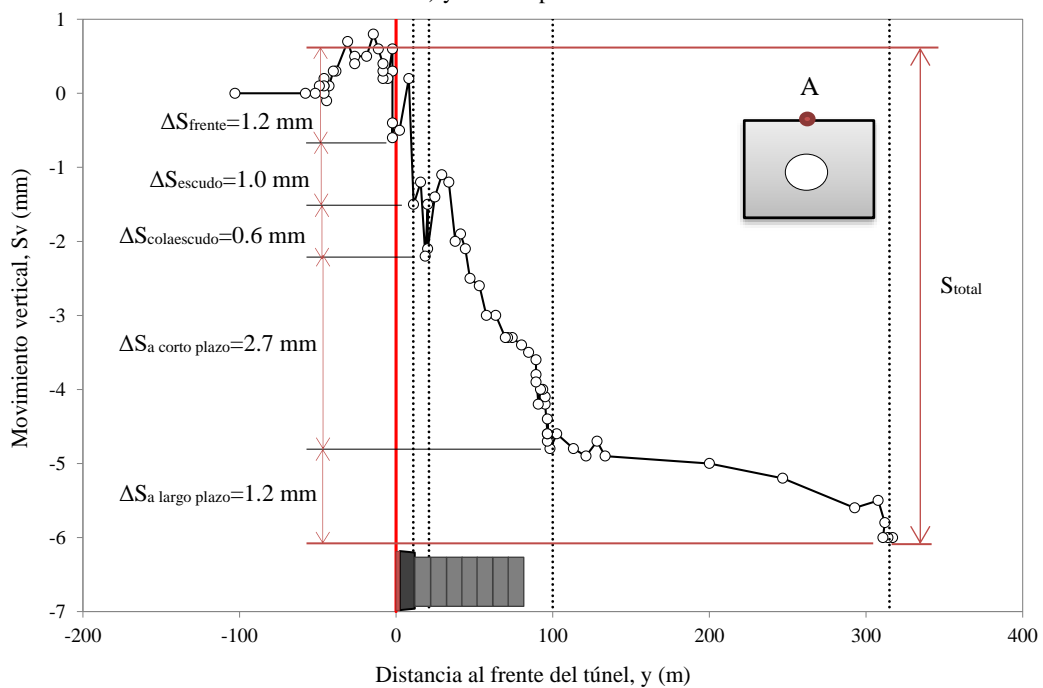


Figura 4.3 Movimiento vertical del terreno en función de la distancia al frente de excavación en el PK 4+174 (3945 metros excavados) y el valor de cada una de sus componentes de asiento

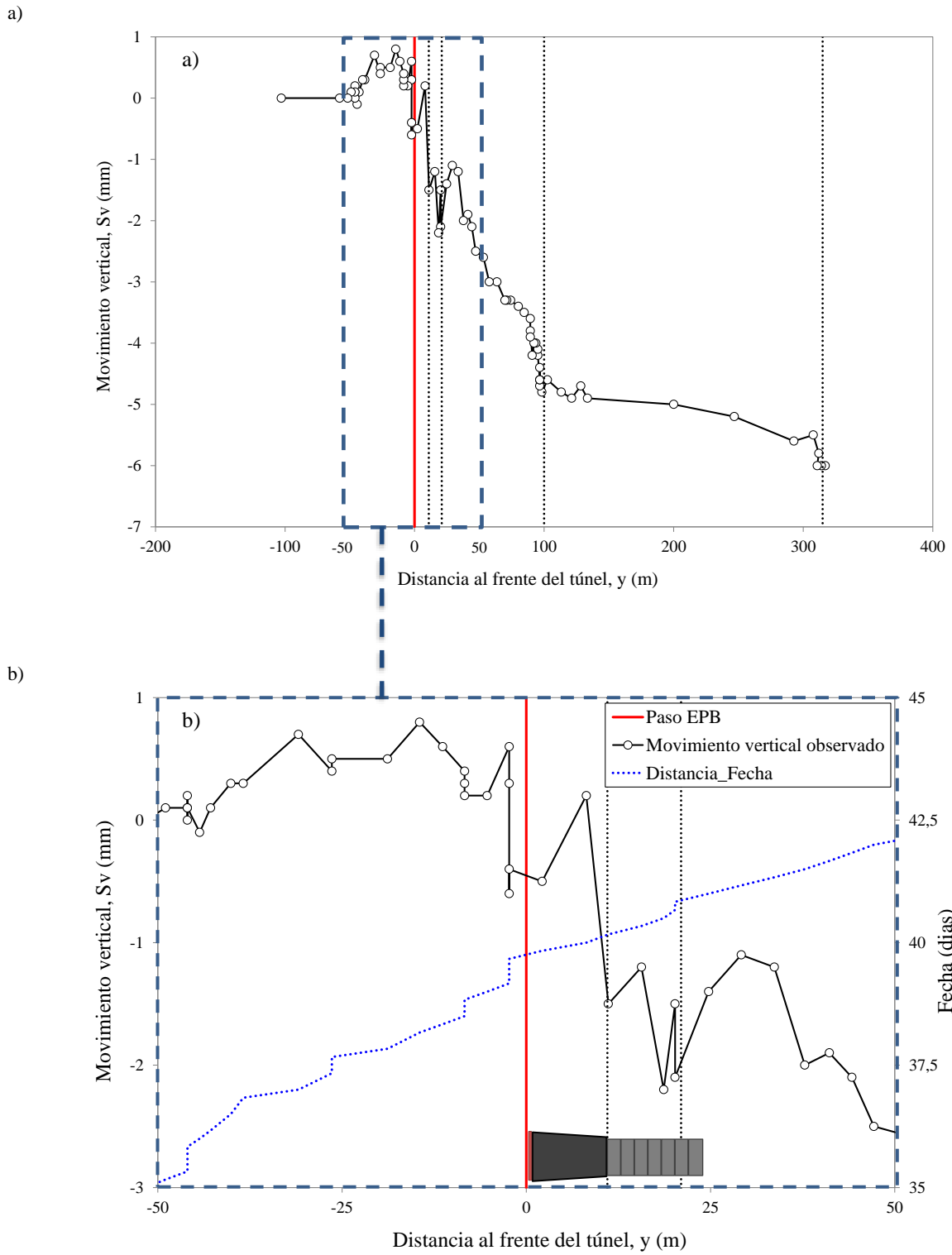
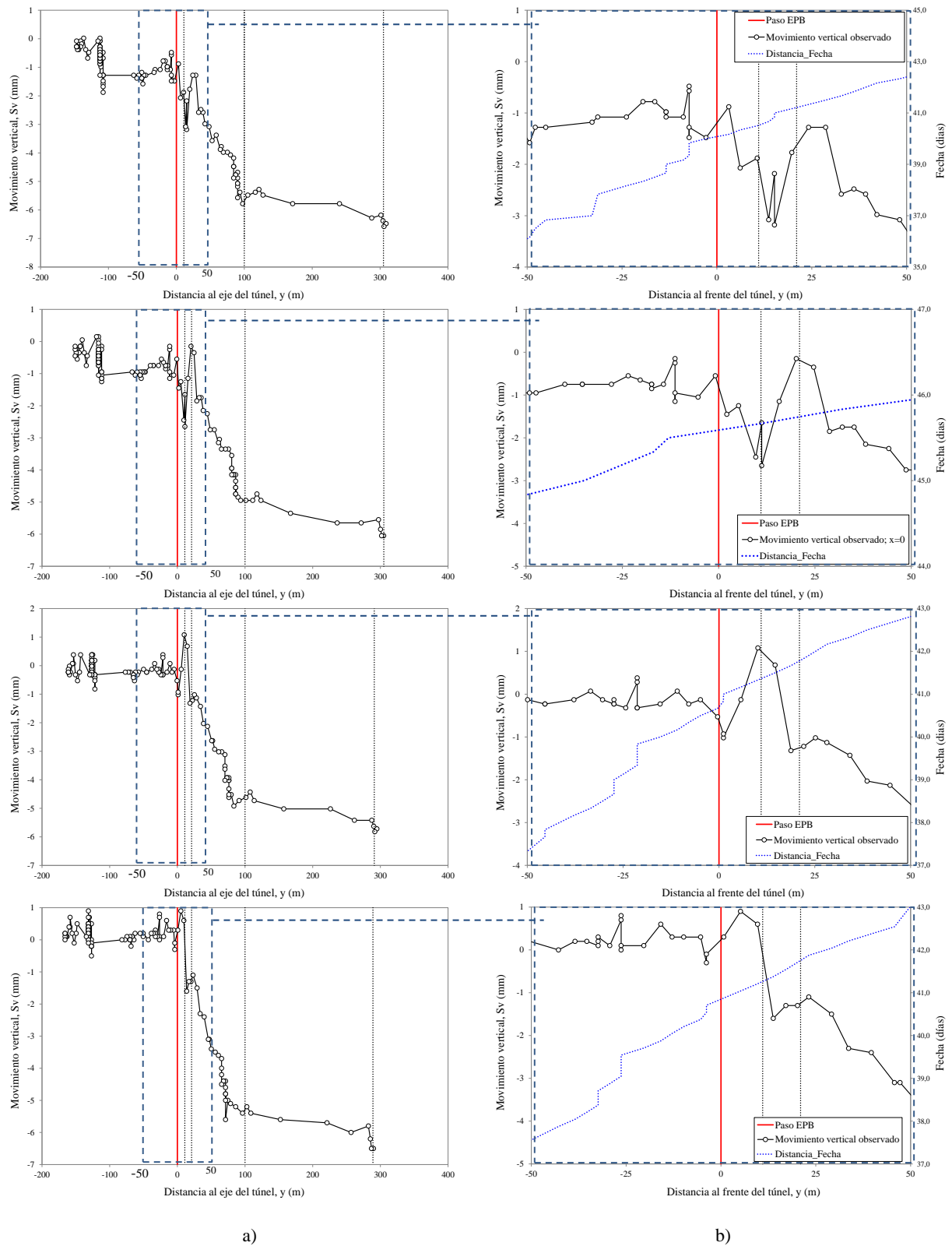


Figura 4.4 Movimiento vertical del terreno en función de la distancia al frente de excavación en el PK 4+174 (3945 metros excavados) a) todo el registro de valores b) registro de valores en el intervalo (-50 m; +50 m)



a)

b)

Figura 4.5 Movimiento vertical del terreno en función de la distancia al frente de excavación de varias secciones estudiadas
 a) Todo el registro de valores b) Registro de valores en el intervalo (-50 m +50 m)

4.2.2 Movimiento del terreno en el Tramo de estudio

Generalmente, la proporción de asientos generados hasta el paso de la EPB, en del frente de excavación (S_{frente}) se estima entre un 0.1-0.4 veces el asiento máximo (Wongsaroj. A. et al., 2006).

En la Figura 4.6 y Figura 4.7, se muestran los asientos medidos hasta el frente de excavación y el asiento total, a lo largo de la traza del túnel en el Tramo 1 de la Línea 9 del metro de Barcelona. El asiento en el frente de excavación (S_{frente}) no supera los -5 mm en la mayoría de los casos. Aunque existen algunos puntos en concreto donde esta medida se ve claramente superada, como se muestra en la Figura 4.6. Todos estos puntos con un valor mayor de asiento los llamaremos puntos singulares del trazado y a excepción de uno de ellos, todos ellos son debidos a problemas constructivos que serán descritos en más detalle en el apartado 4.6 de este Capítulo.

En el caso, del asiento total (S_{total}) producido por el proceso de la excavación (Figura 4.7), los mismos puntos con mayores asientos en el frente de excavación dan lugar también a asientos mayores totales tiempo después del paso de la máquina tuneladora. Además, de estos puntos ya conocidos, se añaden algunos más, debidos a problemas de impermeabilización en algunos de los pozos de mantenimiento o errores de inyección de mortero de cola en la cola del escudo (S_{cola}), todos ellos se describirán en el apartado 4.6 de este Capítulo.

Una vez graficado el asiento vertical en superficie a lo largo de todo el Tramo 1 de la Línea 9 de metro, se observa que el asiento en el frente de excavación (S_{frente}) corresponde al 10% con respecto al asiento total (S_{total}) (valores de la Figura 4.6 en función de los valores de la Figura 4.7), valor que se enmarca en el rango inferior propuesto por Wongsaroj et al. (2006). Además, ocasionalmente en algunos puntos del trazado, la llegada del frente de excavación causó pequeños levantamientos como hemos comentado anteriormente que disminuyen este valor a medida que la tuneladora avanza.

Por último, se compara en la Tabla 4.1 los datos del asiento en el frente de excavación medidos respecto al asiento máximo para el caso de la Jubilee Line y la extensión de Lewisham de Londres publicados por Wongsaroj et al., (2006). En la misma Tabla también se presentan los datos de la Línea 9, se muestra el asiento una vez superado la cola del escudo (S_{cola}) y el asiento a corto plazo ($S_{\text{a corto plazo}}$) respecto al asiento total (S_{total}) (datos medios). Se observa que el valor del asiento en el frente de excavación en el caso de la Línea 9 es inferior respecto a los casos de la Jubilee Line de Londres excavados con escudo de frente abierto (Dimmock, 2003) y la extensión de Lewisham en la línea de tren ligero de Docklands al este de Londres excavado con escudo cerrado de lodo (slurry shield) (Sugiyama T. et al., 1999).

Referencia	S_{frente}/S_{max}	S_{cola}/S_{total}	$S_a \text{ cortoplazo}/S_{total}$
Datos de la Línea 9	0.10	0.37	0.83
Jubilee Line (London) Dimmock (2003) (escudo abierto)	0.25	-	-
Sugiyama et al. (1999) (slurry shield)	0.14	-	-

Tabla 4.1 Datos publicados de la proporción de asientos en el frente de excavación respecto el asiento máximo (modificado de Wongsaroj et al., 2006)

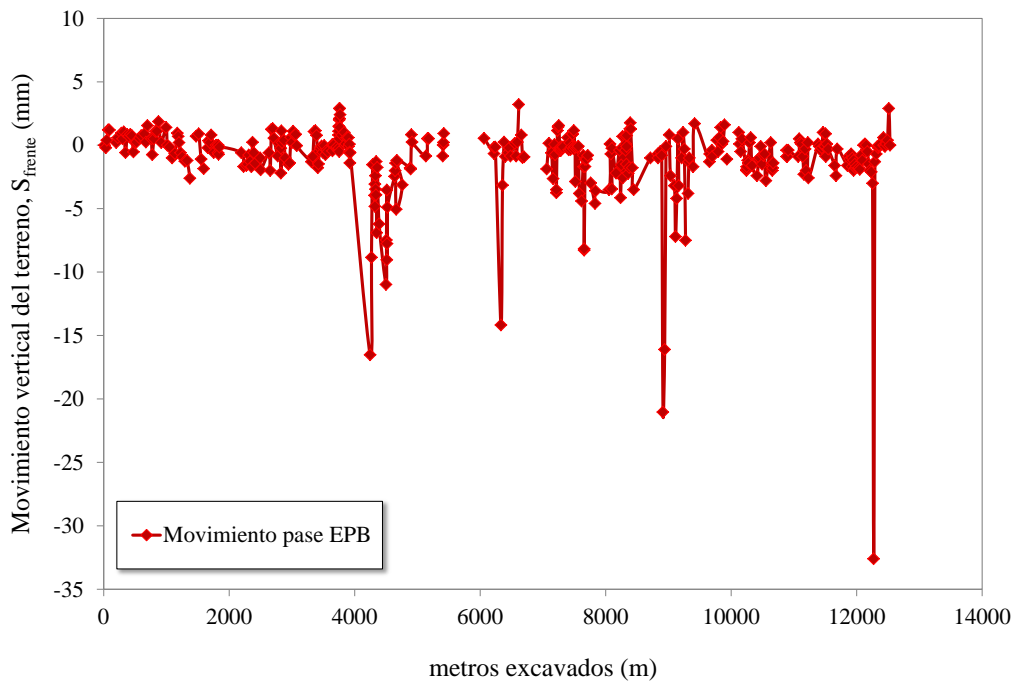


Figura 4.6 Asiento vertical en la superficie del terreno durante el pase de la tuneladora a lo largo del trazado T1

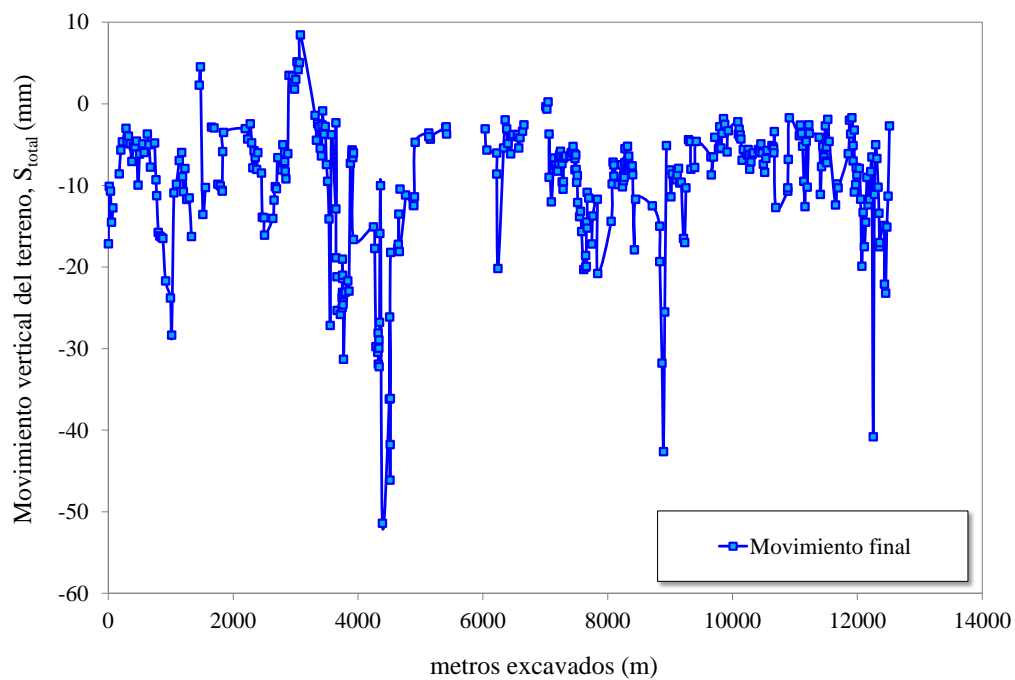


Figura 4.7 Asiento vertical en la superficie del terreno durante el pase de la tuneladora a lo largo del trazado T1

La proporción del asiento en el escudo S_{escudo} con respecto al S_{total} varía durante todo el trazado. Como hemos visto en apartado 4.2.1, la inyección de bentonita alrededor del escudo frena el movimiento vertical en superficie del terreno, pero esta inyección de bentonita no siempre es constante y su eficiencia puede verse alterada debido a diversos factores como: obturaciones de las líneas de inyección, retrasos en el suministro y/o la velocidad de avance de la máquina tuneladora entre otras causas. En el apartado 4.5 veremos cómo varios de los parámetros de control de la máquina tuneladora pueden influir en mayor o menor medida, en los movimientos en el terreno.

En la Figura 4.8, a modo de ejemplo se muestran 2.5 Km de excavación en función de los litros de inyección de bentonita medios y la velocidad de avance media (mm/min) de la máquina tuneladora. La inyección de bentonita alrededor del escudo se realiza cuando la máquina está en funcionamiento y la presión de trabajo en la clave del frente de excavación es inferior al 70% de la presión total (P_1) impuesta en la rueda de corte ($P_{\text{clave}} > 0.70 P_1$). Para intervalos de avance menores, la inyección de bentonita también es menor (círculos de trazo discontinuos en la Figura 4.10). En caso contrario, marcado con círculos de trazo continuo, cuando la tuneladora avanza la inyección de bentonita se mantiene lo más constante posible, de aquí su éxito en el control de asientos en superficie. En la Figura que se presenta se observa como la inyección de bentonita fue muy regular como hemos comentado oscilando entre un rango algo superior a los 1700 litros hasta 1250 litros por anillo instalado, pero a lo largo del Tramo 1 estudiado, no siempre fue así, como se pudo observar en Capítulo 3 (Figura 3.69). Habitualmente en los tramos de avance de la máquina a lo largo del Tramo 1, no ha sido siempre tan regular, y la inyección de bentonita ha ido disminuyendo desde 2000 litros por anillo a alrededor de 1250 litros por anillo de media.

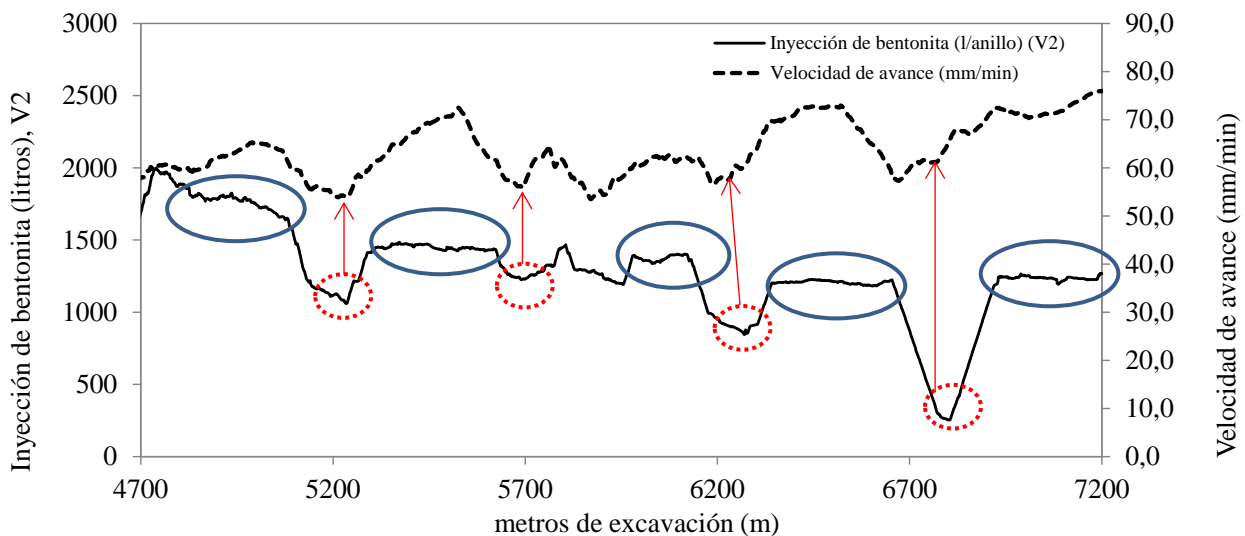


Figura 4.8 Inyección de bentonita en litros y velocidad de avance en mm/min en función de los metros de excavación

Según Wongsaroj et al., (2006) el asiento producido en la cola del escudo (S_{cola}) equivale al 40-50% del asiento total (S_{total}). En el caso de los asientos recogidos en la Línea 9, de las 86 secciones estudiadas en esta tesis, de las cuales se dispone de datos de asiento en la zona del escudo y/o en la cola del escudo, la mayor proporción de asientos ocurre también en la cola del escudo (S_{cola}). Esto es debido a que en esa zona se produce el cierre del gap (espacio entre el diámetro exterior de la cola del escudo de la tuneladora y el terreno excavado), estos asientos en la cola del escudo representan un valor medio de 37.23% respecto del asiento total (S_{total}) para el caso de la Línea 9 muy cercano al porcentaje de Wongsaroj en 2006. Además, este asiento sigue aumentando hasta aproximadamente 100-300 m pasado el frente de excavación y se identifica en nuestro caso como asiento a corto plazo ($S_{a\ corto\ plazo}$). En este caso, el asiento a corto plazo alcanza el 100% respecto al asiento total (S_{total}) en muchos casos, con un valor medio de 83.5 %. En la Tabla 4.2 se resumen todos los datos de las cinco componentes de asiento (S_{frente} , S_{cola} , $S_{a\ corto\ plazo}$, $S_{a\ largo\ plazo}$, S_{total}) diferenciadas para cada hito de nivelación en superficie instalado. En la Tabla se observan espacios vacíos, esto es debido a que no se dispone de valor de lectura de la instrumentación y, por lo tanto, no se puede obtener el valor de la componente de asiento.

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H ₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1D00260E000HN007W	0	260	14	6.0	10.7	5.35				-17.15	-17.15	-17.15
T1D00280E000HN007W	0	280	34	7.0	11.7	5.85	-0.20			-10.10	-10.10	-10.10
T1D00297E000HN007W	0	297	51	7.2	11.9	5.95	0.40			-10.30	-10.30	-9.90
T1D00320E000HN007W	0.58	320	74	8.1	12.8	6.40	1.20			-13.30	-13.30	-12.10
T1D00340E000HN007W	0	340	94	9.0	13.7	6.85	1.20			-11.55	-11.55	-10.35
T1D00445R033HN007W	3.31	445	199	10.3	15.0	7.50	0.20			-8.39	-8.39	-8.19
T1D00470R108HN007W	10.81	470	224	10.5	15.2	7.60	0.60			-5.05	-5.05	-4.45
T1D00528R144HN007W	14.44	528	282	11.0	15.7	7.85	0.95			-3.70	-3.70	-2.75
T1D00549R141HN007W	13.97	549	303	11.1	15.8	7.90	0.50			-2.50	-2.50	-2.00
T1D00568R115HN007W	11.93	568	322	11.2	15.9	7.95	1.05			-3.65	-3.65	-2.60
T1D00595R106HN007W	10.54	595	349	11.5	16.2	8.10	-0.58	-0.50		-3.95	-3.95	-3.95
T1D00621R101HN007W	10.18	621	375	11.8	16.5	8.25	0.84			-4.05	-4.05	-3.21
T1D00646R102HN007W	10.18	646	400	12.0	16.7	8.35	0.70			-6.35	-6.35	-5.65
T1D00671R102HN007W	10.24	671	425	12.0	16.7	8.35	0.85			-4.35	-4.35	-3.50
T1D00696R100HN007W	10.20	696	450	12.0	16.7	8.35	0.75	1.05		-4.50	-4.50	-3.75
T1D00721R102HN007W	10.21	721	475	12.0	16.7	8.35	-0.53	0.85		-4.55	-4.55	-4.55
T1D00746R103HN007W	10.31	746	500	11.9	16.6	8.30	0.20			-9.75	-9.75	-9.95
T1D00771R102HN007W	10.23	771	525	11.8	16.5	8.25	0.25			-5.05	-5.90	-6.15
T1D00821R102HN007W	10.27	821	575	12.2	16.9	8.45	0.55			-4.35	-4.35	-4.90
T1D00846R103HN007W	10.34	846	600	12.2	16.9	8.45	0.75	1.05		-5.20	-5.20	-5.95
T1D00895R109HN007W	11.04	895	649	13.0	17.7	8.85	0.90	1.90		-2.80	-2.80	-3.70
T1D00920R106HN007W	10.58	920	674	13.2	17.9	8.95	0.25	1.45		-4.75	-4.75	-5.00
T1D00945R107HN007W	10.75	945	699	13.0	17.7	8.85	1.55			-6.20	-6.20	-7.75
T1D01008R082HN007W	8.24	1008	762	12.1	16.8	8.40	0.50			-4.30	-4.30	-4.80

Tabla 4.2 Valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H ₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1D01021R076HN007W	7.39	1021	775	13.6	18.3	9.15	-0.75			-9.30	-9.30	-9.30
T1D01046R044HN007W	4.36	1046	800	14.2	18.9	9.45	0.50	-0.50		-10.75	-10.75	-11.25
T1D01071E000HN007W	-0.21	1071	825	14.5	19.2	9.6	1.10	-1.03		-14.65	-14.65	-15.75
T1D01095L059HN007W	-5.97	1095	849	14	18.7	9.35	1.10			-13.70	-15.10	-16.20
T1D01119L141HN007W	-14.3	1119	873	14.8	19.5	9.75	1.86			-11.85	-14.50	-16.36
T1D01163L086HI007W	-8.62	1163	917	14.5	19.2	9.6	0.20		0.70	-14.00	-16.30	-16.50
T1D01240E000HN007W	-0.17	1240	994	14	18.7	9.35	1.40				-20.30	-21.70
T1D01260E000HN007W	-0.05	1260	1014	14	18.7	9.35	0.00		1.10	-17.15	-23.80	-23.80
T1D01297L011HN007W	-1.12	1297	1051	14	18.7	9.35	-0.15	-0.50			-28.35	-28.35
T1D01337R039HN007W	3.82	1337	1091	14	18.7	9.35	-1.00				-10.90	-10.90
T1D01382R013HN007W	1.34	1382	1136	13.6	18.3	9.15	-0.65	1.00	0.00		-9.20	-9.20
T1D01420E000HN007W	-0.13	1420	1174	1	5.7	2.85	0.95				-6.00	-6.95
T1D01434R040HN007W	4.03	1434	1188	16.5	21.2	10.6	0.70				-5.25	-4.55
T1D01448L032HN007W	-3.24	1448	1202	16.5	21.2	10.6	0.21			7.70	-8.70	-8.91
T1D01472E000HN007W	-0.73	1472	1226	13.9	18.6	9.3	-0.60				-10.15	-10.15
T1D01500R075HN007W	7.5	1500	1254	13.3	18	9.00	-0.92				-7.00	-7.00
T1D01541R030HN007W	2.9	1541	1295	13.2	17.9	8.95	-1.26				-10.45	-10.45
T1D01577R010HN007W	1.08	1577	1331	13.3	18	9.00	-1.21				-10.32	-10.32
T1D01620E000HN007W	-0.49	1620	1374	13.1	17.8	8.9	-2.60				-13.65	-13.65
T1D01720E000HN007W	0.35	1720	1474	12.5	17.2	8.6	0.70				3.00	3.70
T1D01760E000HN007W	0	1760	1514	12.5	17.2	8.6	0.90				5.45	6.35
T1D01800E000HN007W	0	1800	1554	12	16.7	8.35	-1.10			-11.70	-13.55	-13.55
T1D01840E000HN007W	-0.17	1840	1594	13	17.7	8.85	-1.85	-1.45		-8.80	-10.25	-10.25
T1D01907E000HN007W	-0.23	1907	1661	12.2	16.9	8.45	-0.20				-2.85	-2.85

Tabla 4.2 Continuación de los valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H ₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1D01960E000HN007W	0	1960	1714	12.4	17.1	8.55	0.80				-2.15	-2.95
T1D02040E000HN007W	0	2040	1794	12.5	17.2	8.6	0.00	0.50		-9.05	-9.85	-9.85
T1D02068L057HN007W	-5.63	2068	1822	15	19.7	9.85	-0.60			-5.15	-10.03	-10.03
T1D02071L063HN007W	-6.23	2071	1825	15	19.7	9.85	0.00	-0.80		-9.40	-10.60	-10.60
T1D02078R024HN007W	2.47	2078	1832	15	19.7	9.85	-0.72				-10.70	-10.70
T1D02090R042HN007W	5.61	2090	1844	14	18.7	9.35	-0.15				-5.85	-5.85
T1D02390E000HN007W	0	2390	2144	11	15.7	7.85	-0.58	0.12		-8.08	-8.08	-8.08
T1D02440L004HN007W	0.46	2440	2194	13.1	17.8	8.9	-0.60				-3.50	-3.50
T1D02477L005HN007W	0.49	2477	2231	14.4	19.1	9.55	-1.68				-3.03	-3.03
T1D02520R020HN007W	-1.99	2520	2274	15.8	20.5	10.25	-1.60				-4.30	-4.30
T1D02540R020HN007W	2.17	2540	2294	16	20.7	10.35	-1.50		-0.40		-2.45	-2.45
T1D02560R012HN007W	1.27	2560	2314	16.2	20.9	10.45	-0.78				-4.78	-4.78
T1D02580E000HN007W	0	2580	2334	16.7	21.4	10.7	-1.28	-2.32			-7.83	-7.83
T1D02600E000HN007W	0	2600	2354	16.8	21.5	10.75	-1.70			-4.85	-5.75	-5.75
T1D02620E000HN007W	0	2620	2374	17	21.7	10.85	0.23			-4.72	-6.37	-6.60
T1D02640E000HN007W	0	2640	2394	17	21.7	10.85	-0.60				-8.03	-8.03
T1D02661E000HN007W	0	2661	2415	17	21.7	10.85	-1.43			-3.77	-5.97	-5.97
T1D02712R028HN007W	2.96	2712	2466	17	21.7	10.85					-8.48	-8.48
T1D02740L032HN007W	-3.26	2740	2494	17	21.7	10.85	-1.00			-10.80	-13.90	-13.90
T1D02749E000HI007W	-3.26	2749	2503	17	21.7	10.85	-1.95	-3.85	-5.30	-11.55	-14.30	-14.30
T1D02880E000HN007W	0	2880	2634	17	21.7	10.85	-0.60		-2.50	-16.10	-16.10	-16.10
T1D02900E000HN007W	0	2900	2654	17	21.7	10.85	-2.00	-2.55	-4.55	-14.05	-14.05	-14.05
T1D02920E000HN007W	0	2920	2674	17	21.7	10.85	1.25	0.10		-7.45	-10.55	-11.80
T1D02940E000HN007W	0	2940	2694	17	21.7	10.85	1.30			-5.90	-8.85	-10.15

Tabla 4.2 Continuación de los valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H ₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1D02960E000HN007W	0	2960	2714	17	21.7	10.85	0.56	1.55		-7.00	-9.85	-10.41
T1D03021E000HN007W	0.13	3021	2775	16.5	21.2	10.6	-0.85	-0.25		-6.10	-6.60	-6.60
T1D03040E000HN007W	0.54	3040	2794	16	20.7	10.35	0.15		-1.65	-6.75	-7.95	-8.10
T1D03071L060HN007W	-0.11	3071	2825	15	19.7	9.85	-2.20		-1.30	-5.95	-5.95	-5.95
T1D03071R014HN007W	1.38	3071	2825	15	19.7	9.85	-0.25		0.50	-5.00	-5.00	-5.00
T1D03080E000HN007W	0	3080	2834	14.5	19.2	9.6	1.13	-0.45	0.15	-4.20	-5.95	-7.08
T1D03090R015HN007W	1.53	3090	2844	14.1	18.8	9.4	0.20				-8.05	-8.25
T1D03120E000HN007W	-0.05	3120	2874	13.5	18.2	9.1	0.40				-8.80	-9.20
T1D03140E000HN007W	0.18	3140	2894	12	16.7	8.35	-1.00				-6.10	-6.10
T1D03193R043HN007W	4.27	3193	2947	10	14.7	7.35	-1.50				2.00	2.00
T1D03210R040HN007W	4.15	3210	2964	9	13.7	6.85	-1.40				2.00	2.00
T1D03230R040HN007W	4.03	3230	2984	8.5	13.2	6.6	0.61				2.00	2.00
T1D03248R040HN007W	4.03	3248	3002	7.6	12.3	6.15	0.20				2.00	2.00
T1D03267R040HN007W	4	3267	3021	7	11.7	5.85	1.09				4.20	4.20
T1D03288R040HN007W	4.2	3288	3042	6	10.7	5.35	0.80		0.45		5.95	5.95
T1D03306R038HN007W	3.85	3306	3060	5.8	10.5	5.25	0.85		1.15	4.40	5.05	5.05
T1D03324R041HN007W	4.33	3324	3078	5.1	9.8	4.9	-0.04		0.04	3.00	5.05	5.05
T1D03557E000HN007W	0.11	3557	3311	6	10.7	5.35	-1.30	0.30	-1.70	-5.65	-8.45	-8.45
T1D03580E000HN007W	-0.09	3580	3334	8.5	13.2	6.6	-0.90	-1.45		-1.30	-0.55	-0.55
T1D03600E000HN007W	-0.23	3600	3354	8.2	12.9	6.45	1.07	-2.43	-5.88	-4.98	-3.38	-4.45
T1D03620E000HN007W	-0.2	3620	3374	9	13.7	6.85	1.14			-2.06	-1.31	-2.45
T1D03640E000HN007W	-0.08	3640	3394	10	14.7	7.35	0.78		-0.47	-2.02	-2.02	-2.80
T1D03660E000HN007W	0	3660	3414	10.7	15.4	7.7	-1.78	-0.99		-5.44	-5.44	-5.44
T1D03680E000HN007W	-0.12	3680	3434	10.2	14.9	7.45	-0.48	-1.53	-0.68	-1.53	-2.58	-2.58

Tabla 4.2 Continuación de los valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H ₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1D03700E000HN007W	-0.15	3700	3454	11.2	15.9	7.95	-0.25				-0.85	-0.85
T1D03720E000HN007W	-0.17	3720	3474	12.2	16.9	8.45	-0.07			-2.97	-3.72	-3.72
T1D03740E000HN007W	0	3740	3494	13.2	17.9	8.95	-0.56		-1.71	-2.26	-2.76	-2.76
T1D03760E000HN007W	-0.14	3760	3514	14	18.7	9.35	-0.03	-0.33		-6.13	-7.43	-7.43
T1D03780E000HN007W	-0.17	3780	3534	14.7	19.4	9.7	-0.75	-5.75	-5.80		-9.50	-9.50
T1D03800E000HN007W	-0.2	3800	3554	15	19.7	9.85	-0.41		-6.95	-11.91	-14.51	-14.51
T1D03820E000HN007W	-0.17	3820	3574	14.7	19.4	9.7	-0.50		-15.56	-24.31	-27.66	-27.66
T1D03891R064HN007W	6.39	3891	3645	14	18.7	9.35	0.05				-3.72	-3.77
T1D03892E000HN007W	-0.38	3892	3646	14	18.7	9.35	0.00			-10.48	-12.88	-12.88
T1D03893L076HN007W	-7.59	3893	3647	14	18.7	9.35	-0.45				-2.76	-2.76
T1D03901E000HN007W	-0.06	3901	3655	14.3	19	9.5	0.00			-15.19	-18.87	-18.87
T1D03910E000HN007W	-0.11	3910	3664	14.3	19	9.5	0.02		-0.68	-16.63	-21.18	-21.16
T1D03935E000HN007W	0.24	3995	3749	14.6	19.3	9.65	-0.25			-13.13	-19.03	-19.03
T1D03962E000HN007W	-0.73	3962	3716	14.2	18.9	9.45	-0.13				-25.32	-25.32
T1D03990E000HN007W	-0.14	3990	3744	15.5	20.2	10.1	0.80			-21.00	-25.01	-25.81
T1D03992E000HN007W	0	3992	3746	15.5	20.2	10.1	1.10			-18.55	-23.90	-25.00
T1D03995E000HI007W	0.11	3995	3749	15.5	20.2	10.1	1.50			-20.90	-22.30	-23.80
T1D04000E000HC007Z	0	4000	3754	15.5	20.2	10.1	2.00				-21.10	-23.10
T1D04000L043HC007Z	0	4000	3754	15.5	20.2	10.1	0.50				-20.90	-21.40
T1D04000R037HC007Z	0	4000	3754	15.5	20.2	10.1	-0.50				-21.00	-21.00
T1D04002E000HN007W	0.61	4002	3756	15.5	20.2	10.1	2.10			-19.80	-21.40	-23.50
T1D04004E000HI007W	0.23	4004	3758	15.5	20.2	10.1	2.90			-18.90	-21.55	-24.45
T1D04009E000HN007W	-0.13	4009	3763	15.5	20.2	10.1	2.90	3.10		-19.40	-21.75	-24.65
T1D04011E000HN007W	0	4011	3765	15.5	20.2	10.1	1.40	-1.00	-7.20	-18.55	-22.30	-23.70

Tabla 4. 2 Continuación de los valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H ₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1D04014E000HN007W	0	4014	3768	15.5	20.2	10.1	2.40			-10.60	-20.97	-23.37
T1D04041E000HN007W	0	4041	3795	17	21.7	10.85	0.80			-27.50	-30.50	-31.30
T1D04081E000HN007W	0	4081	3835	16	20.7	10.35	1.00	-2.00	-2.80	-17.80	-22.10	-23.10
T1D04101E000HN007W	-0.43	4101	3855	16	20.7	10.35	0.10	-1.10		-16.80	-21.60	-21.70
T1D04122E000HN007W	0	4122	3876	15.2	19.9	9.95	0.60			-17.75	-22.35	-22.95
T1D04145E000HN007W	0.24	4145	3899	15.2	19.9	9.95	0.60	0.40		-6.00	-6.70	-7.30
T1D04150E000HN007W	0	4150	3904	15	19.7	9.85	-0.10	0.60	-1.10	-5.78	-6.50	-6.50
T1D04155E000HI007W	0	4155	3909	15	19.7	9.85	-0.55	1.08	-1.32	-4.62	-5.63	-5.63
T1D04162E000HN007W	0.64	4162	3916	14.1	18.8	9.4	0.08	-0.82	0.28	-4.53	-5.73	-5.81
T1D04165E000HI007W	0.12	4165	3919	14.1	18.8	9.4	-0.55	-1.65	-0.15	-4.95	-6.05	-6.05
T1D04169E000HI007W		4169	3923	14	18.7	9.35	-1.48	-1.88	-1.77	-5.78	-6.38	-6.38
T1D04172E000HN007W	-0.26	4172	3926	14	18.7	9.35	-1.40				-6.09	-6.09
T1D04174E000HN007W	0	4174	3928	14	18.7	9.35	-0.60	-1.50	-2.10	-4.80	-6.00	-6.00
T1A03733E000HN007W	0	3733	4246.66	10.5	15.2	7.6	-16.53				-16.63	-16.63
T1A03754L004HN007W	-0.35	3754	4267.66	11	15.7	7.85	-8.85				-15.07	-15.07
T1A03773L010HN007W	-0.86	3773	4286.66	12	16.7	8.35	-1.53				-17.72	-17.72
T1A03804R005HN007W	0.92	3804	4317.66	13	17.7	8.85	-3.95				-29.76	-29.76
T1A03807R014HN007W	2.12	3807	4320.66	13.2	17.9	8.95					-30.47	-30.47
T1A03810R003HN007W	0.87	3810	4323.66	13.2	17.9	8.95	-3.71	-14.07	-18.35	-25.62	-28.1	-28.1
T1A03811L040HN007W	-3.4	3811	4324.66	13.2	17.9	8.95	-3.07				-29.79	-29.79
T1A03818L002HN007W	-0.87	3818	4331.66	14	18.7	9.35	-2.41				-31.9	-31.9
T1A03822L007HI007W	0	3822	4335.66	14	18.7	9.35	-3.46				-29.95	-29.95
T1A03826L008HN007W	0	3826	4339.66	14	18.7	9.35	-3.92				-28.94	-28.94
T1A03830L012HN007W	0	3830	4343.66	14	18.7	9.35	-1.29				-32.21	-32.21

Tabla 4. 2 Continuación de los valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H ₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1A03837R001HN007W	1.27	3837	4350.66	14.5	19.2	9.6	-6.91				-26.77	-26.77
T1A03847L028HN007W	-1.37	3847	4360.66	14.5	19.2	9.6	-1.75				-15.88	-15.88
T1A03876L027HN007W	-0.32	3876	4389.66	12.5	17.2	8.6	-6.21				-10.02	-10.02
T1A03987L088HN007W	-0.92	3987	4500.66	13.5	18.2	9.1	-10.98				-51.41	-51.41
T1A03993L087HN007W	7.83	3993	4506.66	13.7	18.4	9.2	-7.47	-20.85	-25.53	-31.62	-36.20	-53.99
T1A03999L089HI007W	7.85	3999	4512.66	13.7	18.4	9.2	-3.54	-20.00	-20.52	-23.23	-26.12	-26.12
T1A04001L089HN007W	0.21	4001	4514.66	13.8	18.5	9.25	-9.04				-46.11	-46.11
T1A04004L088HN007W	0.16	4004	4517.66	13.8	18.5	9.25	-7.76				-41.77	-41.77
T1A04009L091HN007W	-0.03	4009	4522.66	13.8	18.5	9.25	-4.89				-36.12	-36.12
T1A04123L178HN007W	-0.64	4123	4636.66	16	20.7	10.35	-2.46				-18.21	-18.21
T1A04131L179HN007W	-0.45	4131	4644.66	16	20.7	10.35	-2.01				-17.73	-17.73
T1A04140L179HN007W	-0.08	4140	4653.66	16	20.7	10.35	-1.42				-17.22	-17.22
T1A04149L176HN007W	0.22	4149	4662.66	16	20.7	10.35	-1.58	-8.41	-8.08	-11.58	-13.52	-13.52
T1A04246R125HN007W	1.12	4246	4759.66	16	20.7	10.35	-3.59	-9.50	-8.53	-12.90	-18.1	-18.1
T1A04159L178HN007W	0.24	4159	4672.66	16	20.7	10.35	-1.2	-4.65	-4.41	-9.89	-11.17	-11.17
T1A04372L068HN007W	-0.37	4372	4885.66	17	21.7	10.85	-1.8				-10.45	-10.45
T1A04381L060HN007W	0.07	4381	4894.66	17.2	21.9	10.95	-1.87				-12.39	-12.39
T1A04391L050HN007W	0.68	4391	4904.66	17.8	22.5	11.25	0.83				-11.65	-11.65
T1A04402L038HN007W	1.45	4402	4915.66	18	22.7	11.35	0.25				-11.15	-11.15
T1B04621R062HN007W	6.2	4621	5134.66	13	17.7	8.85	-0.85		-0.47	-4.54	-4.7	-4.7
T1B04646R002HN007W	3.18	4646	5159.66	13	17.7	8.85	0.51				-3.05	-3.05
T1B04666L027HN007W	-1.28	4666	5179.66	14	18.7	9.35	0.52	0.61	1.2	-3.46	-3.8	-4.04
T1B04890L010HI007W	-1.03	4890	5403.66	15.2	19.9	9.95	-0.85	-1.77	-1.96	-3.76	-4.04	-4.04
T1B04898L003HN007W	-0.35	4898	5411.66	15.2	19.9	9.95	0.02				-2.88	-2.88

Tabla 4. 2 Continuación de los valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H ₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1B04903L048HN007W	-4.82	4903	5416.66	15.2	19.9	9.95	0.22				-2.58	-2.58
T1B04908L004HN007W	-0.4	4908	5421.66	15.2	19.9	9.95	0.93				-2.77	-2.77
T1E05550R037HN007W	3.61	5550	6064	13.5	18.2	9.1	0.6				-2.5	-2.5
T1E05708R055HN007W	5.5	5708	6222	16.5	21.2	10.6	-0.7				-5.67	-5.67
T1E05709L013HN007W	-1.3	5709	6223	16.5	21.2	10.6	-0.2			-5.57	-6.02	-6.02
T1E05728E000HN007W	-0.65	5728	6242	16.5	21.2	10.6	-0.2		-0.95	-7.16	-8.6	-8.6
T1E05819E000HN007W	0	5819	6333	16.0	20.7	10.35	-14.2				-20.17	-20.17
T1E05842R029HI007W	2.9	5842	6356	15.9	20.6	10.3	-3.2				-5.4	-5.4
T1E05869E000HN007W	0	5869	6383	15.5	20.2	10.1	0.3				-1.7	-1.7
T1E05886L050HN007W	-5	5886	6400	15.4	20.1	10.05	-0.9				-3.05	-3.05
T1E05931E000HN007W	0.34	5931	6445	15.2	19.9	9.95	-0.6				-4.85	-4.85
T1E05951E000HN007W	-0.28	5951	6465	15.2	19.9	9.95	-0.2				-6.12	-6.12
T1E05970E000HN007W	-0.68	5970	6484	15.2	19.9	9.95	-0.9		0.60	-3.10	-4	-4
T1E06038R011HN007W	1.1	6038	6552	14.8	19.5	9.75	0.2				-3.75	-3.9
T1E06061R016HN007W	1.6	6061	6575	14.6	19.3	9.65	-0.9				-3.75	-3.75
T1E06081E000HN007W	0.51	6081	6595	14.0	18.7	9.35	0.3				-5.16	-5.4
T1E06103E000HN007W	0	6103	6617	14.0	18.7	9.35	3.2				-0.95	-0.95
T1E06143E000HN007W	0.62	6143	6657	12.8	17.5	8.75	0.8				-2.55	-4.2
T1E06161R014HN007W	1.47	6161	6675	12.0	16.7	8.35	-1.0				-2.57	-2.57
T1E06186R040HN007W	4	6186	6700	11.2	15.9	7.95	-0.9					
T1E06510L043HN007W	-4.52	6510	7024	12	16.7	8.35					-0.34	-0.34
T1E06530R049HN007W	4.76	6530	7044	12.5	17.2	8.6					-0.64	-0.64
T1E06531L044HN007W	-4.42	6531	7045	12.5	17.2	8.6					0.25	0.25
T1E06548R043HN007W	4.25	6548	7062	13.5	18.2	9.1	-1.88	-2.93	-3.53		-9	-9

Tabla 4. 2 Continuación de los valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H ₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1E06583L029HN007W	-2.88	6583	7097	14.5	19.2	9.6	0.15				-3.55	-3.7
T1E06624R042HX007Z	4.14	6624	7138	16.5	21.2	10.6	-0.61			-8.41	-12	-12
T1E06649L030HN007W	-2.98	6649	7163	18	22.7	11.35	-2.63				-6.63	-6.63
T1E06672L039HN007W	-3.9	6672	7186	18.6	23.3	11.65	0.05				-7.48	-7.53
T1E06682R028HN007W	2.82	6682	7196	18.8	23.5	11.75	-0.75				-7.98	-7.98
T1E06702L029HN007W	-2.97	6702	7216	20	24.7	12.35	-3.75				-8.25	-8.25
T1E06702R028HN007W	2.84	6702	7216	20	24.7	12.35	-3.5				-7.3	-7.3
T1E06717L039HN007W	-3.93	6717	7231	20.1	24.8	12.4	1.16				-5.39	-6.55
T1E06729L039HN007W	-3.65	6729	7243	21	25.7	12.85	1.44				-4.76	-6.2
T1E06741L042HN007W	-4.18	6741	7255	20.7	25.4	12.7	1.55				-4.25	-5.8
T1E06754L038HN007W	-3.88	6754	7268	21	25.7	12.85	-0.22				-6.47	-6.47
T1E06758R034HN007W	3.47	6758	7272	21	25.7	12.85	-0.43				-7.33	-7.33
T1E06772R050HN007W	5.01	6772	7286	21.4	26.1	13.05	-0.42	-0.27		-5.52	-9.57	-9.57
T1E06777L040HN007W	-4	6777	7291	21.4	26.1	13.05	-0.27				-10.47	-10.47
T1E06782R050HN007W	5.05	6782	7296	21.4	26.1	13.05	-0.13				-9.53	-9.53
T1E06810L051HN007W	-5.15	6810	7324	21.5	26.2	13.1	-0.13				-6.63	-6.63
T1E06880E000HN007W	0.02	6880	7394	21.5	26.2	13.1	0.6				-5.8	-6.4
T1E06900E000HN007W	0	6900	7414	21.8	26.5	13.25	-0.37				-6.37	-6.37
T1E06917E000HN007W	0	6917	7431	21.8	26.5	13.25	0.18				-5.82	-6
T1E06931E000HN007W	-0.64	6931	7445	21.8	26.5	13.25	-0.32				-5.92	-5.92
T1E06949L023HN007W	-2.44	6949	7463	21.8	26.5	13.25	-0.12				-5.22	-5.22
T1E06960000HN007W	0	6960	7474	21.8	26.5	13.25	0.87				-5.22	-6.09
T1E06960E000HN007W	0	6960	7474	21.8	26.5	13.25	0.87				-5.83	-6.7
T1E06975L021HN007W	-2.18	6975	7489	21.8	26.5	13.25	-0.28				-8.08	-8.08

Tabla 4. 2 Continuación de los valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H ₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1E06980E000HN007W	0.03	6980	7494	21.9	26.6	13.3	1.15				-5.1	-6.25
T1E06988E000HI007W	-0.47	6988	7502	21.9	26.6	13.3	-0.12			-3.37	-8.02	-8.02
T1E07000L011HN007W	-1.12	7000	7514	22.1	26.8	13.4	-0.17				-9.62	-9.62
T1E07005R013HN007W	1.28	7005	7519	22	26.7	13.35	-2.87				-8.77	-8.77
T1E07036R022HN007W	2.13	7036	7550	22	26.7	13.35	-0.18				-12.1	-12.1
T1E07050L029HN007W	-2.9	7050	7564	21.8	26.5	13.25	-0.08				-13.82	-13.82
T1E07068E000HN007W	-0.39	7068	7582	21.8	26.5	13.25	-3.8				-13.17	-13.17
T1E07102E000HN007W	-0.18	7102	7616	22	26.7	13.35	-4.4				-15.65	-15.65
T1E07132L050HN007W	-5.16	7132	7646	21	25.7	12.85	-0.8				-20.3	-20.3
T1E07136E000HN007W	0.4	7136	7650	21	25.7	12.85	-1.7				-18.6	-18.6
T1E07144E000HN007W	-0.06	7144	7658	20.9	25.6	12.8	-8.27	-7.80		-15.02	-20	-20
T1E07145L051HN007W	-5.06	7145	7659	20	24.7	12.35	-8.17				-19.92	-19.92
T1E07158L036HN007W	-4	7158	7672	20	24.7	12.35	-1.68				-14.48	-14.48
T1E07158R016HN007W	1.27	7158	7672	20	24.7	12.35	-1.12				-15.23	-15.23
T1E07181L041HN007W	-4.07	7181	7695	19.8	24.5	12.25	-1.1				-10.85	-10.85
T1E07201L032HN007W	-3.15	7201	7715	18.1	22.8	11.4	-0.8				-11.55	-11.55
T1E07249L042HN007W	4.16	7249	7763	17	21.7	10.85	-2.97				-17.17	-17.17
T1E07319E000HN007W	0.02	7319	7833	15	19.7	9.85	-4.6				-13.75	-13.75
T1E07327E000HN007W	-0.05	7327	7841	14	18.7	9.35	-3.6				-11.7	-11.7
T1E07541L005HN007W	-1.15	7541	8055	13	17.7	8.85	-3.5				-20.8	-20.8
T1E07557L005HN007W	-0.42	7557	8071	13.8	18.5	9.25	0.1				-14.3	-14.4
T1E07571L006HN007W	-0.81	7571	8085	13.9	18.6	9.3	-0.7				-9.8	-9.8
T1E07585L047HN007W	-4.7	7585	8099	13.5	18.2	9.1	-3.45				-7.15	-7.15
T1E07586E000HN007W	-0.51	7586	8100	13.8	18.5	9.25	-0.25	-4.55	-5.75	-8.35	-8.85	-8.85

Tabla 4. 2 Continuación de los valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H ₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1E07654E000HN007W	0	7654	8168	12	16.7	8.35	-2.2				-7.5	-7.5
T1E07709R005HN007W	0.5	7709	8223	11.8	16.5	8.25	-0.4				-9.9	-9.9
T1E07724E000HN007W	0	7724	8238	11.5	16.2	8.1	-4.15				-7.45	-7.45
T1E07736L006HN007W	-0.6	7736	8250	11.5	16.2	8.1	-1.56				-10.16	-10.16
T1E07750L006HN007W	-0.6	7750	8264	11.4	16.1	8.05	-0.22	0.88		-7.72	-9.42	-9.42
T1E07759L006HN007W	-0.6	7759	8273	11.4	16.1	8.05	0.69				-8.31	-9
T1E07761R031HN007W	3.1	7761	8275	11.5	16.2	8.1	-2.58				-7.2	-7.2
T1E07798L040HN007W	-4.09	7798	8312	11	15.7	7.85	0.7				-4.8	-5.5
T1E07804R016HN007W	-6.42	7804	8318	11	15.7	7.85	-0.4				-7	-7
T1E07808L042HN007W	-4.32	7808	8322	11	15.7	7.85	0.1				-5.1	-5.2
T1E07818R030HN007W	3	7818	8332	11	15.7	7.85	-1.5				-7.4	-7.4
T1E07822L008HN007W	-0.8	7822	8336	11.2	15.9	7.95	-0.11	-2.91	-5.91	-6.91	-7.02	-7.02
T1E07825L039HN007W	-3.9	7825	8339	11.2	15.9	7.95	0.76				-5.64	-6.4
T1E07845E000HN007W	0	7845	8359	11.2	15.9	7.95	-2.23				-8.13	-8.13
T1E07862E000HN007W	0	7862	8376	11.2	15.9	7.95	-1.76				-7.56	-7.56
T1E07873L009HN007W	-0.9	7873	8387	11.2	15.9	7.95	1.29				-6.71	-8
T1E07879R028HN007W	2.8	7879	8393	11	15.7	7.85	1.76				-5.84	-7.6
T1E07886L015HN007W	-1.5	7886	8400	10.8	15.5	7.75	1.28				-6.32	-7.6
T1E07913L007HN007W	-0.7	7913	8427	10.2	14.9	7.45	-1.78				-8.68	-8.68
T1E07934L012HN007W	-1.32	7934	8448	9	13.7	6.85	-3.5				-17.9	-17.9
T1E08200E000HN007W	-0.04	8200	8714	7.2	11.9	5.95	-1				-11.7	-11.7
T1E08319L045HN007W	0	8319	8833	9.1	13.8	6.9	-0.7				-12.5	-12.5
T1E08321R037HN007W	5.4	8321	8835	9.1	13.8	6.9	-1	0.80		-13.00	-15	-15
T1E08357E000HN007W	-5.61	8357	8871	12	16.7	8.35	-0.5		-0.33	-18.83	-19.33	-19.33

Tabla 4. 2 Continuación de los valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H ₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1E08380E000HN007W	-2.52	8380	8894	12	16.7	8.35	-0.8	-0.37	-29.17	-31.07	-31.77	-31.77
T1E08400E000HN007W	-1.5	8400	8914	13	17.7	8.85	-21.03			-42.43	-42.63	-42.63
T1E08427L013HN007W	-1.38	8427	8941	12	16.7	8.35	-16.1				-25.5	-25.5
T1E08448L023HN007W	-2.35	8448	8962	11	15.7	7.85	-0.1				-5.1	-5.1
T1E08500E000HN007W	-0.13	8500	9014	13	17.7	8.85	0.81	1.61	-1.29	-7.09	-7.29	-8.1
T1E08521E000HN007W	-0.08	8521	9035	15	19.7	9.85	-2.4	-4.70	-8.60	-10.50	-11.4	-11.4
T1E08583E000HN007W	0	8583	9097	13.9	18.6	9.3	-3.2				-8.6	-8.6
T1E08600E000HN007W	0.1	8600	9114	13.7	18.4	9.2	-7.2				-9.3	-9.3
T1E08620E000HN007W	0.26	8620	9134	13.9	18.6	9.3	-4.2				-8.7	-8.7
T1E08640E000HN007W	0.25	8640	9154	13.8	18.5	9.25	0.5				-7.4	-7.9
T1E08652E000HN007W	0.32	8652	9166	14.2	18.9	9.45	-3.2				-9.7	-9.7
T1E08700E000HN007W	0.22	8700	9214	15.5	20.2	10.1	-1				-9.6	-9.6
T1E08720E000HN007W	0	8720	9234	15.6	20.3	10.15	1				-15.5	-15.5
T1E08740E000HN007W	0	8740	9254	15.8	20.5	10.25	-0.3				-17	-17
T1E08760E000HN007W	0	8760	9274	15.8	20.5	10.25	-7.5				-10.3	-10.3
T1E08800E000HN007W	0.09	8800	9314	16	20.7	10.35	-3.8				-4.4	-4.4
T1E08812E000HN007W	-0.22	8812	9326	16	20.7	10.35	-1.3			-2.70	-4.6	-4.6
T1E08819E000HI007W	0.39	8819	9333	15.2	19.9	9.95	-1				-4.6	-4.6
T1E08880E000HN007W	0.11	8880	9394	16.9	21.6	10.8	-1.7	-3.00		-5.50	-8	-8
T1E08906E000HN007W	0	8906	9420	16.9	21.6	10.8	1.7				-6.1	-6.1
T1E09141R041HN007W	4.1	9141	9655	17	21.7	10.85	-1.3				-4.6	-4.6
T1E09146E000HN007W	0.06	9146	9660	17	21.7	10.85	-0.7		-6.00	-6.50	-6.5	-6.5
T1E09180E000HN007W	-0.1	9180	9694	16.8	21.5	10.75	-0.4	-2.10	-5.40	-5.40	-8.7	-8.7
T1E09185L046HN007W	-4.6	9185	9699	17	21.7	10.85	-0.9	-3.50		-5.80	-6.5	-6.5

Tabla 4. 2 Continuación de los valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H ₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1E09260E000HN007W	0	9260	9774	16	20.7	10.35	0.4		-1.10		-3.7	-4.1
T1E09280E000HN007W	0.06	9280	9794	15	19.7	9.85	-0.5				-5.5	-5.5
T1E09300E000HN007W	0	9300	9814	14.2	18.9	9.45	0.6				-2.2	-2.8
T1E09320E000HN007W	0	9320	9834	14	18.7	9.35	1.4				-4	-5.4
T1E09340E000HN007W	0	9340	9854	13	17.7	8.85	0.1				-3.5	-3.6
T1E09360R015HN007W	1.6	9360	9874	11.8	16.5	8.25	0.3				-1.5	-1.8
T1E09380R016HN007W	1.6	9380	9894	10.2	14.9	7.45	1.6				-0.9	-2.5
T1E09420E000HN007W	0	9420	9934	10.4	15.1	7.55	-1.1				-5.9	-1.1
T1E09570E000HN007W	0	9570	10084	10	14.7	7.35					-3.3	-3.3
T1E09580E000HN007W	0	9580	10094	10	14.7	7.35					-2.2	-2.2
T1E09593L028HN007W	-2.8	9593	10107	10.4	15.1	7.55					-3.7	-3.7
T1E09600E000HN007W	0	9600	10114	10.5	15.2	7.6					-3.1	-3.1
T1E09610E000HN007W	0	9610	10124	10.5	15.2	7.6	1			-1.60	-3	-4
T1E09620E000HN007W	0	9620	10134	10.9	15.6	7.8	0.1				-3.7	-3.8
T1E09640R014HN007W	1.43	9640	10154	11.2	15.9	7.95	-0.5				-4.3	-4.3
T1E09659R048HN007W	4.85	9659	10173	12.6	17.3	8.65	0.5				-6.4	-6.9
T1E09729E000HN007W	0	9729	10243	14.9	19.6	9.8	-2				-5.6	-5.6
T1E09735E000HN007W	1.73	9735	10249	15.2	19.9	9.95	-1.9				-6.3	-6.3
T1E09737L046HN007W	-4.6	9737	10251	16	20.7	10.35	-1.7			-3.80	-5.6	-5.6
T1E09753E000HI007W	0	9753	10267	16	20.7	10.35	-1.2				-6.3	-6.3
T1E09760E000HN007W	0.6	9760	10274	17.3	22	11	-1.4				-6.2	-6.2
T1E09780E000HN007W	1.83	9780	10294	18.2	22.9	11.45	0.2				-7.8	-8
T1E09800E000HN007W	1.7	9800	10314	18.6	23.3	11.65	0.6				-6.5	-7.1
T1E09820E000HN007W	0	9820	10334	19.1	23.8	11.9	-1.6				-6.2	-6.2

Tabla 4. 2 Continuación de los valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H ₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1E09898L018HN007W	-3.38	9898	10412	18.5	23.2	11.6	-2.4				-6	-6
T1E09920R019HN007W	1.95	9920	10434	18.9	23.6	11.8	-1.1				-5.6	-5.6
T1E09940E000HN007W	0.99	9940	10454	19	23.7	11.85	-1				-5.9	-5.9
T1E09960R024HN007W	1.08	9960	10474	19.5	24.2	12.1	-0.1				-4.9	-4.9
T1E09980R028HN007W	2.04	9980	10494	19.7	24.4	12.2	-1.5				-6	-6
T1E10000R016HN007W	1.27	10000	10514	19.8	24.5	12.25	-0.8				-7.4	-7.4
T1E10020E000HN007W	0	10020	10534	19.9	24.6	12.3	-0.7				-8.4	-8.4
T1E10040E000HN007W	0	10040	10554	20	24.7	12.35	-2.8				-6.7	-6.7
T1E10118E000HN007W	0	10118	10632	21.8	26.5	13.25	0.2				-5.5	-5.7
T1E10138E000HN007W	0	10138	10652	21.8	26.5	13.25	-1.5				-5.1	-5.1
T1E10144E000HN007W	0	10144	10658	21.7	26.4	13.2	-2				-5.3	-5.3
T1E10148E000HN007W	0	10148	10662	21.6	26.3	13.15	-1.8				-5.5	-5.5
T1E10157E000HN007W	0	10157	10671	21.6	26.3	13.15	-1.4			-4.80	-6	-6
T1E10179E000HN007W	0	10179	10693	19.8	24.5	12.25					-3.4	-3.4
T1C08175R132HN007W	0	8175	10884.66	18	22.7	11.35	-0.9		-3.2	-7.6	-12.7	-12.7
T1C08175R127HN007W	-4.84	8175	10884.66	18	22.7	11.35	-0.4				-10.7	-10.7
T1C08183R123HN007W		8183	10892.66	18	22.7	11.35	-0.9				-10.3	-10.3
T1C08201R108HN007W	0.12	8201	10910.66	17	21.7	10.85	-0.4				-6.8	-6.8
T1C08304R206HN007W	-0.19	8304	11069.36	14	18.7	9.35	-0.9				-1.7	-1.7
T1C08321R134HN007W	0	8321	11086.36	13	17.7	8.85	0.5				-3.4	-3.9
T1C08340R072HN007W	0	8340	11102.56	12.5	17.2	8.6	0.2				-2.4	-2.6
T1C08359R031HN007W	0	8359	11121.56	12	16.7	8.35	0.1				-3.5	-3.6
T1C08379R010HN007W	0	8379	11142.56	11	15.7	7.85	-0.9				-5.2	-5.2
T1C08399E000HN007W	0	8399	11160.86	10	14.7	7.35	-2.3				-9.5	-9.5

Tabla 4. 2 Continuación de los valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H ₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1C08418E000HN007W	-0.14	8418	11179.86	9.5	14.2	7.1	-0.3				-12.6	-12.6
T1C08435E000HN007W	0	8435	11196.86	9.5	14.2	7.1	-2				-4.6	-4.6
T1C08462E000HN007W	-0.27	8462	11222.36	9.5	14.2	7.1	0.2				-10	-10.2
T1C08470L023HN007W	-2.32	8470	11230.36	9.5	14.2	7.1	-2.58				-2.58	-2.58
T1C08632E000HN007W	0	8632	11386.06	9.5	14.2	7.1	0.1				-3.5	-3.6
T1C08652E000HN007W	0	8652	11405.66	9.6	14.3	7.15	-0.1				-4.1	-4.1
T1C08672E000HN007W	-0.13	8672	11425.66	9.6	14.3	7.15	-0.4				-11.1	-11.1
T1C08693R001HN007W	0	8693	11446.66	9.6	14.3	7.15	-0.2				-7.7	-7.7
T1C08712R002HN007W	-1.03	8712	11465.66	9.6	14.3	7.15	1				-4.2	-5.2
T1C08732R004HN007W	-1.21	8732	11485.66	9.6	14.3	7.15	-0.1				-6.5	-6.5
T1C08743R098HN007W	4.58	8743	11496.66	9.6	14.3	7.15	-0.1				-2.7	-2.7
T1C08753R005HN007W	-0.39	8753	11506.66	9.6	14.3	7.15	0.9		-2.4	-4.5	-6.1	-7
T1C08755R001HN007W	-4.83	8755	11508.66	9.6	14.3	7.15	-0.9				-5.3	-5.3
T1C08773R071HN007W	-1.08	8773	11526.66	9.6	14.3	7.15	0.1				-7.1	-7.2
T1C08795R055HN007W	-3.82	8795	11548.66	9.7	14.4	7.2	-0.3				-1.9	-1.9
T1C08896R148HN007W	5.61	8896	11649.66	10.1	14.8	7.4	-1.6				-4.6	-4.6
T1C08917R082HN007W	-0.6	8917	11670.66	10.2	14.9	7.45	-2.4				-12.4	-12.4
T1C08938R072HN007W	-0.71	8938	11691.66	10.2	14.9	7.45	-0.3				-9.8	-9.8
T1C09099R049HN007W	6.97	9099	11852.66	10.8	15.5	7.75	-1.6				-10.3	-10.3
T1C09119R050HN007W	6.99	9119	11872.66	11	15.7	7.85	-0.9				-6.1	-6.1
T1C09139R048HN007W	6.81	9139	11892.66	11	15.7	7.85	-1.1				-2	-2
T1C09159R048HN007W	6.84	9159	11912.66	11	15.7	7.85	-0.7				-3.7	-3.7
T1C09178L154HN007W	-3.55	9178	11931.66	11	15.7	7.85	-1.7				-1.7	-1.7
T1C09179R047HN007W	6.59	9179	11932.66	11	15.7	7.85	-1				-5.1	-5.1

Tabla 4. 2 Continuación de los valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H ₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1C09198R045HN007W	6.43	9198	11951.66	11	15.7	7.85	-1.2				-7	-7
T1C09198L127HN007W	6.47	9198	11951.66	11	15.7	7.85	-2				-3.2	-3.2
T1C09227L077HN007W	-5.87	9227	11980.66	11	15.7	7.85	-1.8				-10.8	-10.8
T1C09218R048HN007W	6.77	9218	11971.66	11.1	15.8	7.9	-1.5				-7.8	-7.8
T1C09239R044HN007W	6.4	9239	11992.66	11.1	15.8	7.9	-1.7				-9.9	-9.9
T1C09278R039HN007W	5.97	9278	12031.66	11.3	16	8	-1.8				-8.7	-8.7
T1C09298R043HN007W	6.24	9298	12051.66	11.5	16.2	8.1	-1.9				-7.9	-7.9
T1C09318R042HN007W	6.23	9318	12071.66	11.7	16.4	8.2	-0.8				-11.7	-11.7
T1C09339R044HN007W	6.32	9339	12092.66	12	16.7	8.35	-1.2				-19.9	-19.9
T1C09380E000HN007W	2.05	9380	12133.66	12.3	17	8.5	0.1				-17.4	-17.5
T1C09399E000HN007W	1.95	9399	12152.66	12.3	17	8.5	0				-14.5	-14.5
T1C09419E000HN007W	1.99	9419	12172.66	12.4	17.1	8.55	-0.5				-9	-9
T1C09439E000HN007W	2.07	9439	12192.66	12.4	17.1	8.55	-1.5				-12.4	-12.4
T1C09458E000HN007W	1.96	9458	12211.66	12.4	17.1	8.55	-2				-11.7	-11.7
T1C09478E000HN007W	1.63	9478	12231.66	12.5	17.2	8.6	-2.1				-8.3	-8.3
T1C09500E000HN007W	1.55	9500	12253.66	12.8	17.5	8.75	-3				-6.5	-6.5
T1C09519R037HN007W	5.7	9519	12272.66	12.8	17.5	8.75	-32.6				-40.8	-40.8
T1C09538L071HN007W	-5.18	9538	12291.66	13	17.7	8.85	-1.3				-11.1	-11.1
T1C09559L078HN007W	-5.87	9559	12312.66	13	17.7	8.85	-0.7				-5	-5
T1C09579E000HN007W	1.65	9579	12332.66	13	17.7	8.85	-0.1				-6.7	-6.7
T1C09593L070HN007W	-5.23	9593	12346.66	13	17.7	8.85	-0.2				-10.2	-10.2
T1C09600E000HN007W	1.11	9600	12353.66	13.2	17.9	8.95	-0.1				-13.4	-13.4
T1C09602E000HI007W	1.38	9602	12355.66	13.2	17.9	8.95	0				-17.5	-17.5
T1C09675R022HI007W	0	9675	12428.66	12	16.7	8.35	0.6	-4.2			-16.4	-17

Tabla 4. 2 Continuación de los valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

HITO	Dist eje (m)	PK	Metros excavados	H (m)	H₀ (m)	i (m)	Sfrente (mm)	Sescudo (mm)	Scola (mm)	Sa corto plazo (mm)	Sa largo plazo (mm)	Stotal (mm)
T1C09679R027HN007W	0	9679	12432.66	12	16.7	8.35	0				-14.9	-14.9
T1C09699R046HN007W	-0.29	9699	12452.66	12	16.7	8.35	-0.1				-22.1	-22.1
T1C09718R065HN007W	0.12	9718	12471.66	12	16.7	8.35	0.1				-23.1	-23.2
T1C09738R086HN007W	0.17	9738	12491.66	15	19.7	9.85	0.4	0.3			-14.7	-15.1
T1C09761R106HN007W	-0.21	9761	12514.66	11	15.7	7.85	2.9		-1.3		-8.4	-11.3
T1C09778R123HN007W	-0.16	9778	12531.66	11	15.7	7.85	0				-2.7	-2.7

Tabla 4.2 Continuación de los valores de las diferentes componentes de asiento para cada una de las secciones estudiadas

4.3. Cálculo de las cubetas de asiento en superficie a lo largo de la traza del túnel

4.3.1 Introducción y Ajustes realizados

Las cubetas de asiento transversales han sido frecuentemente representadas de acuerdo con la curva de distribución Gaussiana propuesta por (Peck, 1969) descrita anteriormente en el Capítulo 2. Mediante el parámetro “i” (anchura de la cubeta de asientos) se ha ajustado la curva de Gauss, en la mayor medida posible a los movimientos en superficie del terreno, recogidos por la auscultación. El ajuste de los parámetros que intervienen en la distribución Gaussiana, ha sido calculado de formas distintas: método de los Mínimos Cuadrados, Método Logarítmico, considerando $K=0.5$, Método de Montecarlo.

El primero de los métodos que se presenta es el método de los Mínimos Cuadrados. Se quieren ajustar la curva Gaussiana propuesta por (Peck, 1969) a los datos de campo $(x_1, y_1) \dots, (x_n, y_n)$ que representan los datos de distancia al eje del túnel y el asiento vertical de superficie en ese mismo punto respectivamente. En el caso del empleo de los Mínimos Cuadrados usando una curva exponencial se representaría de la forma:

$$y = c \cdot e^{ax} \quad 4.1$$

donde “c” y “a” son ahora los parámetros que elegir. Estos parámetros representan el asiento máximo ($S_{\text{máx}}$) que coincide con el asiento a corto plazo ($S_{\text{a corto plazo}}$) o el asiento a largo plazo ($S_{\text{a largo plazo}}$) mostrado en el apartado anterior y la distancia al eje de la excavación respectivamente. El valor resultante será el asiento para cada valor de “a” dado.

Para el ajuste se ha buscado la solución del parámetro “i” (punto de inflexión de la curva de Gauss) representado como “x” en la Ecuación 4.1, que mejor se adapta a los movimientos del terreno. Como este valor no tiene solución única, se busca sólo minimizar la suma de los cuadrados de los residuos. Estos residuos también llamados desviaciones no son más que el valor absoluto de la diferencia entre la observación y el valor de interés al cuadrado. Siguiendo la nomenclatura de la ecuación 4.1, el valor que se debe minimizar será el siguiente:

$$E(a, c) = \sum_{k=1}^n (c \cdot e^{ax_k} - y_k)^2 \quad 4.2$$

El segundo método de ajuste ha sido mediante regresión no lineal o ajuste Logarítmico. En este caso la regresión no lineal puede linealizarse mediante una transformación en la formulación. Por ejemplo, consideramos un problema de regresión no lineal (ignorando el término error) de la siguiente forma:

$$y = a \cdot e^{bx} \quad 4.3$$

aplicando logaritmos a ambos lados de la ecuación, se obtiene:

$$\ln(y) = \ln(a) + bx \quad 4.4$$

de tal forma se sugiere una estimación de los parámetros desconocidos a través de un modelo de regresión lineal de $\ln(y)$ con respecto a x .

En nuestro caso, en particular considerando que los asientos en superficie pueden ser aproximados razonablemente a una distribución Gaussiana, los datos registrados graficados de la forma $\ln(S/S_{\max})$ contra $(y/z_0)^2$, serán lineales con pendiente $-0.5 (i/z_0)^2$, siendo i y z_0 el punto de inflexión de la cubeta y la profundidad a la que se encuentra la excavación respectivamente. Para más información ver (Mair, R.J., Taylor, R.N. & Bracegirdle, 1993). Esta linealización debe usarse con cuidado ya que la influencia de cualquiera de los datos es importante en el resultado de la pendiente, por ese motivo, valores dispersos, han sido extraídos para el cálculo de esta pendiente.

El tercer método, ha sido considerar un valor de $K=0.5$. La experiencia permite estimar “ i ” utilizando expresiones empíricas. Peck et al., (1969), propuso una relación entre el valor del parámetro i , z_0 y D , dependiente del tipo de terreno excavado. A partir de este trabajo, numerosos autores han trabajado con la idea de ser más precisos en el cálculo de “ i ”. O’Reilly y New et al., (1982), para el caso de materiales cohesivos y condiciones de deformación a volumen constante, asumen que todas las partículas del suelo tienen un desplazamiento radial hacia el centro del túnel y la anchura de la distribución de asientos viene dada por la profundidad de la excavación (z_0) y la K (constante empírica de proporcionalidad que depende del tipo de suelo). Este valor de K varía de 0.2-0.3 para suelos granulares a 0.4-0.5 para arcillas duras llegando a valores de 0.7 para arcillas blandas. Siendo $K=0.5$ un valor apropiado para el caso de material arcilloso. Rankin (1988) presenta los resultados de un estudio similar al anterior, pero con una mayor base de datos. Estos resultados confirman que el valor de $K=0.5$ resulta apropiado para arcillas.

Siguiendo con las indicaciones de O’Reilly y New (1982), para suelos cohesivos el valor de K adquiere valores cercanos a $K \approx 0.5$. En nuestro caso, gran parte de la traza del túnel a lo largo del Tramo 1 discurre bajo material arcilloso (ver Apéndice IV) por lo que se considera que un valor de $K=0.5$ puede ser un buen valor de referencia para el cálculo del parámetro “ i ” (anchura de la cubeta de asientos).

Por último, otro método empleado para el ajuste de los parámetros que componen la curva de asientos ha sido el método de Montecarlo.

La simulación de Monte Carlo es una técnica cuantitativa que hace uso de la estadística y los ordenadores para imitar, mediante modelos matemáticos, el comportamiento aleatorio de sistemas reales no dinámicos (eventos estacionarios o que tienen un patrón).

La clave de la simulación MC consiste en crear un modelo matemático del sistema, proceso o actividad que se quiere analizar, identificando aquellas variables (inputs del modelo) cuyo comportamiento aleatorio determina el comportamiento global del sistema. Una vez identificados dichos inputs o variables aleatorias, se lleva a cabo un experimento consistente en (1) generar con ayuda del ordenador muestras aleatorias (valores concretos) para dichos inputs, y (2) analizar el comportamiento del sistema ante los valores generados. Tras repetir n veces este experimento, dispondremos de n observaciones sobre el comportamiento del sistema, lo cual nos será de utilidad para entender el funcionamiento de este, obviamente, nuestro análisis será tanto más preciso cuanto mayor sea el número n de experimentos que llevemos a cabo.

En nuestro caso, se aplica el método de Montecarlo en la generación de dos variables que se aplican en la fórmula de asiento de una cubeta descrita mediante la curva Gaussiana. Las variables aleatorias serán el asiento máximo (S_{vmax}) y la "i", dos variables que definen la forma de la curva de asientos de una cubeta. El número de iteraciones impuesto es igual a 10.000, es decir, se han ejecutado 10.000 curvas de asiento sintéticas diferentes. Antes de realizar las curvas de asiento se ha dividido inicialmente la zona de la cubeta en 100 intervalos y se ha calculado la posición y el asiento medio en cada intervalo a partir de los datos de campo, por este motivo la generación de las curvas de asiento se realizará, en este caso, no con los datos de campo, sino a partir de los valores medios de los datos de campo de cada intervalo. A partir de este valor medio se genera la curva con el mínimo error medio cuadrático entre la curva sintética resultado y el asiento medio de cada zona.

La rutina utilizada para el manejo de los datos de campo mediante el método de Montecarlo se puede encontrar en el Apéndice VI.

Cada uno de los ajustes anteriormente comentados, nos aportan una "i" ajustada, que nos permite mediante la expresión de O'Reilly y New (1982) ($i_z = K \cdot z_0$) vista en el Capítulo 2, la obtención de un K real del terreno en superficie, a excepción del método considerado $K=0.5$, donde imponemos el valor del parámetro K.

En la Figura 4.9, se muestran, a modo de ejemplo, los datos de campo de una cubeta de asiento de superficie, en concreto la sección T1D PK 4+150, considerando los asientos a corto plazo (Figura 4.9a) y los asientos a largo plazo. El ajuste a estos datos de campo ha sido mediante todos los sistemas de ajuste propuestos

anteriormente: Curva de Gauss ajustada por Mínimos cuadrados, ajuste Logarítmico, ajuste considerando un K=0.5 y ajuste mediante el método de Montecarlo para los movimientos verticales en superficie a largo plazo.

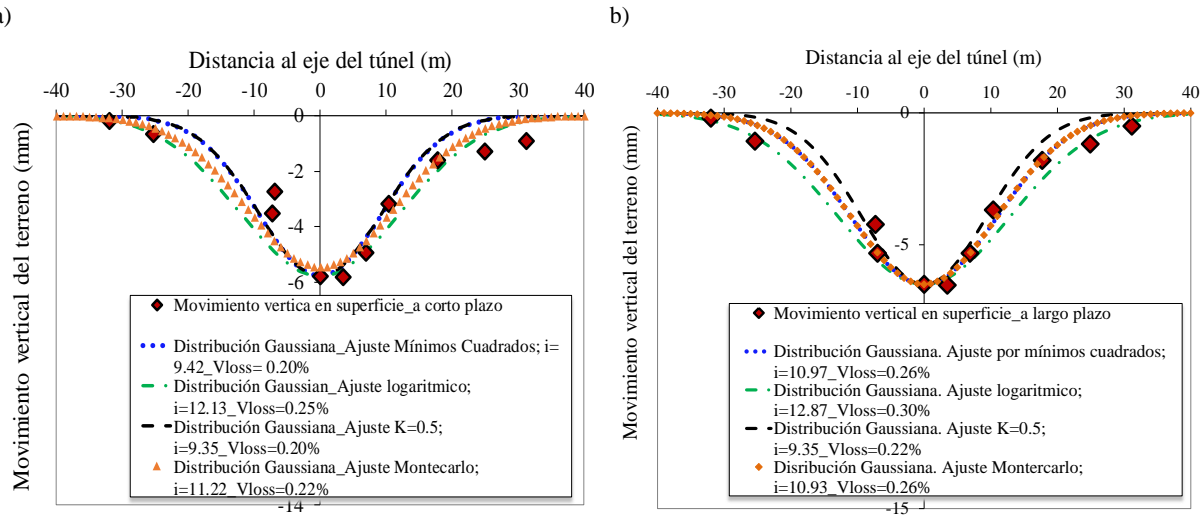


Figura 4.9 Cubetas transversales de asiento en la sección T1D PK 4+150. Ajuste mediante la distribución Gaussiana a) movimiento vertical en superficie a corto plazo b) movimiento vertical en superficie a largo plazo

A partir del parámetro “i” ajustado y el asiento máximo registrado por los datos de auscultación instalados, obtenemos, además, la pérdida de volumen de terreno real o volume loss real según la expresión: $V_L = V_s / (\pi \cdot D^2 / 4)$ vista en el Capítulo 2.

Se ha observado, sin embargo, que, en ocasiones, la curva Gaussiana de Peck (1969) no ofrece un buen ajuste a las observaciones, especialmente cuando se incluyen asientos de consolidación (Wongsaroj et al., 2013) o cuando el túnel se construye en condiciones drenadas (Marshall et al., 2012). Diversos autores han propuesto distribuciones empíricas alternativas para describir las cubetas de asientos (Vorster et al., 2005; Celestino et al., 2000, Jacobsz et al., 2004) que se recogen en la Tabla 4.3.

Vorster et al. (2005) propuso la siguiente ecuación:

$$S = \frac{n}{(n - 1) + \exp\left[\frac{\mu}{i} \left(\frac{x}{i}\right)^2\right]} S_{\max} \tag{4.5}$$

$$n = \exp(\mu) * \left(\frac{2\mu - 1}{2\mu + 1}\right) + 1 \tag{4.6}$$

donde:

n: parámetro que controla la anchura de la cubeta

μ: parámetro que asegura que el punto de inflexión de la curva sea el máximo

La relación entre n y μ viene dada por la ecuación 4.6. En la ecuación 4.6, si el valor del parámetro que controla la anchura de la cubeta es igual a 1 ($n=1$), corresponde a un valor de $\mu=0.5$, equivalente a la curva Gaussiana normal. En el caso que el valor de n aumente, la nueva curva de Gauss modificada se amplía, si por lo contrario el valor de n disminuye la nueva curva de Gauss modificada se hace más estrecha. La expresión de Vorster et al. (2005) se puede considerar por tanto una modificación de la curva Gaussiana de Peck con un grado adicional de libertad.

La expresión de Jacobsz et al. (2004) posee una forma similar a la curva Gaussiana y no introduce ningún parámetro adicional. Celestino et al. (2000) observó grandes discrepancias dependiendo del reblandecimiento alrededor de la excavación. En casos de grandes volúmenes de terreno que se reblandecen alrededor de la excavación, la curva de Gauss infravalora estos movimientos (Celestino et al., 2000). La expresión de Celestino et al. (2000) es independiente de la curva Gaussiana y también posee la una mayor flexibilidad por la introducción de un parámetro adicional.

Dado que estas expresiones se asocian frecuentemente a condiciones drenadas o de consolidación, en esta Tesis se utilizarán únicamente en relación con los movimientos a largo plazo. Para el ajuste de las cubetas se utiliza el método de mínimos cuadrados.

Autor y curva	Ecuación de la curva	Observaciones adicionales
Peck (1969) (Gaussiana, G)	$S_v(x) = S_{max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)$	$S_v(i) = 0.60S_{max}$
Vorster et al. (2000) (Gaussiana modificada, mG)	$S = \frac{n}{(n-1) + \exp\left[\frac{\mu}{2}(x/i)^2\right]} S_{max}$	$n = \exp(\mu) * \left(\frac{2\mu-1}{2\mu+1}\right) + 1$
Jacobsz et al (2004) (Jacobsz, J)	$S_v(x) = S_{max} \exp\left[-\frac{1}{3}\left(\frac{ x }{i}\right)^{1.5}\right]$	$S_v(i) = 0.717S_{max}$
Celestino et al. (2000) (yield density, YD)	$S_v(x) = \frac{S_{max}}{1 + (x /a)^b}$	$B = \left(\frac{b-1}{b+1}\right)^{1/b}$ $i=aB;$

Tabla 4.3 Curvas utilizadas para el ajuste de los datos de las cubetas de asiento

Una alternativa a los enfoques empíricos descritos anteriormente está constituida por expresiones que están basadas en soluciones analíticas. El punto de partida de las mismas es la solución analítica rigurosa desarrollada en Sagaseta (1987) para las deformaciones no drenadas causados por una pérdida de terreno. En general, esta solución conduce a cubetas de asientos con mayor extensión lateral que las observadas debido a que implícitamente se supone una deformación radial del contorno del túnel. En la discusión

posterior (Sagaseta 1988) propone una modificación de la expresión original para tener en cuenta el posible cambio de volumen y la dilatación del terreno.

En este caso, el asiento superficial viene dado por:

$$\frac{S}{S_{v\max}} = \frac{1}{\left(1 + \frac{x^2}{h}\right)^\alpha} \quad 4.7$$

donde el exponente α incorpora los efectos de deformación volumétrica ($\alpha > 1$ para suelos dilatantes y $\alpha < 1$ para suelos compresivos). Sagaseta (1988) propone $\alpha = 1$ para suelos arcillosos y para terrenos granulares cuando $H > 4D$. Mientras que, cuando esta profundidad $H < 2D$, se propone $\alpha = 2$.

S_{\max} es el máximo asiento en el centro del túnel

x es la distancia al eje de excavación

h es la profundidad a la que se encuentra el centro del túnel

El punto de inflexión del perfil de asientos corresponde a la distancia horizontal en la que la segunda derivada de la ecuación (4.7) es cero:

$$\frac{i}{h} = \sqrt{\frac{1}{(1 + 2\alpha)}} \quad 4.8$$

Posteriormente, Verruitjt y Booker, 1996, desarrollan el método propuesto por Sagaseta (1987) para incluir suelos compresibles (a través de un coeficiente de Poisson) y la ovalización de la sección del túnel. En contrapartida, deben recurrir a la utilización de soluciones elásticas lo que disminuye la generalidad de la solución. Por tanto, los mecanismos de deformación del suelo cuando se realiza una excavación son ahora dos: desplazamientos radiales (relacionados con la pérdida de volumen de terreno) y la ovalización de la sección del túnel.

La expresión resultante es:

$$S = 4\varepsilon R^2(1 - \mu) \frac{h}{x^2 + h^2} - 2\delta \frac{h(x^2 - h^2)}{(x^2 + h^2)^2} \quad 4.9$$

donde μ es el coeficiente de Poisson, ε la contracción radial y δ el grado de ovalización. En el caso no drenado, la variable ε está directamente relacionada con la pérdida de volumen.

En este contexto, la ovalización de un túnel circular debido al valor del K_0 del terreno había sido ya analizado por Uriel y Sagaseta (1989). Los valores de ε (contracción radial) y δ (ovalización) que resultan son:

$$\begin{aligned}\varepsilon &= \frac{p_0}{2G} \frac{1+k_0}{2} \\ \delta &= \frac{p_0}{2G} \frac{1-k_0}{2} 4(1-\mu) \\ k &= \frac{\mu}{1-\mu}\end{aligned}\quad 4.10$$

donde μ es el coeficiente de Poisson. En todo caso, Sagaseta (1998) advertía que múltiples factores además del valor de K_0 pueden contribuir a la ovalización de la sección del túnel.

En Sagaseta (1998) se reformula la ecuación 4.9 de una forma particularmente útil:

$$\frac{S}{S_{vmax}} = \frac{1}{1+\rho} \frac{1}{1+\left(\frac{x}{h}\right)^2} \left(1 + \rho \frac{1-\left(\frac{x}{h}\right)^2}{1+\left(\frac{x}{h}\right)^2} \right) \quad 4.11$$

donde $\rho = (1/2(1-\mu)) \delta/\varepsilon$, el grado relativo de ovalización. Para $\rho=0$, la cavidad del túnel se contrae horizontal y verticalmente de la misma manera, no hay ovalización. Si $\rho>0$ la convergencia horizontal es menor que la vertical, mientras que el túnel se expande más horizontalmente para $\rho>1$.

El punto de inflexión del perfil de asientos se calcula haciendo la segunda derivada de la ecuación (4.11) igual a cero:

$$(-3\rho + 3) \left(\frac{i}{h}\right)^4 + (18\rho + 2) \left(\frac{i}{h}\right)^2 - 3\rho - 1 = 0 \quad 4.12$$

En un desarrollo posterior, González y Sagaseta (2001) presentan una expresión general que incluye los efectos de pérdida de volumen, ovalización y compresibilidad volumétrica definida por tres parámetros: ε , δ y α . Si solo se disponen de observaciones de movimientos en superficie no es posible separar los efectos de α y $\rho (= \delta/\varepsilon)$ y, por tanto, no se pueden determinar de forma independiente.

En consecuencia, en las siguientes secciones, las cubetas medidas de asientos se representarán por las ecuaciones 4.7 (Sagaseta 1987, 1988) y 4.11 (Verruijt y Booker 1996, Sagaseta 1998), utilizando un ajuste por mínimos cuadrados. Aunque la ecuación 4.7 se desarrolló originalmente en relación con cambios de volumen y dilatancia, en este capítulo se aplicará también a los movimientos a corto plazo y el parámetro α se tratará como una variable de ajuste. Hay que tener en cuenta, además, que todas las secciones contienen al menos un estrato granular (QL2) que está sujeto a cambios de volumen.

Otro método analítico para la predicción de asientos, derivado en cierto modo de los anteriores, ha sido propuesto por Loganathan y Poulos (1998). Este método requiere idealmente la estimación del hueco (gap)

físico, la deformación del frente del túnel e incluso la calidad de la ejecución, variables difíciles de determinar en general por lo que no se ha considerado en esta tesis.

4.3.2 Cubetas de asiento en superficie: Tuneladora GUSTER_subtramo T1D

El subtramo T1D forma parte del Tramo 1 estudiado en esta tesis. El subtramo T1D, en cuestión, está instrumentado y se encuentra localizado entre la estación de Mas Blau y la estación Aeroport T1 situada en las instalaciones del aeropuerto del Prat de la ciudad de Barcelona (Figura 4.10). A lo largo de la excavación de este subtramo de algo más de 4 Km, fue instalada instrumentación en superficie, anterior a la fase de construcción, perpendicular a la traza del túnel que nos proporciona la información necesaria para el estudio de las cubetas de asiento (Figura 4.10).

Estratigrafía del suelo e hidrología

El suelo se encuentra situado en el delta del Llobregat como se ha descrito en el apartado de Geología y Geotecnia del Capítulo 3, únicamente comentar que en la zona donde el trazado de la Línea 9 discurre bajo la nueva Terminal del aeropuerto, el terreno contiene mayor contenido en arena proporcionando diferencias de asientos, como veremos a continuación.

Con respecto al nivel freático, existen dos acuíferos como se ha comentado: i) el acuífero inferior comprendido en el nivel inferior de arena limosa con grava denominado QL4 y ii) el acuífero superior compuesto por arena fina gris con presencia de arenas de granulometría mayor y frecuentes intercalaciones de arcillas limosas y limos arenosos grises denominado QL2. El nivel freático del acuífero superior se encuentra a 3-4 de profundidad de media a lo largo del subtramo. El acuífero superior es recargado de la precipitación de lluvia y por el río Llobregat.

Propiedades ingenieriles del subtramo

El túnel en el subtramo T1D ha sido excavado atravesando los materiales arcillosos del QL3, QL3s, principalmente. En cambio, en los puntos donde se sitúan las estaciones, el trazado es algo más superficial, atravesando las arenas que conforman el acuífero superior del QL2, de esta manera, se consigue que la excavación de las estaciones sea menos profunda y con ello más económica (más información véase Apéndice IV Geología y Geotecnia).

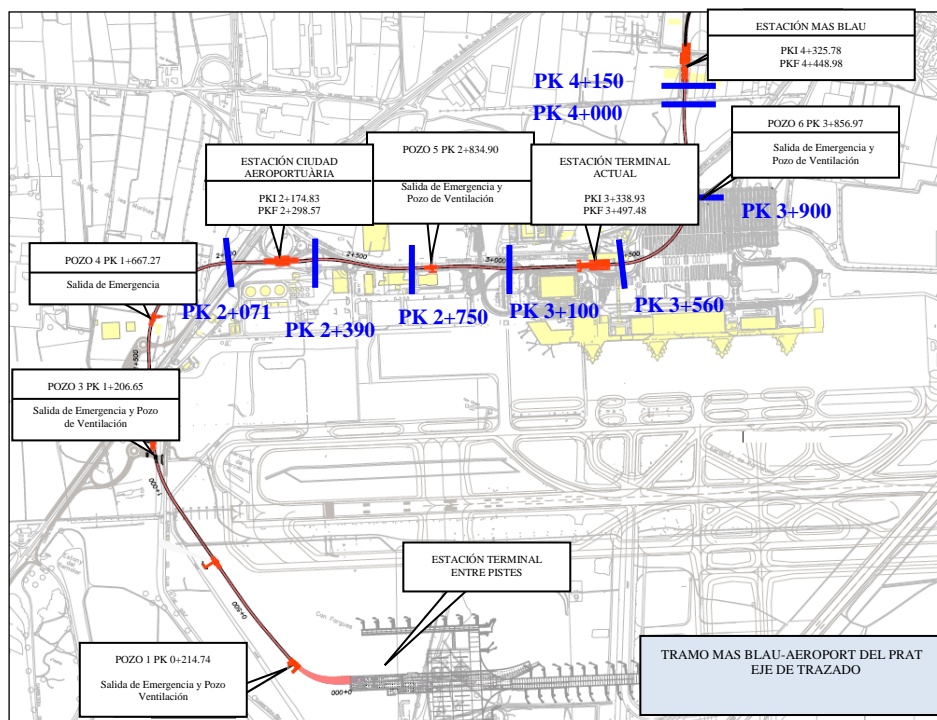


Figura 4.10 Trazado en planta del Tramo T1D (Mas Blau _ Aeroport T1) y situación de las cubetas transversales de asiento

Cubetas de asiento a corto plazo ($S_{a \text{ corto plazo}}$)

En la Figura 4.11 se muestran las 8 cubetas de asiento del subtramo T1D, a partir del asiento considerado como movimiento estable ($S_{a \text{ corto plazo}}$) visto en la Figura 4.2. Este asiento, considerado como estable, se desarrolla aproximadamente a los 100 metros del frente de excavación.

En este caso, el ajuste de los asientos de campo dados por la instrumentación ($S_{a \text{ corto plazo}}$), al no considerarse en este apartado los asientos debidos al proceso de consolidación (movimientos a largo plazo), se ha utilizado la curva Gaussiana mediante el ajuste por mínimos cuadrados, ajuste logarítmico, ajuste considerando un valor constante de $K=0.5$ y ajuste utilizando el método de Montecarlo, como método de aproximación a los datos de campo.

Una vez realizados los ajustes, se ha podido observar como cualquiera de los cuatro ajustes descritos en el apartado anterior: ajuste mediante mínimos cuadrados, ajuste logarítmico, ajuste considerando una $K=0.5$ y el método de Montecarlo considerando la curva Gaussiana se ajusta bien a todos los casos que aquí se presentan.

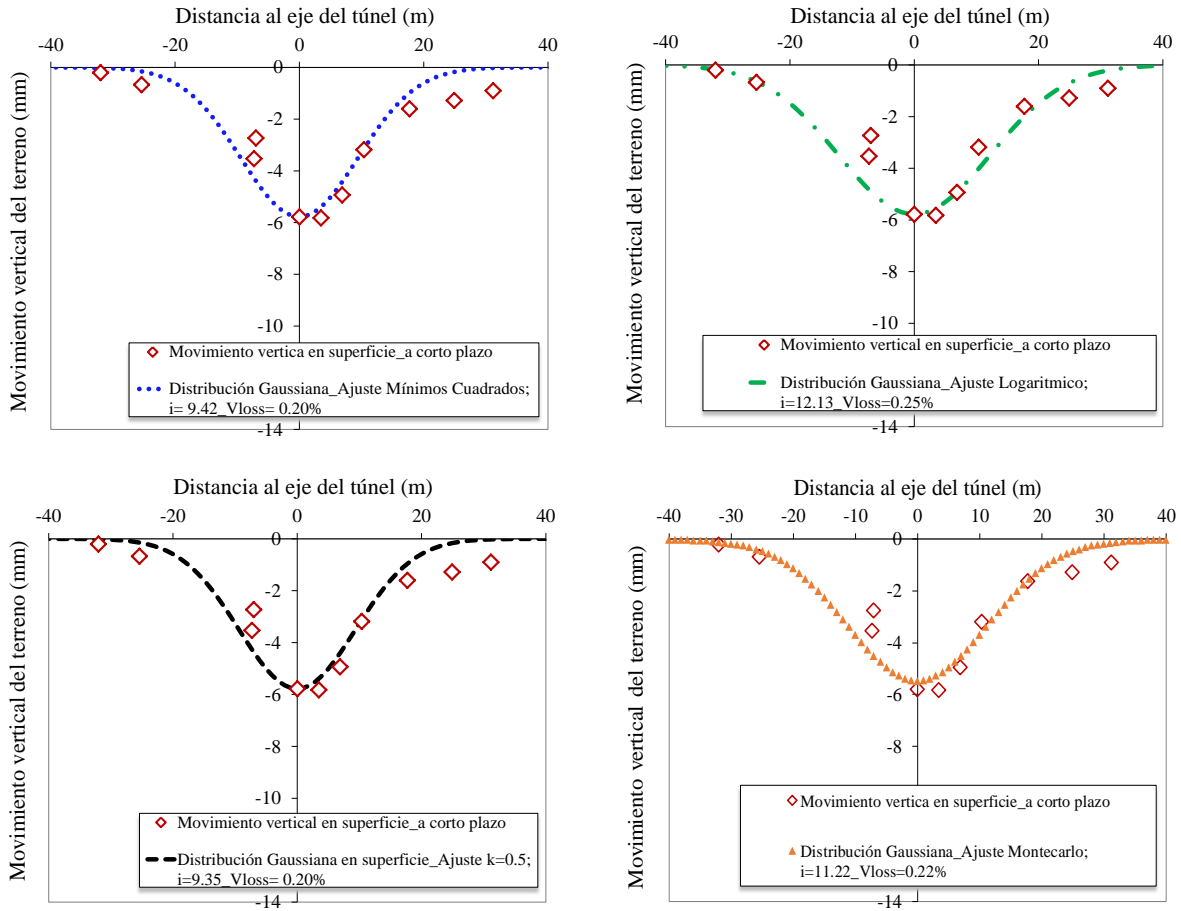
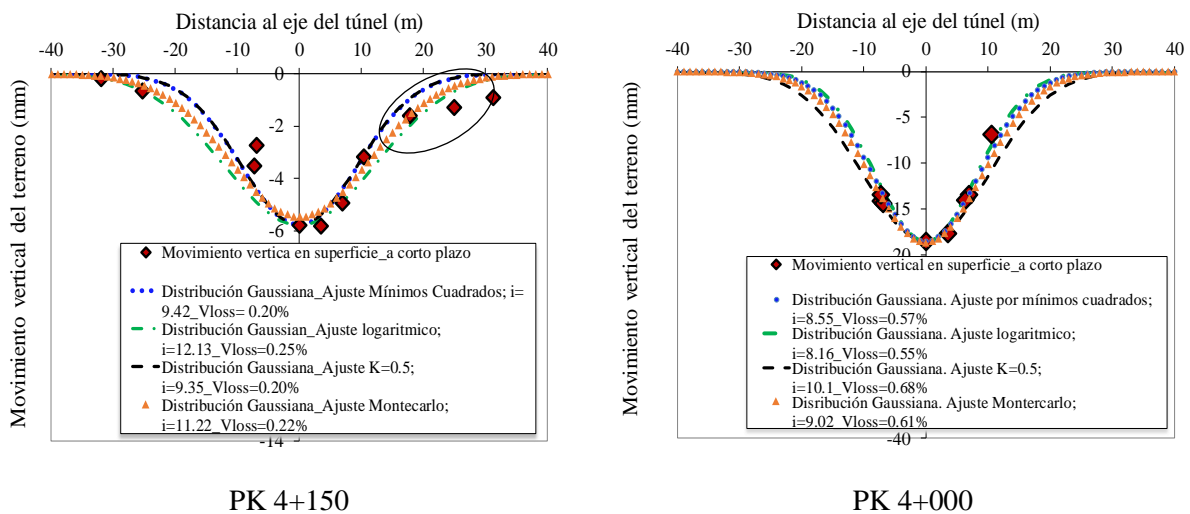


Figura 4.11 Ejemplo de las cubetas transversales de asiento a corto plazo mediante los diferentes ajustes descritos. Caso en particular de la Sección T1D PK 4+150

A continuación, en la Figura 4.12 se presentan el resto de las cubetas transversales del subtramo T1D con todos los ajustes de la curva de Gauss realizados:



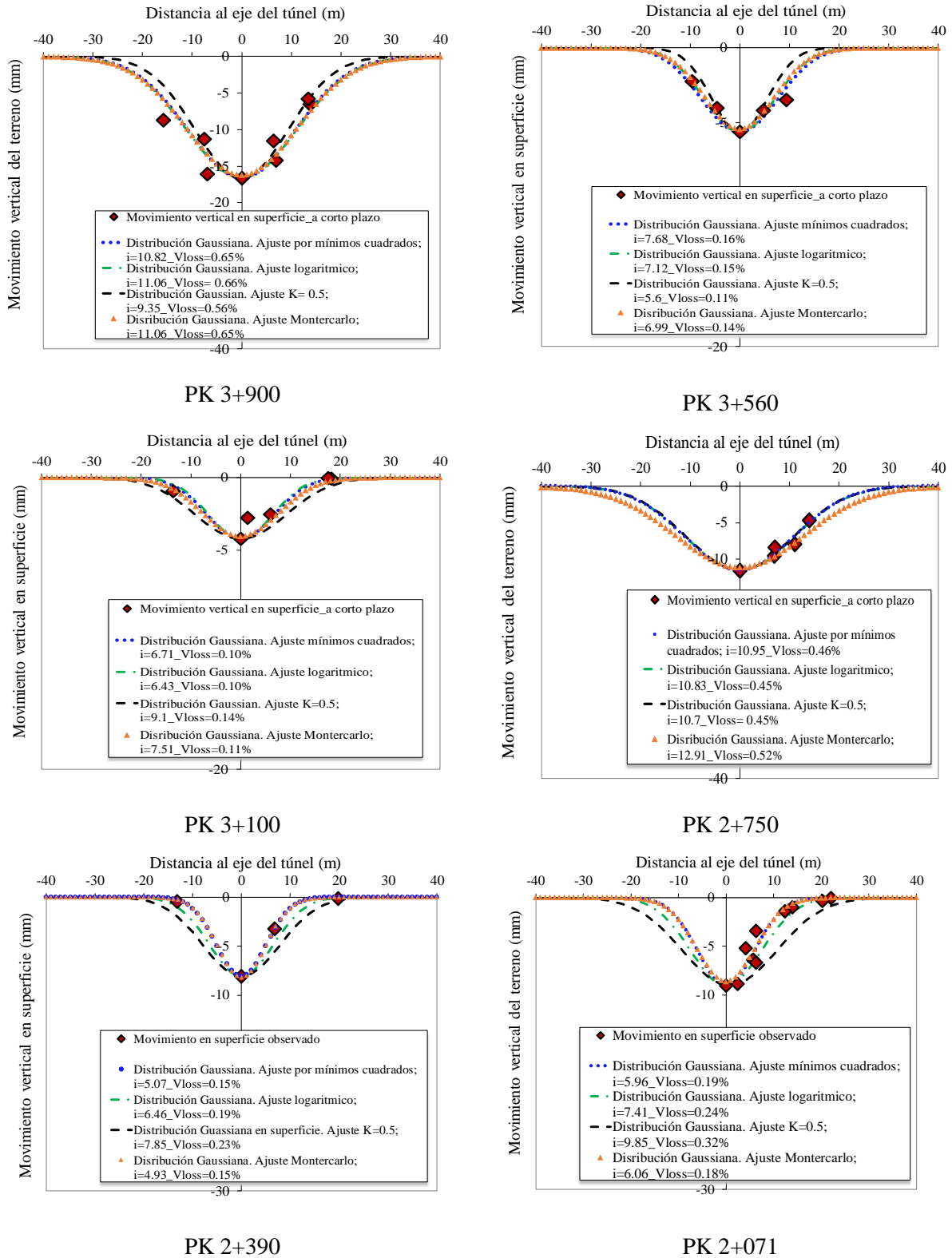


Figura 4.12 Cubetas transversales de asiento a corto plazo mediante los diferentes ajustes descritos

En la Tabla 4.4 se resumen los valores obtenidos a partir de los cuatro ajustes realizados de la curva de Gauss a los datos de campo. En la Tabla, se puede observar cómo los valores del parámetro K son similares

a los calculados mediante el ajuste de mínimos cuadrados como por el ajuste logarítmico y el método de Montecarlo. En algunos casos, se ha comprobado cómo es el caso de las secciones: PK 2+390; PK 2+071 y PK 3+100, que donde predominan los materiales más arenosos perteneciente al logotipo QL2 (véase Apéndice IV Geología y Geotecnia), el valor del K real es algo inferior a $K=0.5$, considerado en el cuarto ajuste propuesto. En cambio, en secciones donde predominan los materiales más arcillosos pertenecientes al material denominado como QL3, el valor de K estimado aumenta variando entre 0.58-0.69, por lo tanto, podemos decir que el valor de $K=0.5$ infravalora ligeramente los valores reales.

Respecto a la pérdida de terreno, se observa como el valor calculado mediante las dos K ajustadas y considerando un $K=0.5$, no varía en exceso su valor, por lo que, considerar un $K=0.5$, como se ha considerado en el tercer de los ajustes propuestos nos conduce a una solución suficientemente aproximada.

SECCIÓN	Prof EJE	a corto plazo	AJUSTE MÍNIMOS CUADRADOS			AJUSTE LOGARITMICO			AJUSTE A PARTIR DE K= 0.5			AJUSTE MONTECARLO		
		S_v	i	K ajustado	V_{loss}	i	K ajustado	V_{loss}	i	K	V_{loss}	i	K ajustado	V_{loss}
PK	Z_0 (m)	(mm)	(m)	(%)	(m)	(%)	(m)	(%)	(m)	(%)	(m)	(%)		
4+150	18.70	5.78	9.42	0.50	0.20	12.13	0.65	0.25	9.35	0.50	0.20	11.22	0.60	0.22
4+000	20.20	18.55	8.55	0.42	0.57	8.16	0.40	0.55	10.1	0.50	0.68	9.02	0.45	0.61
3+900	18.70	16.63	10.82	0.58	0.65	11.06	0.59	0.66	9.35	0.50	0.56	11.06	0.59	0.65
3+560	11.20	5.65	7.68	0.69	0.16	7.12	0.64	0.15	5.60	0.50	0.11	6.99	0.62	0.14
3+100	18.20	4.20	6.71	0.37	0.10	6.43	0.35	0.10	9.1	0.50	0.14	7.51	0.41	0.11
2+750	21.40	11.55	10.95	0.51	0.46	10.83	0.51	0.45	10.7	0.50	0.45	12.91	0.60	0.52
2+390	15.70	8.08	5.07	0.32	0.15	6.46	0.41	0.19	7.85	0.50	0.23	4.93	0.31	0.15
2+071	19.70	9.05	5.96	0.30	0.19	7.41	0.38	0.24	9.85	0.50	0.32	6.06	0.31	0.18

Tabla 4.4 Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos mediante tres métodos de ajuste

En la Figura 4.13 se muestra a modo de ejemplo las cubetas de asiento del subtramo T1D, a partir del asiento considerado como movimiento estable ($S_{a \text{ corto plazo}}$) visto en la Figura 4.2.

En este caso, el ajuste de los asientos de campo dados por la instrumentación ($S_{a \text{ corto plazo}}$), se ha utilizado la expresión 4.7 propuesta por Sagaseta, 1988 y la expresión de Verruijt-Booker (1996) expresada de la forma (4.11) y se ha comparado con la curva Gaussiana. Todas las curvas han sido ajustadas mediante el ajuste por mínimos cuadrados.

En la Tabla 4.5 se muestran los resultados de los ajustes realizados en el Tramo 1D considerando el movimiento a corto plazo.

Una vez realizados los ajustes, se ha determinado el parámetro α que, en principio, incluye los efectos de las deformaciones volumétricas en suelos plásticos compresibles (dilatancia positiva o negativa del suelo) del método de Sagaseta (1988), y se ha observado que, en todos los casos, adquiere valores positivos de α y que estos valores oscilan en un rango entre (0.98-2.56).

Sagaseta (1988) propone $\alpha=1$ para suelos arcillosos y para terrenos granulares cuando $H>4D$. Mientras que, cuando esta profundidad es $H<2D$, adjudica $\alpha=2$. En nuestro caso, la profundidad del túnel se encuentra entre $1.19D - 2.5D$, por lo que se ajusta con las indicaciones propuestas por Sagaseta. El hecho que el parámetro α , correspondan a valores típicos de suelos granulares se cree que puede ser debida, al menos parcialmente, a que en todo el trazado de la Línea 9 estudiado se tiene una capa de material granular drenado, que conforma el acuífero superior, en la clave de excavación y que hemos llamado (QL2). En ocasiones el túnel atraviesa esta capa drenada.

Además, en algunas de las secciones estudiadas se ha visto que este valor del parámetro α adquiere valores superiores a 2.56. Una vez analizadas estas secciones en cuestión, se ha observado que coinciden con los que hemos llamado “puntos singulares” que serán descritos en el apartado 4.6 de esta tesis. Estos puntos se refieren a puntos del trazado donde la máquina está parada en un pozo o habido algún problema como, por ejemplo: errores de inyección de mortero, desgaste de cepillos, zonas con material de relleno poco compactado por encima de la clave de excavación...

En el caso del parámetro ρ , una vez ajustado a los datos de la L9, se observa que adquiere valores entre (0.18-2.07). Según Sagaseta (1998), para valores de $\rho=0$, la cavidad del túnel se contrae horizontal y verticalmente de la misma manera; no hay ovalización. Si $\rho>0$ la convergencia horizontal decrece con respecto a la vertical, y llega a ser negativa (el túnel se expande horizontalmente) para $\rho>1$. En nuestro caso, se observa una evidente ovalización alcanzando en muchos casos valores de $\rho>1$.

Considerando el caso no drenado, ($\mu=0.5$) y adoptando un valor de $K_0=0.5$, valor representativo para el tipo de suelos estudiados en esta tesis, y que el grado de ovalización (la relación entre la forma oval de la sección del túnel y la deformación radial) se puede expresar como: $\rho = [1/2 (1-\mu)](\delta/\epsilon)$, se obtiene un valor de $\rho=2/3$. Como vemos en la excavación de la Línea 9 se obtiene un amplio rango de valores para ese parámetro, lo que confirma que el grado de ovalización depende de otros factores además del valor de K_0 .

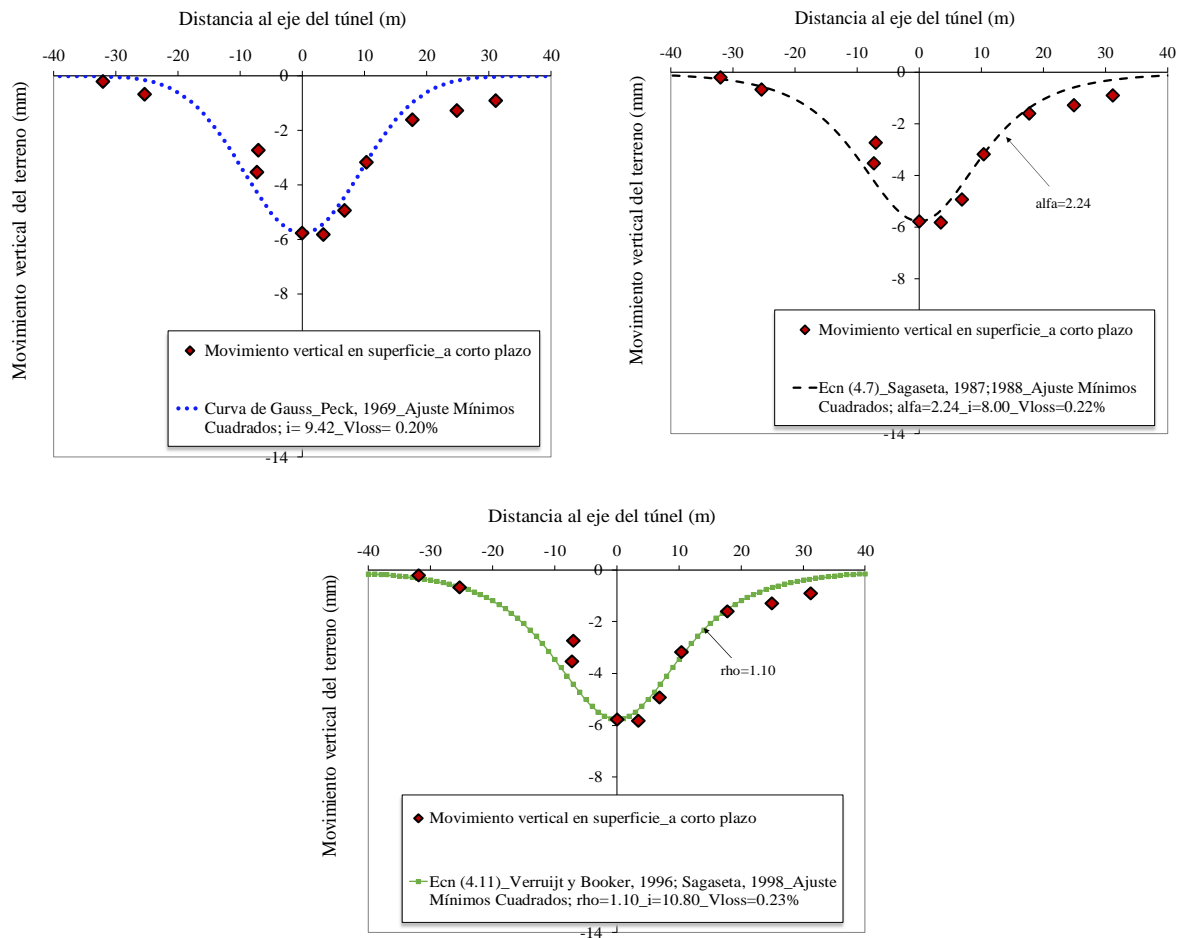


Figura 4.13 Ejemplo de las cubetas transversales de asiento a corto plazo, distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta, 1998. Caso en particular de la Sección T1D PK 4+150

SECCIÓN N	Puntos Singulares	a corto plazo		CURVA DE GAUSS Peck (1969)			Ecn. (4.7) Sagaseta (1987; 1988)				Ecn. (4.11) Verruijt-Booker (1996); Sagaseta (1998)			
		Prof EJE Z ₀ (m)	S _v (mm)	i (m)	K ajustado	V _{loss} (%)	α	i (m)	K	V _{loss} (%)	ρ	i (m)	K	V _{loss} (%)
4+150		18.70	5.78	9.42	0.50	0.20	2.24	8.00	0.43	0.22	1.10	10.80	0.58	0.23
4+000	Parada hiperbólica	20.20	18.55	8.55	0.42	0.57	3.00	7.63	0.38	0.63	2.50	8.67	0.43	0.63
3+900		18.70	16.63	10.82	0.58	0.65	1.82	8.68	0.46	0.74	0.73	8.54	0.46	0.75
3+560		11.20	5.65	7.68	0.69	0.16	1.38	5.78	0.52	0.19	0.28	5.52	0.49	0.20
3+100	Pozo 5	18.20	4.20	6.71	0.37	0.10	2.04	8.08	0.44	0.10	1.11	8.09	0.44	0.10
2+750	Tramo arenoso	21.40	11.55	10.95	0.51	0.46	2.19	9.23	0.43	0.52	1.40	9.40	0.44	0.48
2+390	Tramo arenoso	15.70	8.08	5.07	0.32	0.15	2.91	4.21	0.38	0.15	2.35	4.73	0.43	0.13
2+071		19.70	9.05	5.96	0.30	0.19	2.25	5.54	0.50	0.21	1.30	5.73	0.52	0.20

Tabla 4.5 Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos a corto plazo, Tramo 1D mediante distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta, 1998.

Cubetas de asiento a largo plazo ($S_{a \text{ largo plazo}}$)

A continuación, en la Figura 4.14 y 4.15 se muestran las 8 cubetas de asiento realizadas en el subtramo T1D, a partir del asiento considerado como movimiento final ($S_{a \text{ largo plazo}}$) visto en la Figura 4.2.

En este caso la cubeta de asientos ha sido ajustada mediante la curva de Gauss por 4 ajustes diferentes, tres de ellos ya vistos anteriormente (ajuste por mínimos cuadrados, ajuste logarítmico, ajuste considerando una $K=0.5$ y ajuste mediante el método de Montecarlo).

Además, en este caso, al considerarse en este apartado los asientos debidos al proceso de consolidación (movimientos a largo plazo), se ha utilizado además de la curva Gaussiana como método de aproximación a los datos de campo, los métodos de ajuste propuestos por: Vorster, Jacobsz y Celestino, que modifican la curva Gaussiana y que se compararan con nuestros datos de campo, para ver la mejora que pueden aportar a la ya conocida curva de Gauss.

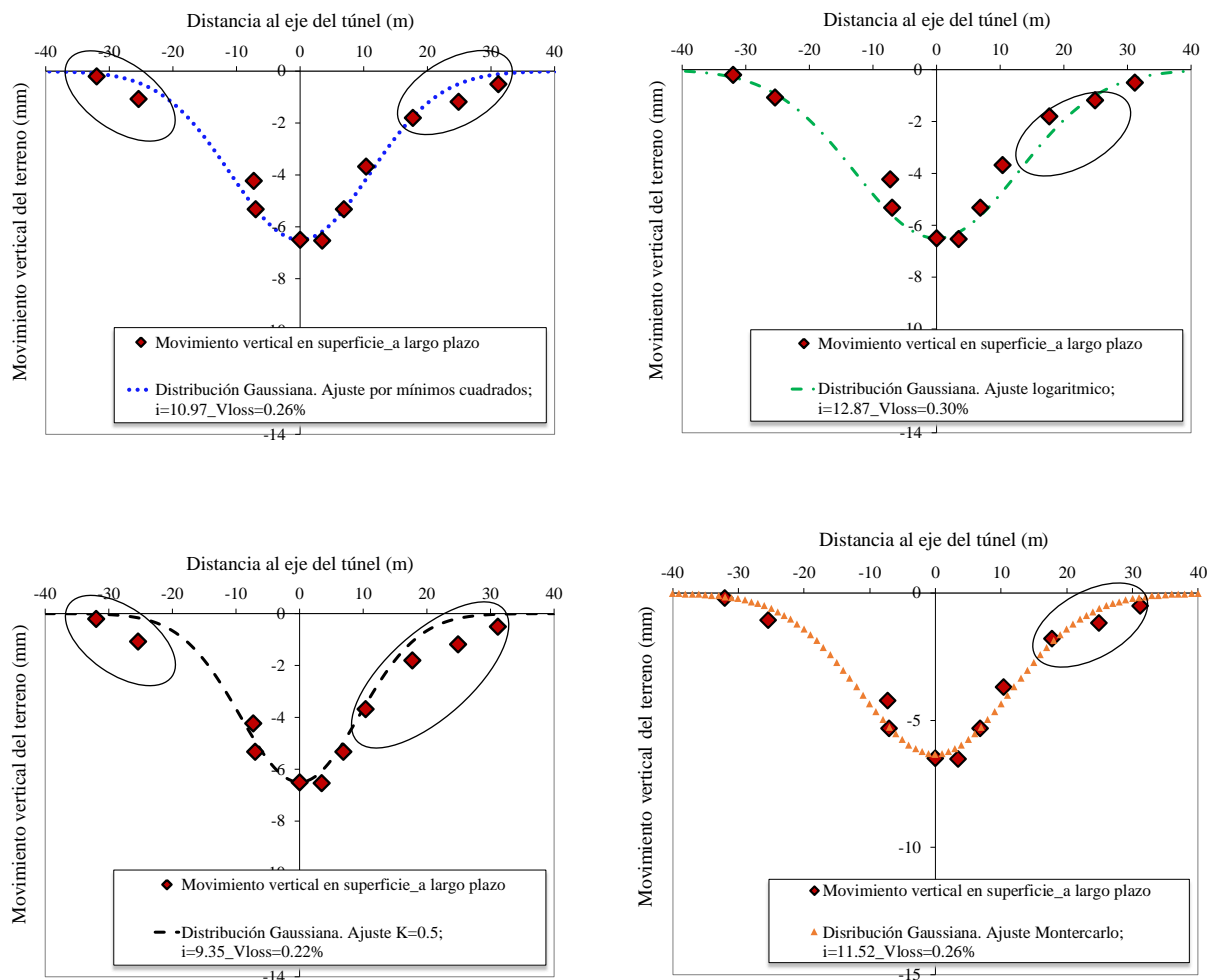
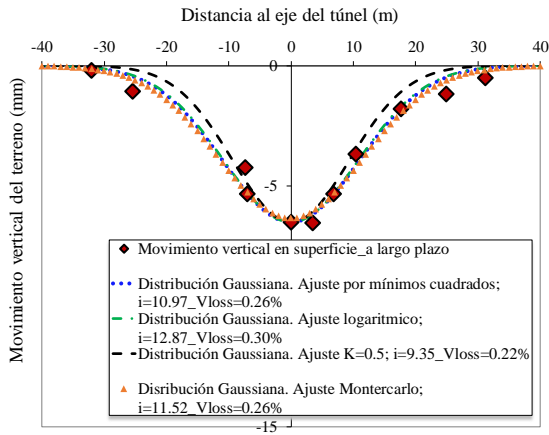
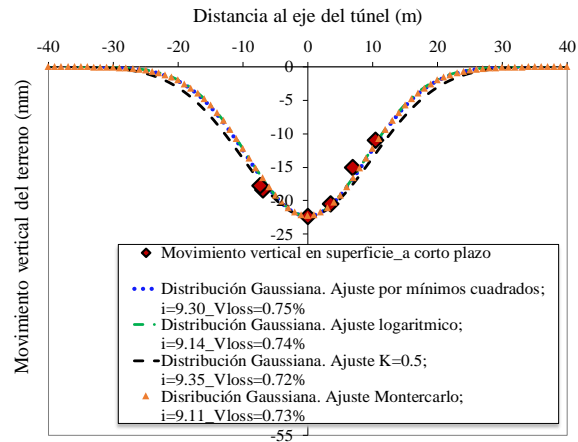


Figura 4.14 Ejemplo de una cubeta transversal de asiento a largo plazo ajustada mediante los diferentes ajustes descritos a los datos de campo. Caso particular de la Sección T1D PK 4+150 del subtramo T1D

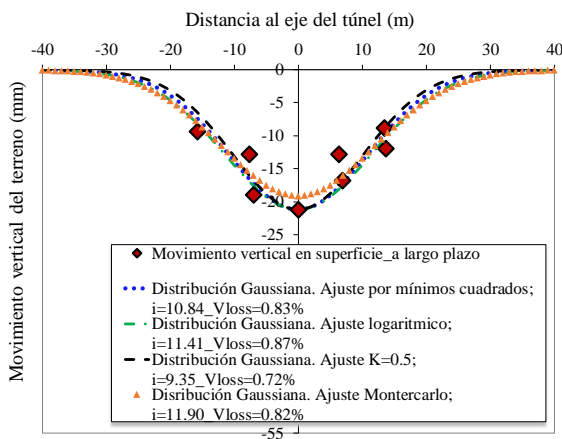
A continuación, se presentan el resto de las cubetas transversales del subtramo T1D con todos los ajustes de la curva de Gauss realizados:



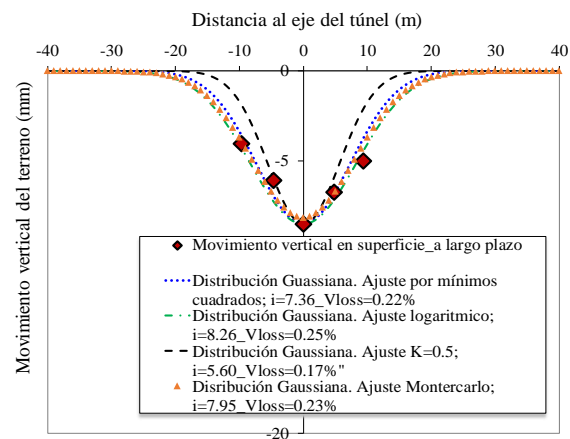
PK 4+150



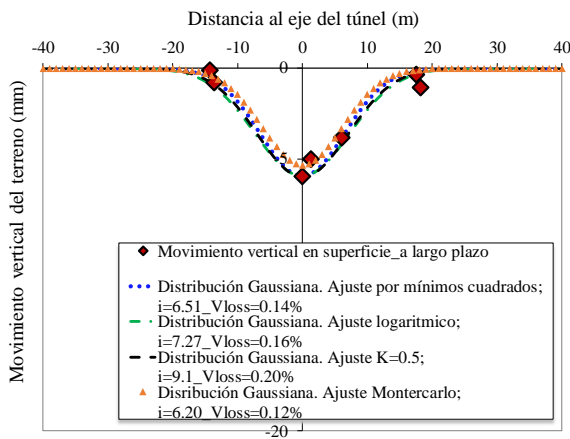
PK 4+000



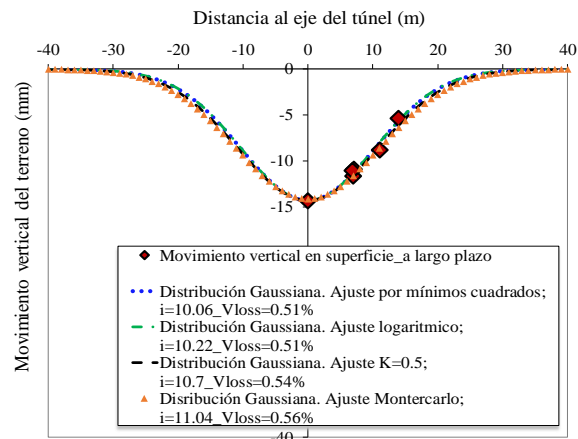
PK 3+900



PK 3+560



PK 3+100



PK 2+750

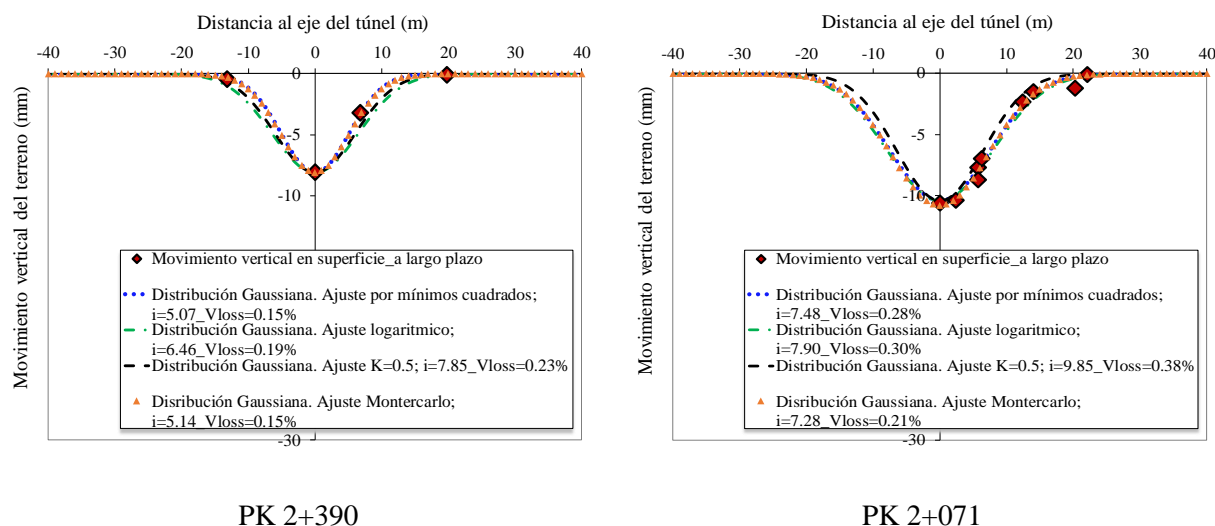


Figura 4.15 Cubetas transversales de asiento en superficie a largo plazo del subtramo T1D mediante los diferentes ajustes descritos a los datos de campo

Una vez realizados los ajustes utilizando la curva Gaussiana, se ha podido observar como cualquiera de los cuatro ajustes realizados: ajuste por mínimos cuadrados, ajuste logarítmico, ajuste considerando K=0.5 o ajuste mediante el método de Montecarlo, todos ellos, se ajustan bien a los datos de campo. Un resumen de todos los resultados se presenta en la Tabla 4.6.

SECCIÓN	Prof EJE	a largo plazo		AJUSTE MÍNIMOS CUADRADOS			AJUSTE LOGARITMICO			AJUSTE A PARTIR DE K= 0.5			AJUSTE MONTECARLO		
		S_v	i	K ajustado	V_{loss}	i	K ajustado	V_{loss}	i	K	V_{loss}	i	K ajustado	V_{loss}	
PK	Z_0 (m)	(mm)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)	(%)	(m)		(%)		
4+150	18.70	6.5	10.97	0.59	0.26	12.87	0.69	0.30	9.35	0.50	0.22	11.52	0.62	0.26	
4+000	20.20	22.3	9.30	0.46	0.75	9.14	0.45	0.74	10.1	0.50	0.81	9.11	0.45	0.73	
3+900	18.70	21.18	10.84	0.58	0.83	11.41	0.61	0.87	9.35	0.50	0.72	11.90	0.64	0.82	
3+560	11.20	8.45	7.36	0.66	0.22	8.26	0.74	0.25	5.60	0.50	0.17	7.95	0.71	0.23	
3+100	18.20	5.95	6.51	0.36	0.14	7.27	0.40	0.16	9.1	0.50	0.20	6.20	0.34	0.12	
2+750	21.40	14.30	10.28	0.48	0.53	10.22	0.48	0.53	10.7	0.50	0.54	11.04	0.52	0.56	
2+390	15.70	8.08	5.07	0.32	0.15	6.46	0.41	0.19	7.85	0.50	0.23	5.14	0.33	0.15	
2+071	19.70	10.06	7.48	0.38	0.28	7.90	0.40	0.30	9.85	0.50	0.38	7.28	0.37	0.21	

Tabla 4.6 Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos mediante cuatro métodos de ajuste

En cambio, sí que es cierto que, en muchos de los casos, existe un movimiento del terreno, en la zona más alejada del eje del túnel algo superior al que nos muestra el ajuste proporcionado por la cubeta de asientos representada mediante la curva de Gauss propuesta por Peck (1969). En la Figura 4.14, se han marcado con círculos estas discrepancias entre la curva de Gauss y los asientos del terreno.

Según Wongsaroj, la consolidación ocurre en el tiempo y el perfil de asientos cambia en superficie, de tal forma que en muchos de los casos la curva Gaussiana no puede ser utilizada para representar este nuevo perfil de asientos como ya hemos comentado. Según los datos de campo recogidos en la Línea 9, vemos que no necesariamente estas discrepancias entre los movimientos del terreno y la curva Gaussiana se deba a los movimientos propios del proceso de consolidación o a largo plazo, ya que se ha observado como también estas discrepancias se producen también a corto plazo Figura 4.13 y Figura 4.12.

Adicionalmente, varios autores como se ha comentado anteriormente han observado también que la curva Gaussiana no siempre tiene un buen ajuste para los datos de las cubetas de asiento en suelos drenados (Celestino et al., 2000; Jacobsz et al., 2004; Vorster et al., 2005).

En esta tesis, después de observar estas pequeñas discrepancias entre los datos de campo y el ajuste mediante la curva de Gauss, se han empleado las expresiones propuestas por: Vorster et al. (2005), Jacobsz et al. (2004) y Celestino et al. (2000), con la finalidad de mejorar el ajuste y con ello el valor de los parámetros de conforman la cubeta de asientos.

En el caso de la expresión propuesta por Jacobsz et al. (2004), la curva propuesta resulta ser una ligera modificación de la curva Gaussiana, pero en este caso y a diferencia de la curva Gaussiana con dos grados de libertad que representan: el asiento máximo (S_{\max}) y el valor del punto de inflexión (i). En casos donde no se tiene instrumentación en superficie por encima de la clave del túnel, resulta útil este ajuste, ya que proporciona una solución más acertada que la solución dada por mínimos cuadrados como veremos más adelante. En el caso de las expresiones propuestas por Celestino et al. (2000) y Vorster et al. (2005) utiliza las curvas con un grado de libertad respecto a la curva de Gauss que proporciona más flexibilidad a la forma de la curva.

Un ejemplo de todos estos ajustes realizados que modifican la curva de Gauss propuestos por Vorster, Jacobsz y por Celestino pueden verse en la Figura 4.16. En la Figura se observa que la curva modificada de Gauss propuesta por Vorster o por Jacobsz proporciona un ajuste mejor a los datos de campo que la curva original de Gauss. Los parámetros de la cubeta de asientos para cada método de ajuste propuesto se presentan en la Tabla 4.7. Los resultados presentados en la Tabla sugieren que los valores del parámetro “ i ” a largo plazo son proporcionales a la profundidad del eje del túnel, proporcionando un valor de K cuasi constante, es decir, con un rango de variación de su valor pequeño.

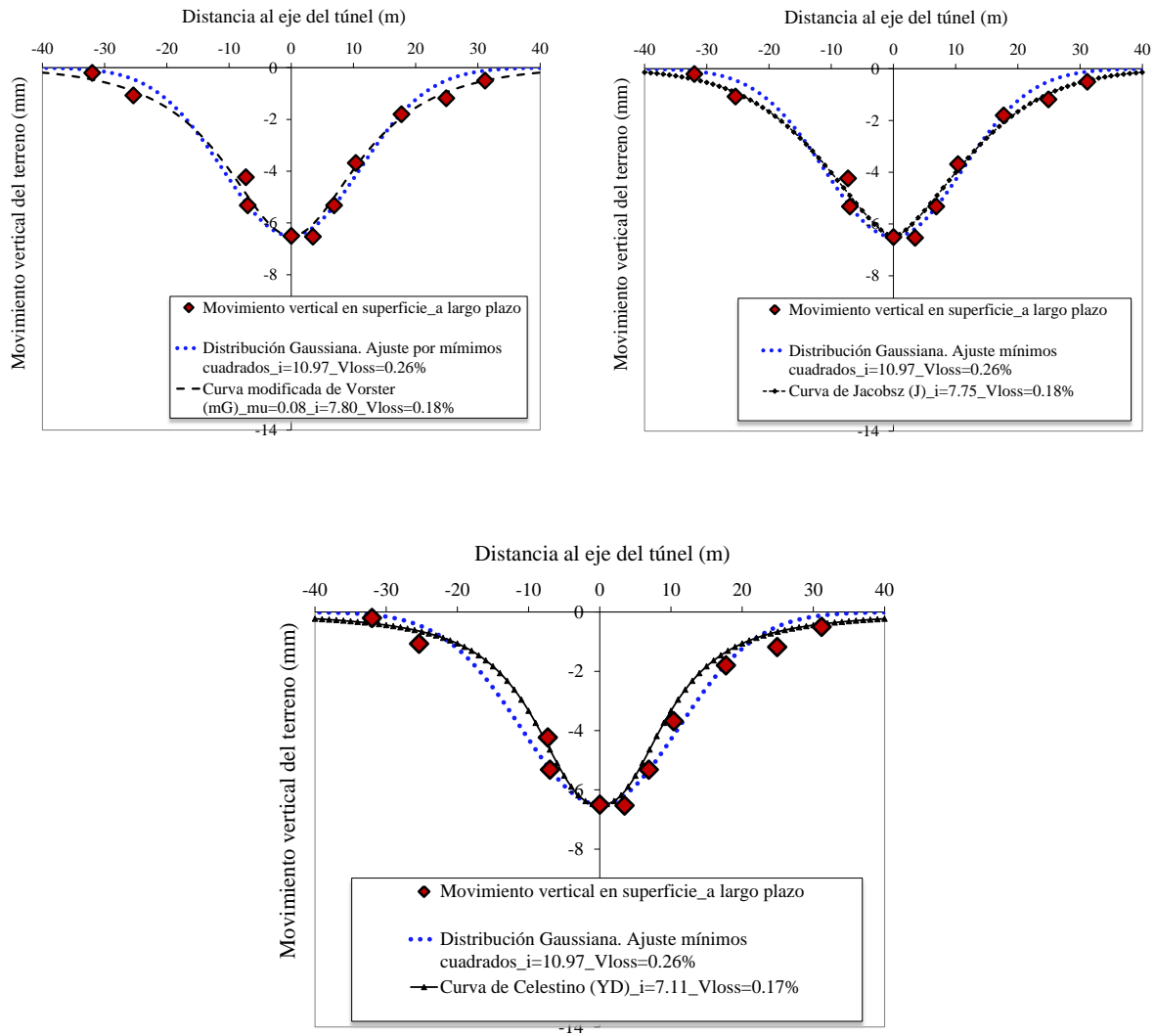


Figura 4.16 Cubetas transversales de asiento a largo plazo mediante los diferentes ajustes descritos por Vorster, Jacobsz y Celestino comparado con el propuesto por Peck sección T1D PK 4+150

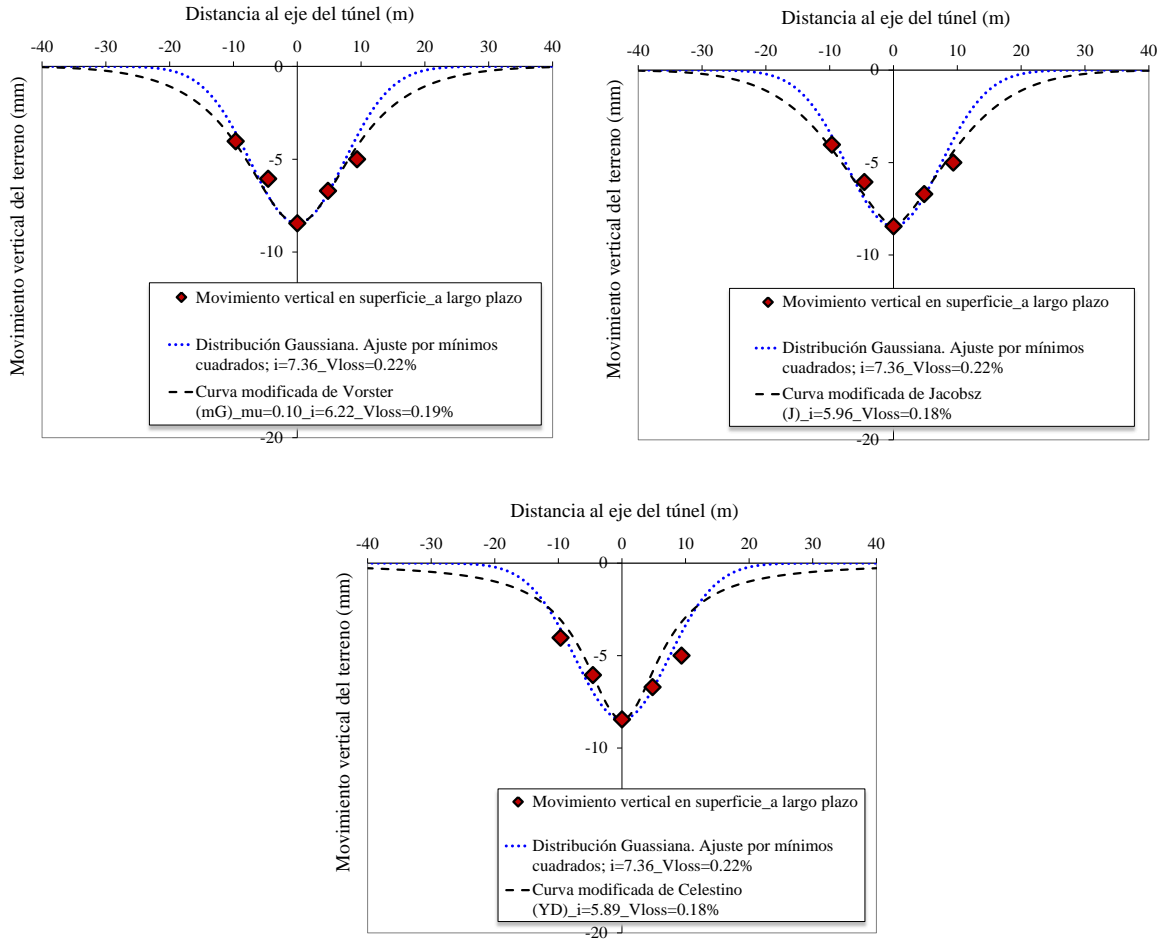


Figura 4.17 Cubetas transversales de asiento a largo plazo mediante los diferentes ajustes descritos por Vorster, Jacobsz y Celestino comparado con el propuesto por Peck sección T1D PK 3+560

LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA. TRAMO 1 AEROPORT DEL PRAT – PARC LOGÍSTIC

		a largo plazo	AJUSTE MÍNIMOS CUADRADOS			AJUSTE VORSTER (MG)				AJUSTE JACOBSZ (J)			AJUSTE CELESTINO (YD)		
SECCIÓN	Prof EJE	S _v	I	K	V _{loss}	mu	i	K	V _{loss}	i	K	V _{loss}	i	K	V _{loss}
PK	Z ₀ (m)	(mm)	(m)		(%)		(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)
4+150	18.70	6.5	10.97	0.59	0.26	0.08	7.80	0.42	0.18	7.75	0.41	0.18	7.11	0.38	0.17
4+000	20.20	22.3	9.30	0.46	0.75	1.17	10.40	0.51	0.84	7.56	0.37	0.61	8.20	0.41	0.66
3+900	18.70	21.18	10.84	0.58	0.83	0.1	8.10	0.43	0.62	7.88	0.42	0.60	5.89	0.32	0.45
3+560	11.20	8.45	7.36	0.66	0.22	0.1	6.22	0.56	0.19	5.96	0.53	0.18	5.89	0.53	0.18
3+100	18.20	5.95	6.51	0.36	0.14	0.19	5.14	0.28	0.11	4.26	0.23	0.10	7.81	0.43	0.17
2+750	21.40	13.95	10.06	0.47	0.51	0.47	10.15	0.47	0.52	7.78	0.36	0.40	7.77	0.36	0.40
2+390	15.70	8.08	5.07	0.32	0.15	0.25	4.32	0.27	0.13	3.37	0.21	0.10	6.92	0.44	0.20
2+071	19.70	10.06	7.48	0.38	0.28	0.57	7.58	0.38	0.29	5.18	0.26	0.20	7.70	0.39	0.29

Tabla 4.7 Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos comparando la curva de ajuste de Gauss con las propuestas por Vorster, Jacobsz y Celestino

Una vez realizas las cubetas según los métodos de ajuste de Vorster, Jacobsz y Celestino, se observa que en los casos donde se tienen datos de campo en las zonas alejadas del eje de excavación, se comprueba que todas estas expresiones mejoran el ajuste entre los datos de campo y la curva de ajuste, como se observa en la sección PK 4+150 mostrada en la Figura 4.15. En este caso, vemos que cualquiera de los tres métodos presentados se ajusta muy bien a los datos de campo y mejora la curva de ajuste Gaussiana propuesta por Peck.

En los casos en que no se dispone de datos de campo suficientemente alejados del eje de excavación Figura 4.17, en estos casos, no se tiene constancia de la discrepancia entre los datos proporcionados por la instrumentación y el ajuste proporcionado por la distribución Gaussiana, pero sí que aportan alguna mejora que se verá en el apartado siguiente.

En la Figura 4.18 se muestra a modo de ejemplo las cubetas de asiento del subtramo T1D, a partir del asiento considerado como movimiento estable ($S_{a \text{ largo plazo}}$) visto en la Figura 4.2.

En este caso, como en el anterior, el ajuste de los asientos de campo dados por la instrumentación ($S_{a \text{ largo plazo}}$), se ha utilizado la expresión 4.7 propuesta por Sagaseta (1988) y la expresión de Verruijt-Booker (1996) expresada de la forma (4.11) y se ha comparado con la curva Gaussiana. Todas las curvas han sido ajustadas mediante el ajuste por mínimos cuadrados como método de aproximación a los datos de campo.

En la Tabla 4.8 se muestran los resultados de los ajustes realizados en el Tramo 1D considerando el movimiento a largo plazo.

SECCIÓN	Puntos Singulares	a largo plazo	CURVA DE GAUSS Peck (1969)				Ecn. (4.7) Sagaseta (1987; 1988)				Ecn. (4.11) Verruijt-Booker (1996); Sagaseta (1998)			
			Prof EJE	S_v	i	K ajustado	V_{loss}	α	i	K ajustado	V_{loss}	ρ	i	K
PK		Z_0 (m)	(mm)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)	(%)		(%)	
4+150		18.70	6.5	10.97	0.59	0.26	1.95	8.45	0.45	0.20	0.92	8.41	0.45	0.20
4+000	Parada Hiperbárica	20.20	22.3	9.30	0.46	0.75	2.57	8.15	0.40	0.84	1.55	8.83	0.44	0.88
3+900		18.70	21.18	10.84	0.58	0.83	1.83	8.66	0.46	0.93	0.73	8.54	0.46	0.96
3+560		11.20	8.45	7.36	0.66	0.22	1.26	5.97	0.53	0.31	0.18	5.72	0.51	0.32
3+100	Pozo 5	18.20	5.95	6.51	0.36	0.14	2.12	7.95	0.44	0.14	1.16	7.72	0.42	0.14
2+750	Tramo Arenoso	21.40	14.30	10.28	0.48	0.53	2.45	8.81	0.41	0.60	2.25	9.21	0.43	0.47
2+390	Tramo Arenoso	15.70	8.08	5.07	0.32	0.15	2.91	4.21	0.38	0.15	2.35	4.73	0.43	0.13
2+071		19.70	10.06	7.48	0.38	0.28	1.59	6.37	0.58	0.32	0.53	6.08	0.55	0.34

Tabla 4.8 Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos a largo plazo, Tramo 1D mediante distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta, 1998.

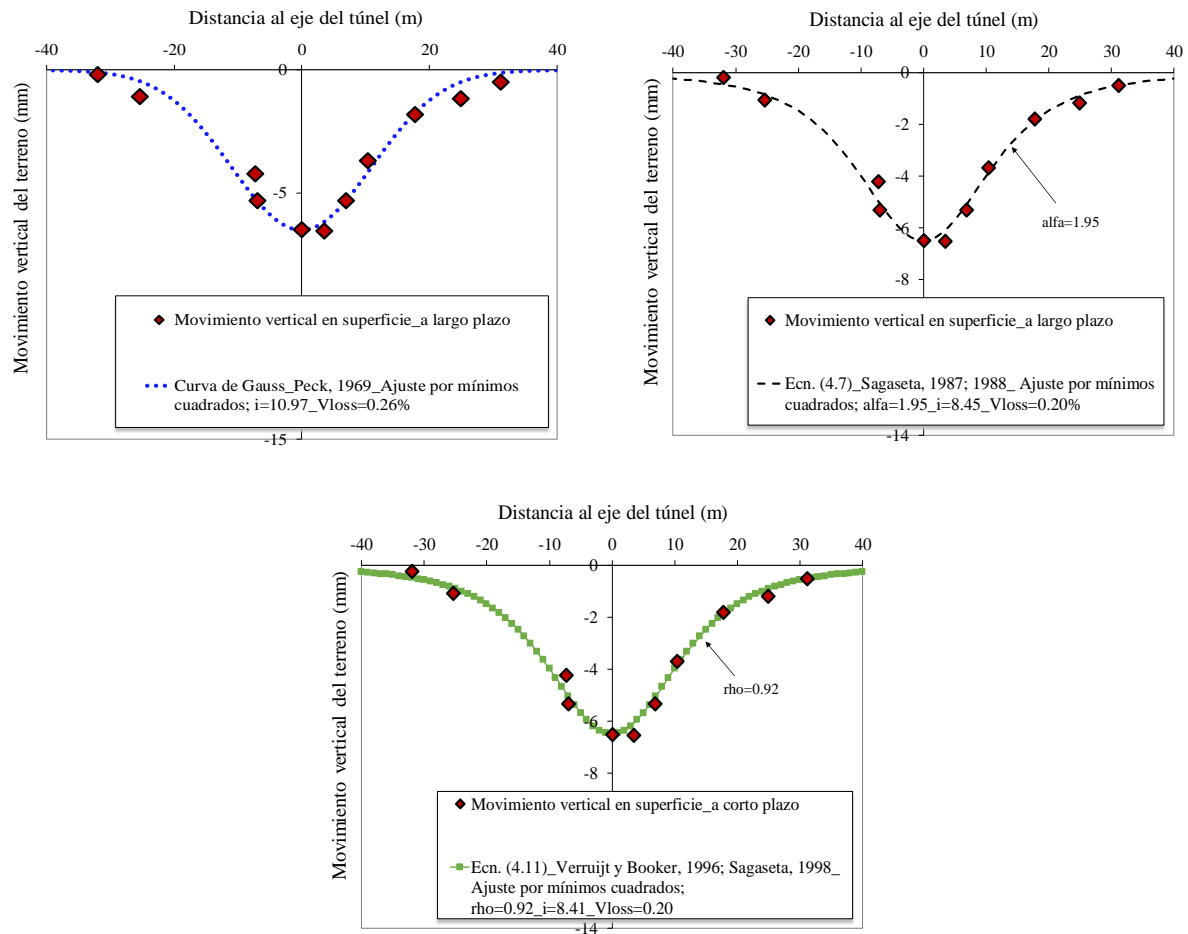


Figura 4.18 Ejemplo de las cubetas transversales de asiento a largo plazo, distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta, 1998. Caso en particular de la Sección T1D PK 4+150

4.3.3 Cubetas de asiento en superficie: Tuneladora HADES_Subtramo T1A, T1B, T1E, T1C

Los subtramos T1A, T1B, T1E, T1C, forman parte al igual que el subtramo T1D del Tramo 1 estudiado en esta tesis. Los subtramos T1A, T1B, T1E, T1C en cuestión, se encuentran entre la estación de Mas Blau y la estación de Parc Logístic, todos ellos se encuentran instrumentados tanto en superficie como en profundidad, lo que nos permitirá de igual manera que en el subtramo anteriormente visto, el estudio de las cubetas transversales de asiento.

Estratigrafía del suelo e hidrología

La estratigrafía e hidrología de subsuelo tiene las mismas características que el anterior subtramo descrito.

Propiedades ingenieriles del subtramo

El túnel en los subtramos T1A, T1B, T1E, T1C estudiados atraviesa de igual manera que el subtramo T1D los materiales arcillosos del QL3, QL3s, principalmente. En las zonas del trazado donde se sitúan las

estaciones el túnel es algo más superficial, atraviesa los materiales del acuífero superior del QL2 (más información véase Apéndice IV: Geología y Geotecnia).

Cubetas de asiento a corto plazo ($S_{a \text{ corto plazo}}$)

A continuación, se muestra la situación de las 35 cubetas de asiento realizadas en el subtramo T1A, T1B, T1E, T1C (Figura 4.19 y Figura 4.20), a partir del asiento considerado como movimiento estable ($S_{a \text{ corto plazo}}$) visto en la Figura 4.2. Este asiento, considerado como estable y llamado a corto plazo, se desarrolla aproximadamente a los 100 metros del frente de excavación.

El ajuste en este caso, a los asientos de campo dados por la instrumentación ($S_{a \text{ corto plazo}}$), al no considerarse en este apartado los asientos debidos al proceso de consolidación (movimientos a largo plazo), se ha utilizado la curva Gaussiana como método de aproximación a los datos de campo.

En la Tabla 4.9 se muestran los datos de los valores obtenidos a partir de los cuatro ajustes realizados de la curva de Gauss a los datos de campo para los cuatro subtramos realizados con la tuneladora Hades. Además, en el Apéndice V se muestran las cubetas de asiento ajustadas por cada uno de los métodos.

Una vez realizados los ajustes, se ha podido observar como cualquiera de los cuatro ajustes descritos en el apartado anterior: ajuste mediante mínimos cuadrados, ajuste logarítmico, ajuste considerando una $K=0.5$ y ajuste mediante el método de Montecarlo se ajusta bien a todos los casos que aquí se presentan.

Respecto a la pérdida de terreno, se observa como el valor calculado mediante los ajustes de mínimos cuadrados, logarítmico, Montecarlo y considerando un $K=0.5$, en todos los casos el valor de la pérdida de terreno no varía en exceso, por lo que, considerar un $K=0.5$, como se ha considerado en el tercer de los ajustes propuestos nos conduce también a una solución suficientemente aproximada en la mayoría de los casos.

Además, también se ha realizado el ajuste mediante mínimos cuadrados de la ecuación 4.7 propuesta por Sagaseta, 1988 y la expresión de Verruijt-Booker (1996) expresada de la forma (4.11) y se ha comparado con la curva Gaussiana.

En la Tabla 4.10 se muestran los resultados de los ajustes realizados en el Tramo 1A, B, E, C considerando el movimiento a corto plazo.

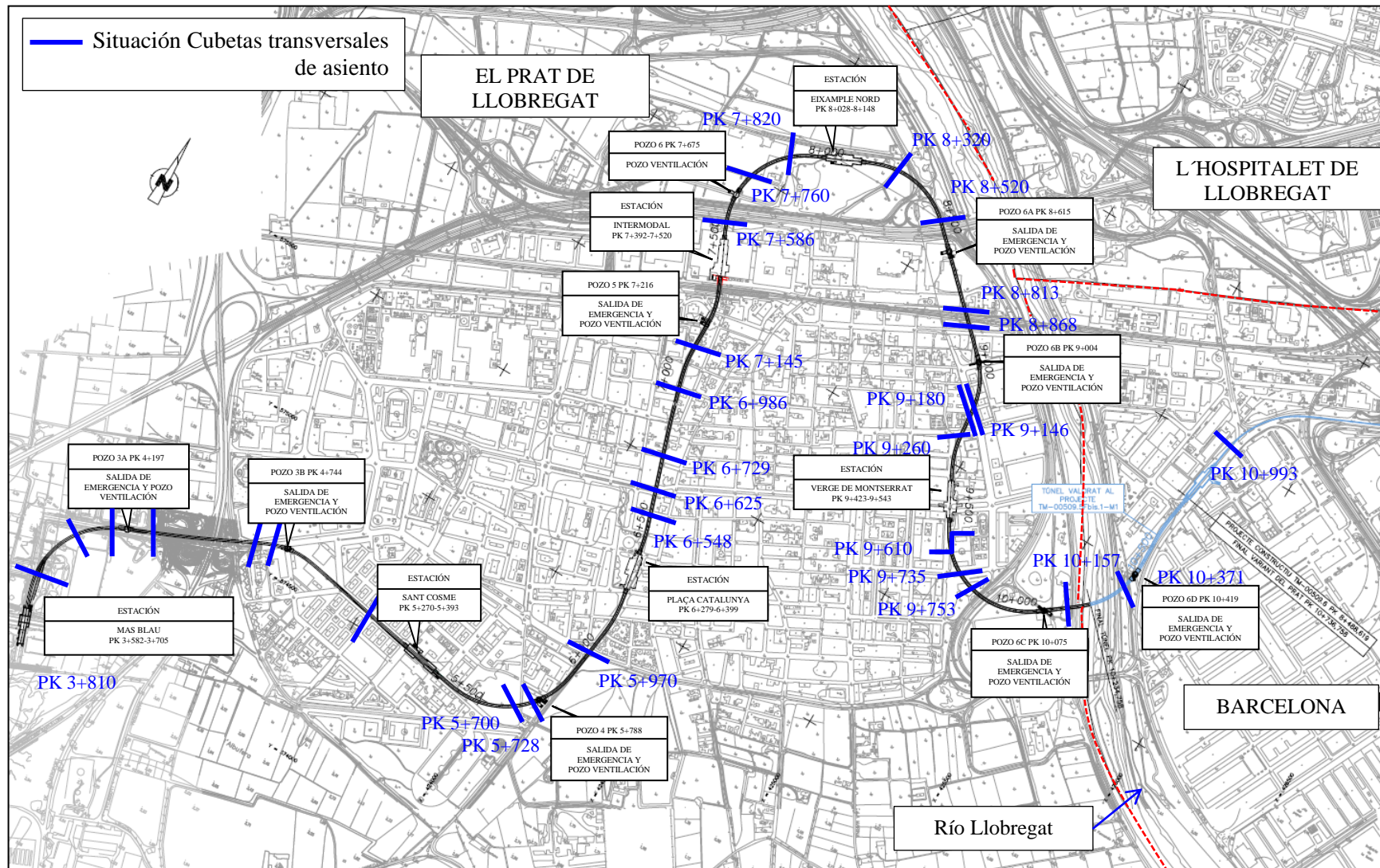


Figura 4.19 Situación de las cubetas transversales de asiento en los subtramos T1A, T1B, T1E, T1C

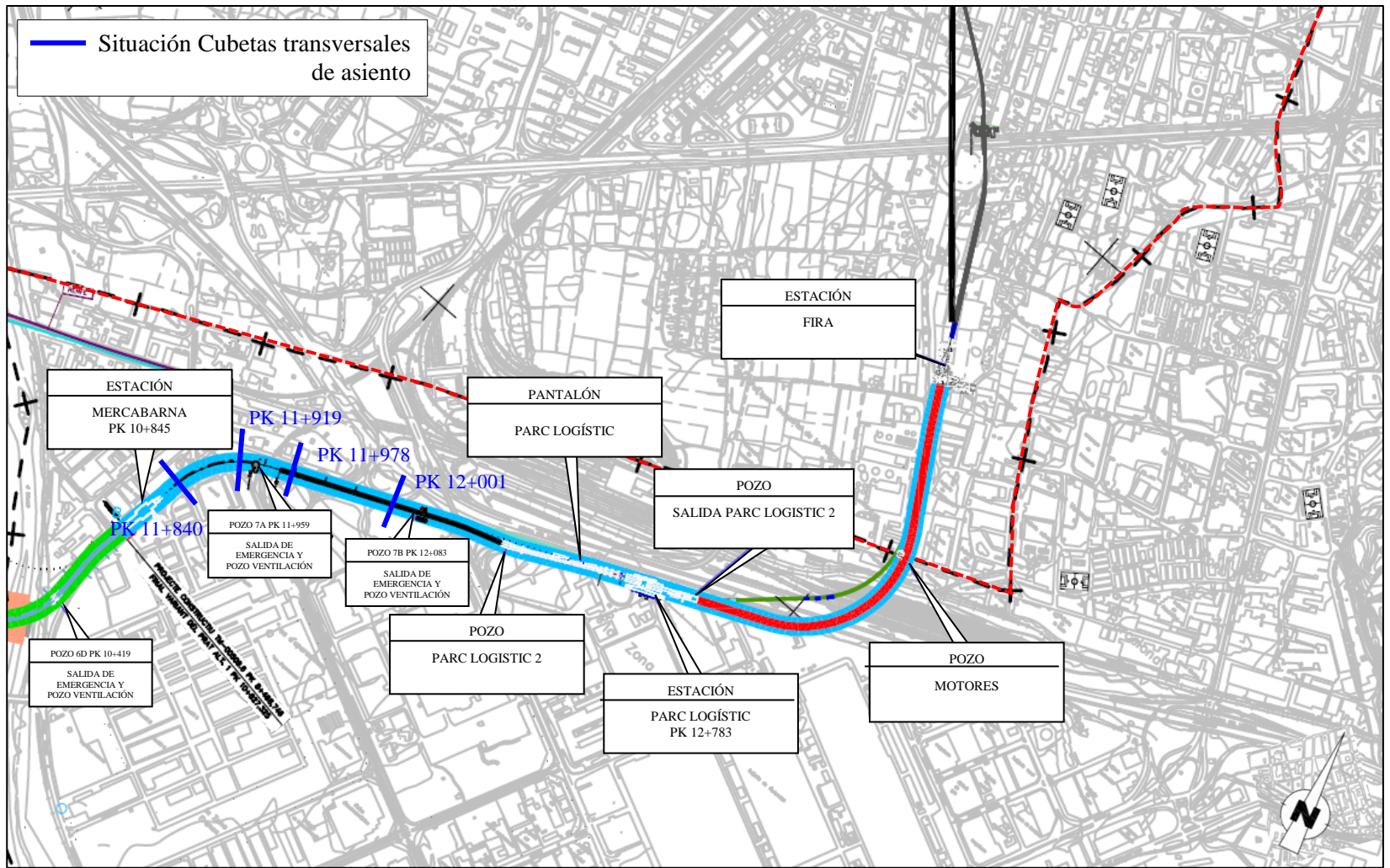


Figura 4.20 Continuación situación de las cubetas transversales de asiento en el subtramo T1C

LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA. TRAMO 1 AEROPORT DEL PRAT – PARC LOGÍSTIC

SECCIÓN	Prof EJE	a corto plazo	AJUSTE MÍNIMOS CUADRADOS			AJUSTE LOGARITMICO			AJUSTE PARTIR DE K=0.5			AJUSTE MONTECARLO		
		S _v	i	K ajustado	V _{loss}	i	K ajustado	V _{loss}	i	K	V _{loss}	i	K	V _{loss}
PK	Z ₀ (m)	(mm)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)
3+810	17.9	-25.9	8.35	0.47	0.78	8.19	0.46	0.77	9.00	0.50	0.75	7.93	0.44	0.78
3+993	18.4	-30.88	9.02	0.49	1.01	9.58	0.52	1.07	9.20	0.50	1.02	9.93	0.54	1.16
4+140	20.7	-11.58	10.26	0.50	0.45	9.84	0.47	0.43	10.35	0.50	0.45	11.63	0.56	0.58
4+240	20.7	-12.90	7.00	0.34	0.35	9.62	0.46	0.48	10.35	0.50	0.51	9.96	0.48	0.39
4+600	14.9	-3.60	6.02	0.40	0.06	6.04	0.41	0.08	7.45	0.50	0.09	-	-	-
4+900	14.9	-3.76	3.32	0.22	0.06	5.68	0.38	0.08	7.45	0.50	0.10	-	-	-
5+700	20.7	-5.57	10.44	0.50	0.21	10.97	0.53	0.22	10.35	0.50	0.21	11.84	0.57	0.22
5+728	21.2	-7.16	11.23	0.53	0.29	11.14	0.53	0.29	10.60	0.50	0.27	11.51	0.54	0.30
5+970	19.7	-3.10	5.94	0.30	0.07	5.97	0.30	0.07	9.85	0.50	0.11	6.49	0.33	0.09
6+548	13.5	-9.00	10.30	0.57	0.33	11.23	0.62	0.37	9.10	0.50	0.16	12.03	0.89	0.33
6+625	16.5	-8.41	7.72	0.47	0.23	8.76	0.53	0.27	8.25	0.50	0.25	7.59	0.46	0.22
6+986	21.9	-3.37	8.89	0.33	0.11	10.98	0.41	0.13	13.25	0.50	0.16	9.38	0.43	0.11
7+145	20.9	-15.02	12.54	0.51	0.69	15.53	0.63	0.86	12.5	0.50	0.69	11.09	0.53	0.63
7+586	18.5	-8.35	7.04	0.38	0.21	8.07	0.44	0.24	9.25	0.50	0.24	7.18	0.39	0.21
7+760	16.7	-7.72	5.26	0.31	0.15	5.07	0.30	0.14	8.35	0.50	0.23	5.49	0.33	0.14
7+820	16.2	-6.91	4.86	0.30	0.12	4.68	0.29	0.11	8.10	0.50	0.20	4.70	0.29	0.11
8+320	14.2	-13.0	6.17	0.43	0.29	5.73	0.40	0.33	7.10	0.50	0.33	6.13	0.43	0.33
8+520	19.7	-10.50	10.06	0.51	0.38	9.57	0.49	0.36	9.85	0.50	0.37	9.66	0.49	0.35

Tabla 4.9 Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos a corto plazo mediante cuatro métodos de ajuste

LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA. TRAMO 1 AEROPORT DEL PRAT – PARC LOGÍSTIC

SECCIÓN	Prof EJE	a corto plazo	AJUSTE MÍNIMOS CUADRADOS			AJUSTE LOGARITMICO			AJUSTE PARTIR DE K= 0.5			AJUSTE MONTECARLO		
		S _v	i	K ajustado	V _{loss}	i	K ajustado	V _{loss}	i	K	V _{loss}	i	K	V _{loss}
PK	Z ₀ (m)	(mm)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)
8+813	20.7	-2.70	6.49	0.31	0.06	6.39	0.31	0.06	10.35	0.50	0.10	5.67	0.27	0.06
8+868	21.5	-6.80	7.54	0.35	0.19	7.77	0.36	0.19	10.75	0.50	0.27	7.77	0.36	0.19
9+146	22.5	-6.50	6.98	0.31	0.16	7.70	0.34	0.18	11.25	0.50	0.26	7.72	0.34	0.19
9+180	21.7	-5.40	8.02	0.37	0.16	7.76	0.36	0.15	10.85	0.50	0.21	8.03	0.37	0.16
9+610	16.1	-1.60	4.36	0.27	0.03	5.20	0.32	0.04	8.05	0.50	0.06	4.25	0.26	0.03
9+735	20.5	-3.80	6.36	0.31	0.10	7.59	0.37	0.12	10.25	0.50	0.16	6.12	0.30	0.10
9+753	21.7	-4.70	6.01	0.22	0.10	7.11	0.33	0.12	10.85	0.50	0.18	6.49	0.30	0.10
10+157	23.9	-4.80	8.47	0.35	0.13	9.52	0.40	0.15	11.95	0.50	0.19	8.42	0.35	0.13
10+371	22.7	-7.60	8.05	0.35	0.22	9.28	0.41	0.25	11.35	0.50	0.31	9.41	0.41	0.26
10+993	14.3	-4.50	5.76	0.40	0.09	6.54	0.46	0.11	7.15	0.50	0.12	6.33	0.44	0.11

Tabla 4.9 Continuación relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos a largo plazo mediante cuatro métodos de ajuste

LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA. TRAMO 1 AEROPORT DEL PRAT – PARC LOGÍSTIC

SECCIÓN	Puntos Singulares	a corto plazo		CURVA DE GAUSS Peck (1969)				Ecn. (4.7) Sagaseta (1987; 1988)			Ecn. (4.11) Verruijt-Booker (1996); Sagaseta (1998)			
		Prof EJE	S _v	i	K ajustado	V _{loss}	α	i	K ajustado	V _{loss}	ρ	i	K	V _{loss}
PK		Z ₀ (m)	(mm)	(m)		(%)		(m)		(%)		(m)		(%)
3+810		17.9	-25.9	8.35	0.47	0.78	2.56	7.23	0.40	0.88	2.94	7.64	0.43	0.61
3+993		18.4	-30.88	9.02	0.49	1.01	2.09	8.08	0.44	1.31	1.21	8.14	0.44	1.25
4+140		20.7	-11.58	10.26	0.50	0.45	1.85	9.55	0.46	0.70	0.77	9.42	0.45	0.73
4+240		20.7	-12.90	7.00	0.34	0.35	3.48	7.34	0.35	0.36	3.00	8.83	0.43	0.39
4+600		14.9	-3.60	6.02	0.40	0.06	1.40	7.65	0.51	0.13	0.28	7.34	0.49	0.12
5+700		20.7	-5.57	10.44	0.50	0.21	2.34	8.68	0.42	0.23	1.64	9.02	0.44	0.21
5+728	Pozo 4	21.2	-7.16	11.23	0.53	0.29	2.09	9.31	0.44	0.33	1.19	9.39	0.44	0.32
5+970	Pozo 4	19.7	-3.10	5.94	0.30	0.07	5.22	5.82	0.30	0.10	6.23	8.28	0.42	0.07
6+548		13.5	-9.00	10.30	0.57	0.33	1.25	7.23	0.54	0.41	0.19	7.27	0.54	0.44
6+625		16.5	-8.41	7.72	0.47	0.23	2.10	7.24	0.44	0.30	1.31	7.27	0.44	0.28
6+986		21.9	-3.37	8.89	0.33	0.11	2.34	9.19	0.42	0.10	1.61	9.18	0.42	0.11
7+145		20.9	-15.02	12.54	0.51	0.69	2.19	9.00	0.43	0.67	1.20	9.24	0.44	0.67
7+586	Desgaste Cepillos	18.5	-8.35	7.04	0.38	0.21	4.03	6.15	0.33	0.21	6.27	7.68	0.42	0.13
7+760		16.7	-7.72	5.26	0.31	0.15	2.09	4.72	0.28	0.15	1.15	7.21	0.44	0.06
7+820		16.2	-6.91	4.86	0.30	0.12	1.15	4.49	0.28	0.12	0.22	6.73	0.42	0.06
8+320	Relleno poco compactado	14.2	-13.0	6.17	0.43	0.29	3.20	5.22	0.37	0.35	5.75	5.90	0.42	0.18
8+520	Relleno poco compactado	19.7	-10.50	10.06	0.51	0.38	2.29	8.32	0.42	0.42	1.25	8.69	0.44	0.42

Tabla 4.10 Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos a corto plazo, Tramo 1 A, B, E, C mediante distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11)

Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta, 1998.

SECCIÓN	Puntos Singulares	a corto plazo		CURVA DE GAUSS Peck (1969)				Ecn. (4.7) Sagaseta (1987; 1988)			Ecn. (4.11) Verruijt-Booker (1996); Sagaseta (1998)			
		Prof EJE	S _v	i	K ajustado	V _{loss}	α	i	K ajustado	V _{loss}	ρ	i	K	V _{loss}
PK		Z ₀ (m)	(mm)	(m)		(%)		(m)		(%)		(m)		(%)
8+813		20.7	-2.70	6.49	0.31	0.06	5.72	5.87	0.28	0.06	6.00	8.71	0.42	0.05
8+868		21.5	-6.80	7.54	0.35	0.19	1.20	6.71	0.31	0.19	0.12	9.49	0.44	0.11
9+146		22.5	-6.50	6.98	0.31	0.16	0.98	6.77	0.30	0.19	0.20	9.94	0.44	0.11
9+180		21.7	-5.40	8.02	0.37	0.16	1.14	7.09	0.33	0.16	0.09	9.01	0.42	0.09
9+610		16.1	-1.60	4.36	0.27	0.03	1.19	4.16	0.26	0.03	0.20	6.69	0.42	0.02
9+735		20.5	-3.80	6.36	0.31	0.10	0.97	5.95	0.29	0.10	0.62	8.51	0.41	0.03
9+753		21.7	-4.70	6.01	0.22	0.10	1.24	5.85	0.27	0.10	0.78	9.01	0.42	0.08
10+157		23.9	-4.80	8.47	0.35	0.13	2.19	7.48	0.31	0.13	1.20	9.93	0.40	0.08
10+371	Parada	22.7	-7.60	8.05	0.35	0.22	3.45	8.08	0.36	0.27	5.30	9.43	0.42	0.13
10+993		14.3	-4.50	5.76	0.40	0.09	2.01	4.99	0.35	0.10	1.13	5.94	0.42	0.03

Tabla 4.10 Continuación relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos a corto plazo, Tramo 1 A, B, E, C mediante distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta, 1998.

Cubetas de asiento a largo plazo ($S_{a \text{ largo plazo}}$)

Como en el caso del subtramo T1D, se presentan a continuación las 35 cubetas de asiento realizadas en los subtramos T1A, T1B, T1E y T1C, a partir del asiento considerado como movimiento final ($S_{a \text{ largo plazo}}$) visto en la Figura 4.2.

En este caso, la cubeta de asientos ha sido ajustada mediante la curva de Gauss mediante los cuatro ajustes ya vistos anteriormente (ajuste por mínimos cuadrados, ajuste logarítmico, ajuste considerando una $K=0.5$ y el ajuste mediante el método de Montecarlo).

En la Tabla 4.11, se presentan los datos de ajuste de la curva de Gauss a los movimientos a largo plazo, mediante los cuatro métodos de ajuste y en el Apéndice VI se presentan las cubetas de asiento vertical en superficie ajustadas mediante todos los métodos descritos. Una vez analizados los métodos se ha podido observar como cualquiera de los cuatro ajustes realizados: ajuste por mínimos cuadrados, ajuste logarítmico, ajuste considerando $K=0.5$ o ajuste mediante el método de Montecarlo, todos ellos, se ajustan en la mayor medida posible bastante bien a los datos de campo, al igual que en el subtramo T1D visto anteriormente.

El valor del parámetro K , no se conoce de antemano, por lo tanto, uno de los métodos de ajuste, ha sido considerar un valor fijo del valor de $K=0.5$. Principalmente la instrumentación de campo se encuentra dispuesta siguiendo la traza del túnel y en pocas ocasiones, 43 en nuestro caso, se dispone de instrumentación perpendicular al trazado para realizar el estudio de las cubetas de asiento, es por este motivo, que se ha querido comprobar si el valor de $K=0.5$, propio de materiales cohesivos, es buen valor para el cálculo de la pérdida de volumen del terreno a lo largo del trazado de la excavación.

Una vez analizados los datos, de todas las cubetas de asiento, nos hemos encontrado que para el caso en que el valor de K diste significativamente del valor de 0.5 propuesto, adquiriendo valores inferiores a 0.35 o superiores a 0.57, en estos casos, este método de ajuste obviamente es el que más se aleja de un valor de anchura de cubeta y de la pérdida de volumen de terreno real. Los casos que el valor de K adquiere valores inferiores a 0.35, estos casos se dan en pequeñas áreas que, aunque se ha considerado que el terreno es homogéneo, existen zonas donde contienen un mayor contenido de grava y/o arena, que disminuye la anchura de la cubeta de asientos y, por lo tanto, disminuye el valor del parámetro K , variando en el valor de la pérdida de volumen de terreno. Por regla general, son pocas las situaciones en que nos hemos encontrado con estas condiciones más arenosas, y podemos, por tanto, considerar que el terreno es homogéneo a lo largo del todo el trazado estudiado y aunque resulte menos preciso el cálculo de la pérdida de terreno mediante un valor de $K=0.5$, se obtiene un valor inicial rápido de cálculo de la pérdida de terreno a lo largo de todo el trazado del Tramo 1 estudiado, como veremos en el apartado posterior.

En el caso, del ajuste logarítmico, resulta muy sensible este método de ajuste a los datos recogidos por la instrumentación, ya que cualquier cambio en alguno de ellos, modifica significativamente la anchura de la cubeta de asientos y, por lo tanto, la solución final. En la Figura 4.21 se observan dos ejemplos de cubetas transversales. En el caso de la Figura 4.21a, se muestran los movimientos verticales registrados por la instrumentación instalada en la superficie del terreno, vemos que hay un registro que supera los 20 m de distancia desde el punto de registro al centro de la excavación. En estos casos, los ajustes realizados mediante mínimos cuadrados y considerando que la $K=0.5$, son equivalentes, pero en el caso del ajuste logarítmico, la consideración de este valor tan alejado del centro de la excavación distorsiona el resultado y la cubeta resulta más ancha, simulando mayores asientos del terreno que en los dos casos anteriores.

En el caso de la Figura 4.21b, se representan los datos de movimientos en el terreno registrados a una distancia inferior a 20 m del centro del túnel. En este caso los tres métodos de ajuste propuestos funcionan de igual manera y la diferencia entre uno u otro es inapreciable para este caso.

En el caso de la Figura 4.21c, la cubeta de asientos transversales se realiza en una zona que resulta algo más arenosa, por ese motivo, el ajuste imponiendo un $K=0.5$ da como resultado una cubeta algo más ancha de lo que realmente debería de ser. Si nos fijamos en el ajuste logarítmico realizado, el caso es muy similar al anterior, si se considera el registro de lectura de un punto situado a casi 40 m de distancia del centro de la excavación, la cubeta de asientos supera en anchura a la ya sobredimensionada cubeta propuesta con una $K=0.5$, distanciándose aún más al resultado real de cubeta de asientos del terreno.

Por ese motivo, en el caso de estar, ajustando la curva Gaussiana mediante ajuste logarítmico si el dato de instrumentación se encuentra lejos del eje de excavación y el asiento es más o menos importante, en estos casos la pendiente ($\text{distancia}/z_0$ vs $\log(S_v/S_{v\text{max}})$) es muy sensible a cualquier modificación de los datos y queda reflejado en el cálculo de la pérdida de volumen de terreno (Figura 4.21c y figura 4.21d). En todos los casos, que nos hemos encontrado en esta situación se ha optado por extraer estos datos para el ajuste.

En conclusión, y a la vista de los resultados, se cree que el ajuste mediante mínimos cuadrados resulta en la gran mayoría de los casos, junto con el método de Montecarlo las dos mejores opciones para el ajuste de la curva Gaussiana a los datos de movimientos del terreno recogidos por la instrumentación. En el caso del ajuste mediante mínimos cuadrados, el problema que se nos plantea es debido a los casos en que no tengamos lectura en el centro de la excavación, sí que es cierto, que se puede ajustar los dos parámetros de la curva ($S_{v\text{máx}}$ y el parámetro i) pero el ajuste es peor, con dos variables desconocidas que con una variable, en estos casos, resulta muy útil la ayuda de alguno de los otros 3 métodos de ajuste para definir un asiento máximo ficticio que nos permite el mínimo error de ajuste entre la curva Gaussiana y los datos de campo, ejemplo: cubetas T1A4+00, T1E6+548, T1E6+625, T1E8+320 ver Apéndice VI.

Por último, en el método de Montecarlo, aunque parte de datos aleatorios, resulta una solución adecuada y no demasiada compleja para el ajuste de los datos de campo aquí presentados.

En el Apéndice VI, se muestran todas las cubetas de asiento a largo plazo realizadas con cada uno de los cuatro ajustes descritos.

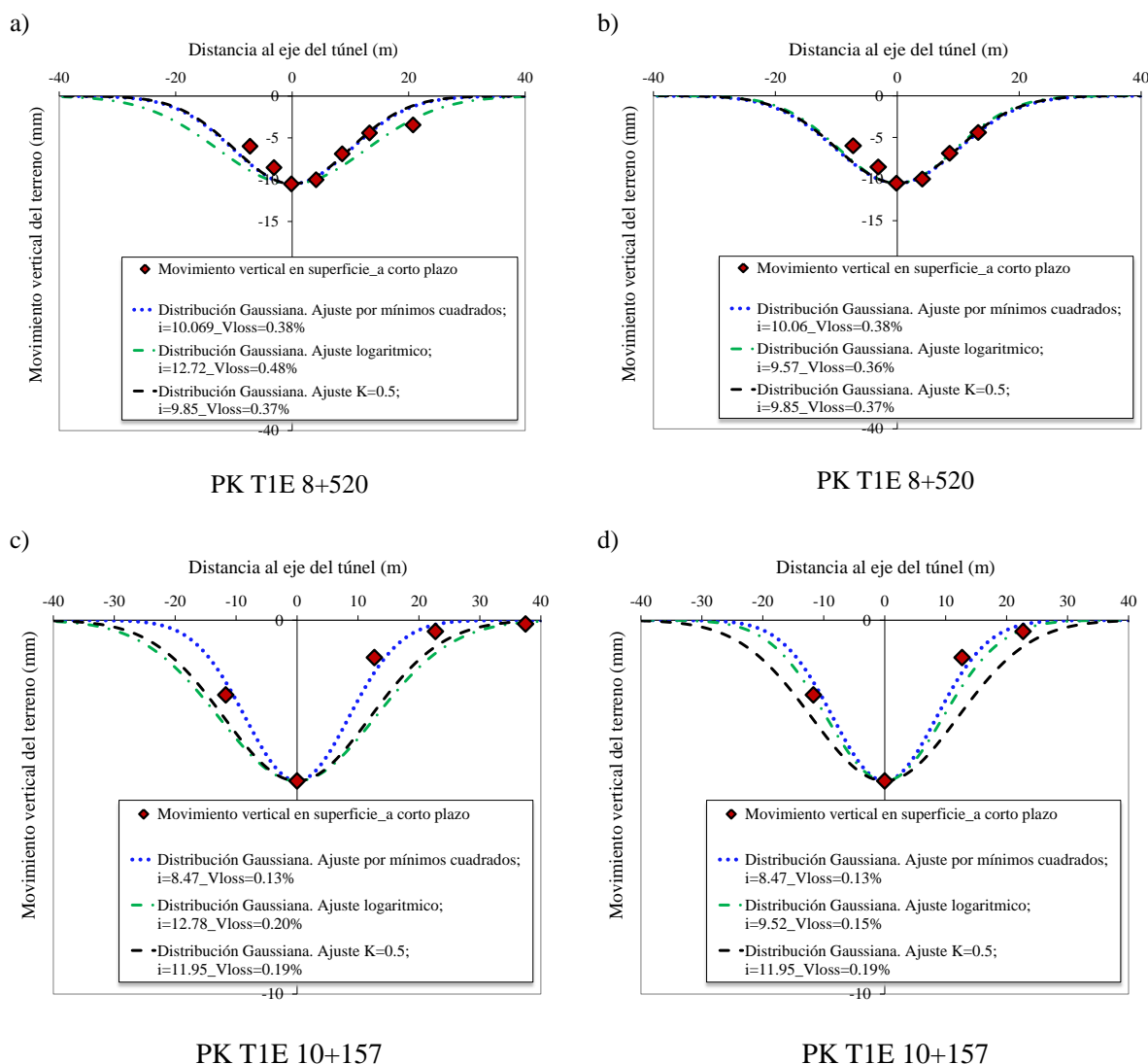


Figura 4.21. Comparación en el ajuste logarítmico con diferentes datos de asientos

Por lo tanto, podemos decir que cualquiera de los cuatro métodos propuestos de ajuste son válidos, si los utilizamos sabiendo las ventajas y limitaciones ya comentadas de cada uno de ellos.

Una vez visto los diferentes métodos de ajuste se escogerá, a menos que no se especifique lo contrario, el método de mínimos cuadrados para la análisis de los resultados de los diferentes parámetros que conforman la cubeta de asientos transversales.

LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA. TRAMO 1 AEROPORT DEL PRAT – PARC LOGÍSTIC

SECCIÓN	Prof EJE	a largo plazo	AJUSTE MÍNIMOS CUADRADOS			AJUSTE LOGARITMICO			AJUSTE A PARTIR DE K= 0.5			AJUSTE MONTECARLO		
		S _v	i	K ajustado	V _{loss}	i	K ajustado	V _{loss}	i	K	V _{loss}	i	K ajustado	V _{loss}
PK	Z ₀ (m)	(mm)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)
3+810	17.9	-28.11	8.05	0.45	0.82	8.32	0.47	0.85	8.95	0.50	0.86	7.73	0.43	0.79
3+993	18.4	-36.19	8.88	0.48	1.16	9.99	0.54	1.31	9.20	0.50	1.31	9.69	0.52	1.24
4+140	20.7	-15.12	11.92	0.58	0.73	11.29	0.55	0.69	10.35	0.50	0.63	10.90	0.52	0.63
4+240	20.7	-18.1	12.30	0.59	0.80	12.56	0.60	0.82	10.35	0.5	0.65	14.17	0.68	0.77
4+600	14.9	-4.74	9.82	0.66	0.15	9.79	0.66	0.17	7.45	0.50	0.13	9.39	0.63	0.16
4+640	14.9	-5.26	10.25	0.69	0.19	10.07	0.68	0.19	7.45	0.50	0.14	-	-	-
4+900	14.9	-5.21	5.60	0.38	0.11	8.99	0.60	0.17	7.45	0.50	0.11	-	-	-
5+700	20.7	-6.02	11.27	0.54	0.24	11.13	0.54	0.24	10.35	0.50	0.21	11.37	0.54	0.24
5+728	21.2	-8.60	9.21	0.43	0.29	9.64	0.45	0.30	10.6	0.50	0.33	9.81	0.46	0.29
5+970	19.7	-4.00	6.24	0.32	0.09	6.27	0.32	0.09	9.85	0.50	0.14	7.00	0.35	0.09
6+548	13.5	-9.00	10.30	0.57	0.33	11.23	0.62	0.37	9.10	0.50	0.16	12.03	0.89	0.33
6+625	16.5	-12.0	7.79	0.38	0.35	9.16	0.44	0.34	10.35	0.50	0.38	10.5	0.63	0.34
6+729	21.0	-9.50	5.41	0.22	0.17	6.76	0.27	0.20	12.35	0.50	0.37	-	-	-
6+986	21.9	-9.62	11.97	0.51	0.42	13.25	0.50	0.39	13.0	0.50	0.45	18.11	0.82	0.49
7+145	20.9	-20.0	11.76	0.48	0.82	15.41	0.53	0.88	12.35	0.50	0.70	14.40	0.68	0.91
7+586	18.5	-8.85	7.73	0.42	0.25	8.33	0.45	0.27	9.25	0.50	0.30	7.26	0.39	0.23
7+760	16.7	-9.42	6.63	0.40	0.26	6.14	0.37	0.21	8.35	0.50	0.28	6.13	0.36	0.21
7+820	16.2	-7.02	5.20	0.32	0.13	5.06	0.31	0.13	8.10	0.50	0.21	5.06	0.31	0.13
8+320	14.2	-15.0	6.44	0.45	0.32	7.25	0.51	0.35	7.10	0.50	0.35	5.83	0.41	0.36
8+520	19.7	-11.4	9.57	0.49	0.39	10.9	0.55	0.45	9.85	0.50	0.40	9.03	0.45	0.37

Tabla 4.11 Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos a largo plazo mediante cuatro métodos de ajuste

LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA. TRAMO 1 AEROPORT DEL PRAT – PARC LOGÍSTIC

SECCIÓN	a largo plazo	AJUSTE MÍNIMOS CUADRADOS				AJUSTE LOGARITMICO			AJUSTE A PARTIR DE K= 0.5			AJUSTE MONTECARLO		
		Prof EJE	S _v	i	K ajustado	V _{loss}	i	K ajustado	V _{loss}	i	K	V _{loss}	i	K ajustado
PK	Z ₀ (m)	(mm)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)
8+813	20.7	-4.60	8.89	0.43	0.15	9.01	0.44	0.14	10.35	0.50	0.17	8.69	0.41	0.14
8+868	21.5	-8.00	7.93	0.37	0.23	7.33	0.34	0.21	10.75	0.50	0.31	8.00	0.37	0.23
9+146	22.5	-6.60	7.00	0.31	0.16	7.70	0.34	0.18	11.25	0.50	0.26	7.30	0.32	0.16
9+180	21.7	-8.80	8.16	0.38	0.26	8.60	0.40	0.27	10.85	0.50	0.34	8.50	0.39	0.26
9+260	20.7	-3.70	6.03	0.29	0.08	5.69	0.27	0.07	10.35	0.50	0.13	-	-	-
9+610	16.1	-3.00	5.46	0.34	0.06	5.21	0.32	0.06	8.05	0.50	0.09	5.31	0.32	0.06
9+735	20.5	-6.30	8.05	0.39	0.18	8.27	0.40	0.19	10.25	0.50	0.23	8.05	0.39	0.18
9+753	21.7	-6.30	8.46	0.39	0.16	8.46	0.39	0.19	10.85	0.50	0.25	7.83	0.36	0.16
10+157	23.9	-6.30	9.24	0.39	0.21	10.06	0.42	0.23	11.95	0.50	0.27	9.32	0.38	0.21
10+371	22.7	-12.70	8.05	0.35	0.37	9.36	0.41	0.43	11.35	0.50	0.52	9.73	0.42	0.44
10+993	14.3	-6.10	7.19	0.50	0.16	6.52	0.46	0.14	7.15	0.50	0.16	6.68	0.46	0.17
11+840	17.9	-17.50	5.31	0.30	0.34	5.65	0.32	0.36	8.95	0.50	0.57	-	-	-
11+919	16.7	-16.41	7.97	0.48	0.50	8.77	0.53	0.52	8.35	0.50	0.53	-	-	-
11+978	19.7	-14.70	7.98	0.41	0.42	8.14	0.41	0.43	9.85	0.50	0.52	-	-	-
12+001	15.7	-8.40	6.53	0.42	0.20	6.31	0.40	0.19	7.85	0.50	0.24	-	-	-

Tabla 4.11 Continuación relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asiento a largo plazo mediante cuatro métodos de ajuste

A continuación, tal y como ya se ha comentado al inicio del apartado, existen discrepancias entre la curva de ajuste Gaussiana y los datos de campo, por lo que, con la finalidad de mejorar el ajuste entre los datos de campo y la curva de ajuste, se han empleado también en estos subtramos excavados con la tuneladora HADES (T1A, T1B, T1E y T1C), las expresiones ya conocidas, propuestas por: Vorster et al. (2005), Celestino et al., 2000 y Jacobsz et al., 2004 (Tabla 4.3). Los resultados de todos los parámetros de la cubeta de asientos se muestran en la Tabla 4.12 y algunas de las cubetas de asiento se pueden observar en la Figura 4.22. El resto de las cubetas de asiento con los diferentes ajustes se presentan en el Apéndice VI.

LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA. TRAMO 1 AEROPORT DEL PRAT – PARC LOGÍSTIC

SECCIÓN	Prof EJE	a largo plazo	AJUSTE MÍNIMOS CUADRADOS				AJUSTE VORSTER				AJUSTE JACOBSZ			AJUSTE CELESTINO		
		S _v	i	K ajustado	V _{loss}	mu	i	K	V _{loss}	i	K	V _{loss}	i	K	V _{loss}	
PK	Z ₀ (m)	(mm)	(m)		(%)		(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)	
3+810	17.9	-28.11	8.05	0.45	0.82	0.20	6.74	0.38	0.87	6.05	0.34	0.93	5.67	0.32	1.11	
3+993	18.4	-36.19	8.88	0.48	1.16	0.23	7.94	0.43	1.27	6.66	0.36	1.31	6.94	0.38	1.31	
4+140	20.7	-15.12	11.92	0.58	0.73	0.47	11.92	0.58	0.74	6.83	0.33	0.63	8.13	0.46	0.66	
4+240	20.7	-18.1	12.30	0.59	0.80	0.37	12.30	0.59	0.87	7.54	0.42	0.74	6.04	0.29	0.79	
4+600	14.9	-4.74	9.82	0.66	0.15	0.29	9.82	0.66	0.18	8.48	0.57	0.20	5.65	0.38	0.14	
4+640	14.9	-5.26	10.25	0.69	0.19	0.33	10.25	0.69	0.19	8.42	0.57	0.21	5.74	0.39	0.15	
4+900	14.9	-5.21	5.60	0.38	0.11	0.10	5.60	0.38	0.15	5.05	0.34	0.14	4.50	0.30	0.19	
5+700	20.7	-6.02	11.27	0.54	0.24	0.44	11.27	0.54	0.24	8.76	0.44	0.27	8.79	0.42	0.21	
5+728	21.2	-8.60	9.21	0.43	0.29	0.1	6.38	0.30	0.30	6.47	0.31	0.30	5.75	0.27	0.39	
5+970	19.7	-4.00	6.24	0.32	0.09	0.12	6.24	0.32	0.12	6.47	0.33	0.14	5.12	0.26	0.17	
6+548	13.5	-9.00	10.30	0.57	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
6+625	16.5	-12.0	7.79	0.47	0.34	0.46	8.60	0.52	0.38	6.10	0.37	0.40	7.56	0.46	0.38	
6+729	21.0	-9.50	5.41	0.22	0.17	0.44	5.33	0.25	0.17	3.92	0.13	0.18	5.23	0.25	0.38	
6+986	21.9	-9.62	11.97	0.51	0.42	0.02	10.25	0.47	0.53	11.64	0.53	0.50	5.17	0.24	0.38	
7+145	20.9	-20.0	11.76	0.48	0.82	0.29	11.00	0.53	0.88	8.24	0.39	0.86	3.88	0.19	0.92	
7+586	18.5	-8.85	7.73	0.42	0.25	0.29	6.36	0.34	0.23	4.90	0.27	0.24	8.28	0.45	0.30	
7+760	16.7	-9.42	6.63	0.40	0.26	0.53	6.15	0.37	0.21	3.92	0.24	0.20	8.25	0.49	0.28	
7+820	16.2	-7.02	5.20	0.32	0.13	0.49	5.18	0.32	0.13	3.90	0.24	0.15	5.33	0.33	0.26	
8+320	14.2	-15.0	6.44	0.45	0.32	1.63	8.07	0.57	0.34	4.41	0.31	0.36	7.58	0.53	0.40	
8+520	19.7	-11.4	9.57	0.49	0.39	0.07	6.85	0.35	0.43	6.77	0.34	0.42	-	-	-	

Tabla 4.12. Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos mediante los ajustes propuestos por Vorster, Jacobsz y Celestino

LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA. TRAMO 1 AEROPORT DEL PRAT – PARC LOGÍSTIC

		a largo plazo	AJUSTE MÍNIMOS CUADRADOS				AJUSTE VORSTER				AJUSTE JACOBSZ			AJUSTE CELESTINO		
SECCIÓN	Prof EJE	S _v	i	K ajustado	V _{loss}	mu	i	K	V _{loss}	i	K	V _{loss}	i	K	V _{loss}	
PK	Z ₀ (m)	(mm)	(m)		(%)		(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)	
8+813	20.7	4.60	8.89	0.43	0.15	0.11	6.58	0.32	0.16	6.18	0.30	0.15	6.23	0.30	0.18	
8+868	21.5	8.00	7.93	0.37	0.23	0.58	8.30	0.38	0.23	5.42	0.25	0.23	7.16	0.33	0.25	
9+146	22.5	6.60	7.00	0.31	0.16	0.13	5.24	0.23	0.17	4.73	0.21	0.17	5.06	0.23	0.19	
9+180	21.7	8.80	8.16	0.38	0.26	0.13	6.23	0.29	0.27	5.62	0.26	0.27	6.07	0.28	0.29	
9+260	20.7	3.70	6.03	0.29	0.08	0.79	6.74	0.31	0.08	4.10	0.20	0.08	5.60	0.27	0.08	
9+610	16.1	3.00	5.46	0.34	0.06	1.33	6.74	0.42	0.06	3.81	0.24	0.07	5.36	0.33	0.07	
9+735	20.5	6.30	8.05	0.39	0.18	0.26	6.96	0.34	0.19	5.61	0.27	0.19	6.49	0.32	0.21	
9+753	21.7	6.30	8.46	0.39	0.16	0.26	6.79	0.31	0.16	5.48	0.25	0.17	6.39	0.29	0.18	
10+157	23.9	6.30	9.24	0.39	0.21	0.06	6.24	0.26	0.22	6.18	0.26	0.21	7.46	0.31	0.23	
10+371	22.7	12.70	8.05	0.35	0.37	0.37	9.16	0.40	0.45	6.85	0.30	0.47	8.92	0.39	0.52	
10+993	14.3	6.10	7.19	0.50	0.16	1.5	8.99	0.40	0.16	4.92	0.34	0.16	7.34	0.51	0.17	
11+840	17.9	17.50	5.31	0.30	0.34	0.01	3.27	0.18	0.45	3.65	0.20	0.35	-	-	-	
11+919	16.7	16.41	7.97	0.48	0.50	0.05	5.09	0.31	0.49	5.24	0.33	0.47	5.24	0.29	0.52	
11+978	19.7	14.70	7.98	0.41	0.42	0.28	7.04	0.36	0.43	5.64	0.29	0.45	6.38	0.32	0.48	
12+001	15.7	8.40	6.53	0.42	0.20	0.65	6.96	0.44	0.20	4.5	0.29	0.21	5.76	0.37	0.22	

Tabla 4.12. Continuación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos mediante los ajustes propuestos por Vorster, Jacobsz y Celestino

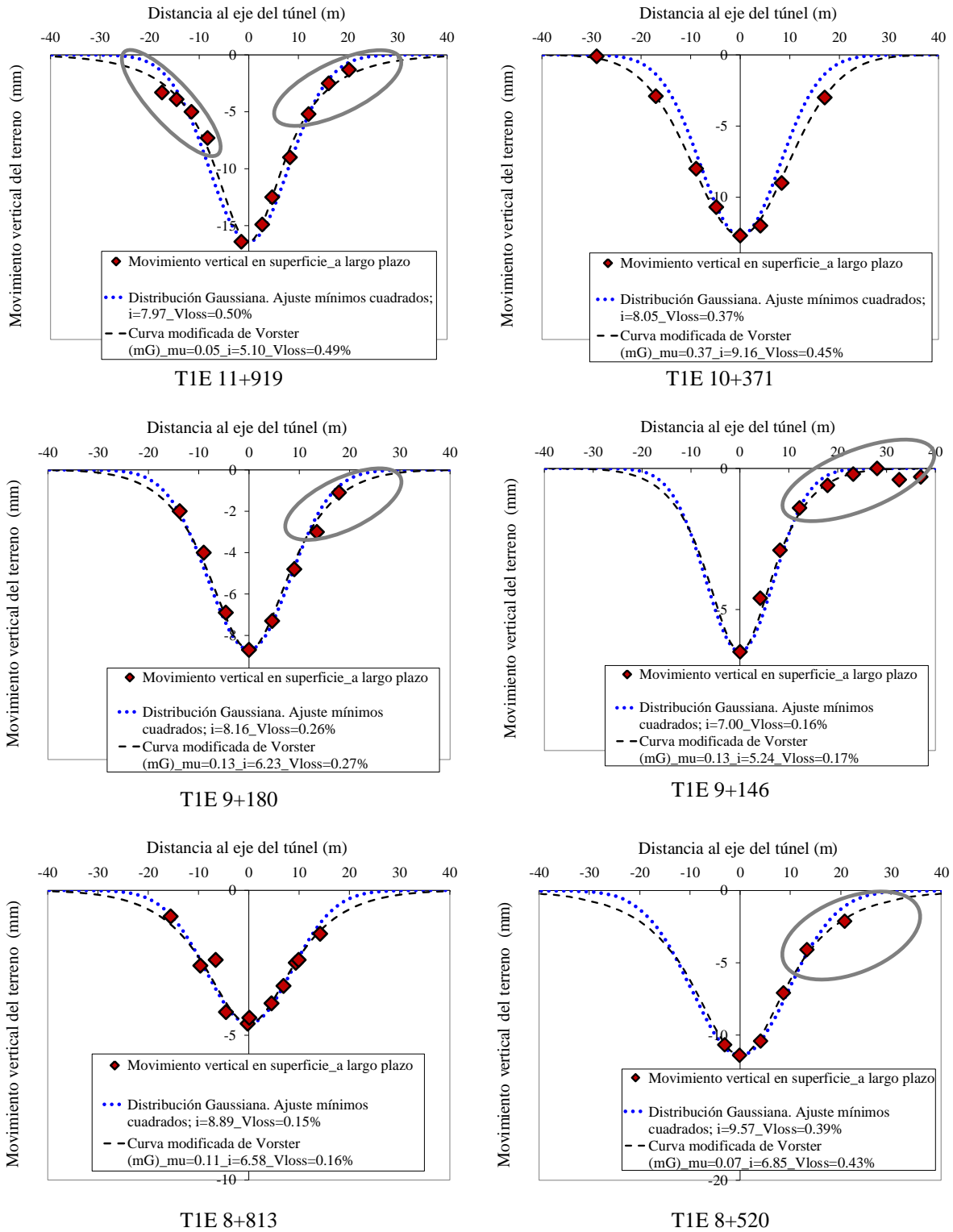


Figura 4.22. Comparación de los métodos de ajuste a los datos de campo a largo plazo mediante la curva Gaussiana propuesta por Peck y la curva modificada de Vorster

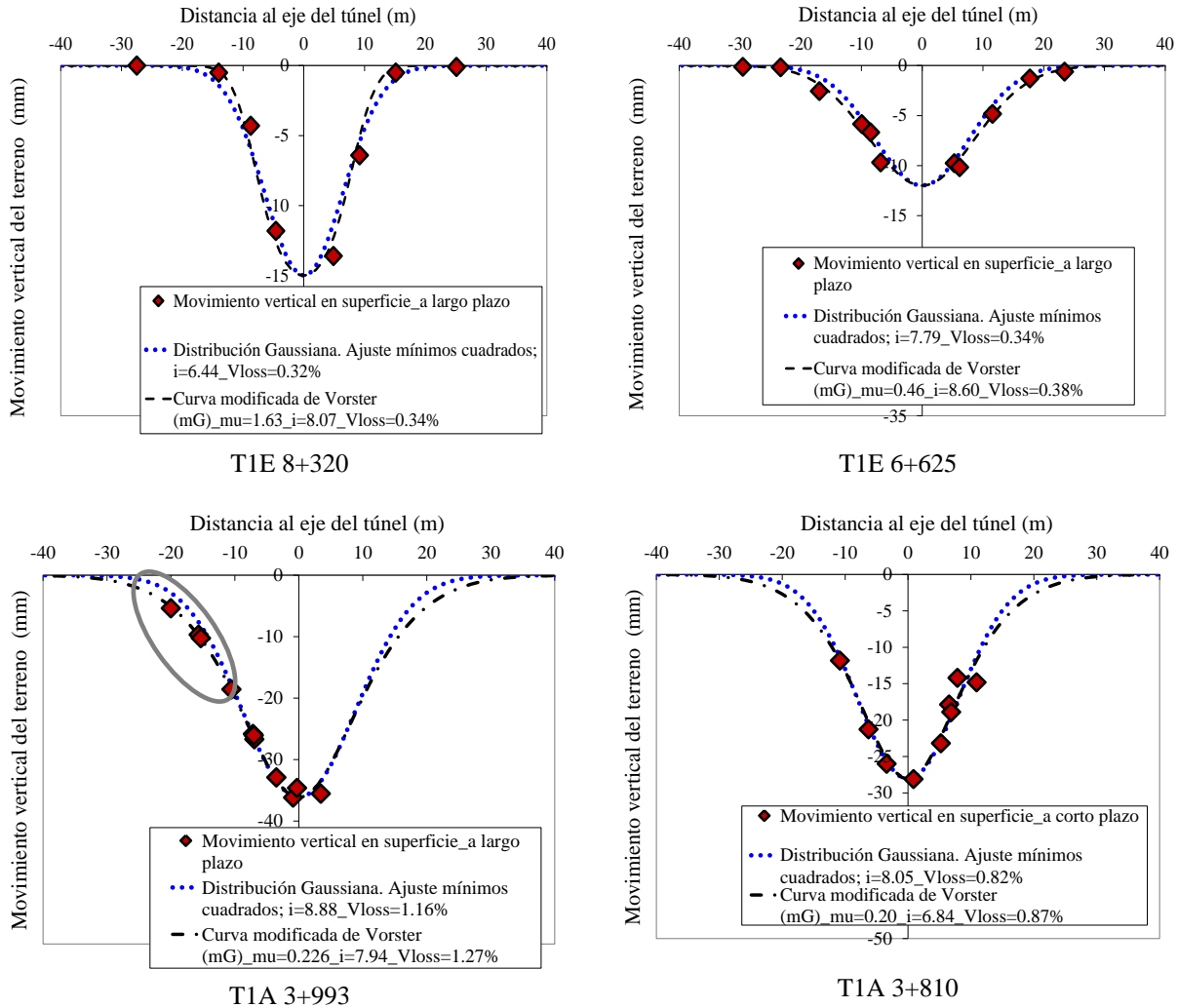


Figura 4.22. Continuación comparación de los métodos de ajuste a los datos de campo a largo plazo mediante la curva Gaussiana propuesta por Peck y la curva modificada de Vorster

Una vez realizadas todas las cubetas de ajuste por las diferentes expresiones propuestas por Vorster et al. (2005), Celestino et al., 2000 y Jacobsz et al., 2004, en general, como hemos comentado los datos muestran que las curvas modificadas de Gauss de Vorster y la curva de Jacobsz en la mayoría de los casos nos proporcionan un buen ajuste a los datos de campo.

En el caso de la curva proporcionada por Vorster, el punto de inflexión calculado en este caso se encuentra más cerca al eje de la excavación, proporcionando formas de cubetas más amplias pero el valor de la pérdida de volumen final resulta ser muy parecido al resto de ajustes realizados.

En los casos en que no se dispone de datos de campo suficientemente alejados del eje de excavación, en estos casos, se ha comprobado que la curva modificada de Gauss propuesta por Vorster no tiene buenos resultados de ajuste. En estos casos, se ha optado por introducir el valor de la “i” calculado mediante mínimos cuadrados y únicamente ajustar el parámetro “ μ ”.

Respecto a la curva propuesta por Jacobsz, después de realizar los ajustes mediante esta curva se ha comprobado que nos proporciona los valores más bajos de “i”. Además, el método, como hemos comentado anteriormente proporciona dos grados de libertad a parte del valor de “i” también nos aporta el valor del asiento máximo (S_{\max}) que más se adapta al conjunto de datos, por ese motivo, este método de aproximación nos resulta de gran utilidad en aquellos casos en que no se disponga del valor de asiento en superficie por encima de la clave del túnel.

Por último, la solución de los parámetros de la curva propuesta por Celestino resulta muy sensible a los datos de campo que se introduzcan. Si hay dispersión en los datos de entrada, se ha comprobado cómo el ajuste proporcionado por esta curva no da buenos resultados, sobreestimando el valor de la pérdida de terreno real en muchos de los casos estudiados.

En el Apéndice VI se muestran todas las cubetas de asiento a corto y a largo plazo, considerando todos los métodos de ajuste propuestos.

En la Figura 4.23a y Figura 4.23b y la Figura 4.24 se representan los resultados del punto de inflexión de las 43 cubetas de asiento vertical estudiadas, a partir de los todos los ajustes realizados. En la Figura 4.23a, se muestran los resultados del parámetro “i” resultado del ajuste de la curva Gaussiana mediante mínimos cuadrados, ajuste logarítmico y ajuste por el método de Montecarlo a los asientos considerados a corto plazo. En la Figura 4.23b se muestran los mismos ajustes de la curva Gaussiana, pero en este caso, considerando los asientos a largo plazo.

Sugiyama T. et al., 1999, por su parte, basado en datos del sureste de Londres, al igual que O’Reilly & New (1982); Clough & Schmidt, 1981 y Moh et al., 1996 muestran que el valor de “i” tiene una tendencia a aumentar con la profundidad del túnel (Figura 4.24a). En esta tesis se ha mirado si con los datos de la Línea 9, se observaba la misma tendencia. En general, para todos los métodos de ajuste propuestos, vemos que los valores del punto de inflexión calculados resultan dispersos y no se ve claramente una tendencia a aumentar el valor del punto de inflexión con la profundidad del eje de la excavación, es cierto que, en nuestro caso, existe poca variación en la cota de excavación y esto hace difícil poder ver con más detalle alguna tendencia clara (Figura 4.23a y Figura 4.23b). Por ese motivo, se ha normalizado la profundidad de la excavación en función del diámetro y se observa una ligera tendencia de aumentar la anchura de la cubeta de asientos con la profundidad del túnel, corroborando lo sugerido en Sugiyama, T. et al., 1999 (Figura 4.24b).

Por último, en la Figura 4.25 se muestran los resultados del parámetro “i” ajuste de la curva Gaussiana, en este caso, comparados con los resultados del parámetro “i” mediante los tres métodos: Vorster, Jacobsz y

Celestino, a partir de la curva de Gauss modificada y ajustando esta nueva curva mediante mínimos cuadrados.

En la Figura 4.25 se puede observar la variabilidad del valor del punto de inflexión “i”, calculado mediante los 3 ajustes considerando una modificación de la curva Gaussiana. Vemos que el valor adoptado por el punto de inflexión en las cubetas de asiento es muy similar al proporcionado por la curva Gaussiana, por lo que, dado que los ajustes teniendo en cuenta la modificación de la curva Gaussiana tienen más parámetros de ajuste y la poca variabilidad en los resultados se considera que el ajuste de la curva Gaussiana mediante mínimos cuadrados es el ajuste más adecuado y el que se considerará en esta tesis de ahora en adelante.

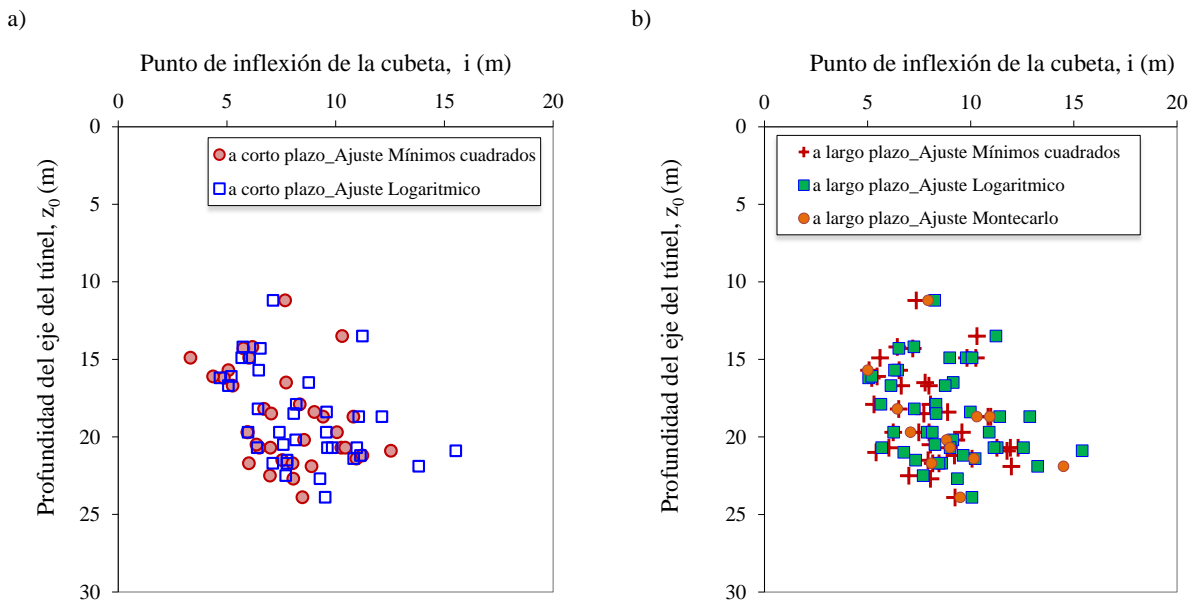


Figura 4.23. Cálculo del punto de inflexión de la curva de Gauss mediante diferentes ajustes

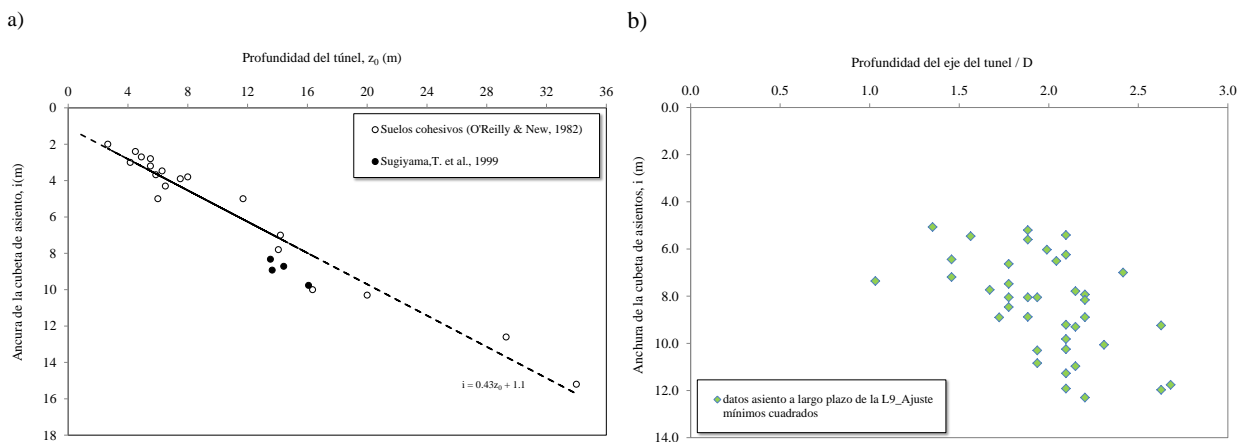


Figura 4.24 Relación de la profundidad del túnel en función de la anchura de la cubeta de asientos a) suelos cohesivos b) datos de la Línea 9 normalizados en función del diámetro del túnel

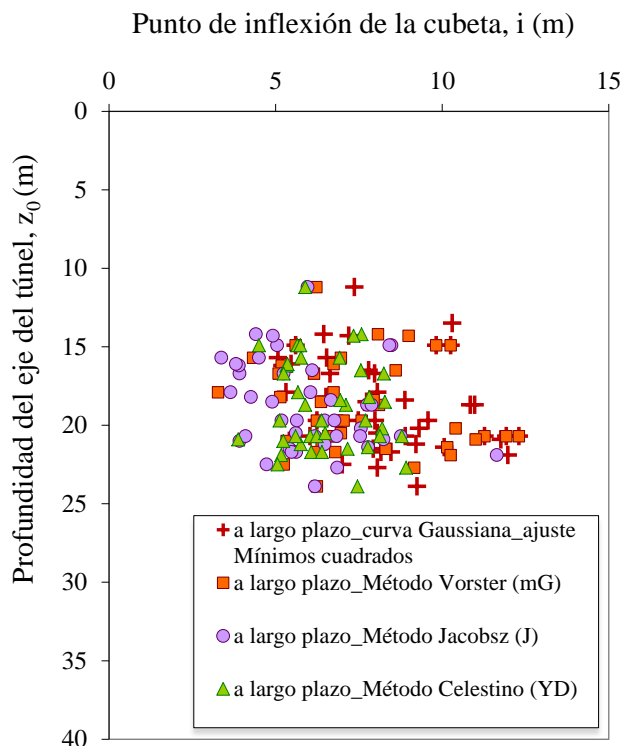


Figura 4.25. Relación del punto de inflexión con la profundidad del eje de excavación extraído de los diferentes ajustes

A partir de los datos del punto de inflexión “ i ” calculados mediante el ajuste de la curva Gaussiana para un asiento considerado a corto y a largo plazo se ha calculado la pérdida de volumen de terreno. Hergarden, H.J.A.M. et al., 1996, Jacobsz (2002) y Vorster (2005) mostraron que el valor de “ i ” crece con la magnitud del volume loss. En la Figura 4.26, se muestra la pérdida de volumen de las cubetas de asiento a corto y a largo plazo en función del punto de inflexión calculado mediante el ajuste de mínimos cuadrados y de la profundidad del eje del túnel. En esta Figura 4.26 se observa que en muy pocos casos la pérdida de volumen del terreno supera el 1%, además también se puede observar que para cubetas de asiento de valor $i > 9$ la pérdida de volumen de terreno aumenta.

Respecto a la pérdida de volumen de terreno en función de la profundidad del túnel Figura 4.27 no se observa ninguna tendencia clara, esto puede ser debido a como ya ha sido comentado anteriormente, a que la variabilidad de la profundidad del túnel es muy pequeña.

En la Figura también se presenta los puntos donde la pérdida de terreno fue mayor y la relación con problemas diversos tales como: errores de inyección en la cola del escudo, un mal control de la presión de frente desgaste de los cepillos etc... todos estos eventos serán discutidos en el apartado 4.6 de esta tesis, Estas mayores pérdidas de terreno no están relacionadas, en ningún caso, con la profundidad de la excavación.

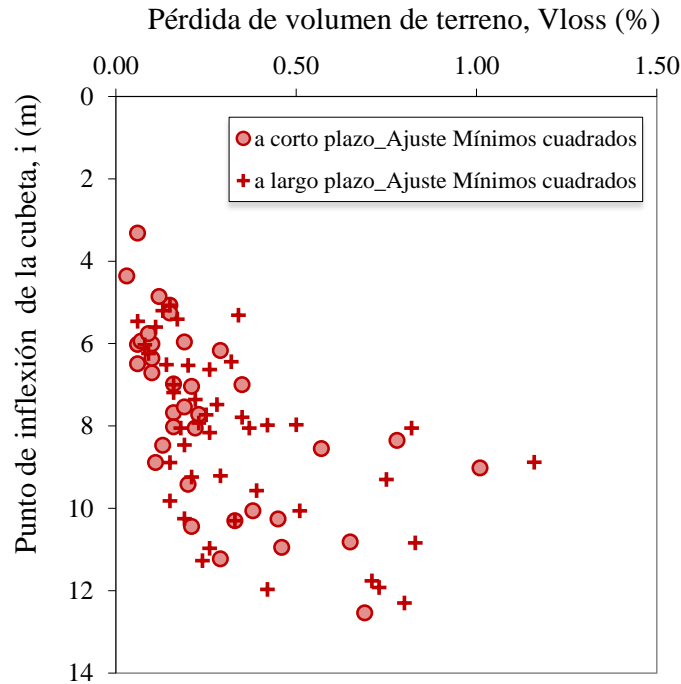


Figura 4.26. Valores de la pérdida de volumen (%) en función de la anchura de la cubeta de asientos

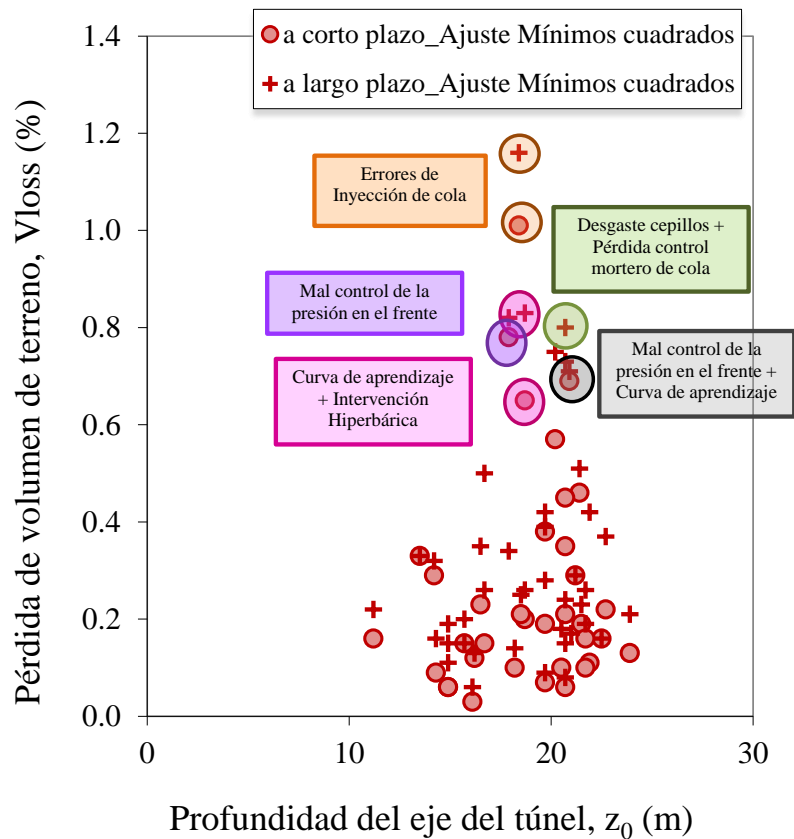


Figura 4.27. Pérdida de terreno en función de la profundidad del eje de la excavación

Por último, en relación con el punto de inflexión de la cubeta de asientos (i), en la Figura 4.28 se representan todos los valores del punto de inflexión resultado del ajuste de la curva Gaussiana mediante mínimos

cuadrados, en función de la profundidad del eje del túnel en comparación con las rectas propuestas por O'Reilly y New para suelos cohesivos y suelos granulares (Figura 4.28a y Figura 4.28b). Si comparamos los resultados observamos que el suelo atravesado por la Línea 9 está compuesto principalmente por materiales cohesivos.

Siguiendo las observaciones propuestas por O'Reilly, los puntos de inflexión resultado del ajuste de la curva Gaussiana mediante mínimos cuadrados, se han ajustado a cuatro regresiones lineales de pendiente K diferente: (K=0.4; K=0.5; K=0.6) que engloban prácticamente todos los resultados del parámetro. Para el caso de la Línea 9, los valores del parámetro K que más se ajustan a estos datos oscilan entre: 0.4-0.5 mayoritariamente, Figura 4.29. Además, el ajuste de la curva Gaussiana considerando un valor de K=0.5 también proporciona unos resultados del punto de inflexión similares al ajuste de la curva Gaussiana por mínimos cuadrados (Figura 4.23), por lo que el valor de K=0.5 se considerará un valor representativo para el tipo de suelo atravesado en la Línea 9 de Barcelona a su paso por los terrenos deltaicos del río Llobregat.

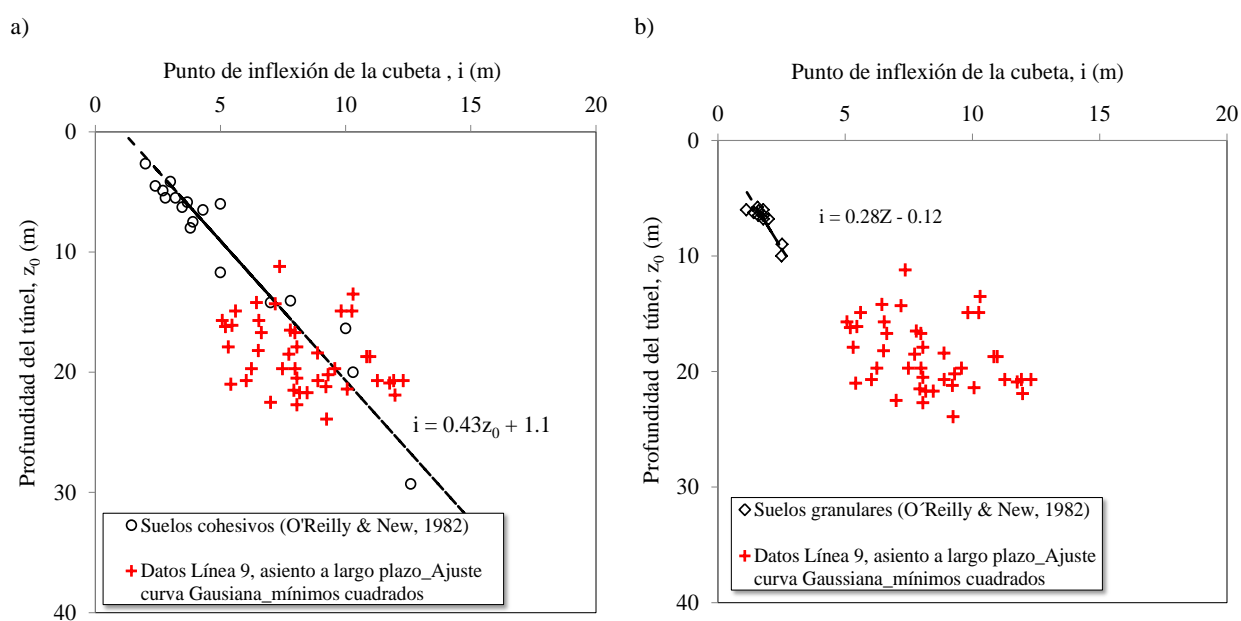


Figura 4.28. Relación anchura distribución de asentamientos “i” con la profundidad de la excavación, propuesto por O’Reilly y New (1982) y L9 a) para suelos cohesivos b) para suelos granulares

Además, la anchura de las cubetas de asentamientos transversales ha sido analizada de acuerdo con el método propuesto por Peck, 1969. En la Figura 4.30 se dibuja la anchura de la cubeta de asentamientos transversales (i) en función de la profundidad (z) normalizada de acuerdo con el radio de la excavación y el diámetro respectivamente.

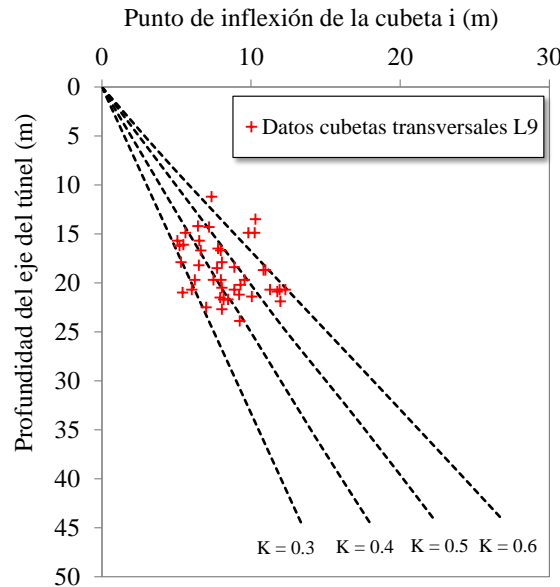


Figura 4.29. Relación del punto de inflexión “i” con la profundidad de la excavación

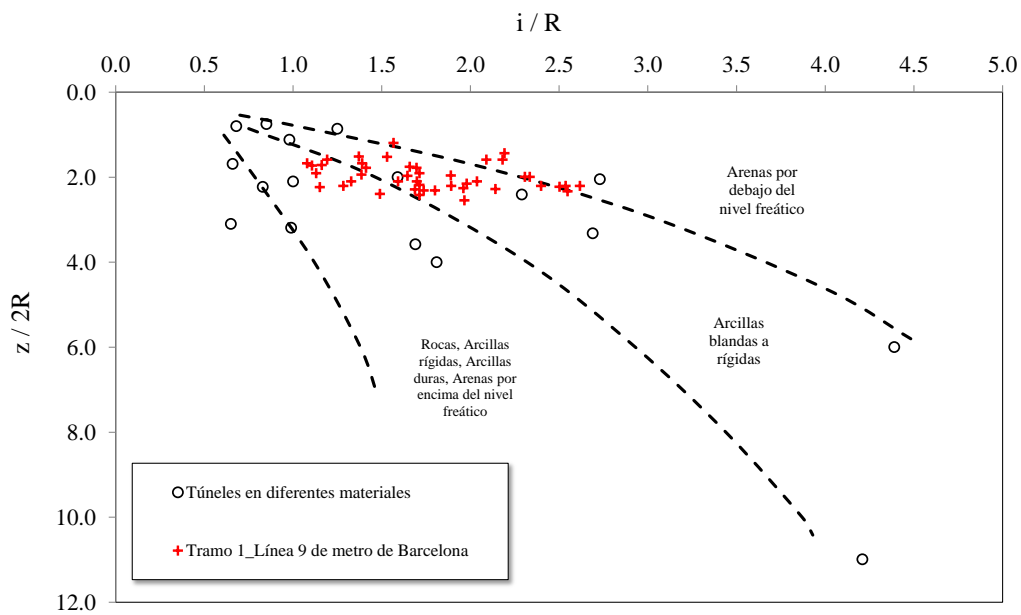


Figura 4.30. Relación entre i/R y $z/2R$ para el tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona en relación con las curvas propuestas por Peck (1969)

En el caso de la Línea 9 de metro de Barcelona vemos que los datos se sitúan en la zona de arcillas duras, arcillas rígidas y arenas por encima del nivel freático. En realidad, el trazado de la Línea 9 transcurre por suelos blandos por debajo del nivel freático, esto se puede explicar debido a que en la actualidad los métodos de excavación de túneles son más sofisticados y la generación de movimientos en el terreno se ve reducida si el manejo y los parámetros operacionales son los adecuados.

Además, también se ha realizado el ajuste mediante mínimos cuadrados de la ecuación 4.7 propuesta por Sagasetta, 1988 y la expresión de Verruijt-Booker (1996) expresada de la forma (4.11) y se ha comparado con la curva Gaussiana.

En la Tabla 4.13 se muestran los resultados de los ajustes realizados en el Tramo 1A, B, E, C considerando el movimiento a largo plazo.

En el Apéndice VI se muestran todas las cubetas de asiento a corto y a largo plazo, considerando la ecuación 4.7 propuesta por Sagasetta, 1988 y la expresión de Verruijt-Booker (1996) expresada de la forma (4.11).

LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA. TRAMO 1 AEROPORT DEL PRAT – PARC LOGÍSTIC

SECCIÓN		a largo plazo	AJUSTE MÍNIMOS CUADRADOS				Ecn. (4.7) Sagaseta (1987; 1988)				Ecn. (4.11) Verruijt-Booker (1996); Sagaseta (1998)			
			Prof EJE	S _v	i	K ajustado	V _{loss}	α	i	K	V _{loss}	ρ	i	K
PK	Puntos Singulares	Z ₀ (m)	(mm)	(m)		(%)		(m)		(%)		(m)		(%)
3+810	Parada Hiperbárica	17.9	-28.11	8.05	0.45	0.82	2.77	7.00	0.39	0.90	3.98	7.59	0.42	0.56
3+993	Inyección de mortero	18.4	-36.19	8.88	0.48	1.16	2.36	7.69	0.42	1.33	1.72	8.00	0.43	1.17
4+140		20.7	-15.12	11.92	0.58	0.73	1.80	9.66	0.47	0.86	0.69	9.49	0.46	0.92
4+240	Pozo 3	20.7	-18.1	12.30	0.59	0.80	2.22	8.88	0.43	0.78	1.09	9.21	0.44	0.82
4+600		14.9	-4.74	9.82	0.66	0.15	1.40	7.65	0.51	0.21	0.28	7.34	0.49	0.24
5+700		20.7	-6.02	11.27	0.54	0.24	2.02	9.22	0.45	0.28	1.09	9.21	0.45	0.27
5+728	Pozo 4	21.2	-8.60	9.21	0.43	0.29	3.09	7.91	0.37	0.30	6.54	8.91	0.42	0.16
5+970	Pozo 4	19.7	-4.00	6.24	0.32	0.09	4.33	6.34	0.32	0.11	3.65	8.37	0.42	0.09
6+548		13.5	-9.00	10.30	0.57	0.33	1.25	7.21	0.53	0.41	0.20	6.85	0.51	0.44
6+625		16.5	-12.0	7.79	0.47	0.34	1.73	7.80	0.47	0.40	0.74	7.52	0.46	0.41
6+986		21.9	-9.62	11.97	0.51	0.42	1.26	11.66	0.53	0.58	0.20	11.08	0.51	0.61
7+145		20.9	-20.0	11.76	0.48	0.82	1.86	9.61	0.46	0.93	0.77	9.50	0.45	0.97
7+586	Desgaste cepillos	18.5	-8.85	7.73	0.42	0.25	3.86	6.27	0.34	0.24	6.10	7.78	0.42	0.15
7+760		16.7	-9.42	6.63	0.40	0.26	1.26	5.26	0.32	0.21	0.20	5.95	0.42	0.09
7+820		16.2	-7.02	5.20	0.32	0.13	1.12	5.20	0.32	0.14	0.21	6.74	0.42	0.07
8+320	Relleno poco compacto	14.2	-15.0	6.44	0.45	0.32	2.97	5.39	0.38	0.36	4.16	5.91	0.42	0.22
8+520		19.7	-11.4	9.57	0.49	0.39	2.56	7.95	0.40	0.42	2.07	8.50	0.43	0.36

Tabla 4.13. Relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos a largo plazo, Tramo 1 A, B, E, C mediante distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta, 1998.

LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA. TRAMO 1 AEROPORT DEL PRAT – PARC LOGÍSTIC

SECCIÓN		a largo plazo	AJUSTE MÍNIMOS CUADRADOS				Ecn. (4.7) Sagaseta (1987; 1988)				Ecn. (4.11) Verruijt-Booker (1996); Sagaseta (1998)			
PK	Puntos Singulares	Prof EJE Z ₀ (m)	S _v (mm)	i (m)	K ajustado	V _{loss} (%)	α	i (m)	K	V _{loss} (%)	ρ	i (m)	K	V _{loss} (%)
8+813	Pozo 6A	20.7	4.60	8.89	0.43	0.15	3.27	7.53	0.36	0.15	3.00	8.83	0.43	0.13
8+868		21.5	8.00	7.93	0.37	0.23	1.13	7.00	0.33	0.23	0.11	9.28	0.43	0.13
9+146		22.5	6.60	7.00	0.31	0.16	1.04	6.37	0.28	0.17	0.23	9.72	0.43	0.07
9+180		21.7	8.80	8.16	0.38	0.26	1.58	7.20	0.33	0.27	0.78	9.03	0.42	0.14
9+610		16.1	3.00	5.46	0.34	0.06	1.07	4.93	0.31	0.07	0.30	6.70	0.42	0.03
9+735		20.5	6.30	8.05	0.39	0.18	1.13	7.06	0.34	0.19	0.68	8.53	0.43	0.09
9+753		21.7	6.30	8.46	0.39	0.16	1.89	7.02	0.32	0.19	1.15	9.06	0.41	0.09
10+157		23.9	6.30	9.24	0.39	0.21	1.70	8.08	0.34	0.22	1.06	9.95	0.41	0.09
10+371	Parada	22.7	12.70	8.05	0.35	0.37	3.19	8.35	0.37	0.47	5.15	9.45	0.42	0.27
10+993		14.3	6.10	7.19	0.50	0.16	1.58	5.83	0.41	0.13	0.89	5.95	0.42	0.13

Tabla 4.13. Continuación relación de los diferentes parámetros de la cubeta de asientos a largo plazo, Tramo 1 A, B, E, C mediante distribución Gaussiana, Peck, 1969, ecn (4.7) Sagaseta, 1987; 1988 y Ecn (4.11) Verruijt y Booker, 1996; Sagaseta, 1998.

4.4 Cálculo de la pérdida de volumen de terreno a lo largo de la traza del túnel

4.4.1 Cálculo de la pérdida de volumen de terreno (a partir de $K=0.5$)

A partir de los datos registrados de túneles construidos en Estados Unidos, Canadá y Brasil, Peck (1969) y Yoshiloshi, W. et al., 1978 consideraron que el rango de valores del coeficiente K para el caso de las arenas y gravas oscila entre (0.25 y 0.45), tomando como valor medio 0.35.

Por otra parte, O'Reilly y New (1982) consideran que el parámetro K varíe entre (0.4-0.7) para arcillas rígidas a blanda respectivamente y entre (0.2-0.3) para materiales granulares. En este contexto, O'Reilly y New (1982), propusieron un valor promedio del parámetro K igual a 0.5 para suelos cohesivos o $K=0.25$ en el caso de suelos granulares como ya hemos comentado en el apartado anterior.

En nuestro caso, se considera un perfil geológico bastante homogéneo, con dos tipos de materiales principalmente. Por un lado, el material más arcilloso, compuesto principalmente por arcilla y limo con intercalaciones de arenas que corresponde a los códigos: QL1, QL3, QL3s y QL3m y, por otro lado, los materiales más del tipo arenoso con intercalaciones de grava que corresponde al código QL2, más información se puede encontrar en el Apéndice IV: Geología y Geotecnia.

Después del estudio de las 43 cubetas transversales de asiento, visto en el apartado anterior, en las zonas del trazado donde se atraviesa un mayor material arenoso (QL2) corresponde a valores del parámetro K más bajos, variando entre (0.32-0.42), tomando un valor medio de 0.38 (Figura 4.31). En la Figura, se muestra el tanto por ciento aproximado, de cada material que atraviesa la traza del túnel. Como se observa en la Figura se ha englobado en los tipos de materiales diferenciados anteriormente, el grupo de arcillas compuesto por: QL3, QL3m, QL3s y el grupo de arenas (QL2). Como resultado del análisis, el trazado de la Línea 9 está compuesto principalmente por arcillas en un 70.6% de media y un 29.4% restante de arenas (Tabla 4.14).

Litología	Unidad geológico-geotécnica	% Material Traza túnel	% Material Cobertura
R	Rellenos	-	20.96
QL1	Arena fina marrón, limo y limo arcilloso	-	21.02
QL2	Arena fina gris con intercalaciones de gravas	29.4	53.38
QL3-QL3m	Arcillas limosas y limos arenosos grises	70.6	4.641
QL3s	Limos arenosos y arenas finas		0.009

Tabla 4.14. Tanto por ciento de material atravesado durante el trazado de la Línea 9 y en la cobertura del túnel

LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA. TRAMO 1 AEROPORT DEL PRAT – PARC LOGÍSTIC
MATERIALES QUE ATRAVIESA LA TRAZA DEL TÚNEL

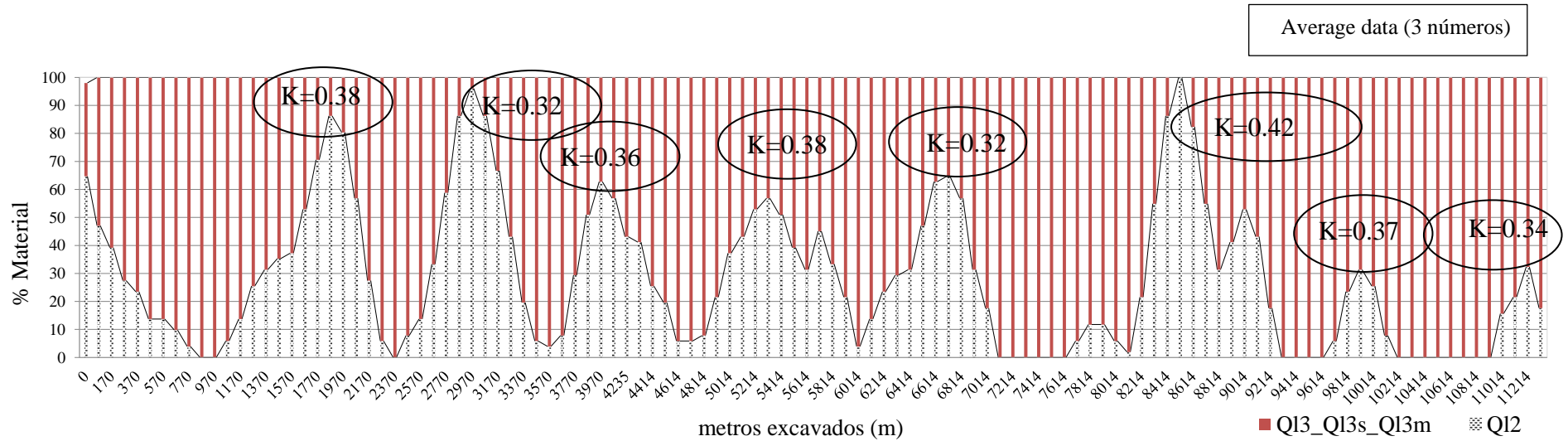


Figura 4.31 Perfil de % de material que atraviesa la traza del túnel en todo el Tramo 1 de estudio

En la Figura 4.32, se muestra el tanto por ciento de material arcilloso (QL3, QL3s, QL3m) en la traza del túnel en función el parámetro K calculado a partir del ajuste mediante mínimos cuadrados de las cubetas de asiento transversales a largo plazo. Nótese que en las zonas del trazado donde el contenido de arcilla es inferior al 40% se obtienen los valores más bajos del parámetro K entre (0.22-0.42). Valores medios de K entre el 0.4-0.6 fueron observados con un frente de excavación totalmente arcilloso. Sin en cambio, cuando el túnel atraviesa frentes mixtos compuestos por un 50% de arcilla y un 50% de material granular los valores del parámetro K oscilan entre 0.4-0.7.

Dado que el perfil geológico atravesado en el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona, se ha considerado homogéneo, compuesto por: un material más arenoso que pertenece al acuífero superior (QL2) con un valor de $K=0.38$ y un material más arcilloso con morfología dentada propia de materiales deltaicos, se considera con un valor de $K=0.5$. Dado que la traza del túnel en el Tramo 1 discurre por el material arcilloso, se cree que el valor de $K=0.5$ es representativo y proporciona un valor válido para el cálculo de la pérdida de volumen de terreno a partir de los datos reales de campo.

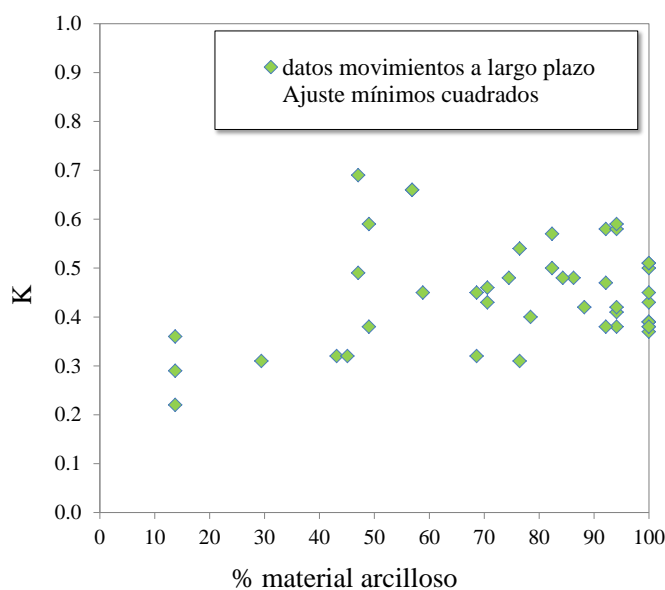


Figura 4.32 Relación entre el % de material arcilloso atravesado por la traza de la excavación y el valor del parámetro K, extraído a partir del ajuste mediante mínimos cuadrados de las cubetas de asiento vertical a largo plazo

A partir de un $K=0.5$ y mediante la expresión de O'Reilly y New et al., (1982) ($i=K \cdot z_0$) vista en el Capítulo 2 se obtiene un valor teórico del parámetro "i" (anchura de la cubeta de Gauss de superficie). Este valor de "i" teórico junto con el asiento máximo registrado por los datos de auscultación instalados a lo largo de la traza del túnel nos permite obtener la pérdida de volumen de terreno o volume loss según la expresión $V_L=V_S/(\pi \cdot D^2/4)$ mostrada en el Capítulo 2. Los resultados obtenidos de la pérdida de volumen de terreno a lo largo de la traza del túnel en el Tramo 1 estudiado, se presentan en la Figura 4.33a y Figura 4.33b. En estas Figuras se puede observar la evolución de la pérdida de volumen de terreno teórica o volume loss

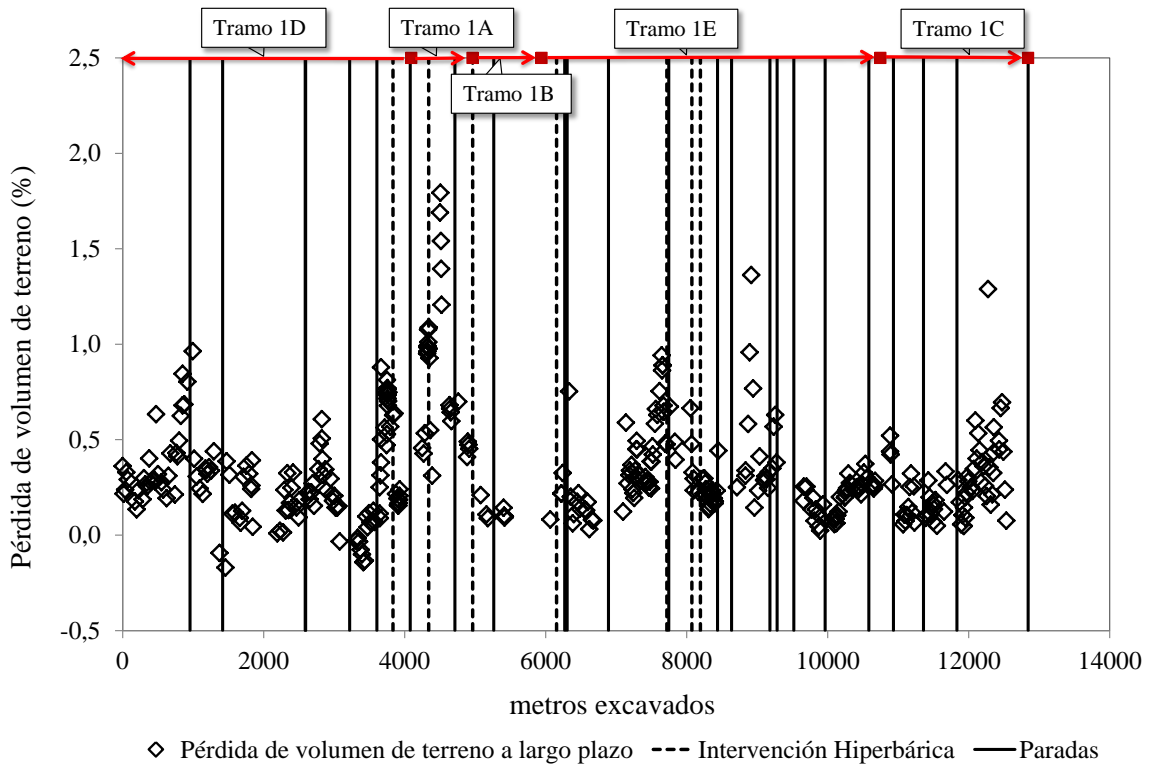
expresada en (%) calculada a lo largo del eje central del trazado del Tramo 1, en función de los metros de avance del túnel, a partir del valor elegido $K=0.5$.

Los datos de asiento utilizados para el cálculo de la pérdida de terreno han sido los de asiento total (S_{total}), mostrados en la Tabla 4.2.

En la Figura también se muestran las paradas realizadas principalmente para el mantenimiento de la rueda de corte (Figura 4.33a) y las causas que condujeron a un valor mayor de la pérdida de terreno (Figura 4.33b) de los que hablaremos con más detalle en siguiente apartado 4.6. En la Figura 4.34 se resumen los valores característicos de la pérdida de terreno a lo largo del Tramo 1 y en el Apéndice VI se detalla la pérdida de volumen de terreno para cada subtramo.

En la Figura 4.35 se muestra el tanto por ciento de cada material que conforma la cobertura del túnel. Como ya hemos visto, la traza de la excavación atraviesa principalmente material arcilloso (QL3_QL3s), sin en cambio, la cobertura del túnel de la Línea 9, está compuesta por arenas (QL2) con un 53.3% del total, seguido de las arenas finas y limos representados con las siglas (QL1) con un 21.02% y los rellenos antrópicos (R) con un 20.96% (Tabla 4.15). En el tramo tratado, Tramo 1, la cobertura varía entre: $z/D=0.54-2.35$ m de profundidad. Por subtramos, tenemos unas coberturas medias de: T1D ($z/D=1.90$ m); T1A ($z/D=2.03$ m); T1B ($z/D=2.06$ m); T1E ($z/D=2.15$ m); T1C ($z/D=1.75$ m).

a)



b)

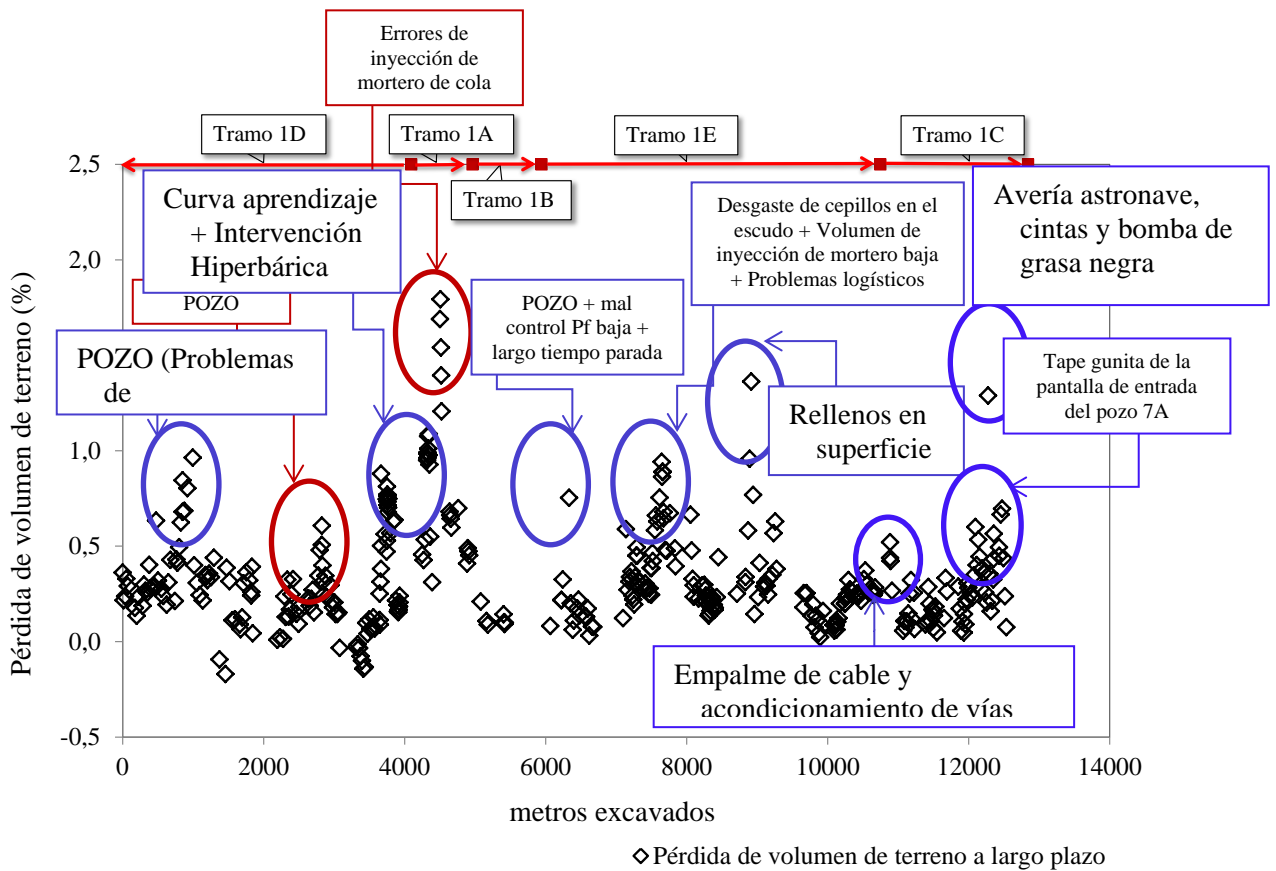


Figura 4.33 Evolución de la pérdida de volumen de terreno en el Tramo 1de la Línea 9 de metro de Barcelona. a) con paradas hiperbáricas y paradas en pozos y estaciones b) con causas que llevaron a una mayor pérdida de terreno ajenos al proceso de excavación

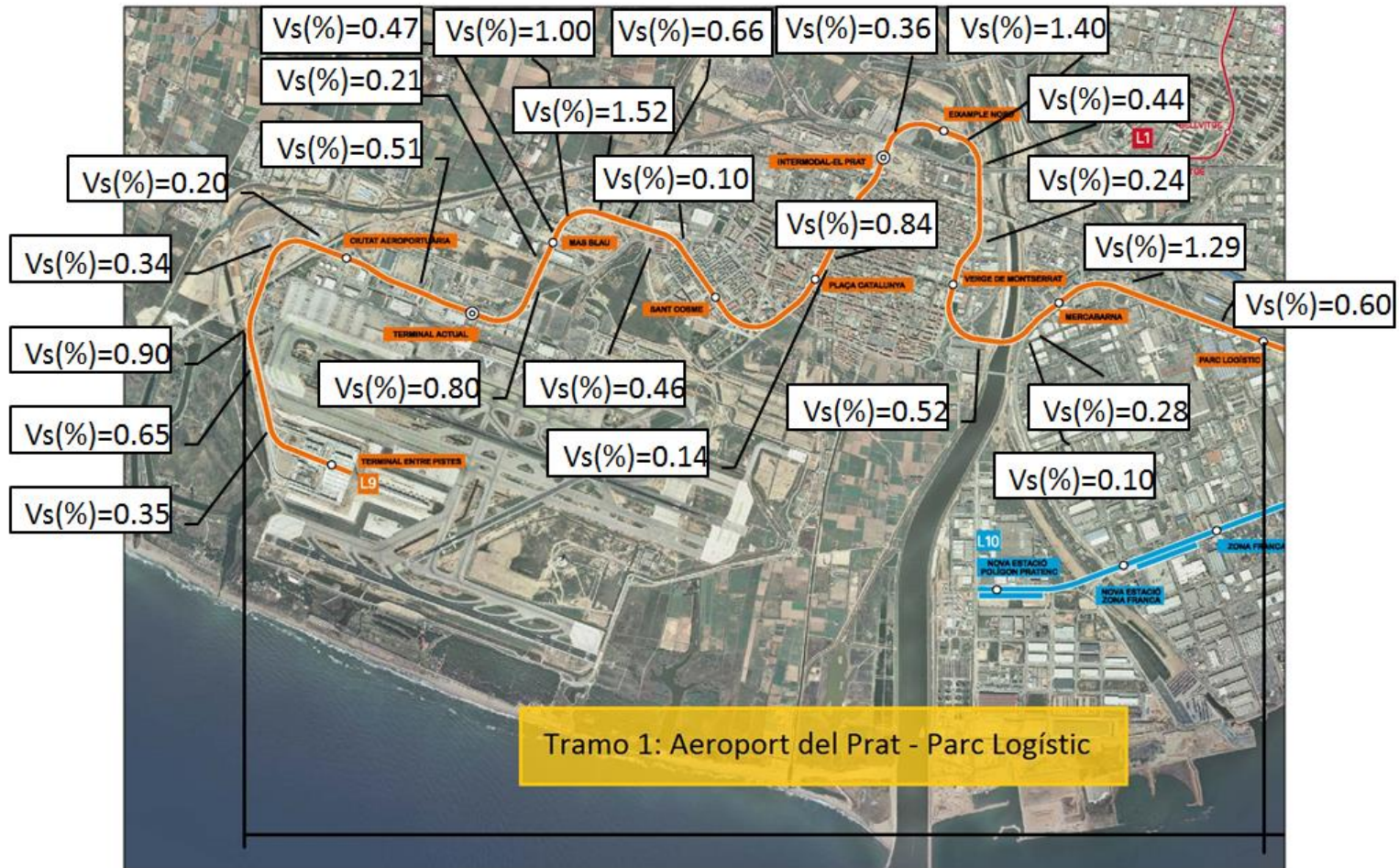


Figura 4.34 Pérdida de volumen de terreno a lo largo del Tramo 1

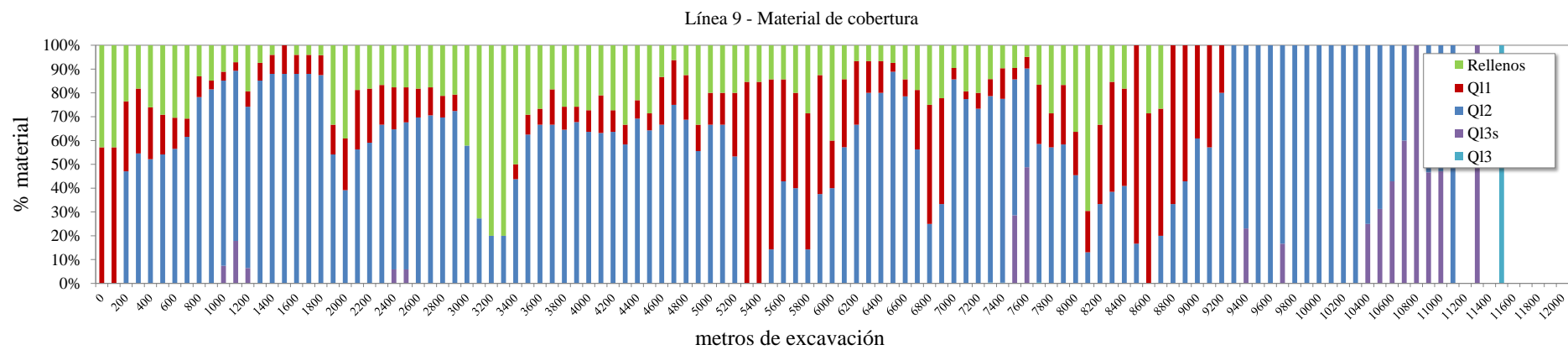


Figura 4.35 Perfil de % de material de cobertura en todo el Tramo 1 de estudio

4.5 Influencia de los parámetros de ejecución de la máquina EPB sobre la pérdida de volumen de terreno

Muchos casos de construcción de túneles, alrededor del mundo han demostrado que los parámetros de excavación con un máquina tipo escudo tienen una influencia significativa en los movimientos del terreno inducidos por la excavación y un excelente control de ellos, contribuye a minimizar estos asientos (Lin, Z., et al., 2013).

Este apartado trata de dar continuidad al apartado 3.7.3 del Capítulo 3, donde se mostraban algunos de los parámetros de ejecución registrados en la máquina a intervalos de 10 segundos y tratados a posteriori con lenguaje de programación FORTRAN (ver rutina de tratamientos de datos en el Apéndice III Características Tuneladora EPB). En este apartado, iremos algo más allá y trataremos de ver la influencia que estos parámetros operacionales pueden tener sobre la pérdida de volumen de terreno.

Un inconveniente, sin embargo, radica en el hecho de que el rango de variación de las presiones empleadas es limitado, lo que reduce la posibilidad de examinar el efecto que pueden tener las variaciones grandes de la presión con relación a la pérdida de volumen como veremos más adelante.

Para ver como estos parámetros pueden afectar a la pérdida de volumen de terreno, se ha tenido en cuenta alguna simplificación que se describe a continuación. Por un lado, se supone que la presión de frente (P_f) solo influye en los movimientos del terreno medidos en una sección monitorizada cercana al frente, mientras que posteriormente la pérdida de terreno es solo ligeramente influenciada por la presión de frente y bastante más por el proceso de inyección de bentonita alrededor del escudo, siendo finalmente influenciada por el proceso de inyección de mortero en la cola del escudo.

Por lo tanto, diferenciaremos entre: P_f (presión aplicada en el frente), P_b (presión de inyección de bentonita), P_g (presión de inyección de mortero en la cola del escudo), V_b (volumen de inyección de bentonita) y V_g (volumen de inyección de mortero).

Respecto a los movimientos del terreno asociados a los parámetros de ejecución de la máquina EPB en la construcción de un túnel con EPB se considerarán cuatro componentes de asiento de las cinco componentes de asiento descritas al inicio del Capítulo 4. Estas cuatro componentes indican: el movimiento del terreno vertical cuando la sección monitorizada se encuentra en el frente de la rueda de corte de la máquina EPB (S_{frente}), el asiento debido al paso del escudo (S_{escudo}), el asiento del terreno causado por el cierre del espacio entre la parte final del escudo y el revestimiento colocado (S_{cola}) y el asiento cuando se ha endurecido el mortero de cola y asiento empieza a ser estable ($S_{acortoplazo}$). Existe una quinta componente de asiento como

se ha definido en la Figura 4.1 debida al proceso de consolidación (S_{conso}) o $S_{\text{a largo plazo}}$ que no se ha tenido en cuenta a la hora de relacionar con los parámetros de ejecución de la máquina tuneladora. La suma de las cinco componentes de asiento se define como asiento total (S_{Total}).

Resultado de estos asientos considerados, cuatro componentes de pérdida de terreno han sido definidas (Wongsaroj, 2006): la pérdida de terreno medida en el momento en que el frente de excavación alcanza la sección estudiada (V_{LF}), la pérdida de terreno durante los 11m del paso del escudo (V_{LS}), la pérdida de terreno al final del escudo, en la cola del escudo (aproximadamente 11m por detrás del paso del frente de excavación) (V_{LT}) y la pérdida de terreno, cuando los movimientos del terreno empiezan a ser estables ($V_{\text{Lacortoplazo}}$). Todas estas cuatro componentes se definen de manera incremental. Finalmente consideramos la suma de todas las componentes de asiento, que dan lugar, a la pérdida de terreno total (V_{LTOTAL}).

La presión en el frente ha sido estudiada por numerosos autores: Dimmock, P. 2003; Shirlaw et al., 2003; Suwansawat, 2002; Phienweij, N. et al., 2006; Talmon, A.M., Bezuijen, 2009; Sirivachiraporn & Phienweij, 2012. Todos ellos, estudian la influencia de la presión aplicada en el frente y su influencia en la pérdida de volumen.

En nuestro caso, la presión aplicada en el frente se representa en la Figura 4.36 y Figura 4.37, donde se relaciona la presión aplicada en el frente (P_1) con la pérdida de volumen de terreno que se produce también en frente (V_{LF}) y la pérdida de terreno total (V_{LTOTAL}) en función de los metros de avance de excavación. En general, se espera que la pérdida de terreno en el frente disminuya a medida que la presión en el frente aumenta, pero esta relación a la vista de los datos es difícil de observar. Se cree que puede ser debido a que el rango de variación de la presión empleada es limitado, reduciendo la posibilidad de examinar el efecto de grandes variaciones en la presión de frente.

En la Figura 4.36, se puede observar que la pérdida de volumen en el frente es bastante pequeña en todos los casos e incluso llegando, a ser negativa. Como conclusión en este caso, podemos decir que cuando la presión en el frente se mantiene entre 1.8-3.2 bar, la pérdida de volumen de terreno en el frente raramente supera el 0.20% (Figura 4.38.) o lo que es lo mismo, cuando la presión en el frente respecto presión de sobrecarga se encuentra en un rango entre el 0.53%-0.90%, la pérdida de volumen de terreno en el frente de la excavación se mantiene dentro de un rango de valores alrededor del 0.20% (Figura 4.38).

Pero en algunos casos, esta pérdida de terreno en el frente $V_{\text{LF}} \leq 0.20\%$ se ha visto superada, nunca alcanzando valores superiores al 0.6%. Esta mayor pérdida de volumen de terreno en el frente no se ha podido atribuir a una presión de frente inferior a la media, se sabe que, en dos puntos en concreto del trazado, la máquina tuneladora estuvo parada mucho tiempo y los asientos en el terreno aumentaron. La

inyección de bentonita fue nula en esa zona y únicamente se mantuvo la presión en el frente, que, aunque se mantuvo en todo momento esa presión por encima del valor medio, no parece que fuese suficiente y los movimientos en el terreno en superficie aumentaron. En el otro de los puntos con una mayor pérdida de volumen de terreno en el frente, la máquina tuneladora atravesaba un material de relleno con una densidad de valor muy inferior al que suele haber habitualmente en la cámara de tierras de la máquina tuneladora y que propició un mayor asiento en esa zona. Todos estos puntos con una mayor pérdida de terreno a los que hemos llamado puntos singulares y hablaremos con más detalle en el apartado siguiente 4.6.

Por otro lado, aunque para una mayor pérdida en el frente de excavación no se haya podido atribuir a un valor más bajo de la presión en frente de excavación, sí que es cierto que, para el caso de la pérdida de volumen total, en muchas ocasiones existe una concordancia entre un aumento en de la pérdida de volumen de terreno total y una presión de frente más baja que coincide con paradas realizadas durante las intervenciones hiperbáricas (Figura 4.37).

En la Figura 4.38 y Figura 4.39, se presenta la relación entre la pérdida de volumen en el frente de excavación y la pérdida de volumen total respecto a la presión en el frente (P_1) normalizada en función de la presión de sobrecarga del túnel. En las dos Figuras se muestran los puntos donde se han producido algunos errores durante el proceso de excavación. Como se observa, no existe una clara tendencia de disminuir la pérdida de terreno tanto en el frente de la excavación como en la pérdida total del terreno a medida que aumentamos la presión en el frente, esto es debido como ya hemos comentado a la poca variabilidad de nuestros datos de registro. Podemos decir, que este caso sin considerar los problemas constructivos que pueda haber, si la presión en el frente alcanza valores comprendidos entre 48-78% de la presión de sobrecarga, la pérdida de volumen del terreno en el frente se mantiene muy baja, por debajo del 0.2%.

En Fargnoli et al., 2013 se realizó también un estudio para relacionar los asentamientos en el frente de excavación (disponibles en algunas secciones monitorizadas) con la presión aplicada en el frente, pero no se encontró una correlación directa al respecto, concluyendo que podría ser debido a los pocos datos de seguimiento analizados.

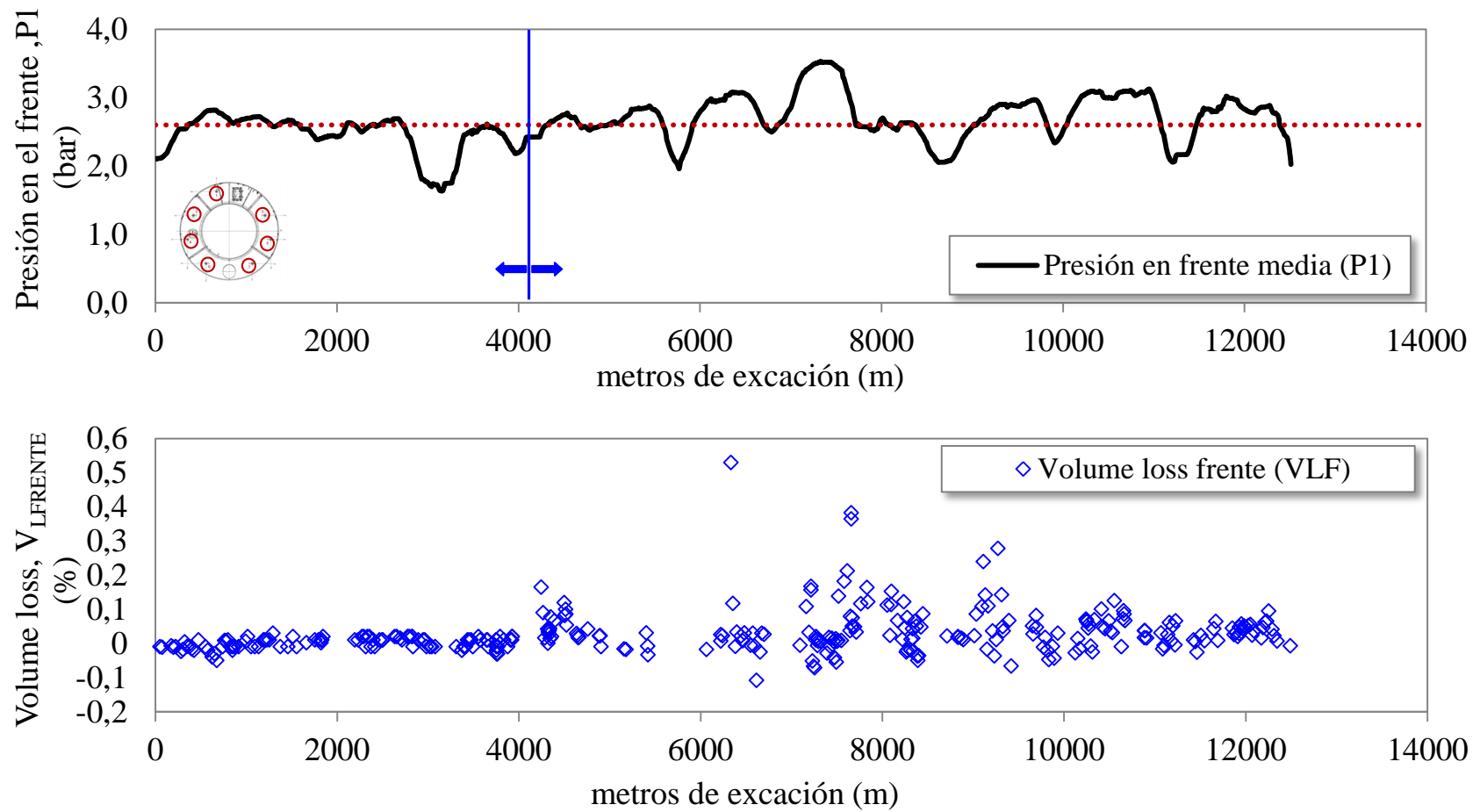


Figura 4.36. Relación pérdida de volumen de terreno en el frente con la presión de frente en función de los metros de avance

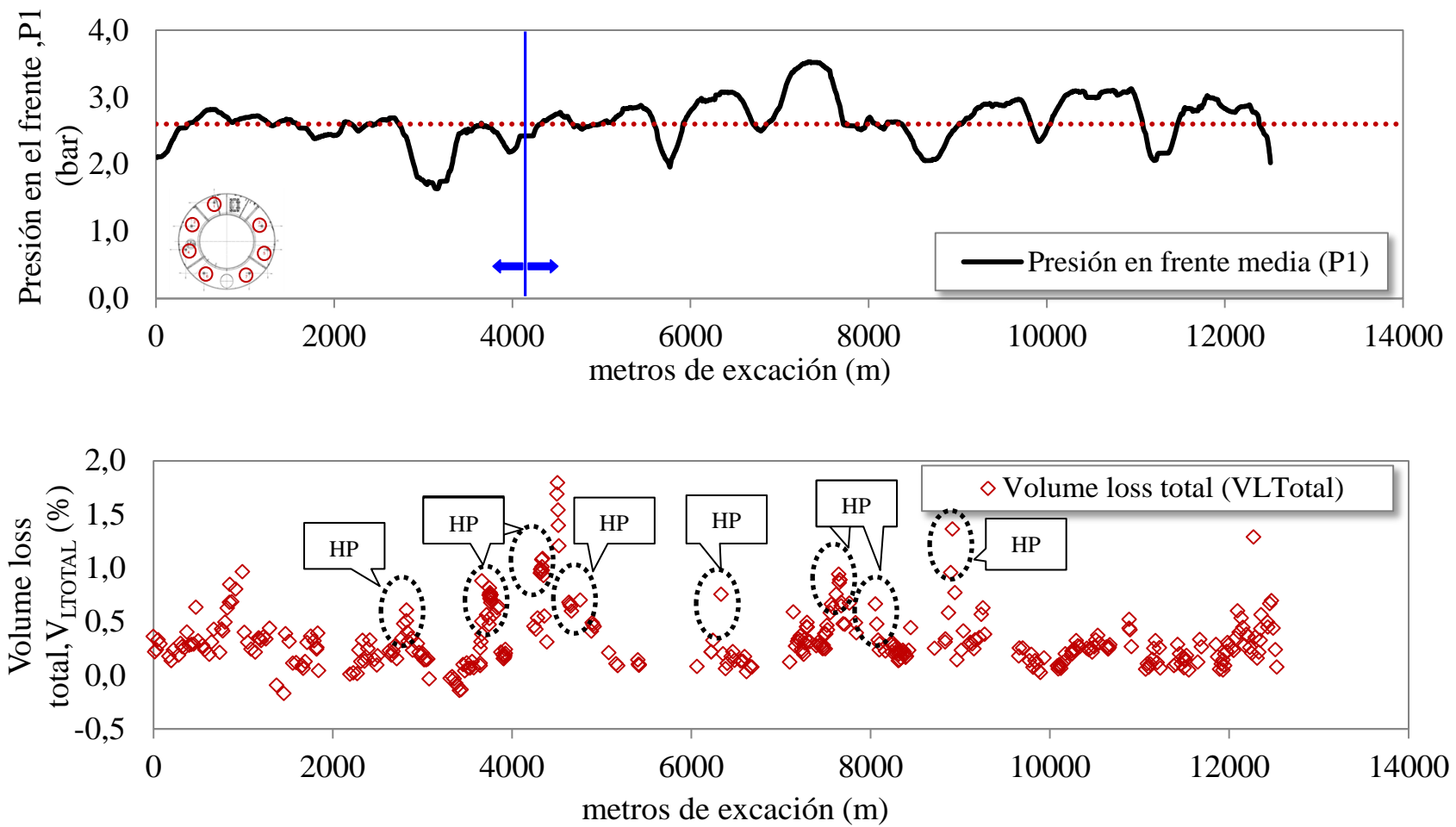


Figura 4.37. Relación pérdida de volumen de terreno en el frente con la presión de frente en función de los metros de avance

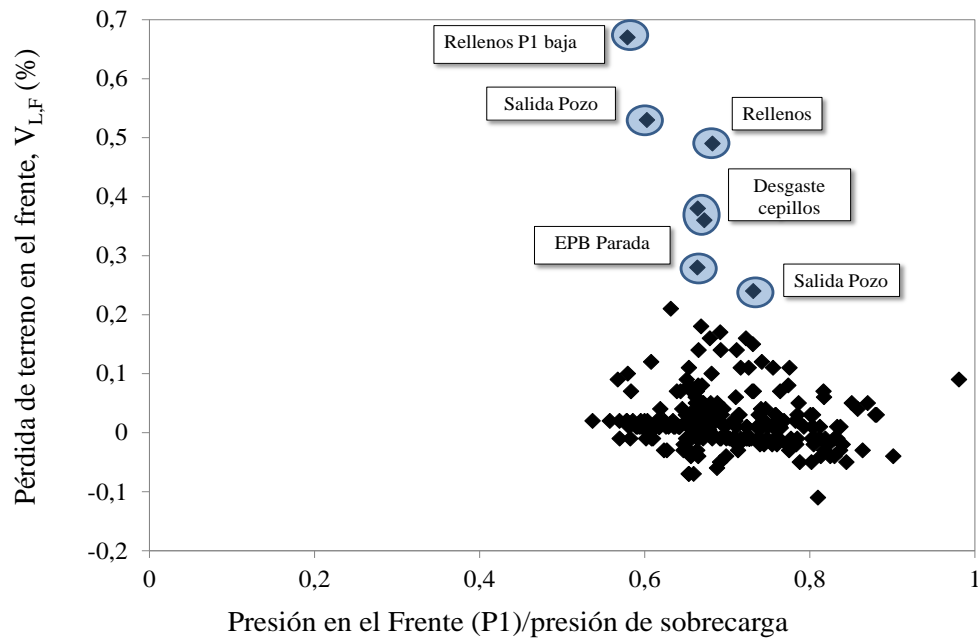


Figura 4.38. Relación pérdida de volumen de terreno en el frente con la presión de frente normalizado en función de la presión de sobrecarga

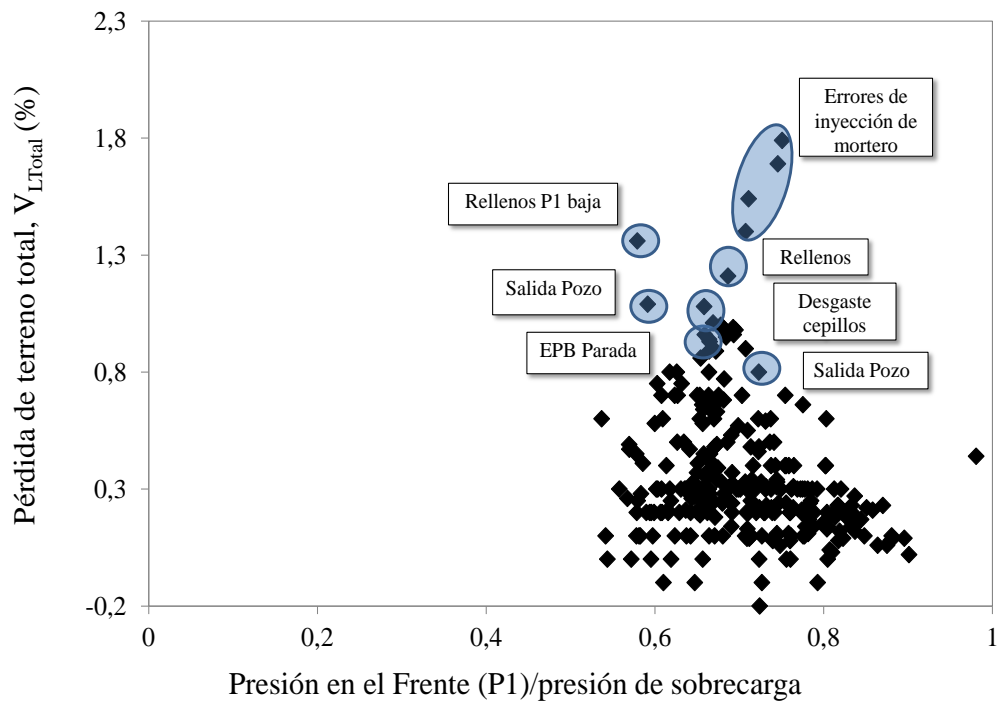


Figura 4.39. Pérdida de volumen de terreno total con la presión de frente normalizado en función de la presión de sobrecarga

Al igual que en el frente de excavación, la pérdida de volumen de terreno al finalizar el paso del escudo por la sección monitorizada (V_{LS}), sigue siendo muy baja e incluso en varios puntos del trazado llega a ser nula (Figura 4.40).

El valor más alto de pérdida de volumen de terreno medida pasado el escudo es ligeramente superior al 0.25%. En general, si la presión de inyección de bentonita se mantiene entre 1.75-3.0 bar, dicha presión es capaz de mantener la pérdida de volumen de terreno (V_{LS}) por debajo del 0.1% (Figura 4.40).

En el registro de datos obtenido la inyección de bentonita en el escudo varía entre 1.5 y 2.5 bar de media. Respecto a los litros de bentonita inyectados en cada anillo de dovelas (V_2), el valor incrementa desde los 1000 litros durante el proceso de excavación con la tuneladora HADES a algo más de 2500 litros/anillo durante el proceso de excavación con la tuneladora GUSTER, que representan entre 1.0 y el 2.5 m³/anillo (Figura 4.40). En la Figura 4.40, se muestra la presión media de los siete registros de inyección de bentonita y los litros de bentonita totales para cada anillo en función del avance de la máquina tuneladora. Los valores superiores a 6 bares, en el caso de la presión de inyección de bentonita aplicada, se refieren a problemas debidos a obturaciones de las líneas de inyección o problemas mecánicos de lectura y han sido eliminados.

Por otro lado, el control tanto de la presión como del volumen de bentonita inyectado en la zona del escudo, ha sido más irregular que la gestión de presiones aplicadas en el frente de excavación, en muchos casos en las líneas superiores del escudo la inyección ha sido nula. La falta de sostenimiento efectivo en la zona superior del escudo debido a la conicidad del mismo, da lugar en algunos casos al cierre del espacio existente entre el escudo y el terreno excavado, provocando unos asentamientos mayores en esta zona como se puede observar en la Figura 4.40b. Por ese motivo, es de vital importancia el buen control tanto de la presión como del volumen de inyección de bentonita, en las líneas superiores del escudo.

Por último, se ha estudiado la pérdida de volumen de terreno debida al gap entre el escudo y el terreno. Esta pérdida de volumen de terreno representa el tanto por ciento mayor de la pérdida de volumen de terreno total, por ese motivo la presión y la inyección de mortero en la cola del escudo siempre se ha considerado una de las operaciones más importantes a realizar durante el proceso de excavación.

Según Fagnoli et al., 2013, la presión del mortero de cola juega un papel directo en la contribución de asentamientos, los cuales, están relacionados con la inyección llevada a cabo en la cola del escudo para rellenar el vacío existente entre la máquina y el terreno excavado. La lechada de mortero en la cola puede jugar un papel no despreciable en la inhibición de las pérdidas de volumen inducidas por el paso del escudo. En algunas zonas de la Línea 9 de Barcelona, la diferencia entre el diámetro de excavación y el diámetro exterior de la cola del escudo puede alcanzar hasta los 6 cm de separación (Bono, 2008). En el caso del

Tramo 1 estudiado, el cierre total del gap sin que se realizase ninguna inyección de mortero representaría una pérdida de volumen de terreno del 7% aproximadamente.

En la Figura 4.41 se muestra la presión media de mortero (P3) y el volumen de inyección en la cola del escudo (V3) en función de los metros excavados. Al igual que gran número de autores han analizado diferentes obras realizadas con máquina tuneladora, algunos ejemplos los podemos encontrar en: Talmon, A.M. & Bezuijen, 2009; Russo et al., 2012; Sirivachiraporn & Phienweij, 2012, en todos ellos, también se han analizado los volúmenes inyectados en la cola del escudo en función de la pérdida de volumen. Para el caso de la Línea 9 además se ha estudiado esta pérdida de volumen de terreno cuando el asiento es estable, momento considerado asiento a corto plazo (V_{LT}) (Figura 4.42).

Se ha estimado un valor teórico por anillo instalado de volumen inyectado (m^3) en función del diámetro exterior y del diámetro interior por longitud de la dovela. En ocasiones este volumen inyectado es inferior al teórico produciéndose unos asientos algo superiores que repercuten en la pérdida de terreno tanto a corto plazo como en la pérdida de volumen total (Figura 4.41a, b, c).

En vista de los resultados, se ha comprobado que las líneas superiores de inyección de mortero (línea 1 y línea 6, ver Figura 3.70 del Capítulo 3) han de estar en funcionamiento siempre, ya que el relleno de la parte superior del anillo es un factor muy importante, para minimizar la generación de asientos. Si alguna de estas líneas superiores se encuentra obturada se han observado asientos mayores en esas zonas respecto a otros puntos (Figura 4.42). En la Figura 4.42a se ha representado, el volumen de mortero total, el volumen de mortero teórico y el volumen inyectado mediante las dos líneas superiores (línea 1 y línea 6), En la Figura 4.42b y Figura 4.42c se dibuja lo anterior más la pérdida de volumen de terreno en la cola del escudo (Figura 4.42b) y la pérdida de terreno a corto plazo (Figura 4.42c), para 2000 m de excavación. Vemos en estas dos últimas figuras, como el volumen de inyección de mortero está por debajo del volumen de inyección teórico en algunas zonas y son en esas zonas donde la inyección en la línea 1 y línea 6 ($V1+V2$), también son más bajas y la pérdida de terreno tanto en la cola como a corto plazo es mayor.

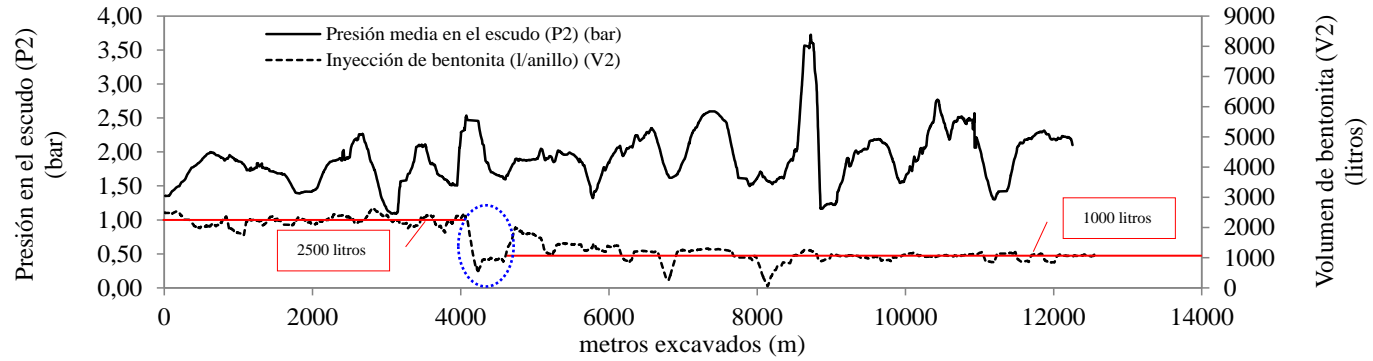
Además, en la Figura 4.43 se observa una ligera tendencia de la pérdida de terreno en la cola del escudo a disminuir a medida que la relación mortero/factor de sobrecarga aumenta, aunque existe mucha dispersión en los datos. Identificar la causa de esta dispersión de datos observada en la figura no es sencillo, debido a que existen un gran número de factores adicionales que pueden contribuir de alguna manera. En esta misma figura se han identificado varios problemas constructivos que ha tenido la tuneladora a lo largo de la excavación, pero la dispersión en los datos sigue siendo grande.

Respecto al volumen inyectado en m^3 en la Figura 4.44 se relaciona el volumen inyectado diferenciado cuando este volumen supera al valor teórico y en los casos en que este volumen no supera el volumen teórico, vemos que si el volumen inyectado supera al volumen teórico son pocos los casos en que el valor de la pérdida de volumen de terreno total supera el 0.5%, en cambio para valores más bajos de inyección la pérdida de volumen de terreno aumenta. En la Figura también se han detallado los problemas constructivos que ha tenido la tuneladora a lo largo de la excavación, vemos que en la gran mayoría de los casos el volumen inyectado es inferior al volumen teórico.

En la Figura 4.45 se añaden los puntos con sobreexcavaciones. Estos puntos donde se han producido sobreexcavaciones han sido contrastados con el peso excavado que nos proporciona el peso de la balanza instalada en el back-up de la máquina tuneladora. En este caso se corrobora que en todas las zonas conocidas donde se producen sobreexcavaciones el volumen inyectado supera al volumen teórico (Figura 4.45).

En el último caso de la Figura 4.46 se ha dibujado el volumen de inyección de mortero en función de la pérdida de volumen total, pero en este caso sin tener en cuenta los problemas constructivos. En ella se puede observar una ligera tendencia a disminuir el valor de la pérdida de terreno total a medida que aumenta el volumen de mortero inyectado en la parte trasera del escudo, pero como hemos comentado anteriormente existe bastante dispersión en los datos ya que es difícil de saber todos los factores que han podido contribuir a pérdidas de terreno diferentes al resto de puntos analizados.

a)



b)

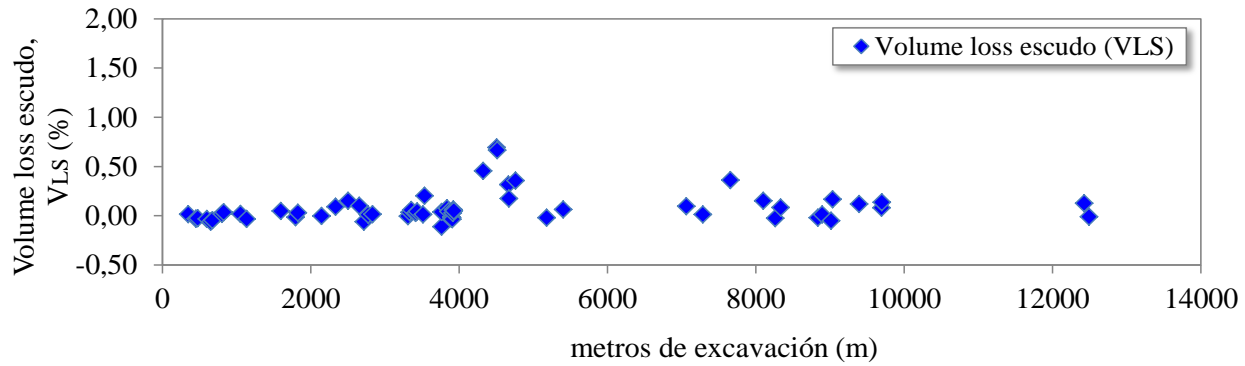
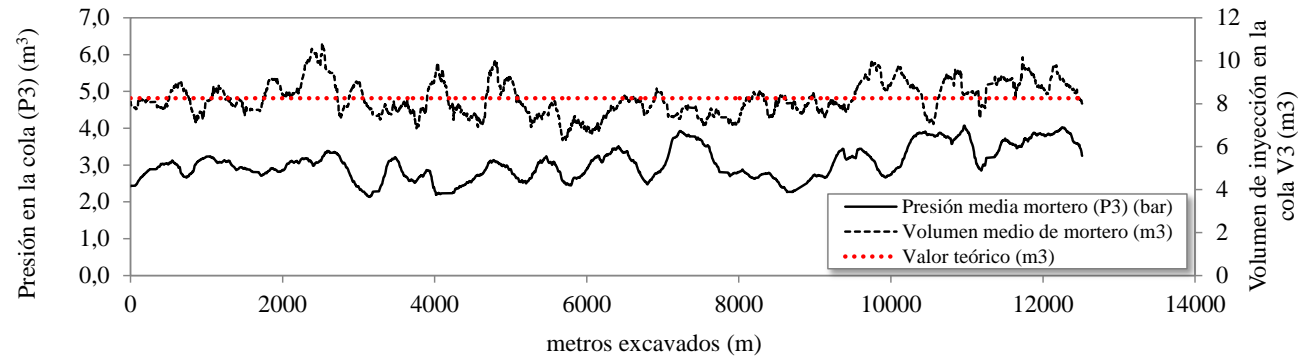
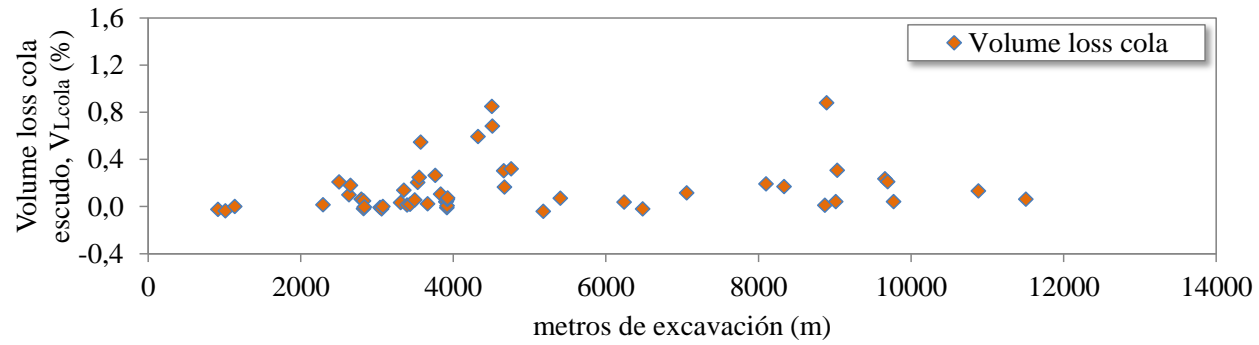


Figura 4.40 Relación de la presión y el volumen de inyección de bentonita en el escudo y la pérdida de volumen de terreno en el escudo en función de los metros de avance

a)



b)



c)

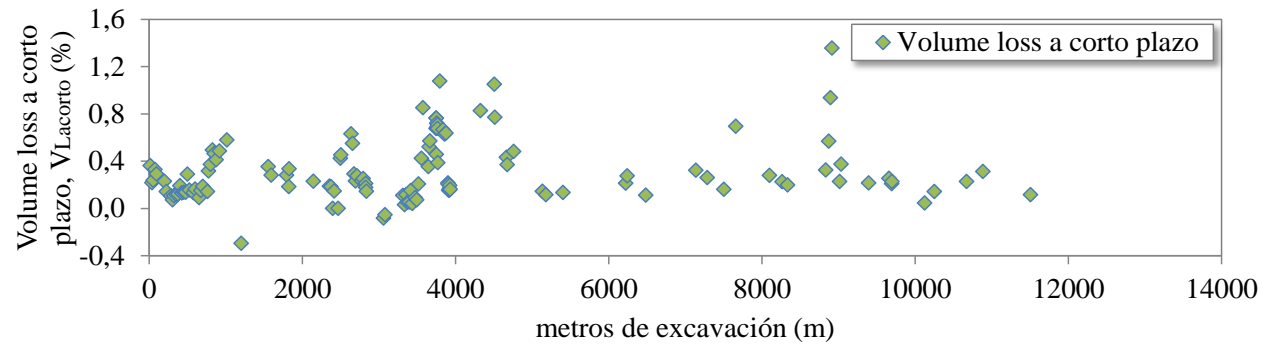


Figura 4.41 Presión y el volumen de inyección de mortero en la cola del escudo y pérdida de volumen de terreno en la cola del escudo y a corto plazo en función de los metros de avance

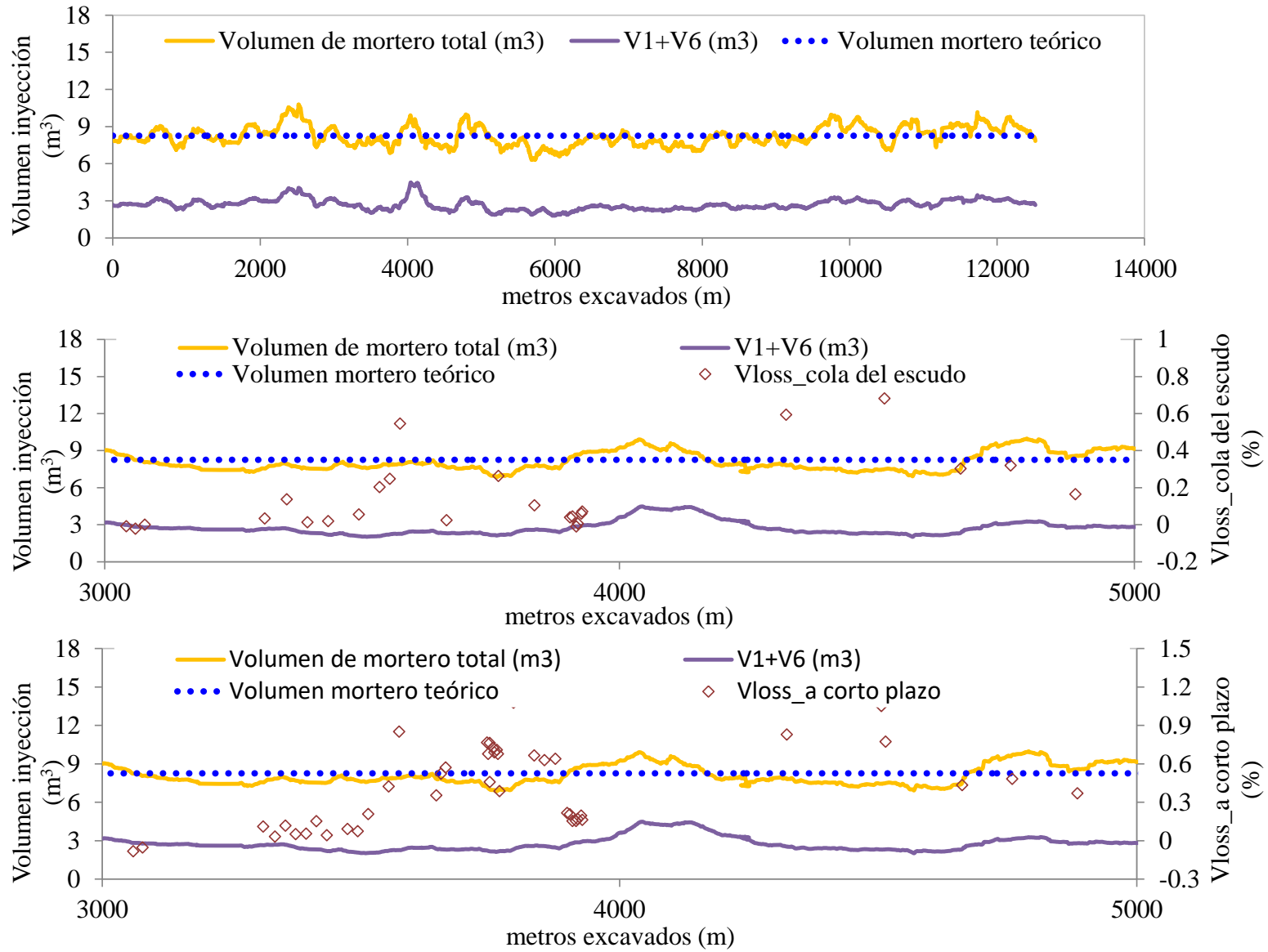


Figura 4.42 Volumen de inyección de mortero en la cola del escudo y pérdida de volumen de terreno en la cola del escudo y a corto plazo en función de los metros excavados

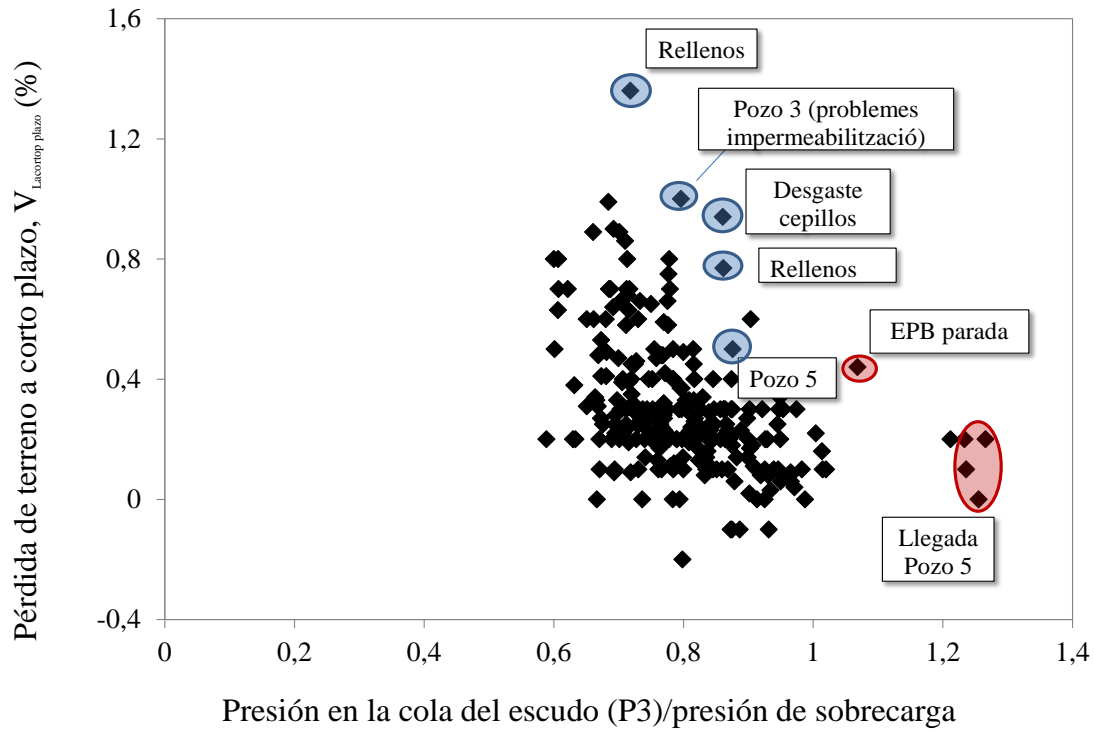


Figura 4.43 Relación de la pérdida de terreno a corto plazo en función de la presión en la cola del escudo

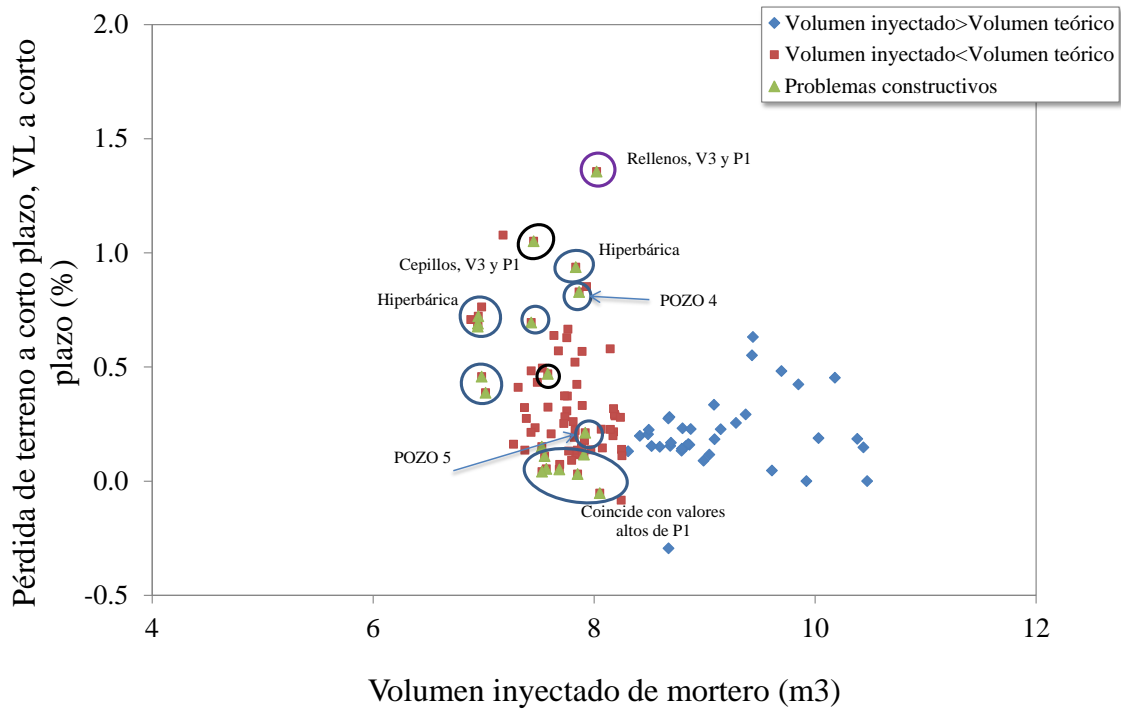


Figura 4.44 Pérdida de terreno total en función del volumen inyectado de mortero junto con los problemas constructivos

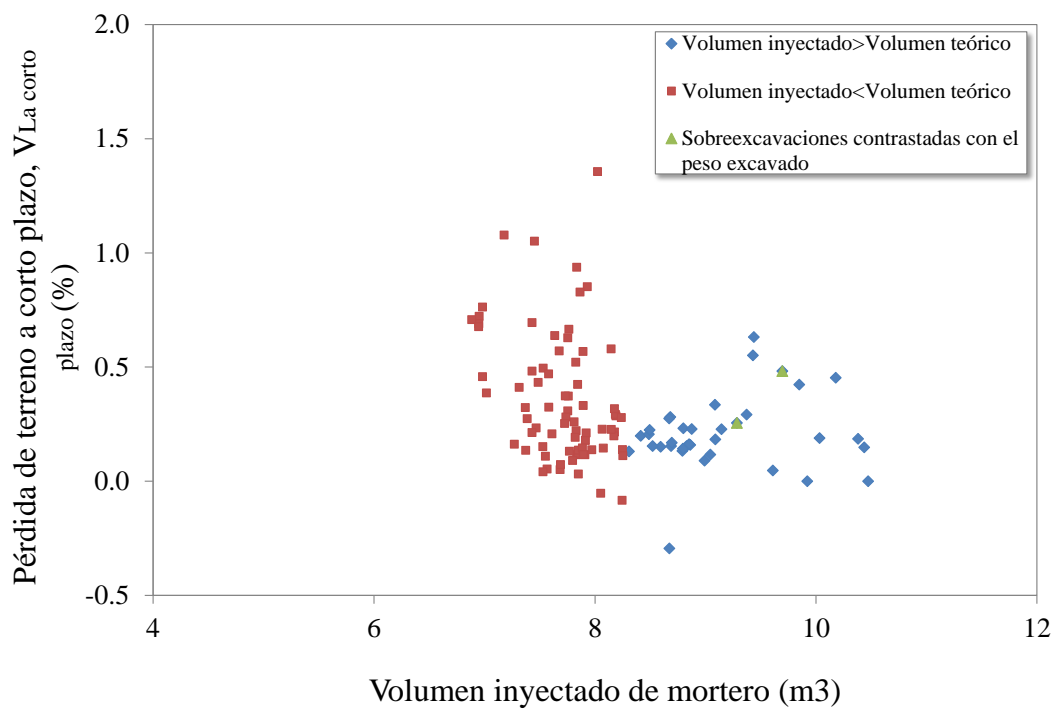


Figura 4.45 Pérdida de terreno total en función del volumen inyectado de mortero y las sobreexcavaciones contrastadas

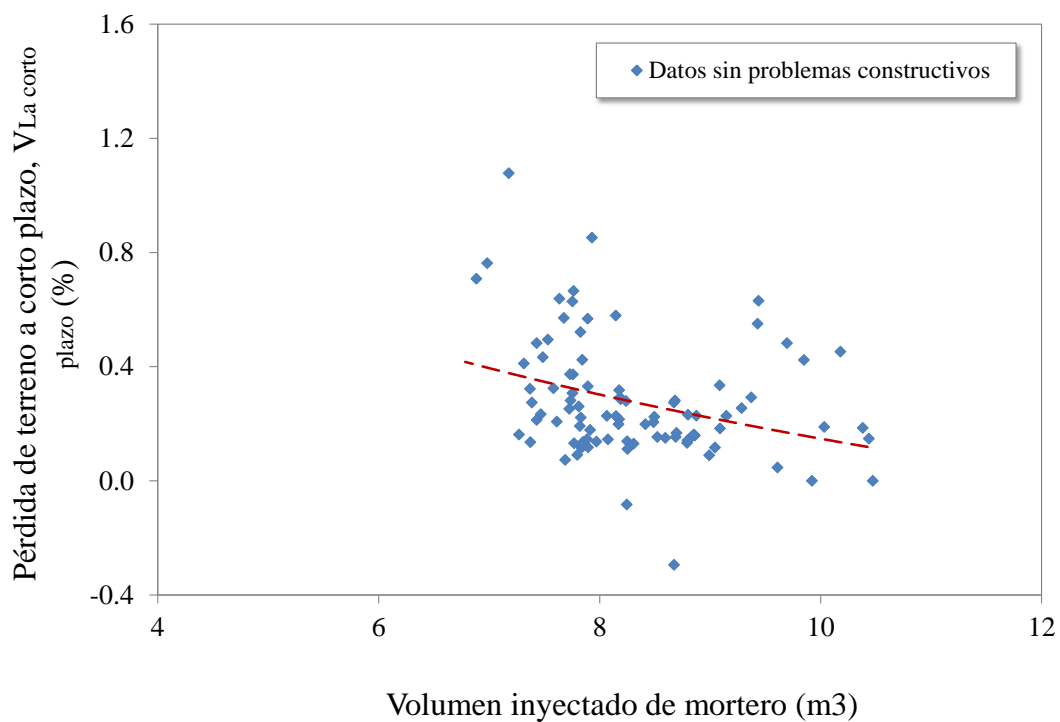


Figura 4.46 Pérdida de terreno total en función del volumen inyectado de mortero, datos sin problemas constructivos

También se ha querido mostrar la relación entre la velocidad de avance (mm/min) y el volumen de inyección de mortero (Figura 4.47) y la relación entre la velocidad de avance (mm/min) y el peso en toneladas excavado (Figura 4.48). En el caso de la primera Figura se podría pensar que el asiento que ocurre en el terreno nada más pasado el escudo de la tuneladora puede venir influenciado por la velocidad de la máquina. En zonas donde la velocidad de la máquina es muy elevada, el asiento en el terreno no tiene tiempo a desarrollarse, en cambio en momentos donde la velocidad de la máquina es baja o está parada el asiento en la zona pasado el escudo ya puede ser perceptible, pudiendo generar una pérdida de volumen de terreno algo superior que en otros puntos del trazado. En nuestro caso, vemos que la variabilidad en los datos referente al volumen de inyección de mortero no es muy amplia si lo comparamos con la velocidad de avance (mm/min), de esta manera es difícil poder observar una disminución en la inyección de volumen de mortero debido a que el avance de la máquina tuneladora crezca (Figura 4.47). En el caso de la Figura 4.46 se relaciona la velocidad de avance con el peso extraído de material de la cámara de tierras. El peso extraído es más o menos fijo ya que la sección es fija, por lo tanto, a no ser que se produzca sobreexcavaciones de material el peso debe mantenerse dentro de unos límites ya prefijados que en nuestro caso es de 168-190 Tn teniendo en cuenta las sobreexcavaciones, con un valor medio de 150-165 Tn, sin sobreexcavaciones, que corresponde a una densidad de 1.8-2.0 tn/m³. Vemos que en el caso que se sobrepase el peso extraído de la cámara de tierras de 190Tn/m, se producen sobreexcavaciones (Figura 4.48), pudiendo originar mayores pérdidas de volumen de terreno en el caso que el volumen de mortero inyectado no sea superior al teórico, en nuestro caso como hemos visto en la Figura 4.45, todas los puntos del trazado donde se han localizado sobreexcavaciones, en todos los casos el volumen de mortero inyectado ha sido superior al volumen teórico calculado evitando de esta manera una pérdida de volumen de terreno mayor.

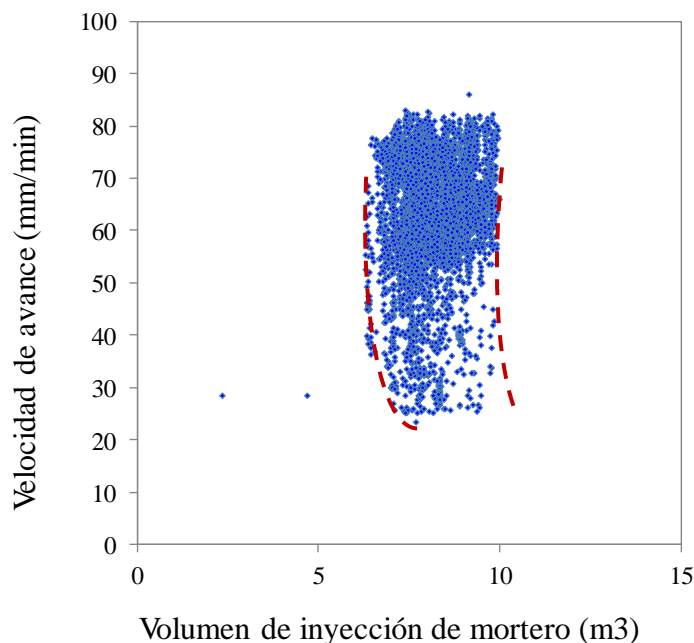


Figura 4.47 Relación de la velocidad de avance (mm/min) en función del volumen de inyección de mortero (m³)

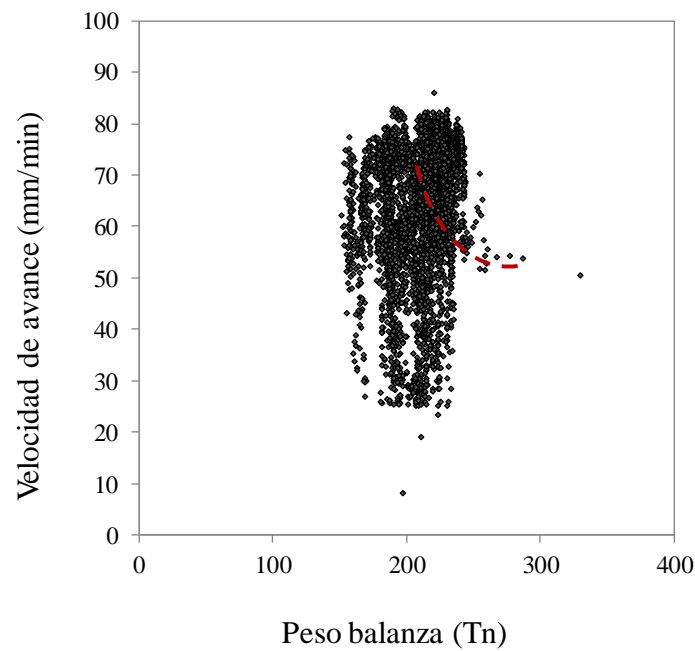


Figura 4.48 Velocidad de avance (mm/min) en función del peso extraído de la cámara de tierras (Tn)

Se entiende que en el avance de la máquina tuneladora se excluyen los tiempos en que la máquina se encuentra parada y el tiempo en que la máquina permanece parada montando las dovelas hasta conformar el anillo de avance. En la Figura 4.49, se muestra la relación del tiempo de cada actividad de la máquina EPB: tiempo de parada, tiempo de montaje de las dovelas y tiempo de perforación en función de la pérdida de volumen de terreno. Se observa que, en muchos casos, las mayores pérdidas de terreno coinciden con tiempos en que la máquina EPB se encuentra parada.

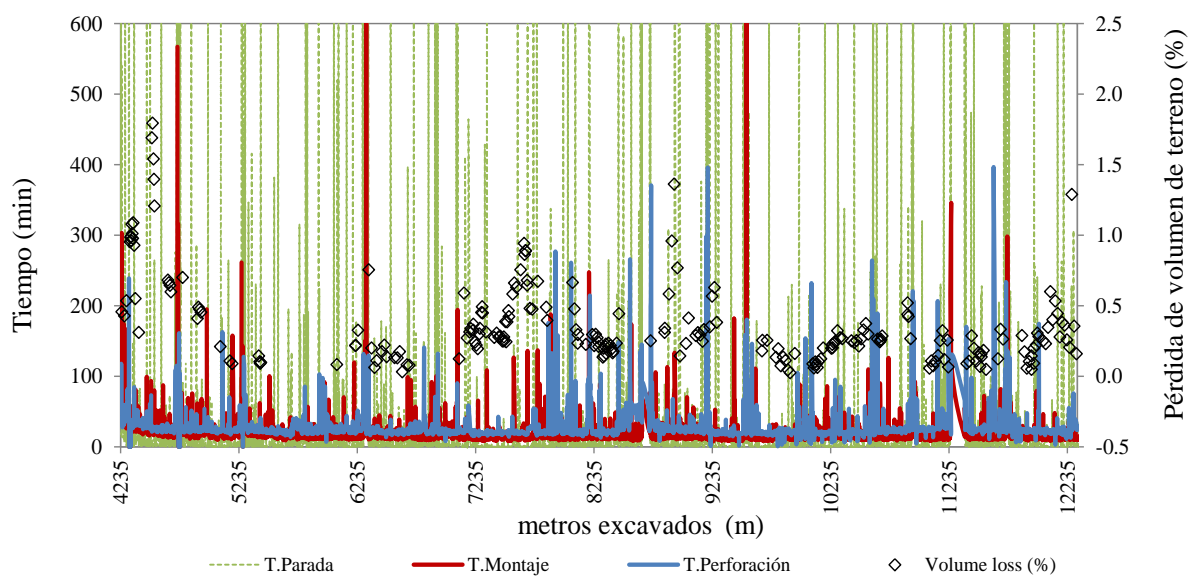


Figura 4.49. Tiempo en minutos de los diferentes procesos de la máquina tuneladora versus pérdida de volumen

Siguiendo con el análisis de interacción subsuelo-máquina utilizando los datos específicos de la excavación, se ha visto como en muchas ocasiones no son necesariamente relacionados en su totalidad con cambios en el subsuelo (Hollmann, F., et al., 2013). Es el caso del desgaste de los cortadores, estas herramientas de corte pueden verse influenciados por las condiciones del frente de excavación: resistencia del subsuelo, factores técnicos y geológicos, pero también existen otros factores como la fuerza de contacto de la rueda de corte (RDC) y la penetración específica que pueden tener una importante influencia a la hora de reemplazar los cortadores de la rueda de corte de la máquina tuneladora. Un cortador desgastado obstaculiza el proceso de excavación dando lugar a un aumento de la fuerza de contacto (RDC) normalmente relacionada con un decrecimiento de la penetración específica como veremos.

Según (Düllmann, J. et al., 2013) entendemos como fuerza de empuje o de contacto (F_T):

$$F_T = F_{Th} - F_S + F_C + F_B \quad 4.13$$

F_T = fuerza de empuje de la rueda de corte expresada en (KN)

F_{Th} = fuerza de propulsión en (KN)

F_S = fuerza resultante de la presión de frente en (KN)

F_C = fuerza de fricción de los cilindros de empuje en (KN)

F_B = fuerza de fricción de guiado en (KN)

En nuestro caso, la fuerza de empuje de la rueda de corte es un parámetro registrado por la máquina tuneladora cada 10 segundos (empuje total), en el que se considera la fuerza de propulsión, la fuerza de presión en el frente y las fuerzas debidas a la fricción tanto de los cilindros como del guiado.

Por otro lado, el análisis del proceso de excavación empleando la penetración o velocidad de avance de la máquina no es significativa sin otros parámetros tales como los anteriormente descritos: presiones y volúmenes de inyección introducidos por el operador. Estos parámetros, llamados parámetros activos son impuestos por el propio maquinista, por lo que la penetración se encuentra directamente influenciada por parámetros activos. Un cambio de magnitud de penetración durante la excavación sugiere en primer lugar un cambio de parámetros activos por el operador (Düllmann, J. et al., 2013). Por esa razón, en Düllman, J. et al., 2013, sugiere la normalización de la velocidad de avance o penetración y de la fuerza de contacto o de empuje de la rueda de corte, llamada penetración específica y expresada de la siguiente manera:

$$P_{esp} \left(\frac{\text{mm}}{\text{min} * \text{KN}} \right) = \frac{\text{Penetración} \left(\frac{\text{mm}}{\text{min}} \right)}{F_T(\text{KN})} \quad 4.14$$

P_{esp} : penetración específica

Penetración: penetración o velocidad de avance (mm/min)

F_T : fuerza de empuje de la rueda de corte expresada en (KN)

En la Figura 4.50 se relaciona la fuerza de contacto de la rueda de corte con la penetración específica mencionada a lo largo del Tramo 1. Se puede observar como valores altos de en la fuerza de contacto coinciden con valores bajos de penetración específica. En estos puntos donde el contacto es mayor en el frente el desgaste de los cortadores es supuestamente mayor ya que consideramos que son las herramientas de corte las únicas que reciben esa fuerza, en cambio la penetración específica que se consigue es inferior. Esto nos indica que ha habido un desgaste de los cortadores.

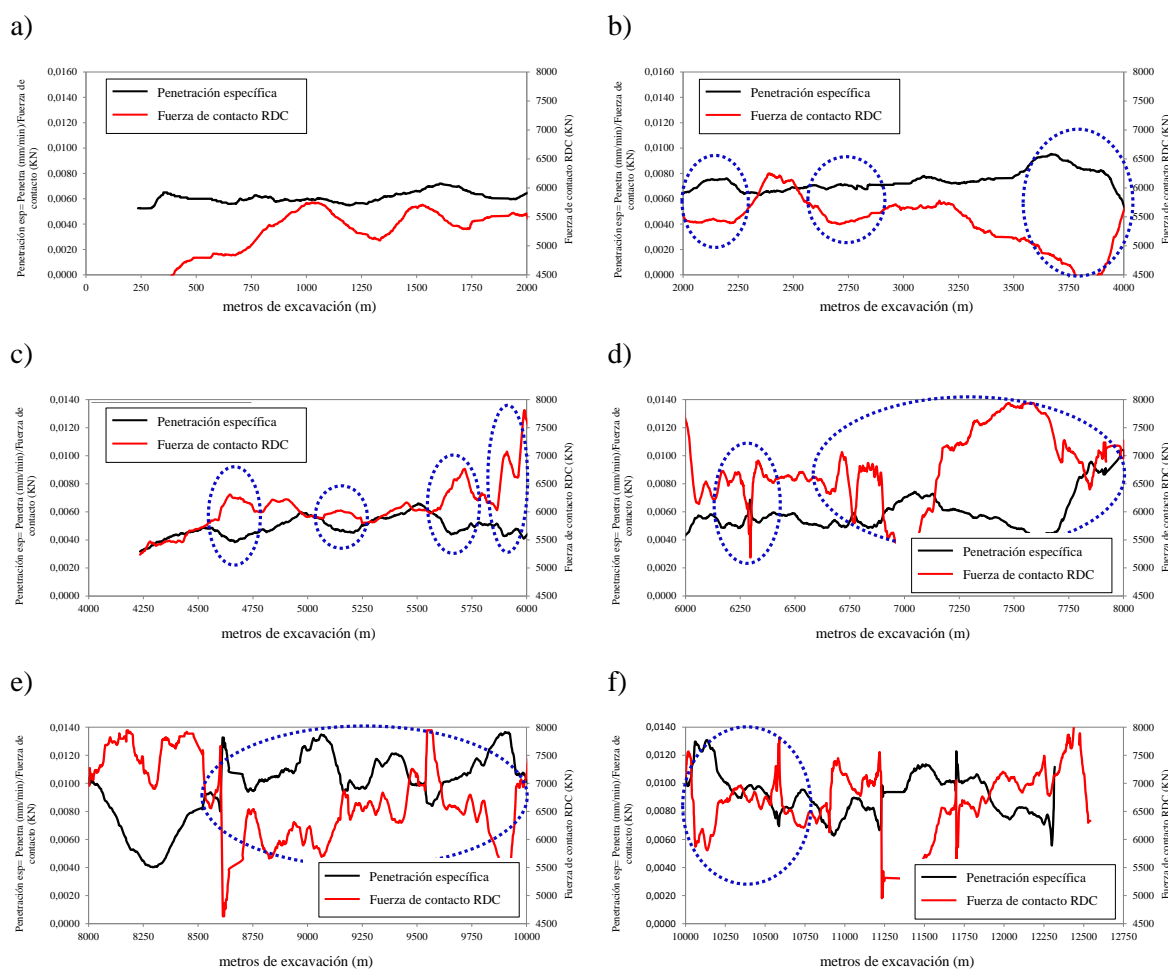


Figura 4.50. Relación de la fuerza de contacto y de la penetración específica empleada en el Tramo 1 de la Línea 9

Por otro lado, arcillas blandas tienen un potencial de obstrucción alto generando valores altos de fuerza de contacto (Hollmann, F. et al., 2013). En nuestro caso los materiales atravesados por la traza del túnel están compuestos por materiales aluviales blandos normalmente consolidados. El potencial de obstrucción en este tipo de arcillas se considera alto, pero no se conoce que haya habido obturaciones de material en ningún caso. Si se observa, en cambio, cambios frecuentes en la fuerza de contacto de la rueda de corte, que pueden

haber sido propiciados no por las obturaciones en la rueda de corte, sino por el cambio en la excavación de materiales más arenosos a materiales más arcillosos o viceversa. Según Hollmann, F. et al., 2013, la resistencia al corte debería ser mayor si aumenta la consistencia entre los finos y los granos en el material más arcilloso o el grado de densidad en los materiales más arenosos, incrementando así la fuerza de contacto en el frente y no tanto por el tipo de suelo.

En el caso de la Línea 9, hemos observado que existe una ligera tendencia a mantenerse elevada la fuerza de contacto en zonas donde el porcentaje de arcilla atravesada por la excavación es elevado. Un ejemplo de ello lo podemos ver en la Figura 4.51. En la Figura podemos ver la fuerza de contacto en el frente de excavación y material excavado en función de los metros de excavación, vemos como entre los 6900-8000m excavados por la máquina tuneladora HADES, registra valores altos de la fuerza de contacto de la rueda de corte mientras atraviesa valores cercanos al 100% de arcilla en la traza del túnel. Pero, aun así, el nivel de consistencia de las arcillas y el nivel de compacidad tienen un valor similar a lo largo de todo el trazado, por lo tanto, debido a esta homogeneidad del terreno, resulta poco eficiente comparar zonas más o menos densas o consistentes en relación con las posibles subidas o bajadas en el valor de la fuerza de contacto.

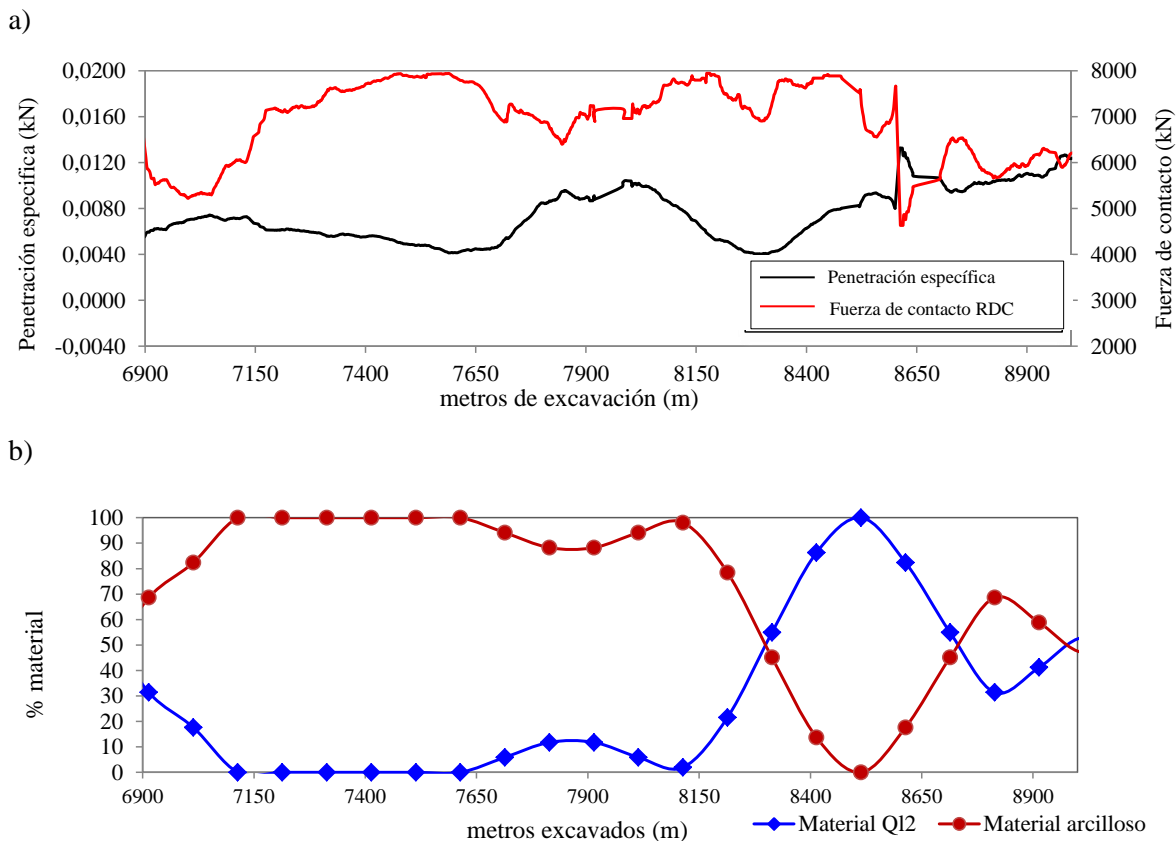


Figura 4.51. a) Relación de la fuerza de contacto y de la penetración específica b) % de material excavado en la traza del túnel

Siguiendo con el análisis de la fuerza de contacto en el frente, en el Capítulo anterior se mostró el parámetro de la temperatura en la cámara de excavación, y se comentó que esta temperatura había sido bastante regular durante todo el trazado. Si analizamos un poco más en detalle, observamos que la temperatura de la cámara de excavación va íntimamente ligada a la fuerza de contacto aplicada a la máquina tuneladora.

En la Figura 4.52 se observa como en los casos donde la fuerza de contacto de la rueda de corte ha sido algo superior coincide con picos superiores de temperatura dentro de la cámara a la vez que el peso extraído de la cámara de tierras disminuye.

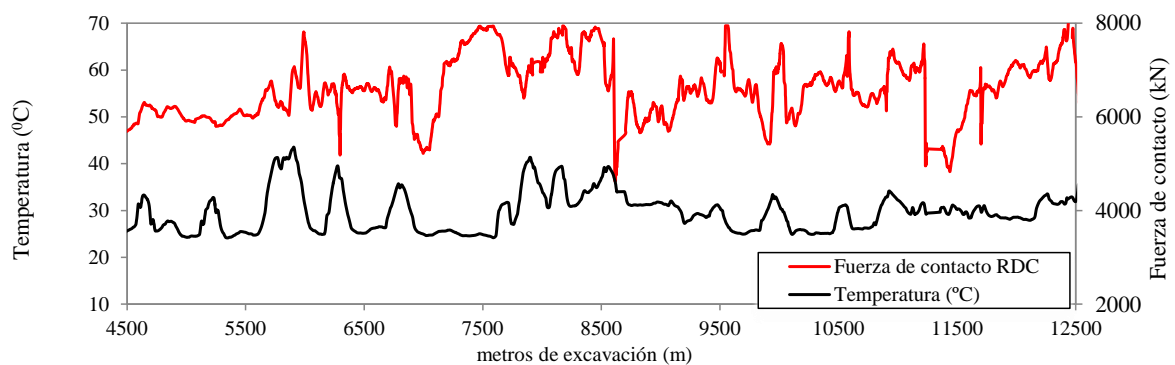


Figura 4.52. Relación de la temperatura dentro de la cámara de excavación y la fuerza de contacto en el frente en función de los metros de avance

Finalmente, y para dar por acabado este apartado donde se estudiaba la influencia de los parámetros de ejecución de la máquina EPB sobre la pérdida de volumen de terreno, en la Tabla 4.15 se resumen los valores medios de los parámetros operacionales de las dos máquinas tuneladoras GUSTER y HADES empleadas en la excavación del Tramo 1 de la Línea 9:

Parámetros de excavación	Valores medios
Presión en el frente de excavación (bar)	2.6
Presión de inyección de bentonita (bar)	2.0
Volumen de inyección de bentonita (m ³)	1.0-2.5
Presión de cola (bar)	3.1
Volumen de inyección de mortero (m ³)	8.23
Tiempo de parada de la máquina/anillo (min)	178
Tiempo de instalación anillo (min)	19
Tiempo de perforación/anillo (min)	28
Tiempo ciclo/anillo (min)	225
Fuerza de empuje de la rueda (kN)	6217.57
Fuerza de propulsión (kN)	25600
Par (kNm)	4475
Velocidad de avance (mm/min)	63
Penetración (mm/rpm)	53
Temperatura de la cámara de excavación (°C)	29.5

Tabla 4.15. Valores medios de excavación registrados durante el avance del túnel

4.6 Estudio de puntos singulares con una mayor pérdida de terreno.

4.6.1 Listado de los puntos singulares estudiados

Como hemos visto en el apartado 4.4, la mayoría de los valores de pérdida del terreno se encuentran entre 0.0 y 0.6%. Un rango de valores bastante bajo, dada la naturaleza blanda del terreno excavado.

En la Figura 4.33 anterior se observan quince puntos del trazado con un valor de pérdida de volumen de terreno más elevado. Estas quince zonas corresponden a los puntos en metros de excavación presentados en la Tabla 4.16:

metros excavados desde Terminal ente pistas	PK	S _{vmax} (mm)	V _{loss} (%)	Problemas
994	1+240	-28.35	1.00	Pozo 4 Mantenimiento
2592.9	2+834	-16.00	0.60	Pozo 5 Mantenimiento
3749	3+749	-22.30	0.90	Parada Hiperbárica, Errores de Inyección
4332	3+810	-31.90	1.10	Parada Hiperbárica
4507	3+993	-53.99	1.80	Error de inyección de mortero
4637	4+123	-18.21	0.70	Pozo 3A Mantenimiento
6333	5+820	-20.17	0.80	Pozo 4A Mantenimiento
7646	7+132	-20.30	0.90	Desgaste de cepillos y problemas logísticos
8055	7+541	-20.80	0.70	Desgaste de cepillos y problemas logísticos
8914	8+400	-21.03	1.40	Relleno poco compactado
9254	8+740	-17.00	0.63	Pozo 6A
10885	10+371	-12.70	0.52	Empalme cable y accionamiento de vías
12093	11+579	-19.90	0.60	Tape gunita pantalla de entrada al Pozo 7A
12273	11+759	-40.80	1.30	Avería astronave, cintas y bomba de grasa
12472	11+958	-23.10	0.70	Tape gunita pantalla de entrada al Pozo 7A

Tabla 4.16. Relación de puntos de la excavación con los valores máximos de pérdida de terreno

En todas estas zonas presentadas en la Tabla 4.18, la pérdida de volumen del terreno ha sido mayor debido a problemas constructivos de diversa índole, que iremos describiendo a continuación:

Problemas constructivos

4.6.2 Pozos de mantenimiento

Uno de los momentos más críticos cuando se excava con tuneladora, se debe a las paradas de mantenimiento que la máquina ha de realizar en condiciones atmosféricas. En concreto una particular dificultad, es la operación de entrada y salida de los pozos y estaciones. Usualmente en estas zonas de unión, la presión de confinamiento se ve reducida en el terreno circundante o en las inmediaciones al escudo, dando lugar a condiciones críticas en terrenos con un mayor contenido de agua y una baja cohesión (Leca, Leblais, & Kuhnhenh, 2000). Zonas de transición de entrada y salida necesitan cumplir cinco objetivos principales según Leca:

- (1) Soporte del terreno en la dirección perpendicular a la obertura.
- (2) Refuerzo en el frente para asegurar la estabilidad del terreno en el frente del escudo, usando una presión de confinamiento limitada por la reacción de empuje de la máquina.
- (3) Soporte en la bóveda de la excavación para limitar los efectos de descompresión además de poder controlar los asentos a pesar de reducir la presión de confinamiento.
- (4) Control de la presión y entrada de agua de modo que se puedan prevenir las inundaciones.
- (5) Guiado de la tuneladora, a lo largo de los primeros metros de entrada nuevamente en el terreno, para prevenir que ocurra un hundimiento de la máquina.

En el Tramo 1 de la Línea 9 compuesto por suelos blandos y un nivel freático casi en superficie, las dos tuneladoras empleadas trabajan con presión de frente. En algunas estaciones y pozos de ventilación i/o de emergencia las tuneladoras pasan por el interior de la estructura previamente excavada y la rueda de corte y el escudo son accesibles desde la superficie para realizar cualquier revisión y mantenimiento. Para poder realizar esta transición entre la zona donde se trabaja con presión (frente, escudo y cola) se han de disponer de bloques estancos y estables a la entrada y la salida de la tuneladora del recinto excavado. Estos recintos, han sido realizados mediante pantallas de hormigón en masa o armado y jet grouting como tapón de fondo (en él van incrustadas las pantallas). Además, en todos los pozos se realizaron bloques macizos de jet, tanto en la entrada como en la salida de estos, para que no hubiera arrastre de material por la entrada de agua.

En terrenos granulares como es el caso, la creación de este recinto estanco e impermeable para la máquina tuneladora, no siempre ha sido fácil, el mayor problema ha sido debido a la entrada de agua.

Se han observado problemas en el Pozo 3A en el PK 4+197 (en el subtramo T1A), en el subtramo T1E, los pozos con problemas han sido el Pozo 4A en el PK 5+788, el Pozo 6A en el PK 8+615 (ver Figura 4.17) y en el subtramo T1C el Pozo 7A en el PK 11+959 (ver Figura 4.18). Por último, en el subtramo T1D, hubo problemas en la estación de Terminal actual en el PK 3+338-PK3+497, en el Pozo 4 en el PK 1+667.27, en

el Pozo 5 en el PK 2+834.90 y en el Pozo 6 en el PK 3+856.97 (ver situación de los pozos en la Figura 4.53). A continuación, comentaremos estos tres últimos casos pertenecientes al subtramo T1D.

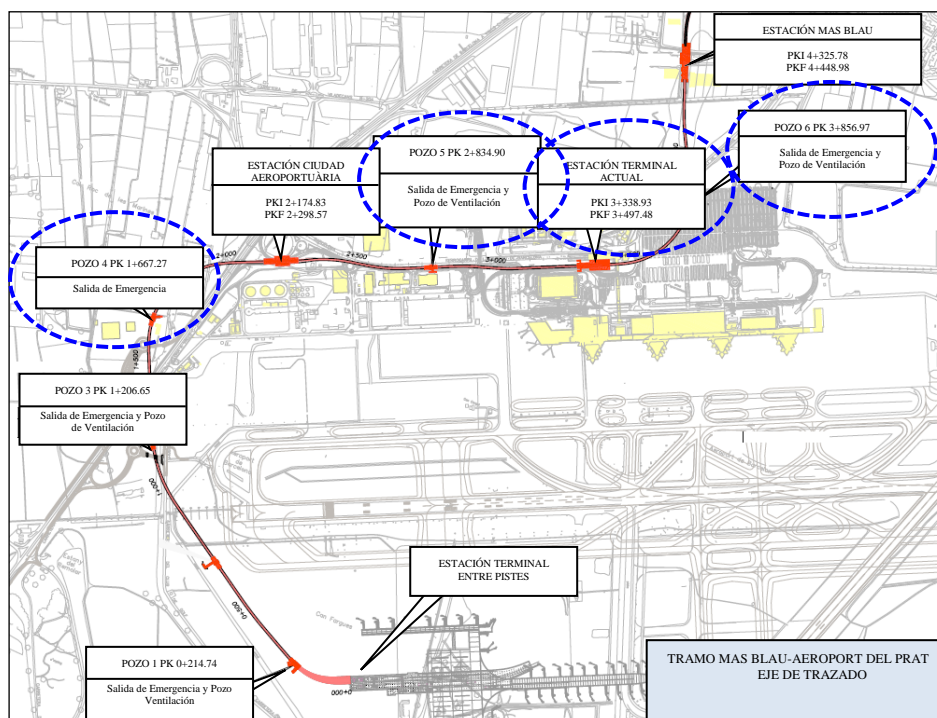


Figura 4.53 Pozos y estaciones del subtramo T1D de la línea 9 de Barcelona. Marcadas se encuentran los tres pozos y la estación donde se observaron problemas

Es el caso, del Tramo T1D, en la estación de Terminal Actual, una vez realizada la conexión entre el túnel y el pozo, no se aprecia ninguna filtración de agua hacia el pozo, es durante la colocación de los últimos anillos antes de la salida total del escudo al pozo, donde se detecta un pequeño caudal de agua que circula desde el interior del túnel por el trasdós del escudo. Una vez el escudo fue extraído totalmente al pozo, se observó que la entrada de agua arrastraba finos. Esta pérdida de finos ocasionó una pérdida de volumen de terreno en superficie, resultado de la circulación del agua con arrastre de fracción fina. Entre los finos arrastrados por el agua la composición principal era de arenas y limos. Se detectó también la presencia de cierta fracción de arcillas, indicador de que el agua provenía de la parte inferior del tapón de jet-grouting, ya que en la parte superior se encuentran las arenas QL2, con un diámetro de partícula mayor.

La salida de la máquina de los pozos es igualmente un punto conflictivo, se realiza la perforación de la pantalla de jet-grouting y es necesario rellenar la cámara de excavación con el material excavado.

Durante este avance se detecta la salida de agua y de mortero de cola por el tape de la pantalla de salida del recinto estanco de Terminal Actual y se decide realizar inyecciones de espuma y sellar la vía de salida del material (Figura 4.54a). Debido a la salida de mortero de cola al pozo, el volumen de inyección de mortero

de cola es superior al teórico, aunque la presión en el frente de la tuneladora se mantiene estable, puede verse en la Figura 4.55 y Figura 4.56.

a)



b)



Figura 4.54. Inyecciones de espuma en el tape de salida del recinto estanco de la estación de Terminal Actual

Además, mientras la inyección de espumas en el avance del escudo los primeros metros, se observa la salida de espumas en superficie (Figura 4.54) y un ligero descenso de la presión en el frente que rápidamente es compensado (Figura 4.55) y un descenso en el volumen de inyección de mortero de cola que también es rápidamente compensado (Figura 4.56). En superficie se observa la pérdida de material de relleno de uno de los sondeos de comprobación del jet-grouting (Figura 4.57a). Esta perforación queda llena de agua y se procede inmediatamente a taptarla y sellarla con hormigón (Figura 4.57b).

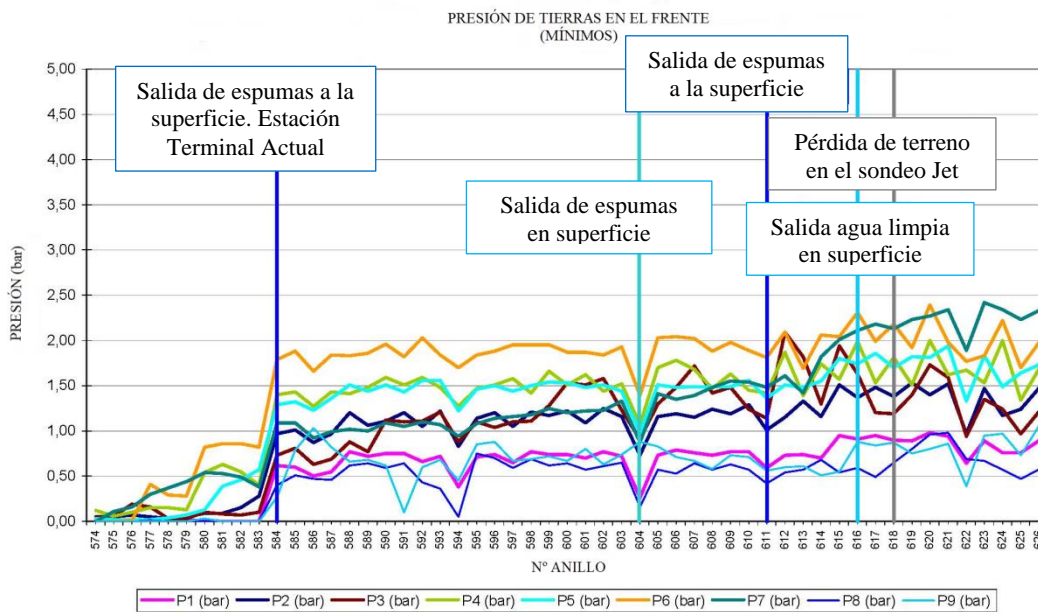


Figura 4.55. Gráfica de las presiones mínimas registradas durante el proceso de excavación de los anillos (gráficos facilitados por D.O. Payma Cotas)

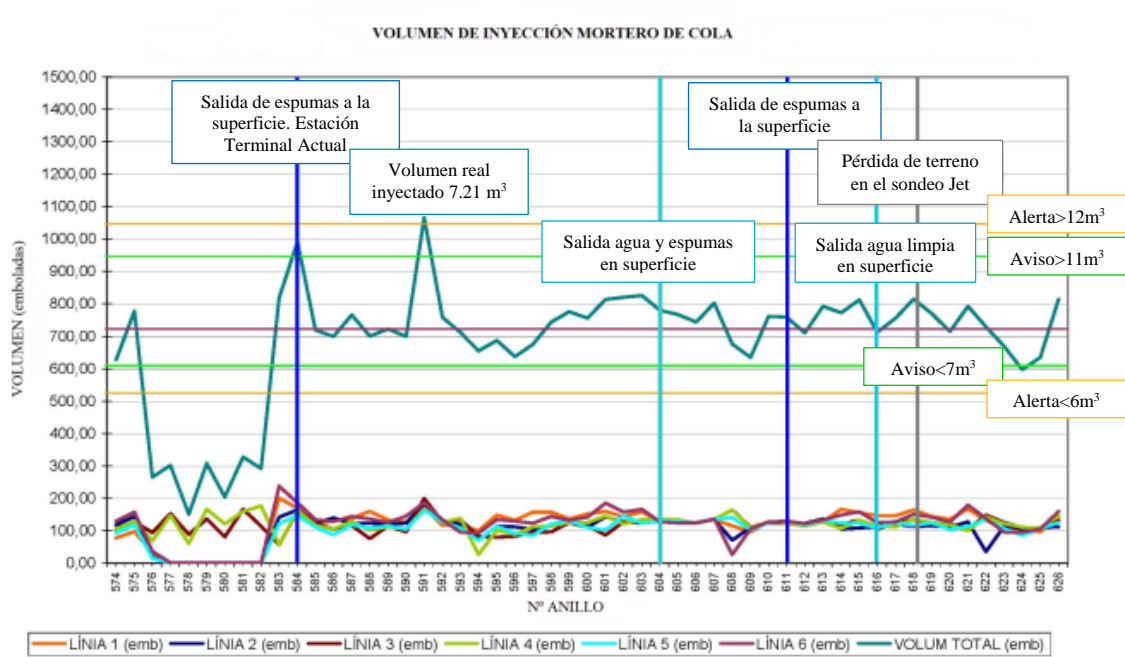


Figura 4.56. Gráfica del volumen final de inyección de mortero de cola (gráfico facilitado por D.O. Payma Cotas)

a)



b)



Figura 4.57. Vista del sondeo de comprobación del jet-grouting ejecutado para UTE Túnel Airport b) Sondeo de comprobación relleno y sellado con hormigón

En otros casos, la entrada de agua en los pozos se produjo antes de la entrada del escudo en el pozo estanco. En el caso del Pozo5A y del Pozo4A situados en el subtramo T1D, hubo entradas de agua por la zona del hastial del túnel durante la perforación de la pantalla que da acceso al recinto estanco. Esta entrada de agua produjo un arrastre de finos a través del hastial alcanzando un volumen de sedimentación de 22 m³, de los cuales, entre 10 m³ y 16 m³ fueron a parar a la cuna del recinto estanco. Se realizaron nuevas perforaciones para ver la estanqueidad de la junta entre la pantalla y el jet, además de las inyecciones de espuma para sellar la junta entre la pantalla-jet y el escudo y la colocación de una malla del tipo nervometal para finalizar el sellado de la pantalla de entrada al tape de gunita. En la Figura 4.58a vemos la tuneladora a la entrada del Pozo 5A y las perforaciones realizadas en la pantalla para asegurar la estanqueidad de la junta entre la

pantalla y el jet. En la Figura 4.58b vemos las inyecciones realizadas en el Pozo 4A al igual que se realizó en el Pozo 5A.

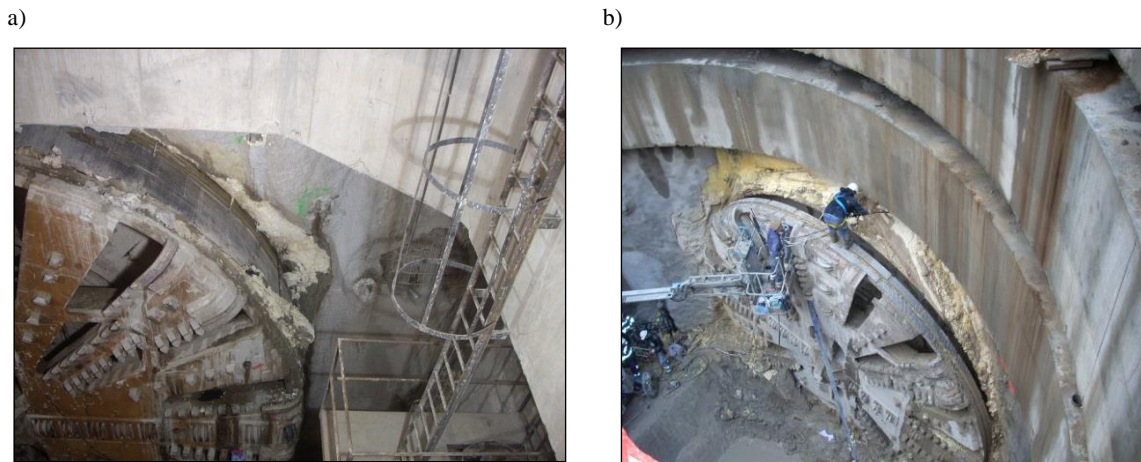


Figura 4.58. a) Vista de la tuneladora, en la pantalla de entrada al pozo 5A y perforaciones realizadas en la pantalla para asegurar la estanqueidad de la junta entre pantalla y el jet b) Inyecciones de espumas en el pozo 4A

En ambos casos (Pozo 4A y Pozo 5A) se decidió proseguir con los trabajos de avance del escudo en el pozo y sellar la entrada de agua mediante las inyecciones de mortero de cola y mediante la inyección de espuma desde el pozo y a través del escudo, todos los intentos sin éxito (Figura 4.59 a, b) siguiendo el problema de infiltraciones, ya que el mismo movimiento de la máquina favorecía la ruptura del cake formado por las espumas a lo largo del contacto escudo-tape-pantalla.

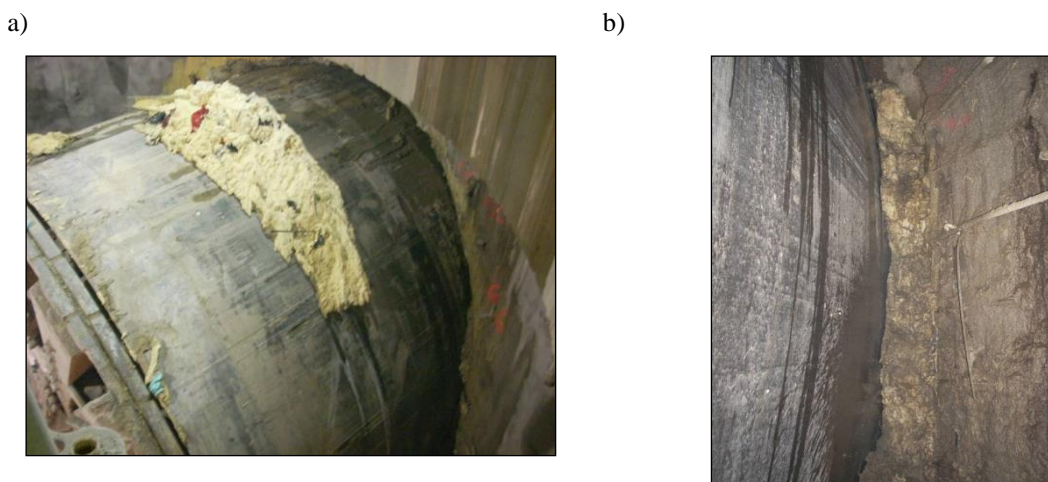
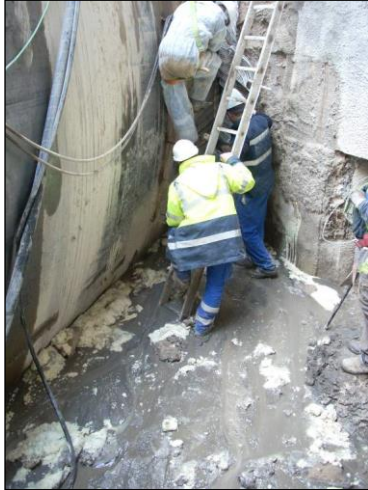


Figura 4.59. a) Detalle del avance del anillo y las infiltraciones b) Detalle de las infiltraciones detectadas en el hastial izquierdo

Se siguió con el avance, y debido a que el escudo rompió el tape se produjo nuevamente la entrada de agua arrastrando finos hacia el interior del recinto estanco. En ambos pozos se prosiguió con la inyección de espumas desde el pozo y con la reinyección de mortero a través de la cola del escudo y del montaje de la

mallas nervometales (Figura 4.60). En el caso del Pozo5A se concluyeron los trabajos con éxito, en el caso del Pozo4A, la infiltración continuó tanto en el exterior (Figura 4.61a) como en el interior del túnel (Figura 4.61b).

a)



b)



Figura 4.60. a) Preparación del tape de gunita en la zona del hastial b) Sellado del hastial izquierdo y preparación del tape (Pozo 5A)

a)



b)



Figura 4.61. a) Infiltraciones en el hastial en el tape de gunita b) Entrada de agua en la tuneladora (Pozo 4A)

Posteriormente, mediante la inyección de espuma se taparon los taladros de drenaje realizados previamente para la colocación del gunitado y por los cuales entró el agua al interior del túnel. Esta entrada de agua se ha conseguido sellar definitivamente mediante espumas inyectadas a través de los anillos (Figura 4.62a). Estas mismas inyecciones de espuma rellenaron todo el vacío entre el extradós de los anillos y la pantalla hasta salir por el mismo tape de gunita y sellando la entrada de agua (Figura 4.62b).

a)



b)



Figura 4.62. Entrada de agua por el tape de gunita b) Sellado del tape de gunita desde el interior de la dovelas

Parámetros de la máquina tuneladora

En el gráfico de la Figura 4.63 se muestra a modo de ejemplo el desarrollo de la fuerza de la rueda de corte, el PAR (momento de torsión) y la penetración durante la excavación de los anillos a partir del anillo N° 1740 (antes del contacto con el bloque estanco) hasta el anillo N° 1760 (cale) en el Pozo 4A.

Antes del contacto con el jet, los parámetros se mantienen constantes con un valor de penetración entre 50 y 60 mm/rev, una fuerza de perforación ligeramente por encima de 6000 kN y un PAR con valores por debajo de 4000 kNm.

El contacto de la tuneladora con el jet del bloque estanco durante la excavación del anillo N° 1751 produjo un cambio importante de estos valores, aumentando el valor de la fuerza de la rueda de corte (hasta 9500 kN) y el PAR (hasta 6000 kNm) y disminuyendo la penetración hasta un mínimo de 10 mm/rev subiendo a continuación hasta un valor de 30 mm/rev al final del bloque.

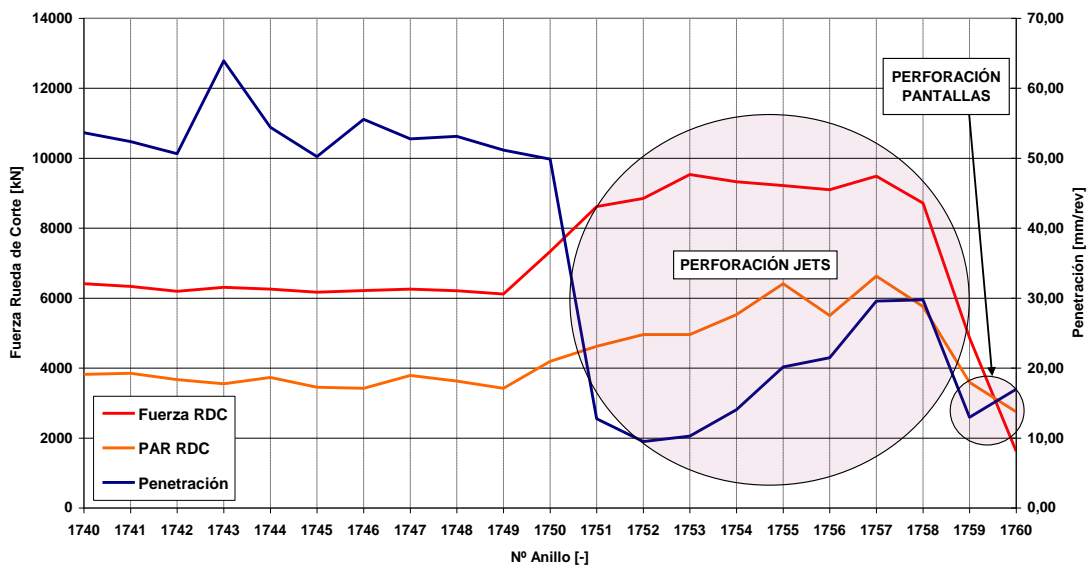


Figura 4.63. Parámetros de perforación (promedios excavación anillos)

En el gráfico de la Figura 4.64 se observan los valores de la presión de trabajo en clave (sensor P1), el peso del material extraído, la presión y el volumen de mortero inyectado por la cola del escudo. Antes y durante la perforación del bloque estanco los parámetros se presentan bastante constantes y conformes con los valores teóricos establecidos. A la entrada de la cola del escudo en el bloque estanco se puede notar un aumento del volumen de mortero inyectado. Esto corresponde con una ligera sobreexcavación del perfil teórico en el material más rígido y quebradizo como es el caso del jet.

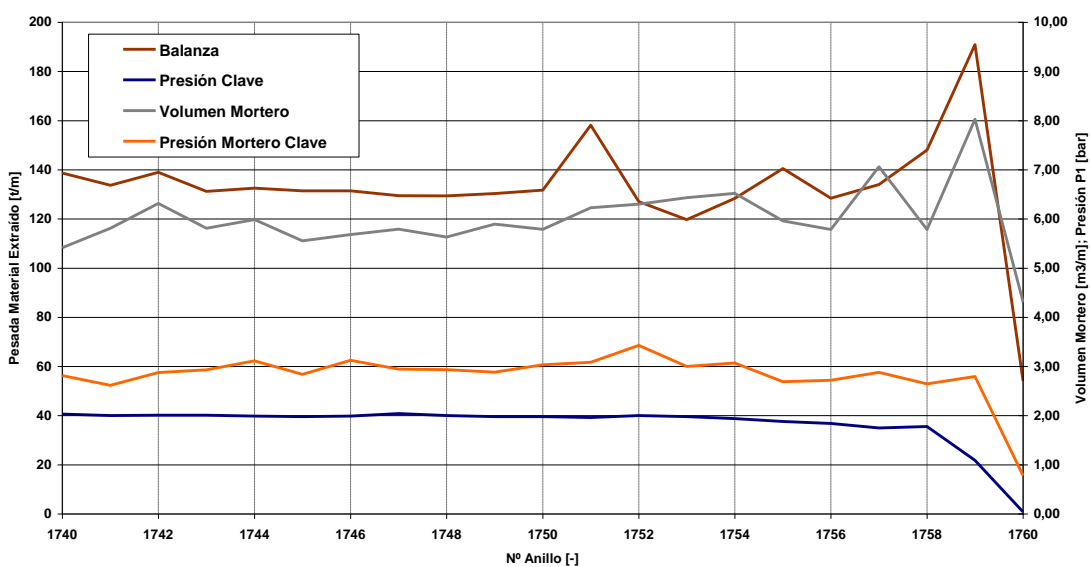


Figura 4.64. Presión de trabajo, material extraído e inyección de mortero (promedios excavación anillos)

Como vemos la entrada de la máquina tuneladora en los pozos modifica los parámetros de control de la máquina.

Asientos en superficie

Respecto a los movimientos en superficie durante la entrada y salida de la máquina tuneladora en el Pozo5A, se han analizado cinco hitos de nivelación superficial situados sobre el eje del túnel, cercanos al pozo (Figura 4.65 y Figura 4.66).

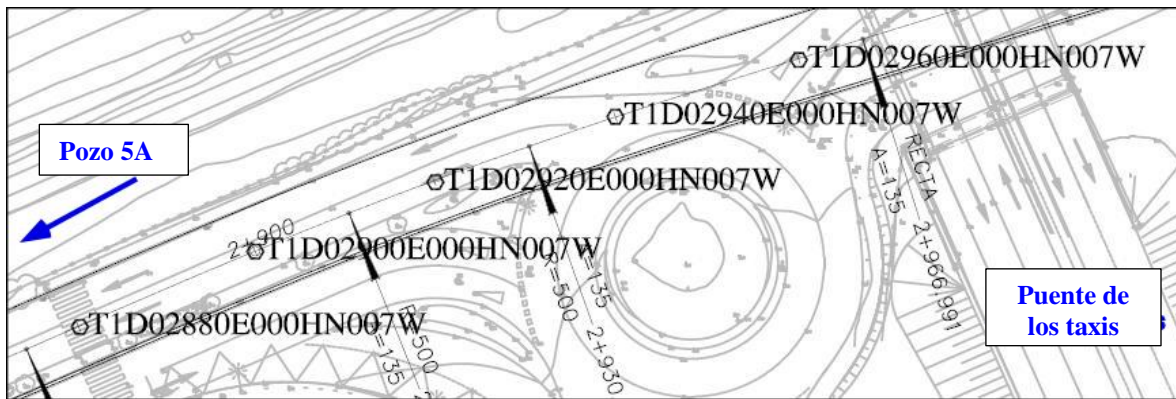


Figura 4.65. Situación de los hitos superficiales en planta cercanos al Pozo 5A en el subtramo T1D

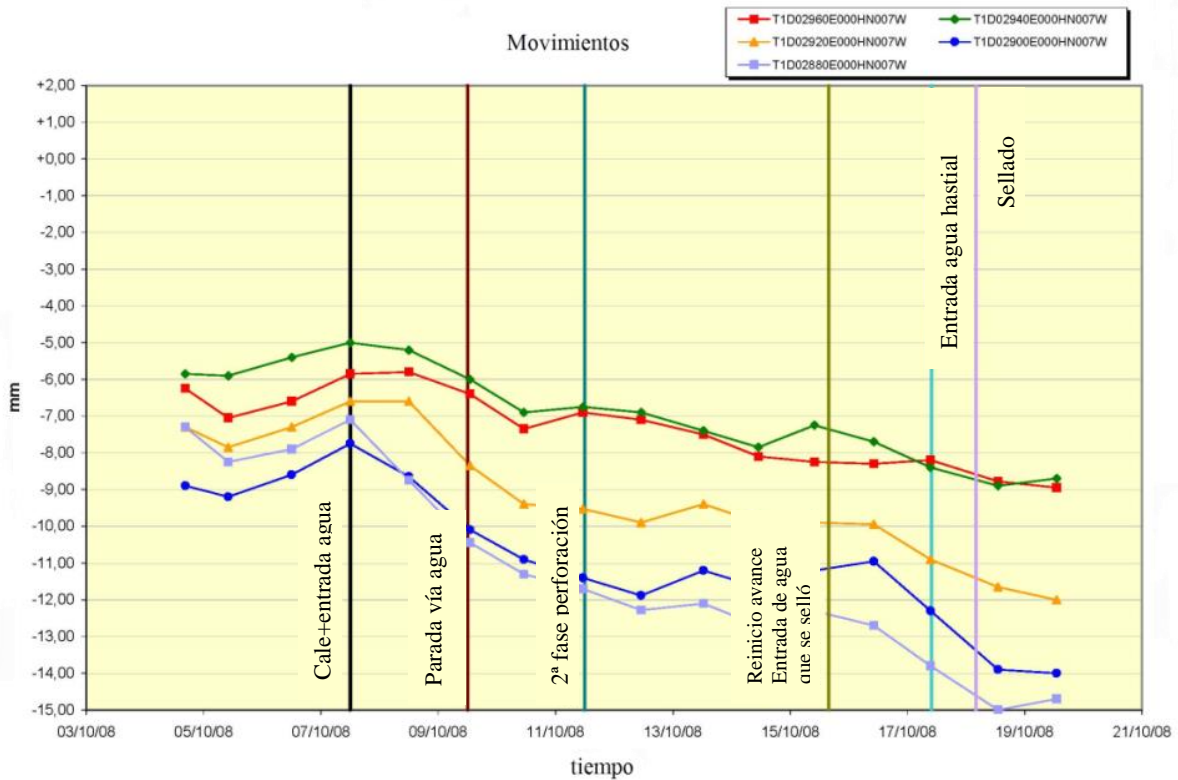


Figura 4.66. Gráfico de los movimientos registrados en los hitos superficiales

En la Figura 4.66 se observa una reactivación de los movimientos registrados por los hitos superficiales más cercanos al Pozo 5 con un asiento máximo de -3.35 mm entre los días 07/10/08 y los días 09/10/08. Es durante los días 7 y 17 de octubre cuando se produjeron episodios de entrada de agua al recinto del pozo 5A por el hastial izquierdo, según el avance de la tuneladora. Esta agua, acompañada de un arrastre de finos del material más superficial, reactivó los movimientos en la superficie del terreno, que fueron detectados por los hitos superficiales con un valor en el asiento total de -14.70 mm en el hito T1D02880E000HN007W (Figura 4.66). Cuatro meses después, el asiento vertical en la superficie se considera estable alcanzando valores de -16.10 mm con una pérdida de volumen de terreno final algo superior al 0.6%.

En el caso del Pozo 4 y el Pozo 6 en el mismo subtramo T1D, ocurrieron situaciones similares, aunque las pérdidas de volumen de terreno fueron algo mayores y alcanzaron el 1%. En concreto en la zona del Pozo 4, en esta zona de material más granular, el agua arrastró el material más fino hacia el pozo, creando una mayor pérdida de volumen entre la máquina tuneladora y la línea de excavación del túnel (gap).

En función de los datos recogidos queda de manifiesto que los bloques estancos realizados mediante Jet-grouting como único sistema de estanqueidad, en las condiciones geológicas atravesadas en el Tramo1, no da seguridad absoluta contra entradas de agua y arrastre de finos a lo largo del cale de la tuneladora y del avance del escudo dentro del pozo.

Esta falta de estanqueidad lleva a la necesidad de ejecutar varias campañas de inyecciones provisionales que cada vez que se mueve el escudo se deben renovar. Esto resulta al mismo tiempo un retraso importante de todo el proceso de la entrada del escudo en el pozo, que de por sí implica un aumento del riesgo en que el flujo de agua se reactive y que esto se agrave con un arrastre de finos produciendo una pérdida de volumen y movimientos en superficie que pueden provocar daños en estructuras ubicadas en el entorno del pozo.

Una aplicación del mismo sistema en condiciones geológicas similares en zona urbana no sería apropiada.

4.6.3 Paradas Hiperbáricas

Por otra parte, cada vez que la máquina EPB se detiene, como es el caso de una inspección en condiciones hiperbáricas, mantener las condiciones de presión en el frente durante la parada y reiniciar nuevamente los trabajos de excavación representa una fase crítica en el proceso, que, en algunos, si la presión no ha estado bien controlada, provoca una pérdida de volumen de terreno significativa.

En la Figura 4.67, se presenta la presión en el frente de excavación y la pérdida de volumen de terreno total en las inmediaciones de la estación de Mas Blau. Como hemos comentado en el capítulo anterior, en la

estación de Mas Blau comenzaron los trabajos de excavación tanto de la tuneladora Guster como de la tuneladora Hades en sentidos opuestos. En estos primeros metros de excavación se realizó una parada en condiciones hiperbáricas con ambas tuneladoras.

Como vemos en la Figura, en ambos casos la presión en el frente ha sido algo inferior a la presión media registrada durante todo el trazado del Tramo 1 estudiado. Además, esta presión de frente inferior se ha visto influenciada por la llamada curva de aprendizaje durante los primeros metros de excavación, donde no se tiene suficiente experiencia con el rodaje terreno-máquina y en donde la EPB avanza a la vez que se van ajustando todos y cada uno de los parámetros de funcionamiento de la máquina. Pero existen otros factores además de la curva de aprendizaje que pueden ocasionar un mal control de esta presión en el frente de excavación durante los trabajos en condiciones hiperbáricas. Es el caso ocurrido durante la salida de la estación de San Cosme, en el subtramo T1B (ver Apéndice II, y Figuras 4.68, 4.69).

En este caso, después de que se observaran valores anómalos en los parámetros de ejecución de la máquina tales como: fuerzas de propulsión elevadas, momentos de torsión de la rueda de corte altos, elevada temperatura en la cámara de escombros y una velocidad de avance menor se consideró que podría haber un atasco de las ventanas de la rueda de corte al paso de la tuneladora por el tapón de salida en "Jet Grouting" de la estación de San Cosme. En consecuencia, se optó a realizar una parada en condiciones hiperbáricas de emergencia para observar la rueda.

Esta operación implica vaciar la cámara de tierras hasta un punto concreto de la rueda de corte e inyectar bentonita y presión en el frente (P1). Después del vaciado de la cámara se observa que la presión aplicada en el frente de excavación no se puede mantener y se produce una bajada repentina de esta presión P1 de 1.7 bar a 1.0 bar, cuando la presión necesaria de trabajo en esta zona de trazado debe ser de 1.35-1.85 bar (Figura 4.68a). Además, se observa que el material extraído de la cámara fue superior al valor teórico calculado y que corresponde al instante de la bajada de la P1 (Figura 4.68b), provocando un pequeño hundimiento localizado del firme en superficie (Figura 4.69).

Por lo tanto, podemos decir, que vaciados rápidos de la cámara de tierras durante las intervenciones en condiciones hiperbáricas pueden dar origen a una pérdida de presión en el frente y generar posibles inestabilidades en superficie como la ocasionada.

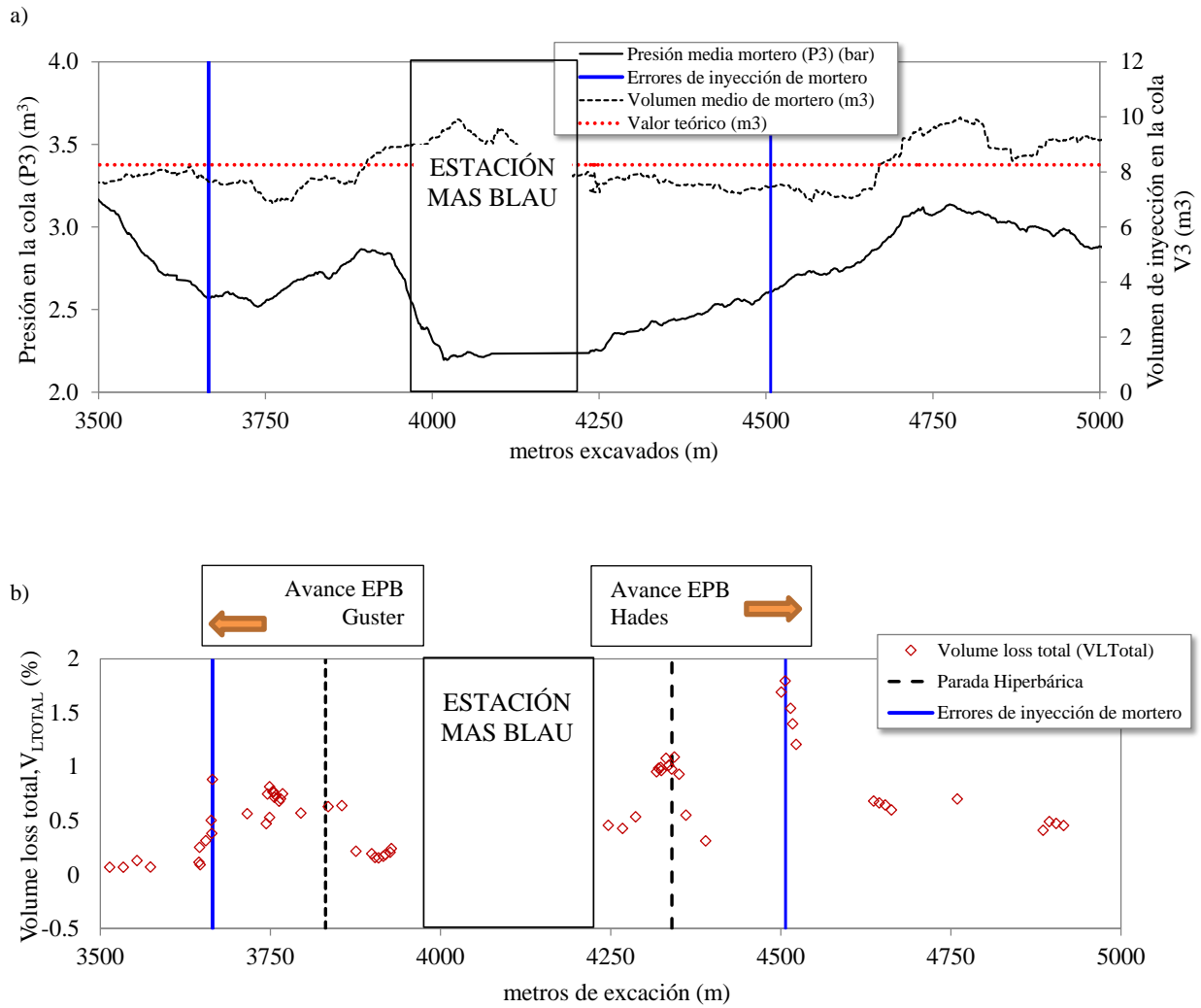


Figura 4.67. a) Presión en frente de excavación b) Pérdida de volumen de terreno en el inicio de los trabajos de excavación de las tuneladoras Guster y Hades

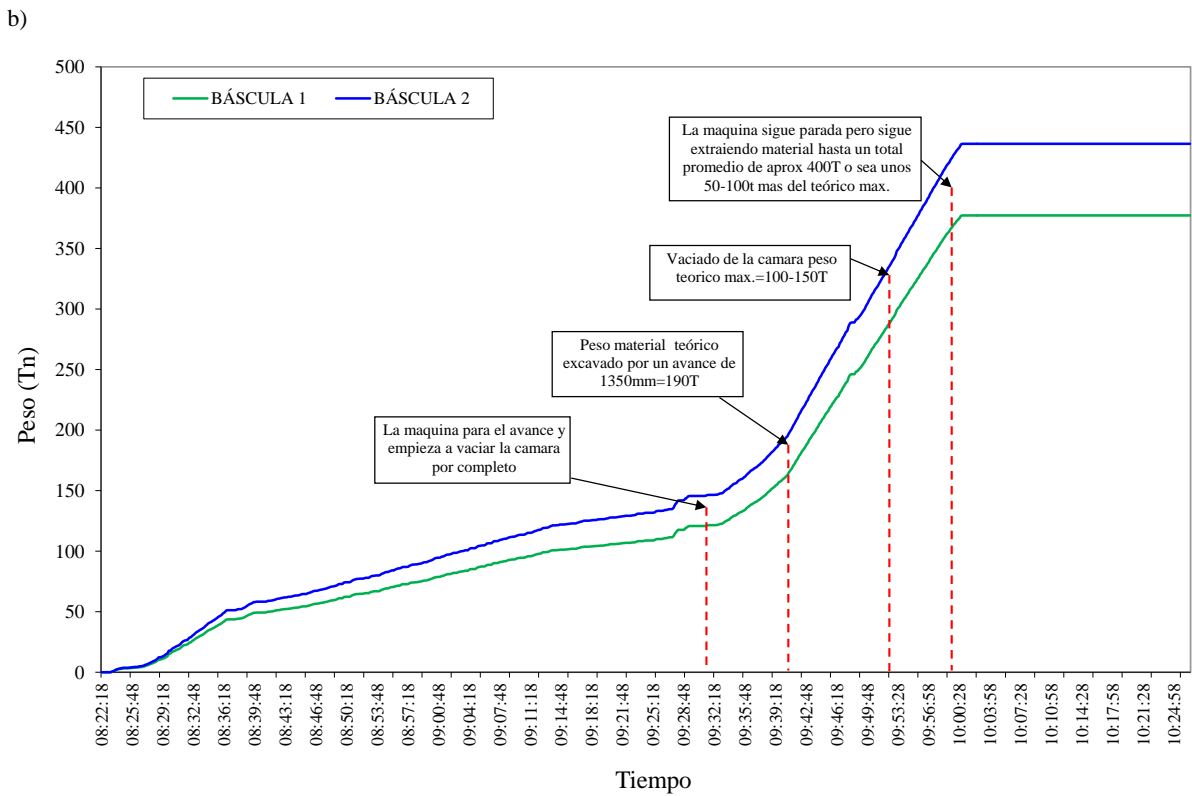
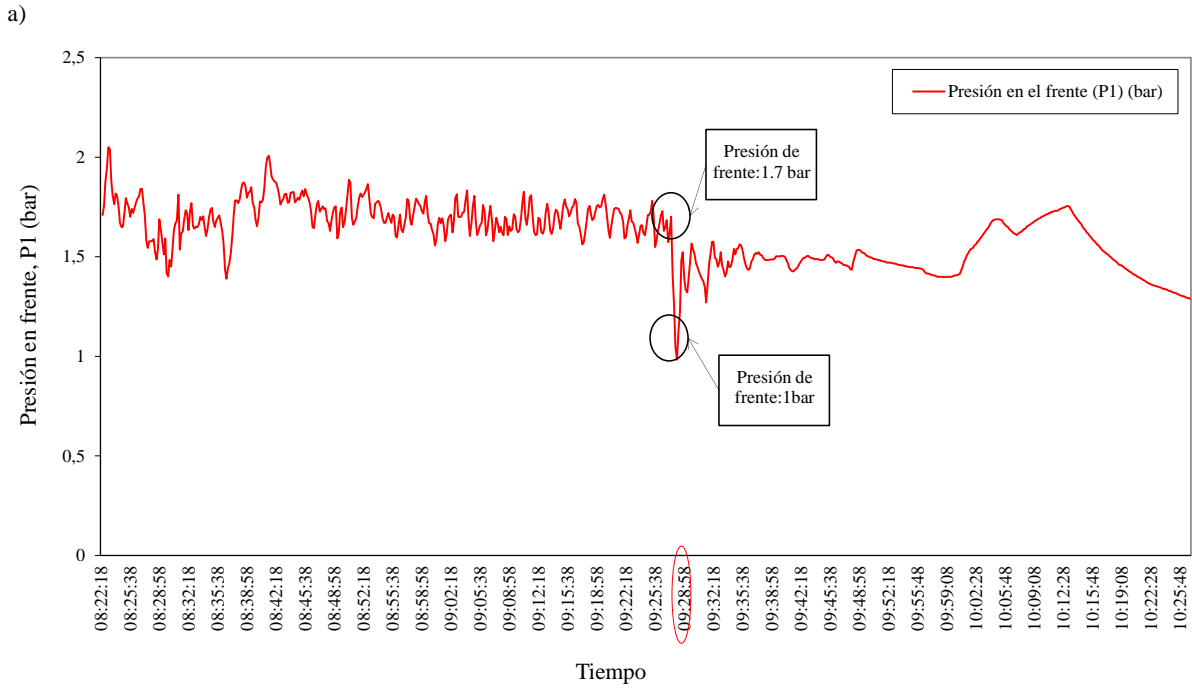


Figura 4.68. a) Presión aplicada en el frente respecto al tiempo b) Peso del material excavado y extraído respecto al tiempo en la salida de la estación de San Cosme



Figura 4.69. Hundimiento de la calzada por el paso de la tuneladora a la salida de la estación de San Cosme

4.6.4 Curva de aprendizaje de la máquina tuneladora

Como hemos comentado en el apartado anterior, una vez la máquina tuneladora es ensamblada y comprobada, la excavación del túnel comienza y con ella la curva de aprendizaje de la máquina tuneladora. Al ser el tramo inicial, hay que tener en cuenta el rodaje del conjunto máquina-equipos que causa anomalías hasta que se adquiere experiencia como ya hemos comentado. En el caso de la Línea 9, tanto con la tuneladora Guster como con la tuneladora Hades, se han observado unos movimientos mayores en estos primeros metros de excavación que corresponden a mayores pérdidas de terreno como se muestran en la Figura 4.33. En la Tabla 4.17 se relaciona el periodo de la curva de aprendizaje de las distintas máquinas tuneladoras empleadas para excavar los túneles del Canal de la Mancha y además se añaden los datos de las dos tuneladoras encargadas de excavar el Tramo 1 de la Línea 9 de Barcelona.

TBM	Recorrido total (Km)	Tiempo total (días)	Veloc. media avance /día (Km)	Curva de Aprendizaje (CA)		Veloc. media de avance durante CA (m/día)	Veloc. media después CA (m/día)
				Distancia alcanzar la media/día	Tiempo alcanzar la media/día		
B1	22.3	1057	21.10	2.60	294	8.84	25.81
B2	17.9	784	22.83	2.10	294	7.14	32.24
B3	19.0	707	26.87	3.00	280	10.71	37.47
T1	15.0	973	15.42	2.00	399	5.01	23.70
T2	20.0	896	22.32	2.80	315	8.89	29.60
T3	18.9	819	23.08	2.70	252	10.71	28.57
Línea 9 Guster	4.2	383	28.50	1.10	115	6.95	16.28
Línea 9 Hades	8.175	875	26.37	0.23	50	2.31	6.90

Tabla 4.17. Curvas de aprendizajes de las tuneladoras encargadas de la excavación de los túneles del Canal de la Mancha y de la Línea 9 de Barcelona

Como vemos en la Tabla 4.19, si comparamos los datos de ambos túneles vemos que, para los túneles del Canal de la Mancha, tanto para las tuneladoras de frente abierto como para las tres tuneladoras de doble escudo, la curva de aprendizaje ha sido más larga y difícil que para las tuneladoras encargadas de excavar la Línea 9 de Barcelona.

4.6.5 Errores de inyección de mortero

Otra de las causas que puede generar una pérdida de volumen de terreno mayor es la debida a una inyección de mortero de cola (m^3) inferior a la sección teórica generada por la excavación. En la Figura 4.70a se muestran dos puntos del trazado de la Línea 9, donde se conoce que hubo problemas con la inyección de mortero, resultando la inyección insuficiente y generando pérdidas de volumen de terreno superiores al 1% (Figura 4.70b).

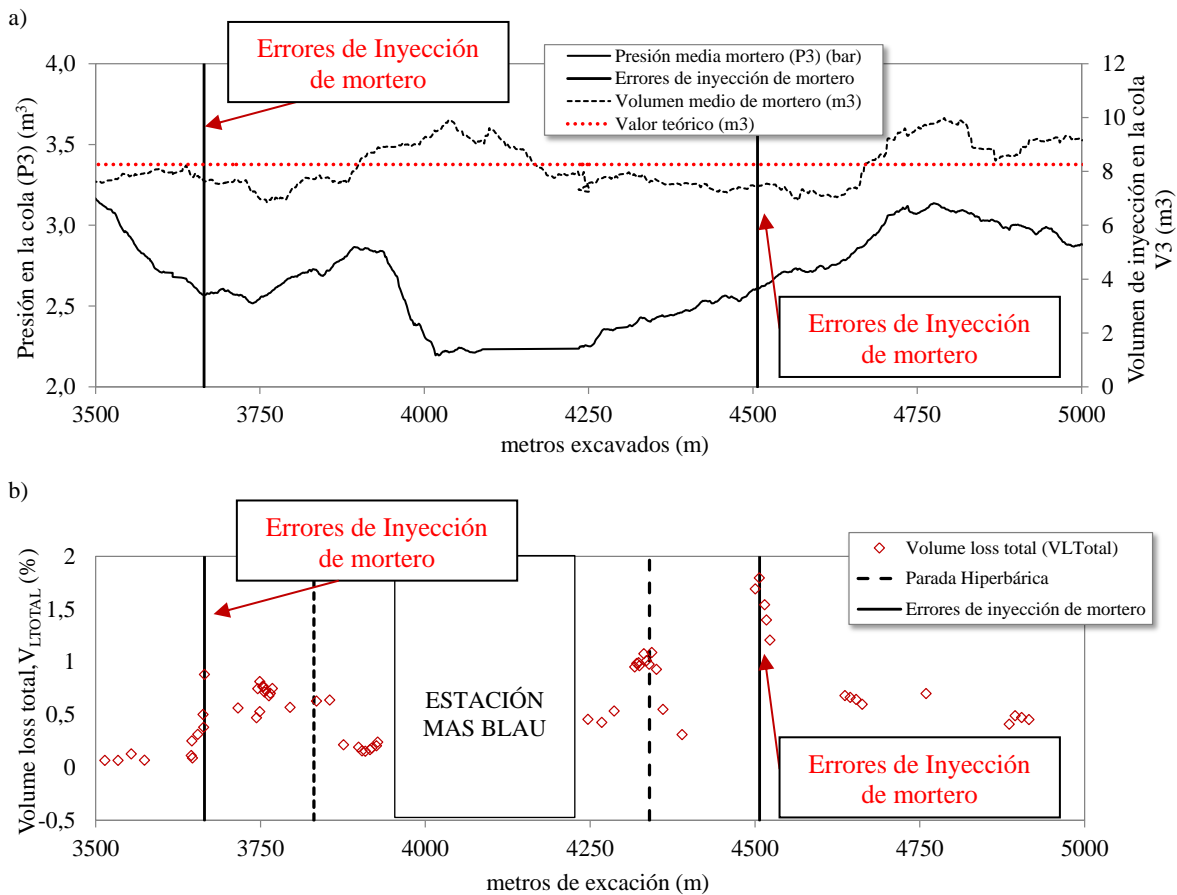


Figura 4.70. a) Presión y volumen de inyección de mortero b) Pérdida de volumen de terreno en el inicio de los trabajos de excavación de las tuneladoras Guster y Hades

4.6.6 Baja Cobertura

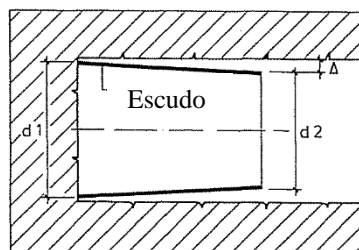
Valores negativos de la pérdida de volumen se refieren a pequeños levantamientos del terreno (ver Figura 4.6 y Figura 4.7). A lo largo del Tramo 1 de la Línea 9 de Barcelona se han producido únicamente dos zonas destacables con algún levantamiento que en ningún caso superó los +6.35 mm. En la mayoría de los casos se cree que estos pequeños levantamientos están relacionados con zonas de escasa cobertura, pero además con episodios de altas presiones que generan el levantamiento del terreno.

En nuestro caso, las dos áreas donde se produjeron estos levantamientos tienen una escasa cobertura comprendida entre los 5 y los 12 m de profundidad, pero en ningún caso existe una presión de frente por encima del valor medio. Se cree que el valor de una pérdida de terreno con valores negativos relacionados con pequeños levantamientos corresponde a problemas debidos a la salida de la estación de Terminal actual y del Pozo 4 comentados anteriormente con el añadido de que son zonas de poca cobertura.

4.6.7 Trazado en curva

El espacio existente entre la coraza del escudo y el terreno excavado conocido con el nombre de “gap” puede verse aumentado debido a las sobreexcavaciones. La coraza del escudo como hemos visto en el Capítulo 2, tiene una forma cónica. El escudo en la parte anterior tiene un diámetro superior al diámetro en la cola del escudo, que provoca ligeras sobreexcavaciones reduciendo la fuerza de empuje de la máquina tuneladora y la presión en el revestimiento facilitando así la dirección del escudo. Además, existe otra razón inevitable donde el “gap” suele ser mayor, que son los tramos curvos. La parte rígida del escudo desplaza al suelo tanto en el interior y exterior de la curva creando un “gap” mayor. Con el fin de evitar o reducir los asentamientos en superficie del terreno, el escudo tiene que ser rellenado inmediatamente durante la perforación. Con este propósito se inyecta mortero a presión en la cola del escudo (Maidl, 2012) (Figura 4.71).

a)



b)

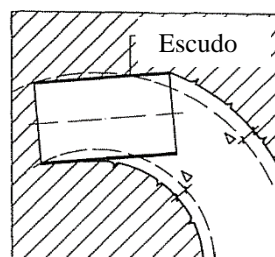


Figura 4.71. a) Gap debido a la forma cónica del escudo b) Vista en planta de la sobreexcavación producida por un escudo rígido en tramo curvo

Las máquinas EPB de la Línea 9 además inyectan lechada de bentonita a presión alrededor del escudo, que aumenta cuando el trazado es curvo. Esta inyección de bentonita reduce los desplazamientos en el suelo alrededor del escudo causando menores asentamientos en superficie. En base a esto, se ha estudiado los datos de excavación en dos casos donde el trazado de la Línea 9 es curvo y sin paradas, con la finalidad de observar si la mejora de la presión de inyección y los litros de inyección introducidos disminuyen la pérdida de volumen de terreno en superficie.

En la Figura 4.72 se muestran los dos tramos de curva elegidos en el subtramo T1D. El primer caso “Curva 1” situada entre los 1400 y 2200 m y el segundo de los casos “Curva 2” situada entre los 3300 y 3650 m según el avance de la tuneladora. En ambos casos se ha analizado la presión aplicada en la inyección de bentonita y los litros de bentonita introducidos en estas dos zonas del trazado.

En la Curva 1 (Figura 4.72 y Figura 4.73) la presión de bentonita (P2) antes de entrar en la curva es algo superior al valor medio de 1.4 bar mientras que durante el trazado curvo la presión aumenta a un valor de 1.75 bar. Respecto a los litros de bentonita inyectados, metros antes del entrar en la curva en el escudo se inyectan alrededor de 2200 litros de bentonita por anillo y metros después durante la excavación del tramo curvo, la inyección aumenta hasta alcanzar los 2350 litros de inyección por anillo. En la zona del trazado curvo, entre los 1800-1600 m, se desconocen las causas, pero la inyección disminuye alcanzando los valores máximos en la pérdida de volumen de terreno durante la Curva 1 ($V_{\text{loss}}=0.36\%$). Del 1600 al 1400 m de excavación el volumen de inyección aumenta y con ello disminuyen los movimientos del terreno en superficie.

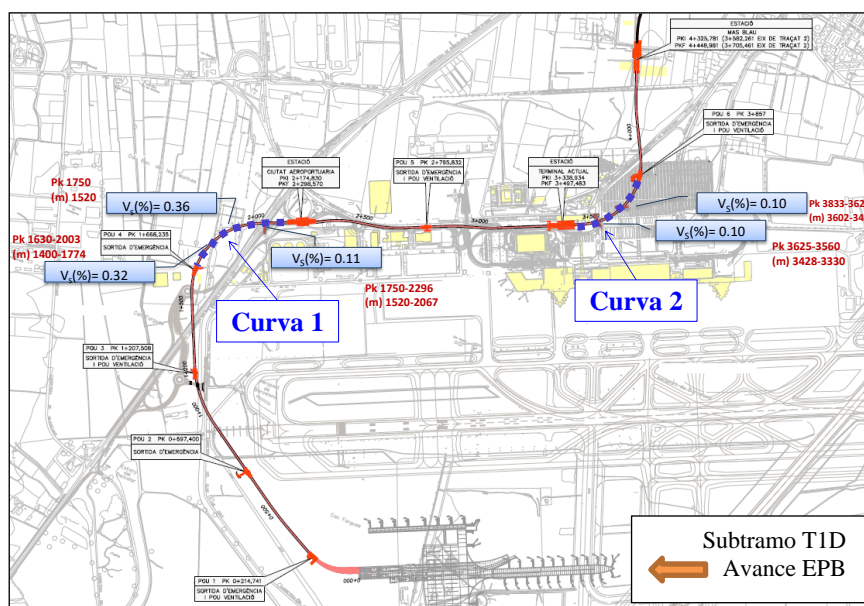


Figura 4.72. Vista en planta de las dos curvas estudiadas en el subtramo T1D del trazado de la Línea 9

Curva 1

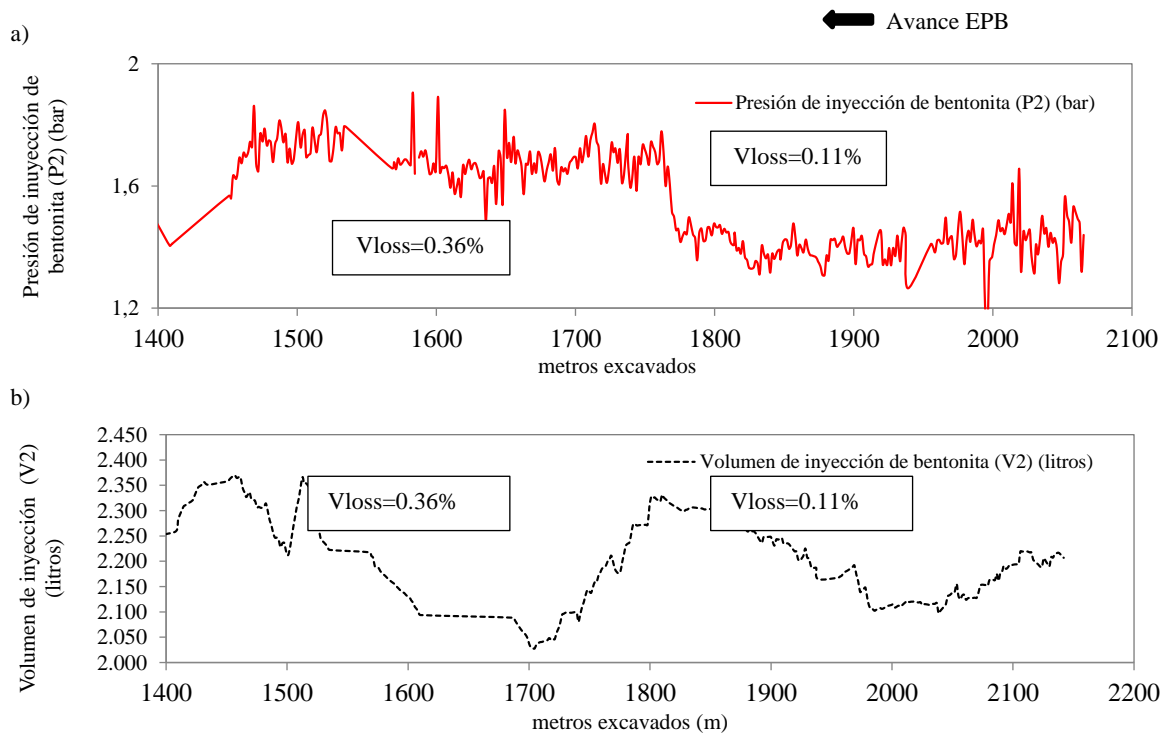


Figura 4.73. a) Presión aplicada en la zona del escudo b) Volumen inyectado en la zona del escudo en la Curva 1 del trazado en el Subtramo T1D

En el caso de la Curva 2 (Figura 4.72 y Figura 4.74), la presión de bentonita (P2) en la entrada de la curva es algo superior al valor medio del tramo en cuestión y se mantiene constante durante todo el trazado curvo. Los litros de inyección de bentonita en esta zona también son altos alcanzando valores por encima de la media del trazado T1 de 2350 litros. Mientras que en la salida de la curva la presión disminuye a un valor de 1.1 bar y los litros de inyección también disminuyen a valores de 2075 litros/anillo.

La pérdida de volumen de terreno en la Curva 2 se encuentra controlada en todo momento no superando valores de ($V_{\text{loss}}=0.10\%$) tanto en la entrada como en la salida de la curva.

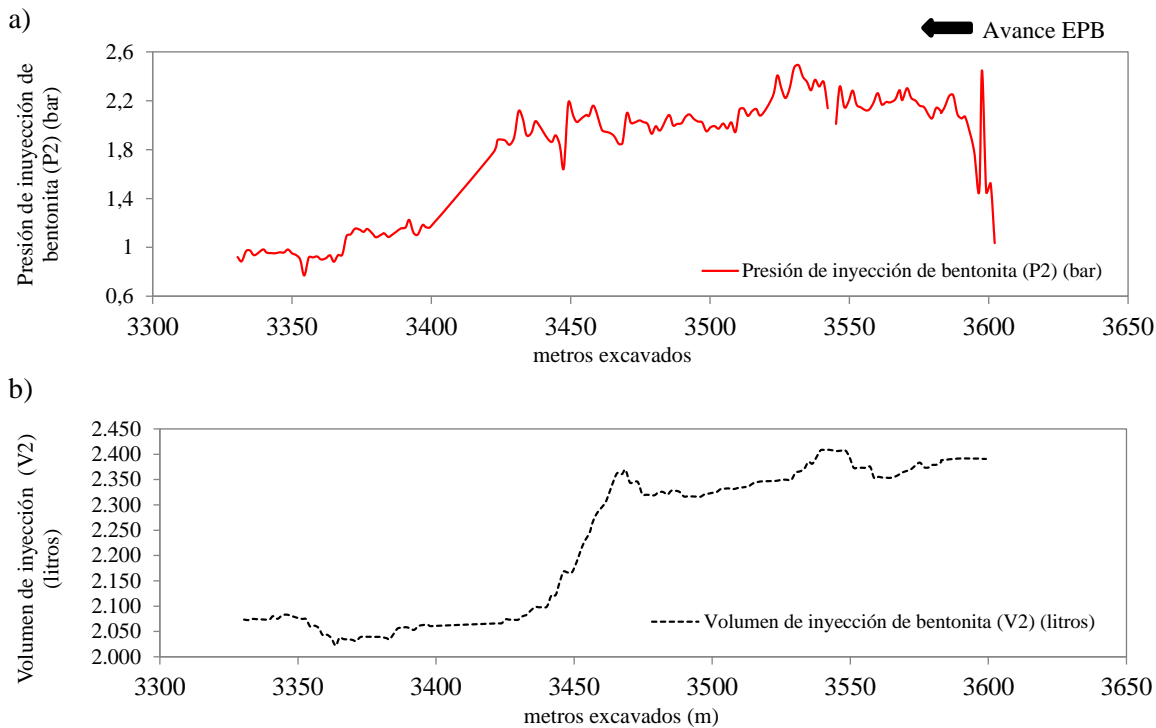
Curva 2

Figura 4.74. a) Presión aplicada en la zona del escudo b) Volumen inyectado en la zona del escudo en la Curva 2 del trazado en el Subtramo T1D

Generalmente la presión y el relleno de mortero aplicado en la cola del escudo no son suficientes para compensar la presión de tierras vertical ejercida sobre el escudo. El sostenimiento adicional de la zona del escudo mediante el llenado del espacio entre el escudo y el terreno con bentonita a presión controlada mejora como hemos visto los valores de pérdida de terreno sobre todo en trazados en curva.

4.6.8 Material de relleno poco compactado

Todos los casos presentados hasta el momento en este apartado son debidos a problemas constructivos del propio túnel tales como: la curva de aprendizaje en los primeros metros de excavación, problemas en la salida y entrada de pozos, paradas hiperbáricas, errores de inyección, tramos de trazado curvos.

En este caso, que se presenta a continuación se refiere la existencia de material de relleno poco compactado. En este caso, no se quiere hacer principalmente referencia a problemas propiamente del proceso de construcción o de aplicación de los parámetros de ejecución de la máquina tuneladora sino al asiento vertical diferencial del propio terreno causado cuando se excava con poco recubrimiento y en material poco compactado en la superficie.

Por regla general, los asentamientos superficiales durante la construcción de túneles en arenas densas son más bajos y a la inversa asentamientos superficiales en suelos sueltos o compresibles pueden conducir a una mayor cantidad de asentamientos en la superficie del suelo (Leca, L. et al., 2000).

En la Línea 9, se dieron dos casos donde se realizó un recubrimiento mediante material de relleno poco compactado y además la clave del túnel no estaba a mucha profundidad.

El primero de ellos, lo encontramos a la salida de la estación de Mas Blau (Figura 4.75). Previo a la excavación de las pantallas de la estación de Mas Blau, en la zona izquierda según el avance de la tuneladora existía un relleno poco compactado en el que se había instalado años antes un colector antiguo de aguas residuales. Durante el proceso de excavación de las pantallas se produjo un derrumbamiento importante del terreno circundante a las pantallas de la estación que indicaba un terreno muy suelto y con mucha porosidad. Posteriormente a la realización de las pantallas se realizó como en todas las estaciones del Tramo 1 de la Línea 9, una mejora del terreno mediante Jet-grouting. En este caso se utilizó un jet triple en el que se introducía lechada en el fondo del jet, lechada más aire y agua en la parte superior de las columnas del Jet. Esta técnica de inyección dio muchos problemas y según un informe de la Dirección de Obra (DO) fue desestimada posteriormente para otros tratamientos de jet-grouting. De los análisis posteriores, la DO concluyó que esta técnica de inyección triple, aunque mejorara globalmente el terreno tratado, contribuía también a descomprimir el terreno superior por encima del jet-grouting y a la formación de cavernas debajo del colector existente.

Además, se supo que un año antes a la excavación del túnel se substituyó el by-pass del colector existente por un tubo rib loc. Posterior al paso de la tuneladora se comprobó que es un material que no se puede utilizar en terrenos donde hay problemas de deformaciones ya que no resiste bien los asientos (fuente: Informe de DO). Posiblemente por estos problemas de asientos, se produjeron fisuras en la tubería que ocasionaron las pérdidas de agua y su acumulación que después se encontró (Figura 4.76).

Cabe destacar que la geología de la zona del delta del Llobregat existe un acuífero superior donde se encuentran las arenas finas designadas como QL2 y que sobre las arenas se encuentran arenas con intercalaciones de limos denominadas como QL1, donde se encuentra enterrado el colector en cuestión. Estas arenas con una gran porosidad entre sus partículas acumularon parte de esa agua que el colector fugó y que no pudo ser absorbida por el acuífero superior, quedando acumulada debajo de la losa de cimentación realizada en la estación de Mas Blau. Una vez se empezó la excavación se detectó una sobreexcavación, con la entrada de material, aunque la pérdida era muy pequeña. Una vez en el tape de jet el agua acumulada debajo de la losa encuentra una salida y sale produciendo un arrastre de finos del material QL1 entre la discontinuidad entre la pantalla y el escudo de la tuneladora. El material excavado por la tuneladora cada vez contiene más cantidad de agua que sale del tape de jet.

El comportamiento de un material compactado no es igual que el terreno natural y se producen en estas zonas unos asentamientos mayores, además se da el caso que el material en esta zona ya estaba muy removido con anterioridad. También se añadió la fuga de la tubería instalada que hizo que la porosidad de las arenas estuviese llena de agua generando un flujo en cuanto tuvo una posible salida y con ello un arrastre de finos hacia el interior de la excavación con el resultado de una gran caverna bajo la losa cimentación de la estación de Mas Blau (Figura 4.76).

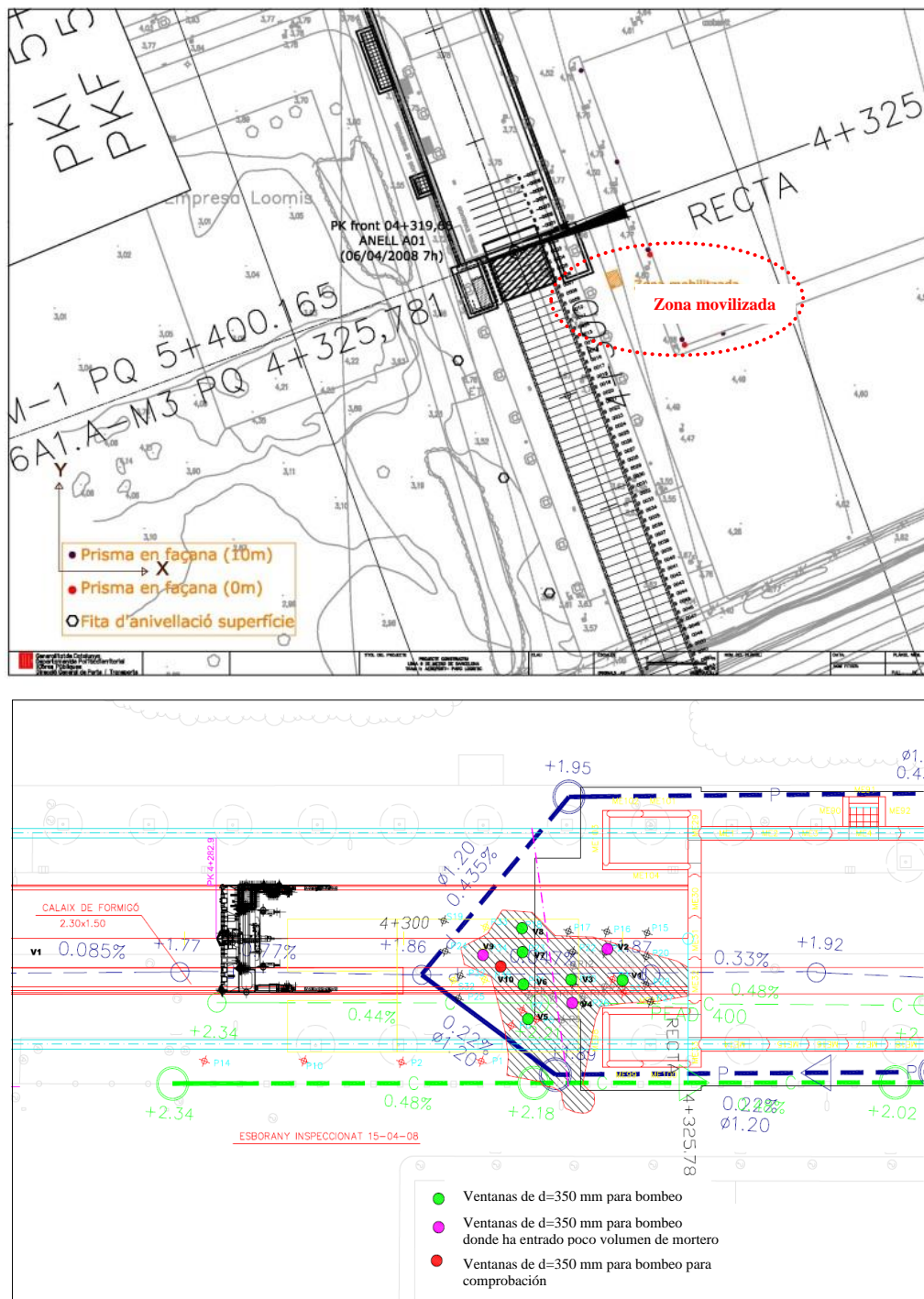


Figura 4.75. Situación del socavón ocurrido a la salida de la estación de Mas Blau



Figura 4.76. Fotos del socavón a la salida de la estación de Mas Blau

Otro caso de rellenos poco compactados lo encontramos en el subtramo T1E del Tramo 1 de la Línea 9 de Barcelona. En esta zona, anterior a las obras del metro se realizó una excavación previa para la instalación de una tubería de gas, que nunca se llegó a instalar. La excavación fue rellenada y el material compactado. Posteriormente, y con motivo de las obras del metro, se realizó un pequeño terraplén para ganar cobertura, el material de relleno total fue de aproximadamente 3 metros.

Como hemos dicho anteriormente, el comportamiento de un material de relleno no es igual que el terreno natural y es en estas zonas donde se producen unos asentamientos mayores que en otras donde el material se encuentra correctamente compactado. En la Figura 4.77, facilitada por la empresa Soldata Iberia S.A., empresa encargada de la instrumentación de la obra se observó como en las inmediaciones del PK 8+400, lugar donde se había realizado el terraplén de relleno previo, el asiento vertical total fue de $S_{vm\acute{a}x} = -43.13$ mm. En la Figura inmediatamente inferior (Figura 4.78), se muestra la misma zona en planta.

La Figura 4.79 nos muestra el perfil longitudinal de asiento. Podemos ver como en el asiento vertical es inmediato al atravesar esta zona menos compactada y aumenta poco con el tiempo. Por último, en la Figura 4.80 se muestra un perfil geológico de la zona, vemos como en el PK 8+400 el relleno es algo superior a las cercanías del PK 8+400. Este relleno fue compactado y sirvió para ganar cobertura en la zona, al igual que los rellenos no compactados en las inmediaciones anterior y posterior al PK 8+400.

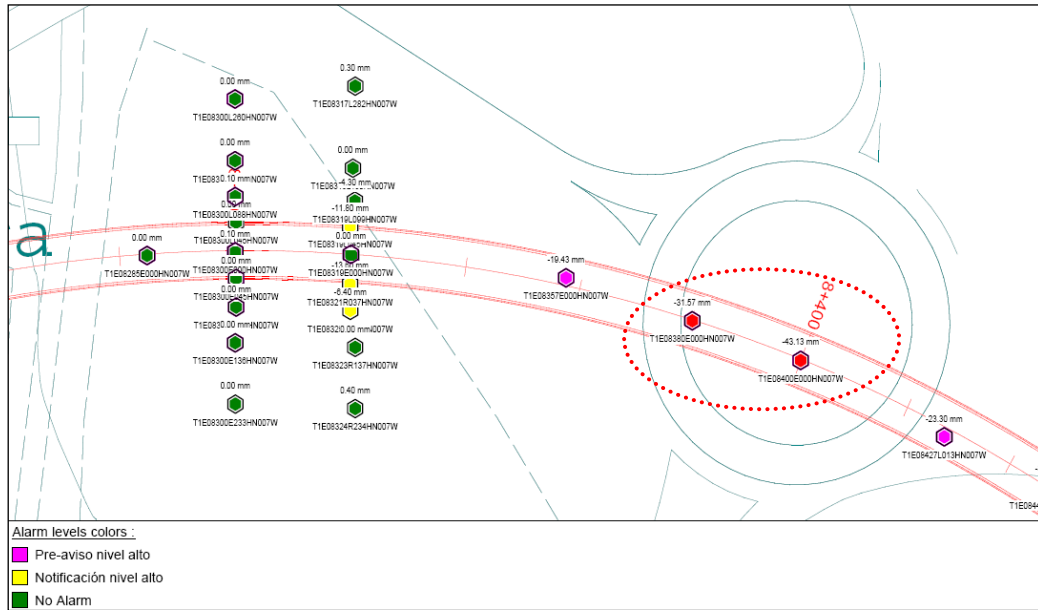


Figura 4.77. Nivel de Pre-aviso alto en el PK 8+400. Fuente: Programa Geoscope facilitado por la empresa Geoscope



Figura 4.78. Vista en planta del trazado de la Línea 9 en el PK 8+400. Fuente: Google Maps

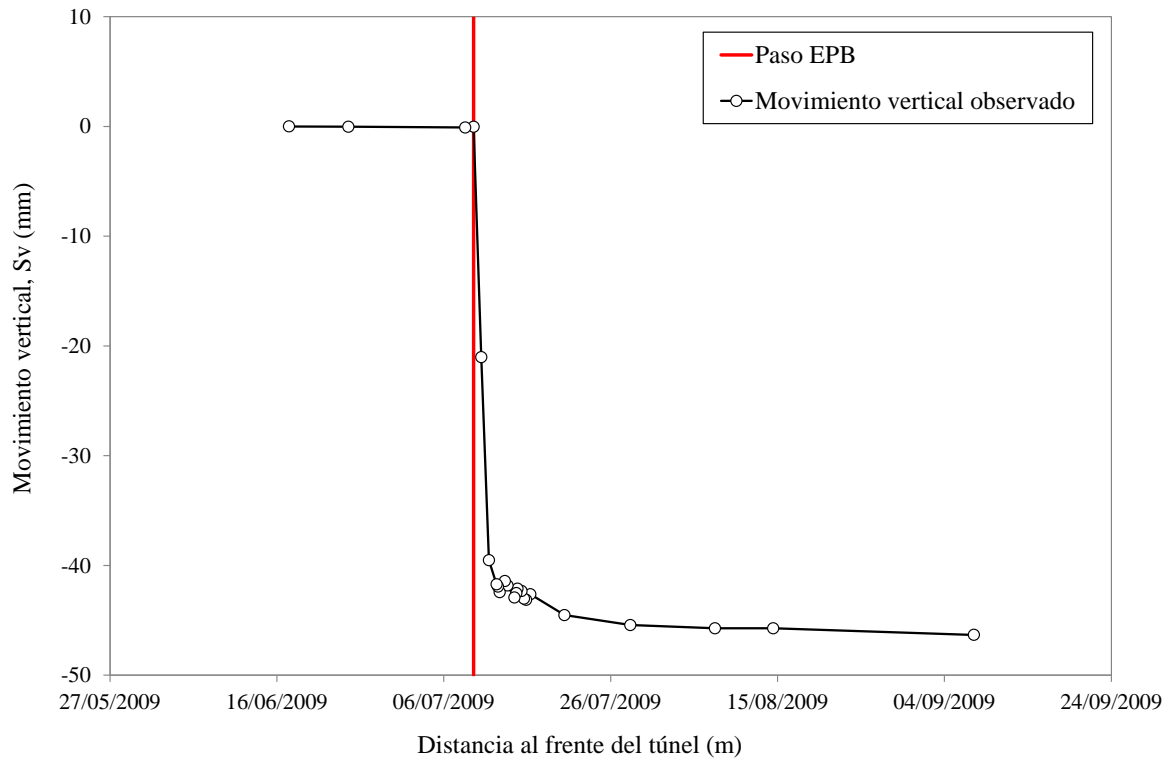


Figura 4.79. Perfil longitudinal de asiento en el PK 8+400 del trazado del Tramo 1 de la Línea 9

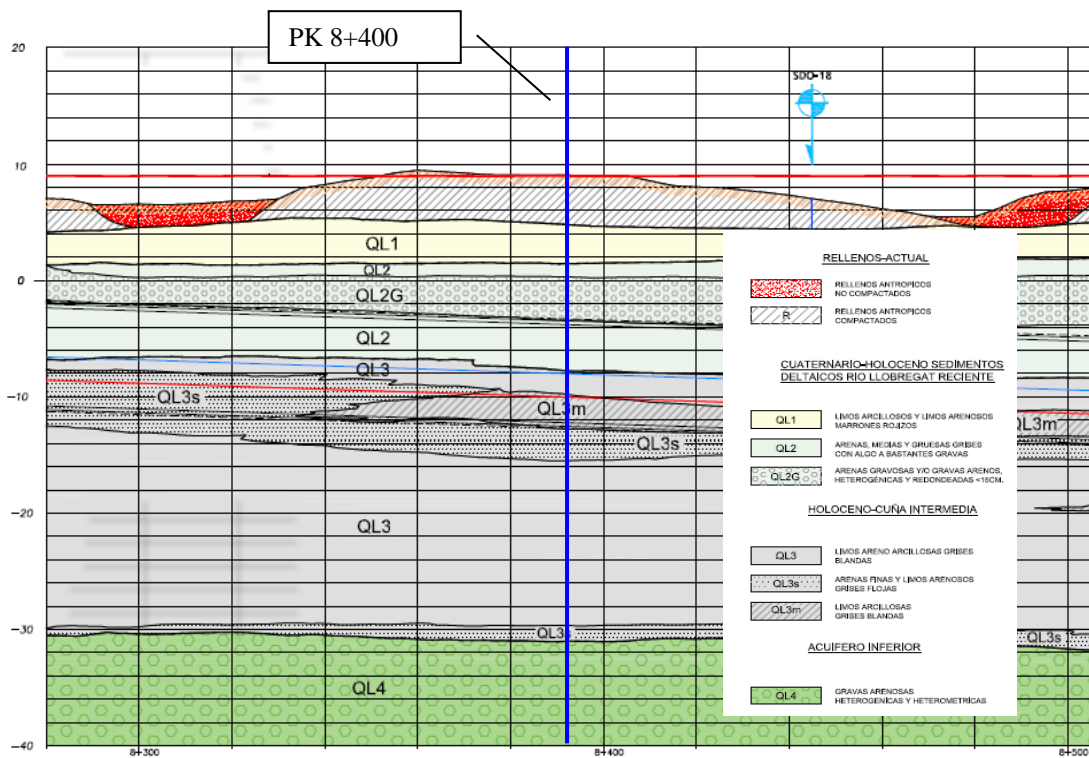
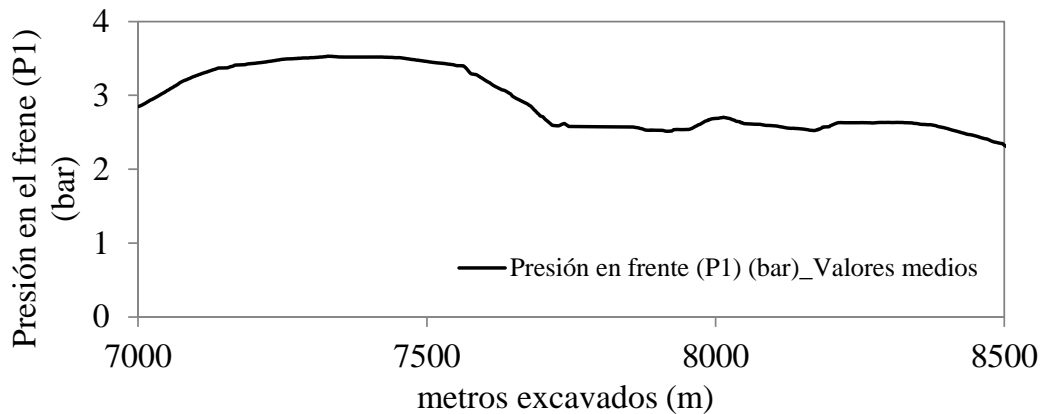


Figura 4.80. Perfil geológico del punto kilométrico PK 8+400 del trazado del Tramo 1 de la Línea 9

4.6.9 Desgaste cepillos y problemas logísticos

Por otro lado, en una zona del trazado del Tramo 1, cercana a los 8000 m de excavación, se registraron valores más altos de los valores medios medidos de la presión de frente como se observa en la Figura 4.81a. Este aumento en la presión de frente, no se debe a un error casual sino a decisiones tomadas por la Dirección de Obra para evitar posibles inestabilidades. En esta zona del trazado en cuestión, se llegó a un desgaste excesivo de los cepillos situados en la cola del escudo que generaba una disminución en la inyección de mortero de cola como se puede observar en la Figura 4.81b y que contribuía con varias paradas consecutivas por problemas con el booster, el erector y la grúa torre en superficie que suministra las dovelas en playa de vía superando todas ellas las 12 horas a un asiento mayor en esta zona como se puede observar en la Figura 4.31.

a)



b)

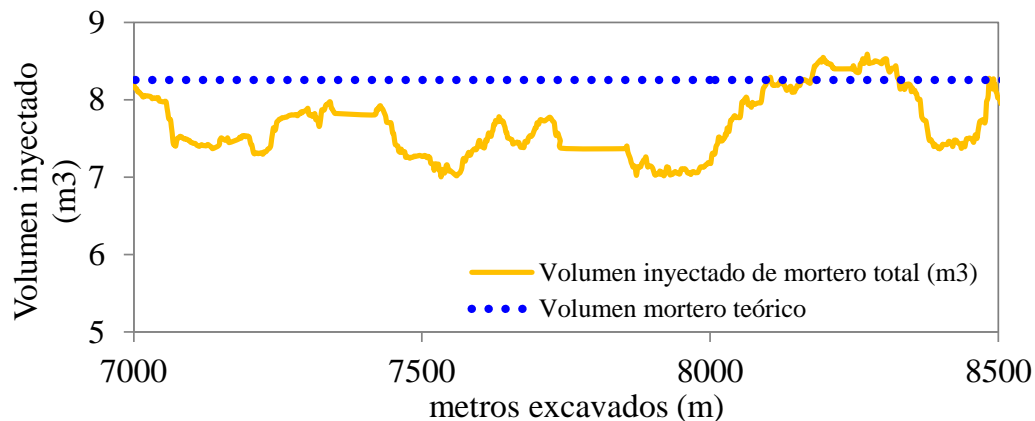


Figura 4.81. a) Presión en el frente de excavación entre los 7000 y 8500 m excavados b) Volumen inyectado de mortero entre los 7000 y 8500 m excavados

4.6.10 Desgaste de las herramientas de corte

Otra de las causas que puede provocar una mayor pérdida de terreno es el desgaste de los cortadores. Desde la parada del Terminal Actual del aeropuerto hacia Terminal entre pistas, el material es más arenoso y con un contenido de cuarzo algo mayor, que en el resto del trazado del Tramo 1 estudiado. El cuarzo, provoca un desgaste superior en las herramientas de corte. Para evitar este desgaste y evitar mayores pérdidas de volumen de terreno, se utilizó aditivos tipo espumas, que ayudaron a que estas pérdidas no fueran muy grandes.

4.7 Resumen

Las máquinas EPB son comúnmente utilizadas para la excavación de túneles en zonas urbanas con la idea de minimizar los movimientos en el terreno. En el caso de los terrenos en condiciones de greenfield atravesados por la Línea 9 de metro de Barcelona se han presentado y analizado en este capítulo todos los datos de movimientos verticales en superficie registrados por la instrumentación instalada siguiendo el trazado de la línea y en varios puntos perpendiculares al trazado.

Se ha diferenciado entre cinco componentes de movimiento vertical: el medido en el frente de excavación (S_{frente}), el asiento debido al paso del escudo (S_{escudo}), el asiento debido al cierre del espacio existente en la cola del escudo y la posible deformación del revestimiento (S_{cola}), la cuarta componente se produce cuando el asiento se estabiliza parcialmente ($S_{\text{corto plazo}}$) y por último el asiento que se produce a largo plazo debido a procesos de consolidación ($S_{\text{a largo plazo}}$). La suma de todas ellas es el asiento total (S_{total}).

En nuestro caso, se ha observado que la mayoría de los asientos ocurren mientras la rueda de corte se encuentra aproximadamente entre unos -50m por delante de la sección monitorizada y unos +100 m por detrás. Pasados los 100 m de la sección monitorizada los asientos verticales son muy pequeños.

En el momento de paso de la tuneladora, en varios puntos del trazado, vemos que la superficie del terreno muestra pequeños levantamientos en estos metros próximos al frente de excavación. El máximo levantamiento registrado en nuestro caso ha sido de +3.2 mm (ΔS_{frente}). El levantamiento poco antes del frente de excavación disminuye hasta pasar a valores de asentamiento en la mayor parte de los casos, no superando los $S_{\text{frente}} = -5$ mm, que corresponde al 10% con respecto al asiento total (S_{total}).

Sin embargo, se ha observado que la mayor proporción de asientos ocurre en la cola del escudo ($S_{\text{colaescudo}}$), debido al cierre del gap, que se prolonga hasta aproximadamente 100-300 m pasado el frente de excavación y que se identifica en nuestro caso como asiento a corto plazo ($S_{\text{a corto plazo}}$). Este asiento a corto plazo representa el 80% del asiento total.

En 43 zonas del trazado se han calculado las cubetas de asiento vertical en superficie transversales a la excavación para un movimiento considerado a corto plazo y a largo plazo. Las cubetas de asientos verticales en superficie analizadas muestran un movimiento del terreno en la clave de la excavación que no supera $S_{v\text{máx}}=-50\text{mm}$ y pueden ser representadas mediante la distribución Gaussiana invertida. Esta curva ha sido ajustada mediante el empleo de diferentes métodos o formas: método logarítmico, considerando un valor constante de $K=0.5$, método de Montecarlo o mediante mínimos cuadrados. Es este último método, el que se considera como mejor método de ajuste propuesto, aunque se ha observado que la modificación de la curva Gaussiana propuesta por Vorster (2005) mejora el ajuste proporcionado por la curva Gaussiana ajustada mediante mínimos cuadrados, proporcionando algo más de amplitud en la cubeta en zonas alejadas al eje de excavación y reproduciendo en mejor medida a los asientos que ocurren en la realidad.

Además, también se han empleado la solución analítica proporcionadas por Sagasetta, 1988 y la expresión de $(S_v/S_{v\text{máx}})$ por Sagasetta, 1998 obtenida a partir de la solución analítica propuesta por Verruijt y Booker, 1996 y se ha comparado con la curva Gaussiana. Todas las curvas han sido ajustadas por mínimos cuadrados como método de aproximación a los datos de campo.

Una vez realizados los ajustes, se ha podido observar valores del parámetro α del método de Sagasetta (1988) que, en todos los casos, adquiere valores positivos de α y estos valores oscilan en un rango entre (0.98-2.56), ajustándose a las indicaciones propuestas por Sagasetta para suelos arenosos. Esta particularidad se cree que es debida, al menos parcialmente, a que en todo el trazado de la Línea 9 estudiado se tiene una capa de material granular drenada, que conforma el acuífero superior, en la clave de excavación llamada (QL2) y que en ocasiones el túnel atraviesa esta capa drenada.

En el caso del parámetro ρ , se observa que adquiere valores entre (0.18-2.07) indicando una cierta ovalización ($\rho > 0$). Se ha observado, que si se considera $K_0=0.5$, valor representativo para el tipo de suelos estudiados en esta tesis, el grado de ovalización sería de $\rho=2/3$. En realidad, se han obtenido valores distintos, lo que confirma que el valor de ρ no depende solo de K_0 , sino que depende de más factores que contribuyen a la ovalización del túnel (Uriel y Sagasetta, 1989).

Una vez analizadas las 43 cubetas de asiento vertical y calculada la pérdida de volumen en cada una de ellas se ha observado cómo en muy pocos casos la pérdida de volumen del terreno supera el 1%, en el caso de cubetas de asiento más anchas la pérdida de volumen de terreno aumenta. Respecto a la pérdida de volumen de terreno en función de la profundidad del túnel no se ha observado ninguna tendencia clara.

Por otro lado, en el resto de los puntos del trazado, donde no se dispone de suficiente información para realizar las cubetas de asiento vertical se ha calculado la pérdida de volumen de terreno considerando un

valor constate de $K=0.5$. Se ha comprobado que para este tipo de terrenos deltaicos considerado un terreno muy homogéneo compuesto por un 70.6% de arcillas y un 29.4% de arenas aproximadamente, el valor de $K=0.5$ resulta un buen valor de cálculo para tener los valores de la pérdida de volumen de terreno aproximado a lo largo del trazado del Tramo 1 de la Línea 9. El valor medio de la pérdida de volumen de terreno ha sido de 0.4% aunque en algunos puntos este valor se ha visto incrementado.

Respecto a la cobertura del trazado se encuentra entre $z/D=0.5-2.35$ m con una cobertura media de $z/D=1.7$ compuesta principalmente por arenas (QL2) en un 53.3%. En tramos del trazado donde la cobertura es menor se ha comprobado como la pérdida de terreno ha sido negativa en muchos casos, indicando pequeños levantamientos del terreno.

Basado en el principio fundamental de funcionamiento de la EPB se han observado la influencia de los parámetros operacionales de la máquina tuneladora como presiones y volúmenes de inyección respecto a la generación de asientos. Se espera que la pérdida de terreno en el frente disminuya a medida que la presión en el frente aumenta, pero esta relación a la vista de los datos es difícil de observar debido a que el rango de variación de la presión empleada es limitado, reduciendo la posibilidad de examinar el efecto de grandes variaciones en la presión de frente. Lo que si podemos decir que cuando la presión en el frente se mantiene entre 1.8-3.2 bar, la pérdida de volumen de terreno en el frente raramente supera el 0.20%.

Por otro lado, se ha observado que en muchas ocasiones existe una concordancia entre un aumento de la pérdida de volumen de terreno total y una presión de frente más baja que coincide con paradas realizadas durante las intervenciones hiperbáricas donde es difícil de mantener esta presión.

Respecto a los volúmenes de inyección, se sabe que el cierre total del gap (espacio entre el diámetro de excavación y el diámetro exterior de la cola del escudo) sin que se realizase ninguna inyección de mortero representaría una pérdida de volumen de terreno del 7% aproximadamente, por ese motivo, es de vital importancia el buen control tanto de la presión como del volumen de inyección tanto de bentonita alrededor del escudo como de mortero de cola, en las líneas superiores del escudo en ambos casos. En las ocasiones en que este volumen inyectado es inferior al teórico se producen mayores asientos que repercuten en la pérdida de terreno tanto a corto plazo como en la pérdida de volumen total. El caso contrario si el volumen inyectado supera al volumen teórico son pocos los casos en que el valor de la pérdida de volumen de terreno total supera el 0.5%.

Siguiendo con el análisis de interacción subsuelo-máquina y utilizando los datos específicos de la excavación, se ha observado como valores altos de en la fuerza de contacto de la rueda de corte en el terreno coinciden con valores bajos de penetración específica. En estos puntos donde el contacto es mayor en el frente, el desgaste de los cortadores es supuestamente mayor ya que consideramos que son las herramientas

de corte las únicas que reciben esa fuerza, en cambio la penetración específica que se consigue es inferior. Esto nos indica que ha habido un desgaste de los cortadores.

Por último, se han estudiado, diversos puntos del trazado donde la pérdida de volumen de terreno ha sido superior al valor medio del tramo. Estos puntos se han llamado puntos singulares y se ha observado como en la mayoría de los casos han estado relacionados con problemas con el manejo de la EPB como puede ser: la curva de aprendizaje de la máquina, paradas en pozos o en condiciones hiperbáricas donde es difícil de mantener las presiones, errores de inyección, desgaste de herramientas o problemas logísticos. En otros casos no son debidos tanto a problemas de manejo de la máquina en cuestión, sino a la existencia de bajas coberturas, material de relleno poco compactado, trazados en curva. En la mayoría de los casos se ha visto que estos valores altos de la pérdida de volumen de terreno han sido debidos a una combinación de varios de los factores antes descritos.

Capítulo 5

Movimientos del terreno en profundidad

5.1 Introducción

En este capítulo se analizará el movimiento vertical y horizontal del terreno en profundidad causado por la excavación del túnel del Tramo 1 de la Línea 9, a partir de diez secciones transversales al eje de excavación compuestas por instrumentación en superficie y en profundidad, llamadas Secciones de Control.

Para la realización de este análisis, este capítulo ha sido estructurado en tres apartados:

En un primer apartado, se mostrarán los asientos verticales registrados por la instrumentación en las diez secciones transversales al eje del túnel, tanto en superficie, ya mostrados en el Capítulo 4, como también para varias profundidades, proporcionados por los extensómetros instalados en cada una de las secciones. Se calculará el volumen de la cubeta de asiento transversal que conforman estos asientos y se validarán estas medidas con algunos de los métodos empíricos para el cálculo de la pérdida de volumen de terreno a partir de las cubetas transversales de asiento con los métodos descritos en el Capítulo 2. Todas estas cubetas de asiento transversal serán calculadas para dos casos: a partir de los movimientos del terreno considerados como a corto plazo y a partir de los movimientos del terreno considerados como a largo plazo (véase Capítulo 4).

Además, también se presentarán todos los movimientos verticales transversales (dirección perpendicular al túnel) en los tres casos siguientes: movimiento vertical durante el paso de la EPB por la sección de estudio, movimiento del terreno considerado a corto plazo y movimiento del terreno considerado a largo plazo proporcionados por los extensómetros para todas las profundidades que se dispone y la distribución de

movimientos verticales en la dirección longitudinal al túnel en función de la distancia del frente de excavación proporcionada por el extensómetro situado en la clave de la excavación.

En un segundo apartado se mostrarán las distribuciones de movimiento horizontal en superficie, en aquellas secciones donde se dispone de información suficiente y los movimientos horizontales para diferentes profundidades registrados por los inclinómetros instalados en el terreno.

Por último, en un tercer apartado, se mostrará el registro del nivel piezométrico de varios piezómetros instalados en el terreno, de los cuales se analizará la variación de este nivel piezométrico en un tiempo anterior, durante y posterior al paso de la máquina tuneladora por la sección estudiada.

5.2 Situación de las secciones estudiadas

A continuación, se presenta la situación topográfica, las condiciones geológicas y la instrumentación instalada de las diez secciones de control estudiadas a lo largo del trazado de la Línea 9 por el Tramo 1, algunas de ellas en condiciones de “greenfield”.

Las secciones de control estudiadas son:

T1D PK 2+750, T1D PK 4+000, T1D PK 4+150; T1A PK 3+810, T1A PK 3+993, T1A PK 4+140, T1A PK 4+240, T1E PK 6+986, T1E PK 8+813 y T1E PK 9+753.

En la Tabla 5.1 se resume la sección de control estudiada, el subtramo donde se encuentra en el Tramo 1 y una breve descripción de la ubicación donde se encuentra situada.

Sección del Control	Subtramo	Tuneladora	Ubicación
PK 2+750	T1D	GUSTER	En las inmediaciones del aeropuerto del Prat de Llobregat, entre la estación Aeroportuaria y la estación de Mas Blau
PK 4+000	T1D	GUSTER	En el polígono industrial Mas Blau, en las inmediaciones del aeropuerto del Prat de Llobregat
PK 4+150	T1D	GUSTER	En el polígono industrial Mas Blau, muy cercana a la estación Mas Blau, en las inmediaciones del aeropuerto del Prat de Llobregat
PK 3+810	T1A	HADES	A la salida de la estación Mas Blau hacia la ciudad de Barcelona
PK 3+993	T1A	HADES	Cercana a la sección anterior, avanzando hacia la estación Parc Nou (antigua estación de San Cosme)
PK 4+140	T1A	HADES	Cercana a la sección anterior, avanzando hacia la estación Parc Nou (antigua estación de San Cosme), antes del pozo 3
PK 4+240	T1A	HADES	Cercana a la sección anterior, avanzando hacia la estación Parc Nou (antigua estación de San Cosme), pasado el pozo 3
PK 6+986	T1E	HADES	Entre la estación de Cèntric (antigua estación de Pl. Catalunya) y el Pozo 5
PK 8+813	T1E	HADES	Entre el Pozo 6A y el Pozo 6B, cercana a las vías de alta velocidad (AVE)
PK 9+753	T1E	HADES	Entre la estación de Les Moreres (antigua estación de Verge de Montserrat) y el Pozo 6C

Tabla 5.1 Relación de secciones de control estudiadas, subtramo donde se encuentra, tuneladora empleada y situación aproximada

Sección de control T1D PK 2+750

La sección T1D PK 2+750 está situada en el Tramo 1 de la Línea 9, concretamente en el subtramo T1D entre la estación Terminal T1, situada en las instalaciones del aeropuerto del Prat y la estación de Mas Blau, situada en el polígono industrial que lleva su nombre. Dicha sección T1D 2+750 se encuentra entre el pozo 5 y la estación Ciutat Aeroportuària muy cerca de la antigua Terminal del aeropuerto del Prat y a 2503 m del inicio del Tramo1D (Pozo 1) (Figura 5.1). Es una zona sin demasiadas edificaciones cerca, únicamente una nave industrial utilizada como aparcamiento de vehículos, en el lado derecho y las vías del tren en el lado izquierdo como se puede observar en la Figura 5.2.

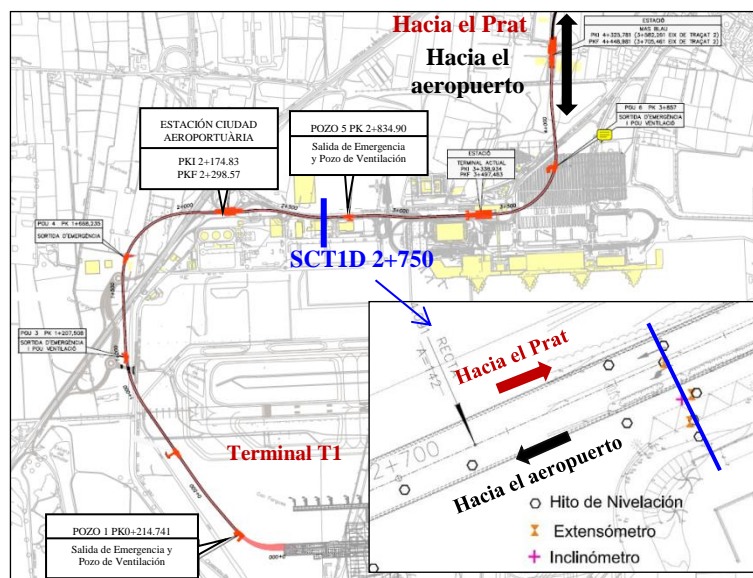


Figura 5. 1. Posición en planta de la sección de control T1D PK 2+750 en el subtramo T1D del trazado de la Línea 9

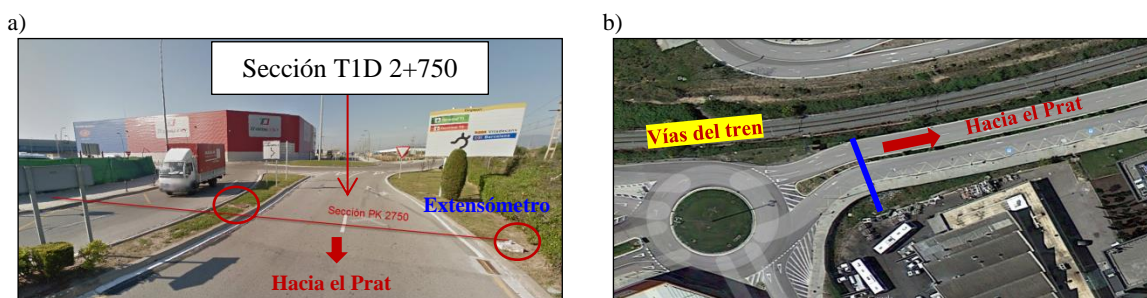


Figura 5. 2. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta sección T1D PK 2+750 Fuente: Google Maps

Situación topográfica y geológica del túnel en la sección

En la sección T1D PK 2+750 el túnel de 9.40m de diámetro y doble vía al mismo nivel, alcanza una profundidad de $z_0 = 21.4\text{m}$ aproximadamente desde la superficie hasta el centro de la excavación. La Figura 5.3 muestra la posición del túnel y la sección T1D 2+750 en planta. La Figura 5.4 muestra el perfil y toda la instrumentación instalada en esta sección. Las medidas han sido tomadas con gran frecuencia durante los

periodos cuando la tuneladora estaba cercana a la sección instrumentada. Los datos proporcionados por la instrumentación son aproximadamente de seis meses de duración. Tres meses antes del paso de la EPB y aproximadamente algo menos de 3 meses después del paso de la EPB. El trazado del túnel hacia el aeropuerto del Prat intercepta con la instrumentación con un ángulo de 90 grados aproximadamente (Figura 5.3).

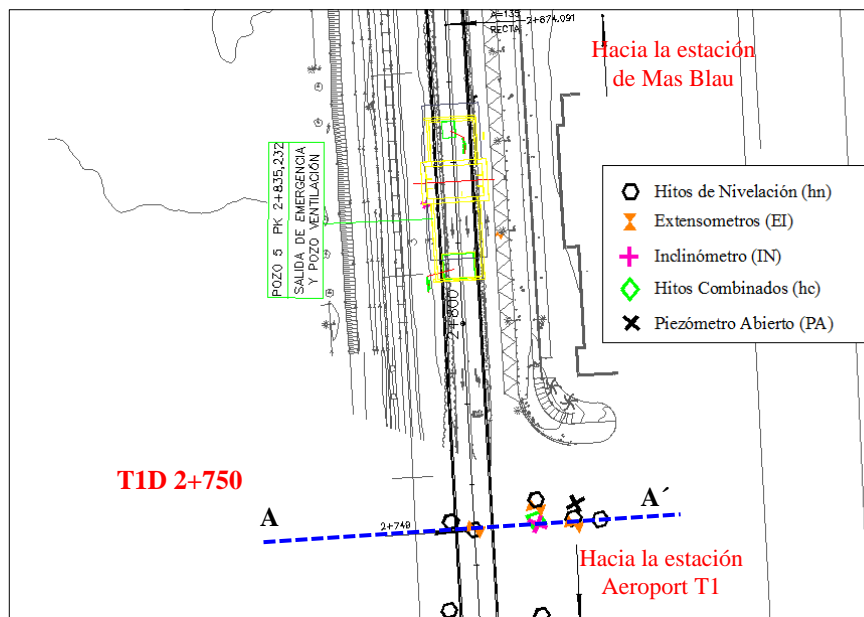


Figura 5. 3. Situación en planta del túnel y la sección de control T1D PK 2+750

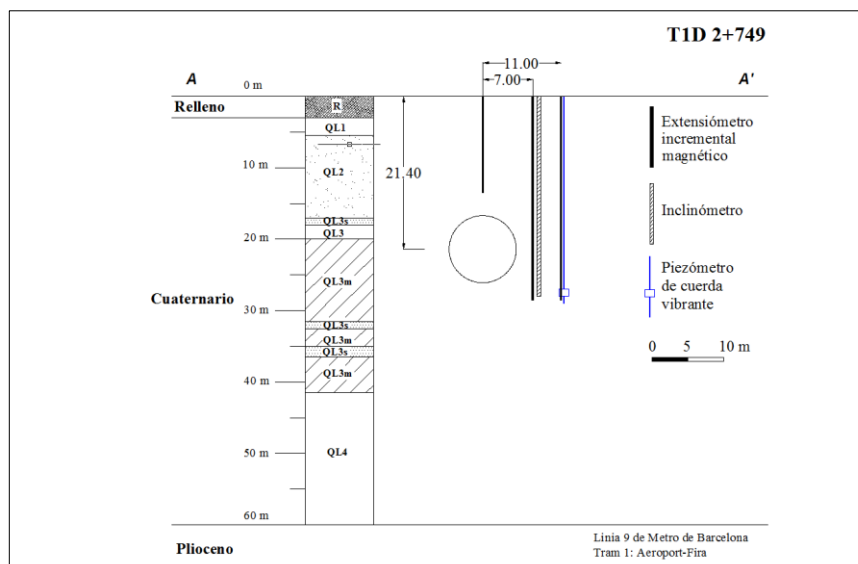


Figura 5. 4. Perfil de la instrumentación instalada en la sección de control T1D PK 2+750

Condiciones geológicas

Respecto a la geología atravesada, como se ha comentado en el Capítulo 3 el terreno atravesado es estrictamente deltaico. La secuencia estratigráfica de la sección es la siguiente: 3 m de material de relleno, 2 m de arena fina marrón (QL1), por debajo de estas arenas encontramos 12 m de arenas fina gris (QL2) que comprenden el acuífero superior, un estrato de poca potencia de limos arenosos y arenas finas (QL3s) y a continuación 25 m de arcillas limosas grises (QL3-QL3m). El resto está compuesto por arenas limosas con grava (QL4) que conforman el acuífero inferior (Figura 5.5). El trazado del túnel se encuentra en las arcillas limosas grises del (QL3-QL3m) con la clave en los limos arenosos y arenas finas del QL3s limítrofe con las arenas fina gris del QL2 que comprenden el acuífero superior (Figura 5.5).

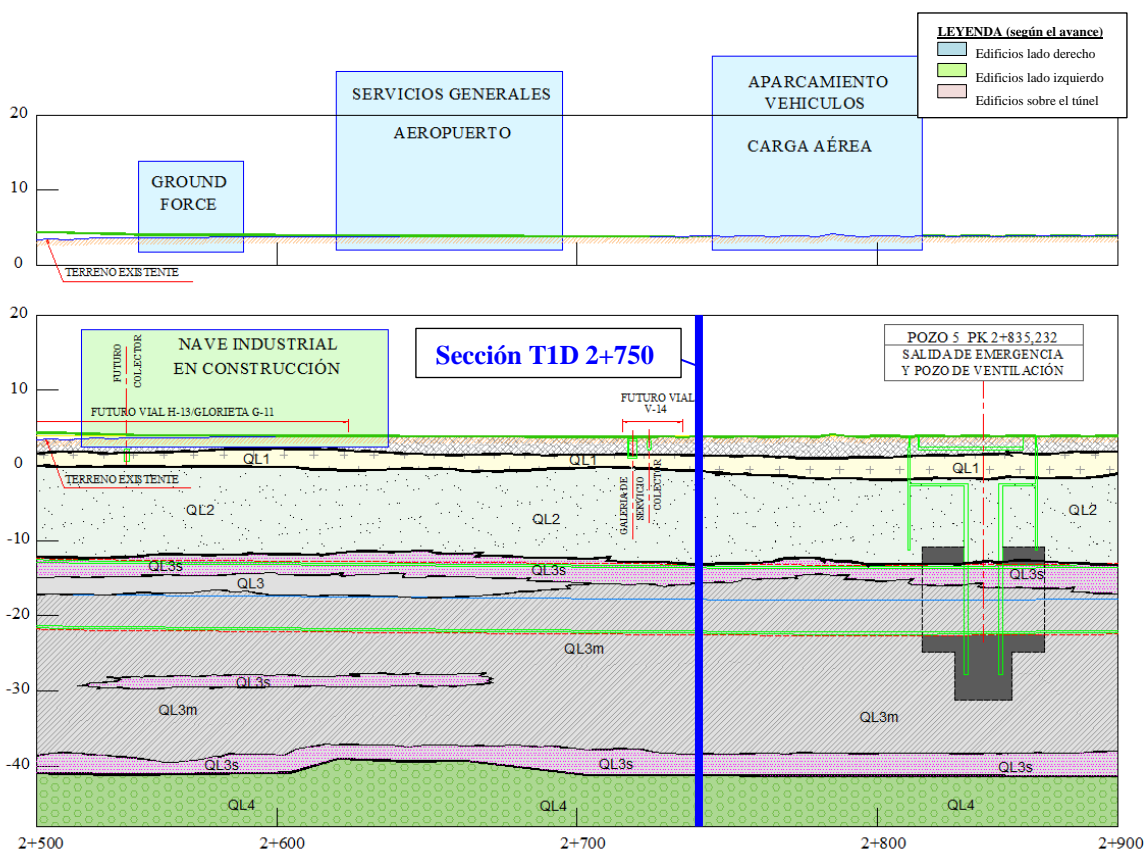


Figura 5. 5. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1D PK 2+750

Proceso constructivo del túnel

El túnel en la sección T1D PK 2+750 se construyó en la madrugada del día 3 al 4 de noviembre de 2008. Se encuentra en el punto kilométrico PK 2+749.89 que corresponde al anillo de excavación 1039, aproximadamente a 1560 m del inicio de la excavación en la estación de Mas Blau y a 2519 metros de la estación de la Terminal 1 del aeropuerto del Prat.

Durante el paso de la tuneladora por la sección excavada el avance fue de 23 anillos/día, que es equivalente a 35.0 m/día. La media de todo el subtramo T1D ha sido de 28.5 m/día equivalente a 19 anillo/día sin tener en cuenta los momentos en donde la máquina estuvo parada. Las presiones de frente se mantuvieron por encima de la media del Tramo 1, entre 1.94 y 3.10 bar con un promedio de 2.62 bar (para más información: ver Figura 4.36).

Instrumentación y monitorización

En la sección T1D PK 2+750 estudiada, el dato más profundo registrado por la instrumentación se encuentra a $z=-29$ m de la superficie, que coincide aproximadamente con la profundidad de la solera de la excavación (ver Figura 5.4).

Con el fin de medir la cubeta de asientos transversales en superficie se han instalado 7 hitos de nivelación (1hn a 7hn). Uno de los hitos se encuentra sobre el eje del túnel y el resto repartidos a cada lado del eje del túnel. Para la medida de los movimientos verticales en profundidad se dispone de 3 extensómetros (1x a 3x) posicionados uno de ellos en el centro del túnel (Cx000) hasta pocos metros antes de la clave de la excavación y los otros dos en el lateral derecho, a +7 m (Rx070) y a +11 m (Rx110) metros del centro del eje de excavación respectivamente. La medida de los movimientos horizontales en profundidad es medida mediante un único inclinómetro en el lado derecho de la excavación +7.0 m del centro del túnel (R_N070). La posición del nivel freático se mide a partir de un piezómetro de cuerda vibrante instalado a algo más de 11 m del eje del túnel y a una profundidad de $z= -29$ m.

En la Figura 5.4, se muestra toda la instrumentación tanto de superficie como en profundidad instalada en la sección T1D PK 2+750.

Más información sobre los tipos de instrumentación instalada y su precisión se puede encontrar en el Capítulo 3.

Sección de control T1D PK 4+000

La sección T1D PK 4+000 está situada en el Tramo 1 de la Línea 9, concretamente en el subtramo T1D entre la estación Terminal T1, situada en las inmediaciones del aeropuerto del Prat y la estación de Mas Blau, situada en el polígono industrial que lleva su nombre. La sección T1D PK 4+000 se encuentra entre el pozo 6 y la estación de Mas Blau y a 3754 m del inicio del tramo1D (Pozo 1) (Figura 5.6). La instrumentación se encuentra situada a ambos lados de la excavación. Es una zona libre de edificaciones que puede ser considerada como una sección en condiciones de “greenfield” (Figura 5.7).

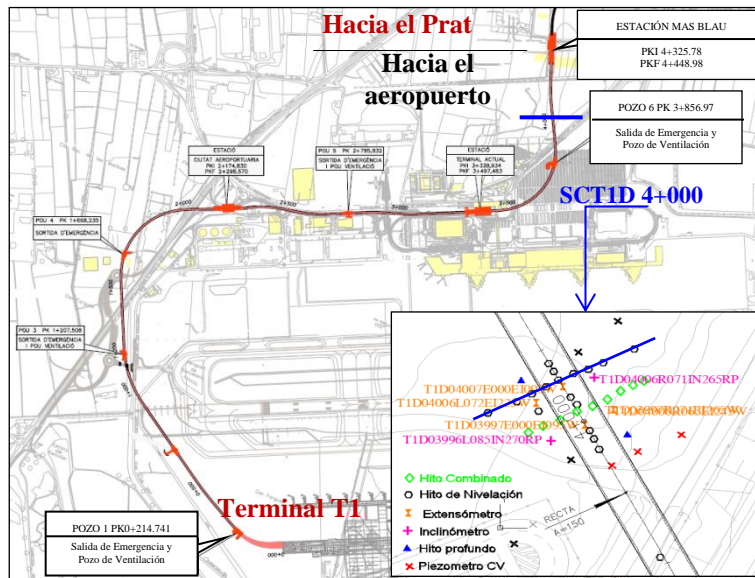


Figura 5. 6. Posición en planta de la instrumentación y de la sección de control T1D PK 4+000 en el trazado de la Línea 9

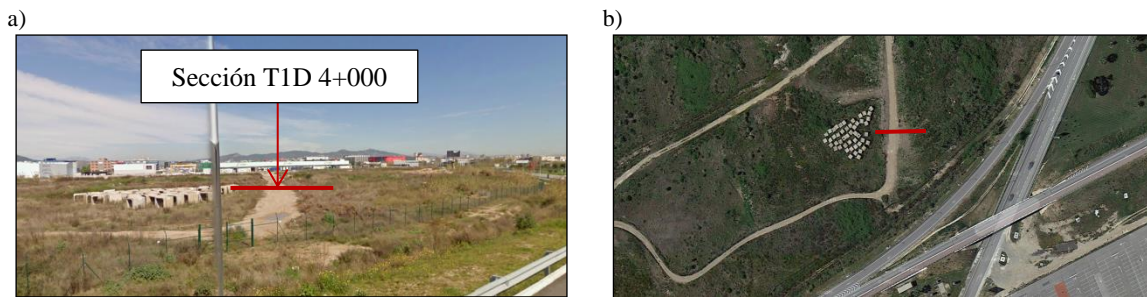


Figura 5. 7. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1D PK 4+000. Fuente: Google Maps

Situación topográfica y geológica del túnel en la sección

En la sección T1D PK 4+000 el túnel de 9.40m de diámetro y doble vía al mismo nivel, se encuentra a una profundidad de $z_0 = 20.2$ m aproximadamente desde la superficie hasta el centro de la excavación. La Figura 5.8 muestra la posición del túnel en planta y la Figura 5.9 muestra el alzado y toda la instrumentación instalada en esta sección. Los datos proporcionados por la instrumentación son aproximadamente de ocho meses de duración. Un mes y medio antes del paso de la EPB y aproximadamente algo menos de 7 meses después del paso de la EPB. El trazado del túnel hacia el aeropuerto del Prat intercepta con la instrumentación con un ángulo de 90 grados aproximadamente (Figura 5.9).

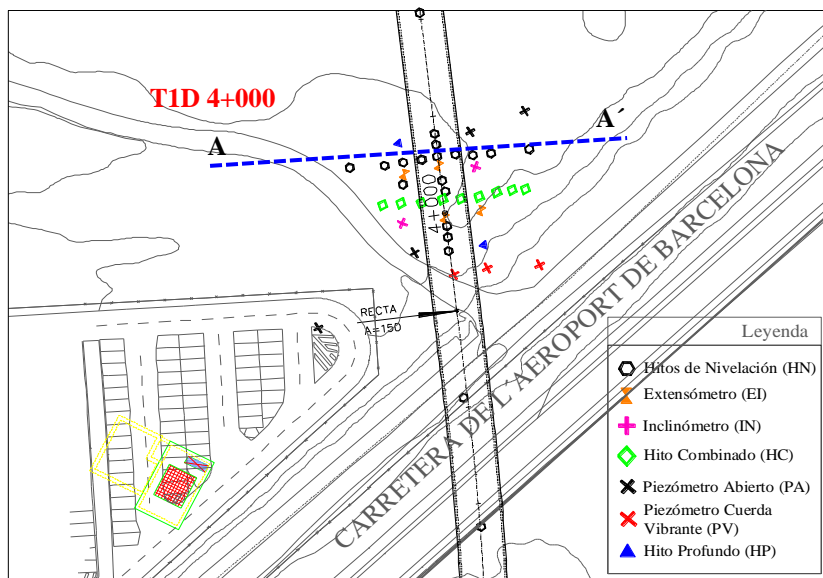


Figura 5. 8. Situación en planta del túnel y la sección de control T1D PK 4+000

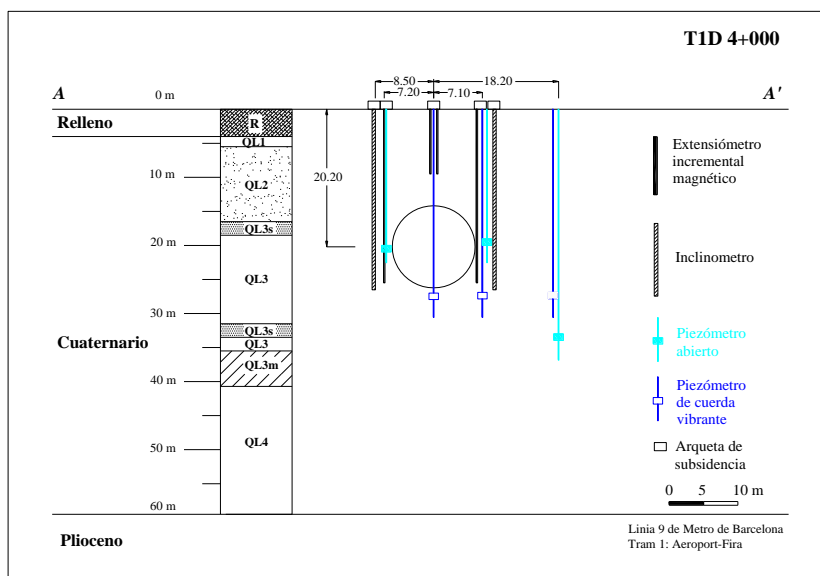


Figura 5. 9. Perfil de la instrumentación instalada en la sección de control T1D PK 4+000

Condiciones geológicas

Respecto a la geología atravesada, como se ha comentado el terreno atravesado es estrictamente deltaico y la secuencia estratigráfica de la sección es la siguiente: 4 m de material de relleno, 2 m de arena fina marrón (QL1), por debajo de estas arenas encontramos 11 m de arena fina gris (QL2) que comprenden el acuífero superior, un estrato de 2 m de potencia de limos arenosos y arenas finas (QL3s) y a continuación 22 m de arcillas limosas grises (QL3-QL3m). El resto está compuesto por arenas limosas con grava (QL4) que conforman el acuífero inferior (Figura 5.10). El trazado del túnel se encuentra en los limos arenosos y arenas

finas (QL3s), aunque la zona de la clave es limítrofe con las arenas finas grises (QL2) del acuífero superior. La zona de la contrabóveda sin embargo se encuentra situada en las arcillas limosas grises del (QL3-QL3m) (Figura 5.10).

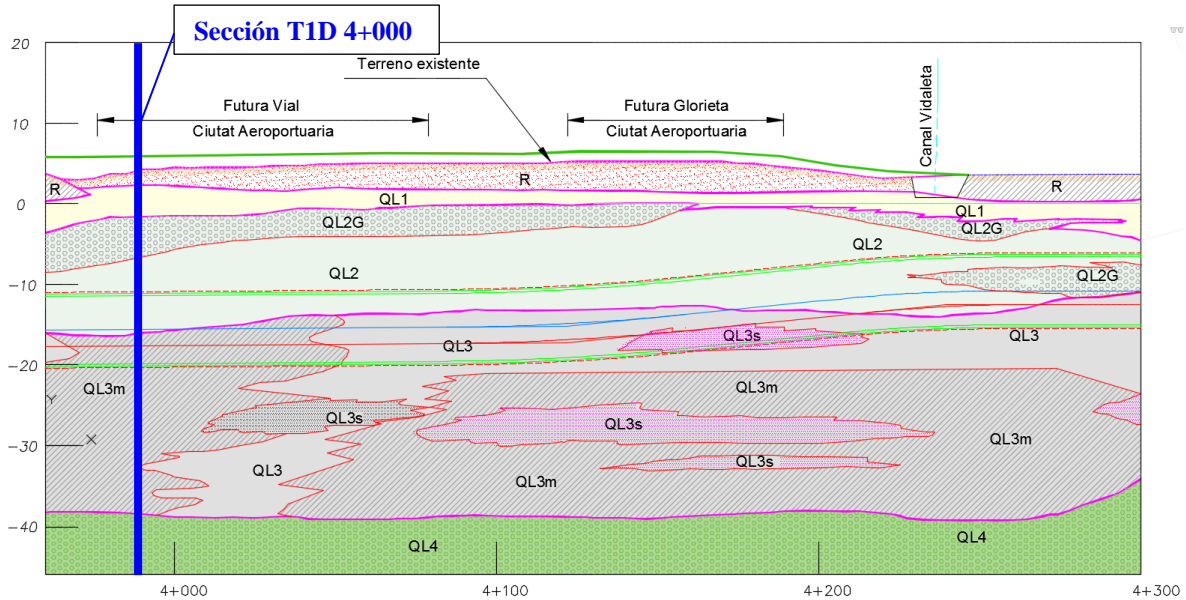


Figura 5. 10. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1D PK 4+000

Proceso constructivo del túnel

El túnel en la sección T1D PK 4+000 se construyó en la madrugada del día 26 de mayo de 2008. Se encuentra en el punto kilométrico PK 4+000 que corresponde al anillo de excavación 206, aproximadamente a 309 m del inicio de la excavación en la estación de Mas Blau y a 3779.96 metros de la Terminal 1 del aeropuerto del Prat.

Durante el paso de la tuneladora por la sección excavada el avance fue de 11.78 anillos/día, que es equivalente a 17.68 m/día. La media de todo el subtramo T1D ha sido de 28.5 m/día equivalente a 19 anillo/día sin tener en cuenta las paradas de la máquina. Las presiones de frente se mantuvieron entre 2.02 y 3.89 bar con un promedio de 2.49 bar, un valor algo inferior a la media que se sitúa en 2.60 bar (para más información: ver Figura 4.36).

Instrumentación y monitorización

En la sección T1D PK 4+000, el dato más profundo registrado por la instrumentación se encuentra a $z = -33.0$ m de la superficie, que pertenece a un piezómetro instalado a algo más de 27.5 m del centro del túnel. En el caso de la instrumentación situada más cercana al túnel el dato de registro más profundo se encuentra a $z = -27$

m de profundidad, dado que la profundidad del eje del túnel se encuentra a $z = -20.7$, el registro de medida supera en 1.6 m aproximadamente la solera de la excavación (Figura 5.9).

Para el cálculo de la cubeta de asientos transversales en superficie se han instalado 28 hitos de nivelación, de los cuales, 17 hitos miden únicamente el movimiento vertical en la dirección (Z) en la superficie del terreno y se conocen como hitos de nivelación propiamente (1hn a 17hn), dos de ellos nos proporcionan además de los movimientos en superficie los movimientos en profundidad, denominados como hitos profundos (1hp a 2hp) y por último, nueve de los 28 hitos son hitos combinados (1hc a 9hc), los cuales proporcionan las medidas en las tres direcciones del espacio (X, Y, Z). Para la medida de los movimientos verticales en profundidad se dispone de 4 extensómetros (1x a 4x), dos de ellos posicionados en el centro del túnel hasta la clave y los otros dos a banda y banda de la excavación (Lx072, Cx000, Rx063). Los movimientos horizontales en profundidad son medidos mediante dos inclinómetros, uno a cada lado del túnel (L_{IN}085, R_{IN}071).

Por último, la medición del nivel freático es registrada mediante 3 piezómetros abiertos y 3 piezómetros de cuerda vibrante instalados a ambos lados de la excavación.

En la Figura 5.9, se muestra toda la instrumentación tanto de superficie como en profundidad instalada en la sección T1D PK 4+000.

Más información sobre los tipos de instrumentación instalada y su precisión se puede encontrar en el Capítulo 3.

Sección de Control T1D PK 4+150

La sección T1D PK 4+150 está situada en el Tramo 1 de la Línea 9, concretamente en el subtramo T1D entre la estación Terminal, situada en las instalaciones del aeropuerto del Prat y la estación de Mas Blau, situada en el polígono industrial que lleva su nombre. La sección T1D PK 4+150 en cuestión, se encuentra entre el pozo 6 y la estación de Mas Blau a 3921.06 m del inicio del tramo 1D (Pozo 1) (Figura 5.11). Esta sección se encuentra a tan solo 160 m de la sección anterior T1D PK 4+000. La instrumentación instalada, como en caso anterior, se encuentra situada a ambos lados de la excavación (Figura 5.12). Además, esta sección se encuentra en una zona libre de edificaciones que puede ser considerada como una sección en condiciones de “greenfield” (Figura 5.12).

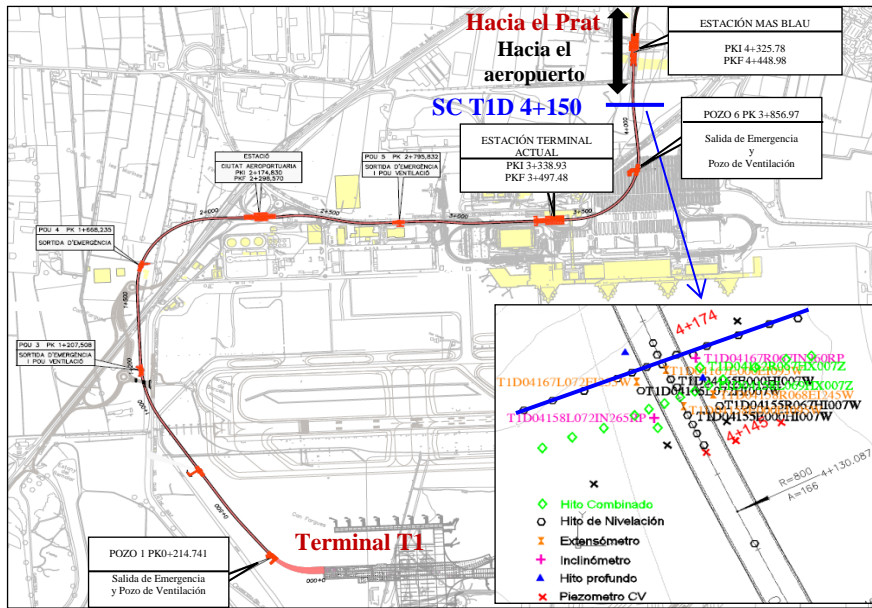


Figura 5. 11. Posición en planta de la instrumentación y de la sección de control T1D PK 4+150 en el trazado de la Línea 9

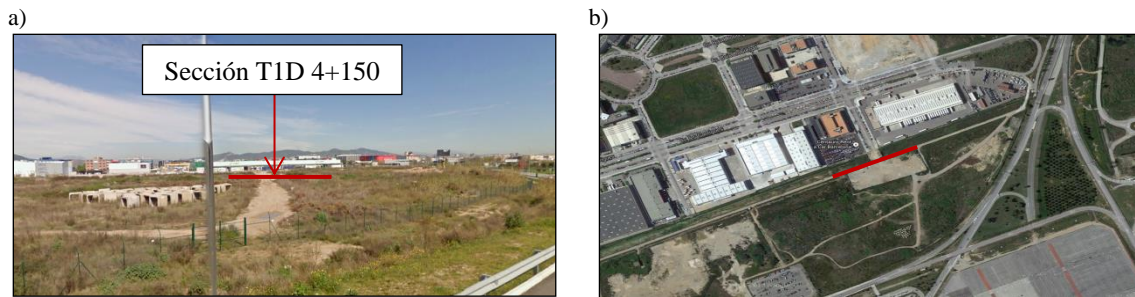


Figura 5. 12. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1D PK 4+150. Fuente: Google Maps

Situación topográfica y geológica del túnel en la sección

En la sección T1D PK 4+150 el túnel de 9.40m de diámetro y doble vía al mismo nivel, se encuentra a una profundidad de $z = -18.7$ m aproximadamente desde la superficie hasta el centro de la excavación. La Figura 5.13 muestra la posición del túnel en planta y la Figura 5.14 muestra alzado y toda la instrumentación instalada en esta sección. Las medidas proporcionadas por la instrumentación han sido tomadas aproximadamente durante dos meses de duración. Un mes y medio antes del paso de la EPB y aproximadamente 15 días después del paso de la EPB. El trazado del túnel hacia el aeropuerto del Prat intercepta con la instrumentación con un ángulo de 90 grados aproximadamente (Figura 5.13).

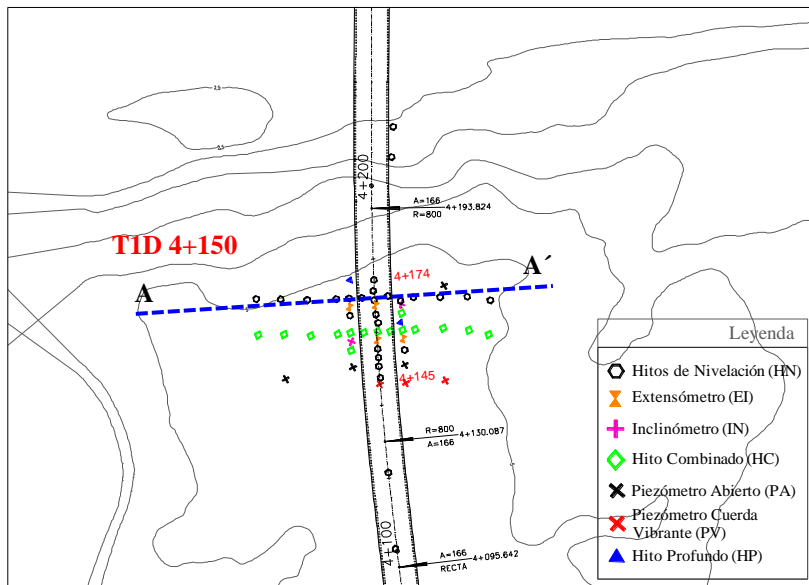


Figura 5. 13. Situación en planta del túnel y la sección de control TID PK 4+150

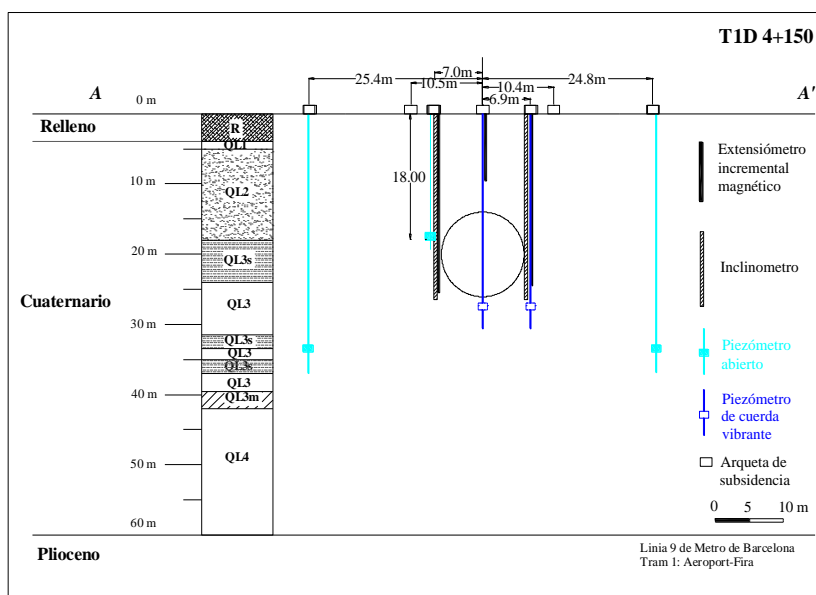


Figura 5. 14. Perfil de la instrumentación instalada en la sección de control TID PK 4+150

Condiciones geológicas

Respecto a la geología atravesada de origen deltaico, la secuencia estratigráfica de la sección es la siguiente: 4 m de material de relleno, 1 m de arena fina marrón (QL1), por debajo de estas arenas encontramos 14 m de arenas fina gris (QL2) que comprenden el acuífero superior, un estrato de 5 m de potencia de limos arenosos y arenas finas (QL3s) y a continuación 18.5 m de arcillas limosas grises (QL3-QL3m). El resto está compuesto por arenas limosas con grava (QL4) que conforman el acuífero inferior (Figura 5.15). La traza del túnel atraviesa las arenas finas grises del (QL2) en la zona de la clave del túnel, la zona de los

haciales del túnel se encuentra en los limos arenosos y arenas finas (QL3s) y por último la zona de la contrabóveda se encuentra en las arcillas limosas grises (QL3-QL3m) (Figura 5.15).

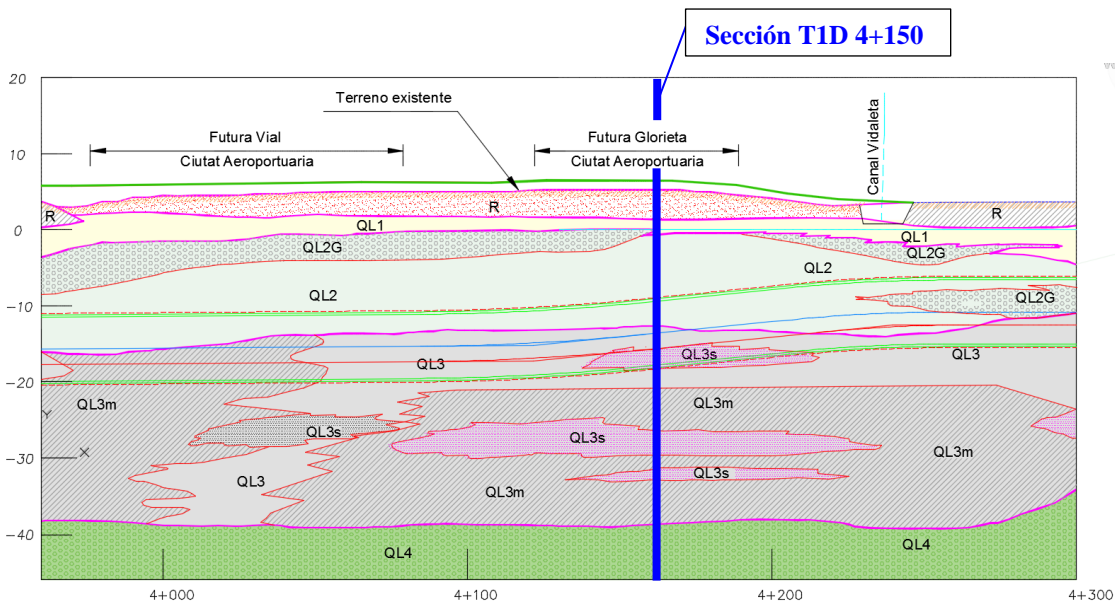


Figura 5. 15. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1D PK 4+150

Proceso constructivo del túnel

El túnel en la sección T1D PK 4+150 se construyó durante el mediodía del 18 de mayo de 2008. Se encuentra en el punto kilométrico PK 4+150 que corresponde al anillo 113, aproximadamente a 169.5 m del inicio de la excavación y a 3921.06 metros de la estación de la Terminal 1 del aeropuerto del Prat.

Durante el paso de la tuneladora por la sección excavada el avance fue de 11.78 anillos/día, que es equivalente a 17.68 m/día. La media de todo el subtramo T1D ha sido de 28.5 m/día equivalente a 19 anillo/día sin tener en cuenta las paradas de la máquina tuneladora. Las presiones de frente se mantuvieron entre 1.73 y 2.52 bar con un promedio de 2.21 bar, ligeramente inferior a la presión de frente media del Tramo 1 que fue de 2.60 bar (para más información: ver Figura 4.36).

Instrumentación y monitorización

En la sección T1D PK 4+150, el dato más profundo registrado por la instrumentación se encuentra a $z = -33.0$ m de la superficie, que pertenece a un piezómetro instalado a 18.6 m del centro del túnel. En el caso de la instrumentación situada más cercana a la excavación el dato de registro más profundo se encuentra a $z = -26$ m de profundidad, superando en 2.6 m aproximadamente la profundidad de la solera del túnel (Figura 5.14).

Con el fin de medir la cubeta de asientos transversales en superficie se han instalado 38 hitos de nivelación, de los cuales, 23 hitos miden únicamente el movimiento vertical en la dirección (Z) en la superficie del terreno y se conocen como hitos de nivelación propiamente (1hn a 23hn), dos de ellos nos proporcionan además de los movimientos en superficie los movimientos en profundidad, hitos profundos (1hp a 2hp) y por último, trece de los 38 hitos instalados son hitos combinados (1hc a 13hc), los cuales proporcionan las medidas en las tres direcciones del espacio (X, Y, Z). Para la medida de los movimientos verticales en profundidad se dispone de 4 extensómetros (1x a 4x), dos de ellos posicionados en el centro del túnel hasta una profundidad cercana a la clave del túnel (C_x000 y C_x000) y los otros dos a un lado y otro de la excavación (L_x000) y (R_x000). El movimiento horizontal en profundidad es medido mediante dos inclinómetros, uno a cada lado del túnel ($L_{IN}000$ y $R_{IN}000$).

Por último, la medición del nivel freático es registrada mediante 3 piezómetros abiertos y 3 piezómetros de cuerda vibrante instalados a ambos lados de la excavación.

En la Figura 5.14, se muestra toda la instrumentación tanto de superficie como en profundidad instalada en la sección T1D PK 4+150.

Más información sobre los tipos de instrumentación instalada y su precisión se puede encontrar en el Capítulo 3.

Sección de Control T1A PK 3+810

La sección T1A PK 3+810 se encuentra situada en el Tramo 1 de la Línea 9, concretamente en el subtramo T1A entre la estación de Mas Blau y la estación de San Cosme, situada en el término municipal del Prat de Llobregat. La sección T1A PK 3+810 concretamente se encuentra entre la estación de Mas Blau y el pozo 3A (Figura 5.13) a 4332 m del inicio del tramo 1 (Pozo 1) (Figura 5.16). El subtramo 1A ha sido excavado con la tuneladora Hades, encargada de excavar desde la estación de Mas Blau hacia el Parc Logístic en la ciudad de Barcelona.

En la sección de control T1A PK 3+810, que nos ocupa en cuestión, la tuneladora Hades se encuentra a tan solo 97.5 m de la estación de Mas Blau, es una zona libre de edificaciones preparada para usar como pozo de entrada de la tuneladora y que puede ser considerada como una sección en condiciones de “greenfield” como se puede observar en la Figura 5.17a y Figura 5.17b.

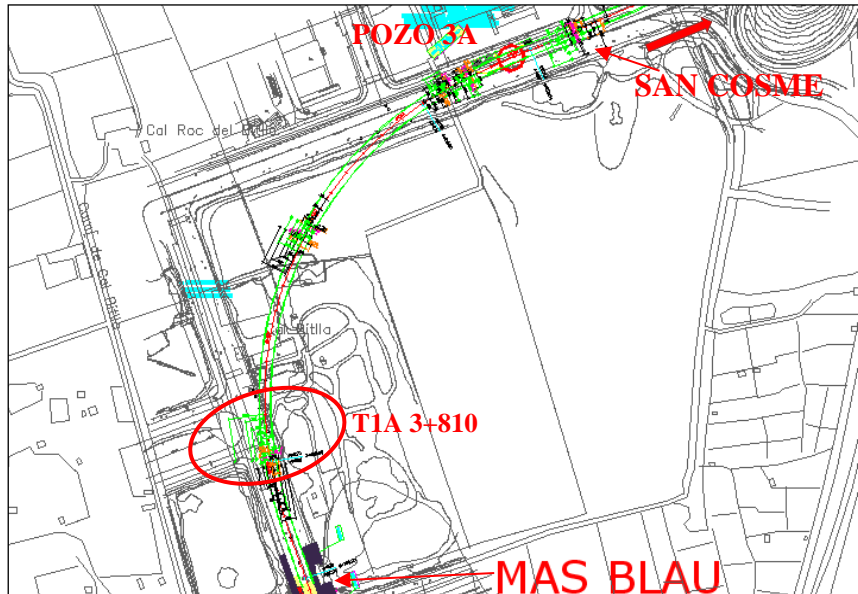


Figura 5. 16. Posición en planta de la sección de control T1A PK 3+810 en el subtramo 1A del trazado de la Línea 9

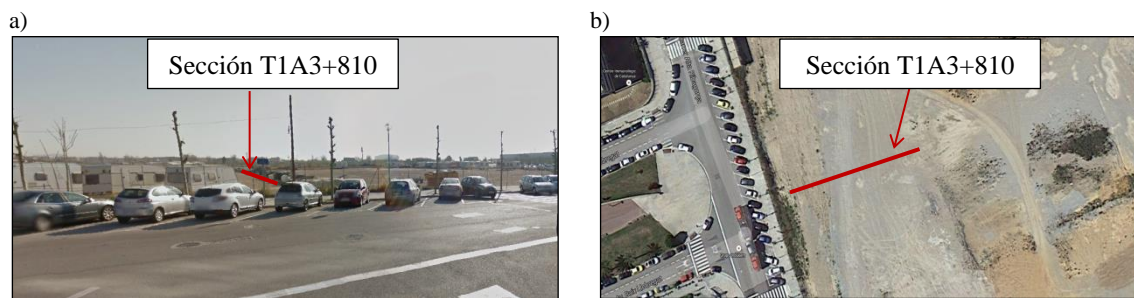


Figura 5. 17. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1A PK 3+810. Fuente: Google Maps

Situación topográfica y geológica del túnel en la sección

En la sección T1A PK 3+810 el túnel de 9.40m de diámetro y doble vía al mismo nivel se encuentra a una profundidad $z_0 = -17.9$ m aproximadamente desde la superficie hasta el centro de la excavación. La Figura 5.18 muestra la posición del túnel en planta y la Figura 5.19 muestra la sección alzado y toda la instrumentación instalada en esta sección.

Las medidas han sido tomadas con gran frecuencia durante los periodos donde la tuneladora estaba cercana a la sección instrumentada. Los datos proporcionados por la instrumentación son aproximadamente de cuatro meses de duración. Dos meses antes del paso de la EPB y aproximadamente dos meses después del paso de la EPB. El trazado del túnel hacia el aeropuerto del Prat intercepta con la instrumentación con un ángulo de 90 grados aproximadamente (Figura 5.19).

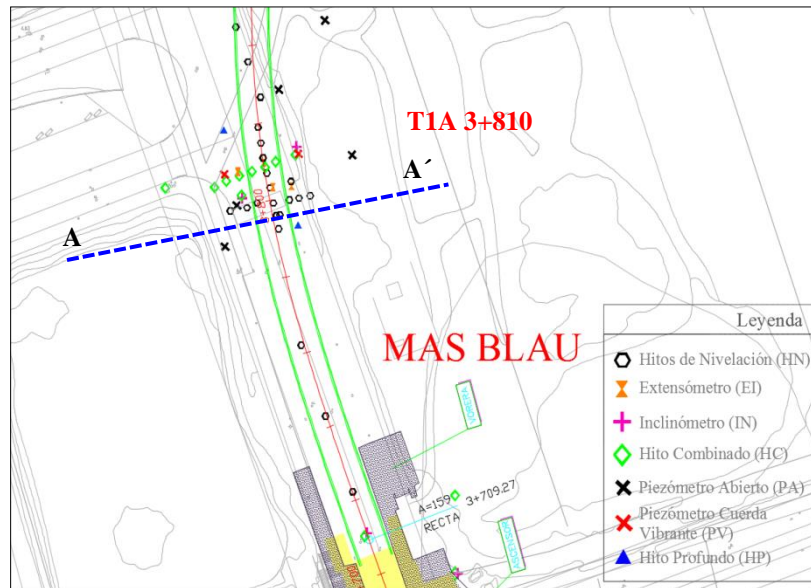


Figura 5. 18. Situación en planta del túnel y la sección de control T1D PK 3+810

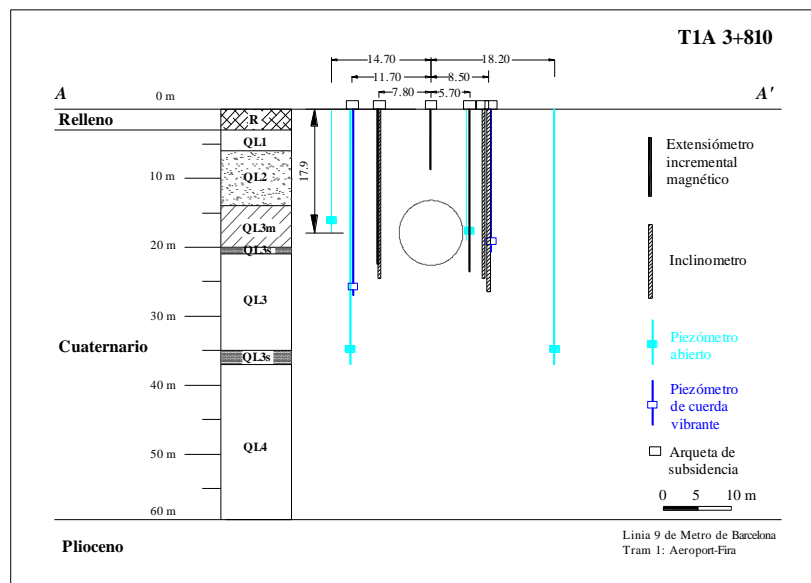


Figura 5. 19. Perfil de la sección instalada en la sección de control T1A PK 3+810

Condiciones geológicas

Respecto a la geología atravesada, como se ha comentado en el Capítulo 3 el terreno atravesado es estrictamente deltaico y la secuencia estratigráfica de la sección es la siguiente: 3 m de material de relleno, 1 m de arena fina marrón (QL1), por debajo de estas arenas encontramos 10 m de arenas fina gris con intercalaciones de gravas (QL2) que comprenden el acuífero superior y a continuación 12 m de arcillas limosas grises con intercalaciones arenosas (QL3-QL3s). Por debajo, dos estratos de potencia pequeña de

4 m y 5 m de limos arenosos (QL3s) y limos arcillosos (QL3m) respectivamente. El resto está compuesto por arenas limosas con grava (QL4) que conforman el acuífero inferior (Figura 5.20).

La clave del túnel se encuentra, en las arenas finas grises del (QL2) y el resto de la excavación atraviesa las arcillas limosas grises del (QL3) (Figura 5.19 y Figura 5.20).

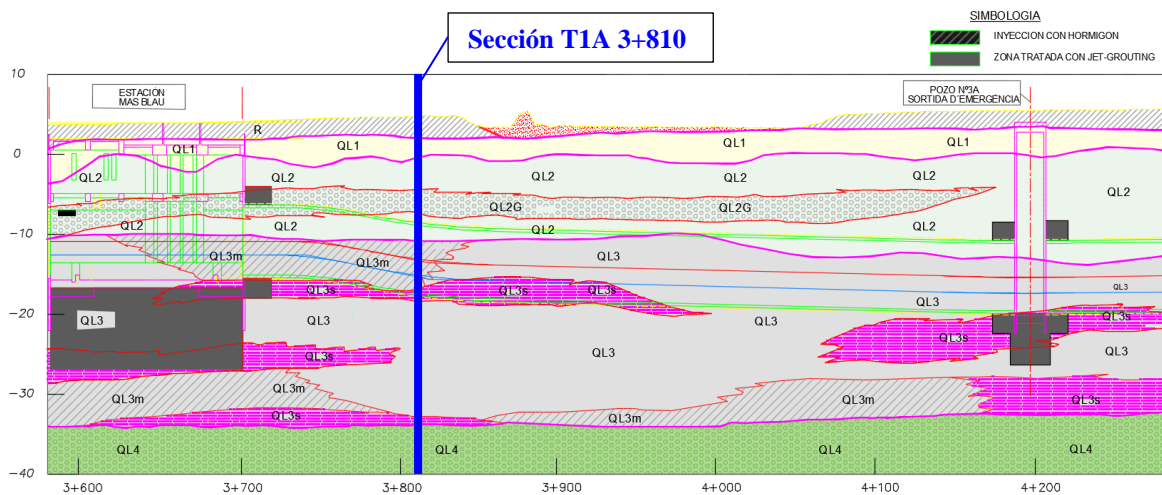


Figura 5. 20. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1A PK 3+810

Proceso constructivo del túnel

El túnel en la sección T1A PK 3+810 se construyó durante la madrugada del día 20 de diciembre de 2007. Se encuentra en el punto kilométrico T1A PK 3+810 que corresponde al anillo 66 y a 97.5 metros excavados por la tuneladora Hades S-249 hacia la estación de Parc Logístic en la ciudad de Barcelona y a 4323.16 m del inicio de la excavación en la estación de Terminal 1 del aeropuerto del Prat.

Durante el paso de la tuneladora por la sección excavada el avance fue de 16.66 anillos/día, que es equivalente a 25 m/día. La media de todo el subtramo T1A ha sido de 25.62 m/día equivalente a 17 anillo/día sin tener en cuenta las paradas de la máquina tuneladora. Las presiones de frente se mantuvieron entre 1.77 y 3.23 bar con un promedio de 2.48 bar, ligeramente inferior a la media del Tramo 1 que fue de 2.60 bar (para más información: ver Figura 4.36).

Instrumentación y monitorización

En la sección T1A PK 3+810 con la finalidad de medir la cubeta de asientos transversales en superficie se han instalado 17 hitos de nivelación, de los cuales, 9 hitos miden únicamente el movimiento vertical en la dirección (Z) en la superficie del terreno y se conocen como hitos de nivelación propiamente (1hn a 9hn),

los 8 hitos restantes son hitos combinados (1hc a 8hc), los cuales, proporcionan las medidas en las tres direcciones del espacio (X, Y, Z). Para la medida de los movimientos verticales en profundidad se dispone de 4 extensómetros (1x a 4x), dos de ellos posicionados en el centro del túnel con registro de medida hasta cerca de la clave de la excavación (C_x000) y (C_x000) y los otros dos a ambos lados de la excavación (L_x000) y (R_x000). El registro de los movimientos horizontales en profundidad es medido mediante dos inclinómetros, uno a cada lado del túnel ($L_{IN}000$) y ($R_{IN}000$).

Por último, la medición del nivel freático es registrado mediante 4 piezómetros abiertos y 2 piezómetros de cuerda vibrante instalados a ambos lados de la excavación.

En la Figura 5.19, se muestra toda la instrumentación tanto de superficie como en profundidad instalada en la sección T1A PK 3+810.

Más información sobre los tipos de instrumentación instalada y su precisión se puede encontrar en el Capítulo 3.

Sección de Control T1A PK 3+993

La sección T1A PK 3+993 se encuentra situada al igual que la sección anterior en el subtramo T1A entre la estación de Mas Blau y la estación de San Cosme, concretamente se encuentra entre la estación de Mas Blau y el pozo 3A (Figura 5.21), a 4515 m del inicio del Tramo 1 (Pozo 1) (Figura 5.1).

En la sección T1A PK 3+993, que nos ocupa en cuestión, la tuneladora Hades se encuentra a 280 m de la estación de Mas Blau. Se considera que es una zona libre de edificaciones, por un lado, se encuentra la explanada de entrada de la tuneladora y por el otro lado a una cierta distancia se encuentran unas naves industriales, por lo tanto, podemos considerar como una sección en condiciones de “greenfield” como se puede observar en la Figura 5.22a y Figura 5.22b.

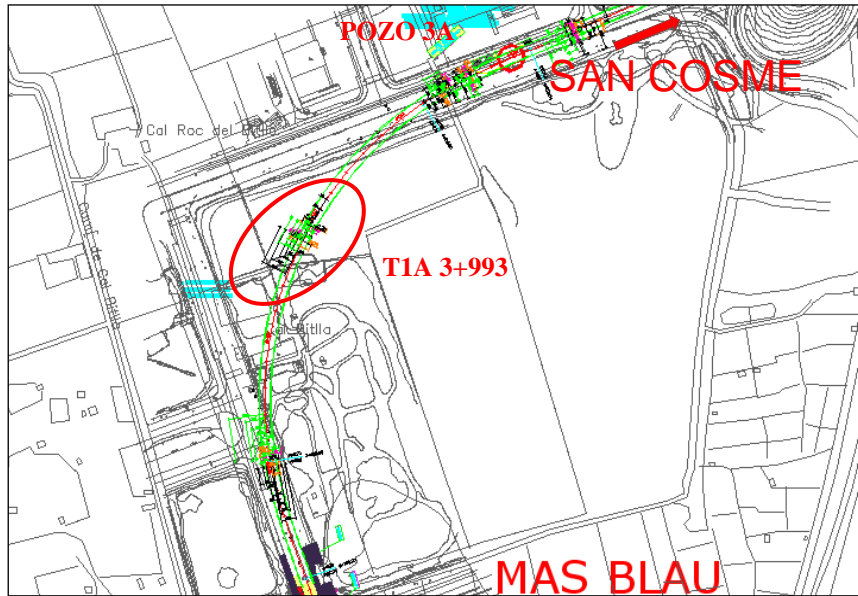
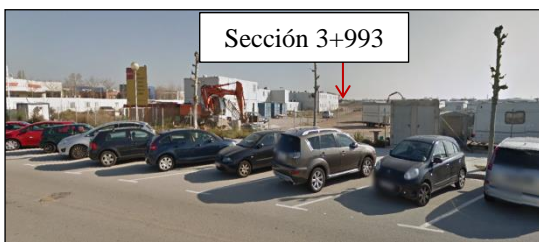


Figura 5. 21. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1A PK 3+993

a)



b)



Figura 5. 22. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1A PK 3+993. Fuente: Google Maps

Situación topográfica y geológica del túnel en la sección

En la sección de control T1A PK 3+993 el túnel de 9.40m de diámetro y doble vía al mismo nivel, se encuentra a una profundidad de $z_0 = -18.4$ m aproximadamente desde la superficie hasta el centro de la excavación. La Figura 5.23 muestra la posición del túnel en planta y en la Figura 5.24 se muestra el alzado y toda la instrumentación instalada en esta sección. En la Figura se observa como el trazado del túnel en esta zona es curvo. Además, se sabe que esta sección se encuentra a tan solo 30 m de la salida de una intervención hiperbárica llevada a cabo dos días antes y en donde la tuneladora estuvo parada un largo periodo de tiempo. Al salir de esta intervención, se produjeron inyecciones de mortero más bajas de lo habitual, con lo que llevaron a una pérdida de terreno superior a otras secciones de control estudiadas como se podrá observar más adelante en este mismo Capítulo de la tesis.

Los registros de medidas de los movimientos del terreno han sido tomados con gran frecuencia durante los periodos donde la tuneladora estaba cercana a la sección instrumentada. Los datos proporcionados por la instrumentación son aproximadamente de nueve meses y medio de duración. Dos meses y medio antes del

paso de la EPB y aproximadamente siete meses después del paso de la EPB. El trazado del túnel hacia el aeropuerto del Prat intercepta con la instrumentación con un ángulo de 90 grados aproximadamente (Figura 5.23).

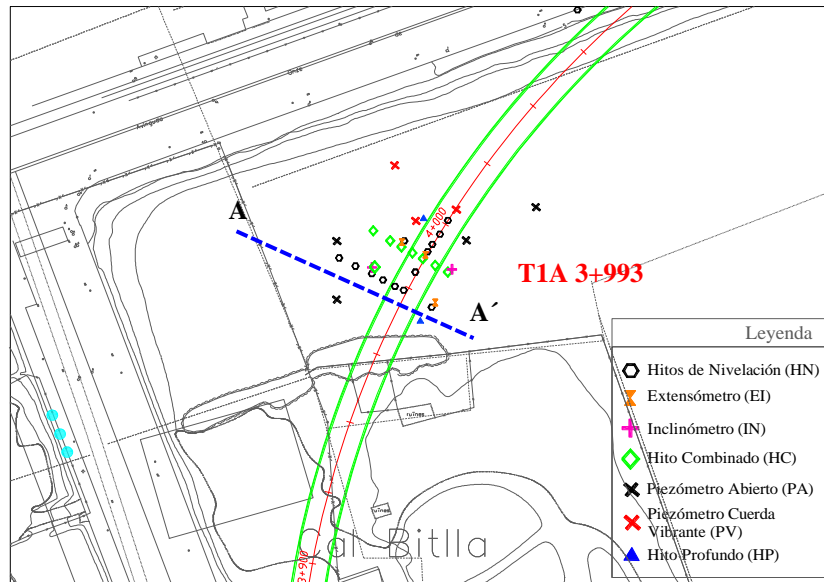


Figura 5. 23. Situación en planta del túnel y la sección de control T1A PK 3+993

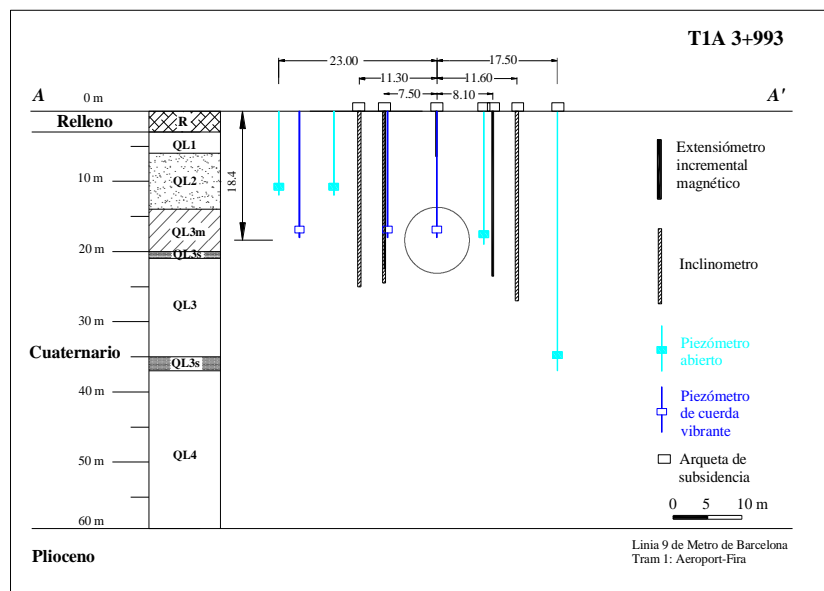


Figura 5. 24. Perfil de la instrumentación instalada en la sección de control T1A PK 3+993

Condiciones geológicas

Respecto a la geología atravesada, como se ha comentado en el Capítulo 3 el terreno atravesado es estrictamente deltaico y la secuencia estratigráfica de la sección es la siguiente: 3 m de material de relleno, 1 m de arena fina marrón (QL1), por debajo de estas arenas encontramos 13 m de arenas fina gris con intercalaciones de gravas (QL2) que comprenden el acuífero superior y a continuación 10 m de arcillas limosas grises (QL3). Por debajo, dos estratos de potencia pequeña de 3 m y 6 m de limos arcillosos (QL3m) y limos arenosos (QL3s) respectivamente. El resto está compuesto por arenas limosas con grava (QL4) que conforman el acuífero inferior (Figura 5.25).

La clave del túnel se encuentra, en las arenas finas grises del (QL2) y el resto de la excavación atraviesa las arcillas limosas grises del (QL3) (Figura 5.25).

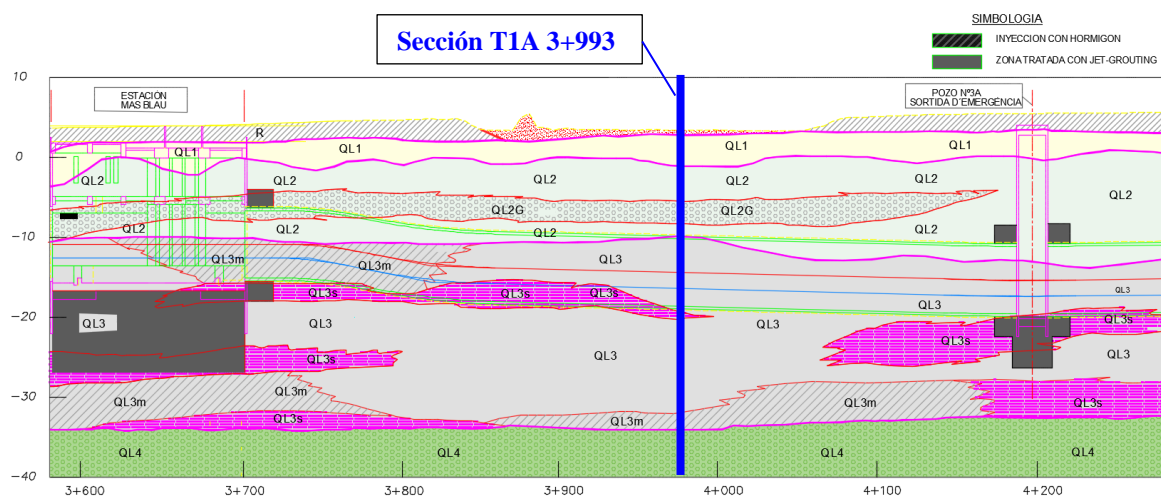


Figura 5. 25. Perfil geológico y instrumentación colocada en el terreno de la sección de control T1A PK 3+993

Proceso constructivo del túnel

El túnel en la sección T1A PK 3+993 se construyó durante la madrugada del día 10 de enero de 2008. Se encuentra en el punto kilométrico del trazado antiguo T1A PK 3+993 que corresponde al anillo 188 y a 280 metros excavados por la tuneladora Hades S-249 hacia la estación de Parc Logístic en la ciudad de Barcelona, 4515 m del inicio del tramo 1 (Pozo 1).

Durante el paso de la tuneladora por la sección excavada el avance fue de algo más de 38 anillos/día, que es equivalente a 58 m/día, la velocidad más alta de todo el Tramo 1. La media de todo el subtramo T1A fue muy inferior 25.62 m/día equivalente a 17 anillo/día sin tener en cuenta las paradas de la máquina EPB.

Las presiones de frente se mantuvieron entre 2.18 y 3.49 con un promedio de 2.76 bar, ligeramente superior a la media del Tramo 1 que fue de 2.60 bar (para más información: ver Figura 4.36).

Instrumentación y monitorización

El dato más profundo registrado por la instrumentación en la sección T1A PK 3+993 se encuentra a una profundidad de $z = -25.0$ m de la superficie y pertenece a un inclinómetro instalado a -11.3m del centro del túnel.

Con el fin de medir la cubeta de asientos transversales en superficie se han instalado 13 hitos de nivelación, de los cuales, 7 hitos miden únicamente el movimiento vertical en la dirección (Z) en la superficie del terreno y se conocen como hitos de nivelación propiamente (1hn a 7hn), los 6 hitos restantes son hitos combinados (1hc a 6hc), los cuales proporcionan las medidas en las tres direcciones del espacio (X, Y, Z). Para la medida de los movimientos verticales en profundidad se dispone de 4 extensómetros (1x a 4x), uno de ellos posicionado en el centro del túnel y con registro de medidas hasta cerca de la clave de la excavación (C_x000) y tres extensómetros situados a ambos lados de la excavación (L_x000), (R_x000) y (R_x000).

Los movimientos horizontales en profundidad han sido medidos mediante dos inclinómetros, uno a cada lado del túnel (L_{IN}000) y (R_{IN}000).

Por último, la medición del nivel freático es registrada mediante 4 piezómetros abiertos y 3 piezómetros de cuerda vibrante instalados a ambos lados de la excavación.

En la Figura 5.24, se muestra toda la instrumentación tanto de superficie como en profundidad instalada en la sección T1A PK 3+993.

Más información sobre los tipos de instrumentación instalada y su precisión se puede encontrar en el Capítulo 3.

Sección del Control T1A PK 4+140

La sección T1A PK 4+140 se encuentra situada al igual que las dos secciones anteriores en el subtramo T1A entre la estación de Mas Blau y la estación de San Cosme, concretamente se encuentra a pocos metros del pozo 3A (Figura 5.26) y a 4682.05 m del inicio del Tramo 1 (Pozo 1) (Figura 5.1). Es una zona que en superficie encontramos, por un lado, la explanada de entrada de la tuneladora y por el otro lado, a gran distancia se encuentran unas naves industriales, por lo tanto, podemos considerar que se trata de una sección en condiciones de “greenfield” como se puede observar en la Figura 5.27a y Figura 5.27b.

La sección se encuentra al igual que la anterior sección T1A PK 3+993 en un trazado curvo, donde además para mejorar la estabilidad del terreno antes de la salida de la máquina tuneladora en el pozo 3A se realizó una pantalla mediante micro pilotes que servirá para la revisión de herramientas antes de penetrar en el pozo.

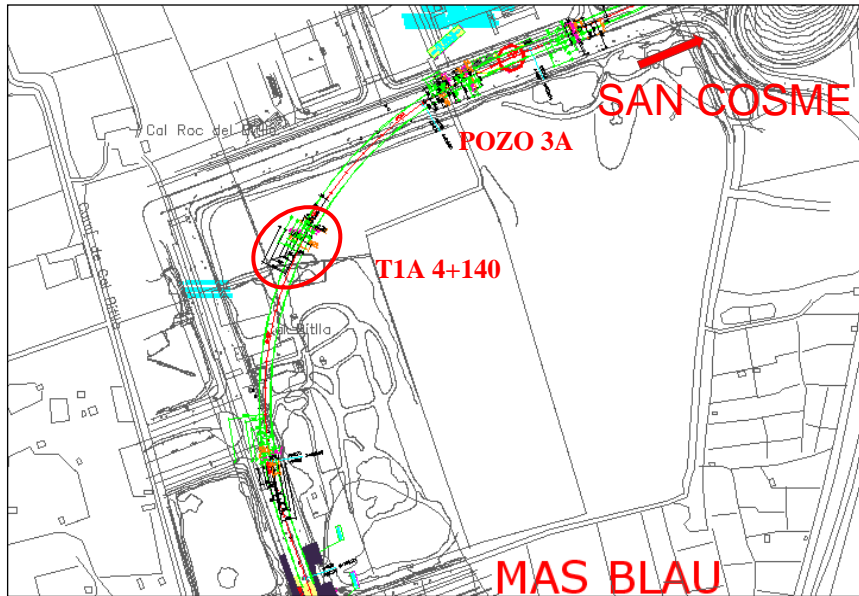


Figura 5. 26. Posición en planta de la sección de control T1A PK 4+140 en el subtramo 1A del trazado de la Línea 9

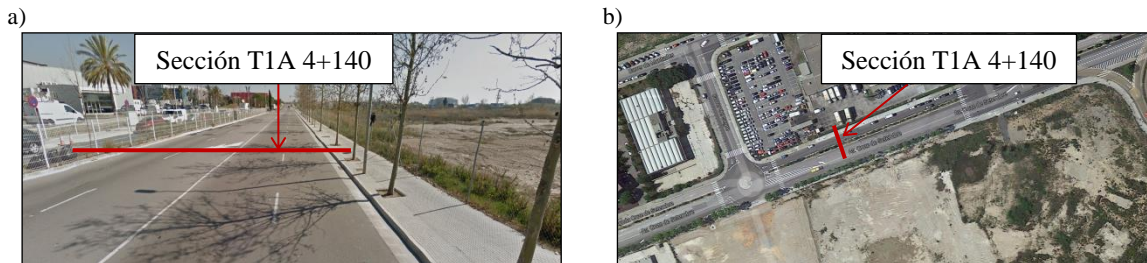


Figura 5. 27. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1A PK 4+140. Fuente: Google Maps

Situación topográfica y geológica del túnel en la sección

En la sección T1A PK 4+140 el túnel de 9.40m de diámetro y doble vía al mismo nivel, se encuentra a una profundidad de $z_0 = -20.7$ m aproximadamente desde la superficie hasta el centro de la excavación. La Figura 5.28 muestra la posición del túnel en planta y la Figura 5.29 muestra el alzado y toda la instrumentación instalada en esta sección. Se observa como el trazado es curvo. Además, en esta sección se sabe cómo se ha comentado anteriormente que se realizó un tratamiento con micro pilotes antes del pozo 3A.

Las medidas han sido tomadas con gran frecuencia durante los periodos donde la tuneladora estaba cercana a la sección instrumentada. Los datos proporcionados por la instrumentación han sido registrados durante siete meses de duración aproximadamente. Únicamente cinco días antes del paso de la EPB y aproximadamente siete meses después del paso de la EPB. El trazado del túnel hacia el aeropuerto del Prat intercepta con la instrumentación con un ángulo de 90 grados aproximadamente (Figura 5.29).

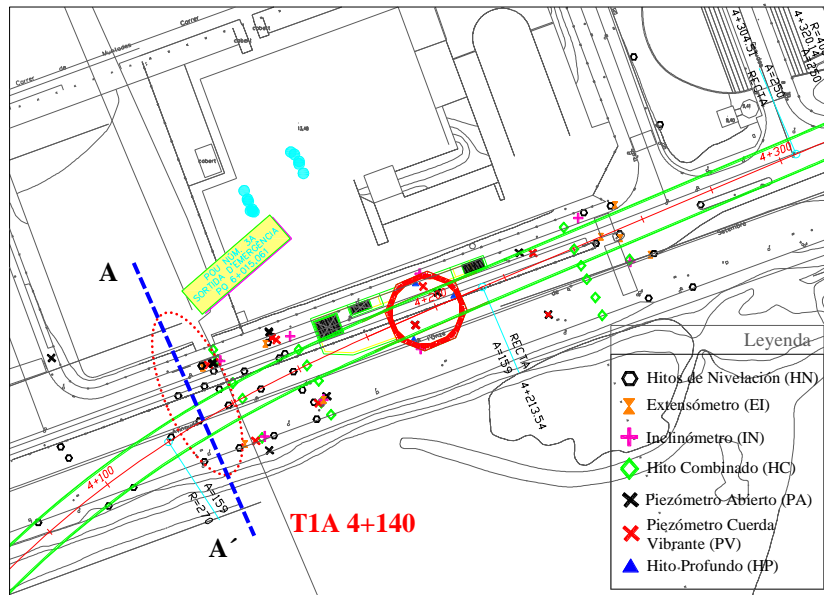


Figura 5. 28. Situación en planta del túnel y la sección de control T1A PK 4+140

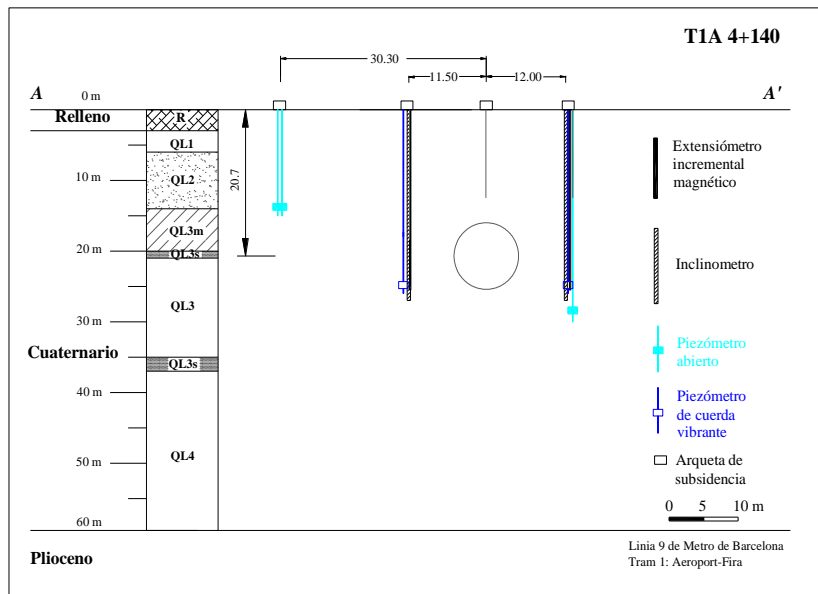


Figura 5. 29. Perfil de la instrumentación instalada en la sección de control T1A PK 4+140

Condiciones geológicas

Respecto a la geología atravesada, como se ha comentado en el Capítulo 3 el terreno atravesado es estrictamente deltaico. La secuencia estratigráfica de la sección es la siguiente: 2 m de material de relleno, 4 m de arena fina marrón (QL1), por debajo de estas arenas encontramos 8 m de arenas fina gris con intercalaciones de gravas (QL2) que comprenden el acuífero superior y a continuación 12 m de arcillas limosas grises (QL3). Por debajo, 8 m y 3 m de limos arenosos (QL3s) y limos arcillosos (QL3m) respectivamente. El resto está compuesto por arenas limosas con grava (QL4) que conforman el acuífero inferior (Figura 5.30).

La clave del túnel se encuentra, en las arenas finas grises del (QL2) y el resto de la excavación atraviesa las arcillas limosas grises del (QL3) (Figura 5.30).

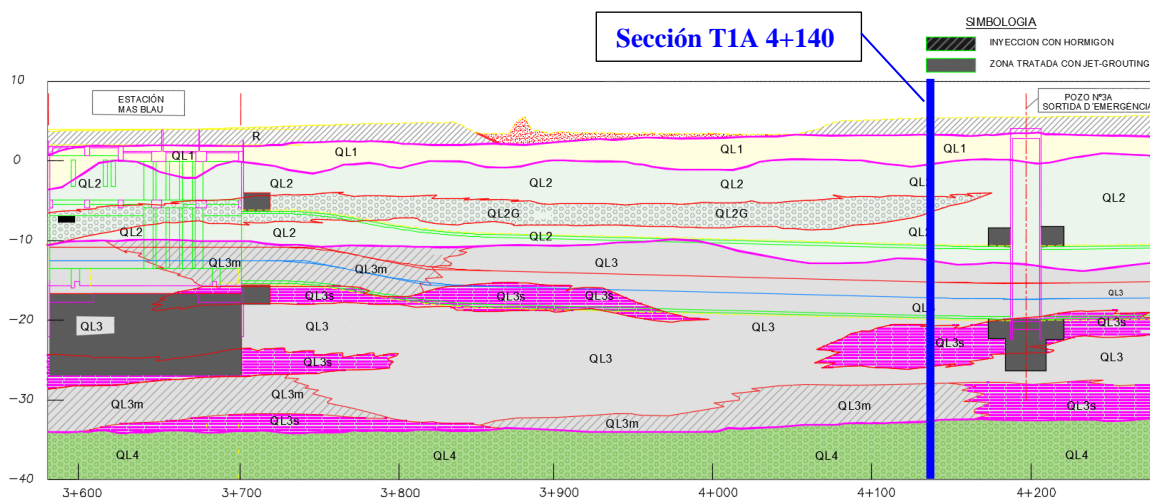


Figura 5. 30. Perfil geológico de la sección de control T1A PK 4+140 y la instrumentación colocada en el terreno

Proceso constructivo del túnel

El túnel en la sección T1A PK 4+140 se construyó durante la madrugada del día 15 de enero de 2008. Se encuentra en el punto kilométrico PK 4+140 que corresponde al anillo 286, a 447.39 metros de la estación de Mas Blau y a 4682.05 m del inicio del tramo 1 (Pozo 1).

Durante el paso de la tuneladora por la sección excavada el avance fue de algo más de 20 anillos/día, que es equivalente a 30 m/día. La media de todo el subtramo T1A fue superior a 25.62 m/día equivalente a 17 anillos/día, en todos los casos, sin tener en cuenta el tiempo en que la máquina estuvo parada. Las presiones de frente se mantuvieron entre 2.14 y 3.18 con un promedio de 2.72 bar, valor algo superior a la media de presión de frente del Tramo 1 (ver Figura 4.36).

Instrumentación y monitorización

En la sección T1A PK 4+140 con el fin de medir la cubeta de asientos transversales en superficie se han instalado 17 hitos de nivelación, de los cuales, 12 hitos miden únicamente el movimiento vertical en la dirección (Z) en la superficie del terreno y se conocen como hitos de nivelación propiamente (1hn a 12hn), los 5 hitos restantes son hitos combinados (1hc a 5hc), los cuales proporcionan las medidas en las tres direcciones del espacio (X, Y, Z).

Para la medida de los movimientos verticales en profundidad se dispone de 2 extensómetros (1x a 2x), a ambos lados de la excavación (L_x000) y (R_x000), aunque se han incorporado los datos de dos extensómetros cercanos a la sección estudiada y que sus movimientos son similares de los extensómetros de la sección estudiada (1x a 4x) (L_x000) y (R_x000).

La medida de los movimientos horizontales en profundidad es medida mediante dos inclinómetros, uno a cada lado del túnel (L_{IN}000) y (R_{IN}000), también se han añadido dos inclinómetros más cercanos a la sección estudiada (L_{IN}000) y (R_{IN}000).

Por último, la medición del nivel freático es registrada mediante 5 piezómetros abiertos y 4 piezómetros de cuerda vibrante instalados a ambos lados de la excavación.

En la Figura 5.29, se muestra toda la instrumentación tanto de superficie como en profundidad instalada en la sección T1A PK 4+140.

Más información sobre los tipos de instrumentación instalada y su precisión se puede encontrar en el Capítulo 3.

Sección de Control T1A PK 4+240

La sección T1A PK 4+240 se encuentra situada al igual que las tres secciones anteriores en el subtramo T1A entre la estación de Mas Blau y la estación de San Cosme, concretamente se encuentra a pocos metros pasado el pozo 3A (Figura 5.31) y a 4768.05 m del inicio del Tramo 1 (Pozo 1) (Figura 5.1).

En la superficie de la sección T1A PK 4+240, se encuentra por un lado la explanada de entrada de la tuneladora y por el otro lado una zona ajardinada, por lo tanto, podemos considerar que se trata de una sección en condiciones de “greenfield” como se puede observar en la Figura 5.32a y Figura 5.32b. La sección se encuentra en un tramo recto.

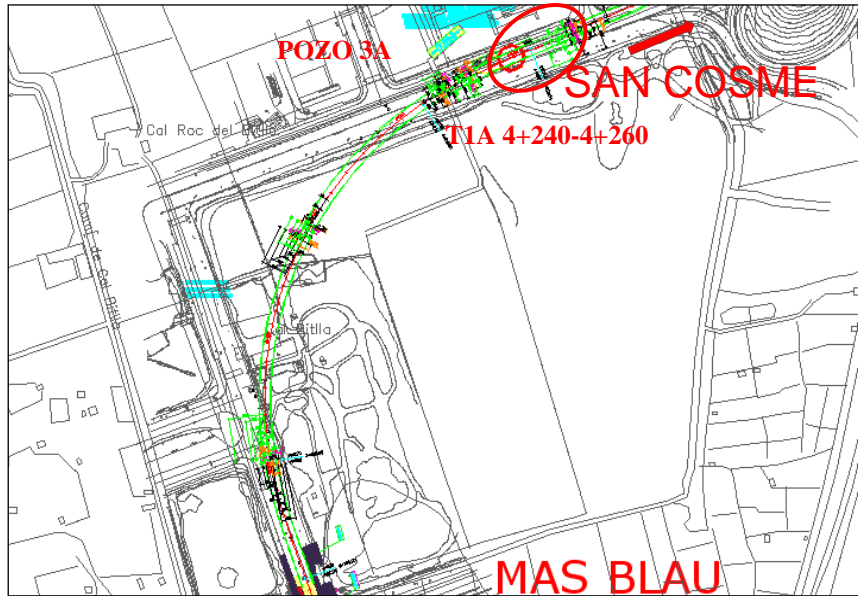


Figura 5. 31. Posición en planta de la sección de control T1A PK 4+240 en el subtramo T1A del trazado de la Línea 9

a)



b)



Figura 5. 32. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1A PK 4+240. Fuente: Google Maps

Situación topográfica y geológica del túnel en la sección

En la sección T1A PK 4+240 el túnel de 9.40m de diámetro y doble vía al mismo nivel, se encuentra a una profundidad de $z_0 = -20.7$ m aproximadamente desde la superficie hasta el centro de la excavación. La Figura 5.33 muestra la posición del túnel en planta y en la Figura 5.34 se muestra el alzado y toda la instrumentación instalada en esta sección.

El registro de medidas ha sido tomado durante algo más de nueve meses de duración. En el caso de antes del paso de la tuneladora, las lecturas han sido tomadas durante algo más de tres meses antes del paso de la EPB y aproximadamente seis meses después del paso de la EPB. El trazado del túnel hacia el aeropuerto del Prat intercepta con la instrumentación con un ángulo de 90 grados aproximadamente (Figura 5.33).

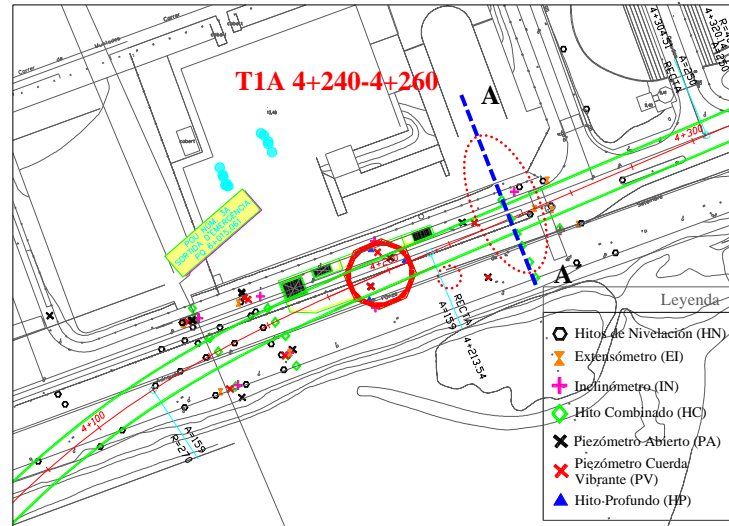


Figura 5. 33. Situación en planta del túnel y la sección de control T1A PK 4+240

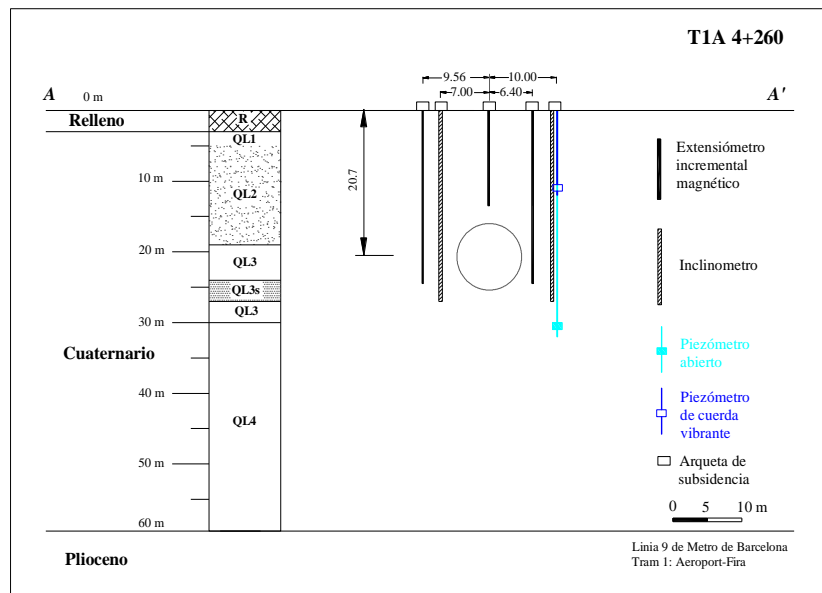


Figura 5. 34. Perfil de la instrumentación instalada en la sección de control T1A PK 4+240

Condiciones geológicas

Respecto a la geología atravesada, como se ha comentado en el Capítulo 3 el terreno atravesado es estrictamente deltaico y la secuencia estratigráfica de la sección es la siguiente: 1 m de material de relleno, 4 m de arena fina marrón (QL1), por debajo de estas arenas encontramos 12 m de arenas fina gris con intercalaciones de gravas (QL2) que comprenden el acuífero superior y a continuación 20 m de arcillas limosas grises (QL3). Por debajo, 3 m de limos arenosos (QL3s). El resto está compuesto por arenas limosas con grava (QL4) que conforman el acuífero inferior (Figura 5.35).

La clave del túnel se encuentra, en las arcillas limosas grises del (QL3) limítrofe con las arenas finas grises con intercalaciones de gravas (QL2) (Figura 5.35).

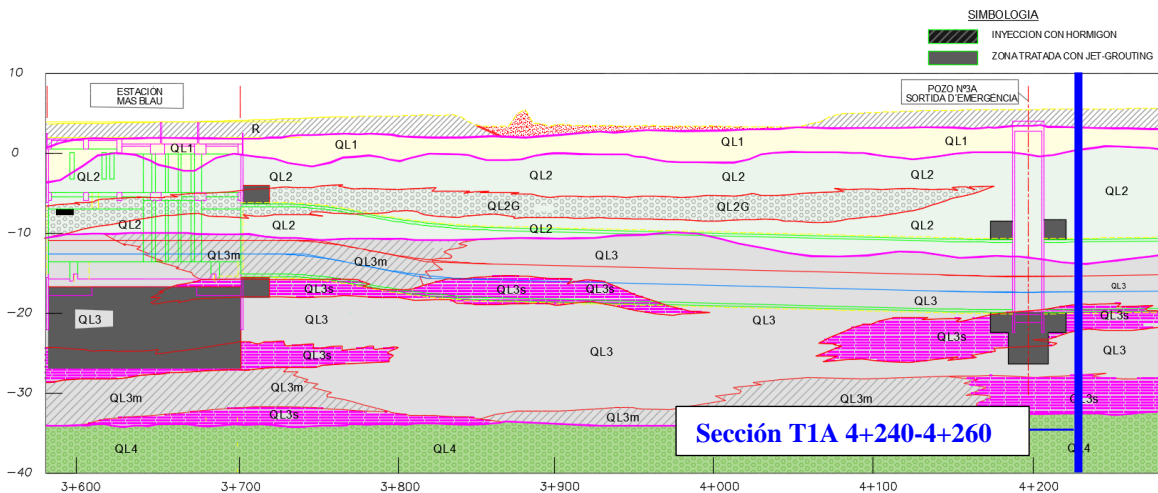


Figura 5.35. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1A PK 4+240

Proceso constructivo del túnel

El túnel en la sección de control T1A PK 4+240 se construyó durante la madrugada del día 14 de febrero de 2008. Se encuentra en el punto kilométrico Pk 4+240 que corresponde al anillo 353, aproximadamente a 533.39 metros de la estación de Mas Blau. Durante el paso de la tuneladora por la sección excavada el avance fue de algo más de 24 anillos/día, que es equivalente a 36 m/día. La media de todo el subtramo T1A fue superior a 25.62 m/día equivalente a 17 anillos/día, en todos los casos, sin tener en cuenta los instantes donde la máquina estuvo parada. Las presiones de frente se mantuvieron entre 2.17 y 3.18 con un promedio de 2.77 bar, valor por encima de la presión media de Tramo 1 que fue de 2.60 bar (para más información: ver Figura 4.36).

Instrumentación y monitorización

Con el fin de medir la cubeta de asientos transversales en superficie se han instalado 15 hitos de nivelación, de los cuales, 9 hitos miden únicamente el movimiento vertical en la dirección (Z) en la superficie del terreno y se conocen como hitos de nivelación propiamente (1hn a 9hn), los 6 hitos restantes son hitos combinados (1hc a 6hc), los cuales proporcionan las medidas en las tres direcciones del espacio (X, Y, Z).

Para la medida de los movimientos verticales en profundidad se dispone de 3 extensómetros, a lado y lado de la excavación (1x a 3x) (L_x000), (L_x000) y (R_x000), y un extensómetro en el centro de la excavación (C_x000).

La medida de los movimientos horizontales en profundidad es medida mediante dos inclinómetros, uno a cada lado del túnel (1_{IN} a 2_{IN}) (L_{IN000}) y (R_{IN000}).

Por último, la medición del nivel freático es registrada mediante 2 piezómetros abiertos y 3 piezómetros de cuerda vibrante instalados a ambos lados de la excavación, aunque únicamente se han podido tener lecturas fiables de 2 de ellos.

En la Figura 5.34, se muestra toda la instrumentación tanto de superficie como en profundidad instalada en la sección T1A PK 4+240.

Más información sobre los tipos de instrumentación instalada y su precisión se puede encontrar en el Capítulo 3.

Sección de Control T1E PK 6+986

La sección T1E PK 6+986 está situada en el Tramo 1 de la Línea 9, concretamente en el subtramo T1E entre la estación de Pl. Catalunya y el Pozo 5. Esta sección se encuentra a 3252 m de la estación de Mas Blau, lugar donde la tuneladora HADES empieza su excavación dirección Barcelona (Figura 5.36) y a 7499.76 m del Pozo 1 situado en el aeropuerto del Prat (Figura 5.1).

Esta sección se encuentra en una zona peatonal como se observa en la (Figura 5.37a), con edificaciones en el lateral derecho según se muestra en la Figura 5.37b y Figura 5.37c o en el lateral izquierdo según el avance de la tuneladora. La instrumentación instalada, se encuentra situada a ambos lados de la excavación (Figura 5.38).

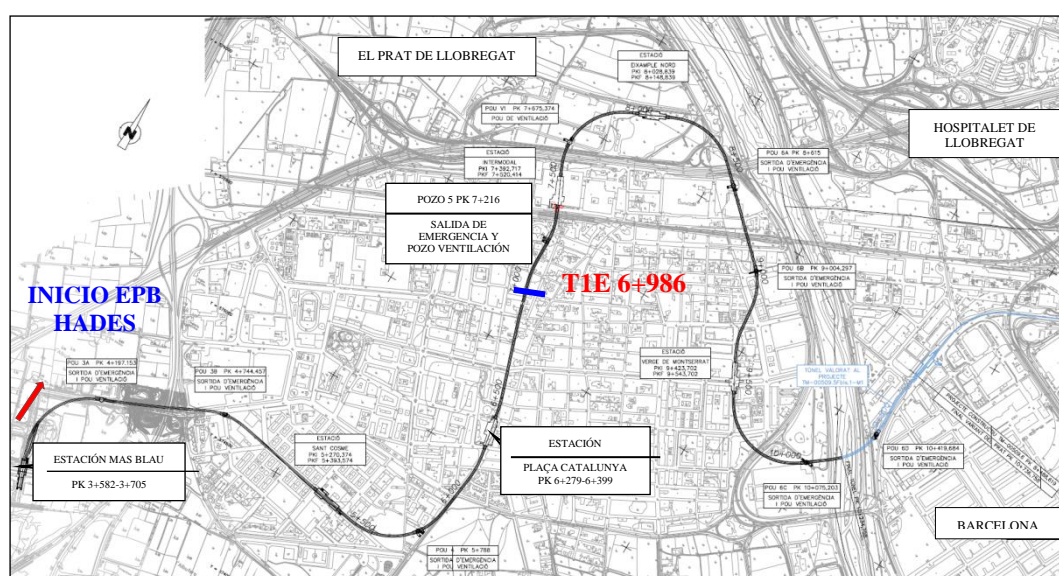


Figura 5. 36. Posición en planta de la sección de control T1E PK 6+986 en el subtramo T1E del trazado de la Línea 9

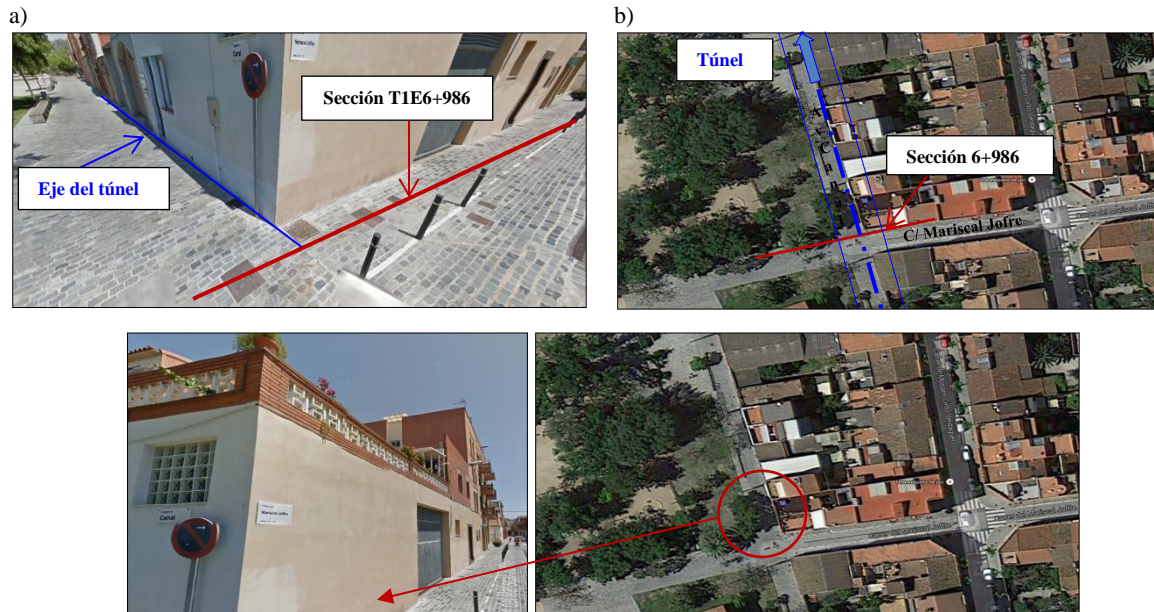


Figura 5. 37. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1E PK 6+986. Fuente: Google Maps c) Vista de los edificios situado en el extremo derecho de la excavación

Situación topográfica y geológica del túnel en la sección

En la sección T1E PK 6+986 el túnel de 9.40m de diámetro y doble vía al mismo nivel, se encuentra a una profundidad de $z_0 = -26.6$ m de la superficie hasta el centro de la excavación. La Figura 5.38 muestra la posición del túnel en planta y la Figura 5.39 el alzado y toda la instrumentación que ha sido instalada en esta sección. Los datos proporcionados por la instrumentación son aproximadamente de cinco meses de duración. Un mes antes del paso de la EPB y aproximadamente cuatro meses después del paso de la EPB.

Aunque la estabilización total del asiento vertical (considerado como S_v largo plazo) se produce en tan solo un mes después del paso de la tuneladora. El trazado del túnel hacia el Prat de Llobregat intercepta con la instrumentación con un ángulo de 90 grados aproximadamente (Figura 5.38).

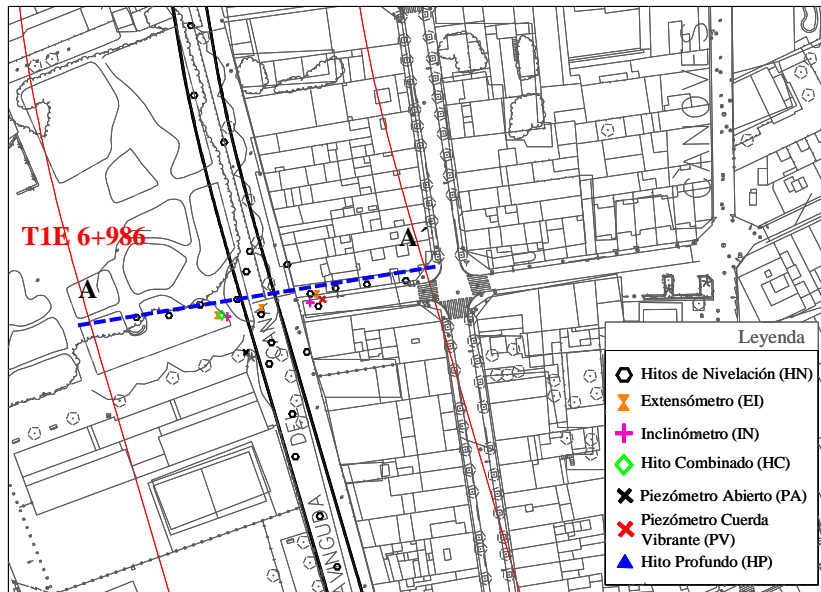


Figura 5. 38. Situación en planta del túnel y la sección de control T1E PK 6+986

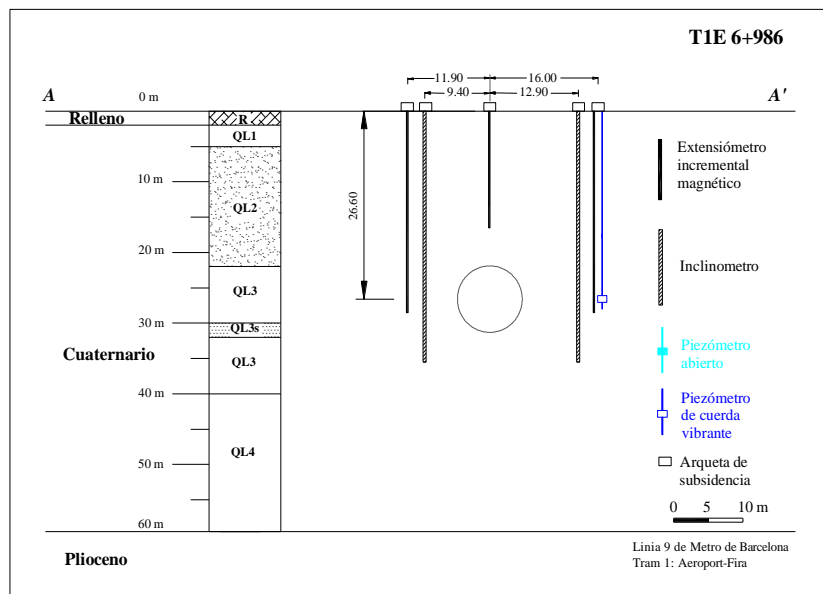


Figura 5. 39. Perfil de la instrumentación instalada en la sección de control T1E PK 6+986

Condiciones geológicas

La geología atravesada es estrictamente deltaica y la secuencia estratigráfica es la siguiente: 2 m de material de relleno, 2 m de arena fina marrón (QL1), por debajo de estas arenas encontramos 12 m de arenas fina gris (QL2) que comprenden el acuífero superior, un estrato de 7 m de potencia de limos arenosos grises (QL3m) y a continuación 14 m de arcillas limosas grises (QL3). Por último, existe una capa de 2m de potencia de limos arenosos grises (QL3m). El resto está compuesto por arenas limosas con grava (QL4)

que conforman el acuífero inferior (Figura 5.40). La clave del túnel se encuentra excavada en los limos arenosos grises (QL3m) y el resto de la excavación se encuentra en las arcillas limosas grises (QL3) (Figura 5.40).

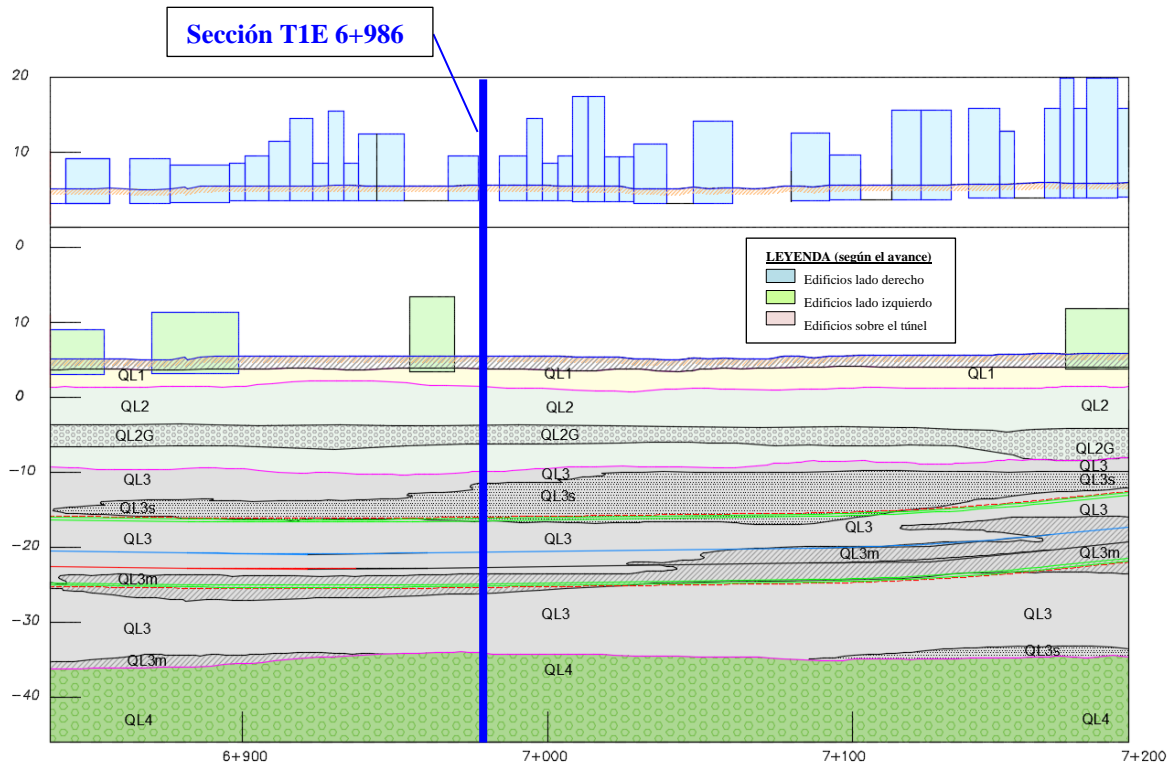


Figura 5. 40. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1E PK 6+986

Proceso constructivo del túnel

El túnel en la sección T1E PK 6+986 se construyó durante la tarde del 8 de diciembre de 2008. Se encuentra en el punto kilométrico T1E PK 6+986 que corresponde al anillo 2181. En este punto la tuneladora Hades S-279 ha excavado un total de 3252 metros desde la estación de Mas Blau y se encuentra a 7499.76 m del Pozo 1 situado en el aeropuerto del Prat (Figura 5.1) con rumbo final a la estación de Parc Logístic.

Durante el paso de la tuneladora por la sección excavada el avance fue de 43.3 anillos/día, que es equivalente a 65 m/día. La media de todo el subtramo T1E ha sido de 28.17 m/día equivalente a 18.78 anillo/día sin tener en cuenta los momentos en que la máquina estuvo parada. Las presiones de frente se mantuvieron entre 3.06 y 3.83 bar con un promedio de 3.50 bar, valor de presión de frente por encima de la media del Tramo 1 que ha sido de 2.60 bar (para más información: ver Figura 4.36).

Instrumentación y monitorización

Los datos más profundos registrados por la instrumentación se encuentran a $z = -28.5$ m de la superficie, y pertenecen a los extensómetros instalados a 11.9 m y 15.2 m del centro del túnel, superando en 2.8 m aproximadamente la profundidad de la solera de la excavación (Figura 5.39).

En superficie, se han instalado 11 hitos de nivelación, de los cuales, 10 hitos miden únicamente el movimiento vertical en la dirección (Z) en la superficie del terreno y se conocen como hitos de nivelación propiamente (1hn a 10hn), también se ha instalado otro hito de nivelación en superficie combinado (1hc), el cual proporciona la medida en las tres direcciones del espacio (X, Y, Z).

Para la medida de los movimientos verticales en profundidad se dispone de 3 extensómetros (1x a 3x), uno de ellos posicionado en el centro del túnel por encima de la clave (C_x000) y los otros dos a ambos lados de la excavación (L_x000) y (R_x000). La medida de los movimientos horizontales en profundidad se realiza mediante dos inclinómetros, uno a cada lado del túnel ($L_{IN}000$) y ($R_{IN}000$).

Por último, la medición del nivel freático es registrada mediante 1 piezómetro de cuerda vibrante instalado a 16 m del centro de la excavación.

En la Figura 5.39, se muestra toda la instrumentación tanto de superficie como en profundidad instalada en la sección T1E PK 6+986.

Más información sobre los tipos de instrumentación instalada y su precisión se puede encontrar en el Capítulo 3.

Sección de Control T1E PK 8+813

La sección T1E PK 8+813 está situada en el Tramo 1 de la Línea 9, concretamente en el subtramo T1E entre Pozo 6A y el Pozo 6B, justo antes del paso de las vías del tren de alta velocidad. Esta sección se encuentra a 5080.23 m de la estación de Mas Blau, lugar donde la tuneladora HADES empieza su excavación dirección Barcelona (Figura 5.41) y a 9327.99 m del Pozo 1 situado en el aeropuerto del Prat (Figura 5.1).

En el momento anterior y durante el paso de la tuneladora por la sección T1E PK 8+813, en la superficie se encontraban las instalaciones de la empresa Sarrió Figura 5.42a. En la actualidad, las instalaciones de la empresa Sarrió han sido desmontadas como se puede observar en la Figura 5.42b. Esta descarga del terreno no ha afectado a las medidas de asiento registrados y que se utilizarán para el cálculo de las cubetas de

asiento tanto a corto como a largo plazo en el capítulo posterior ya que los datos de registro son anteriores al traslado de la empresa.

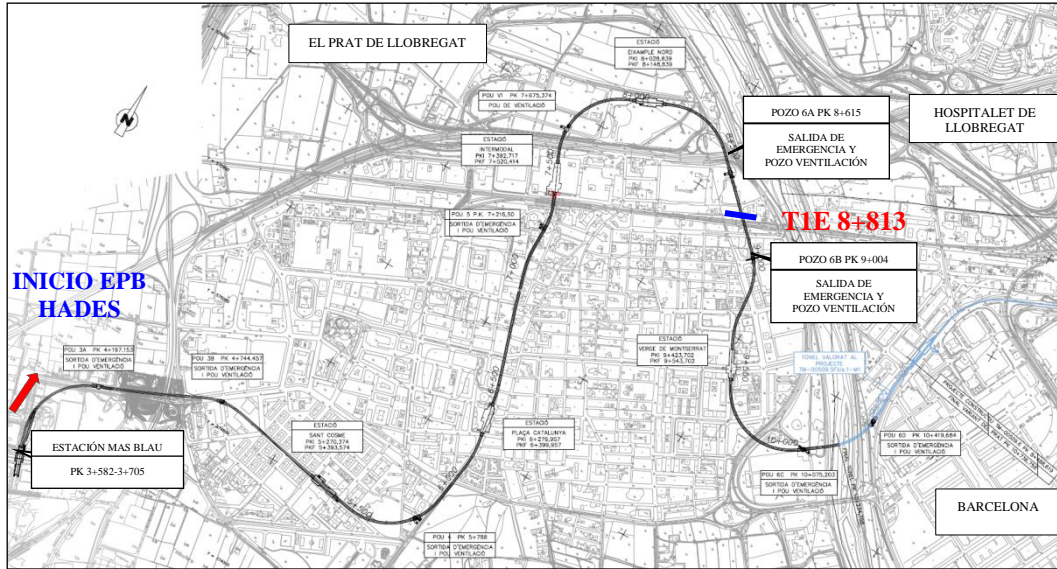


Figura 5. 41. Posición en planta de la sección de control T1E PK 8+813 en el subtramo T1A del trazado de la Línea 9

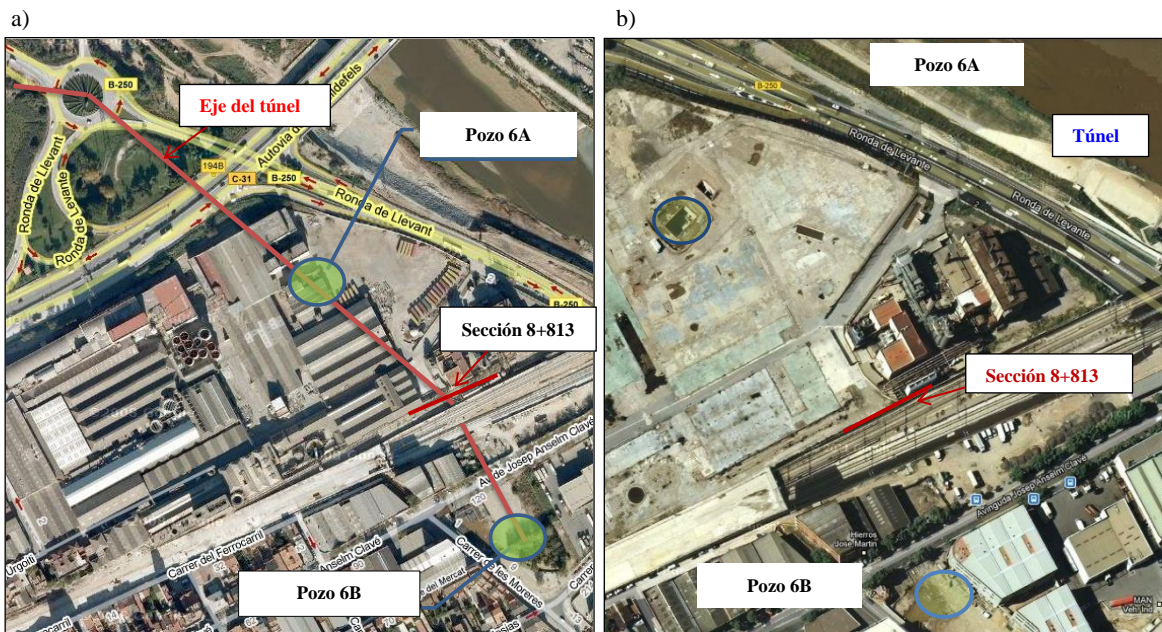


Figura 5. 42. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección T1E PK 8+813. Fuente: Google Maps

Situación topográfica y geológica del túnel en la sección

En la sección T1E PK 8+813 el túnel de 9.40m de diámetro y doble vía al mismo nivel, se encuentra a una profundidad de $z = -20.7$ m aproximadamente desde la superficie hasta el centro de la excavación. La Figura 5.43 muestra la posición del túnel en planta y la Figura 5.44 el alzado y toda la instrumentación que ha sido instalada en esta sección. Las medidas han sido tomadas con gran frecuencia durante los periodos donde la

tuneladora estaba muy cercana a la sección instrumentada. Los datos proporcionados por la instrumentación son aproximadamente de poco más de un mes y medio de duración. Un mes y medio antes del paso de la EPB y cuatro días después del paso de la EPB. En el capítulo siguiente veremos que el asiento conocido como a largo plazo (S_v a largo plazo) se ha considerado a tan solo cuatro días del paso de la tuneladora ya que no se disponía de más datos, lo que no garantiza que el asiento se haya estabilizado totalmente, pero como se ha comentado no se dispone de más registros. El trazado del túnel hacia el Prat de Llobregat intercepta con la instrumentación con un ángulo de 90 grados aproximadamente (Figura 5.43).

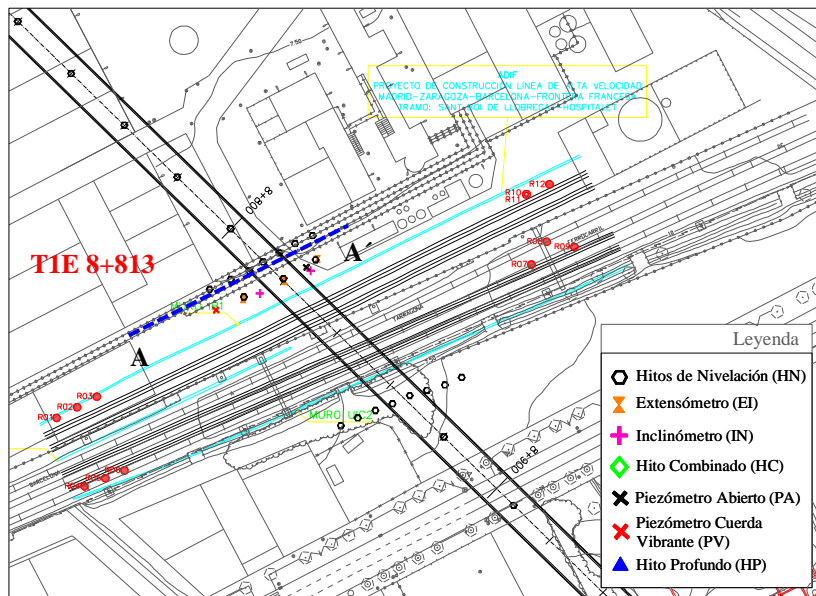


Figura 5. 43. Situación en planta del túnel y la sección de control TIE PK 8+813

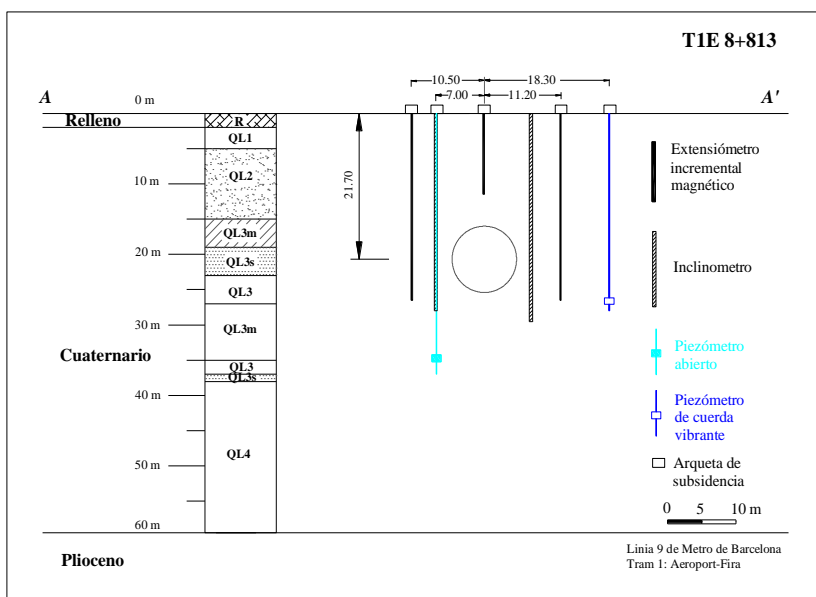


Figura 5. 44. Perfil de la instrumentación instalada en la sección de control TIE PK 8+813

Condiciones geológicas

La geología atravesada es estrictamente deltaica y la secuencia estratigráfica es la siguiente: los primeros metros está formado por 2 m de material de relleno. Por debajo de estos rellenos encontramos 13 m de arenas fina gris (QL2) que comprende el acuífero superior y a continuación un estrato de 10 m de potencia de arcillas limosas grises (QL3). Por debajo existe una capa de 5 m de potencia de limos arenosos grises (QL3m) y un último estrato antes del acuífero inferior de 9 m de potencia de arcillas limosas grises (QL3). El resto está compuesto por arenas limosas con grava (QL4) que conforman el acuífero inferior (Figura 5.45). La clave del túnel se encuentra excavada en el límite entre el acuífero superior formado por arena fina gris (QL2) y las arcillas limosas grises (QL3), todo el resto de la excavación se encuentra en este estrato de arcillas limosas con intercalaciones de limos arenosos y arenas finas (Figura 5.45).

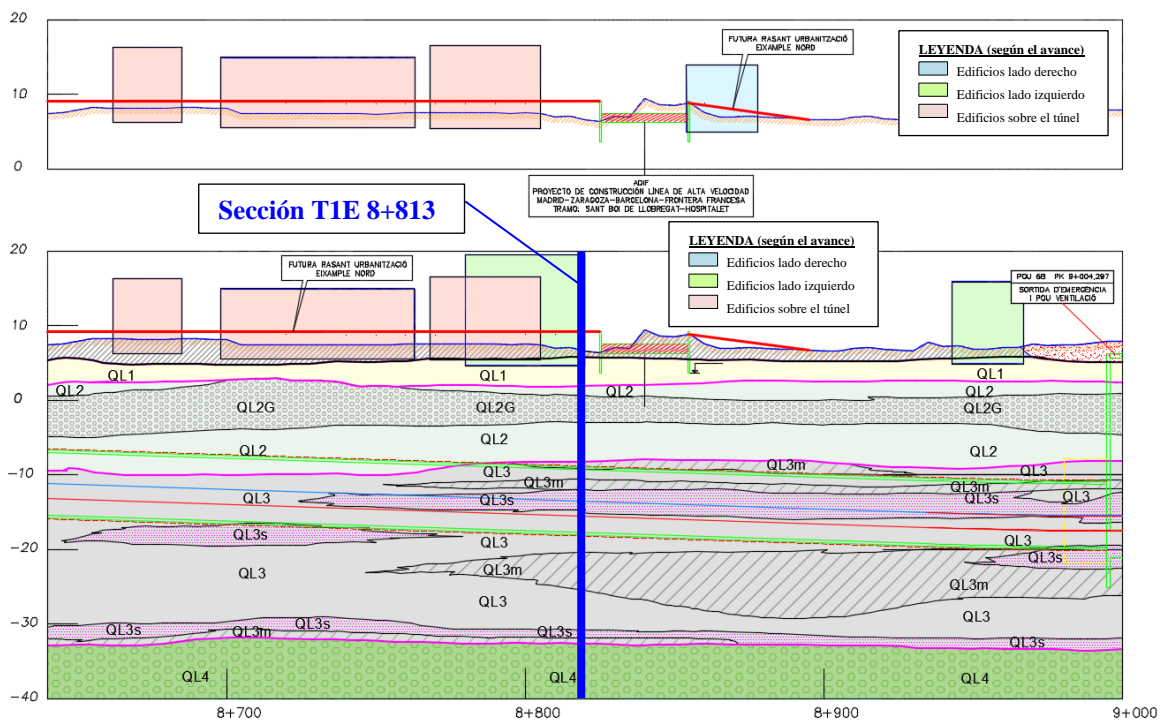


Figura 5. 45. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1E PK 8+813

Proceso constructivo del túnel

El túnel en la sección T1E PK 8+813 se construyó durante la madrugada del 23 de septiembre de 2009. Se encuentra en el punto kilométrico T1E PK 8+813 que corresponde al anillo 3398 a 5080.23 metros desde la estación de Mas Blau y a 9327.99 m del Pozo 1 situado en el aeropuerto del Prat con rumbo final a la estación de Parc Logístic.

Durante el paso de la tuneladora por la sección excavada el avance fue de 35.33 anillos/día, que es equivalente a 53 m/día. La media de todo el subtramo T1E ha sido de 28.17 m/día equivalente a 18.78 anillo/día sin tener en cuenta las paradas de la máquina. Las presiones de frente se mantuvieron entre 2.40 y 3.28 bar con un promedio de 2.86 bar, valor ligeramente superior a la presión media del Tramo1 estudiado (para más información: ver Figura 4.36).

Instrumentación y monitorización

Para el estudio de los movimientos verticales en superficie se han instalado 13 hitos de nivelación, de los cuales, 11 hitos miden únicamente el movimiento vertical en la dirección (Z) en la superficie del terreno y se conocen como hitos de nivelación propiamente (1hn a 11hn), 2 de los 13 hitos de nivelación son hitos combinados (2hc) muy cercanos a los inclinómetros y nos proporcionan las medidas en las tres direcciones del espacio (X, Y, Z).

Para la medida de los movimientos verticales en profundidad se dispone de 3 extensómetros (1x a 3x), uno de ellos posicionado en el centro del túnel por encima de la clave (C_x000) y los otros dos extensómetros se encuentran situados a ambos lados de la excavación superando en 1.1 m la solera del túnel. Uno de los extensómetros se encuentra situado en el lado izquierdo a -10.5 m del centro de la excavación (L_x105) y el otro en el lado derecho a +11.3 m del centro del túnel (R_x113). La medida de los movimientos horizontales en profundidad es medida mediante dos inclinómetros, uno a cada lado del túnel (L_{IN}070) y (R_{IN}069).

En la Figura 5.44, se muestra toda la instrumentación tanto de superficie como en profundidad instalada en la sección T1E PK 8+813.

Más información sobre los tipos de instrumentación instalada y su precisión se puede encontrar en el Capítulo 3.

Sección de Control T1E PK 9+753

La sección T1E 9+753 se encuentra en el Tramo 1 de la Línea 9, concretamente en el subtramo T1E entre la estación de Verge de Montserrat (actual estación Les Moreres) y el Pozo 6C. Esta sección se encuentra a 6018.54 m de la estación de Mas Blau, lugar donde la tuneladora HADES empieza su excavación dirección Barcelona (Figura 5.46) y a 10266.3 m del Pozo 1 situado en el aeropuerto del Prat (Figura 5.1).

La instrumentación se encuentra instalada en ambos lados de la excavación sobre la acera como se observa en la Figura 5.47.

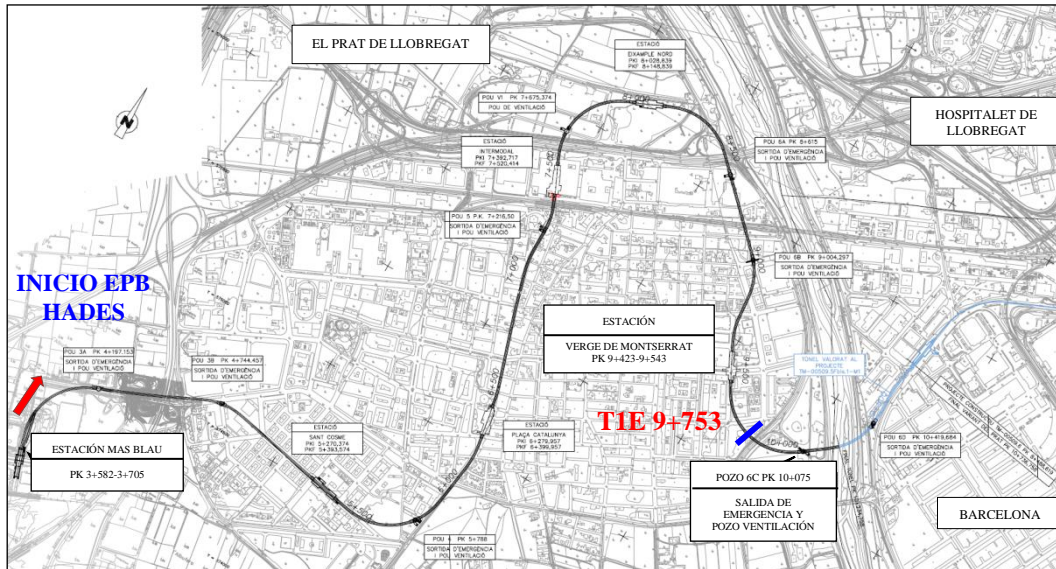
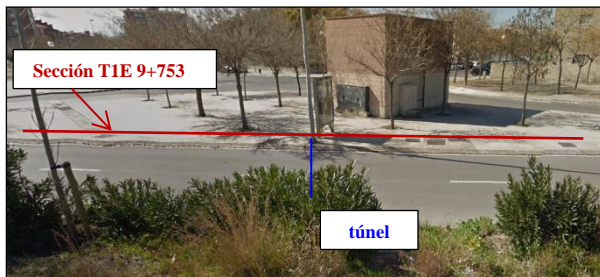


Figura 5. 46. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control TIE PK 9+753

a)



b)



Figura 5. 47. a) Vista desde satélite en alzado b) Vista desde satélite en planta, sección TIE PK 9+753. Fuente: Google Maps

Situación topográfica y geológica del túnel en la sección

En la sección TIE PK 9+753 el túnel de 9.40m de diámetro y doble vía al mismo nivel, se sitúa a una profundidad de $z_0 = -21.5$ m aproximadamente desde la superficie hasta el centro de la excavación. La Figura 5.48 muestra la posición del túnel en planta y la Figura 5.49 el alzado y toda la instrumentación que ha sido instalada en esta sección. Las medidas han sido tomadas con gran frecuencia durante los periodos donde la tuneladora estaba muy cercana a la sección instrumentada. Los datos proporcionados por la instrumentación son aproximadamente algo más de seis meses de duración. Algo más de un mes antes del paso de la EPB y cinco meses después del paso de la EPB. En el capítulo siguiente veremos que el asiento conocido como a largo plazo (S_v a largo plazo) en esta sección se ha considerado quince días del paso de la tuneladora, donde el asiento se puede considerar que es estable.

El trazado del túnel hacia el Prat de Llobregat intercepta con la instrumentación con un ángulo de 90 grados aproximadamente (Figura 5.48).

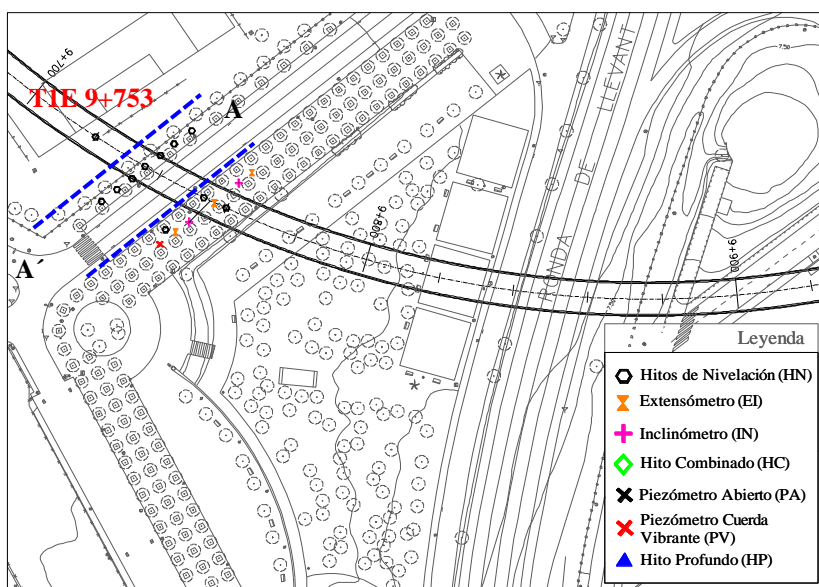


Figura 5. 48. Situación en planta del túnel y la sección de control TIE PK 9+753

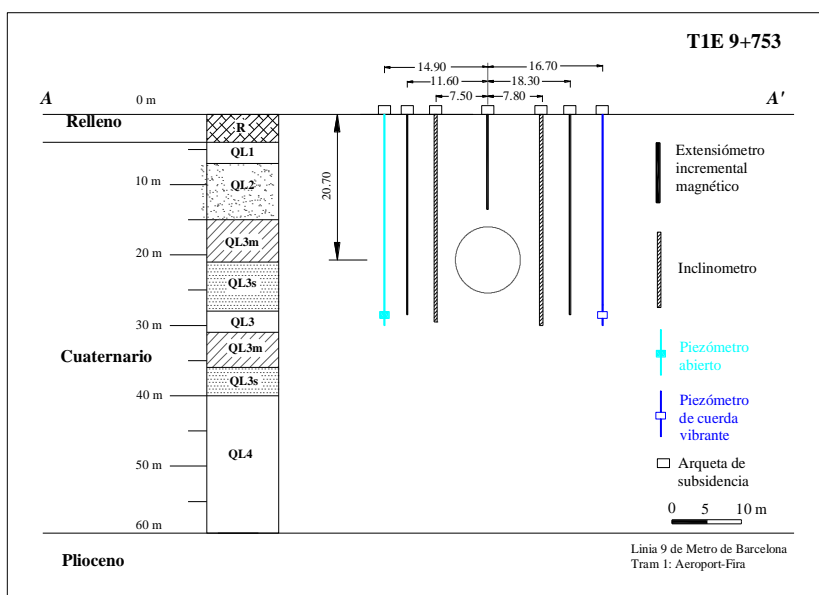


Figura 5. 49. Perfil topográfico de la sección de control TIE PK 9+753 y la instrumentación instalada

Condiciones geológicas

La geología atravesada es estrictamente deltaica y la secuencia estratigráfica es la siguiente: los primeros metros está formado por 2 m de material de relleno. Por debajo de estos rellenos encontramos 2 m de arena fina marrón (QL1), a continuación, se encuentra el acuífero superior formado por arena fina gris (QL2) de 13 m de profundidad. Por debajo de este estrato encontramos las arcillas limosas de 10 m de potencia (QL3).

Por debajo existe una capa de 6 m de potencia de limos arenosos grises (QL3s) y un último estrato antes del acuífero inferior de 2 m de potencia de arcillas limosas grises (QL3). El resto está compuesto por arenas limosas con grava (QL4) que conforman el acuífero inferior (Figura 5.50). La clave del túnel se encuentra excavada en el límite entre el acuífero superior formado por arena fina gris (QL2) y las arcillas limosas grises (QL3), todo el resto de la excavación se encuentra en este estrato de arcillas limosas (Figura 5.50).

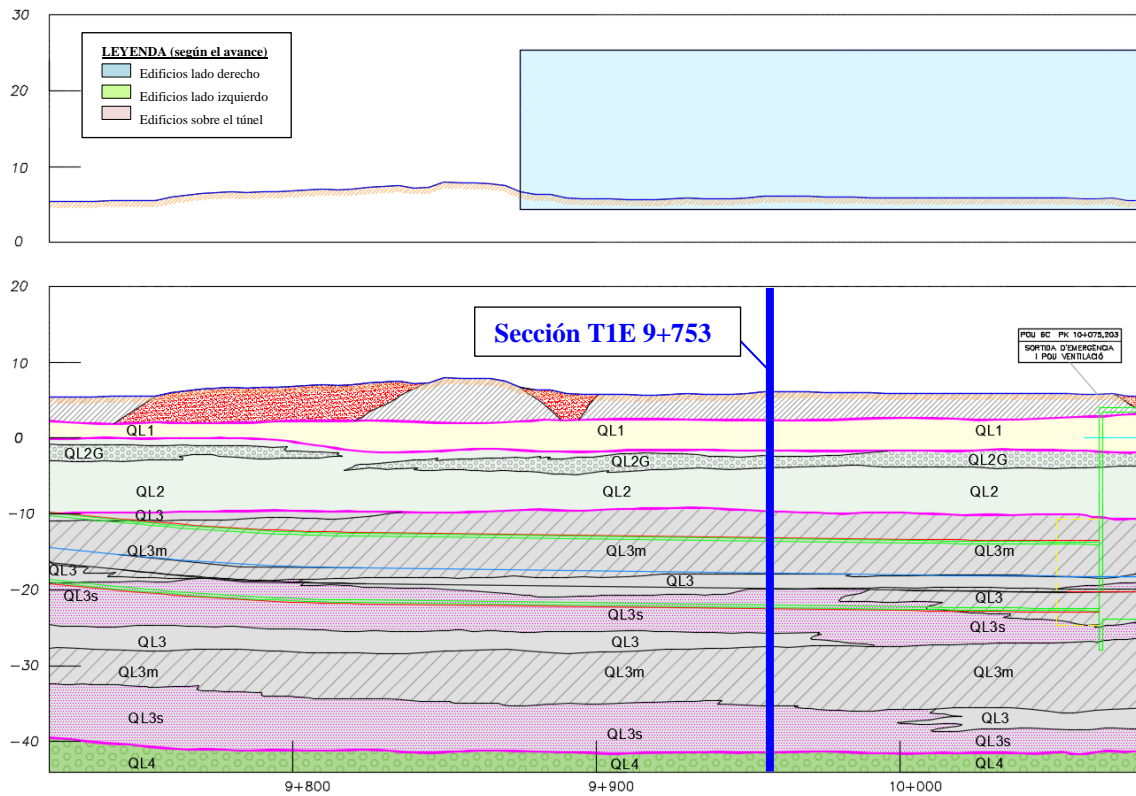


Figura 5. 50. Perfil geológico e instalaciones en superficie de la sección de control T1E PK 9+753

Proceso constructivo del túnel

El túnel en la sección T1E PK 9+753 se construyó durante la tarde del 9 de diciembre de 2009. Se encuentra en el punto kilométrico PK 9+753 que corresponde al anillo 4025, a 6018.54 metros desde la estación de Mas Blau y con rumbo final la estación de Parc Logístic y a 10266.3 m del Pozo 1 situado en el aeropuerto del Prat (Figura 5.1).

Durante el paso de la tuneladora por la sección excavada el avance fue de 35 anillos/día, que es equivalente a 52.5 m/día. La media de todo el subtramo T1E ha sido de 28.17 m/día equivalente a 18.78 anillo/día sin tener en cuenta las paradas de la máquina. Las presiones de frente se mantuvieron entre 2.43 y 3.79 bar con

un promedio de 3.09 bar, algo superior a la media de presión en el frente de todo el Tramo 1 que fue de 2.60 bar (para más información: ver Figura 4.36).

Instrumentación y monitorización

Para el estudio de los movimientos verticales en superficie se han instalado 10 hitos de nivelación, todos ellos miden únicamente el movimiento vertical en la dirección (Z) en la superficie del terreno y se conocen como hitos de nivelación propiamente (1hn a 10hn). Para la medida de los movimientos verticales en profundidad se dispone de 3 extensómetros (1x a 3x), uno de ellos posicionado en el centro del túnel por encima de la clave (C_x000) y los otros dos extensómetros se encuentran situados a ambos lados de la excavación superando en 2.1 m la solera del túnel. Uno de los extensómetros se encuentra situado en el lado izquierdo a -11.97 m del centro de la excavación (L_x119) y el otro en el lado derecho a +11.61 m del centro del túnel (R_x116). La medida de los movimientos horizontales en profundidad es registrada mediante dos inclinómetros, uno a cada lado del túnel (L_{IN}075) y (R_{IN}078).

En la Figura 5.49, se muestra toda la instrumentación tanto de superficie como en profundidad instalada en la sección T1E PK 9+753.

Más información sobre los tipos de instrumentación instalada y su precisión se puede encontrar en el Capítulo 3.

5.3 Movimiento vertical del terreno en superficie y en profundidad

En este apartado se muestran los desplazamientos verticales en superficie y en profundidad para varias profundidades del terreno. Estos desplazamientos se representan en forma de asientos verticales (S_v), en la dirección transversal al eje de excavación (cubetas transversales de asiento) y en forma de asientos verticales (δ_v) en dirección longitudinal a la excavación (cubetas longitudinales de asiento).

5.3.1 Cubetas transversales de asiento a corto plazo y a largo plazo

El estudio de las cubetas de asiento vertical en superficie para un movimiento del terreno considerado a corto plazo y a largo ha sido estimado mediante la curva de Gauss descrita por (Peck, 1969) como hemos visto en el Capítulo 4. La ecuación del perfil Gaussiano se describe en Capítulo 2. En este tipo de perfil, la anchura de la cubeta está relacionada con el parámetro “i”. Este parámetro ha sido ajustado por los métodos de ajuste siguientes: mínimos cuadrados, logarítmico, considerando un $K=0.5$ y mediante el método de Montecarlo ya comentados en el Capítulo 4.

En el caso de los movimientos verticales en profundidad, estos movimientos han sido estimados mediante las medidas proporcionadas por los extensómetros instalados en cada una de las secciones de control descritas en el apartado anterior.

El volumen de la cubeta de asiento en profundidad ha sido estimado al igual que en superficie mediante la suma de las áreas de los trapecios enmarcados por el ajuste de la curva Gaussiana. El volumen se ha calculado por metro de túnel. En la parte izquierda de la Figura 5.51, vemos la distribución Gaussiana ajustada mediante mínimos cuadrados a los datos de campo proporcionados por extensómetros y por un hito en profundidad, a la derecha se muestra los trapecios que forman esta área de la cubeta de asientos. La suma de las áreas de cada uno de los trapecios multiplicados por la unidad conforma el volumen de asientos de la cubeta.

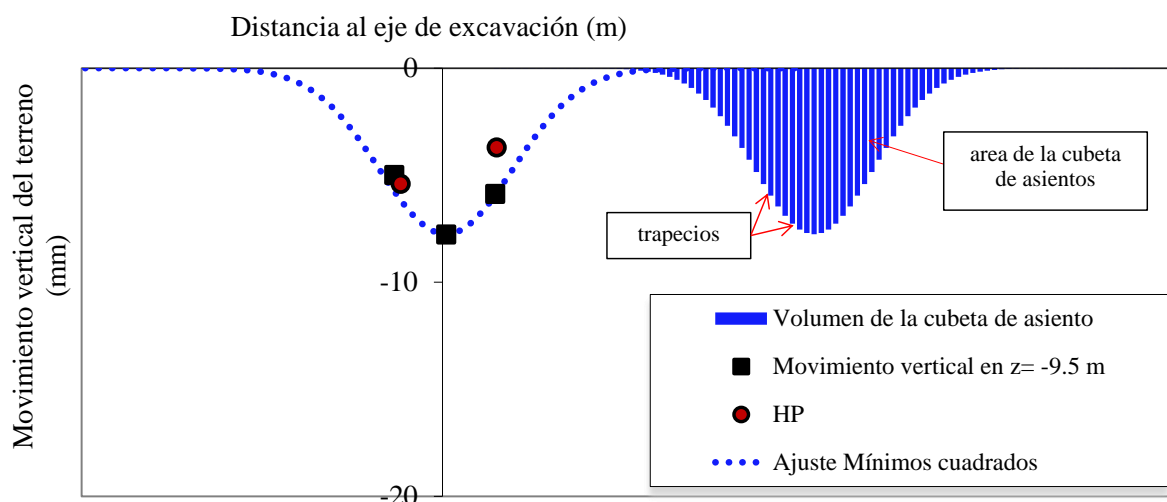


Figura 5. 51. Perfil transversal de los movimientos verticales en la sección T1D 4+150 para una profundidad de $z=-9.5$ m, ajuste de la curva Gaussiana mediante mínimos cuadrados y volumen de la cubeta de asientos representada mediante trapecios

El ajuste de esta curva de Gauss a los movimientos en profundidad, se ha realizado mediante el ajuste del parámetro “i” (anchura de la cubeta), mediante mínimos cuadrados y mediante el método logarítmico.

Además, en este caso, también se ha querido considerar un tercer ajuste suponiendo que la pérdida de volumen de terreno en superficie permanece constante en profundidad. Esta hipótesis es válida considerando que la respuesta inmediata del terreno en la excavación de túneles en arcillas saturadas puede suponerse que tendrá lugar sin cambio de volumen, por lo que las pérdidas de volumen de terreno que ocurran a nivel de túnel tienden a resultar iguales al volumen de asentamientos en la superficie del suelo (Leca, E. et al., 2000).

Teniendo en cuenta, este valor de la pérdida de volumen de terreno constante en profundidad (V_L) y la expresión: $S_{max} = -0.3113 \cdot V_L \cdot D^2/i$ (mostrada en el Capítulo 2), podemos obtener el valor de la anchura de la cubeta de asientos para la profundidad deseada.

Una vez calculado el valor de la anchura de la cubeta de asientos, para el estudio de la variación del parámetro K con la profundidad se ha empleado la expresión propuesta por (Mair, R.J. et al., 1993) (ver Capítulo 2).

A continuación, en las Tablas 5.1 y Tabla 5.2 se presenta el resumen de todos los parámetros de ajuste de las cubetas tanto a corto como a largo plazo por los tres métodos descritos anteriormente, para para las profundidades de: $z = -3.5$ m; $z = -6.5$ m; $z = -9.5$ m y $z = -11.5$ m; $z = -13.5$ m y $z = -16.5$ m en las diez secciones de control estudiadas. Las cubetas de asiento se presentan en el Anejo VII.

Es bien cierto, que se obtiene alguna discrepancia con los datos de campo, como hemos visto en el Capítulo 4, sobre todo a largo plazo, pero en vista del número de extensómetros instalados en cada sección de estudio creemos que no se dispone de suficientes datos en profundidad para ajustar otra curva con más garantías.

Cabe decir, que el asiento máximo considerado a corto plazo ($S_{v \text{ máx a corto plazo}}$) como el asiento máximo considerado a largo plazo ($S_{v \text{ máx a largo plazo}}$) ha sido considerado a partir de la distribución de asiento longitudinal, que veremos en el apartado 5.3.2 siguiente. Se ha considerado movimiento vertical a corto plazo, aproximadamente entre los 50 a 150 m del frente de excavación y un movimiento vertical a largo plazo, aproximadamente entre los 180-950m del frente del frente de excavación.

Además, se asume que el perfil de la cubeta de asientos transversales en profundidad es caracterizado mediante la distribución Gaussiana, de la misma manera que para el perfil de asientos en superficie. Sin embargo, las medidas de asientos en profundidad indican como veremos a continuación, que el parámetro K incrementa con la profundidad, proporcionando perfiles de asiento más anchos en las cercanías de la excavación al igual que en (Mair, R.J. et al., 1993), si lo comparamos con los resultados obtenidos considerando un valor fijo e igual a $K=0.5$.

En visto de los resultados podemos decir que, cuando el asiento recogido por el extensómetro central no aumenta con la profundidad el método de considerar la pérdida de volumen constante en profundidad, infravalora la anchura de la cubeta de asientos y el valor de la pérdida de volumen de terreno a corto plazo (Anejo VII: sección T1D PK 4+000, sección T1E PK 8+813). Por otro lado, en los casos en que puntos alejados del centro de la excavación, tengan un valor de asiento algo mayor, modifica la recta de regresión en el método logarítmico y, por tanto, la anchura de la cubeta de ajuste en superficie (Anejo VII: sección T1D PK 4+150, sección T1A PK 4+240). Por último, también se ha observado asimetría en alguna de las cubetas transversales de asiento. Se han registrado asientos verticales mayores en un lado de la excavación que en el otro lado de la excavación, debido a que en superficie el terreno también se encuentra cargado de diferente manera. En este caso, únicamente a corto plazo, se producen pequeños levantamientos, más pronunciados en el lado no cargado en superficie. En estos casos el método de ajuste de mínimos cuadrados y ajuste logarítmico sobrepredice ligeramente el valor de la pérdida de volumen de terreno en superficie (Anejo VII: sección T1E PK 6+986).

En la Figura 5.52 y Figura 5.53 se representan los valores de la anchura de la cubeta de asientos resultante (parámetro i), mediante el ajuste por mínimos cuadrados para cada una de las profundidades citadas anteriormente: $z=0$ m; $z=-3.5$ m; $z=-6.5$ m; $z=-9.5$ m; $z=-11.5$ m; $z=-13.5$ m. Las Figuras han sido normalizadas en función de la profundidad a la que se encuentra el eje del túnel en cada caso (z_0).

LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA. TRAMO 1 AEROPORT DEL PRAT – PARC LOGÍSTIC

SECCIÓN	Prof EJE	Prof Cubeta	a corto plazo	AJUSTE MÍNIMOS CUADRADOS			AJUSTE LOGARITMICO			VOLUME LOSS CONSTANTE		
			S _v	I	K ajustado	V _{loss}	i	K ajustado	V _{loss}	i	K	V _{loss}
PK	Z ₀ (m)	Z (m)	(mm)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)
2+750	-21.40	0	-11.55	10.95	0.51	0.46	10.83	0.51	0.45	10.95	0.51	0.46
		-3.5	-11.08	10.65	0.59	0.49	10.91	0.61	0.51	9.82	0.55	0.46
		-6.5	-12.80	9.17	0.62	0.52	9.49	0.64	0.54	8.05	0.54	0.46
		-9.5	-13.65	8.08	0.68	0.51	8.78	0.74	0.56	7.20	0.78	0.46
4+000	-20.20	0	-18.55	8.55	0.42	0.57	8.16	0.40	0.55	8.55	0.42	0.57
		-3.5	-17.37	-	-	-	-	-	-	9.13	0.54	0.57
		-6.5	-20.85	8.99	0.65	0.68	8.96	0.65	0.68	7.60	0.55	0.57
		-9.5	-21.13	8.59	0.80	0.66	8.58	0.80	0.66	7.50	0.70	0.57
4+150	-18.70	0	-5.78	9.42	0.50	0.20	10.40	0.56	0.22	9.42	0.50	0.20
		-3.5	-6.52	7.97	0.63	0.25	7.88	0.52	0.19	8.34	0.55	0.20
		-6.5	-6.52	9.71	0.52	0.19	9.71	0.80	0.23	8.34	0.68	0.20
		-9.5	-6.19	11.37	0.80	0.23	11.37	1.24	0.25	8.79	0.95	0.20
3+810	-17.90	0	-25.89	8.35	0.47	0.78	8.20	0.46	0.77	8.35	0.47	0.78
		-3.5	-26.03	7.49	0.52	0.70	7.53	0.52	0.71	8.30	0.58	0.78
		-6.5	-26.18	6.90	0.61	0.65	6.94	0.61	0.66	8.26	0.72	0.78
		-8.5	-27.95	6.12	0.65	0.62	6.28	0.67	0.63	7.73	0.82	0.78
3+993	-18.40	0	-32.60	9.98	0.54	1.17	10.16	0.55	1.20	9.97	0.54	1.17
		-3.5	-35.24	8.61	0.58	1.10	8.62	0.58	1.10	9.22	0.62	1.17
		-6.5	-36.30	8.08	0.68	1.06	8.09	0.68	1.06	8.95	0.75	1.17

Tabla 5. 1. Resumen de los parámetros de las cubetas transversales de asiento a corto plazo de las secciones de control estudiadas

LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA. TRAMO 1 AEROPORT DEL PRAT – PARC LOGÍSTIC

SECCIÓN	Prof EJE	Prof Cubeta	a corto plazo	AJUSTE MÍNIMOS CUADRADOS				AJUSTE LOGARITMICO			VOLUME LOSS CONSTANTE		
			S _v	i	K ajustado	V _{loss}	i	K ajustado	V _{loss}	i	K	V _{loss}	
PK	Z ₀ (m)	Z (m)	(mm)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)	
4+140	-20.7	0	-14.08	11.17	0.54	0.57	11.64	0.56	0.59	11.17	0.54	0.57	
4+240	-20.7	0	-12.22	7.32	0.35	0.32	9.55	0.46	0.42	7.32	0.35	0.32	
		-3.5	-13.76	7.33	0.43	0.36	7.13	0.41	0.35	6.49	0.38	0.32	
		-6.5	-15.15	6.44	0.45	0.35	6.41	0.45	0.35	5.90	0.42	0.32	
		-9.5	-16.08	5.96	0.53	0.35	5.99	0.54	0.35	5.56	0.50	0.32	
		-13.5	-17.01	5.29	0.73	0.32	5.50	0.76	0.34	5.25	0.73	0.32	
6+986	-26.6	0	-3.37	8.89	0.33	0.10	10.98	0.41	0.13	8.89	0.34	0.11	
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
8+813	-20.7	0	-2.70	6.49	0.31	0.06	6.39	0.31	0.06	6.49	0.31	0.06	
		-3.5	-2.87	6.15	0.36	0.06	6.17	0.36	0.06	5.78	0.34	0.06	
		-6.5	-3.13	5.29	0.37	0.06	4.17	0.29	0.05	5.30	0.37	0.06	
		-9.5	-3.13	-	-	-	-	-	-	5.30	0.31	0.06	
9+753	-21.7	0	-4.20	7.64	0.35	0.11	8.11	0.37	0.12	7.64	0.35	0.11	
		-3.5	-4.46	3.91	0.21	0.06	4.41	0.24	0.07	6.71	0.37	0.11	
		-6.5	-4.77	5.24	0.34	0.09	6.53	0.43	0.11	6.28	0.41	0.11	
		-9.5	-4.77	4.35	0.36	0.07	6.49	0.53	0.11	6.28	0.51	0.11	
		-11.5	-4.72	3.84	0.38	0.07	4.32	0.42	0.07	6.34	0.62	0.11	

Tabla 5. 1. Continuación, resumen de los parámetros de las cubetas transversales de asiento a corto plazo de las secciones de control estudiadas

LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA. TRAMO 1 AEROPORT DEL PRAT – PARC LOGÍSTIC

SECCIÓN	Prof EJE	Prof Cubeta	a largo plazo	AJUSTE MÍNIMOS CUADRADOS			AJUSTE LOGARITMICO			VOLUME LOSS CONSTANTE		
			S _v	i	K ajustado	V _{loss}	i	K ajustado	V _{loss}	i	K	V _{loss}
PK	Z ₀ (m)	Z (m)	(mm)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)
2+750	-21.40	0	-14.30	10.28	0.48	0.53	10.22	0.48	0.53	10.22	0.48	0.53
		-3.5	-14.84	11.21	0.63	0.61	11.41	0.64	0.61	9.88	0.55	0.53
		-6.5	-17.34	9.68	0.65	0.61	9.59	0.64	0.60	8.45	0.57	0.53
		-9.5	-18.88	8.89	0.75	0.61	9.25	0.78	0.63	7.76	0.65	0.53
4+000	-20.20	0	-22.30	9.30	0.46	0.75	9.14	0.45	0.74	9.30	0.46	0.75
		-3.5	-23.55	8.99	0.54	0.76	8.99	0.54	0.76	8.81	0.53	0.75
		-6.5	-24.34	8.59	0.63	0.76	8.59	0.63	0.76	8.52	0.62	0.75
		-9.5	-24.50	8.57	0.80	0.76	8.57	0.80	0.76	8.47	0.79	0.75
4+150	-18.70	0	-6.50	10.97	0.59	0.26	10.80	0.58	0.25	10.97	0.59	0.26
		-3.5	-7.06	8.95	0.59	0.23	8.93	0.59	0.23	10.19	0.67	0.26
		-6.5	-7.57	8.57	0.70	0.23	8.52	0.70	0.23	9.50	0.78	0.26
		-9.5	-7.76	8.25	0.90	0.23	8.20	0.89	0.23	9.27	1.01	0.26
3+810	-17.90	0	-28.11	8.05	0.45	0.82	8.32	0.47	0.85	8.05	0.45	0.82
		-3.5	-28.69	7.57	0.53	0.78	7.53	0.52	0.78	8.09	0.56	0.82
		-6.5	-29.03	6.96	0.61	0.73	6.94	0.61	0.73	8.15	0.71	0.82
		-8.5	-30.35	6.29	0.67	0.69	6.29	0.67	0.69	8.40	0.89	0.82
3+993	-18.40	0	-36.19	9.57	0.52	1.25	9.94	0.54	1.30	9.57	0.52	1.25
		-3.5	-37.36	8.42	0.57	1.14	8.43	0.57	1.14	9.26	0.62	1.25
		-6.5	-38.26	7.93	0.67	1.10	7.93	0.67	1.10	9.05	0.76	1.25

Tabla 5. 2. Resumen de los parámetros de las cubetas transversales de asiento a largo plazo de las secciones de control estudiadas

LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA. TRAMO 1 AEROPORT DEL PRAT – PARC LOGÍSTIC

SECCIÓN	Prof EJE	Prof Cubeta	a largo plazo				AJUSTE MÍNIMOS CUADRADOS			AJUSTE LOGARITMICO			VOLUME LOSS CONSTANTE		
			S _v	i	K ajustado	V _{loss}	i	K ajustado	V _{loss}	i	K	V _{loss}			
PK	Z ₀ (m)	Z (m)	(mm)	(m)		(%)	(m)		(%)	(m)		(%)			
4+140	-20.7	0	-16.97	11.82	0.57	0.72	12.51	0.60	0.77	11.82	0.57	0.72			
4+240	-20.7	0	-18.10	11.1	0.54	0.73	12.57	0.61	0.82	11.1	0.54	0.73			
		-3.5	-19.12	9.86	0.57	0.68	9.67	0.56	0.67	10.50	0.61	0.73			
		-6.5	-20.46	8.78	0.62	0.65	8.69	0.61	0.64	9.81	0.69	0.73			
		-9.5	-21.42	8.33	0.74	0.64	8.30	0.74	0.64	9.37	0.84	0.73			
		-13.5	-22.48	7.53	1.05	0.61	7.57	1.05	0.61	8.93	1.24	0.73			
6+986	-26.6	0	-8.02	14.36	0.54	0.42	13.74	0.52	0.40	14.36	0.54	0.42			
		-3.5	-8.23	12.60	0.55	0.37	12.77	0.56	0.38	14.11	0.61	0.42			
		-6.5	-8.36	12.00	0.60	0.36	12.20	0.61	0.37	13.89	0.69	0.42			
		-9.5	-8.50	10.98	0.65	0.34	11.16	0.66	0.34	13.67	0.80	0.42			
		-13.5	-8.72	10.52	0.81	0.33	10.77	0.83	0.34	13.32	1.02	0.42			
		-16.5	-9.24	9.15	0.91	0.31	9.42	0.94	0.31	12.57	1.26	0.42			
8+813	-20.7	0	-4.60	8.48	0.41	0.14	8.91	0.43	0.15	8.48	0.41	0.14			
		-3.5	-4.97	8.02	0.47	0.14	8.04	0.47	0.14	7.79	0.45	0.14			
		-6.5	-5.42	6.94	0.49	0.14	6.93	0.49	0.14	7.14	0.50	0.14			
		-9.5	-5.66	6.18	0.55	0.13	6.10	0.54	0.12	6.84	0.61	0.14			
9+753	-21.7	0	-5.6	7.86	0.36	0.16	8.00	0.37	0.16	7.86	0.36	0.16			
		-3.5	-5.87	7.45	0.43	0.16	7.38	0.41	0.16	7.75	0.43	0.16			
		-6.5	-5.99	7.66	0.54	0.17	7.48	0.49	0.16	7.34	0.48	0.16			
		-9.5	-6.17	7.56	0.67	0.17	7.29	0.60	0.16	7.12	0.58	0.16			
		-11.5	-6.24	7.14	0.78	0.16	6.86	0.67	0.15	7.04	0.69	0.16			

Tabla 5.2. Continuación, resumen de los parámetros de las cubetas transversales de asiento a largo plazo de las secciones de control estudiadas

Una vez representados los valores resultados, en la Figura 5.52a se observa una gran dispersión de los datos del parámetro i con la profundidad. Los datos pertenecen a un movimiento considerado a corto plazo, donde no se puede observar ninguna tendencia clara del parámetro “ i ” con la profundidad. Sin en cambio, en la Figura 5.52b, se puede ver, que la anchura de la cubeta de asientos en profundidad con un movimiento considerado a largo plazo, parte de un valor medio de $i/z_0=0.5$ que corresponde a un $K=0.5$ y este valor disminuye con la profundidad. En la Figura 5.53a además de los datos de anchura de la cubeta de asientos con un movimiento considerado a largo plazo, también se muestra la regresión lineal para un valor de $K=0.5$ y la regresión lineal propuesta por Mair et al., 1993 de los datos sobre las arcillas de Londres. En la Figura 5.53b además de todos los datos presentados en la anterior Figura se presenta en esta tesis una mejora de la regresión lineal para nuestros datos de campo de la Línea 9.

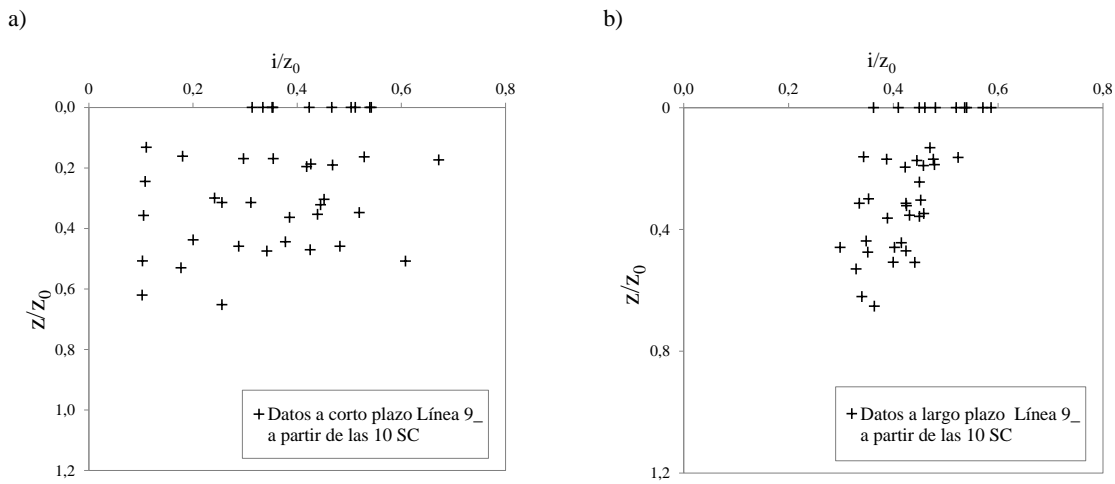


Figura 5. 52. Variación de la anchura de la cubeta “ i ” con la profundidad a corto y a largo plazo en las SC estudiadas

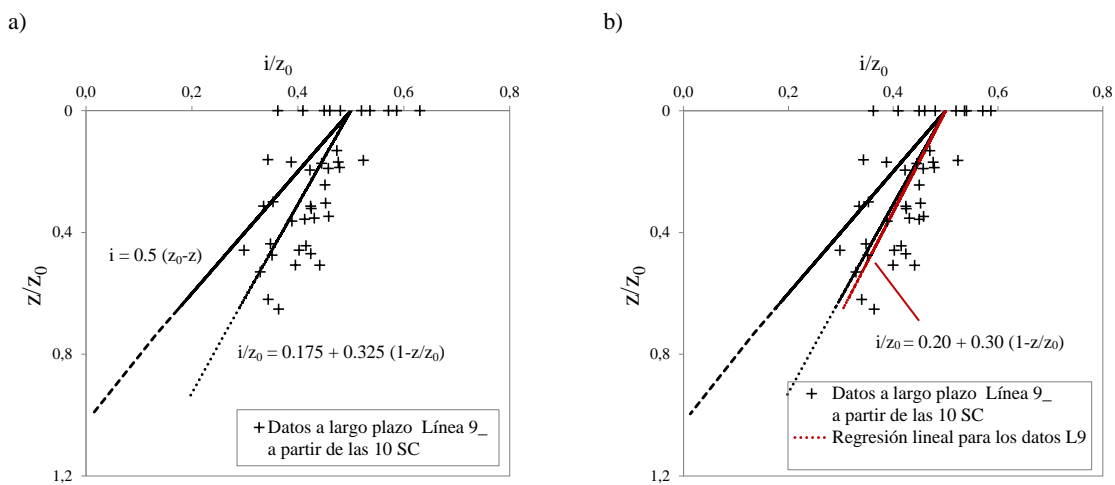


Figura 5. 53. Variación de la anchura de la cubeta “ i ” con la profundidad a largo plazo en las SC estudiadas. a) Regresiones lineales propuestas por Mair et. al., 1993 b) Regresión lineal propuesta en esta tesis

El método para determinar el valor de “ i ” graficado en la Figura 5.52 y Figura 5.53 ha sido mediante el ajuste por mínimos cuadrados de la curva Gaussiana a los datos de campo, aunque también se ha estimado este valor de anchura de la cubeta de asientos, según el ajuste del método logarítmico propuesto por Mair et al., 1993 ya comentado con anterioridad en este Capítulo. En vista de los resultados, con ambos métodos resultan valores muy similares en profundidad como se observa en la Figura 5.54a. Existe alguna discrepancia en superficie si comparamos los dos métodos, pero en profundidad el resultado es muy parecido.

Por último, también se ha querido considerar un tercer método de cálculo del parámetro “ i ” en profundidad, considerando una pérdida de volumen constante con la profundidad. Las condiciones de excavación se realizan en condiciones no drenadas, por lo tanto, el volumen de la cubeta de asientos en profundidad no debería cambiar con la profundidad. Se mantiene constante ese valor y se recalculan los valores del resto de los parámetros que conforman la cubeta de asientos transversales. El resultado se muestra en la Figura 5.54b. En el caso de considerar una pérdida de volumen constante los valores hallados se aproximan a los otros dos ajustes propuestos: mínimos cuadrados o logarítmico, pero aun así se considera un peor ajuste respecto a los anteriores.

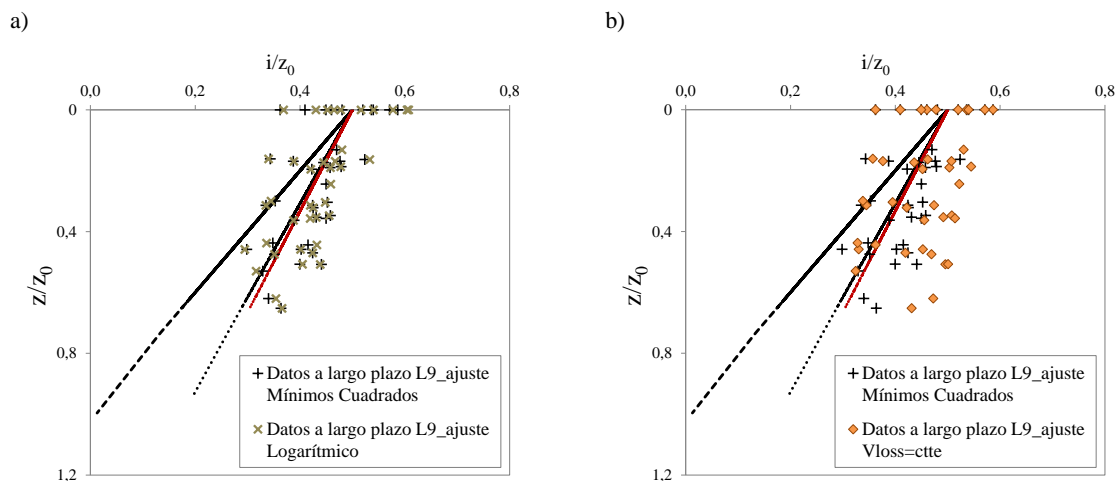


Figura 5. 54. Comparación entre el ajuste mediante mínimos cuadrados empleado para la determinación del parámetro “ i ” con la profundidad a largo plazo en las SC estudiadas a) con el ajuste logarítmico b) con el ajuste considerando una pérdida de volumen constante con la profundidad

Una vez analizados los diferentes métodos de cálculo del parámetro “ i ” en profundidad observamos que al igual que los datos procedentes de las arcillas de Londres (Attewell P.B. & Farmer I.W., 1974) y los modelos de centrífuga en arcillas blandas (Mair, 1979), se concluye que los datos resultantes de la anchura de las cubetas transversales de asiento en profundidad se ajustan a una regresión lineal en profundidad. Estos perfiles de asiento se pueden aproximar razonablemente mediante una distribución Gaussiana.

En la Figura 5.53b se representa la línea de regresión aproximada a los datos resultantes de las cubetas transversales de asiento en las arcillas del delta de Llobregat.

A partir de la ecuación de la recta se tiene:

$$y = a + b x \quad 5.1$$

$$z/z_0 = a + b (i/z_0) \quad 5.2$$

$$i/z_0 = -a/b + 1/b (z/z_0) \quad 5.3$$

$$i/z_0 = A + B (1 - z/z_0) \quad 5.4$$

La línea de regresión lineal resultante, para el caso de los datos de Línea 9 se expresa en la ecuación siguiente:

$$i/z_0 = 0.20 + 0.30 (1 - z/z_0) \quad 5.5$$

La relación también puede ser igualmente expresada como:

$$i/z_0 = 0.5 z_0 - 0.30 z \quad 5.6$$

En relación con la anchura de la cubeta de asientos transversales en profundidad, el parámetro “i” en profundidad puede ser expresado según la expresión propuesta por Mair et al., 1993, para cubetas de asiento en profundidad, según la siguiente forma:

$$i = K (1 - z_0) \quad 5.7$$

Combinando la ecuación 5.5 y 5.7 resulta:

$$K = \frac{0.20 + 0.30 (1 - \frac{z}{z_0})}{1 - \frac{z}{z_0}} \quad 5.8$$

La variación del parámetro K con la profundidad para un movimiento a largo plazo se detalla en la Figura 5.55. En la Figura se puede observar como después del ajuste de la curva Gaussiana a los datos verticales de asiento proporcionados por un mínimo de tres extensómetros, el valor del parámetro K en superficie varía entre (0.46-0.63) con un valor promedio 0.5, valor que concuerda con el valor hallado por (Mair, R.J. et al., 1993) a partir de los perfiles de asiento en superficie y en profundidad en las arcillas de Londres (Atewell y Farmer, 1974) y los ensayos con centrífuga con muestras de arcillas blandas (Mair, 1979).

En el caso de los datos de las cubetas de asiento en profundidad de la Línea 9, las cubetas son muy similares que el resultado obtenido por la regresión de Mair et al., 1993 (Figura 5.55a y Figura 5.55b). De todas maneras se ha propuesto una nueva ecuación, la cual, precide una anchura de cubeta ligeramente mayor en

profundidad y nos representa mejor la anchura de las cubetas transversales en profundidad obtenidas en el terreno deltaico atravesado por la Línea 9 en función del parámetro K (ecuación 5.8) (Figura 5.55b).

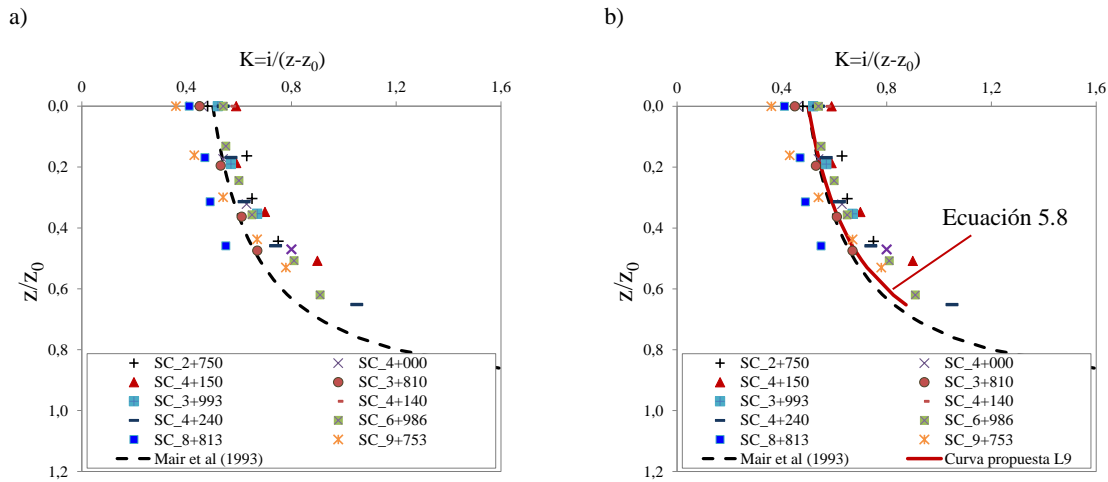


Figura 5. 55. Variación de K con la profundidad a largo plazo de las SC estudiadas, regresión propuesta por Mair et al., 1993 y regresión propuesta a partir de las secciones de control estudiadas

En el caso de la variación del parámetro K en profundidad para un movimiento considerado a corto plazo, no se ha encontrado ninguna clara relación entre los resultados hallados. Existe una ligera tendencia al igual que para los movimientos considerados a largo plazo, de aumentar la anchura de la cubeta de asientos transversales en función de la profundidad, pero como se observa en la Figura 5.56 existe mucha dispersión de los datos para poder ajustar cualquier nueva ecuación representativa.

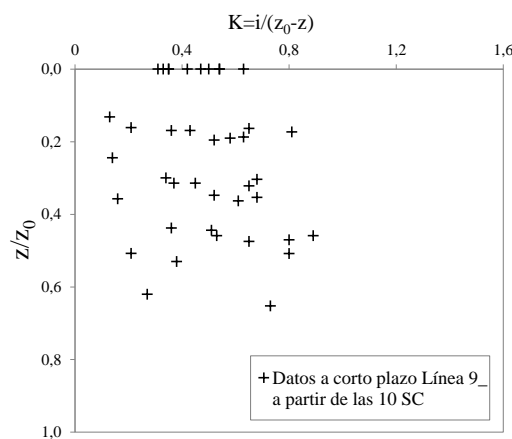


Figura 5. 56. Variación del parámetro K con la profundidad a corto plazo en las SC estudiadas

En la Figura 5.57 y Figura 5.58 se compara el resultado de la pérdida de volumen de terreno en profundidad, calculada por las tres aproximaciones de la curva Gaussiana a los datos registrados por la instrumentación propuestos en este capítulo: ajuste por mínimos cuadrados, ajuste logarítmico y ajuste considerando la pérdida de volumen de terreno constante en profundidad.

A la vista de los resultados podemos ver que la pérdida de volumen de terreno calculada con un movimiento considerado a corto plazo (Figura 5.57) es similar o consistente para los tres métodos de aproximación considerados. La idea de proponer una pérdida de volumen constante con la profundidad en el caso de un movimiento a corto plazo, como se ha observado en la Figura 5.57 da buenos resultados ya que la excavación se realiza de manera rápida donde las presiones de agua no han tenido tiempo a disiparse del terreno.

En la Figura vemos que cuando la pérdida de volumen de terreno en superficie es algo superior al resto de cubetas de asiento estudiadas $V_{\text{loss}}=0.78\%$ y $V_{\text{loss}}=1.2\%$ (Figura 5.57d y Figura 5.57e), en estos casos considerar una pérdida de volumen constante ha sobredimensionado los resultados en profundidad. Se da el caso que en estas dos secciones de control ocurren problemas propios del proceso constructivo y de inyección que nada tienen que ver con la pérdida volumen de terreno en superficie media calculada para este tipo de terreno.

En el caso de los resultados de la pérdida de volumen de terreno calculada con un movimiento considerado a largo plazo (Figura 5.58) vemos que para el ajuste mediante mínimos cuadrados y el ajuste logarítmico los resultados son muy similares. En el caso de considerar la pérdida de volumen constante, en algunos casos sobredimensiona el resultado de la pérdida de volumen en profundidad, pero no difiere en exceso de los demás resultados, por lo tanto, los resultados son básicamente consistentes con los demás ajustes realizados.

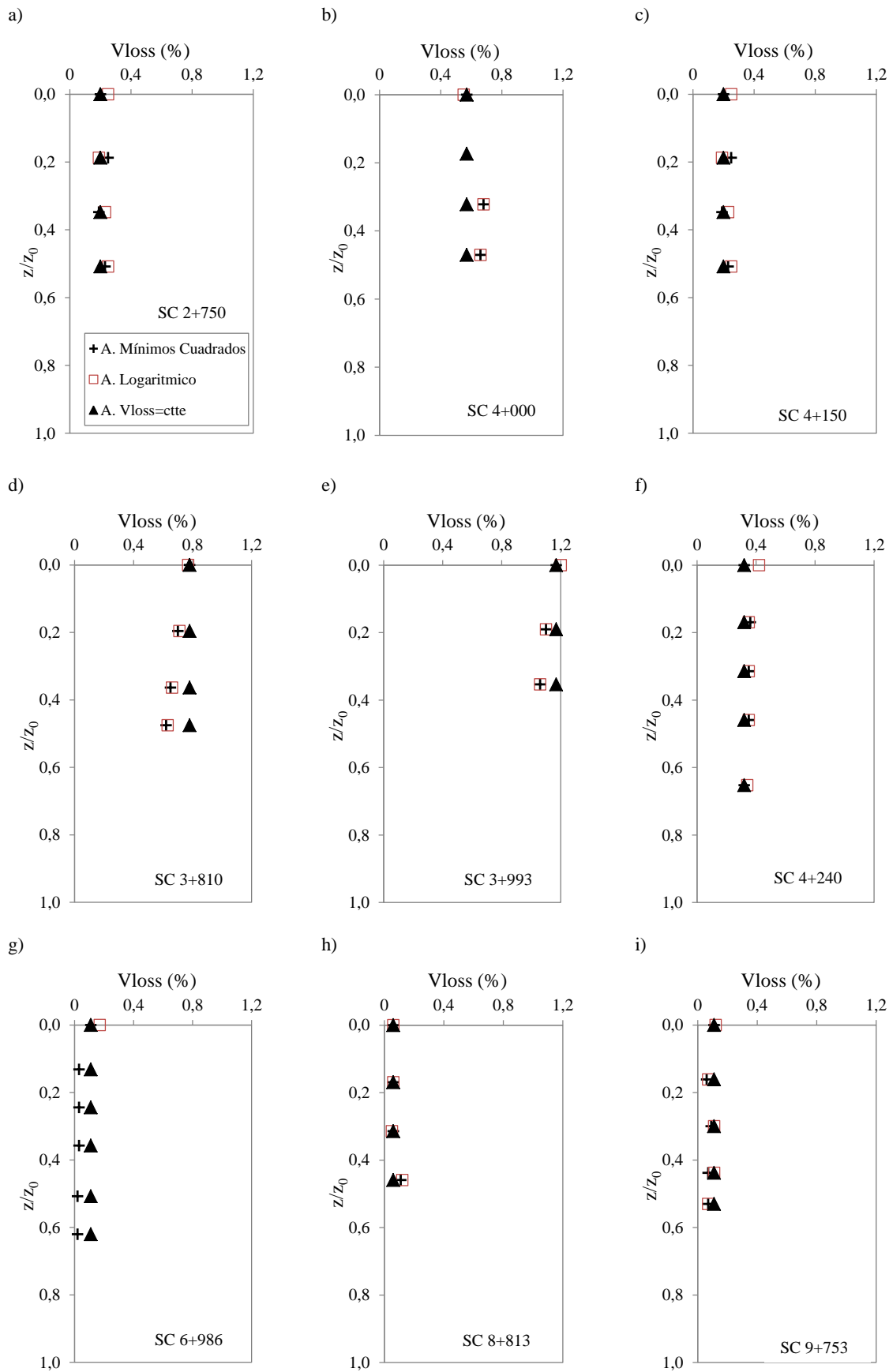


Figura 5. 57. Movimiento vertical en superficie y en profundidad a corto plazo de las SC estudiadas

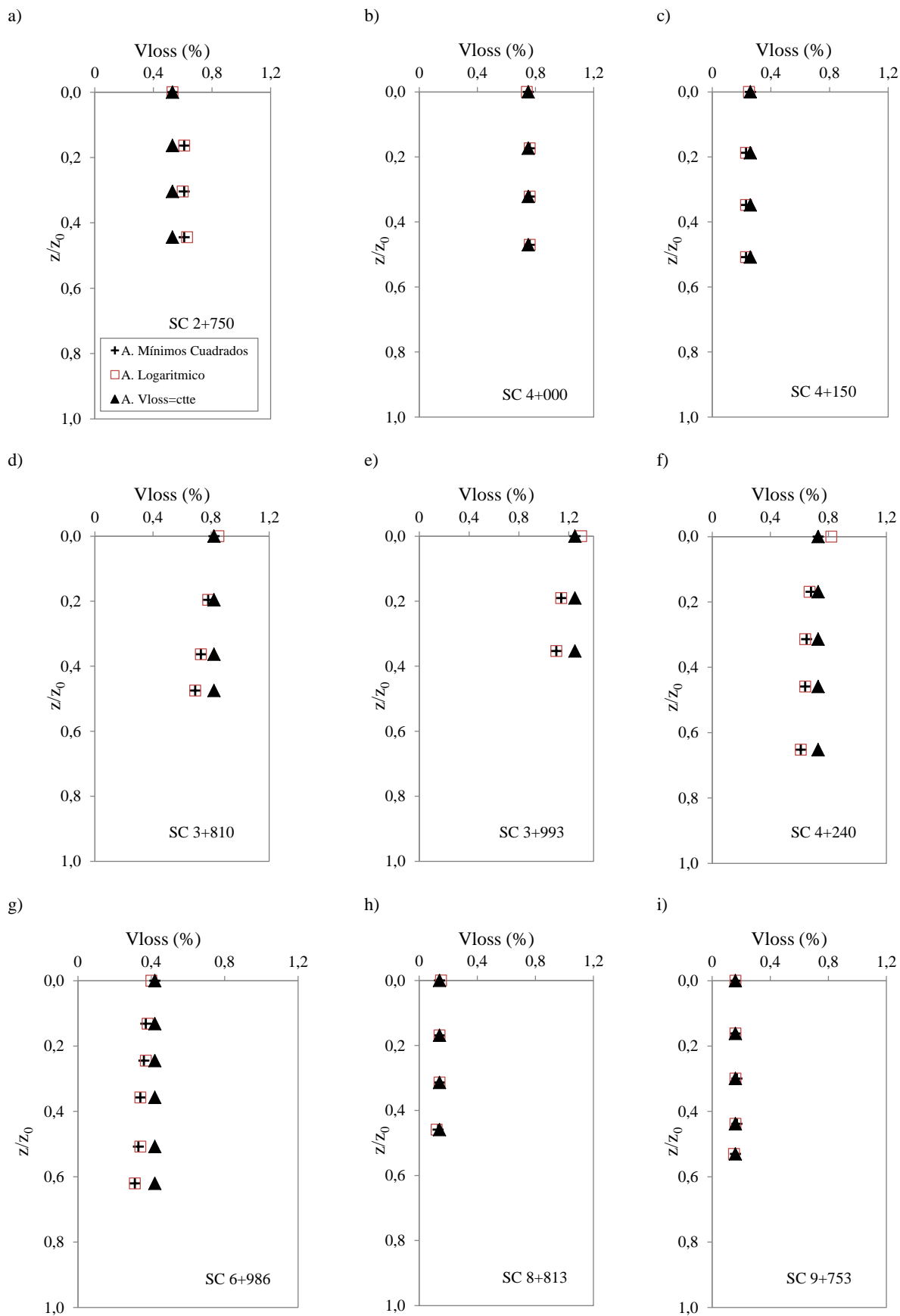


Figura 5. 58. Movimiento vertical en superficie y en profundidad a largo plazo de las SC estudiadas

5.3.2 Distribución de movimiento vertical en dirección longitudinal

Para la distribución de asientos en la dirección longitudinal, se han dibujado los desplazamientos verticales en función de los metros de avance de la máquina tuneladora ocurridos aproximadamente 100 metros antes del paso de la tuneladora por la sección estudiada (distancia negativa) y durante los 1500 m después del paso de la EPB (distancia positiva), proporcionados por la instrumentación instalada tanto en la superficie como para varias profundidades del terreno.

Además estos desplazamientos verticales registrados por la instrumentación de superficie han sido modelados a partir de la curva de probabilidad acumulada de Attewell, P.B. & Woodman, 1982, referida en el Capítulo 2. Se ha considerado que la anchura de la cubeta de asientos transversales al eje de excavación se puede considerar proporcional a la cubeta de asientos longitudinales, por lo tanto, $i_x=i_y$ o de igual manera $K_x=K_y$. (según Attewell, 1982).

Cabe decir, que, a partir de las cubetas longitudinales de asiento, que representan el movimiento vertical en función a la distancia del frente, que veremos más adelante, se ha considerado que la primera estabilización (movimiento a corto plazo) ocurre a partir de los 100 m de media del frente de excavación a la sección de estudio aproximadamente.

SECCIÓN T1D PK 2+750

A partir de los datos de campo proporcionados por la instrumentación, se observa que en la superficie del terreno $z=0$ m, el asiento en el frente de excavación representa el 12.23% del asiento total ($S_{v \text{ frente}}=0.12S_{\text{Total}}$). Para una profundidad igual a $z=-9.5$ m, el asiento en el frente aumenta considerablemente alcanzando valores del 30% del asiento total ($S_{v \text{ frente}}=0.33S_{\text{Total}}$) (Figura 5.59).

SECCIÓN T1D PK 4+000

En la sección Pk 4+000, el asiento registrado en el frente de excavación es inferior al asiento observado en la sección anterior y representa tan solo el 2.24% del asiento total ($S_{v \text{ frente}}=0.02S_{\text{Total}}$). En profundidad aumenta a valores del 40% en el frente de excavación respecto al asiento total ($S_{v \text{ frente}}=0.40 S_{\text{Total}}$) para una profundidad de $z=-9.5$ m (Figura 5.60).

SECCIÓN T1D PK 4+150

A partir de los datos de auscultación, se observa que en la superficie del terreno $z=0$ m, el asiento registrado en el frente de excavación representa el 13.50% del asiento total ($S_{v \text{ frente}}=0.22S_{\text{Total}}$). Para una profundidad igual a $z=-9.5$ m, el asiento aumenta en el frente de excavación y representa el 40% del asiento total ($S_{v \text{ frente}}=0.40S_{\text{Total}}$) (Figura 5.61).

SECCIÓN T1A PK 3+810

En esta sección T1A PK 3+810 y en la siguiente T1A PK 3+993, el asiento en el frente de la excavación es algo superior al resto de secciones estudiadas. Como ya se ha comentado, este punto del trazado Pk 3+810 se encuentra al inicio del Tramo 1A, donde la máquina tuneladora toma contacto con el terreno. En estos primeros metros de excavación se produce un asiento vertical mayor que se transfiere ya desde el frente de excavación. Se observa que, en este caso, el asiento en el frente de excavación es del 17.18% del asiento total ($S_{v\text{frente}}=0.17S_{\text{Total}}$) cuando nos encontramos en la superficie del terreno. Para $z=-8.5$ m de profundidad el asiento aumenta de tal forma, que se produce el 46% del asiento total en el frente de excavación ($S_{v\text{frente}}=0.46S_{\text{Total}}$) (Figura 5.62).

SECCIÓN T1A PK 3+993

Para la sección T1A PK 3+993 el asiento registrado al igual que la sección anterior es algo superior a los demás casos considerados. En este caso, en esta zona del trazado se produce una inyección más baja de la habitual, proporcionando un asiento mayor que también se observa en el frente de excavación. En este caso para puntos en la superficie del terreno se observa que el asiento en el frente de excavación representa el 20.64% del asiento total ($S_{v\text{ frente}}=0.21S_{\text{Total}}$). En el caso de encontrarnos a una profundidad igual a $z=-6.5$ m, el asiento en el frente de excavación es del 22.00 % del asiento total ($S_{v\text{ frente}}=0.22S_{\text{Total}}$) (Figura 5.63).

SECCIÓN T1A PK 4+140

A partir de los datos de instrumentación se observa en esta sección, que el 16.44% del asiento total ocurre en el frente de excavación ($S_{v\text{ frente}}=0.16S_{\text{Total}}$) (Figura 5.64).

SECCIÓN T1A PK 4+240

En la sección T1A PK 4+240 se observa que el asiento registrado en el frente de excavación es del 17.29% respecto al asiento total registrado ($S_{v\text{ frente}}=0.17S_{\text{Total}}$). Respecto el asiento registrado en el frente de excavación para una profundidad $z=-13.5$ m, se observa como el asiento aumenta con la profundidad registrando valores del 60% del asiento respecto al asiento total ($S_{v\text{ frente}}=0.60S_{\text{Total}}$) (Figura 5.65).

SECCIÓN T1E PK 6+986

En el caso de la sección T1E PK 6+986, el registro de medidas es pobre en comparación al resto de secciones estudiadas, por lo tanto, la cubeta de asientos longitudinales no es muy detallada.

Se observa cómo durante el paso de la tuneladora no se tiene datos de asiento vertical, pero se extrapola un asiento vertical entre las dos medias que se dispone. Este asiento es de $S_v=-0.12$ mm y representa el 1.49% del asiento total ($S_{v\text{ frente}}=0.01S_{\text{Total}}$). En profundidad el asiento vertical aumenta y para una profundidad igual a $z=-16.5$ m el asiento vertical supone el 30% del asiento total ($S_{v\text{ frente}}=0.30S_{\text{Total}}$) (Figura 5.66).

SECCIÓN T1E PK 8+813

En el caso de la sección T1E PK 8+813 el asiento vertical registrado en esta zona, en general, es muy pequeño respecto otras secciones estudiadas. En este caso el asiento vertical durante el paso de la EPB por la sección en cuestión es de $S_v = -1$ mm y representa el 21.73% del asiento total ($S_{v \text{ frente}} = 0.21S_{\text{Total}}$).

En profundidad, en el momento de paso de la tuneladora por la sección se producen pequeños levantamientos del terreno que en ningún caso superan los +3mm (Figura 5.67).

SECCIÓN T1E PK 9+753

Por último, en la sección T1E PK 9+753 el movimiento vertical registrado es similar a la sección anterior. El asiento vertical total es pequeño y el asiento durante el paso de la tuneladora por la sección representa el 17.85% del asiento total ($S_{v \text{ frente}} = 0.17S_{\text{Total}}$).

En profundidad, el asiento aumenta y se observan un asiento vertical en frente de excavación de -2 mm que representa el 32% del asiento total ($S_{v \text{ frente}} = 0.32S_{\text{Total}}$) (Figura 5.68).

Cubeta de asiento Longitudinal

La curva proporcionada por Attewell y Woodman (1982), considera que el 50% del asiento total ocurre en el frente de excavación ($S_{v \text{ frente}} = 0.5S_{v \text{ Total}}$). En vista a los resultados registrados por la instrumentación de campo y como hemos comentado anteriormente, vemos que el asiento en el frente de excavación es algo inferior al 50% del asiento total, concretamente oscila entre un 12.23% y un 21.73% respecto al asiento total registrado ($S_{v \text{ frente}} = 0.12-0.21S_{\text{Total}}$) para todas las secciones estudiadas en la superficie del terreno. Este rango de valores es superior al indicado en el Capítulo 4 y esto se debe a que en el anterior Capítulo se tienen en cuenta todos los movimientos tanto de asiento como levantamientos y valor del $S_{v \text{ frente}} = 0.10S_{\text{Total}}$ es un valor medio. En este caso el rango dado es para las secciones de control estudiadas. En el caso de los valores en profundidad se obtienen unos valores entre un 0.30%-0.46% aproximadamente para una profundidad media igual a $z = -9.5$ m. Por ese motivo, esta curva de probabilidad se ha desplazado, con la única finalidad de que reproduzca el asiento vertical real en el frente de excavación registrado por la instrumentación instalada en el terreno.

En las Figuras (Figura 5.69; Figura 5.70 y Figura 5.71) se muestra el ajuste realizado de la curva propuesta por Attewell y Woodman (1982), considerando un $i_x = i_y$ en todos los casos estudiados. Se observa como la curva de probabilidad en la mayor medida posible se ajusta bien a los datos de campo. En casos como por ejemplo: las secciones T1D PK 4+000 y T1D PK 4+150 el asiento en los primeros metros pasada la tuneladora se ralentiza y la curva propuesta por Attewell y Woodman (1982) no es capaz de reproducir este comportamiento. Por otro lado, en las secciones T1E PK 8+813 y T1E PK 9+753, la curva de probabilidad

propuesta tampoco reproduce muy bien la cubeta de asientos longitudinales registrada por la instrumentación. Para estos casos, las lecturas de la instrumentación instalada son poco frecuentes.

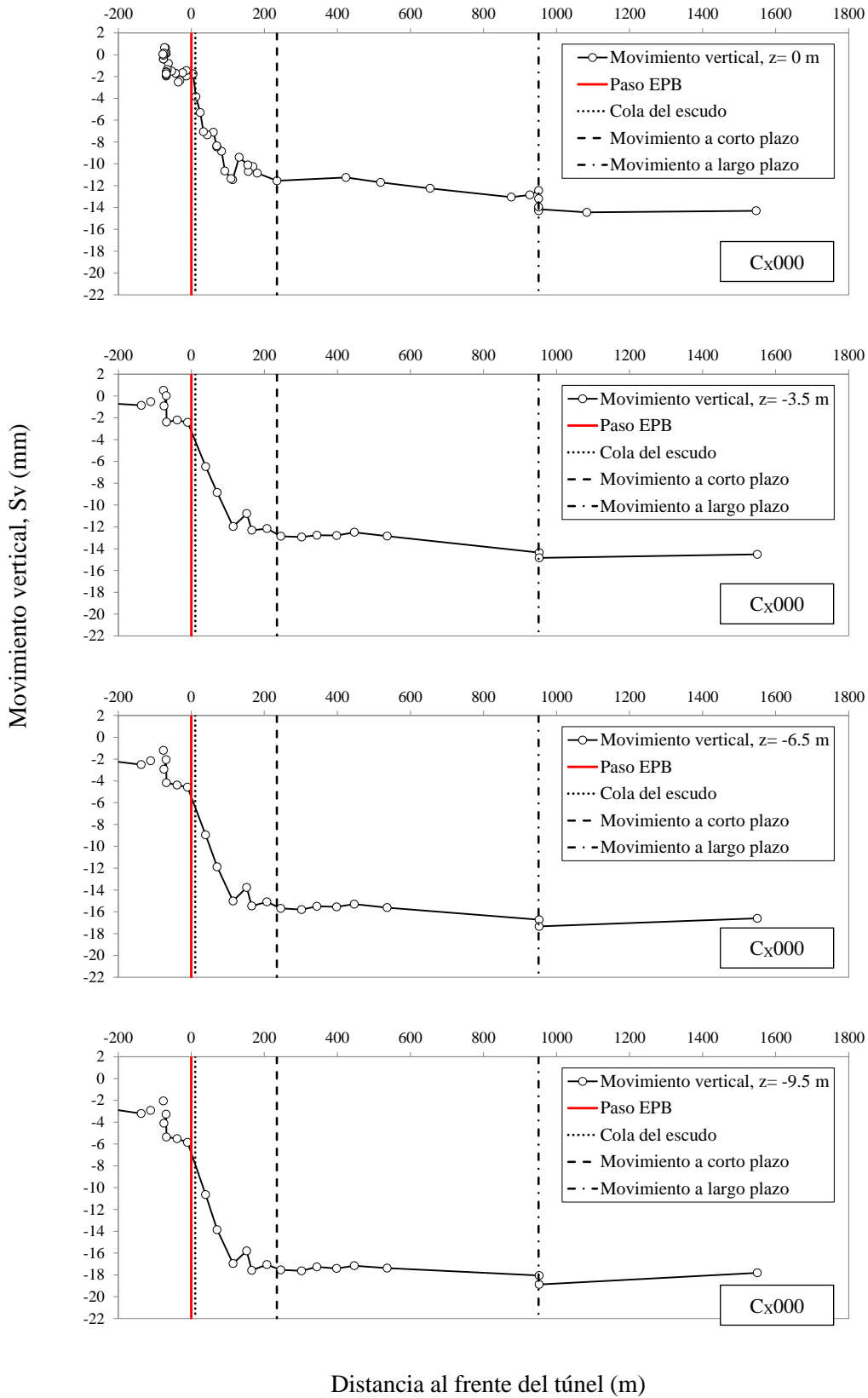


Figura 5. 59. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1D PK 2+750

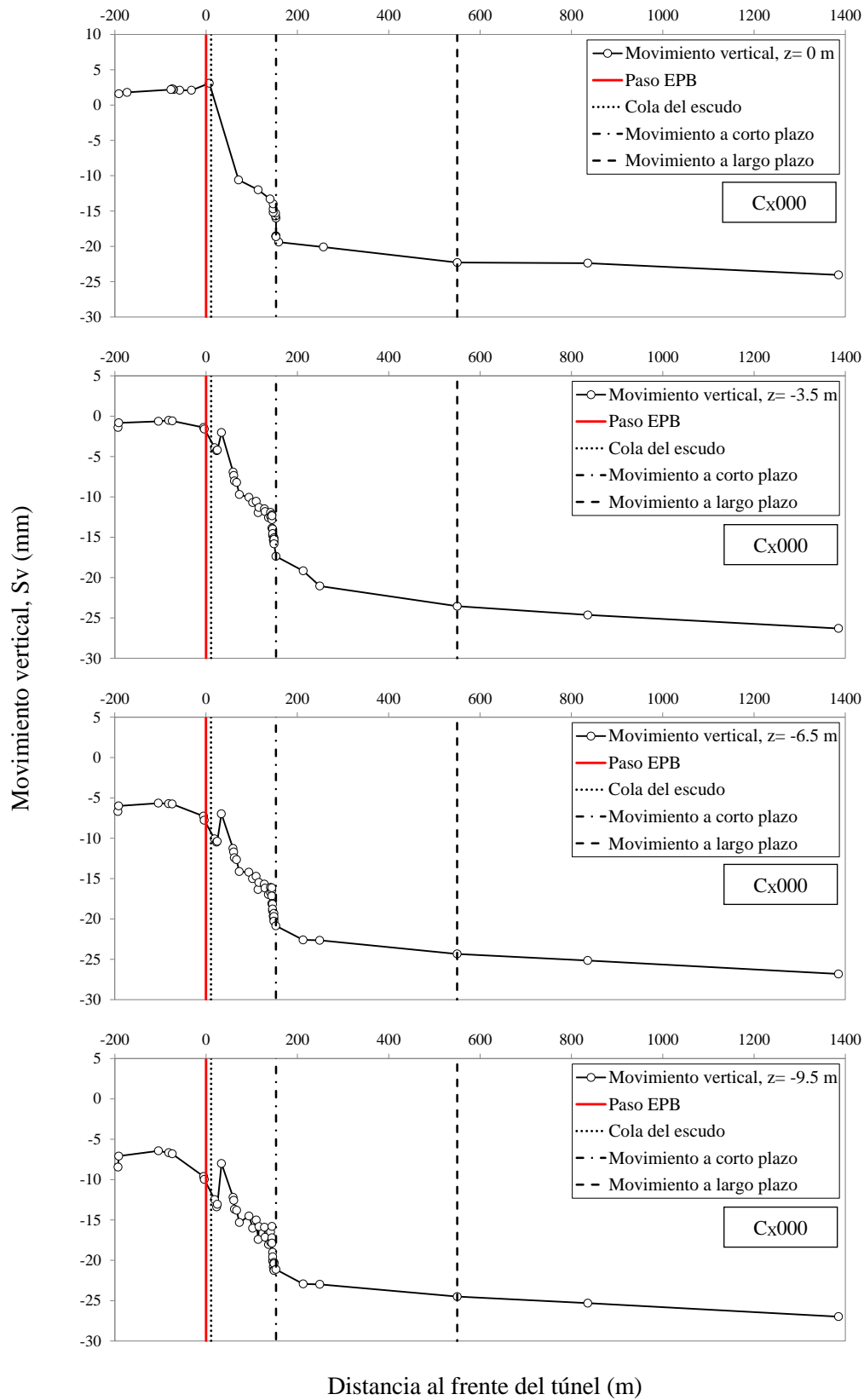


Figura 5. 60. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1D PK 4+000

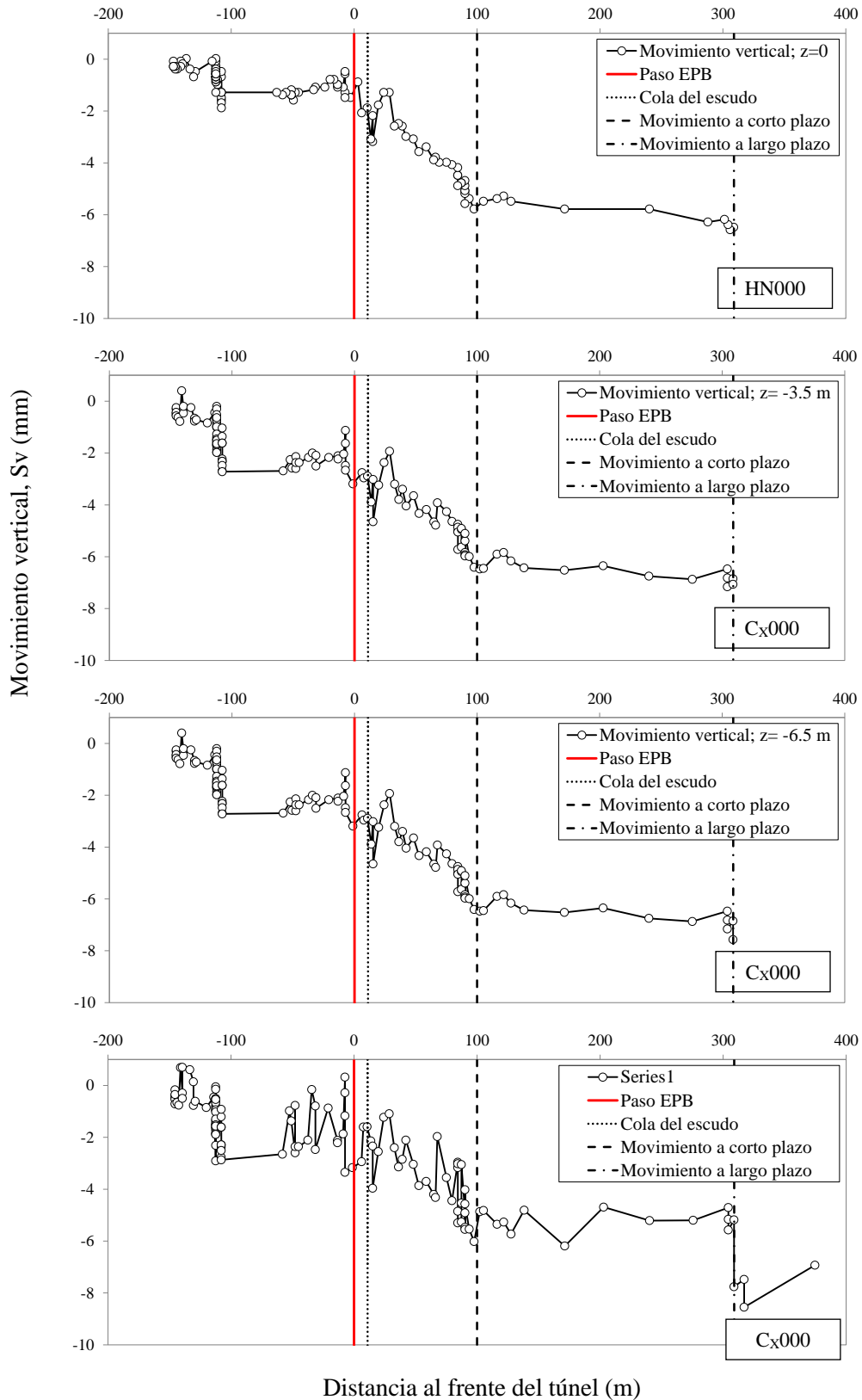


Figura 5. 61. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1D PK 4+150

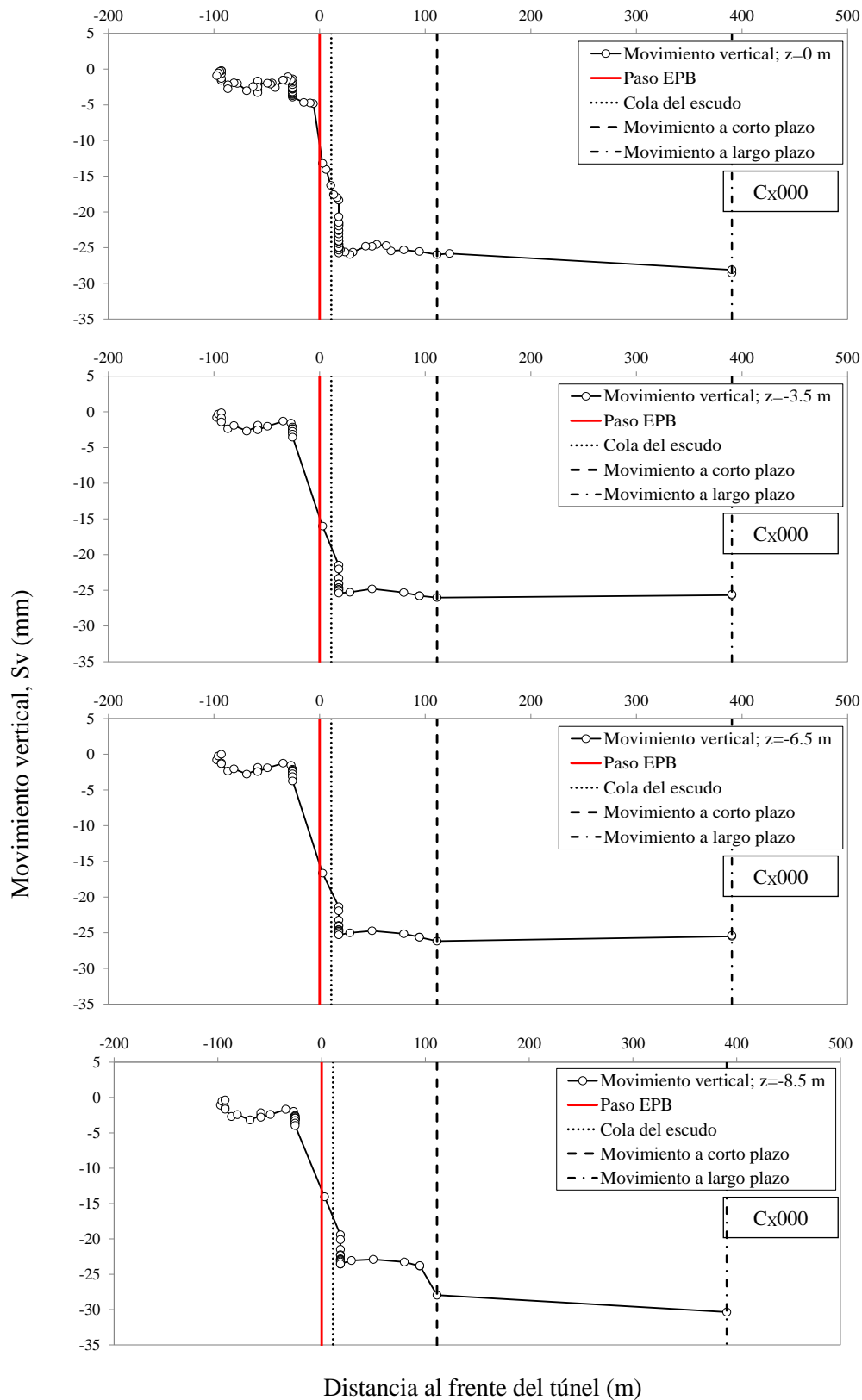


Figura 5. 62. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1A PK 3+810

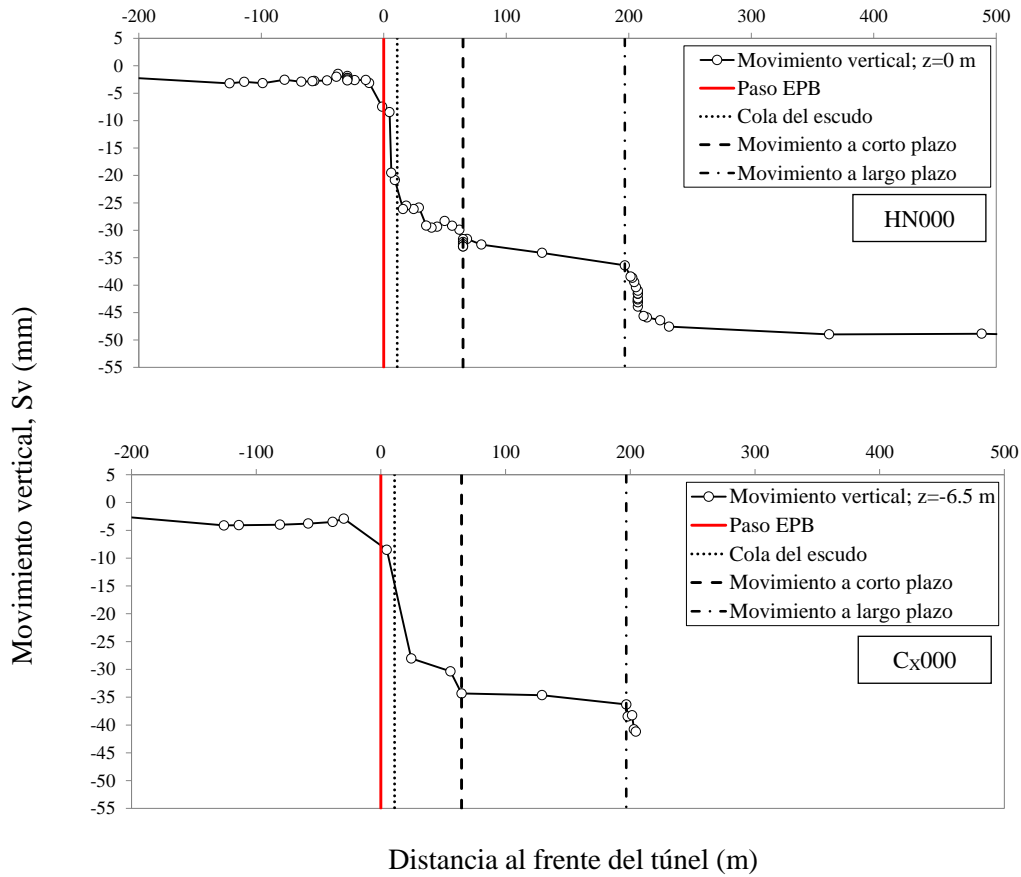


Figura 5. 63. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1A PK 3+993

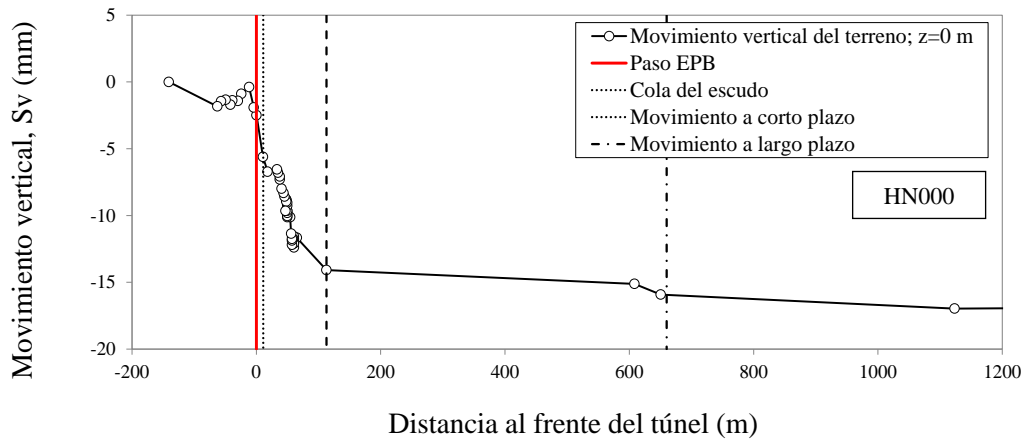


Figura 5. 64. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1A PK 4+140

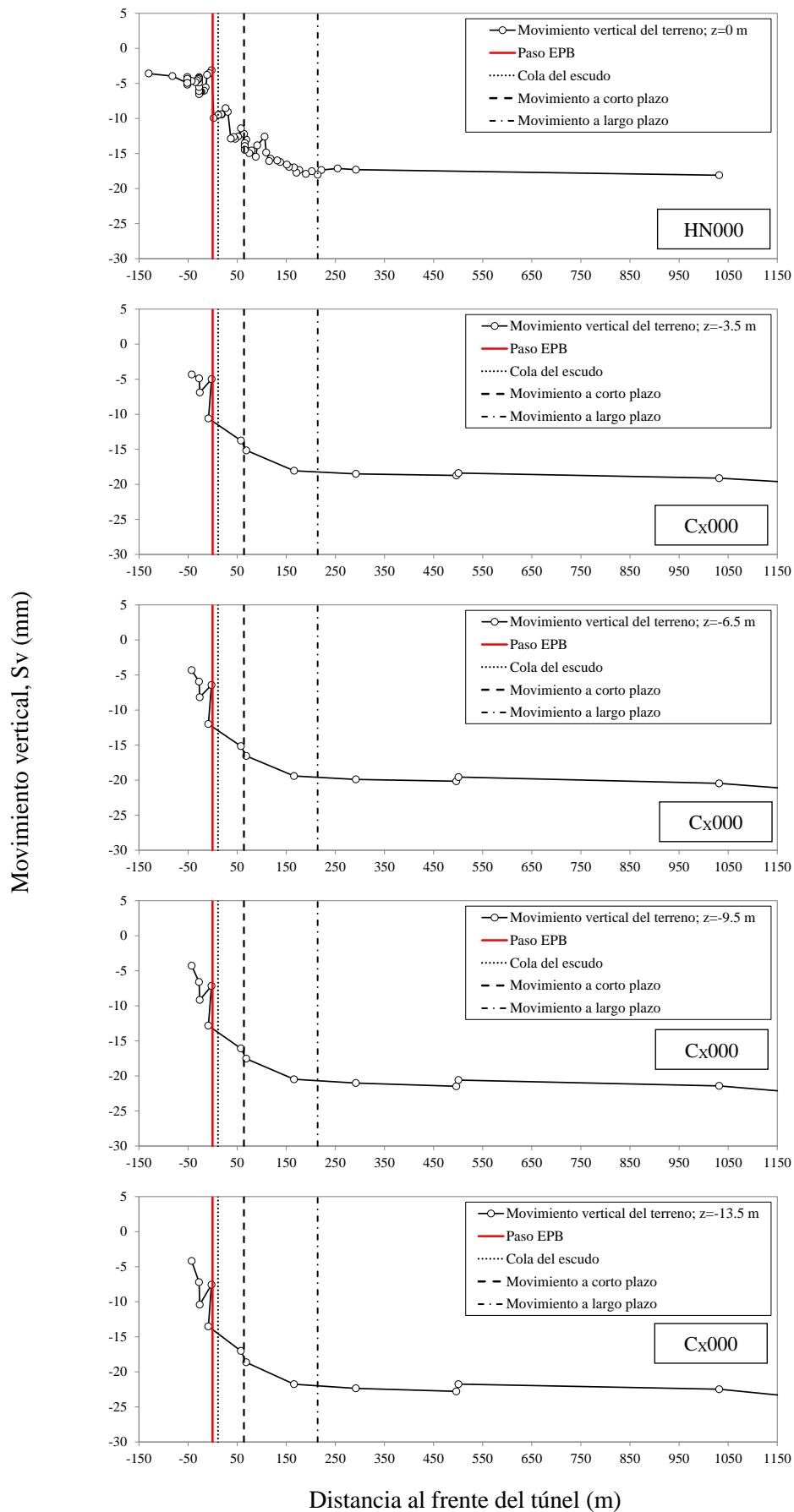


Figura 5. 65. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1A PK 4+240

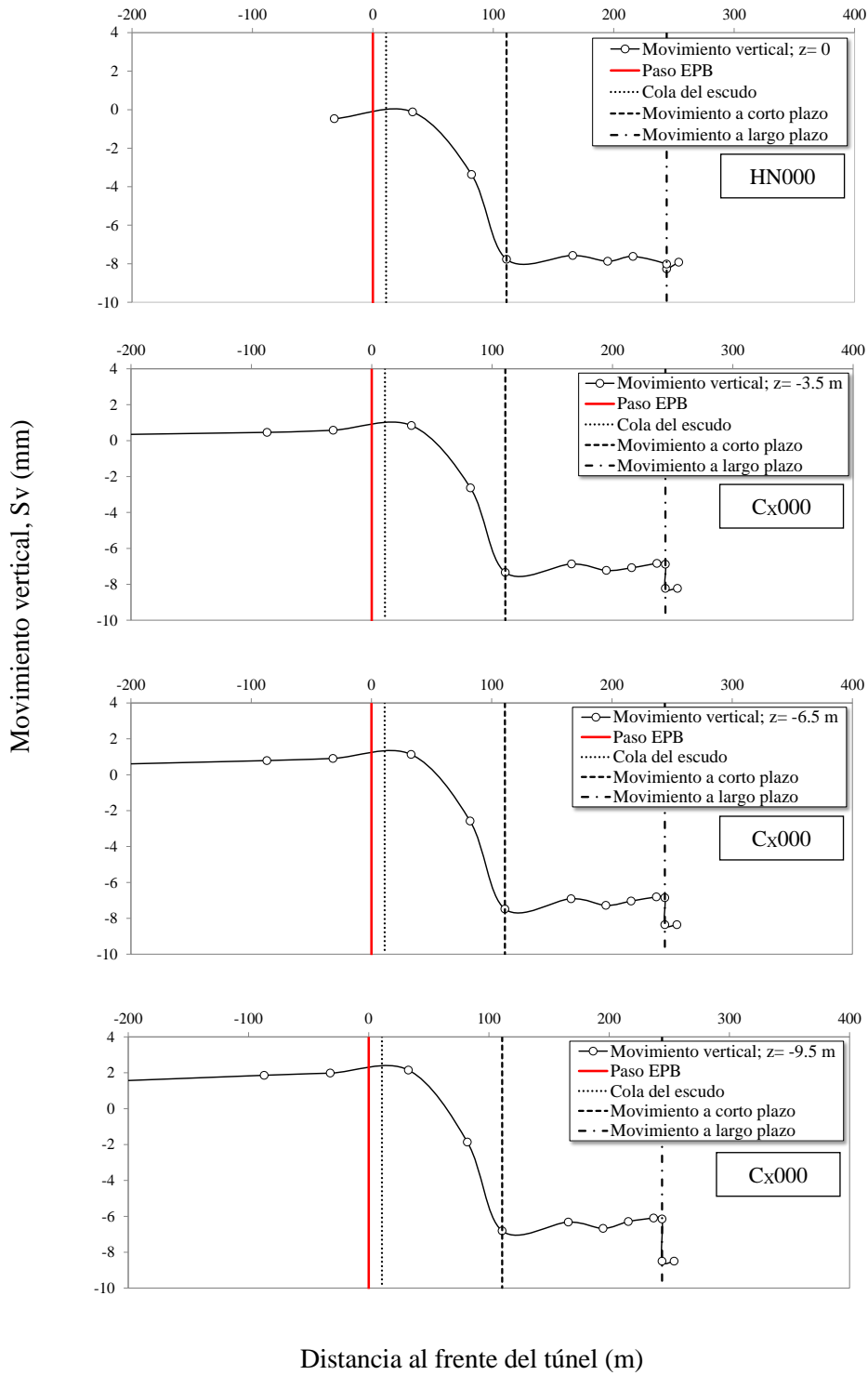


Figura 5. 66. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1E PK 6+986

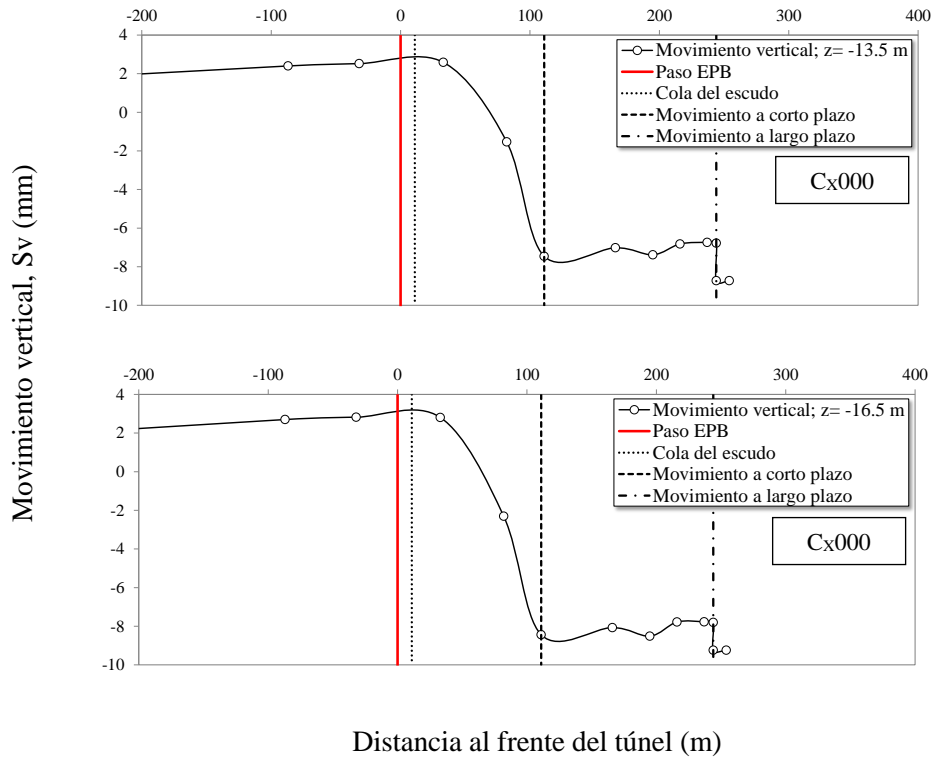


Figura 5.66 Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1E PK 6+986

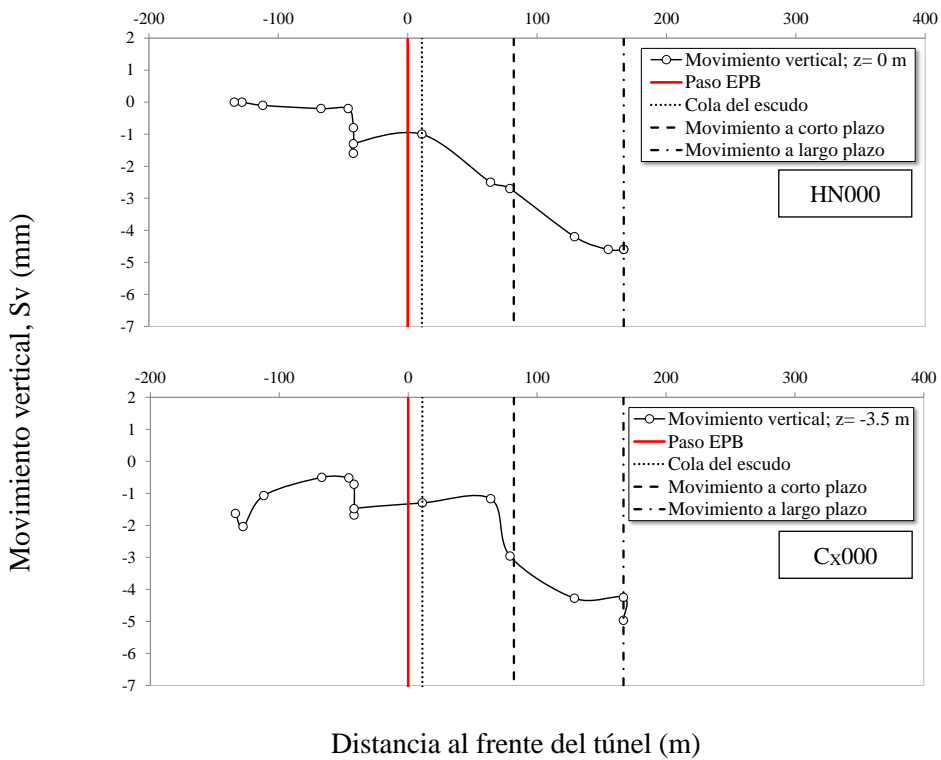


Figura 5. 67. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1E PK 8+813

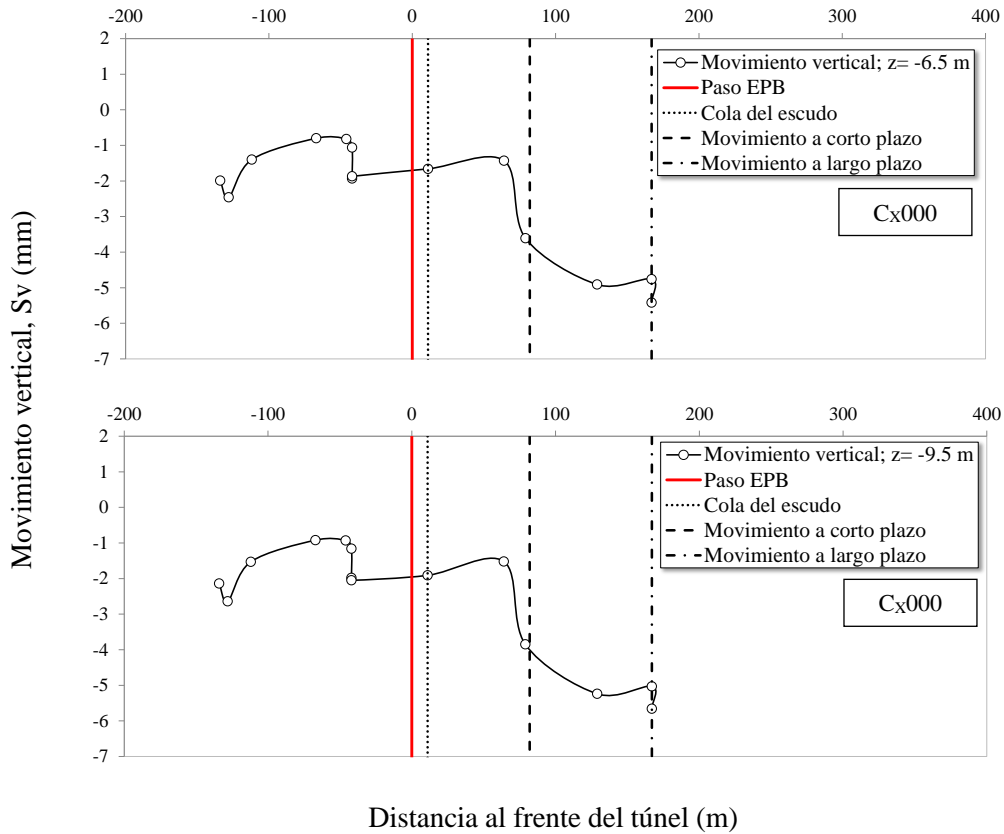


Figura 5.67. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1E PK 8+813

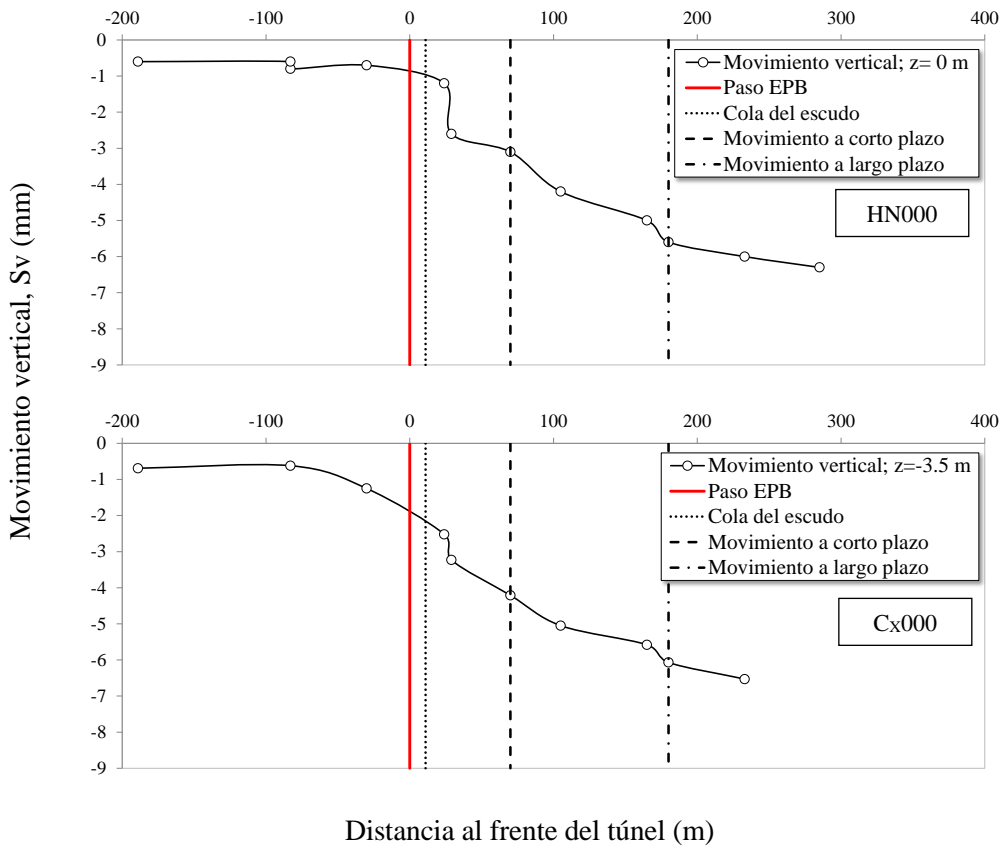


Figura 5. 68. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1E PK 9+753

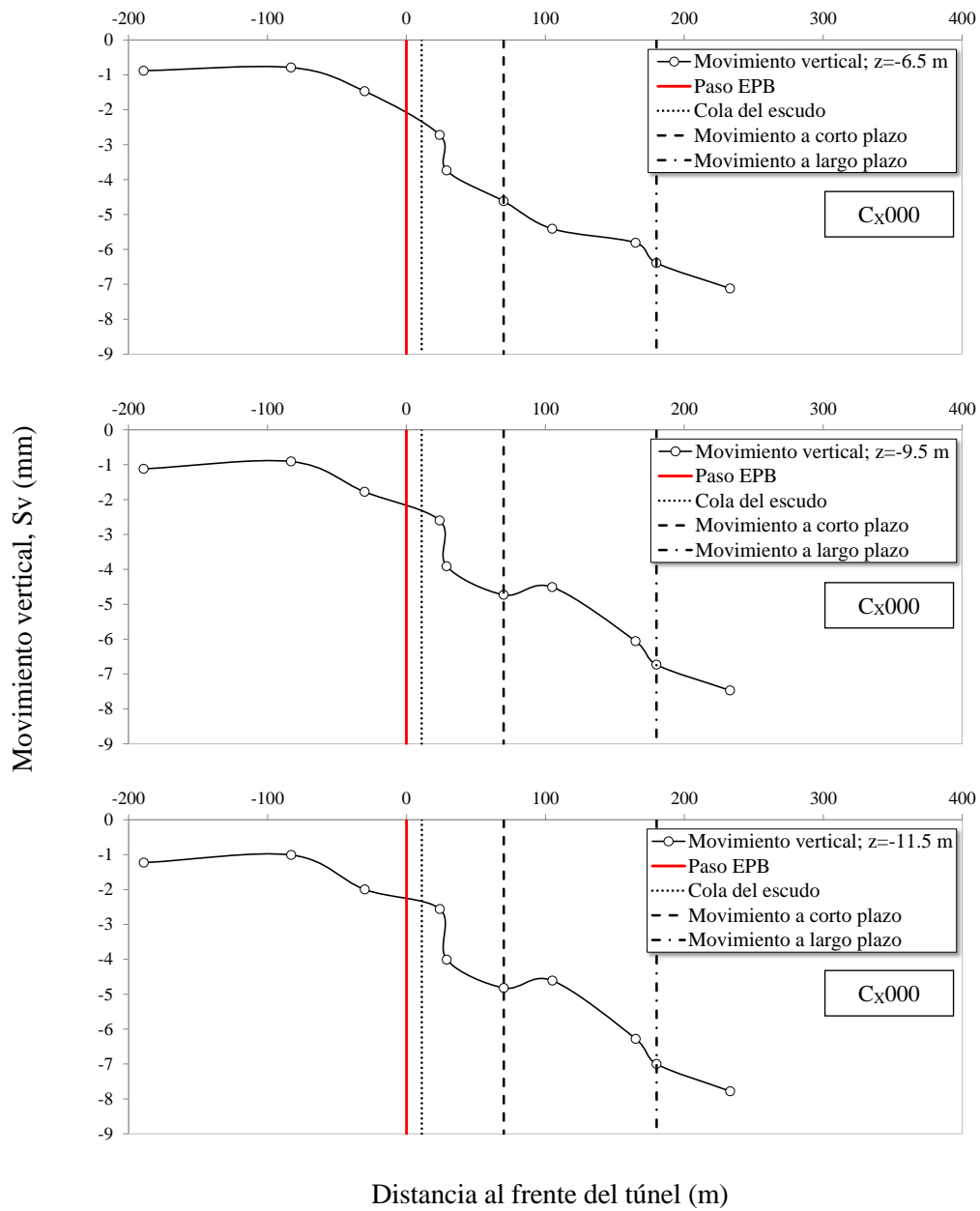


Figura 5.68. Perfil longitudinal de los movimientos verticales en la sección T1E PK 9+753

Cubetas Longitudinales y curva de probabilidad de Attewell y Woodman

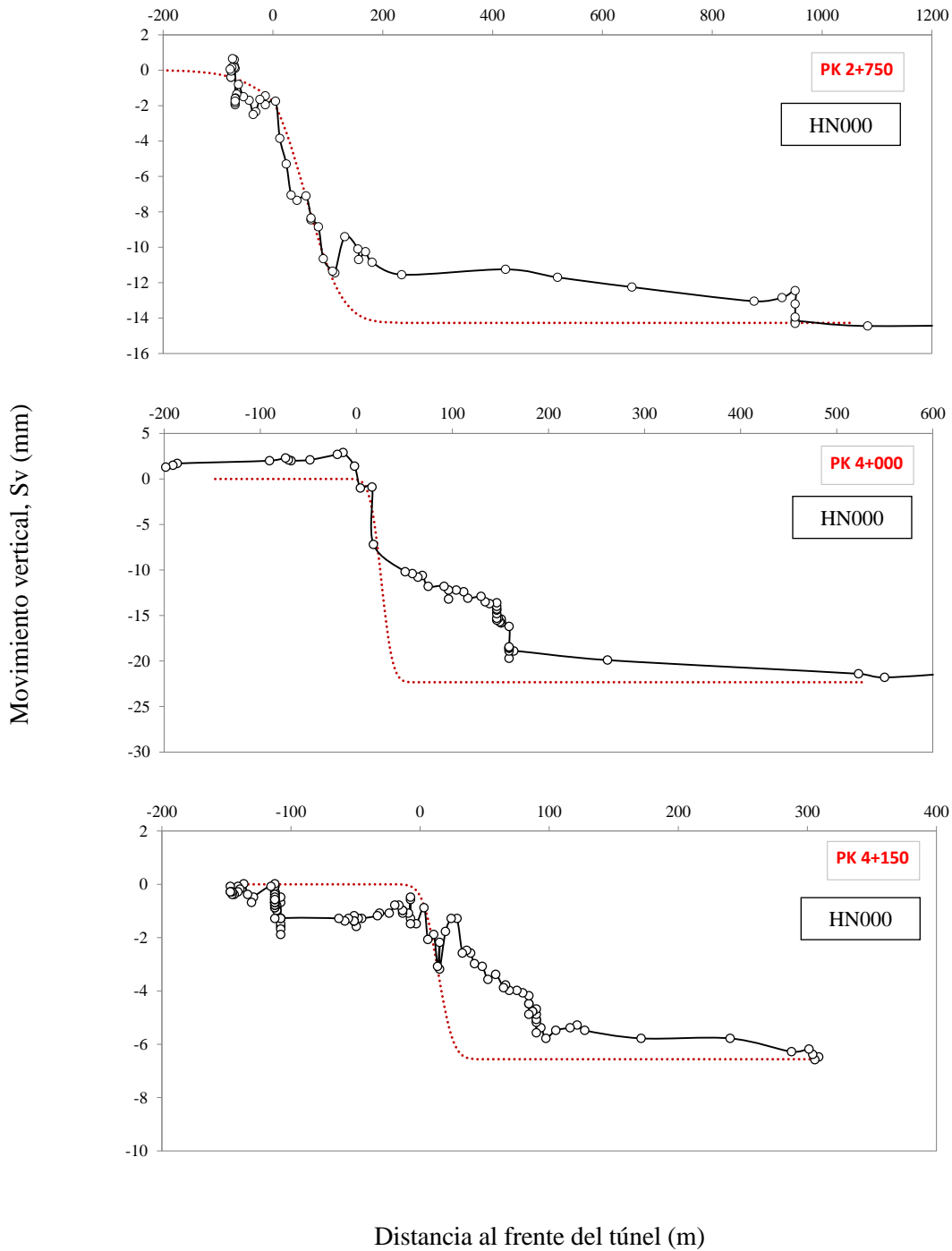


Figura 5. 69. Cubeta longitudinal de los movimientos verticales en la superficie (Sección T1D PK 2+750; T1D PK 4+000 y T1D PK 4+150)

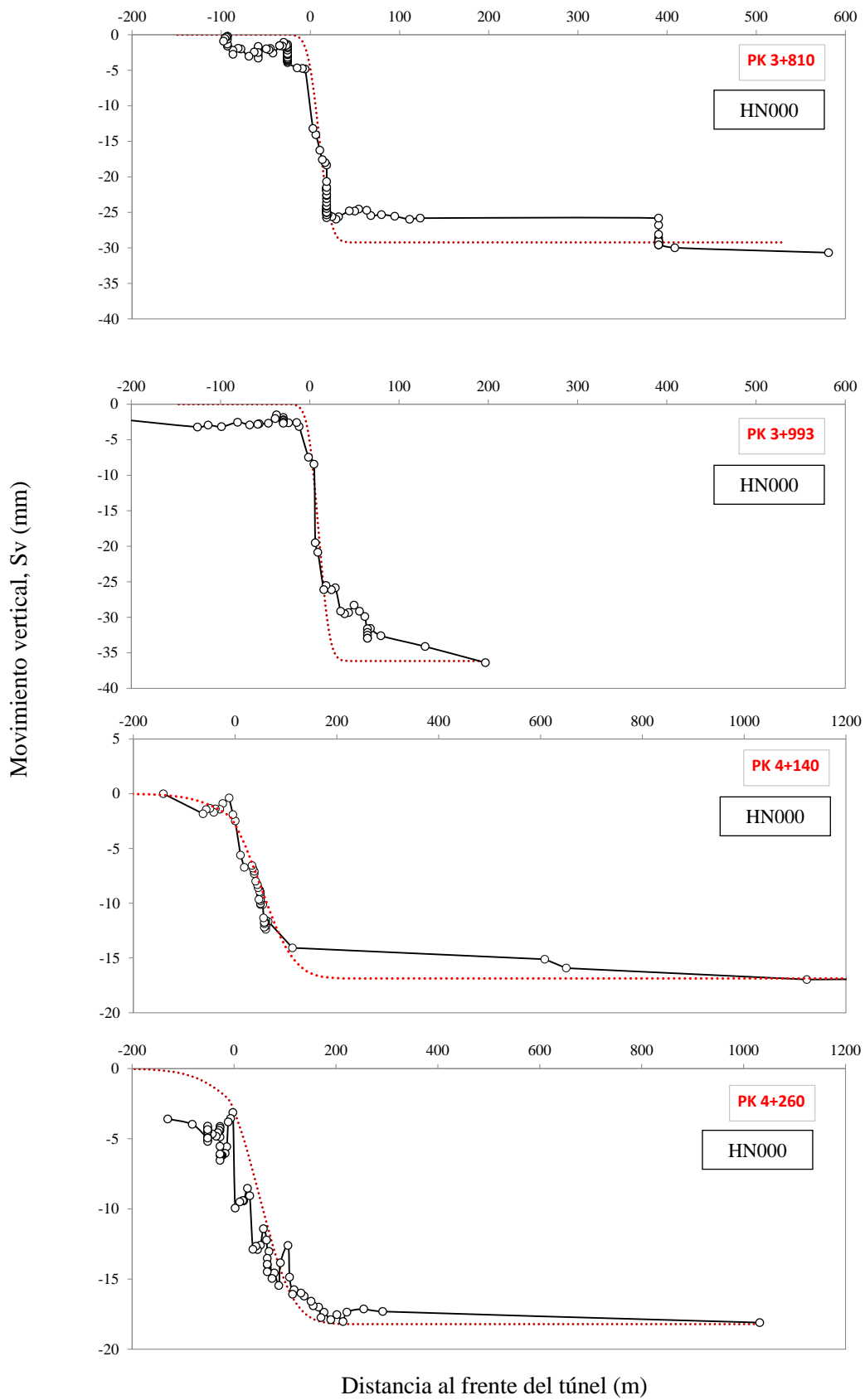


Figura 5. 70. Cubeta longitudinal de los movimientos verticales en la superficie (Sección T1A PK 3+810; T1A PK 3+993; T1A PK 4+140 y T1A PK 4+260)

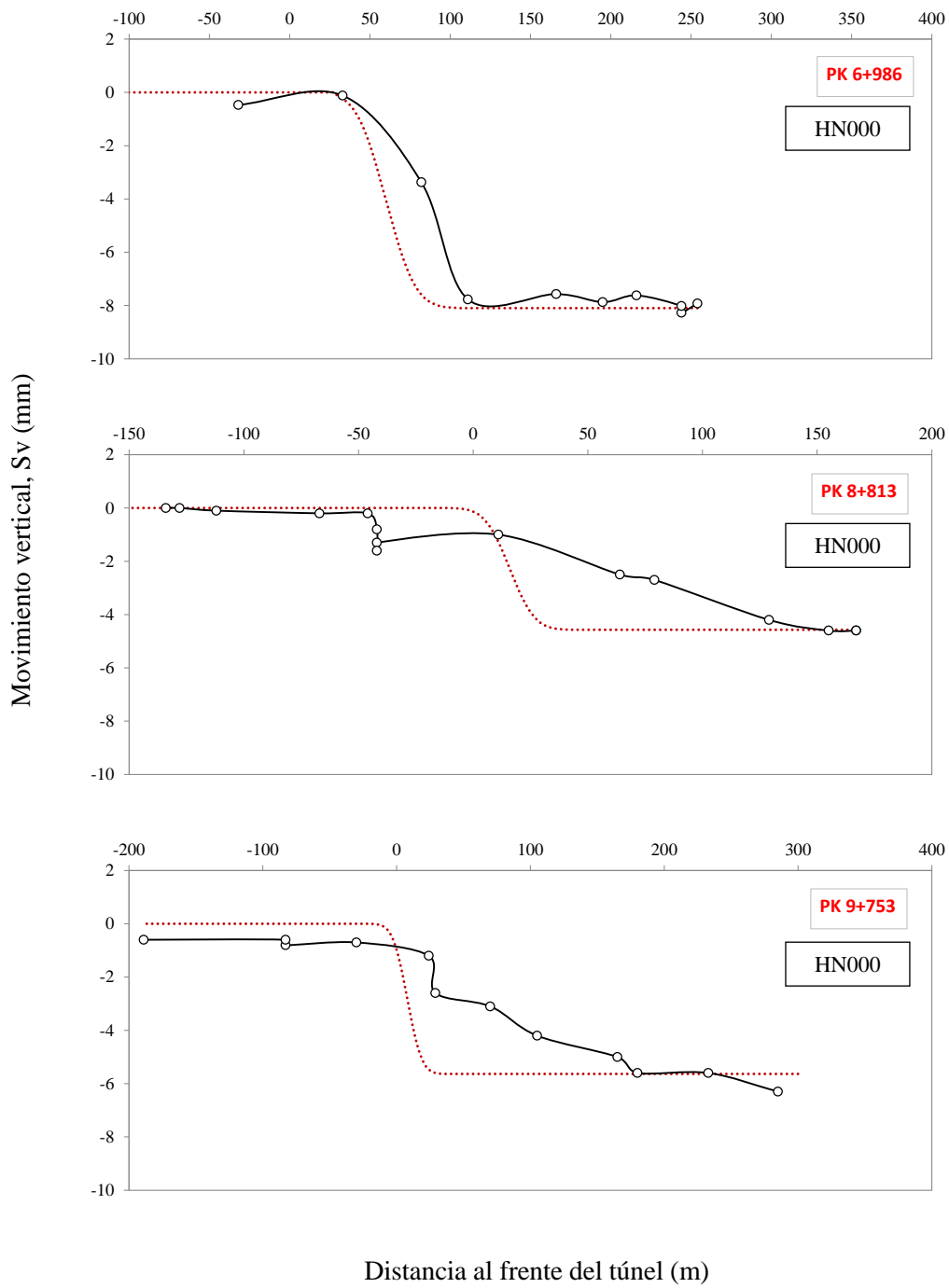


Figura 5. 71. Cubeta longitudinal de los movimientos verticales en la superficie (Sección T1E PK 6+986; T1E PK 8+813; T1E PK 9+753)

5.3.3 Distribución de movimientos verticales en profundidad

La respuesta del suelo en profundidad, en lo que a movimientos verticales se refiere, se muestra de la Figura 5.72 a la Figura 5.83. Estos movimientos en profundidad corresponden a los registrados por los extensómetros para cada metro de profundidad. La lectura inicial de los extensómetros es relativa entre dos puntos de registro consecutivo, situados como hemos comentado para cada metro de profundidad. Esta lectura relativa, ha sido transformada en absoluta a partir del movimiento considerado en superficie.

En los gráficos, que se presentan al final de este apartado 5.3.3 se muestran los movimientos verticales en profundidad en tres únicos instantes de tiempo. Un primer instante que corresponde al momento vertical durante el pase de la tuneladora EPB por la sección de estudio, un segundo caso que corresponde a una primera estabilización del movimiento vertical una vez la máquina ha pasado, y que se ha llamado con el nombre de momento a corto plazo (CP) y un último caso que hemos llamado a largo plazo (LP) y que corresponde al momento donde el movimiento es totalmente estable (para más información véase Capítulo 4).

En la Tabla 5.3, se recoge un resumen de los movimientos verticales en superficie y en profundidad en dos puntos por encima de la clave, proporcionado por el extensómetro situado encima de la clave de excavación y en tres puntos en la zona de los hastiales proporcionados por los extensómetros situados a ambos lados de la excavación a corto plazo (CP) y a largo plazo (LP) para cada una de las secciones de control estudiadas.

En vista a los resultados, se ha observado que los movimientos del terreno por encima de la clave del túnel son movimientos de asiento tanto en el momento de paso de la tuneladora EPB, como el movimiento vertical considerado a corto plazo como también el movimiento vertical considerado a largo plazo. En algunos casos, existen pequeños levantamientos en la superficie del terreno, pero éstos solo se producen los primeros metros en el terreno y en el momento de pase de la tuneladora por la sección estudiada. En profundidad el asiento aumenta en todos los casos, es cierto que en alguna sección el asiento se ralentiza y se mantiene prácticamente constante, tanto a corto como a largo plazo.

En el caso de los extensómetros situados a ambos lados de la excavación, en superficie, tanto el movimiento a corto como a largo plazo ha aumentado respecto al momento de paso de la tuneladora. En profundidad, el movimiento vertical se mantiene estable o aumenta ligeramente, coincidiendo con la clave de la excavación, tanto para el caso considerado a corto plazo como para el caso considerado a largo plazo. Una vez superado el centro de la excavación, el asiento se mantiene sin variación en profundidad, en algunos casos como en las secciones PK 2+750, PK 4+000 (lado derecho) y PK 4+150. En otros casos como las secciones PK 4+000 (lado izquierdo), PK 3+810, PK 3+993, PK 4+140, PK 4+240 disminuyen hasta valores prácticamente cero

o incluso se observan pequeños levantamientos bajo la solera de la excavación provocados, se cree, por la descarga del terreno durante el proceso de la excavación del túnel.

En el caso de la sección PK 6+986 y PK 9+753 se observan pequeños levantamientos en profundidad a ambos lados de la excavación en el momento de pase de la tuneladora y en el momento considerado a corto plazo. Estos levantamientos, se cree que pueden estar debidos a valores de la presión de cola más elevados que pueden llegar a originar pequeños levantamientos en zonas del terreno próximas. En la Figura 5.80 se muestra la presión y el volumen de inyección en la cola del escudo, se puede observar como para la sección PK 6+986 este valor de presión y de inyección es ligeramente superior.

En el caso de la sección PK 8+813, ocurre algo similar. En profundidad, se observan que los pequeños movimientos de asiento en superficie, a la altura de la clave de la excavación pasan a ser pequeños levantamientos alcanzando un valor máximo en la solera de la excavación. Estos pequeños levantamientos se cree que puedan estar relacionados con el incremento de la presión de cola aplicada durante la excavación de esta sección, que como vemos repercute a los tres instantes considerados (Figura 5.82).

Además, añadir que, una vez superada la clave de la excavación, el movimiento considerado a corto plazo como a largo plazo son prácticamente iguales.

SC	Profundidad (m)	EI izquierdo		EI centro		EI derecho	
		CP	LP	CP	LP	CP	LP
2+750	En superficie	-8.40	-11.05	-11.55	-14.30	-7.95	-8.75
	Por encima de la clave	-8.47	-11.96	-17.98	-19.15	-9.63	-10.22
		-8.43	-12.00	-17.90	-18.43	-10.59	-11.21
	Zona excavación	-6.63	-9.85			-11.72	-12.09
		-4.61	-6.49			-13.49	-13.79
	-3.05	-3.83			-15.40	-16.29	
4+000	En superficie	-14.05	-16.95	-18.55	-22.30	-13.40	-18.10
	Por encima de la clave	-17.46	-20.89	-20.85	-24.34	-13.48	-19.60
		-23.12	-20.49	-21.13	-24.50	-13.26	-20.21
	Zona excavación	-20.42	-16.49			-11.03	-17.70
		-14.31	-5.9			-3.14	-6.44
	-	-			+1.98	+2.21	
4+150	En superficie	-3.53	-4.23	-5.78	-6.48	-4.93	-5.32
	Por encima de la clave	-3.70	-4.51	-6.52	-7.25	-3.90	-4.15
		-3.74	-4.78	-6.19	-7.76	-5.08	-4.29
	Zona excavación	-3.97	-4.71			-3.95	-2.23
		-4.28	-4.63			-3.36	+1.37
	-6.69	-6.27			-11.12	-6.18	
3+810	En superficie	-16.76	-18.88	-25.98	-28.11	-22.69	-23.18
	Por encima de la clave	-11.30	-13.65			-13.55	-14.55
		-11.16	-13.58			-13.30	-14.30
	Zona excavación	-10.74	-13.10			-12.79	-13.78
		-3.24	-4.02			-5.29	-4.83
	+0.56	+1.00			-3.25	-1.93	
3+993	En superficie	-25.68	-25.84	-32.60	-36.19	-26.11	-26.05
	Por encima de la clave	-21.99	-24.29	-35.56	-37.63	-23.99	-23.59
		-21.68	-23.86	-36.30	-38.27	-23.49	-22.99
	Zona de excavación	-11.65	-13.01			-14.05	-12.97
		-5.02	-5.70			-5.99	-4.18
	-2.40	-2.83			-4.18	-2.13	
4+140	En superficie	-7.40	-11.80	-	-	-7.40	-11.80
	Por encima de la clave	-7.59	-11.86	-	-	-7.74	-13.59
		-7.68	-11.72	-	-	-7.68	-13.87
	Zona de excavación	-5.25	-8.53			-5.84	-11.32
		-3.54	-6.11			-4.05	-8.78
	-2.19	-4.10			-7.01	-11.64	
4+240	En superficie	-6.09	-11.98	-12.22	-18.11	-10.16	-15.91
	Por encima de la clave	-3.84	-9.84	-16.63	-22.27	-6.25	-14.13
		-3.54	-9.19	-16.80	-22.48	-5.19	-13.09
	Zona excavación	-3.23	-8.48			-3.92	-11.82
		-1.49	-5.53			+0.74	-5.8
	-0.04	-3.17			+4.09	-3.52	
6+986	En superficie	-1.57	-5.97	-3.11	-8.23	-0.44	5.59
	Por encima de la clave	+2.99	-2.71	-1.95	-8.82	+3.98	-2.44
		+3.31	-2.63	-2.30	-9.24	+4.08	-2.41
	Zona excavación	+3.49	-2.18			+4.39	-2.17
		+3.10	-1.67			+4.30	-1.94
	+2.28	-1.84			+4.39	-1.68	
8+813	En superficie	-0.70	-2.10	-2.70	-4.60	-0.80	-2.40
	Por encima de la clave	+1.14	+0.28	-3.49	-5.77	-0.65	-1.16
		+1.30	+0.62	-3.58	-5.88	-0.55	-0.93
	Zona excavación	+1.47	+1.31			-0.58	-0.70
		+1.46	+1.30			-1.03	-0.57
	+1.36	+2.15			-1.97	-0.54	
9+753	En superficie	+0.70	-1.50	-4.20	-5.60	-0.80	-2.10
	Por encima de la clave	+1.71	-0.53	-4.91	-6.45	-0.2	-2.36
		+1.60	-0.49	-5.12	-6.69	-0.5	-2.43
	Zona excavación	+1.06	-0.49			-0.79	-2.46
		-0.65	-1.45			-1.3	-2.34
	-2.05	-2.45			-2.33	-2.79	

Tabla 5. 3. Movimientos verticales en superficie y en profundidad a corto plazo y largo plazo de las diez secciones de control

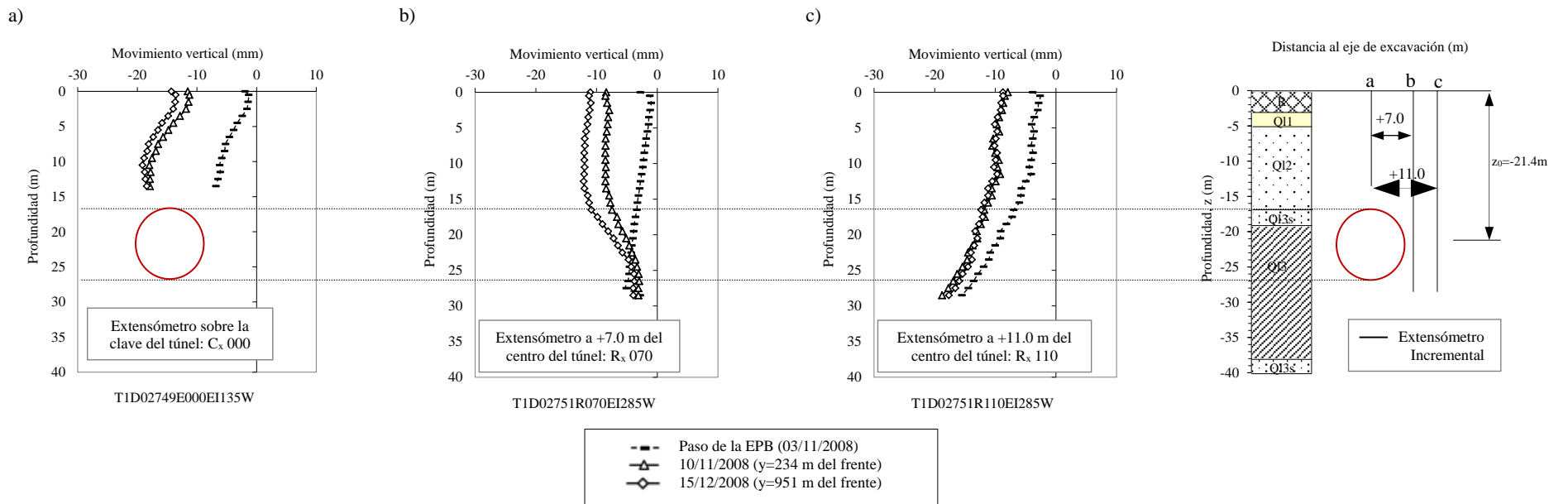


Figura 5. 72. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros C_x000, R_x070 y R_x110 de la sección T1D PK 2+750

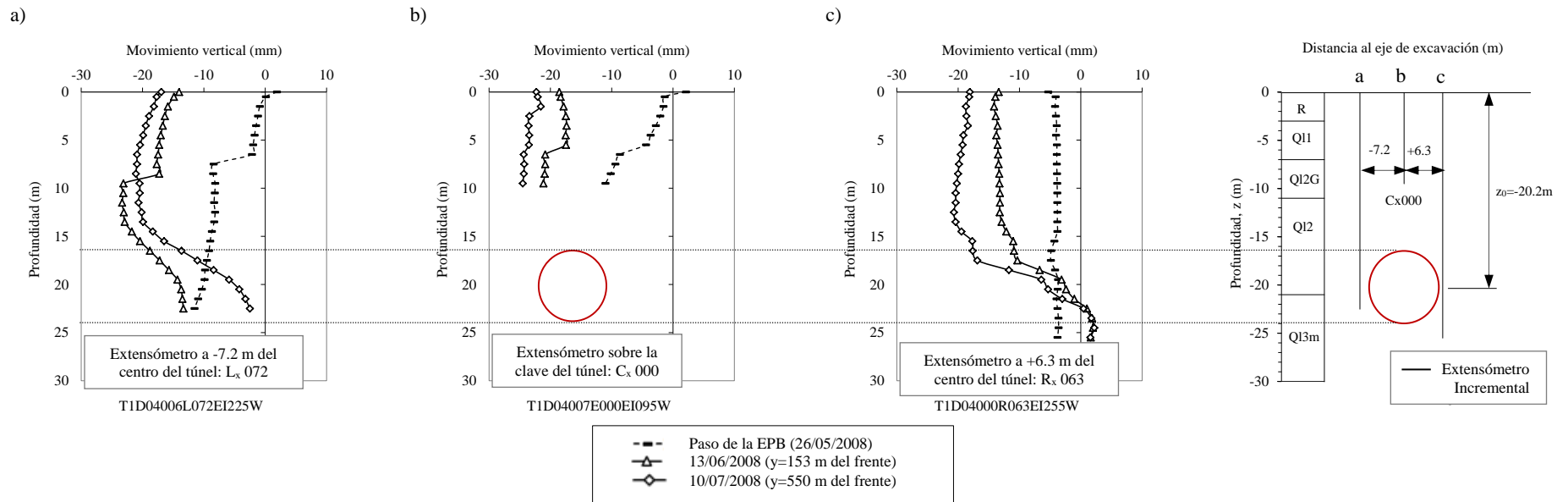


Figura 5. 73. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros Lx072, Cx000 y Rx063 de la sección T1D PK 4+000

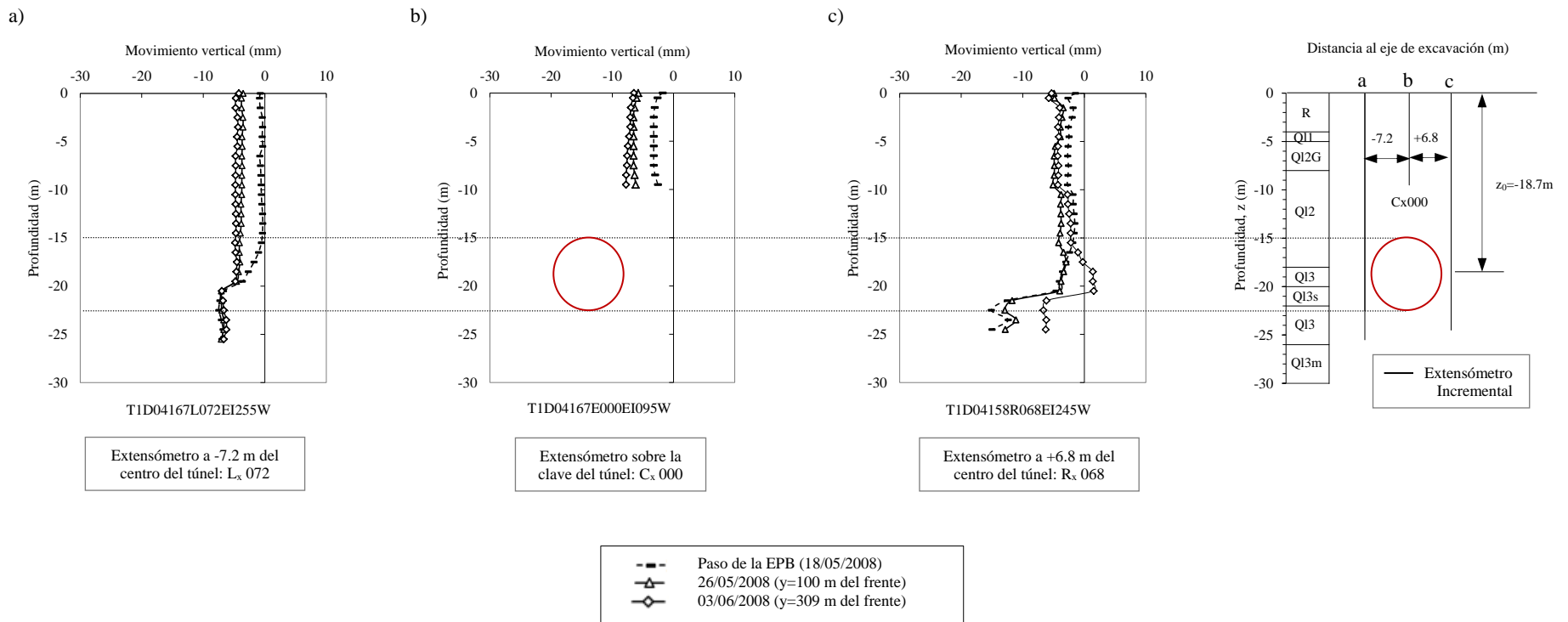


Figura 5. 74. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros L_x072, C_x000 y R_x068 de la sección T1D PK 4+150

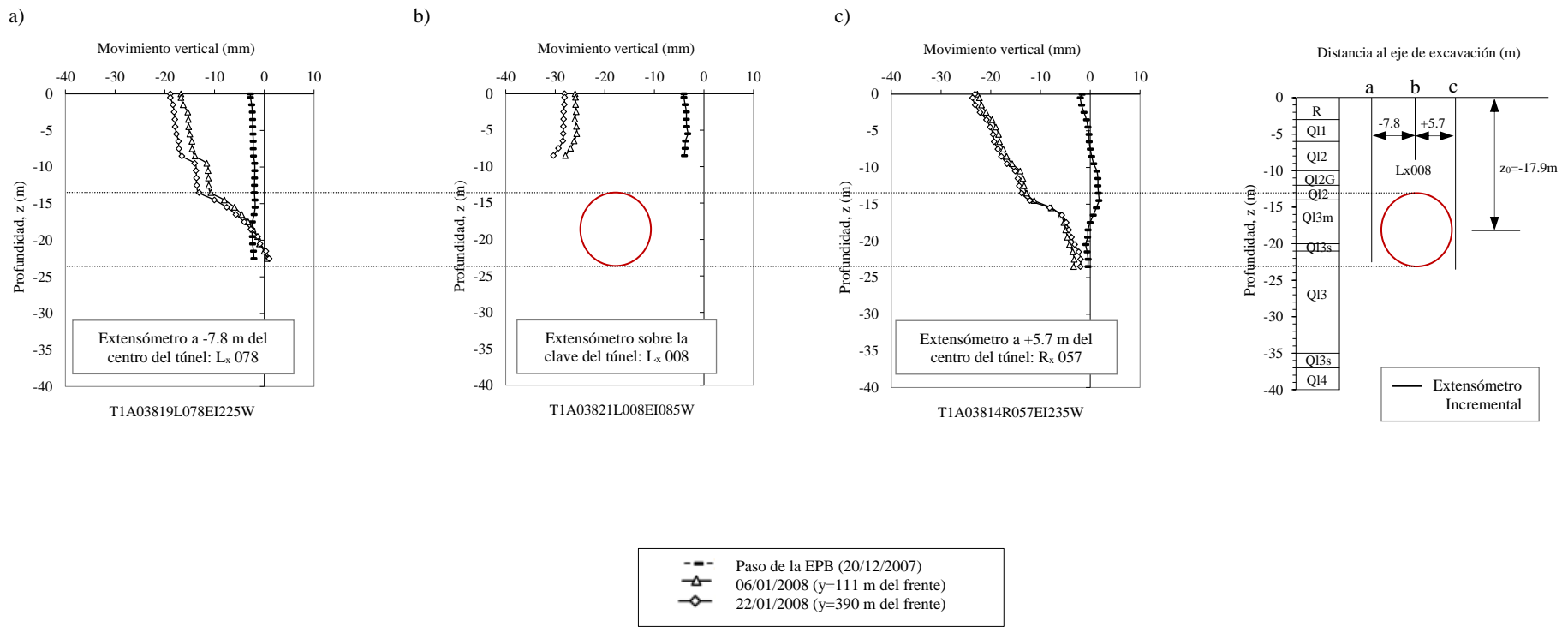


Figura 5. 75. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros Lx078, Lx008 y Rx,057 de la sección T1A PK 3+810

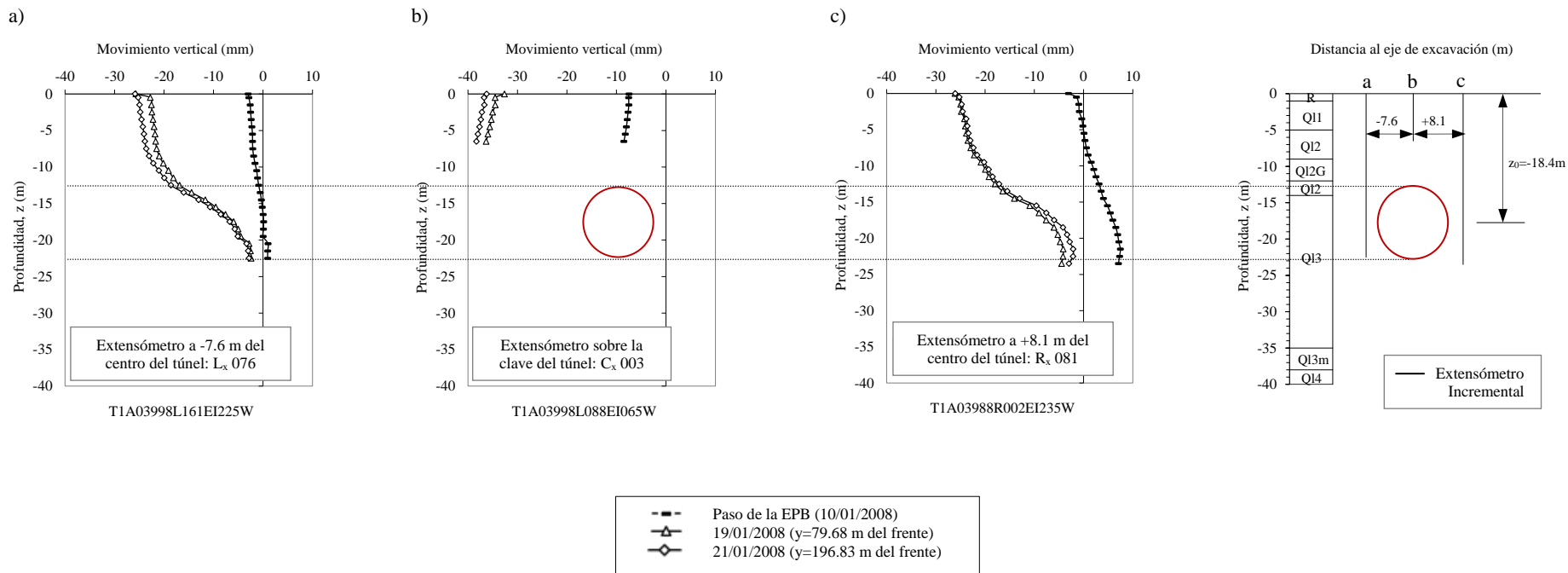


Figura 5. 76. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros L_x076, C_x003 y R_x081 de la sección T1A PK 3+993

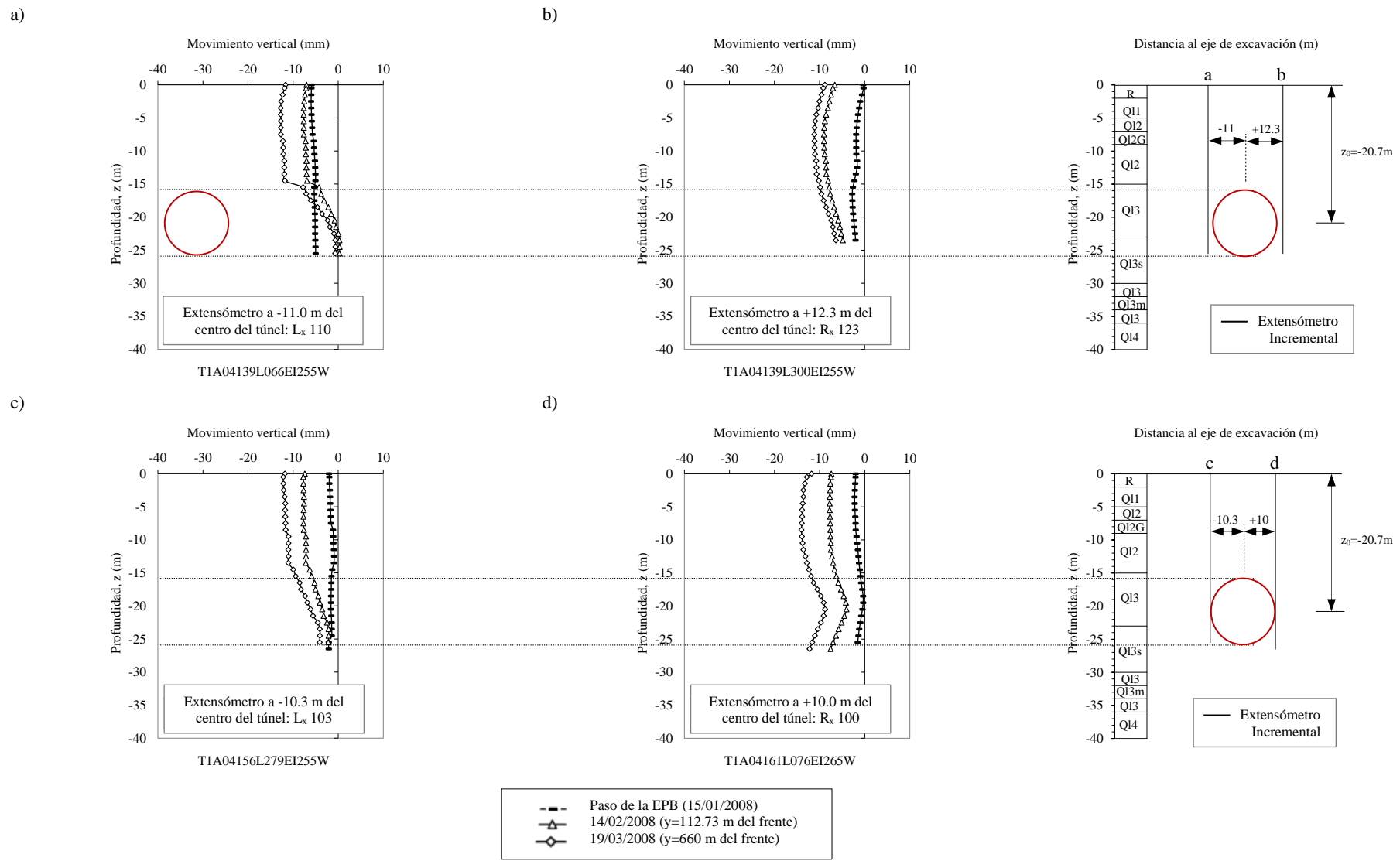


Figura 5. 77. Asiento vertical en profundidad extensómetros L_x110, R_x123, L_x103 y R_x100 de la sección T1A PK 4+140

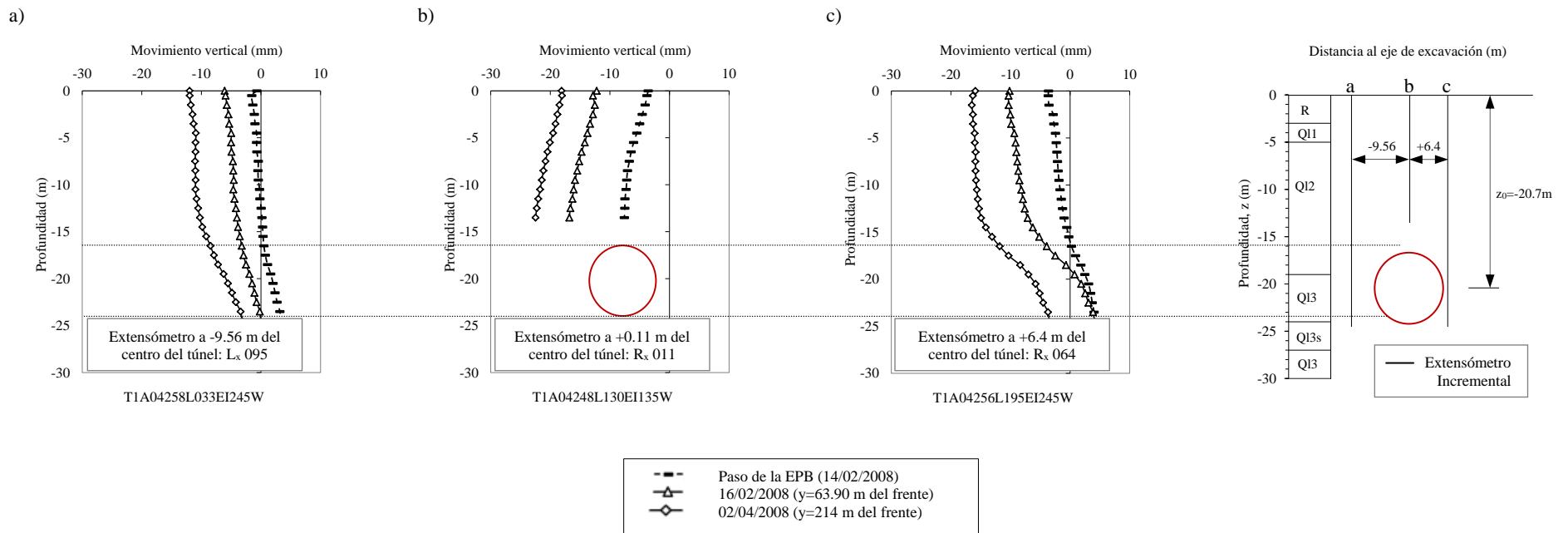


Figura 5. 78. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros Lx095, Rx011 y Rx064 de la sección T1A PK 4+240

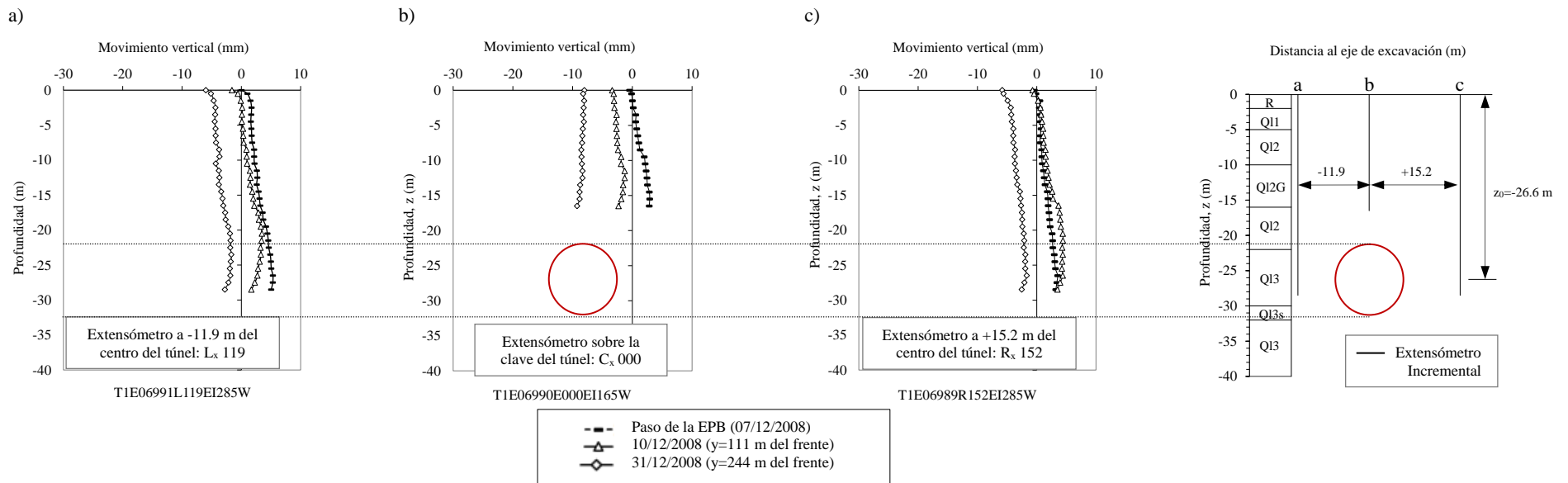


Figura 5. 79. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros L_x119, C_x000 y R_x152 de la sección TIE PK 6+986

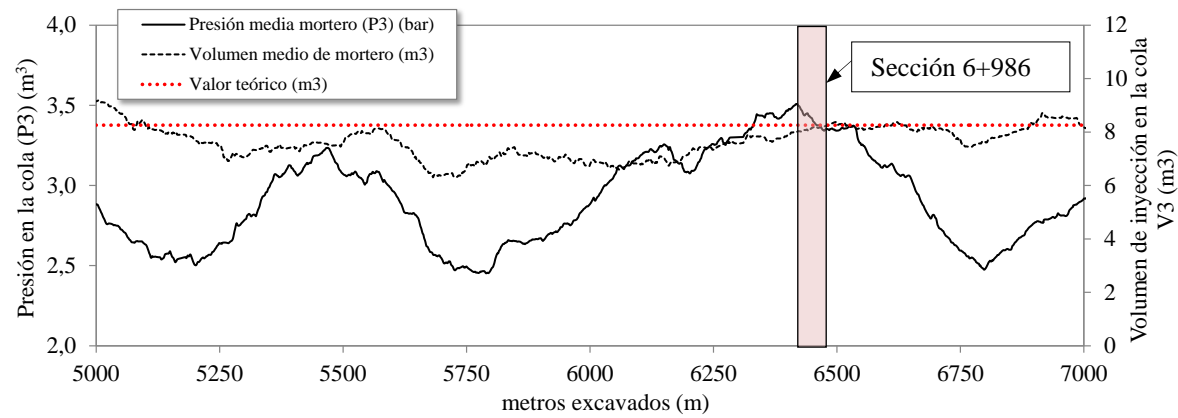


Figura 5. 80. Relación de la presión y el volumen inyectado en la cola del escudo en función de los metros de avance en la sección TIE PK 6+986

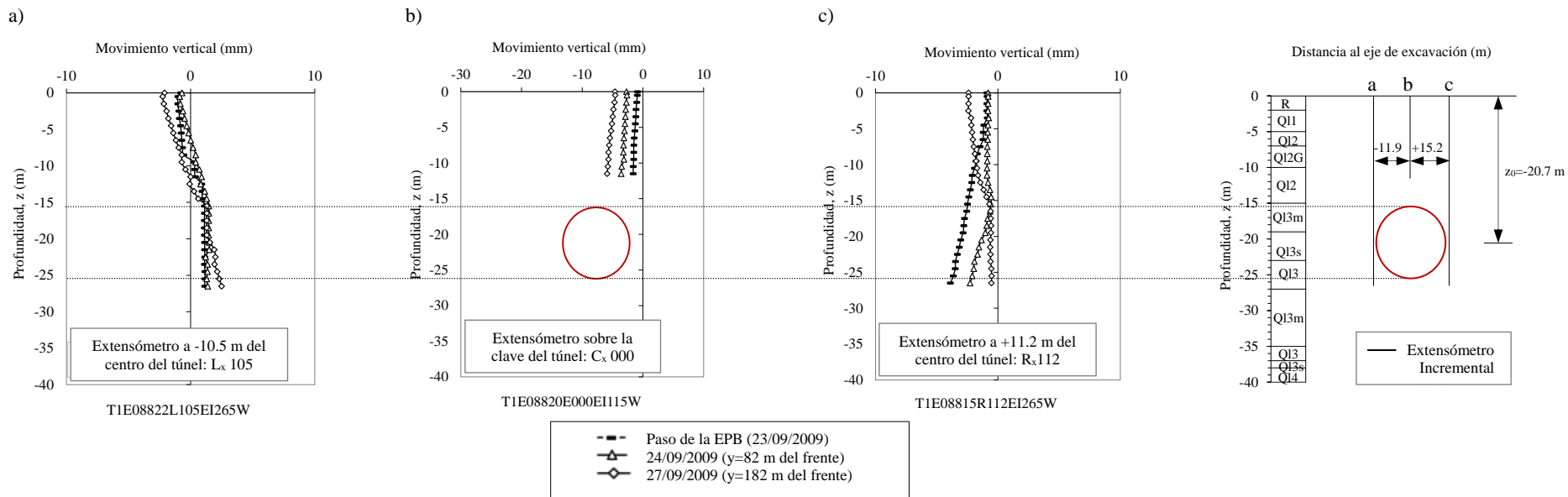


Figura 5. 81. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros Lx105, Cx000 y Rx112 de la sección T1E PK 8+813

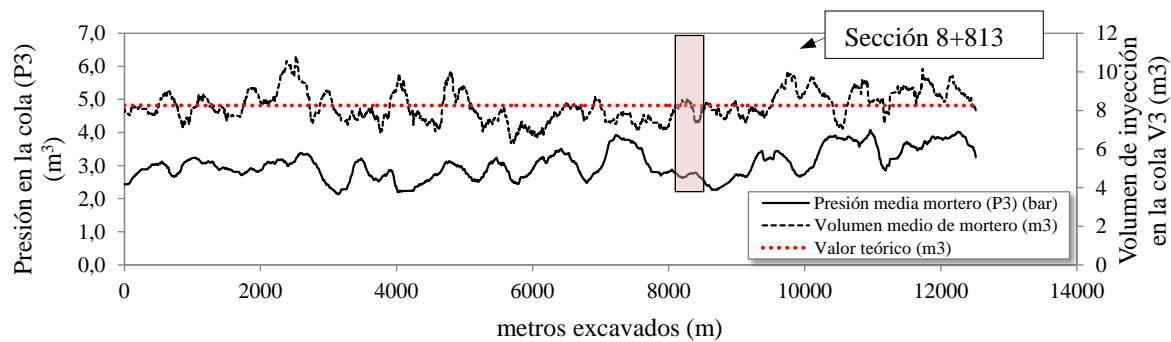


Figura 5. 82. Relación de la presión y el volumen inyectado en la cola del escudo en función de los metros de avance en la sección T1E PK 8+813

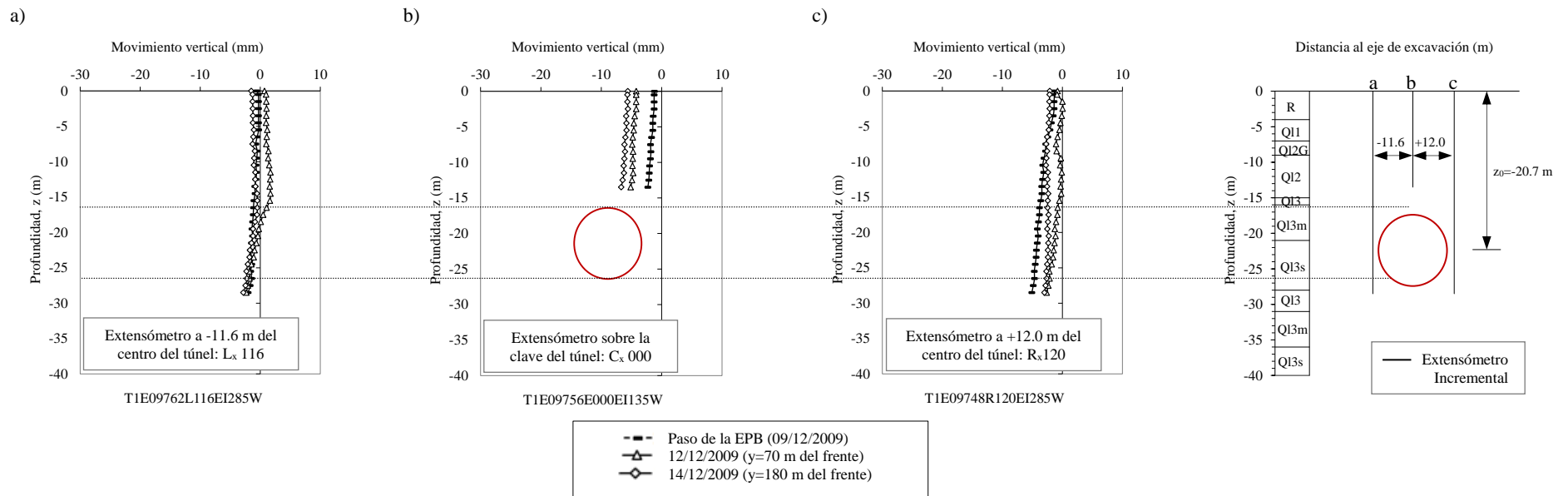


Figura 5. 83. Asiento vertical en profundidad por los extensómetros L_x116, C_x000 y R_x120 de la sección T1E PK 9+753

5.4 Movimientos Horizontales del terreno a corto y a largo plazo

En este apartado se analizan los movimientos horizontales en superficie y en profundidad para cada una de las secciones de control estudiadas. Estos movimientos horizontales producidos en el terreno han sido registrados por los hitos combinados y los inclinómetros instalados en el terreno. En el caso de los hitos combinados, éstos se encuentran instalados en la superficie del terreno y registran los movimientos horizontales en las dos direcciones del espacio: X e Y. En el caso de los inclinómetros se encuentran habitualmente situados a ambos lados de la excavación y registran los movimientos horizontales del terreno colindante al túnel para diferentes profundidades.

Las lecturas inclinométricas se miden según los dos ejes principales, el primer eje paralelo a la excavación y el segundo eje perpendicular a la dirección principal de la excavación. En esta tesis únicamente se ha tenido en cuenta para el estudio de los movimientos horizontales en el terreno en profundidad la dirección perpendicular a la dirección del túnel (dirección R). Decir que estos instrumentos de medida se encuentran fijados en un punto en profundidad, sobrepasada la solera del túnel, donde se supone que no hay movimiento.

En el caso de los hitos combinados las lecturas empleadas han sido las lecturas en la dirección X e Y, y el ángulo que forma el eje "X" con la traza del túnel. Con estos datos se ha calculado los movimientos horizontales registrados en el terreno en la dirección perpendicular al eje de la excavación (dirección R) al igual que para los inclinómetros.

Para ambos casos, el movimiento horizontal del terreno con lecturas positivas será considerado movimiento que va hacia el túnel y movimientos del terreno con lecturas negativas serán considerados movimientos que van hacia fuera de la excavación.

En la Tabla 5.4, se recoge un resumen de los movimientos horizontales en profundidad en tres puntos en la zona de los hastiales proporcionados por los inclinómetros situados a ambos lados de la excavación a corto plazo y a largo plazo para cada una de las secciones de control estudiadas.

SC	Profundidad (m)	IN izquierdo		IN derecho	
		Campo corto plazo	Campo largo plazo	Campo corto plazo	Campo largo plazo
4+150	Por encima de la clave	-0.54	+0.77	+0.62	+0.86
	Zona	-0.74	-0.64	-1.81	-1.74
	Excavación	-1.86	-1.86	-3.40	-3.31
		+1.33	+1.61	-0.19	-0.24
2+750	Por encima de la clave	+1.66	-2.13	-	-
	Zona	-0.03	-0.68	-	-
	Excavación	-2.87	-1.82	-	-
		-0.12	+0.77	-	-
4+000	Por encima de la clave	-2.52	-5.62	+1.21	+1.52
	Zona	-4.62	-5.12	-1.87	-2.41
	Excavación	-1.81	-2.54	-2.05	-2.39
		-0.02	-0.20	-0.39	-0.62
3+810	Por encima de la clave	-1.86	-1.32	+1.58	+1.20
	Zona	-4.09	-3.97	-0.44	-0.63
	Excavación	-3.98	-4.14	+0.58	+0.49
		-0.96	-0.77	+0.48	+0.40
3+993	Por encima de la clave	+3.17	+3.54	+2.50	+2.35
	Zona	-0.62	-0.89	-0.06	-0.77
	Excavación	-0.29	-0.20	+0.37	+0.34
		-0.08	-0.08	+0.01	-0.03
4+140	Por encima de la clave	+0.08	+1.6	+2.58	+2.41
	Zona	-1.53	-1.14	-0.63	-0.42
	Excavación	-0.68	-0.39	-0.56	-0.44
		+0.01	+0.04	-0.14	-0.13
4+140	Por encima de la clave	+0.40	+0.85	+0.36	+0.11
	Zona	-0.28	+0.38	-0.45	-0.84
	Excavación	-0.09	+0.54	-0.30	-0.39
		-0.44	+0.02	-0.11	-0.14
4+240	Por encima de la clave	-0.03	+0.09	+1.68	+0.33
	Zona	-0.76	-1.72	-1.62	-1.46
	Excavación	-1.74	-3.06	-1.86	-1.88
		-0.54	-0.81	-0.76	-0.76
6+986	Por encima de la clave	+1.8	+1.79	+2.62	+1.93
	Zona	-0.59	-1.10	-0.23	-0.73
	Excavación	-0.16	-1.05	-0.49	-0.85
		-0.34	-0.39	+0.33	-0.33
8+813	Por encima de la clave	+2.18	+1.75	+3.73	+0.74
	Zona	+0.57	+0.10	+2.20	+0.68
	Excavación	-0.66	-1.14	+0.38	-0.82
		+0.02	-0.15	+1.62	+1.50
9+753	Por encima de la clave	+3.27	+1.18	+1.25	+0.45
	Zona	+0.89	-1.00	+0.01	-0.32
	Excavación	-2.00	-3.45	-1.92	-2.03
		-1.26	-1.26	-0.71	-0.73

Tabla 5. 4. Movimientos horizontales en profundidad a corto plazo y largo plazo de las diez secciones de control

SECCIÓN T1D PK 2+750

En la sección T1D PK 2+750, no se dispone de registros de los movimientos horizontales en superficie ya que únicamente se ha instalado en esta sección un hito combinado, que no permite la realización de una cubeta de asientos horizontales y por tanto del estudio de estos movimientos horizontales en la superficie del terreno. Por otro lado, los perfiles de desplazamiento horizontal en profundidad en la sección transversal al eje del túnel sí que han sido medidos mediante un inclinómetro instalado en el lado derecho de la excavación (véase Figura 5.4). El inclinómetro ha sido instalado en el hastial derecho a $x=+7.0$ m del centro del túnel (R_{IN070}) (vista frontal del avance de la tuneladora).

Los movimientos horizontales observados en profundidad por este inclinómetro se muestran en la Figura 5.84. En esta sección los movimientos horizontales son muy pequeños inferiores a ± 5 mm. Existe algún pequeño movimiento hacia fuera de la excavación en puntos cercanos a la superficie del terreno durante el paso de la tuneladora por la sección de estudio y en momento considerado como a corto plazo. Esto no ocurre para el momento considerado a largo plazo. A medida que la profundidad aumenta, el movimiento horizontal sigue siendo hacia fuera de la excavación para todos los casos considerados (paso de la EPB por la sección de estudio, a corto plazo y a largo plazo), produciéndose valores máximos de -1.65 mm respecto al movimiento horizontal registrado durante el paso de la tuneladora.

SECCIÓN T1D PK 4+000

En la sección de control T1D PK 4+000, se dispone de suficientes datos de instrumentación en superficie para el cálculo de la cubeta de asientos horizontales. Vemos en la Figura 5.85 que los datos de campo proporcionados por los hitos combinados en superficie se adaptan bien a la cubeta de asientos horizontales propuesta por O'Reilly y New (1982) descrita en el Capítulo 2, considerando el punto de inflexión $i=9.30$, calculado a partir de la distribución Gaussiana y el ajuste por mínimos cuadrados a los movimientos verticales del terreno considerados a largo plazo.

Los movimientos en profundidad han sido medidos mediante dos inclinómetros situados a ambos lados de la excavación, uno en hastial izquierdo a $x=-8.05$ m (L_{IN085}) (vista frontal del avance de la tuneladora) y el otro en el hastial derecho a $x=+7.1$ m (R_{IN071}) del centro de la excavación.

Los movimientos horizontales registrados en profundidad por estos dos inclinómetros se muestran en la Figura 5.86. En la Figura se observa para el caso del inclinómetro situado en el lado izquierdo de la excavación Figura 5.86a, que el movimiento horizontal del terreno va hacia fuera de la excavación a partir de una profundidad igual a $z=-0.5$ m con un valor de $+10$ mm. A medida que aumenta la profundidad, el movimiento horizontal va disminuyendo de valor. Una vez superado la mitad de la excavación los movimientos horizontales del terreno son prácticamente nulos.

En el caso del inclinómetro situado en extremo derecho de la excavación a $x=+7.1$ m del eje del túnel. En este caso, existen pequeños movimientos horizontales hacia la excavación y hacia fuera de la misma de pequeña magnitud que en zonas superficiales acaban siendo movimientos hacia fuera de la excavación, con un valor máximo de (-3.18 mm).

SECCIÓN T1D PK 4+150

En esta sección se ha estudiado los movimientos horizontales en el terreno tanto en superficie como en profundidad. Vemos que de igual manera que la sección anterior T1D PK 4+000, los datos proporcionados por los hitos combinados en superficie se adaptan bien a la cubeta de asientos horizontales según la expresión propuesta por O'Reilly y New (1982) descrita en el Capítulo 2, considerando el punto de inflexión en la dirección transversal $i=10.97$, calculado a partir del ajuste por mínimos cuadrados de la distribución Gaussiana a los datos de campo (Figura 5.87).

Los movimientos en profundidad han sido medidos mediante dos inclinómetros situados uno en el lado izquierdo, vista frontal del avance de la tuneladora a $x= -7.2$ m (L_{IN}072) y el otro en lado derecho a $x= +6.7$ m (R_{IN}067) del centro de la excavación.

El registro de los movimientos horizontales registrados en profundidad por estos dos inclinómetros se muestra en la Figura 5.88. En la Figura se observan pequeños movimientos horizontales hacia la excavación. A medida que aumentamos la profundidad los asientos pasan a ser movimientos hacia fuera de la excavación con un valor máximo de -1.86 mm y de -3.44 mm para el inclinómetro instalado a $x= -7.2$ m y a $x= +6.7$ m del eje de excavación, respectivamente.

SECCIÓN T1A PK 3+810

En esta sección se ha estudiado de igual manera que las secciones anteriores, los movimientos horizontales tanto en superficie como en profundidad. Vemos que a diferencia de las anteriores secciones, los datos de movimientos horizontales proporcionados por los hitos combinados en superficie, no se adaptan bien a la cubeta de asientos horizontales propuestas por O'Reilly y New (1982), considerando los mismos parámetros que en la cubeta transversal de asientos verticales en superficie, $i= 8.05$, calculado a partir de la distribución Gaussiana y el ajuste por mínimos cuadrados (Figura 5.89). La cubeta propuesta por O'Reilly simula unos movimientos horizontales muy superiores a los registrados por la instrumentación que prácticamente son nulos. Se desconocen las causas de esta disparidad de resultados y la única constancia que se tiene es un aumento del movimiento vertical en esta sección descrito en el apartado 5.2 de este mismo capítulo. Las causas posibles de este movimiento vertical superior como ya se han descrito han sido varias: por un lado, la tuneladora estuvo un largo tiempo parada, además es una sección muy cercana a la salida de la estación de Mas Blau, donde la máquina todavía se encontraba en los primeros metros de rodaje que como hemos visto en el Capítulo 4, pudiendo acusar mayores pérdidas de volumen de terreno. Todas estas causas podrían

dar explicación a un movimiento vertical mayor pero no se sabe la razón de este movimiento horizontal prácticamente nulo en la dirección horizontal.

Los movimientos en profundidad han sido medidos mediante dos inclinómetros situados a ambos lados de la excavación. En el lado izquierdo de la excavación a $x = -7.7$ m (L_{IN077}) y en el lado derecho a $z = +8.5$ m (R_{IN085}) (según el avance del túnel).

Los movimientos horizontales registrados en profundidad por estos dos inclinómetros se muestran en la Figura 5.90. En la Figura se observan los movimientos horizontales que van hacia la excavación y disminuyen de valor hasta la zona del hastial del túnel (Figura 5.90a). Para el caso del inclinómetro situado a la derecha de la excavación (Figura 5.90b) el movimiento horizontal va hacia la excavación, este valor disminuye a la altura de la excavación hasta convertirse en prácticamente cero. A partir de esta profundidad los movimientos van hacia fuera de la excavación y en ningún caso superan los -5 mm hasta una profundidad de $z = -16$ m coincidiendo con la profundidad de la clave del túnel.

SECCIÓN T1A PK 3+993

En esta sección de estudio se han observado los movimientos horizontales, proporcionados por la instrumentación de superficie y de profundidad instalada en el terreno.

En el caso de los movimientos en superficie, vemos que como en el caso anterior, los datos proporcionados por la instrumentación instalada en superficie, no se adaptan bien a la cubeta de asientos horizontales propuesta por O'Reilly y New (1982), considerando los mismos parámetros que en la cubeta de asientos verticales en superficie, con un punto de inflexión $i = 9.57$, calculado a partir de la distribución Gaussiana y el ajuste por mínimos cuadrados (Figura 5.91). La cubeta de propuesta por O'Reilly simula unos movimientos horizontales muy superiores a los registrados por la instrumentación que prácticamente son inexistentes. En este caso se sabe cómo se ha comentado cuando analizábamos la cubeta de asientos transversales a largo plazo, que hubo errores en la inyección de mortero de cola que aumentaron la pérdida de volumen de terreno y, por lo tanto, el movimiento vertical del terreno en superficie causados en el arranque después de la parada hiperbólica. Este aumento de movimiento cómo podemos ver únicamente se ha producido en la componente vertical del terreno.

En el caso de los movimientos horizontales en profundidad, estos movimientos han sido medidos mediante dos inclinómetros situados a ambos lados de la excavación, a $x = -11.3$ m (L_{IN113}) y en el lado derecho a $x = +7.7$ m (R_{IN077}) (según el avance del túnel) (véase 5.24 del Capítulo 5). En este caso los movimientos horizontales al igual que en superficie (Figura 5.92a y Figura 5.92b), son movimientos que van hacia la excavación hasta una profundidad cercana a la clave de la excavación, donde a partir de esa profundidad, los movimientos horizontales van hacia fuera de la excavación con un valor muy bajo entre $(-0.80$ a $+1.32$ mm).

SECCIÓN T1A PK 4+140

En esta sección se ha estudiado, los movimientos horizontales tanto en superficie como en profundidad. Vemos que al igual que las secciones anteriores PK 3+810 y PK 3+993 los movimientos horizontales en superficie proporcionados por la instrumentación, no se adaptan bien a la cubeta de asientos horizontales propuesta por O'Reilly y New (1982), considerando los mismos parámetros que en la cubeta de asientos verticales en superficie: $i = 11.82$, calculado a partir del ajuste mediante mínimos cuadrados de la distribución Gaussiana a los datos de campo. La cubeta propuesta por O'Reilly simula unos movimientos horizontales superiores a los registrados por la instrumentación de campo (Figura 5.93), no se saben las causas.

Respecto a los movimientos horizontales en profundidad, éstos han sido medidos por dos inclinómetros situados a ambos lados de la excavación. En el lado izquierdo a $x = -11.83\text{m}$ (L_{IN118}) y en el lado derecho a $x = +11.60\text{m}$ (R_{IN116}) (según el avance del túnel). También se muestran los movimientos horizontales en profundidad de dos inclinómetros cercanos a la sección estudiada (L_{IN088}) y (R_{IN103}).

Los movimientos horizontales en profundidad registrados por estos cuatro inclinómetros se muestran en la Figura 5.94. En la Figura, se observan pequeños movimientos horizontales hacia la excavación los primeros metros hasta una profundidad de $z = -15\text{ m}$, profundidad a la que se encuentra la clave de la excavación (Figura 5.94a y Figura 5.94b). A partir de esta profundidad los movimientos horizontales pasan a ser movimientos hacia fuera de la excavación.

En el caso de los otros dos inclinómetros mostrados (Figura 5.94c y Figura 5.94d) tienen una tendencia muy similar.

SECCIÓN T1A PK 4+240

En la sección T1A PK 4+240 se han analizado los movimientos horizontales en el terreno, tanto en superficie como en profundidad a partir de la instrumentación instalada. Al igual que en las secciones anteriores, se observa que los datos registrados por la instrumentación son más pequeños que los que prevé la cubeta de O'Reilly y New (1982) para los movimientos horizontales en superficie (Figura 5.95).

En profundidad, los movimientos horizontales han sido medidos a partir de dos inclinómetros situados a ambos lados de la excavación, a una distancia de $x = -7.0\text{m}$ (L_{IN070}) y $x = +9.2\text{m}$ (R_{IN092}) Figura 5.96a y Figura 5.96b, respectivamente.

En estas Figuras (Figura 5.96a y Figura 5.96b), se observan movimientos horizontales en superficie de pequeña magnitud que van hacia la excavación hasta una profundidad igual a la clave de la excavación. A una profundidad igual a $z = -16\text{m}$ se producen movimientos hacia fuera de la excavación que van aumentando hasta alcanzar un valor máximo de -3.06mm en el caso del inclinómetro situado a la izquierda de la

excavación y de -1.88 en el caso del inclinómetro situado a la derecha de la excavación. Este valor máximo, coincide con el centro de la excavación ($z_0 = 20.7\text{m}$).

SECCIÓN T1E PK 6+986

En la sección T1E PK 6+986, no se dispone de registros suficientes para el estudio de los movimientos horizontales en superficie. Únicamente se dispone de un hito combinado en superficie, que no permite la realización de la cubeta de asientos horizontales en superficie.

Sin en cambio, sí se tiene información de los movimientos horizontales en profundidad medidos a partir de dos inclinómetros situados a ($x = -9.4\text{ m}$) $L_{IN}094$ y a ($x = +12.9\text{m}$) $R_{IN}129$ del centro de la excavación (según el avance del túnel).

Los movimientos horizontales observados en profundidad en el momento del paso de la tuneladora por la sección, para ambos inclinómetros su registro es negativo, es decir, se trata de movimientos hacia fuera de la excavación (Figura 5.97). Sin en cambio, para los instantes considerados como a corto y a largo plazo, los movimientos horizontales registrados por los inclinómetros nos muestran movimientos horizontales del terreno hacia la excavación en la superficie que pasan a movimientos hacia fuera de la excavación en la zona de los hastiales del túnel (Figura 5.97). Como hemos visto anteriormente, en el terreno a pocos metros de la superficie se producen pequeños levantamientos. Se cree que estos levantamientos pueden estar relacionados con la presión que la máquina ejercida en el frente de excavación durante el paso del material QL3s por la clave de la excavación. Parte de ésta, presión se libera por el material más arenoso creando pequeños levantamientos verticales y pequeños movimientos hacia fuera de la excavación que van disminuyendo en su valor con la profundidad y con el tiempo como podemos ver en la Figura 5.97.

SECCIÓN T1E PK 8+813

En la sección PK 8+813, como en la sección anterior, no se dispone de registros de movimientos horizontales en superficie. En esta sección únicamente se han instalado dos hitos combinados con registro de lecturas de movimientos del terreno en la dirección vertical y en la dirección horizontal cercanos a los inclinómetros instalados en el terreno. Es a partir, de estos inclinómetros situados a ($x = -7.0\text{ m}$) $L_{IN}070$ y a ($x = +6.9\text{ m}$) $R_{IN}069$ del centro de la excavación que nos permitirán observar los movimientos horizontales en el terreno en profundidad. En la Figura 5.98a y Figura 5.98b se muestran los movimientos horizontales en profundidad registrados.

Para el caso del inclinómetro situado a la izquierda de la excavación (Figura 5.98a) en los tres casos considerados (momento de pase de la EPB, momento considerado a corto plazo y momento considerado a largo plazo) los movimientos en superficie van hacia la excavación con un máximo de +2 mm. En

profundidad, a la altura del túnel estos movimientos van hacia fuera de la excavación con un máximo de -1.26 mm. Las dos regiones de desplazamiento hacia el túnel y hacia fuera de la excavación están separadas por el punto de inflexión que coincide con la profundidad a la que se encuentra la clave del túnel.

En el caso del inclinómetro situado a la derecha de la excavación (Figura 5.98b), existen tres regiones diferentes, en dos de ellas la tendencia general de desplazamiento horizontal es hacia el interior de la excavación en todas las etapas consideradas (momento de pase de la EPB, momento considerado a corto plazo y momento considerado a largo plazo) hasta la altura de la clave de la excavación con un desplazamiento máximo de +2.33 mm. A la altura de la excavación existe un punto de inflexión entre ambas regiones, el movimiento pasa a ser hacia fuera de la excavación, con un valor máximo de -1.02 mm (Figura 5.98b). Una vez pasada la mitad de la excavación los movimientos horizontales vuelven a ser de hacia el túnel.

SECCIÓN T1E PK 9+753

En la sección T1E PK 9+753, como las secciones anteriores, no se dispone de registro de los movimientos horizontales en superficie. En esta sección únicamente se han instalado dos hitos combinados con registro de los movimientos del terreno en la dirección vertical y en la dirección horizontal cercanos a dos inclinómetros. Es a partir, de estos dos inclinómetros situados a ($x = -7.5$ m) L_{IN075} y a ($x = +7.8$ m) R_{IN078} del centro de la excavación que nos permitirán observar los movimientos horizontales en el terreno en profundidad. En la Figura 5.99a y Figura 5.99b se muestran los movimientos horizontales en profundidad registrados.

Para el caso del inclinómetro situado a la izquierda de la excavación (Figura 5.99a) en los tres casos considerados (momento de pase de la EPB, momento considerado a corto plazo y momento considerado a largo plazo) se muestra un desplazamiento horizontal hacia la excavación hasta la altura de la clave, donde el movimiento del terreno va hacia fuera de la excavación con un valor máximo de -2mm a una distancia $y=70$ m del frente de excavación y de -3.45mm a una distancia de $y=180$ m del frente de excavación.

En el caso del inclinómetro situado a la derecha de la excavación (Figura 5.99b), la tendencia general de desplazamiento horizontal transversal es muy similar a el caso del inclinómetro situado a la izquierda de la excavación. El movimiento horizontal a la altura del eje de excavación es hacia fuera de la excavación en las dos etapas consideradas (momento considerado a corto plazo y momento considerado a largo plazo) con un desplazamiento máximo de +2.85 mm.

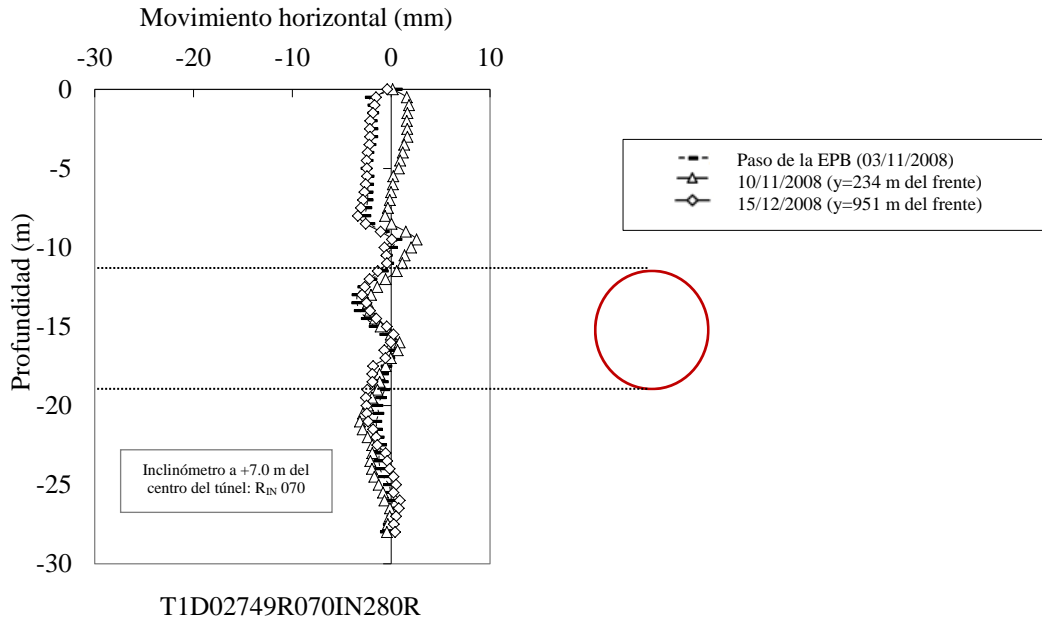


Figura 5. 84. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1D PK 2+750

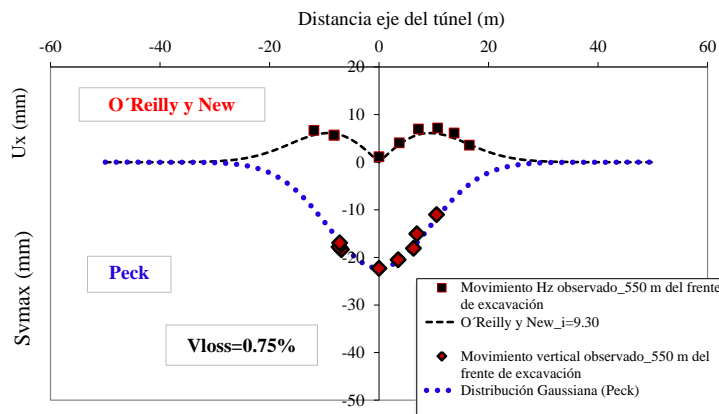


Figura 5. 85. Movimientos horizontales del terreno en la superficie de la sección T1D PK 4+000

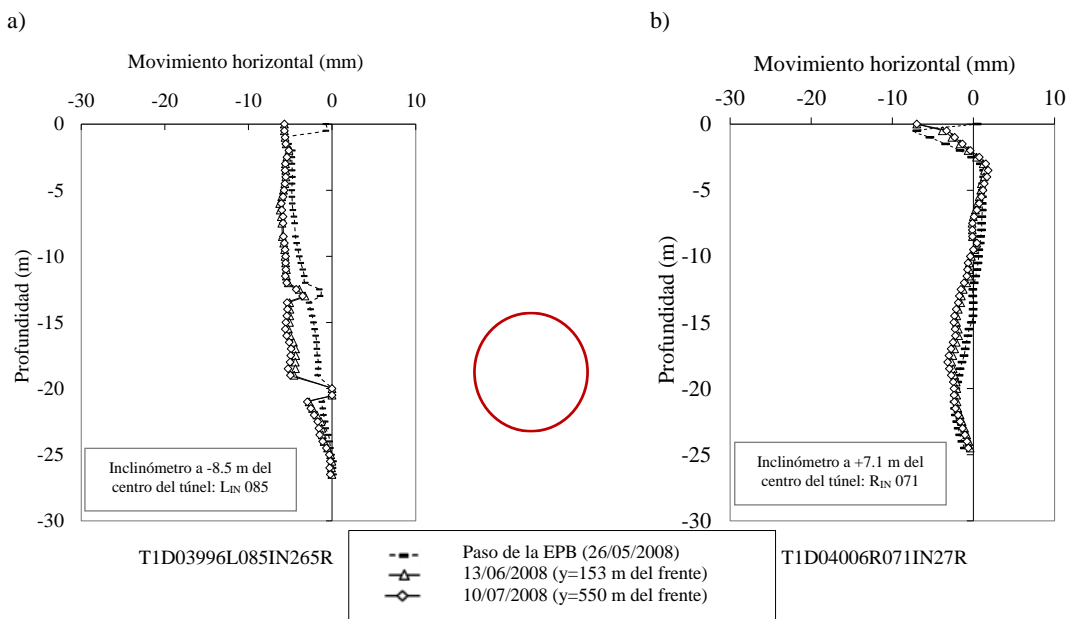


Figura 5. 86. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1D PK 4+000

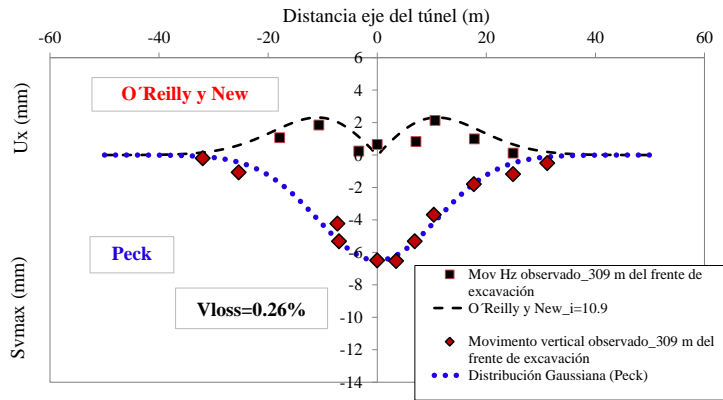


Figura 5. 87. Movimientos horizontales del terreno en la superficie de la sección T1D PK 4+150

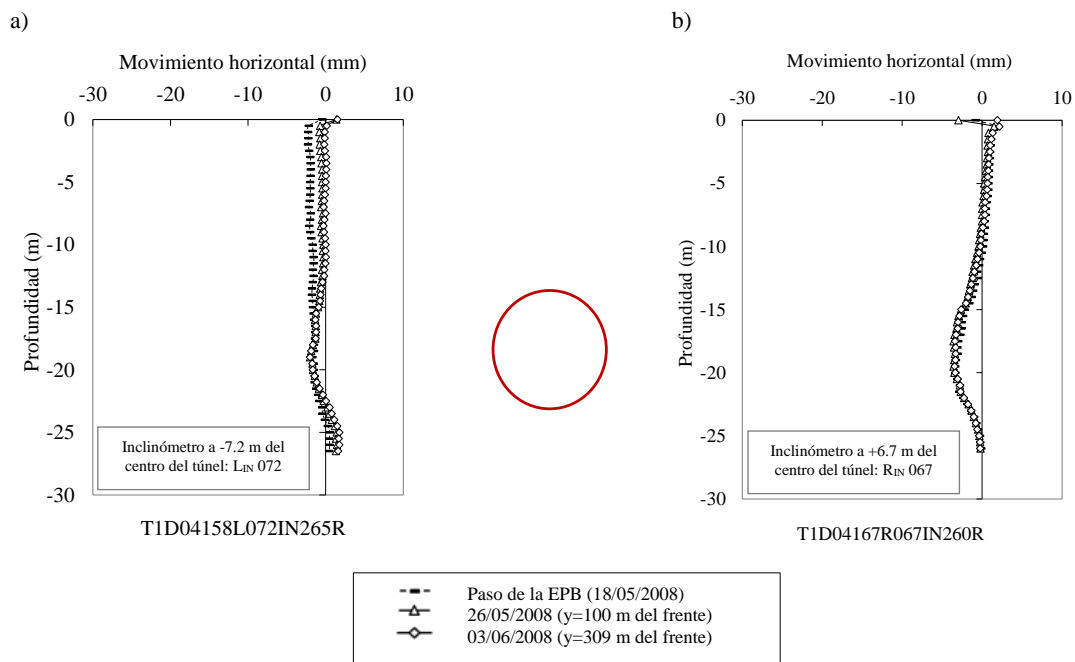


Figura 5. 88. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1D PK 4+150

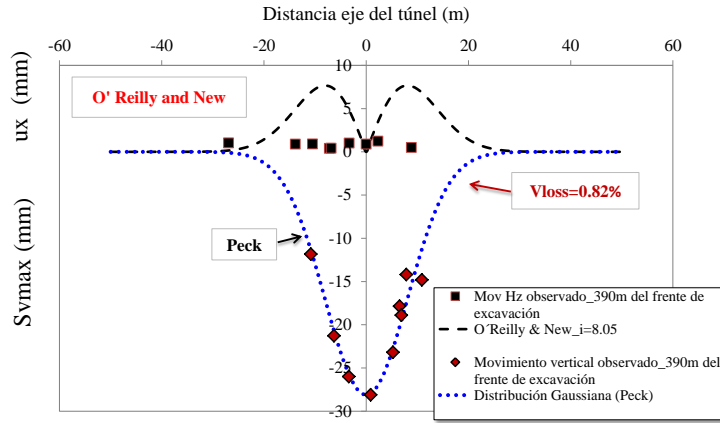


Figura 5. 89. Movimientos horizontales del terreno en la superficie de la sección T1A PK 3+810

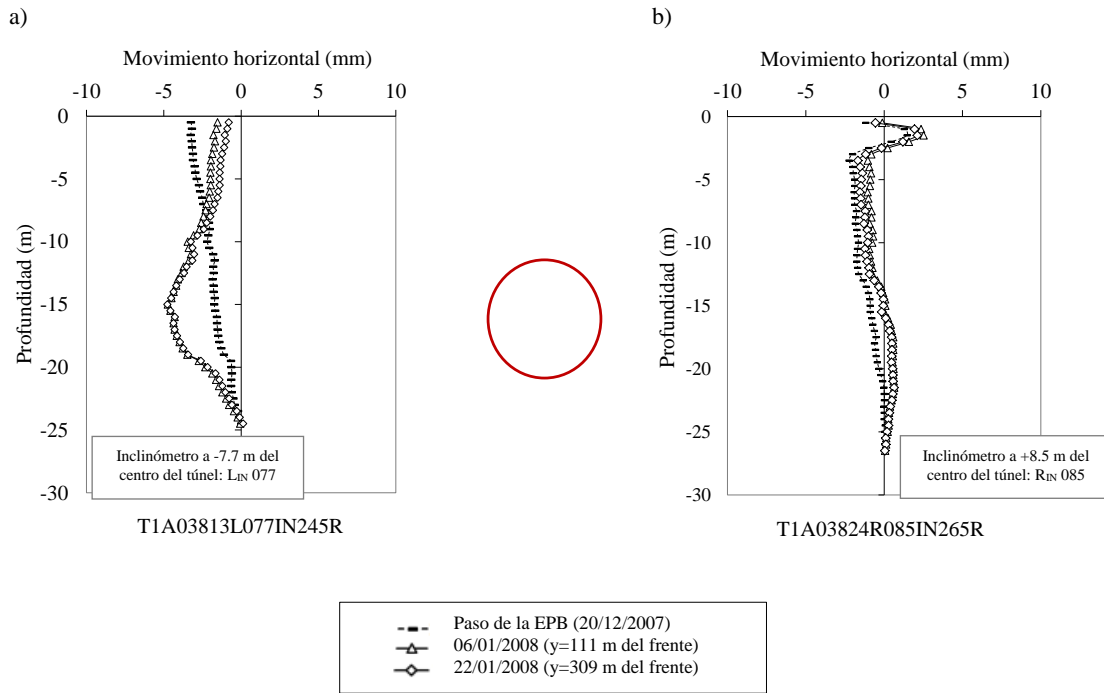


Figura 5. 90. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1A PK 3+810

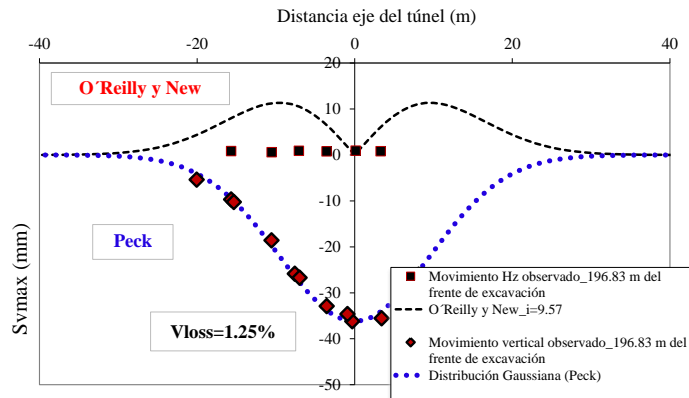


Figura 5. 91. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1A PK 3+993

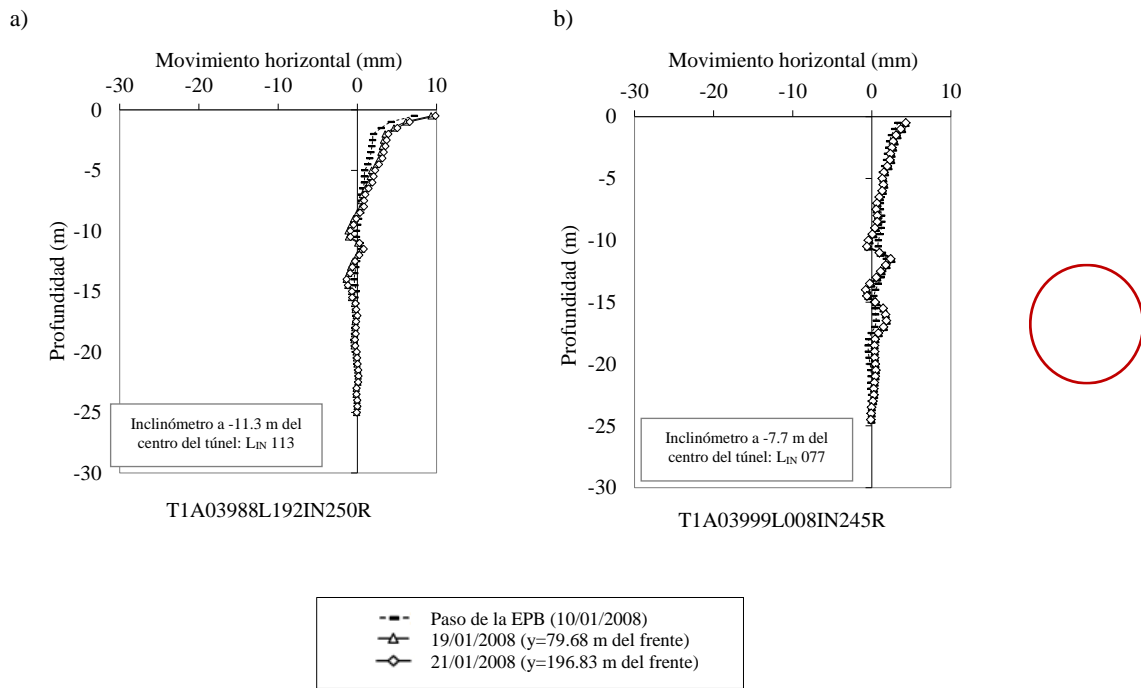


Figura 5. 92. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1A PK 3+993

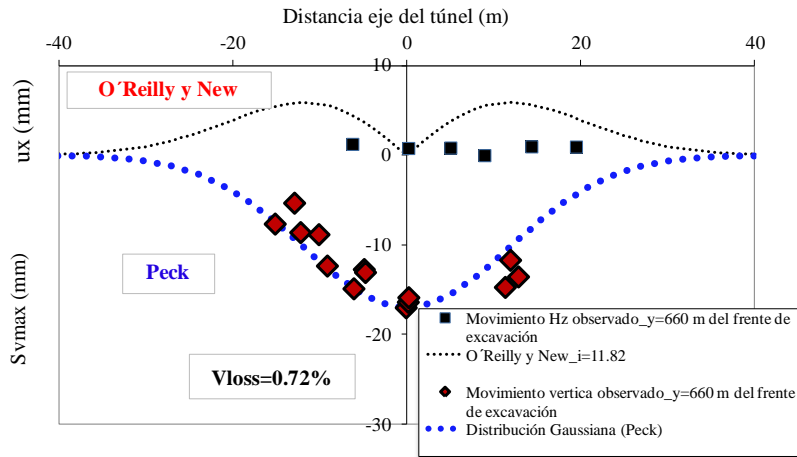
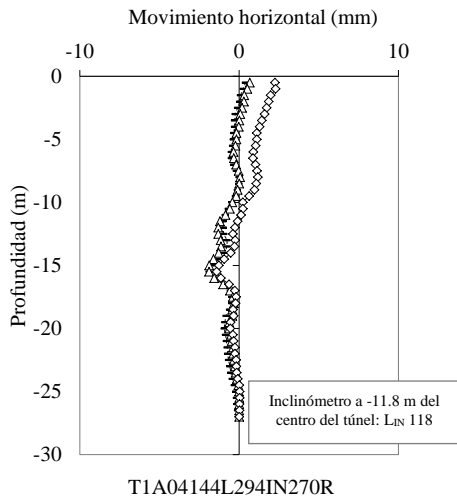
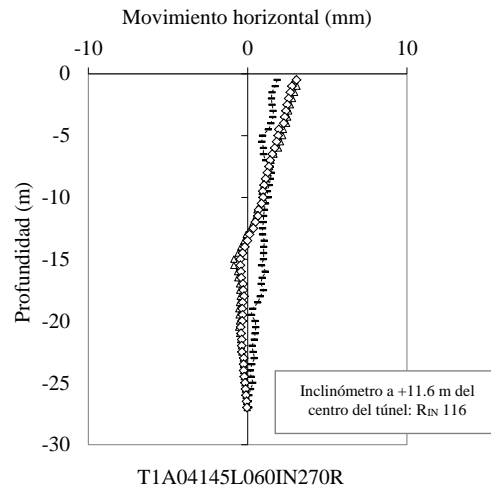


Figura 5. 93. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1A PK 4+140

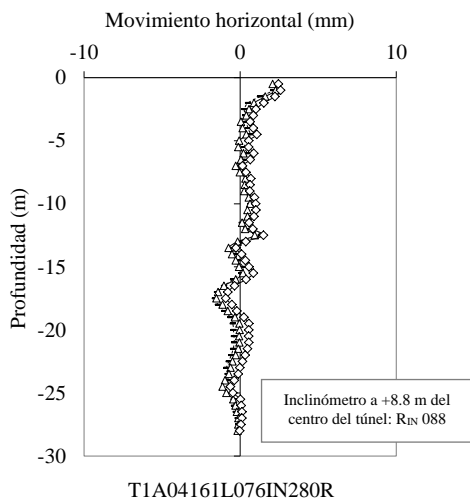
a)



b)



c)



d)

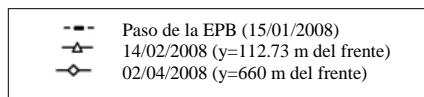
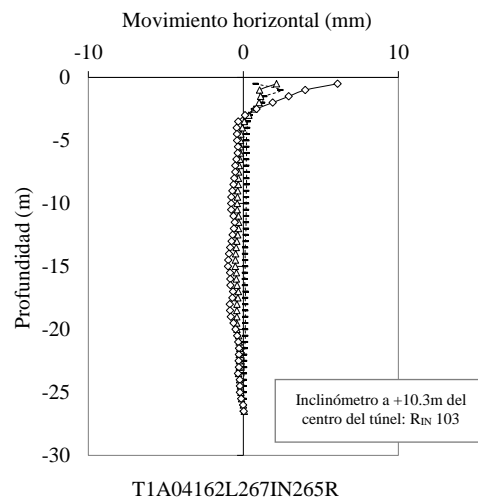


Figura 5. 94. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1A PK 4+140

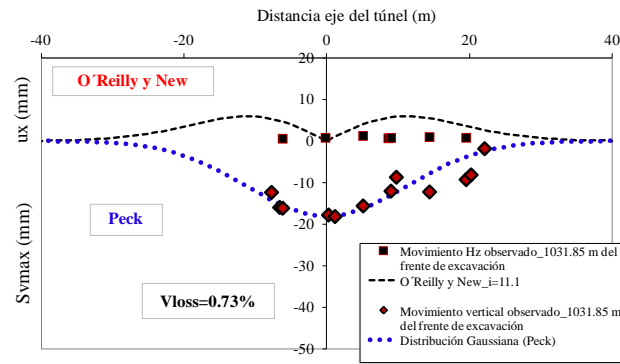


Figura 5. 95. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1A PK 4+240

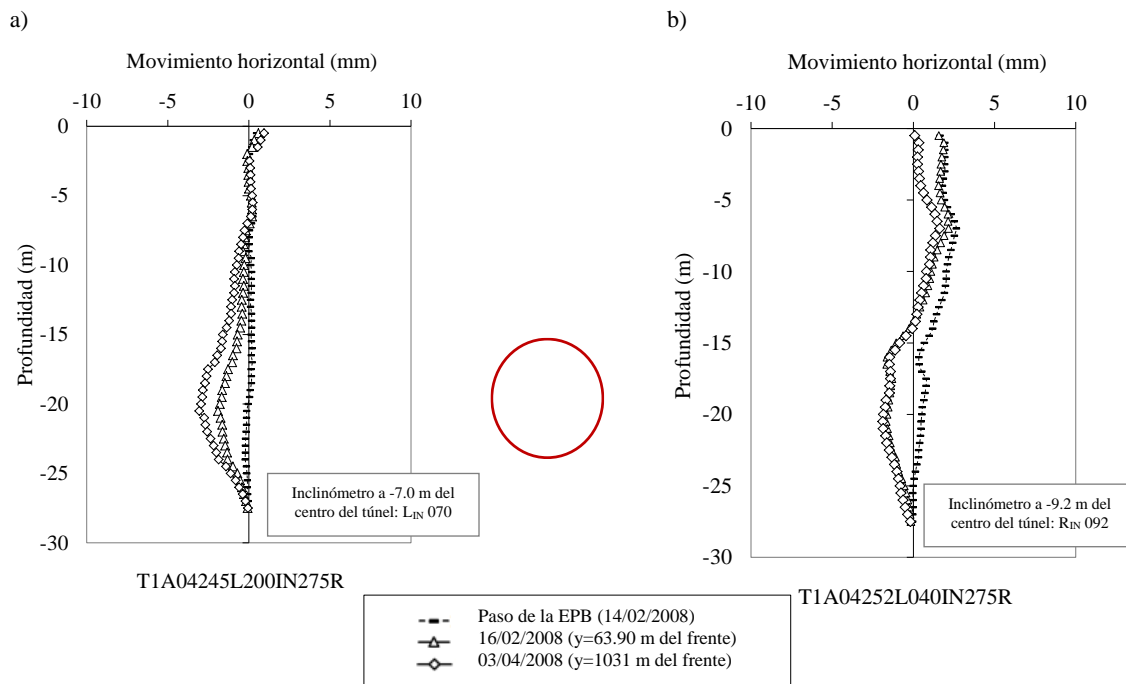


Figura 5. 96. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1A PK 4+240

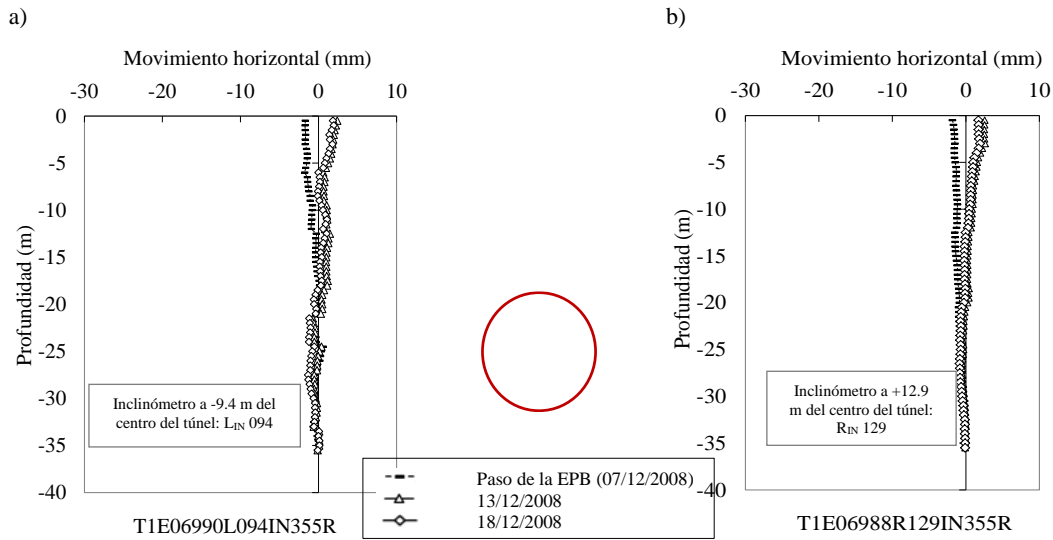


Figura 5. 97. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1E PK 6+986

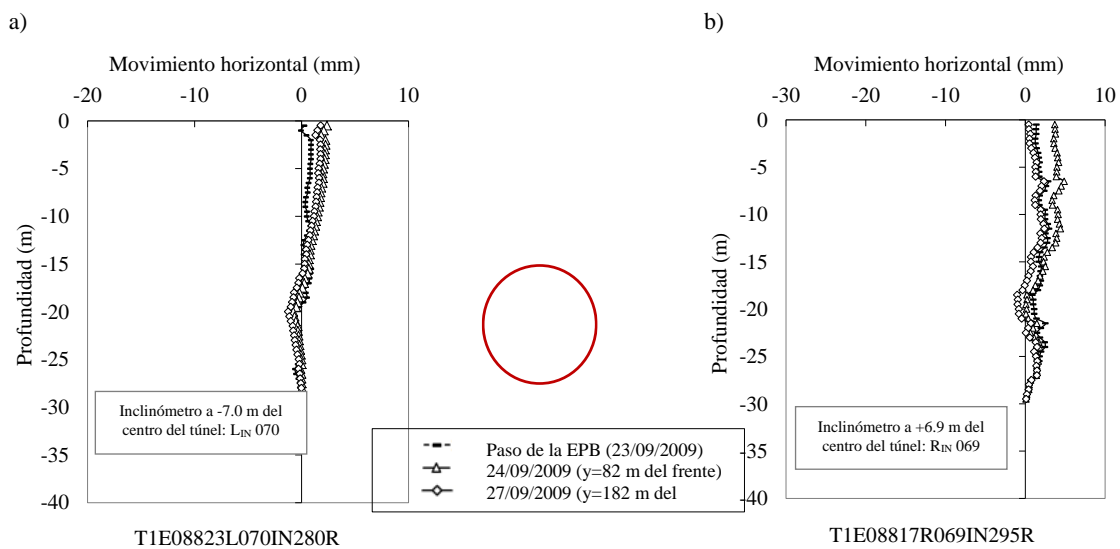


Figura 5. 98. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1E PK 8+813

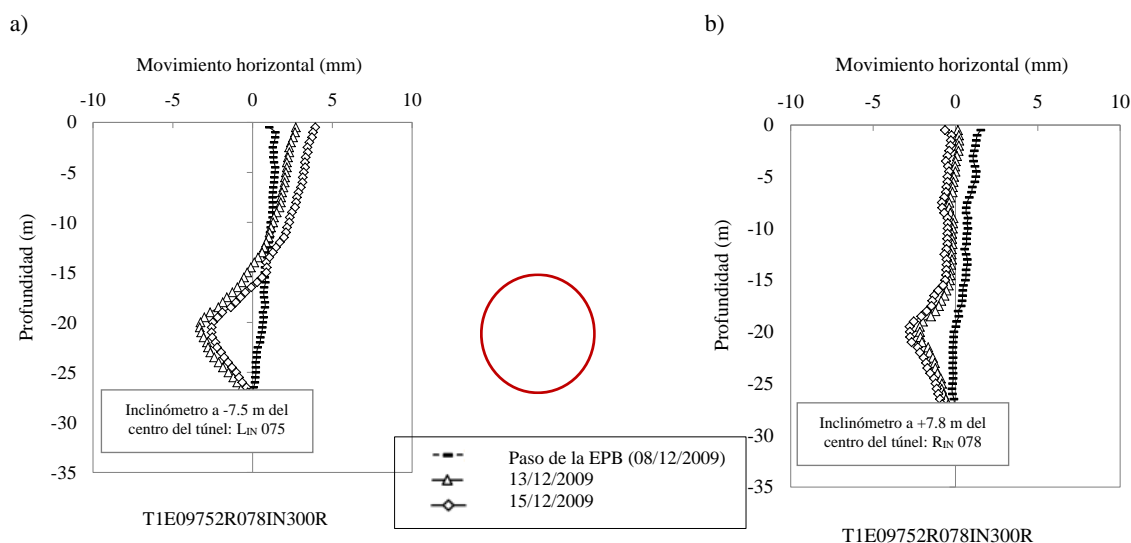


Figura 5. 99. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección T1E PK 9+753

5.5 Variación del nivel Piezométrico a corto y a largo plazo

Para la medición de la variación del nivel piezométrico en el terreno, a lo largo del trazado de la Línea 9, se han instalado, varios piezómetros de cuerda vibrante y piezómetros abiertos. En ambos casos, el objetivo final es la medición de la variación del nivel piezométrico respecto el nivel del mar.

En cada una de las secciones estudiadas, se ha instalado como mínimo un piezómetro que mide el cambio del nivel piezométrico en un punto del terreno.

En el caso de los piezómetros de cuerda vibrante, los datos que se presentan han sido previamente tratados pasando de medidas de registro en μseg a medidas de presión en (kPa) y posteriormente a metros de columna de agua, obteniendo la cota del nivel piezométrico absoluto.

A continuación, se describen tanto los movimientos verticales en profundidad para cada una de las secciones estudiadas como los datos registrados por todos los piezómetros de medida instalados en las diez secciones de estudio.

Variación del nivel piezómetro (SECCIÓN T1D PK 2+750)

La variación del nivel freático en función del tiempo ha sido registrada por un único piezómetro de cuerda vibrante instalado a una distancia de $x=11\text{ m}$ del centro de la excavación y a una profundidad de $z=-29\text{ m}$ por debajo de la superficie del terreno, esto supone una profundidad de prácticamente 3 m por debajo de la solera del túnel.

En la Figura 5.100a se muestra la variación del nivel freático tres meses antes del paso de la tuneladora por la sección PK 2+750. En la Figura 5.100b se muestra una ampliación del mismo registro durante el momento de pase de la EPB por la sección estudiada.

El valor medio del nivel piezométrico durante los tres meses antes del paso de la EPB por la sección de estudio fue de -1.34 metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m).

Posteriormente al paso de la tuneladora por la sección instrumentada, se produce un aumento del nivel piezométrico hasta alcanzar valores positivos cercanos a +0.50 m.s.n.m, que se traduce en un aumento de la presión de poros en el terreno, este aumento de presión se mantiene hasta el día siguiente al paso de la EPB por la sección de estudio. Posteriormente se produce una caída del nivel freático, las presiones de poro disminuyen como se observa en la Figura 5.100b y el nivel piezométrico se recupera a valores muy similares a los iniciales anteriores al paso de la tuneladora. Esta recuperación del nivel piezométrico ocurre en cuatro días que equivale a $y=150$ m del frente de excavación.

Variación del nivel piezométrico (SECCIÓN T1D PK 4+000)

En la sección PK 4+000 se han instalado tres piezómetros abiertos a una distancia de ($x=-6.96$ m; $x=+7.0$ m y $x=+18.2$ m) respecto al centro de la excavación. El registro de lecturas del cambio del nivel freático se encuentra a $z=-20$ m de profundidad aproximadamente para los piezómetros más cercanos al centro de la excavación ($x=+6.96$ m y $x=-7.0$ m) y a una profundidad de $z=-33$ m de profundidad para los piezómetros más alejados del túnel ($x=+18.2$ m).

El cambio del nivel freático que se produce en el terreno debido a la construcción del túnel de la Línea 9 en una profundidad de $z=-20$ m es de +4.11 m.s.n.m respecto al nivel original de +0.26 m.s.n.m. Para la distancia que se ha considerado a corto plazo $y=153$ m, el nivel piezométrico no ha recuperado los valores originales y no es hasta los $y=550$ m del frente de excavación (distancia considerada a largo plazo) que el nivel piezométrico recupera su nivel original (Figura 5.101a y Figura 5.101b).

Para una profundidad de $z=-33$ m, el registro de la variación del nivel freático se muestra en la Figura 5.101c. El valor del nivel piezométrico aproximadamente es de -2 m.s.n.m, por debajo del nivel del mar de referencia. El día de paso de la tuneladora, el nivel piezométrico es prácticamente constante, podemos decir que el nivel piezométrico a esta profundidad no se ve afectado por el proceso de excavación del túnel.

Los piezómetros de cuerda vibrante se encuentran situados a $x=-7.0$ m y a $x=-17.4$ m del centro de la excavación y a una profundidad de $z=-27$ m. La tendencia es similar al registro de los piezómetros abiertos. Dos meses antes del paso de la tuneladora se registran valores por debajo del nivel de referencia entre -0.08 y -0.32 m.s.n.m, momentos antes del paso de la EPB se produce una leve subida del nivel freático de tan solo 0.18 m.s.n.m (Figura 5.102).

Variación del nivel piezométrico (SECCIÓN T1D PK 4+150)

En la sección T1D PK 4+150 se han instalado cinco piezómetros, tres piezómetros abiertos y dos piezómetros de cuerda vibrante, a una distancia de: $x=-7.3$ m; $x=+6.7$ m; $x=+18.6$ m; $x=0$ m y $x=-6.7$ m a ambos lados del eje de excavación. Los registros de lecturas del nivel freático se encuentran a una profundidad de $z=-17$ m y $z=-33$ m en el caso de los piezómetros abiertos y de $z=-27$ m en el caso de los piezómetros de cuerda vibrante.

Para los piezómetros instalados a una profundidad de $z=-17$ m (Figura 5.103a), el registro de medida se encuentra en el estrato formado mayoritariamente por arenas denominado (QL2). El registro del nivel piezométrico a esta profundidad es positivo, es decir, se encuentra por encima del nivel de mar de referencia con un valor medio aproximado de $+1.85$ m.s.n.m. Antes del paso de la tuneladora por la sección T1A PK 4+150 el nivel freático sube hasta alcanzar un pico de $+4.35$ m.s.n.m que desciende este valor hasta valores de $+1.63$ m.s.n.m, durante el mismo día de pase de la tuneladora por la sección, para volver a incrementarse levemente.

Según en Wongsaroj et al., 2005, cuando el revestimiento se ha instalado se produce una leve recuperación de la presión de poros debido a que el suelo se ha comprimido en el contacto con el revestimiento rígido.

Para nuestro caso, vemos un ligero incremento que podría corresponder según lo referido por Wongsaroj, J. Pasados unos ocho días del paso de la EPB el nivel freático vuelve a recuperar los valores de inicio anteriores a la excavación. En el caso del piezómetro instalado a la misma profundidad $z=-17$ m, pero a una distancia de $x=-7.3$ m, el nivel freático aumenta hasta valores muy similares pero este nivel no desciende una vez la tuneladora ha pasado por la sección. Se cree que el registro de lecturas puede ser erróneo o que no se disponen de suficientes datos para ver esa recuperación del nivel freático después de la excavación (Figura 5.103a).

Para el caso del piezómetro situado a una profundidad de $z=-33$ m, este piezómetro se encuentra a algo más de 18 m del centro de excavación. El registro es uniforme, apenas variando su medida de registro. Los valores son negativos respecto al nivel del mar con un valor promedio de -2.60 m.s.n.m. A esta profundidad de $z=-33$ m, el nivel freático no se ve influenciado por el proceso de excavación (Figura 5.103b).

En el caso de los piezómetros de cuerda vibrante (Figura 5.104) instalados a una profundidad de $z=-27$ m, el comportamiento es muy similar que el caso anterior. El registro medio del nivel piezométrico ha sido de -1.60 m.s.n.m en el caso del piezómetro instalado a $(+6.7)$ y de -0.60 m.s.n.m. en el caso del piezómetro instalado en el eje de excavación y apenas se ven influenciados por el proceso de excavación del túnel.

Variación del nivel piezométrico (SECCIÓN T1A PK 3+810)

En la sección T1A PK 3+810 se han instalado un total seis piezómetros del tipo abierto y de cuerda vibrante a una distancia de ($x=-14.7$ m; $x=-11.9$ m; $x=-11.5$ m; $x=+5.2$ m; $x=+8.8$ m y $x=+20.3$ m a lado y lado del eje de excavación. Los registros de lecturas del nivel freático se encuentran situados todos ellos en arcillas.

En el primero de los casos, los piezómetros situados a menos profundidad $z = -18$ m, $z = -19$ m y $z = -20.7$ m se muestran representados en la (Figura 5.105a). Como vemos su registro es positivo con un valor pico de +2.8 m.s.n.m que se alcanza una vez ha pasado la tuneladora.

Por otro lado, para los piezómetros situados a $z = -37$ m de profundidad (Figura 5.105b), el registro de los datos habría de ser negativo, pero se ha observado que, en uno de los casos, el registro observado es positivo. Una vez analizados todos los datos para esta profundidad de $z = -37$ m no se ha observado ninguna explicación sobre este suceso. Existe otro piezómetro con su registro de medidas también a una profundidad $z = -37$ m, el cual, en este caso muestra valores del nivel freático negativos, pero no se dispone de datos durante el paso de la tuneladora ni a posteriori (Figura 5.105b).

Para el caso de los piezómetros de cuerda vibrante, el comportamiento es muy similar que el observado para los piezómetros abiertos. El piezómetro situado a una profundidad de $z = -27$ m (Figura 5.106a) con un registro de -2.2 m.s.n.m por debajo del nivel del mar y para el piezómetro situado a $z = -20.7$ m (Figura 5.106b) el registro de medidas observado es de +2.2 m.s.n.m por encima del nivel del mar. En ambos casos el registro de medidas permanece prácticamente constante.

Variación del nivel piezométrico (SECCIÓN T1A PK 3+993)

En la sección T1A PK 3+993 se han instalado siete piezómetros abiertos y cerrados a una distancia de ($x = -31.0$ m; $x = -22.94$ m; $x = -20.04$ m; $x = -15.0$ m; $x = -7.26$ m; $x = -0.16$ m y $x = +7.3$ m) a lado y lado del eje de excavación. Los registros de lecturas del nivel freático se encuentran situados a tres profundidades diferentes. Por un lado, los situados más superficialmente a $z = -12$ m de profundidad, situados en las gravas del acuífero superior (Figura 5.107a). A esta profundidad el nivel piezométrico se encuentra a +2 m.s.n.m. alcanzando valores de +3.64 m.s.n.m el día de antes del paso de la EPB por la sección alcanzada. Inmediatamente pasada la tuneladora el valor del nivel freático cae y se estabiliza. A continuación sube ligeramente el mismo día de paso de la EPB por la sección de estudio, propiciado por un posible contacto del suelo con el contacto rígido del revestimiento tal y como se indica en Wongsaroj et al., 2005. Pasados once días, el terreno vuelve a recuperar el nivel freático anterior al paso de la tuneladora (momento que coincide con el día escogido para el movimiento considerado como a corto plazo en las cubetas de asiento).

A una profundidad de $z = -18$ m en el límite entre la capa de gravas (QL2) y la capa de arcillas limosas (QL3) se encuentran instalados tres piezómetros de cuerda vibrante. En el registro se observa un valor medio de +3 m.s.n.m. En el momento de paso de la EPB, por los piezómetros más cercanos a la excavación alcanzan un aumento del nivel freático hasta valores de +6.75 m.s.n.m. que pasados once días también como el caso anterior vuelve el terreno a recuperar el nivel freático alcanzado (Figura 5.108).

Por último, para una profundidad de $z = -30$ m se han instalado dos piezómetros abiertos. El registro de medidas en este caso es negativo, lo que nos indica que se encuentra por debajo del nivel del mar de referencia, y dada la profundidad a la que están instalados estos piezómetros. Las lecturas del nivel piezométrico antes del paso de la tuneladora son de -1 m.s.n.m (Figura 5.108b).

Variación del nivel piezométrico (SECCIÓN T1A PK 4+140)

En la sección T1A PK 4+140 se han instalado nueve piezómetros abiertos y cerrados a una distancia de ($x = -15.80$ m; $x = -10.35$ m; $x = +11.97$ m; $x = +12.17$ m; $x = +12.30$ m y $x = +12.31$ m) a lado y lado del eje de excavación. Los registros de lecturas del nivel freático se encuentran situados a cuatro profundidades diferentes ($z = -15$ m; $z = -26$ m; $z = -30$ m y $z = -32$ m). En el primer caso, los piezómetros situados a $z = -15$ m de profundidad, se encuentran situados en el límite entre la capa de arenas que conforma el acuífero superior (QL2) y la capa de arcillas (QL3). En la Figura 5.109a se observa como el valor piezométrico aumenta ligeramente antes del paso de la tuneladora por la sección estudiada, registrándose el valor pico a $+2.38$ m.s.n.m. durante el paso de la EPB por la sección 4+140. Pasada la EPB, este nivel piezométrico desciende y no es hasta 4-5 días después del paso de la EPB por la sección donde el nivel piezométrico recupera su valor estacionario.

Para los piezómetros abiertos situados a $z = -30$ m y $z = -32$ m, el registro de medida del nivel piezométrico es de aproximadamente -0.84 m.s.n.m aumentando hasta $+2.51$ m.s.n.m durante el paso de la máquina por la sección. Un par de meses después, momento el cual se ha escogido como movimiento final, el nivel piezométrico se vuelve a estabilizar alcanzando valores de -0.6 m.s.n.m (Figura 5.109b).

En el último caso, se presentan en la Figura 5.110, las medidas registradas por los piezómetros de cuerda vibrante a una profundidad de $z = -26$ m. Dependiendo a la distancia que se encuentren el registro piezométrico del eje de excavación, el nivel piezométrico durante el paso de la EPB aumenta en mayor o menor medida. Para el piezómetro más cercano al túnel el valor del nivel piezométrico alcanza valores máximos de $+2.02$ m.s.n.m. Una vez la tuneladora ha pasado la sección de estudio en todos los casos estudiados el valor del nivel piezométrico se recupera a valores anteriores a la excavación en aproximadamente un mes después del paso de la tuneladora por la sección de control (Figura 5.110).

Variación del nivel piezométrico (SECCIÓN T1A PK 4+240)

En la sección T1A PK 4+240 se han registrados los datos del nivel freático a partir de dos piezómetros. Un piezómetro abierto situado a una distancia ($x = -13.73$ m) del centro de la excavación y a una profundidad de $z = -12$ m y un piezómetro de cuerda vibrante instalado también en el lado izquierdo de la excavación muy próximo al anterior, pero a una profundidad de $z = -32$ m.

En el primero de los casos, el piezómetro abierto registra valores de +2.0 m.s.n.m antes del paso de la tuneladora por la sección de estudio. Este nivel piezométrico sube hasta alcanzar valores de +2.48 m.s.n.m durante el paso de la tuneladora por la sección de estudio. Pasados diez días, el nivel freático registrado vuelve a valores similares antes del proceso de excavación (Figura 5.111a).

En el segundo caso, para el piezómetro de cuerda vibrante instalado a una profundidad de $z=-32$ m, en este caso, los datos registrados son de -3.95 m.s.n.m antes del paso de la máquina tuneladora por la sección, en el momento de paso se produce un pequeño descenso del nivel piezométrico hasta alcanzar el y los valores vuelven a ser restablecidos aproximadamente 10 días después del paso de la EPB (Figura 5.111b).

Variaciones del nivel piezométrico (SECCIÓN T1E PK 6+986)

En la sección T1E PK 6+986 se ha instalado un único piezómetro de cuerda vibrante a $x=+16.3$ m del eje del túnel y a una profundidad de $z=-28$ m de profundidad. La lectura piezométrica se encuentra en el nivel de arcillas grises (QL3). En la Figura 5.112 se muestra el registro de todos los datos y en la Figura 5.112b podemos ver una ampliación del momento de paso de la EPB. El valor del nivel piezométrico trece días antes de la excavación, es de -2 m.s.n.m por debajo del nivel del mar de referencia y este aumenta antes del paso de la tuneladora y alcanza su valor pico de +3.53 m.s.n.m por encima del nivel del mar de referencia justo en el momento de paso de la EPB por la sección estudiada. Pasados cinco días después del paso de la máquina tuneladora por la sección de estudio, los niveles piezométricos vuelven a ser negativos (-0.45 m.s.n.m). Por último, pasado un año y medio después el nivel piezométrico no recupera los valores iniciales. Se desconoce el motivo de este suceso.

Variación del nivel piezométrico (SECCIÓN T1E PK 8+813)

En la sección T1E PK 8+813 se han instalado dos piezómetros, uno en el hastial izquierdo a ($x=-6.9$ m) y el otro se encuentra instalado en el lado derecho a ($x=+18.3$ m) del centro de la excavación. Ambos piezómetros se encuentran instalados a una profundidad igual a $z=-28.5$ m de la superficie. La lectura del nivel piezométrico a $z=-28.5$ m de profundidad se encuentra en los limos arcillosos (QL3m). En la Figura 5.113a se muestra un registro de todos los datos del piezómetro situado a $x=-6.9$ m del centro de la excavación. El valor del nivel piezométrico aproximadamente un mes antes del paso de la máquina EPB, es de +0.71 m.s.n.m por encima del nivel del mar de referencia. Durante el paso de la EPB, el nivel piezométrico aumenta alcanzando valores de +6.91 m.s.n.m por encima del nivel de referencia de Alicante y aproximadamente un mes después vuelve a su registro sin que se encuentre influenciado por el paso de la tuneladora. En este caso el aumento del nivel piezométrico durante el paso de la EPB por la sección T1E PK 8+813 es muy superior a los otros casos analizados. Esta sección es uno de los puntos singulares descritos en el Capítulo 4, donde se dio el caso de que la excavación atravesaba material removido con anterioridad al paso de la excavación y poco compactado posteriormente, donde se propició un asiento mayor. En este caso, no se han registrado

aumentos de presión, ni tampoco de volumen de inyección u otra causa que pudiese alterar el nivel piezométrico.

En la Figura 5.113b vemos que para el piezómetro situado a $x=+18.3$ m del centro de la excavación, el valor del nivel piezométrico antes del paso de la tuneladora es de $+0.70$ m.s.n.m por encima del nivel del mar de referencia. Durante el paso de la EPB, el nivel piezométrico aumenta alcanzando valores de $+3.29$ m.s.n.m por encima del nivel de referencia de Alicante y se cree que la tendencia es que finalmente alcance los valores iniciales, pero no se disponen de lecturas suficientes para poder comprobarlo.

Variación del nivel piezométrico (SECCIÓN T1E PK 9+753)

En la sección T1E PK 9+753 se han instalado dos piezómetros, uno en el hastial izquierdo a ($x=-14.9$ m) del centro de excavación y el otro se encuentra instalado en el lado derecho a ($x=+16.7$ m). Ambos piezómetros se encuentran instalados a una profundidad igual a $z=-30.0$ m de profundidad. El registro de lectura del nivel piezométrico se refiere a las arcillas limosas representadas como (QL3). Los valores registrados por estos dos piezómetros se muestran en la Figura 5.114a y Figura 5.114b.

Como vemos en la Figura el valor del nivel freático cambia considerablemente si nos encontramos a la izquierda de la excavación o a la derecha de la misma. En el caso de encontrarnos a la izquierda de la excavación $z=-14.9$ m, los valores del nivel piezométrico se encuentran por encima del nivel del mar de referencia, con un valor máximo de $+1.31$ m.s.n.m, justo el día de paso de la EPB por la sección estudiada. Sin embargo, las lecturas registradas por el piezómetro instalado a la derecha de la excavación $z=+16.7$ m, las lecturas del nivel piezométrico se encuentran por debajo del nivel freático de referencia con un máximo de -0.5 m.s.n.m el día de paso de la EPB. Resulta raro que ambos piezómetros con registro de lecturas del nivel freático a la misma profundidad puedan dar lecturas tan diferentes de registro.

RESUMEN

Se ha observado tres momentos clave en la variación del nivel piezométrico.

Un primer momento en que el frente de la tuneladora se aproxima a la sección instrumentada. En este instante, se produce una variación del nivel piezométrico, en concreto se produce un pequeño aumento de este nivel piezométrico principalmente debido a un aumento de la presión de poros en el terreno.

Un segundo momento cuando la tuneladora llega al frente de excavación, en este instante el nivel piezométrico alcanza el valor máximo y posteriormente se produce una caída brusca del nivel, en donde las presiones de poro disminuyen.

Un tercer momento lo encontramos durante la instalación del revestimiento. Según Wongsaroj et al., 2005 el contacto con el revestimiento rígido genera que el terreno esté más comprimido en esa zona y cause un leve incremento en la presión de poros. En nuestro caso, vemos un ligero incremento que podría corresponder según lo referido por Wongsaroj, J. en las secciones: T1D PK 2+750 y T1A PK 3+993 y que pasados unos días el nivel piezométrico vuelve a recuperar los valores anteriores al proceso de excavación.

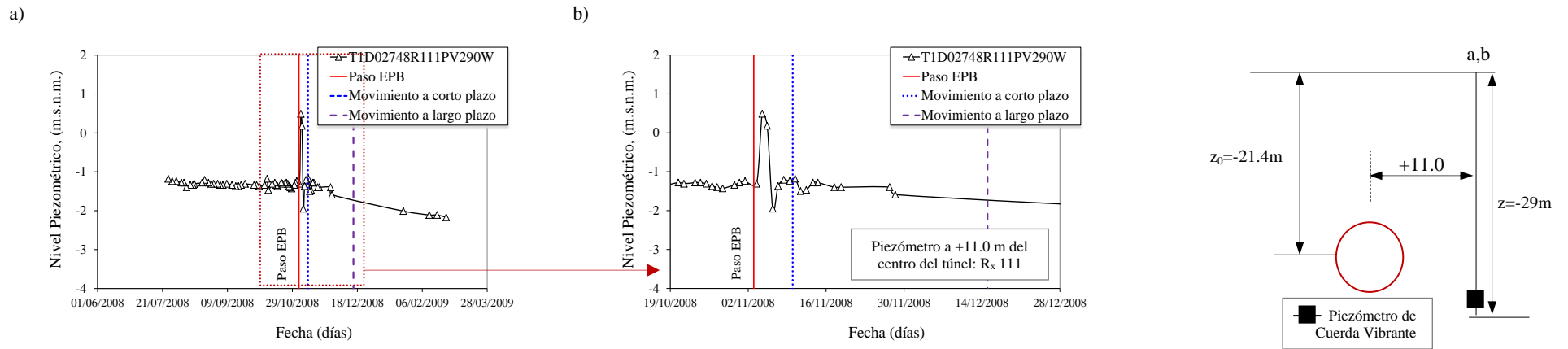


Figura 5. 100. a) Variación del nivel piezométrico en función del tiempo a z=-29 m de profundidad b) Ampliación del momento de pase de la EPB por la sección T1D PK 2+750

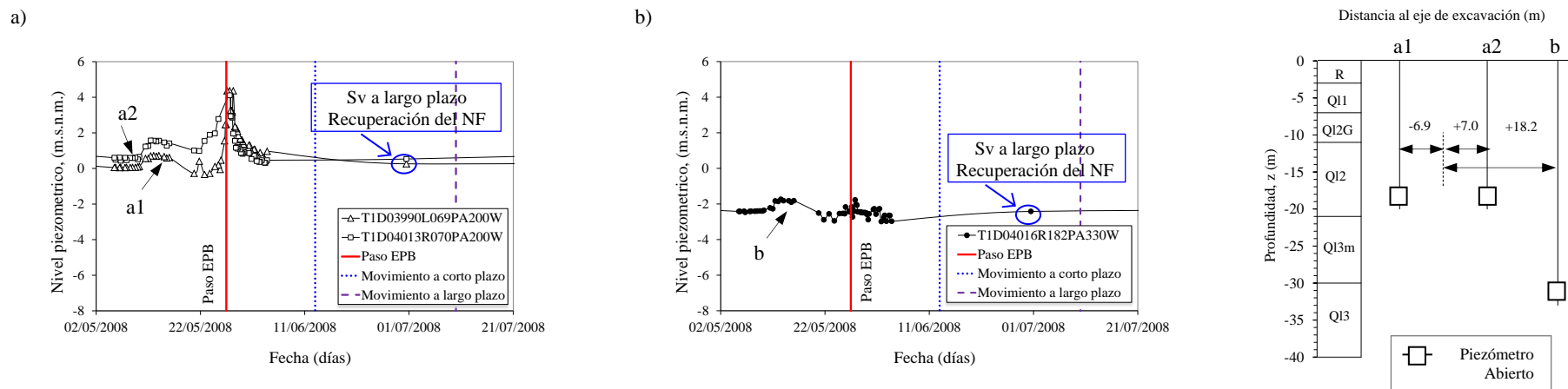


Figura 5. 101. Evolución del cambio del nivel freático registrados por los piezómetros abiertos de la sección T1D PK 4+000 a) para una profundidad de z= -20 m b) para una profundidad de z=

33 m

a)

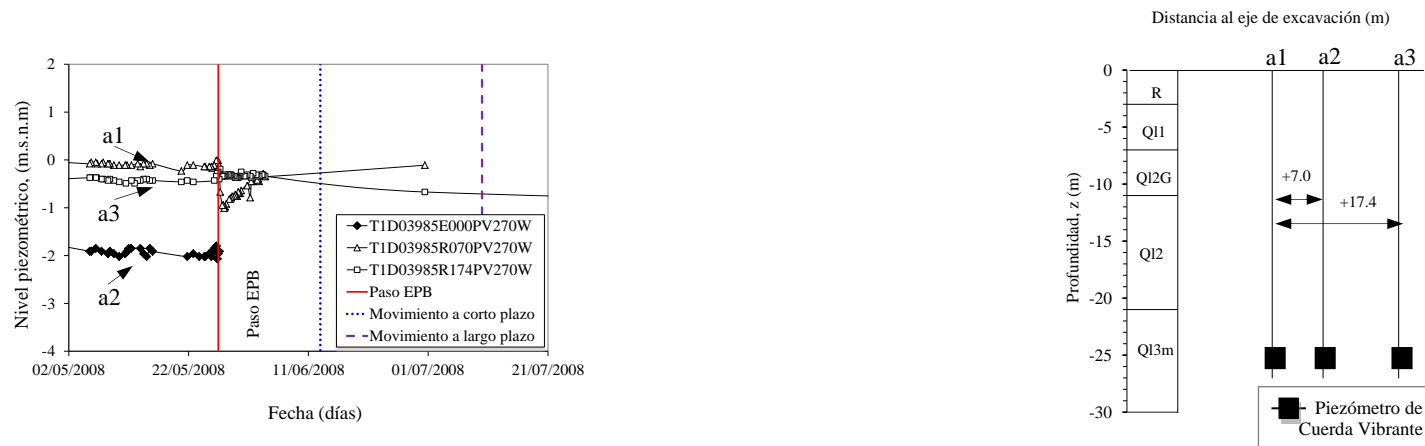
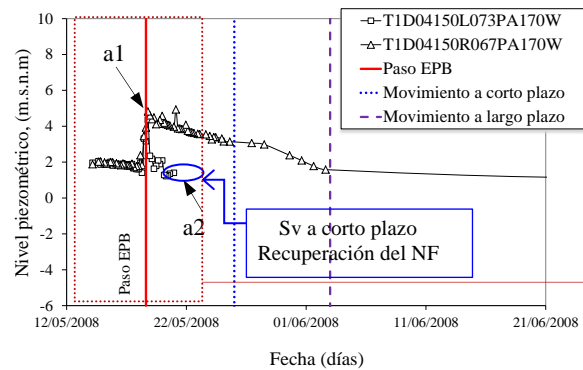


Figura 5. 102. Evolución del cambio del nivel freático registrados por los piezómetros de cuerda vibrante en la sección T1D PK 4+000 para una profundidad de $z = -27$ m

a)



b)

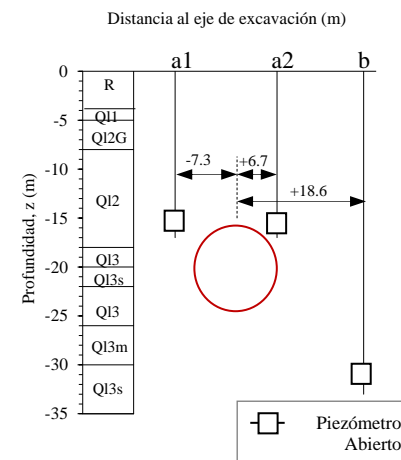
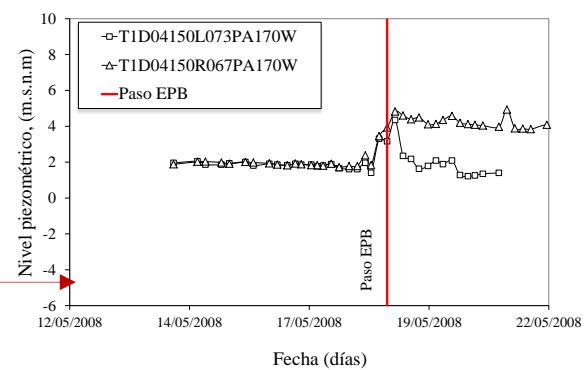


Figura 5. 103. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros abiertos de la sección T1D PK 4+150 a) para una profundidad de $z = -17$ m b) ampliación para una profundidad de $z = -17$ m

c)

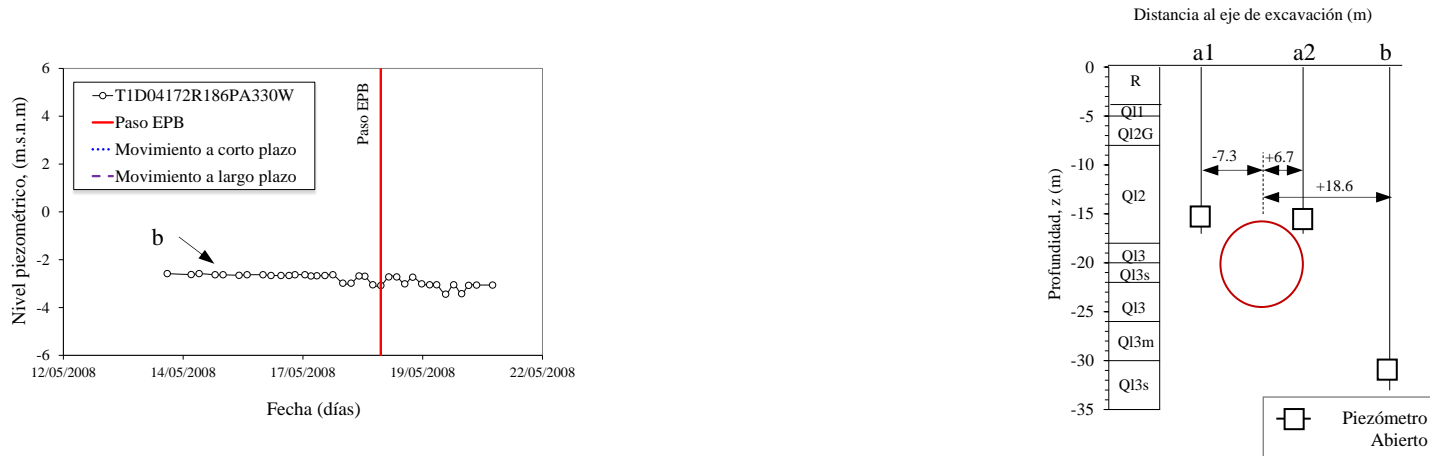
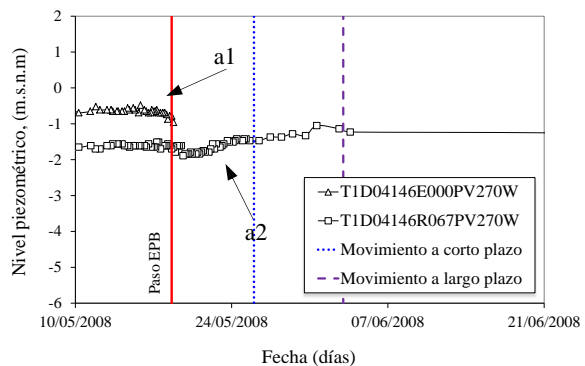


Figura 5. 103. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros abiertos de la sección T1D PK 4+150 c) para una profundidad de $z = -33$ m

a)



b)

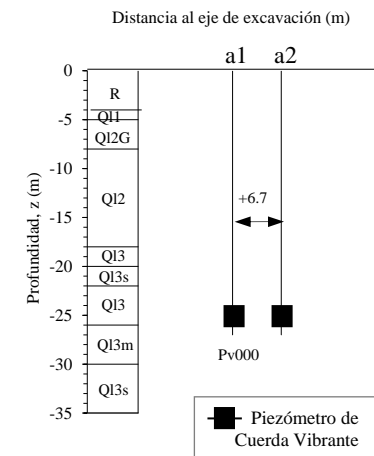
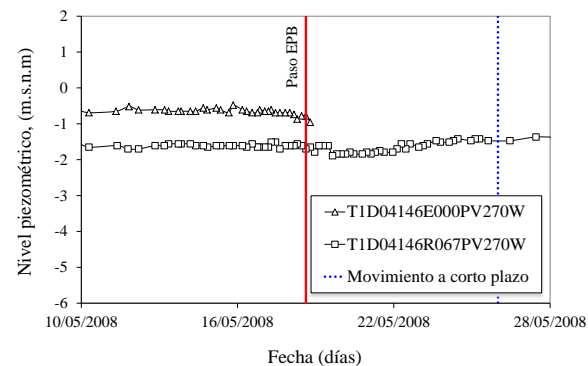


Figura 5. 104. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros de cuerda vibrante instalados en la sección T1D PK 4+150 para una profundidad de $z = -27$ m

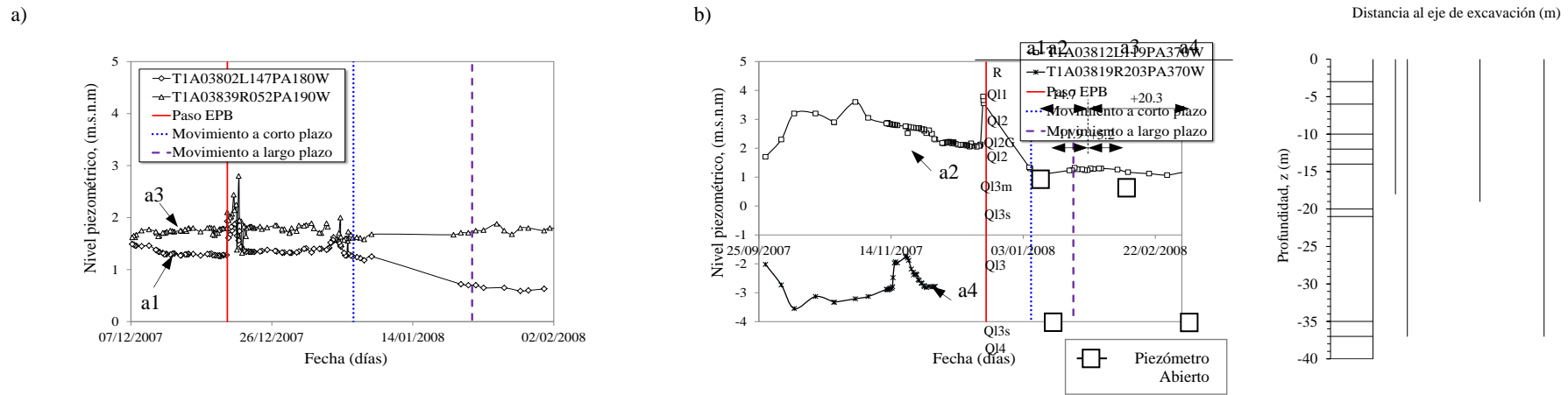


Figura 5. 105. Evolución del cambio del nivel freático registrado instalados en la sección T1A PK 3+810 a) piezómetros abiertos para $z = -18$ m y $z = -19$ m b) piezómetro de cuerda vibrante para $z = -20.7$ m

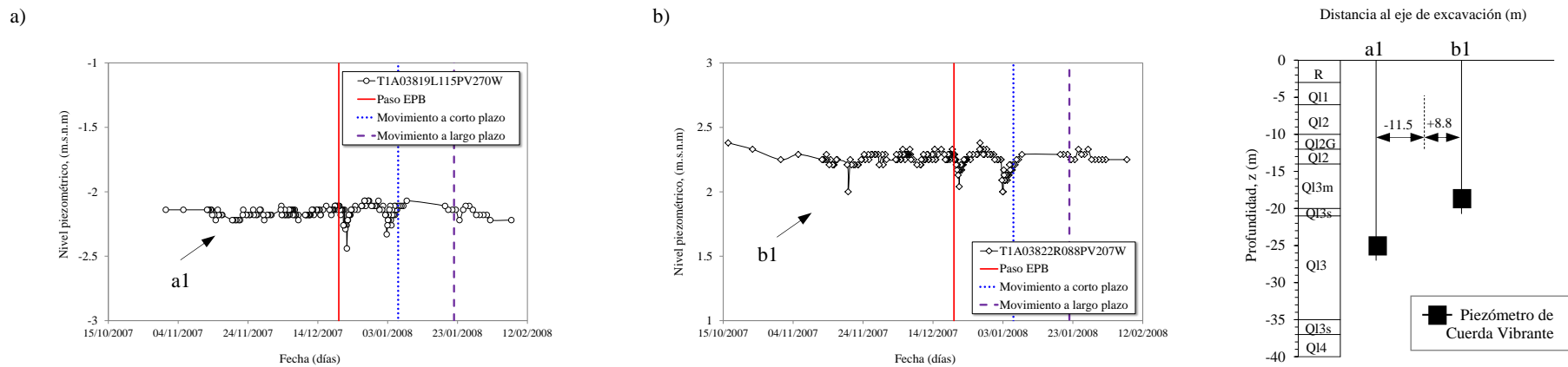


Figura 5. 106. Evolución del cambio del nivel freático registrado instalados en la sección T1A PK 3+810 a) piezómetros de cuerda vibrante para $z = -27$ m b) piezómetros abiertos para $z = -37$ m

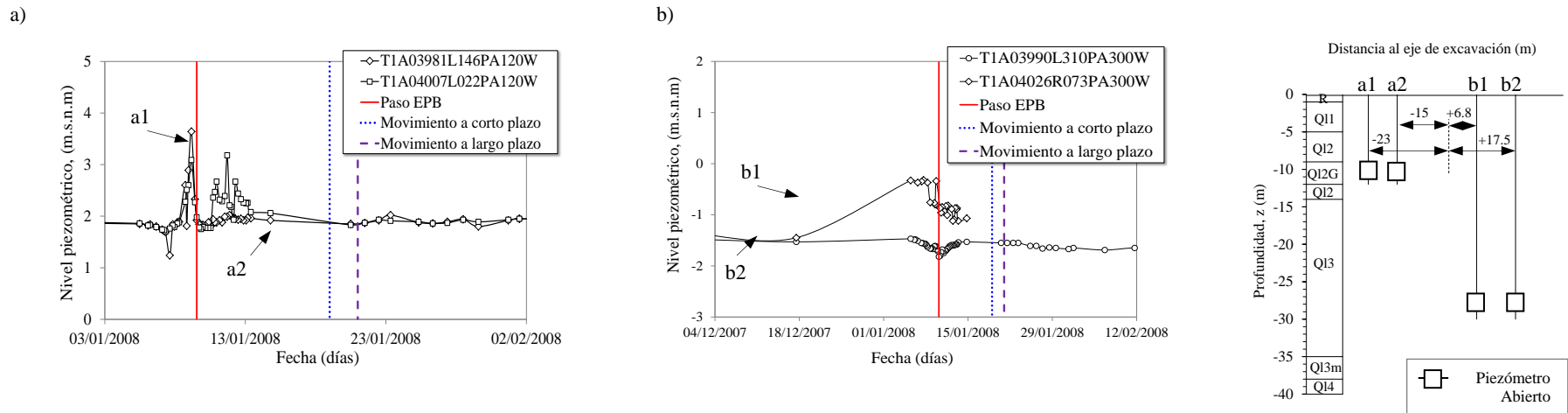


Figura 5. 107. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros abiertos instalados en la sección T1A PK 3+993 a) profundidad $z = -12$ m b) profundidad $z = -30$ m

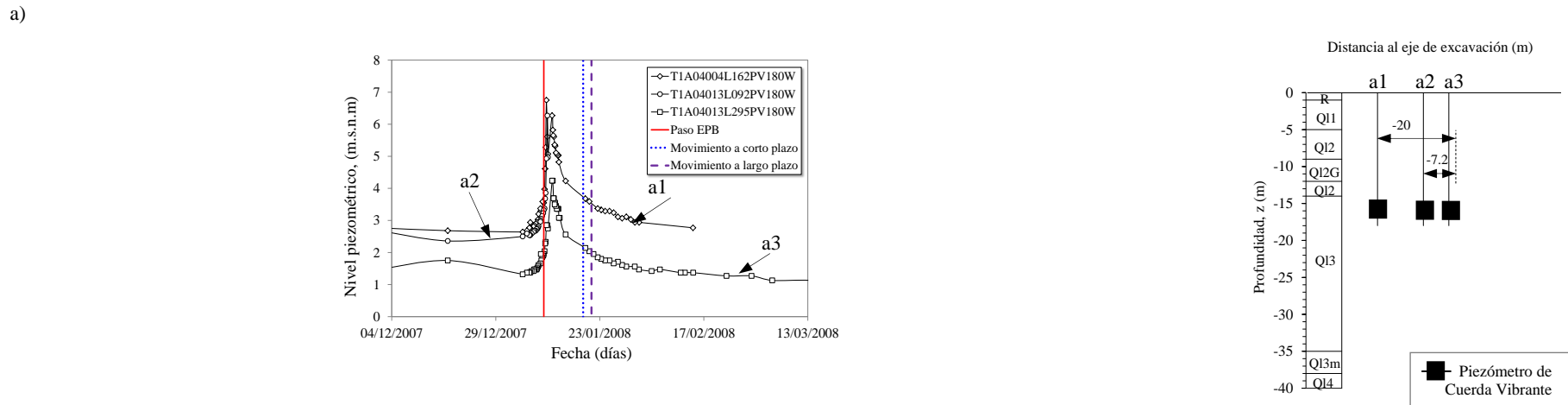


Figura 5. 108. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros de cuerda vibrante instalados en la sección T1A PK 3+993 para una profundidad de $z = -18$ m

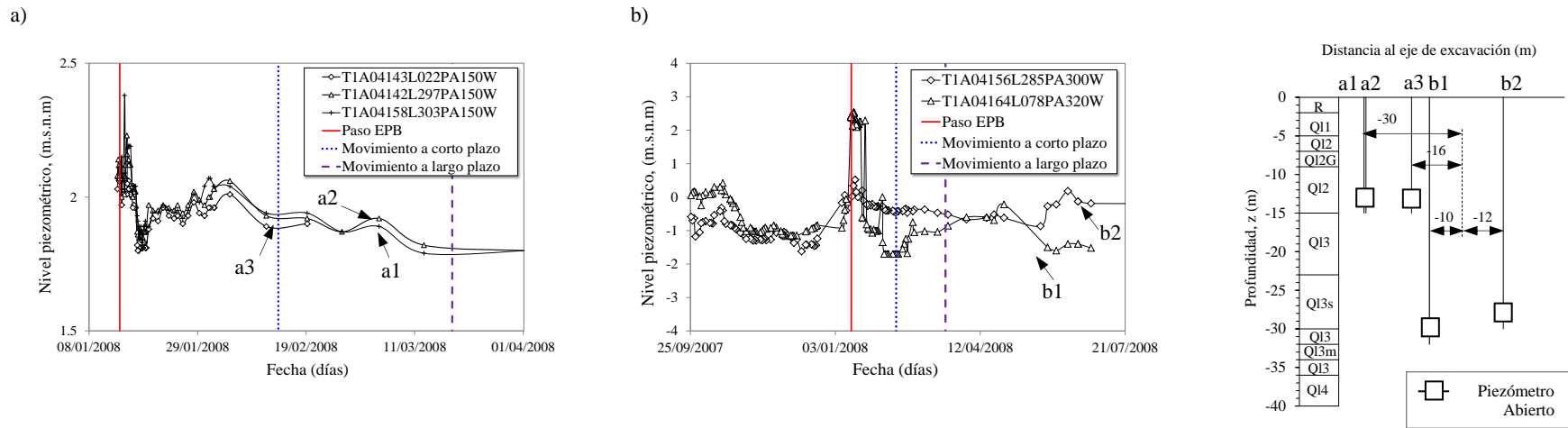


Figura 5. 109. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros abiertos instalados en la sección T1A PK 4+140 a) para una profundidad $z = -15$ m b) para una profundidad $z = -30$ m y $z = -32$ m

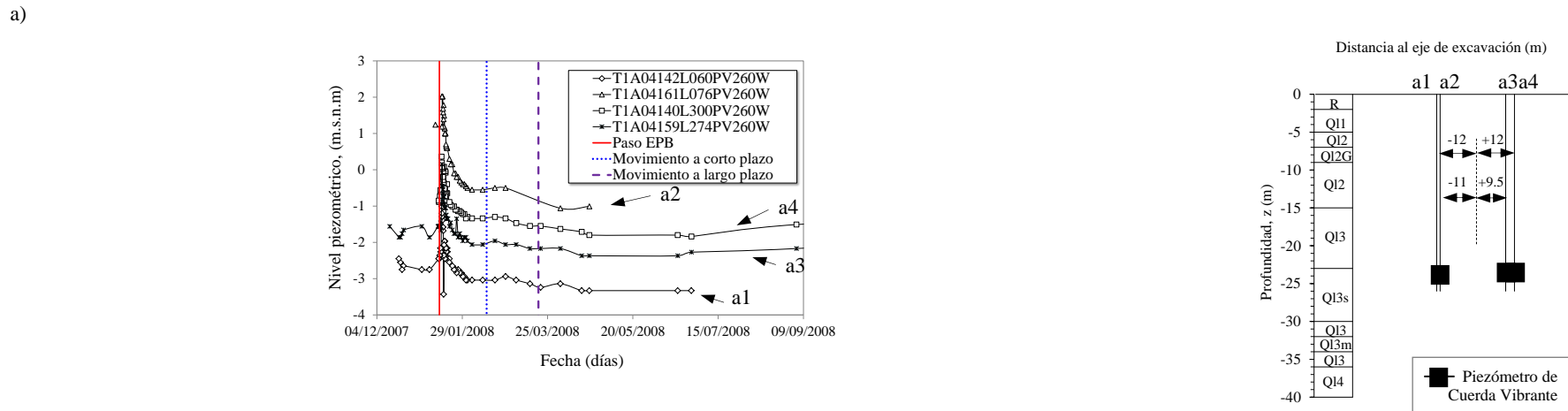


Figura 5. 110. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros de cuerda vibrante instalados en la sección T1A PK 4+140 para una profundidad $z = -16$ m

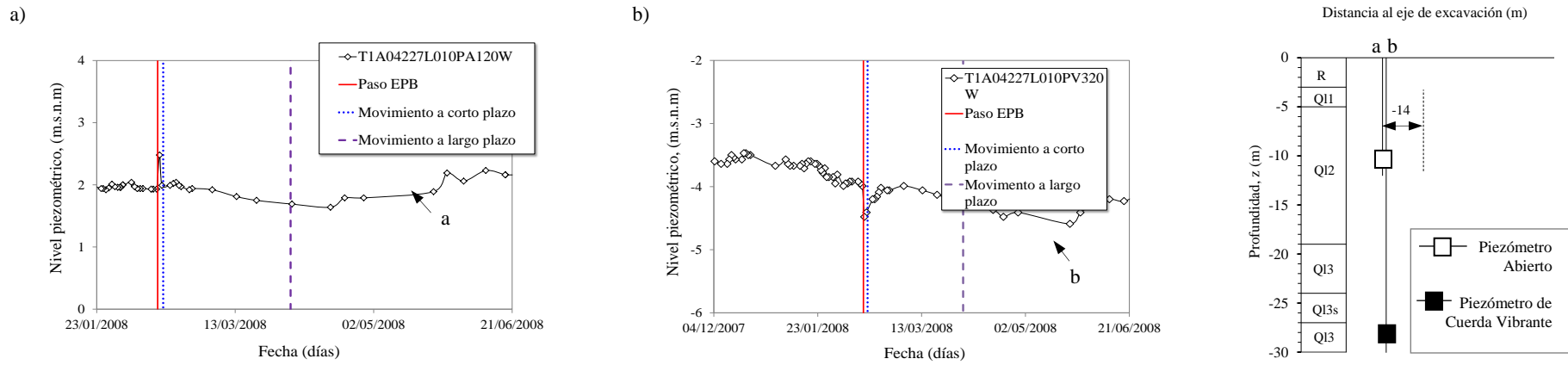


Figura 5. 111. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros de abiertos y de cuerda vibrante instalados en la sección T1A PK 4+240 a) para $z=-12$ m b) para $z=-32$ m

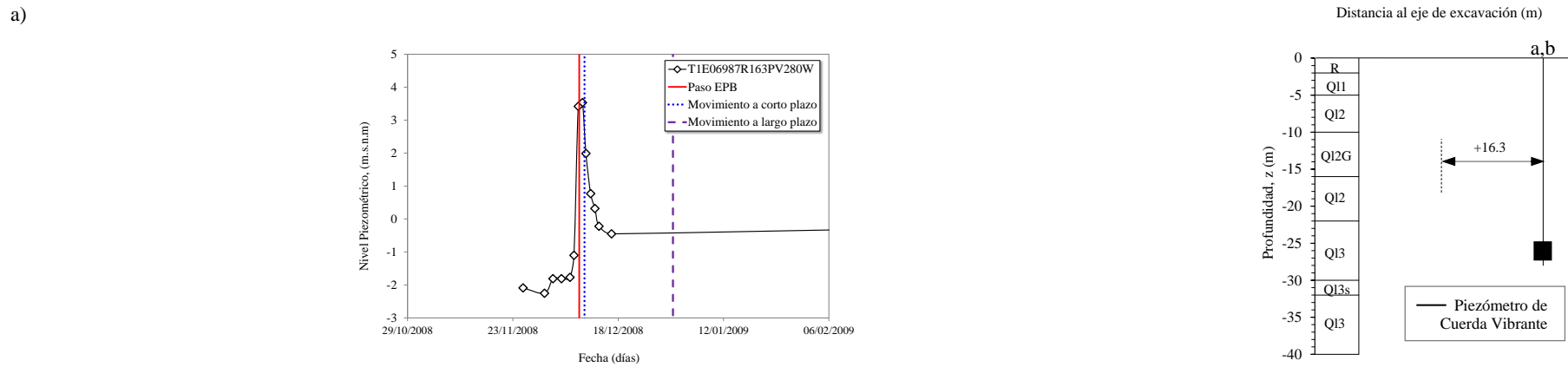


Figura 5. 112. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros de cuerda vibrante instalados en la sección T1E PK 6+986 a) para $z=28$ m b) para $z=-28$ m

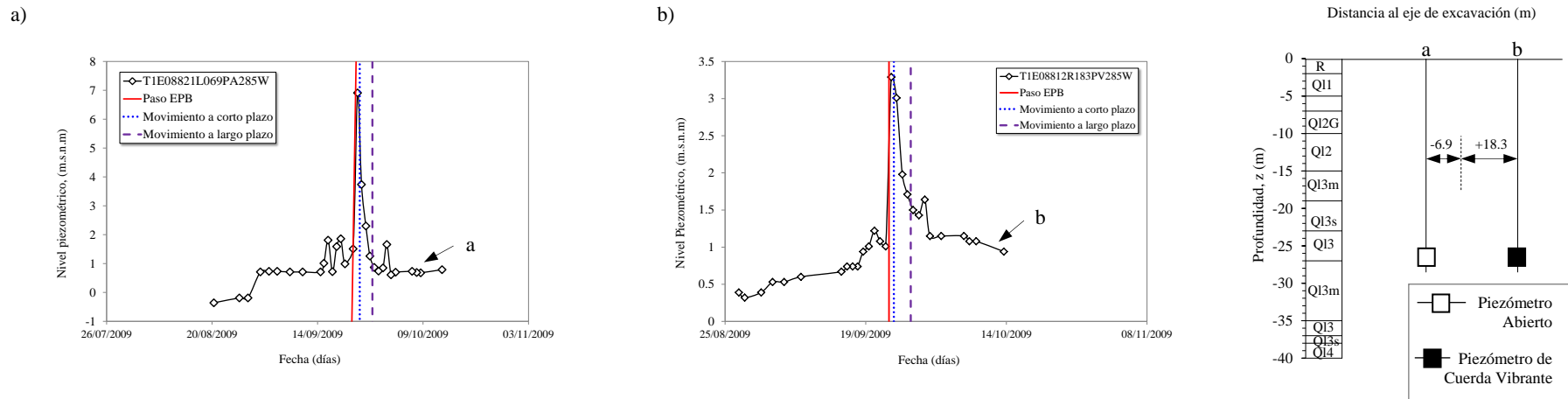


Figura 5. 113. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros instalados en la sección T1E PK 8+813 para $z = -28.5$ m a) piezómetro abierto b) piezómetro de cuerda vibrante

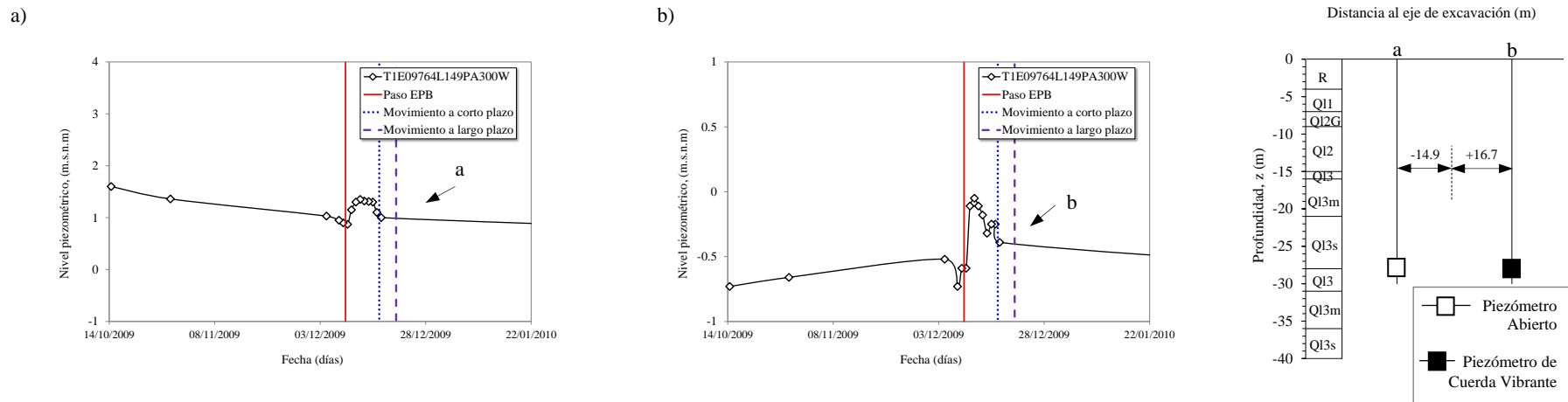


Figura 5. 114. Evolución del cambio del nivel freático registrado por los piezómetros instalados en la sección T1E PK 9+753 para $z = -30$ m a) piezómetro abierto b) piezómetro de cuerda vibrante

5.6 Resumen

En este Capítulo se han presentado los movimientos del terreno tanto en superficie como en profundidad en diez secciones de control, situadas en el trazado del Tramo 1 de la Línea 9. Las secciones estudiadas han sido las siguientes: T1D PK 2+750, T1D PK 4+000, T1D PK 4+150, T1A PK 3+810, T1A PK 3+993, T1A PK 4+140, T1A PK 4+240, T1E PK 6+986, T1E PK 8+813 y T1E PK 9+753. Las siete primeras secciones se encuentran situadas en condiciones de “greenfield”, es decir, en zonas libres de edificaciones y las dos últimas secciones se encuentran en zonas urbanas, pero sin edificaciones cercanas, tan solo una de las secciones estudiadas, en concreto la sección PK 6+986, se encuentra situada con edificios muy cercanos en superficie. En estas tres últimas secciones, la instrumentación ha sido instalada en amplios cruces de calles, plazas etc...donde, aunque no es una situación puramente libre de edificaciones, sí que es cierto, que la instrumentación se ha situado en zonas de fácil acceso para su lectura y solo en uno de los casos, en la sección PK 6+986, el registro observado en el terreno se ha visto afectado por las edificaciones en superficie.

A lo largo del capítulo, se ha tratado de hacer una contribución al campo del conocimiento a través del estudio de los movimientos del terreno en profundidad en tres momentos diferentes relacionados con el proceso constructivo del túnel de la Línea 9: movimiento durante el paso de la EPB, movimiento a corto plazo (pocos metros después del paso de la EPB) y por último movimiento a largo plazo o de consolidación. Estos momentos han sido considerados a partir de las cubetas longitudinales de asiento vertical.

Se ha comprobado que el asiento vertical tiene una primera estabilización a partir de los 100 primeros metros excavados (momento considerado a corto plazo). Posteriormente el resto del asiento registrado se atribuye al proceso de consolidación hasta que el asiento es totalmente estable (momento considerado a largo plazo). Este momento ocurre en un rango variable según la sección estudiada, pero se tiene un valor promedio de que ocurre a los $y=325$ m del frente de excavación.

Por otro lado, se ha comprobado como la curva de probabilidad propuesta por Attewell, P.B. & Woodman, 1982 no proporciona un buen ajuste al perfil de asientos verticales paralelos al túnel considerando un valor de i_x igual a i_y . Como bien se sabe la curva de Attewell, P.B. & Woodman, 1982 considera que durante el paso de la tuneladora por el frente de excavación, el terreno ya ha asentado el 50% del asiento total. En nuestro caso, el tanto por ciento del asiento ocurrido en el frente de excavación respecto al asiento máximo registrado (S_v/S_{vmax}) ha sido entre 1.49% y el 22% con una proporción media del 14.20%, por lo tanto, la curva propuesta por Attewell, P.B. & Woodman, 1982 no resulta un buen ajuste para las cubetas de asiento longitudinales generadas por el proceso de excavación de la Línea 9.

A partir de la instrumentación instalada en superficie y en profundidad se han realizado las cubetas transversales de asiento para diferentes profundidades, tanto para el caso considerado a corto plazo como para el caso considerado a largo plazo. Los movimientos transversales de asiento han sido bien representados mediante la distribución Gaussiana propuesta por Peck, 1969, tanto en superficie como para las profundidades estudiadas.

Esta curva Gaussiana ha sido ajustada a los datos proporcionados por la instrumentación mediante tres ajustes: ajuste por mínimos cuadrados, ajuste logarítmico y un último ajuste considerando una pérdida de volumen constante en profundidad. Para cada uno de los ajustes propuestos se obtienen los parámetros característicos de la cubeta de asientos transversales: i , K , y pérdida de volumen de terreno (V_{loss}) resumidos en la Tabla 5. 1 y Tabla 5. 2. De los tres ajustes propuestos se desprenden varias reflexiones:

- Por un lado, se han observado situaciones en las que el asiento vertical considerado a corto plazo es el mismo o no aumenta en profundidad. En estos casos, la solución de la cubeta de asientos transversales en profundidad mediante el ajuste de mínimos cuadrados y mediante el ajuste logarítmico dista mucho de los resultados obtenidos mediante el ajuste considerando una pérdida de volumen de terreno constante con la profundidad. Esto es debido a que, si consideramos una pérdida de volumen constante con la profundidad, solo depende del asiento máximo, si éste no cambia, la anchura de la cubeta de asientos tampoco cambia. En cambio, tanto el ajuste por mínimos cuadrados como el ajuste logarítmico tienen en cuenta el asiento vertical máximo y además el medido por los extensómetros laterales, por lo que la anchura de la cubeta de asientos en profundidad varía. Un ejemplo de ello, se ha observado en las secciones: PK 4+150; PK 8+813 y PK 9+753.
- Por otro lado, en algunos casos, se ha observado que cuando el movimiento del terreno es mayor debido a problemas operacionales o logísticos durante el proceso constructivo. En estos casos, considerar una pérdida de terreno constante con la profundidad nos conduce a soluciones sobre dimensionadas de los parámetros que controlan las cubetas de asiento en profundidad (K , i , V_{loss}). Como, por ejemplo, en las secciones: PK 3+810 y PK 3+993.
- También se ha podido observar una asimetría en la cubeta transversal de asiento vertical, es una zona donde existen edificaciones en la superficie del terreno. Esta asimetría disminuye con la profundidad. Para este caso, el valor de la pérdida de terreno en superficie no es representativa como valor constante en profundidad. Es el caso de la sección PK 6+986.

En conclusión, podemos decir, que los tres ajustes propuestos en profundidad son consistentes con los datos proporcionados por la instrumentación, tanto en el momento considerado a corto plazo como en el

instante considerado a largo plazo y aportan buenos resultados de los parámetros que rigen la cubeta de asiento, teniendo en cuenta las consideraciones comentadas anteriormente.

Una vez analizadas todas las cubetas de asiento transversal, de los parámetros extraídos se deduce que cuando el movimiento no es totalmente estable (movimiento considerado a corto plazo) existe mucha dispersión en los resultados de los parámetros que rigen el perfil de la cubeta de asiento tanto en superficie como en profundidad, como hemos podido comprobar. En cambio, cuando el movimiento se considera estable, la dispersión en los datos resultado es menor. De los datos resultado a largo plazo se observa que el valor del parámetro K aumenta con la profundidad, resultando valores de anchura de cubeta más estrechos con la profundidad. El valor en superficie adopta un valor medio de $K=0.5$, y resulta similar al propuesto para túneles en arcillas rígidas y blandas por (Mair, R.J. et al., 1993). En zonas cercanas a la clave del túnel las cubetas de asientos verticales parecen ser más anchas que las propuestas por Mair et al, probablemente como consecuencia de las arenas y las arcillas limosas blandas en las inmediaciones de la clave del túnel en contraposición de las arcillas rígidas de la formación London Clay, representada por la ecuación de Mair et al., (1993). Por ese motivo, se ha propuesto una nueva ecuación a partir de los datos de anchura de las diferentes cubetas transversales realizadas, que reproduce el parámetro K en profundidad en los materiales deltaicos del río Llobregat atravesados por la Línea 9 de Barcelona.

Respecto a los movimientos verticales en profundidad medidos por los extensómetros, decir que en cada sección se ha instalado un mínimo de tres extensómetros uno central sobre la excavación y dos laterales a ambos lados del túnel. Del estudio de todos los extensómetros en profundidad se observa que los asientos en la clave de la excavación aumentan en profundidad en la mayoría de los casos estudiados, en algunos casos, sin embargo, este aumento es muy pequeño.

En los laterales de la excavación el comportamiento es diferente. Para profundidades pequeñas el asiento aumenta ligeramente o se estabiliza con la profundidad, en cambio, a la altura de la clave de la excavación el asiento disminuye y sigue disminuyendo hasta la mitad de la excavación, donde el movimiento empieza a ser estable e igual para el caso considerado a corto y a largo plazo. También se ha observado en algún caso, que una vez atravesada la solera de la excavación se producen pequeños levantamientos, estos levantamientos se cree que pueden estar relacionados con la descarga del terreno provocada por la misma excavación del túnel.

Por último, comentar que, en algunos casos, se han observado pequeños levantamientos del terreno en el momento de pase de la tuneladora EPB y a corto plazo en zonas cercanas a la clave de la excavación, estos

pequeños levantamientos se cree que pueden estar debidos a un aumento en la presión de inyección de mortero que repercute en un aumento también en el nivel piezométrico registrado.

Habitualmente el valor del nivel piezométrico en el momento en que el frente de la tuneladora se aproxima a la sección instrumentada, se produce un pequeño aumento de este nivel generado por un aumento de la presión de poros en el terreno. Una vez la tuneladora llega al frente de excavación el nivel piezométrico alcanza el valor máximo y posteriormente se produce una caída en valor del nivel piezométrico, las presiones de poro disminuyen. Durante la instalación del revestimiento, solo en algunas secciones como: T1D PK 2+750 y T1A PK 3+993, se produce un pequeño incremento de la presión de poros que pasados días el nivel piezométrico vuelve a recuperar el valor inicial. Según Wongsaroj et al., 2005 el contacto con el revestimiento rígido genera que el terreno esté más comprimido en esa zona y causa un leve incremento en la presión de poros. Para nuestro caso, vemos un ligero incremento que podría corresponder según lo referido por Wongsaroj, J. Pasados unos días del paso de la EPB el nivel freático vuelve a recuperar los valores de inicio anteriores a la excavación.

Por último, se ha observado que para profundidades del eje de excavación superiores a $z=-33$ m, el registro el nivel piezométrico es prácticamente constante, podemos decir que el nivel piezométrico a esta profundidad no se ve afectado por el proceso de excavación del túnel.

Respecto a los movimientos horizontales que se producen en el terreno, tanto en superficie como en profundidad, se obtiene que en algunas secciones como: T1D PK 4+000, T1D PK 4+150, los movimientos horizontales en la superficie están bien representados por la cubeta propuesta por O'Reilly para los movimientos horizontales, considerando una anchura de la cubeta igual en la dirección vertical que en la dirección horizontal $i_x=i_y$. En cambio, en secciones donde el movimiento vertical registrado ha sido mayor debido a problemas de inyección, paradas prolongadas etc..., en estos casos, el movimiento horizontal en la superficie del terreno es menor que el predicho por la cubeta de O'Reilly considerando un $i_x=i_y$.

Existen otros casos como la sección T1A PK 4+140 y T1A PK 4+240, donde a priori no se conoce la existencia de ningún problema, pero los movimientos horizontales en el terreno registrados por la instrumentación son menores a los predichos por la cubeta de O'Reilly.

En profundidad, el movimiento horizontal en el terreno tiene un comportamiento generalmente hacia el túnel y a medida que aumenta la profundidad, coincidiendo con la profundidad de la excavación el movimiento pasa a hacia fuera del túnel. Una vez superado el eje del túnel los movimientos en el terreno tanto horizontales como verticales disminuyen.

Capítulo 6

Relación de los datos de la Línea 9 con otras obras

6.1 Introducción

En este capítulo se realiza una revisión bibliográfica de diferentes proyectos de túneles realizados alrededor del mundo en terrenos principalmente blandos mediante el empleo de diferentes técnicas de construcción.

En concreto se describen y analizan veintisiete túneles, excavados todos ellos en terrenos blandos o arcillas rígidas y bajo el nivel freático.

Para cada uno de los casos descritos, se presentan todos los datos de los que se han podido disponer tales como: anchura de la cubeta de asientos transversales, pérdida de volumen de terreno, asiento o diversos parámetros de ejecución con el uso de máquina tuneladora como: la presión aplicada en el frente y el volumen de mortero de inyección. Todos estos datos serán comparados con los resultados obtenidos a lo largo de la excavación del Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona presentados en el Capítulo 4 y Capítulo 5 de la presente tesis.

Por último, se presenta una tabla resumen de todos los casos vistos a lo largo del capítulo. En ella se detallan las características y propiedades del suelo que atraviesa la excavación, la geometría del túnel y el método empleado para cada uno de los casos analizados. La mayoría de los parámetros han sido publicados, sin embargo, algunos de los datos que se presentan en este capítulo han sido estimados a partir de otros parámetros.

6.2 Proyectos de túneles en España

A continuación, se describen algunos de los proyectos más importantes realizados en España en las últimas décadas, en este caso con el uso de máquina tuneladora.

6.2.1 Breve repaso al Metro de la Línea 9 de Barcelona

Como se describió en el Capítulo 3, la Línea 9 de metro de Barcelona, está dividida en cuatro tramos, de los cuales, en esta tesis nos hemos centrado en el Tramo 1 entre el Terminal entre pistas en el aeropuerto del Prat y la estación de Parc Logístic. En este Capítulo se comparan los datos analizados en este Tramo 1 con el resto de excavaciones que se presentaran más adelante.

Como recordatorio, podemos decir que el Tramo 1 de 12.54 km de longitud, atraviesa principalmente suelos blandos y se han empleado dos tuneladoras del tipo EPB de 9.43 m de diámetro exterior y de 8.43 m de diámetro interior para su excavación. El revestimiento ha sido mediante dovelas de hormigón de 1.5 m de longitud y 0.32 m de espesor.

La cobertura en este tramo es muy superficial aproximadamente entre 0.54 a 2.35 (C/D) con un valor de medio de la cobertura de 1.7. Los materiales atravesados son del tipo deltaicos depositados en el delta del río Llobregat y formados principalmente por arcillas, limos, arenas y gravas.

La pérdida de volumen de terreno media en el Tramo 1 ha sido de 0.6% (para más información ver Capítulo 3 y Capítulo 4 de esta tesis).

6.2.2 Ampliación Metro de Madrid

Introducción

Desde la inauguración en octubre de 1919 de los primeros 3.5 km hasta el año 1995, la red de Metro de Madrid ha experimentado un crecimiento más o menos paulatino. A partir de 1995 se decidió consolidar el gran proyecto de ampliación del Metro estableciéndose las ampliaciones del mismo entre los periodos 1995-1999, 1999- 2003, 2003-2007 y 2007-2011.

En Oteo (2000) y en Melis, Medina, & Rodríguez, 2002 se habla de la experiencia adquirida durante la construcción de la ampliación del metro de Madrid entre **los años 1995-1999** (Figura 6.1). Las líneas ampliadas o creadas son las siguientes:

- Ampliación de la línea 1 hasta Villa de Vallecas
- Ampliación de la línea 4 desde Esperanza hasta Mar de Cristal
- Ampliación de la línea 7 desde Avenida de América hasta Pitis

- Ampliación de la línea 9 a Arganda del Rey
- Nueva línea 8 desde Mar de Cristal hasta Aeropuerto de Madrid-Barajas
- Nueva línea 11 desde Plaza Elíptica a Pan Bendito

Durante el **período entre 1999-2003** una de las ampliaciones más importantes de la red de metro de Madrid fue la construcción de una línea circular en la zona sur de la Comunidad de Madrid. Esta nueva línea llamada Metrosur, está compuesta por 40.5 km de longitud y conecta los cinco municipios más poblados del sur de Madrid: Alcorcón, Leganés, Getafe, Fuenlabrada y Móstoles. En cada una de las cinco ciudades se localiza una sección monitorizada (sección I, II, III, IV, V) (Melis, M. & Medina, L, 2005) (Figura 6.1).

Entre **los años 2003-2007**, se llevó a cabo la ampliación más importante de la historia del Metro de Madrid, con la ejecución de 83.5 km de línea, que se describen a continuación y se pueden observar en la Figura 6.2:

- Metronorte: Tres Olivos a Hospital Infanta Sofía
- Ampliación de la Línea 11 al PAU de Carabanchel
- Ampliación de las Líneas 1 y 4
- Ampliación de la Línea 8 a la terminal T-4 del aeropuerto de Barajas
- Ampliación de la Línea 5 a la Alameda de Osuna
- Ampliación de la Línea 1 al PAU de Vallecas
- Ampliación de la Línea 7 a Coslada y San Fernando de Henares
- Ampliación de la Línea 3 a Villaverde Alto

Años más tarde, Díez (2010) nos presenta los datos registrados por las ampliaciones realizadas durante el **periodo 2007-2011** que se detallan a continuación:

Metro:

- Ampliación de la Línea 9 de la estación de Herrera Oria a Mirasierra, con una longitud del túnel (MTM) 2 km y dos estaciones nuevas
- Ampliación de la Línea 11 del PAU de Carabanchel al Barrio de la Fortuna (Leganés), de tres kilómetros de longitud del túnel excavados mediante tuneladora y una estación
- Ampliación de la Línea 2 de La Elipa al Barrio de Las Rosas, de 4 km de longitud del túnel excavados mediante tuneladora y 4 estaciones

Líneas ferroviarias:

- Línea ferroviaria desde Móstoles a Navalcarnero, de 12 km de longitud y 7 estaciones. Se ejecutan unos 4 km con tuneladora de diámetro algo superior (10.50 m)
- Línea ferroviaria Puente de los Franceses-Moncloa
- Línea ferroviaria en Torrejón de Ardoz

En esta tesis se muestran los datos de pérdida de volumen de terreno y asiento producidos durante la construcción de la línea MetroSur (Melis & Medina, 2005) durante el período (1999-2003), la ampliación de la Línea 5 dirección la Alameda de Osuna y la ampliación de la Línea 1 al PAU de Vallecas durante el período de (2003-2007), datos extraídos de Díez (2010) todos ellos excavados en los materiales de transición formados por arcillas con alto contenido en carbonatos y con un alto índice de plasticidad (Facies de Transición).

Además también se mostraran los datos relacionados con la ampliación de la Línea 7 de Avenida América a Pitis, Línea 4 de Arturo Soria a Parque de Santamaría, Línea 8 de Mar de Cristal al aeropuerto Madrid-Barajas (T1, T2, T3) realizados durante el período (1995-1999) y la ampliación de MetroNorte, Líneas 1 y 4, Línea 8 a la Terminal T-4, Línea 1 al PAU de Carabanchel durante el período (2003-2007), la Línea 11 al Barrio de la Fortuna, Línea 2 de La Elipa al Barrio de Las Rosas y la Línea ferroviaria desde Móstoles a Navacarnero durante el período (2007-2011), extraídos de Díez (2010) y excavados en los materiales detríticos formados principalmente por arenas (Facies Madrid).

Finalmente, en el apartado 6.11 se compararán todos estos datos con los datos de la Línea 9 de metro de Barcelona.

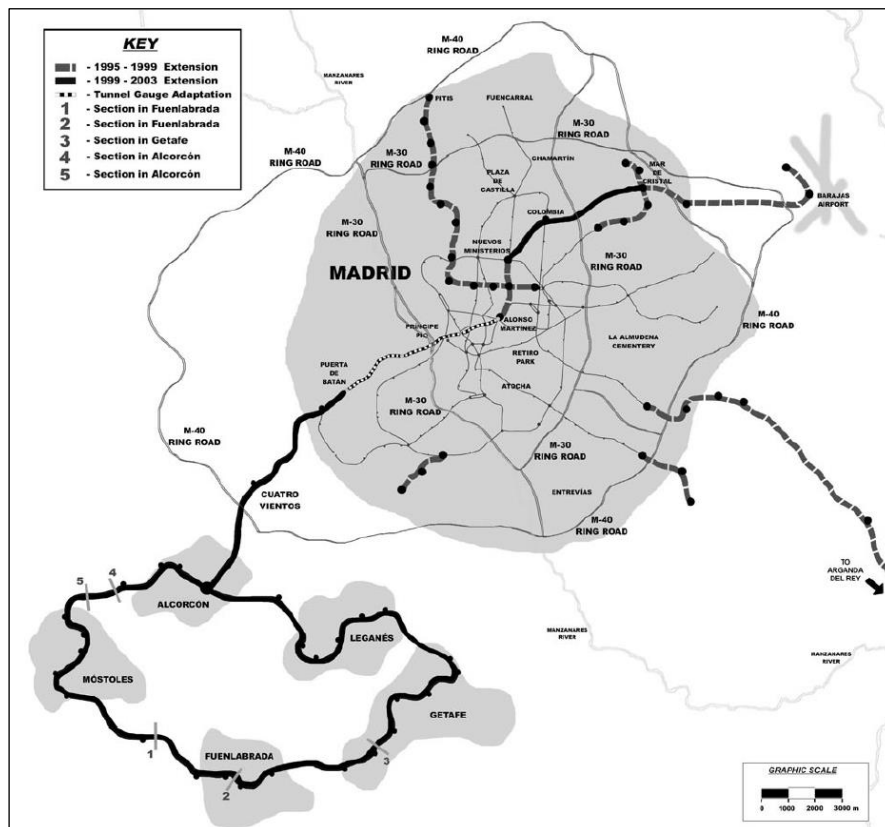


Figura 6. 1 Ampliación del metro de Madrid período 1995-1999 y período entre 1999-2003 (Melis, M. & Medina, L, 2005)

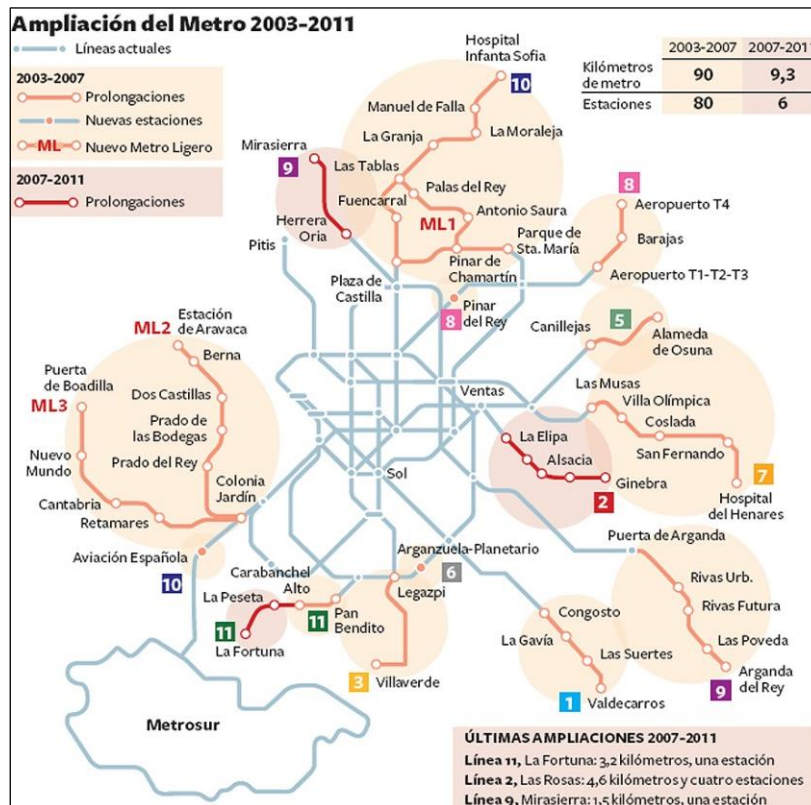


Figura 6. 2 Ampliación del metro de Madrid periodo 2003-2011 y período 2007-2011 (Fuente: Comunidad de Madrid)

Geología de los suelos de Madrid

La mayor parte del área urbana de la ciudad de Madrid se encuentra sobre depósitos Terciarios del Plioceno, los cuales tienen un espesor aproximado de 200 m, formados a partir de la erosión de montañas graníticas cercanas. Se reconocen tres tipos de depósitos: facies Madrid, facies Central y facies de Transición. Los materiales por los que está formada cada facies se detallan en la Tabla 6.1 y en la Tabla 6.2 se presentan las características geotécnicas de estos suelos.

Por último, en la Figura 6.3 se presenta un perfil geológico regional de Madrid extraído de la tesis de Díez, 2010. Las facies en donde se asientan las líneas de ampliación del Metro de Madrid que se presentan son: Madrid, Transición y Central (Tabla 6.1, González A. y Trabada, 2000).

En esta tesis, únicamente se tendrán en cuenta la construcción de nuevas líneas y/o ampliaciones en las facies Madrid y facies de Transición, materiales arenosos y materiales blandos respectivamente, como ya hemos comentado anteriormente ya que se consideran que son materiales comparables con los materiales excavados durante la construcción de la Línea 9 de metro de Barcelona.

Edad	Facies	Terreno
Cuaternario		Depósitos aluviales Rellenos antrópicos
	Madrid	Arena de miga y/o arena tosquiza Tosco y/o arena tosquiza
Terciario	Transición	Peñuelas reblandecidas: arcillas marrones, verdes y grisáceas (de moderadamente firmes a firmes)
		Peñuelas: arcillas carbonatadas marrones, verdes y grisáceas (duras)
	Central	Arenas y limos micáceos marrones y grisáceos Arcillas sepiolíticas blancas y rosáceas Arcillas negras con yesos Yesos con aspecto masivo, cristalino y fibroso con niveles centimétricos de arcillas negras

Tabla 6. 1 Terrenos presentes en la Comunidad de Madrid (González A. y Trabada, 2000)

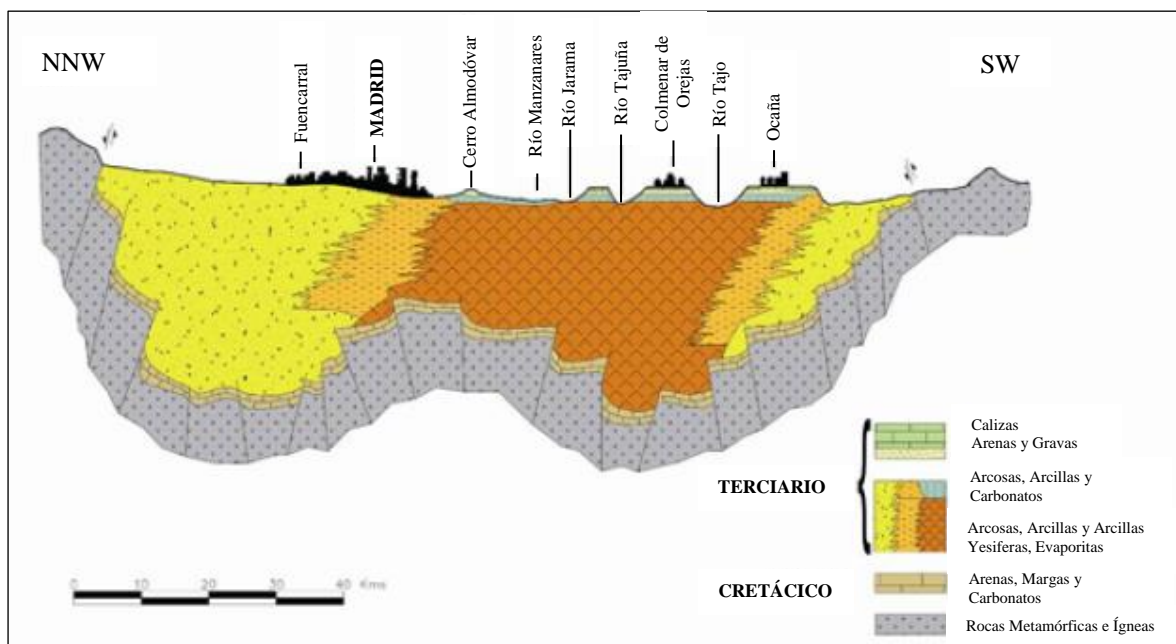


Figura 6. 3 Perfil geológico regional de Madrid (NNW-SW) de (Díez, 2010)

Respecto a su hidrología, Madrid se localiza en la cuenca del río Tajo, en donde se encuentra un acuífero Terciario Detrítico formado por lentejones areno-arcillosos de pequeño tamaño, distribuido aleatoriamente en una matriz arcillosa. El acuífero en cuestión, de gran potencia, tiene una baja permeabilidad (Díez, 2010). La recarga de este acuífero se produce principalmente por la infiltración del agua de lluvia y en menor medida por el agua de las montañas circundantes. Como consecuencia los niveles piezométricos varían dependiendo de la época del año. En el caso de la ampliación de la Línea 11 el nivel piezométrico varía

entre 5-10 m de la superficie del terreno. Para el caso de la Línea 2 el nivel piezométrico se encuentra entre 10-25 m de la superficie del terreno. Por último, en la ampliación de la Línea férrea entre Móstoles y Navalcarnero el nivel piezométrico varía entre 21-22 m de la superficie.

Material	Densidad (t/m ³)		R.C.S (MPa)	C' KPa	Φ' (°)	ν	Módulo deformación (MPa)	
	Seca	Aparente					Carga	Descarga
Rellenos antrópicos	1.2-1.6	1.8		0.0	25-28	0.35	4-6	8-10
Rellenos compactados	1.3-1.65	2.0		10	33	0.28		35-45
Rellenos seleccionados bien compactados		2.1		20	34	0.28		100
Aluviales	1.3-1.65	2.0	0-7	0-10	27-30	0.32	7-15	8-20
Arenas cuaternarias		2.0		0-5	34	0.30		30-60
Arena de miga	1.8-1.95	2.0	0-0.3	5-10	33-38	0.30	50-120	55-180
Arena Tosquiza	1.8-1.93	2.05	0.2-0.4	10-15	32-35	0.30	60-150	80-250
Tosco arenoso	1.75-1.88	2.08	0.2-0.6	20-25	30-34	0.30	60-180	120-350
Tosco	1.7-1.85	2.10	0.4-1.5	30-40	28-32	0.30	100-225	150-550
Tosco de alta plasticidad		2.06		40-80	28	0.28		200
Peñuelas verdes y grises		2.0		50-60	28	0.28		200
Peñuelas verdes o grises con yesos	1.5-1.65	2.1	0.7-2.5	50-80	28-32	0.27	200-250	250-350
Peñuela algo alterada	1.4-1.55		0.5-1.5	20-50	26-32		60-100	80-130
Peñuelas reblandecidas con yesos (repositadas)		2.0		0-10	28	0.35		10
Arenas micáceas en Mioceno		2.1		5-10	34	0.28		50
Sepiolitas		1.6		20	28	0.28		300-500
Caliches niveles litificados		2.2		150	32	0.25		600
Yesos		2.3		70-100	28	0.26		400

Tabla 6. 2 Principales parámetros geotécnicos de los suelos de Madrid (Díez, 2010)

Descripción de las Líneas estudiadas

Geometría de las Línea 7 Pitis, L4 Parque Santamaría, L8 Barajas (Período de construcción 1995-1999)

El proyecto envuelve el uso de seis máquinas tuneladoras del tipo EPB con un diámetro que varía entre 6.7 y 8.45 m. Las condiciones del suelo alrededor del túnel comprenden sedimentos fuertemente cementados de origen Plioceno a partir de la erosión de granito y de gneiss y una formación de base de origen Mioceno con un contenido variable de finos. Basado en las medidas de campo llevadas a cabo en el proyecto se observó que la pérdida de volumen de terreno en la superficie varía entre el 1.7% y 9.3% (Figura 6.7).

Geometría de la Línea MetroSur (Período de construcción 1999-2003)

La línea de metro MetroSur consiste en 40.5 km conectando cinco ciudades situadas al sur de Madrid (Figura 6.1 y Figura 6.2). Esta línea ha sido construida mediante cinco tuneladoras de 9.40 m de diámetro con dovelas de 9.38 m de diámetro, 1.5 m de longitud y 0.32 m de espesor excavando en materiales arcillosos con estratos de arena arcillosa y arcilla arenosa pertenecientes a la facies de Transición. Para el control de los movimientos se han establecido cinco secciones de control: SCI, SCII, SCIII, SCIV, SCIV. El túnel en cada una de las secciones se encuentra a una profundidad de 9.5 m, 10.3 m, 12.8 m, 6.3 m y 15.2 m respectivamente.

Geometría de MetroNorte (Línea 10), Línea 11 al PAU de Carabanchel, Línea 1 y Línea 4, Línea 8 a la Terminal T4 aeropuerto Barajas, L5 a la Alameda de Osuna y Línea 1 al PAU de Vallecas (Período de construcción entre 2003-2007)

La ampliación de la red de metro durante este periodo ha supuesto la puesta en servicio de 82.9 km, 64.7 km son subterráneos. Se han utilizado diez tuneladoras del tipo EPB. Nueve túneles serán de vía doble excavados con ocho tuneladoras de diámetro 9.40 m y una de 8.90 m, y un túnel es de vía simple excavado con una tuneladora de 7.40 m de diámetro. Los túneles de 9.40 m utilizan un revestimiento de dovelas prefabricadas de 8.43 m de diámetro interior y de 32 cm de espesor.

En la Figura 6.2 se pueden observar todas las ampliaciones realizadas durante el período 2003-2007.

Geometría de los túneles Línea 11, Línea 2 y Línea ferroviaria (Móstoles-Navalcarnero) (Período de construcción entre 2007-2009)

Para las obras de ampliación de la Línea 11 entre la estación de La Peseta y la estación de la Fortuna en el municipio de Leganés (L11-Carabanchel (Figura 6.2 y Figura 6.4)) se empleó el uso de una máquina tuneladora tipo escudo EPB de 9.40 m de diámetro. La obra cuenta con 3.25 km de longitud y el

revestimiento instalado fue con dovelas de hormigón de 0.32 m de espesor con armadura y fibras metálicas. En la Figura 6.4 se detalla el trazado de ampliación de la Línea 11 al barrio de la Fortuna.



Figura 6. 4 Planta esquemática de la ampliación de la Línea 11 al barrio de la Fortuna (Díez, 2010)

En la ampliación de la Línea 2 entre La Elipa a el barrio de Las Rosas en la ciudad de Madrid (L2 La Elipa (Figura 6.2 y Figura 6.5) se empleó el uso de tuneladora tipo escudo EPB de 9.40 m de las mismas características que la empleada en la ampliación de la Línea 11. La obra, en este caso, cuenta con 4.6 km de longitud y el revestimiento empleado es el mismo que la anterior, dovelas de hormigón de 0.32 m de espesor con armadura y fibras metálicas. El nivel piezométrico varía entre 10-25 m de profundidad.



Figura 6. 5 Planta esquemática de la ampliación de la Línea 2 al Barrio de Las Rosas (Díez, 2010)

Por último, en la ampliación de la Línea ferroviaria entre Móstoles y Navalcarnero de 12 km de longitud, parte del trazado se ejecutó en superficie y otra parte del trazado mediante túnel, como se observa en la

Figura 6.6. Los tramos de túnel se realizaron con una tuneladora EPB de 10.40 m de diámetro. El revestimiento al igual que los túneles anteriores fue con dovela de hormigón.



Figura 6. 6 Planta esquemática de la Línea Ferroviaria Móstoles – Navalcarnero (Díez, 2010)

En la Figura 6.7 y Figura 6.8 se presenta el volumen de asientos (en términos de pérdida de volumen) obtenidos a partir de las medidas registradas en el terreno y el asiento máximo registrado de las diferentes ampliaciones de la red de metro de Madrid agrupándose por formaciones o facies:

- **Facies Madrid o de borde, detrítica (arenas y arcillas):**
 - Ampliación de la Línea 4 desde Esperanza hasta Mar de Cristal
 - Ampliación de la Línea 7 desde Avenida de América hasta Pitis
 - Nueva Línea 8 desde Mar de Cristal hasta Aeropuerto de Madrid-Barajas
 - Metro Norte: Tres Olivos a Hospital Infanta Sofía
 - Ampliación de la Línea 11 al PAU de Carabanchel
 - Ampliación de la Líneas 1 y 4
 - Ampliación de la Línea 8 a la terminal T-4 del aeropuerto de Barajas
 - Ampliación de la Línea 2 entre Elipa y el barrio de las Rosas
 - Ampliación de la Línea 11 al Barrio de La Fortuna
 - Nueva Línea Ferroviaria de Móstoles a Navalcarnero

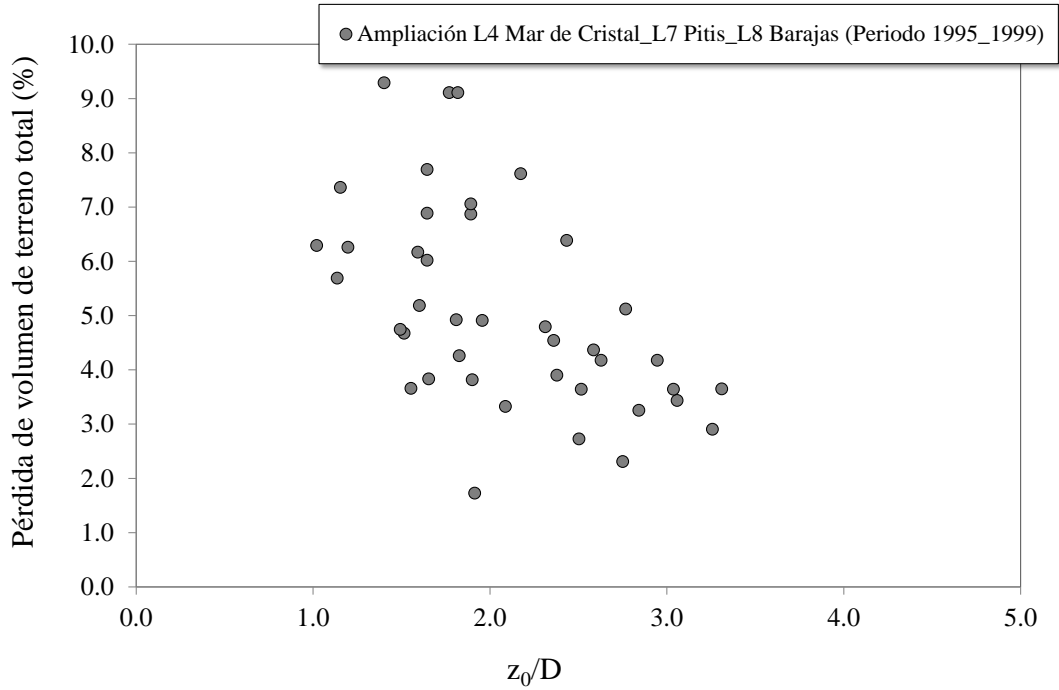


Figura 6. 7 Evolución de la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (1995-1999) en terrenos detríticos

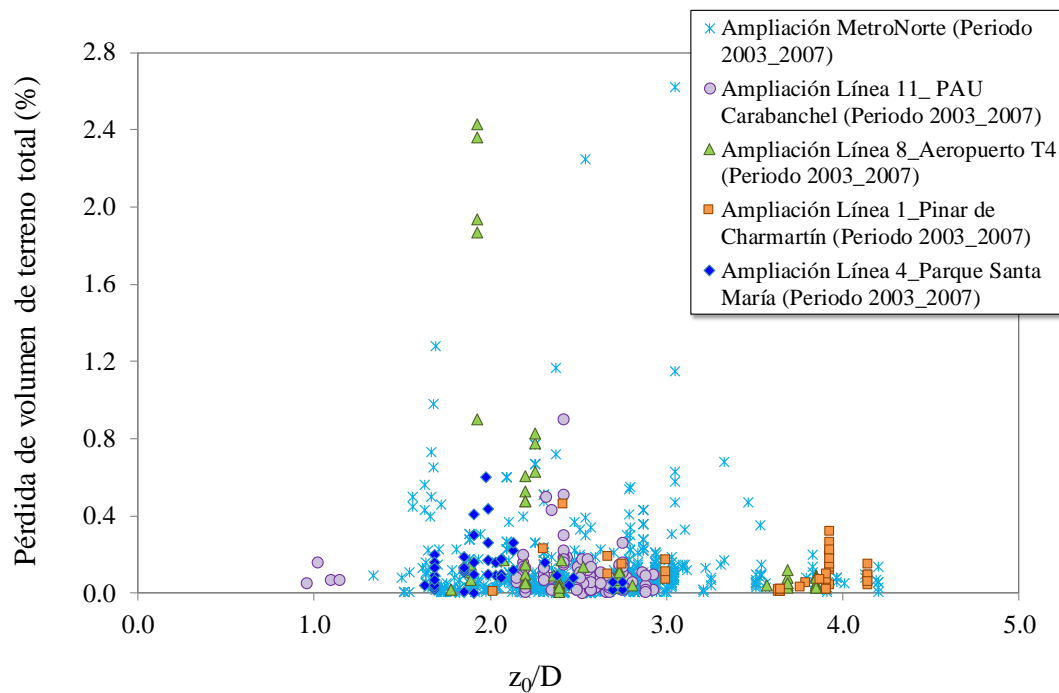


Figura 6. 8 Evolución de la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (2003-2007) en terrenos detríticos

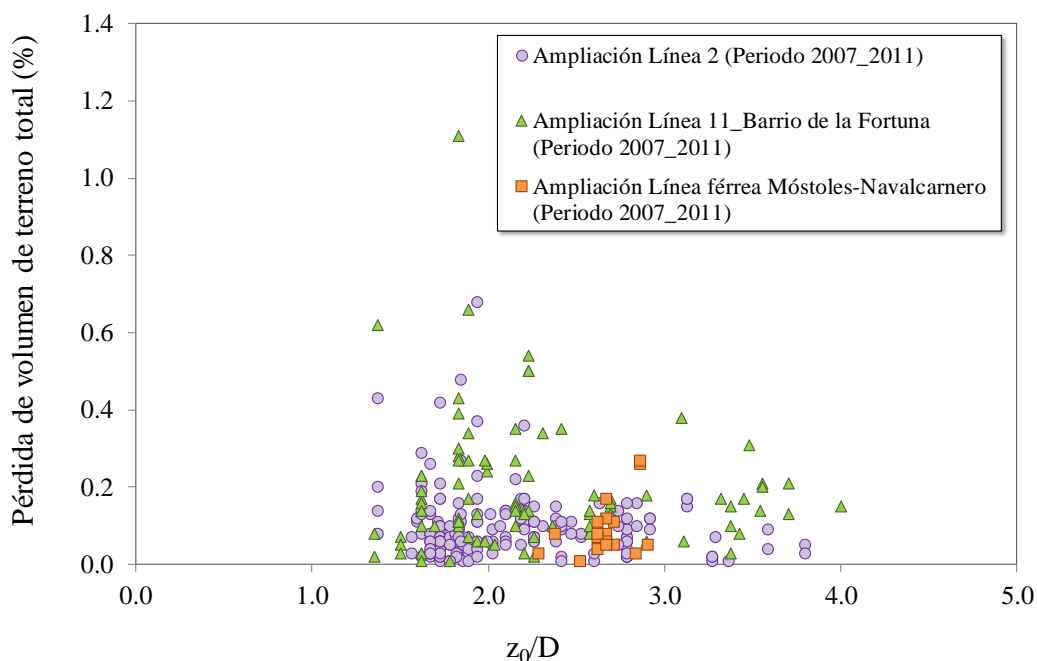


Figura 6. 9 Evolución de la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (2007-2011) en terrenos detríticos

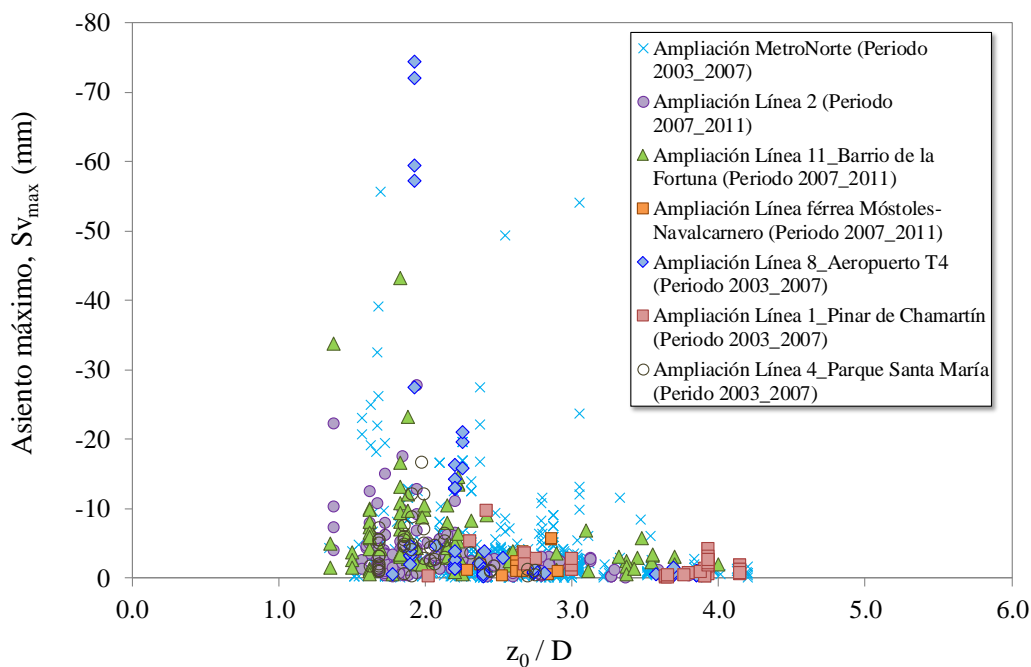


Figura 6. 10 Evolución del asiento máximo vertical en la superficie del terreno en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid

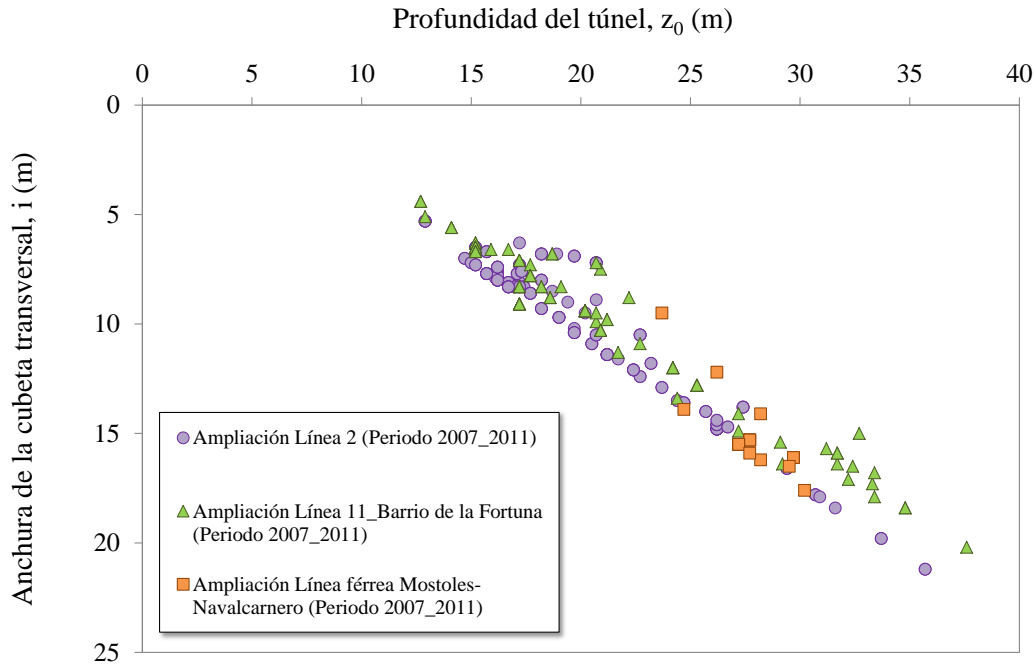


Figura 6. 11 Anchura de la cubeta de asientos transversales en función de la profundidad en las diversas ampliaciones de metro y tren en la ciudad de Madrid

• **Facies de transición (arcillas margosas, arenas micáceas y arcillas):**

- Ampliación de la Línea 5 a la Alameda de Osuna
- Ampliación de la Línea 11 al PAU de Vallecas

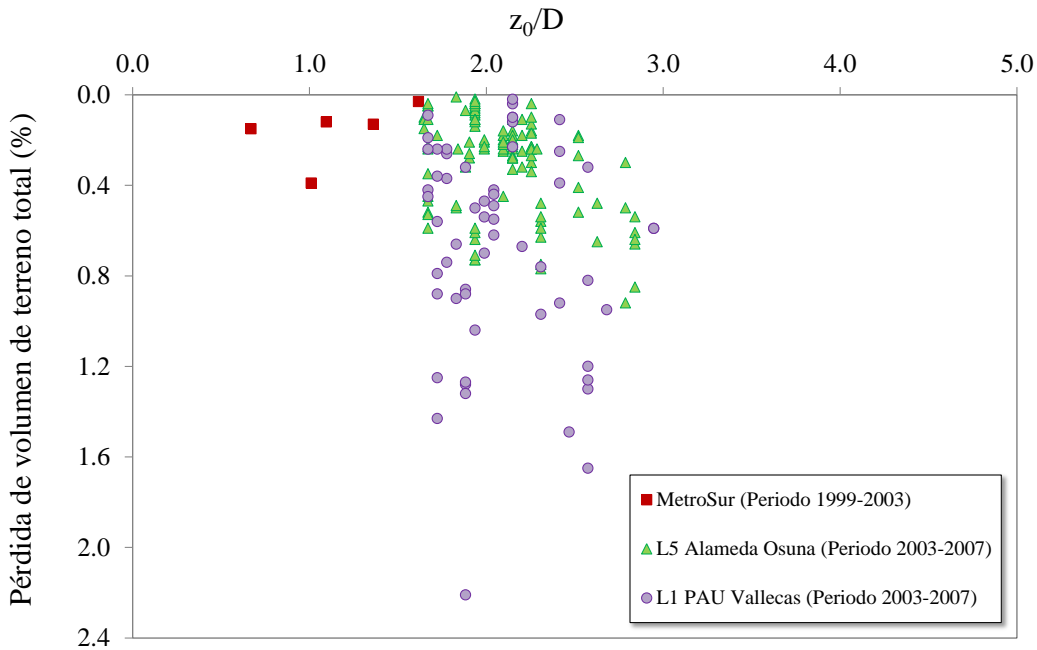


Figura 6. 12 Evolución de la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (1999-2007) en terrenos arcillosos

De la Figura 6.7 a la Figura 6.11 se muestra la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad de la excavación normalizada con el diámetro del túnel excavados en terrenos detríticos pertenecientes a facies Madrid.

En la Figura 6.7 vemos que la pérdida de volumen de terreno en este caso es superior a las otras ampliaciones de metro mostradas, en este caso los túneles se realizaron en el período de años entre 1995 y 1999.

Para las excavaciones realizadas entre los años 2003 -2011 en materiales detríticos, vemos que la pérdida de volumen de terreno para los casos analizados raramente supera el 1.2%, y la mayoría de los datos se sitúan por debajo del 0.4% (Figura 6.8 y Figura 6.9) con un valor de asiento máximo de $S_{v\text{máx}}$ algo superior a -20 mm (Figura 6.10) a excepción de la ampliación de la Línea 11, Línea 8 y la ampliación Metro Norte, donde existe más dispersión en los datos registrados y el asiento máximo registrado estas líneas es algo superior, alcanzando valores de -75 mm. La Línea 11, en particular, atraviesa un perfil geológico más heterogéneo registrando unas mayores pérdidas de volumen de terreno que en el resto de las ampliaciones (Figura 6.9) y un asiento vertical máximo inferior a $S_{v\text{máx}}=-43\text{mm}$ (Figura 6.10).

En la Figura 6.11 se relaciona la anchura de la cubeta de asientos transversales (i) de las ampliaciones de la Línea 2 y Línea 11 de metro de Madrid y la ampliación de la Línea férrea Móstoles-Navalcarnero en función de la profundidad del eje de excavación (z_0). La mayoría de los puntos representados se encuentran en un rango entre $i=0.5-0.6z$.

Por último, en la Figura 6.12 se muestran los túneles excavados en terrenos arcillosos pertenecientes a facies de transición. La mayor pérdida de volumen de terreno en estos terrenos ocurre en la Línea 1 al PAU de Vallecas, se desconocen las causas. En el resto de líneas la pérdida de volumen de terreno es inferior al 1%.

6.3 Proyectos de túneles en Reino Unido

Introducción

El Reino Unido cuenta con una extensa red de transporte principalmente concentrado en la ciudad de Londres.

El metro de la ciudad de Londres, en particular, es el sistema de transporte más antiguo del mundo. Entró en funcionamiento el 10 de enero de 1863. Hoy en día existen 274 estaciones abiertas y más de 408 kilómetros de líneas activas, con más de tres millones de pasajeros que usan el metro cada día la convierte en la segunda red de metro del mundo por kilómetros (después de Shanghái).

Son numerosas las ampliaciones realizadas a la red de metro para llegar a configuración que hoy conocemos. Así, por ejemplo: La Línea Jubilee, abierta en 1979, tomó parte de la línea Bakerloo, además de contar con túneles nuevos entre Baker Street y Charing Cross. Sucesivas ampliaciones de esta línea, como veremos más adelante, permitieron que en 1999 alcanzar Stratford, en el East End, pasando por Westminster y Docklands.

Además, el tranvía de la DLR (Dockland's Light Railway), que conecta la zona este y sudeste de la ciudad de Londres: Southwark, Tower Hamlets, Lewisham, Newham y Greenwich con el antiguo puerto de Londres, hoy en día renovado y convertido principalmente para uso residencial y de oficinas también se encuentra integrado a la red de metro.

En la Figura 6.13 se representa un plano actual de la red de transporte metropolitano de la ciudad de Londres y la red de tranvía conectada a la red de metro, donde se pueden observar todas las líneas anteriormente comentadas.

El Metro de Londres posee 11 líneas. En la Tabla 6.3 se describe cada una de las líneas del metro de Londres y el color indicativo que las diferencia. Además, también se da información sobre la fecha de apertura de la primera sección de cada línea y la profundidad a la que se encuentra el túnel. Se entiende por túnel subsuperficial cuando la profundidad media es de 5 metros y por túnel profundo, cuando la profundidad del túnel supera los 5 m hasta los 20m.

Respecto a la red de ferrocarril, esta está formada por 11 líneas que atraviesan la ciudad de Londres entre las cuales encontramos: la línea Chiltern, C2c, First Capital Connect, First Great Western, London Midland, London Overground (Red ferroviaria que cubre casi toda la ciudad y enlaza con la red de metro formada por cuatro líneas): North London Line: Richmond a Stratford, West London Line: Clapham Junction a Willesden Junction, Gospel Oak to Barking Line: Gospel Oak a Barking, Watford DC Line: Watford Junction a Euston, National Express East Anglia, Southern, Southeastern, Southeastern high speed, South West train y conexiones directas con el aeropuerto de Heathrow.

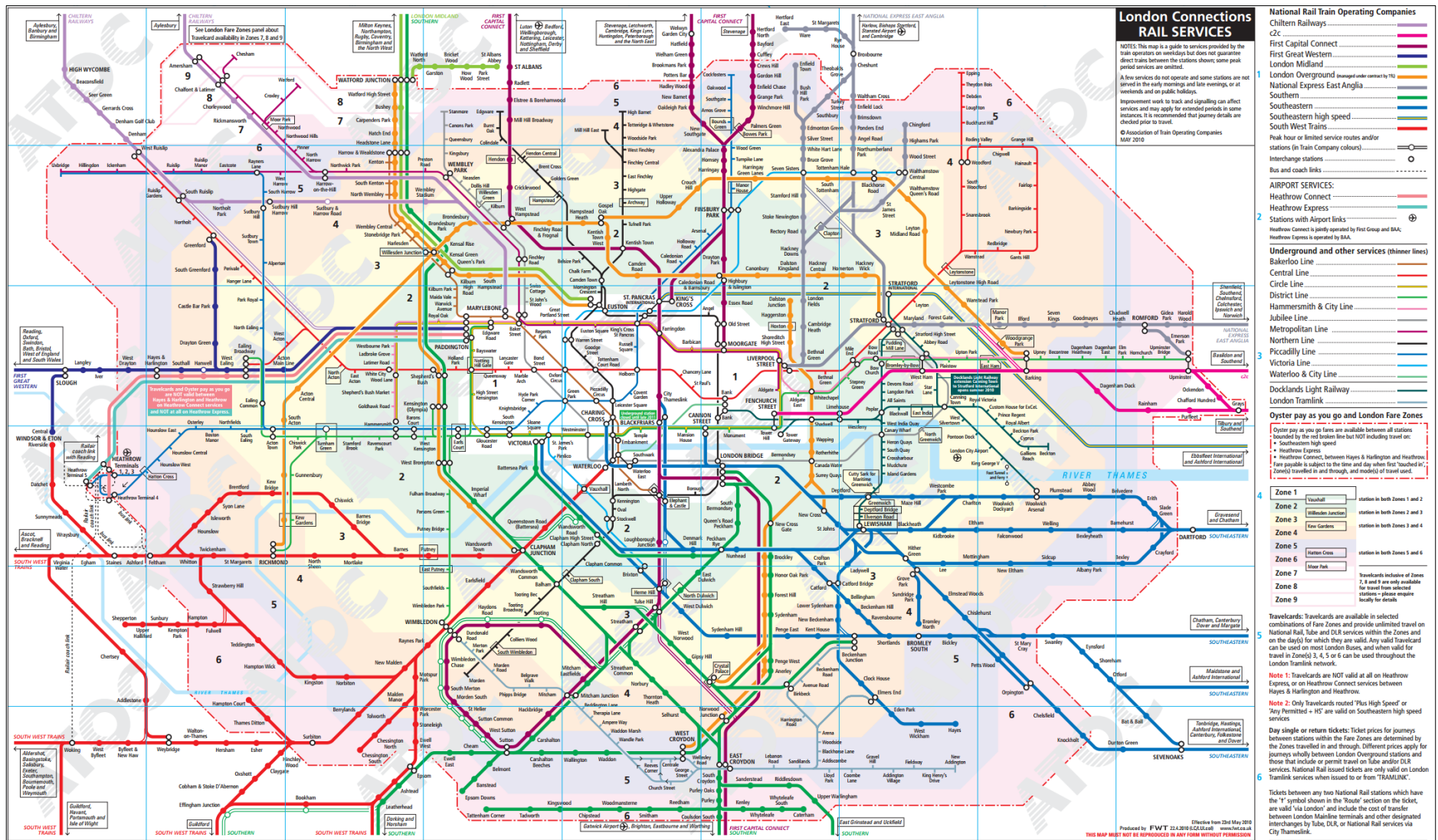


Figura 6. 13 Red de metro de la ciudad de Londres

Nombre de la línea	Color	Apertura	Tipo	Longitud
Bakerloo Line	Marrón	1906	Profundo	23 km
Central Line	Rojo	1900	Profundo	74 km
Circle Line	Amarillo	1884	Subsuperficial	22 km
District Line	Verde	1868	Subsuperficial	64 km
Hammersmith & City Line	Rosa	1864	Subsuperficial	14 km
Jubilee Line	Gris plateado	1979	Profundo	36 km
Metropolitan Line	Morado	1863	Subsuperficial	67 km
Northern Line	Negro	1890	Profundo	58 km
Piccadilly Line	Azul	1906	Profundo	71 km
Victoria Line	Azul claro	1969	Profundo	21 km
Waterloo & City Line ¹	Turquesa	1898	Profundo	2 km

1. La línea más concurrida del sistema, con dos ramales en el centro de Londres

Tabla 6. 3 Tabla de las diferentes líneas de metro de Londres

La red actual tiene correspondencias con las líneas Bakerloo, Central, District, Hammersmith y City, Jubilee, Northern y Victoria del Metro de Londres, y también con el Docklands Light Railway.

En concreto de toda la extensa red de transporte metropolitano de Londres nos fijaremos en la construcción de algunos de sus túneles (técnicas constructivas, condiciones del terreno, características geométricas etc...) que se detallan a lo largo de este apartado.

A partir de los diferentes datos recopilados por O'Reilly y New (1982) de todos los diversos proyectos de túneles excavados en suelos en zonas densamente pobladas de Reino Unido, algunos de ellos se describirán

a continuación como hemos comentado, una vez representados los valores de la anchura de la cubeta de asientos transversales en función de la profundidad del eje del túnel, z_0 , se observa que existe una relación lineal entre ambos (O'Reilly y New (1982)). En la Figura 6.14 se representan la anchura de la cubeta de asientos en superficie en función de la profundidad de la excavación para los distintos casos estudiados en suelos cohesivos. O'Reilly y New (1982) proponen la relación lineal, en donde el valor de K se puede considerar constante e igual a:

$$i = 0.43 z_0 + 1.1 \quad (\text{para suelos cohesivos})$$

6. 1

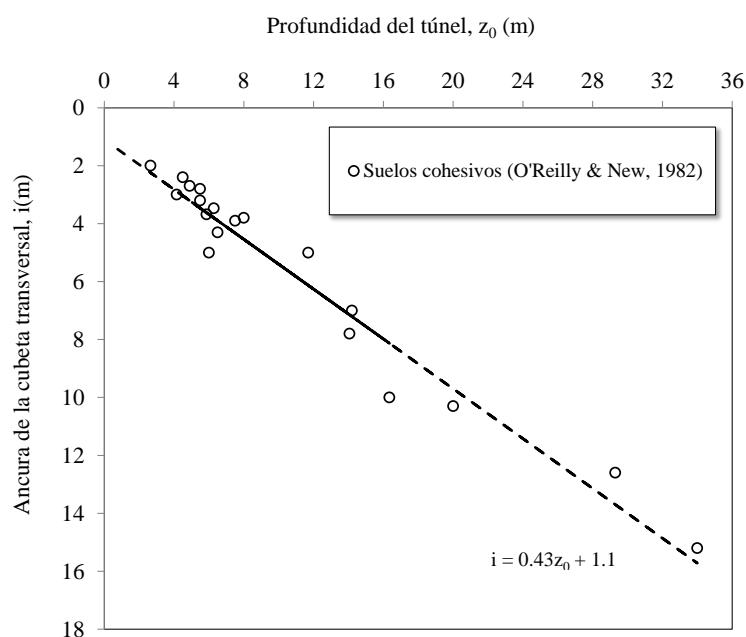


Figura 6. 14 Variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales en superficie, i , con la profundidad para diferentes túneles analizados en O'Reilly y New (1982)

6.3.1 Jubilee Line bajo Green Park

Introducción

Parte del trazado de la Jubilee Line, transcurre bajo el parque conocido como Green Park entre Hyde Park y St. James Park. La estación en superficie llamada Green Park se encuentra situada en la cara norte del parque Green, cercana a la intersección entre Picadilly Circus y el paso de peatones de Queen's y es empleada para las líneas: Jubilee, Piccadilly y Victoria (Figura 6.13).

Geometría Green Park

El túnel de metro en la zona de Green Park fue construido mediante escudo sin aire comprimido, conducido bajo las arcillas de Londres fuertemente sobreconsolidadas. Este túnel fue excavado a mano con un

diámetro de 4.15 m y una profundidad aproximada de $z_0=29$ m. Para el revestimiento se empleó el uso de siete segmentos de hierro, que conforman un diámetro externo de 4.07 m. El revestimiento fue colocado en el interior del escudo, inyectando mortero en la cavidad entre el terreno excavado y el revestimiento simultáneamente a la colocación del mismo.

Geología Green Park

El perfil geológico de arriba abajo consiste en capas de arena y grava de 2 m de espesor, por debajo una capa de poco espesor de arcillas de Londres fisurada, donde se encuentra excavada la mayoría de la sección (Attewell P.B. & Farmer I.W., 1974).

El nivel piezométrico en esta zona se encuentra a 2 m de profundidad. La tensión de corte sin drenaje obtenida, a partir, de los ensayos triaxiales fue de 270 kPa. El módulo elástico de la arcilla fue estimado como 50 MPa (Lo, K.Y. et al., 1984) y el coeficiente de presión de tierras $K_0=1.5$, el cual, resulta un coeficiente muy típico de las arcillas de Londres.

6.3.2 Fleet Line bajo Regent's Park

Introducción

Fleet Line o también conocida como Jubilee Line, parte de su trazado, transcurre bajo el parque conocido como Regent's Park. En superficie se encuentra la estación de Baker Street pertenece a la línea Bakerloo, entre Bond Street y St. John's Wood (Figura 6.13). Concretamente se encuentra en la calle Marylebone y los Jardines St. John's Wood.

Geometría Regent's Park

Se construyeron dos túneles con 4.15 m de diámetro con un revestimiento de hormigón a una profundidad de $z_0=20.1$ m (Northbound) y $z_0=34.1$ m (Southbound) bajo Regent's Park en Londres, como parte de la Línea Fleet del metro de Londres (Barratt D.A. & Tyler R.G., 1976). La distancia vertical entre el túnel Northbound y el túnel Southbound es de 14 m y la distancia horizontal es de 18 m.

Ambos túneles fueron construidos a mano, mediante escudo protector. El túnel de Southbound fue construido primero. El revestimiento empleado fue mediante segmentos de hormigón.

Geología Regent's Park

Los túneles fueron excavados en las arcillas de Londres, las cuales, fueron caracterizadas como arcillas rígidas, fisuradas y sobreconsolidadas. La resistencia de corte no drenada, obtenida a partir de los ensayos triaxiales no drenados fue de 230 kPa. El módulo de Young fue de 32 MPa para el túnel Northbound y de

56 MPa para el túnel Southbound (Lee, K.M. et al., 1992). El coeficiente de empuje lateral de tierras es de 1.5.

El nivel piezométrico en este caso se encuentra a 4 m de profundidad.

La pérdida de volumen de terreno para ambos túneles fue de 1.3-1.4%, respectivamente.

6.3.3 Willington Quay

Introducción

Willington Quay es un área del norte de Tyneside en Tyne y Wear en el noreste de Inglaterra. Está situado en la cara norte del río Tyne. Actualmente es una zona residencial, pero en 1979 las pequeñas infraestructuras en la superficie hacían que el tráfico rodado fuera complicado para acceder a las fábricas que allí habían sido instaladas (Figura 6.15).

a)



b)



Figura 6. 15 Localización de Tyneside en el norte de Inglaterra (fuente: Wikipedia) b) Fábricas instaladas en Willington Quay en 1949 (Glossop, 1978)

Geometría Willington Quay

La sección de túnel fue excavada de manera manual con la ayuda de palas neumáticas de aire comprimido dentro de un escudo de diámetro 4.3 m. La profundidad del túnel es de $z_0=13.375$ m. El revestimiento consiste en un anillo de hormigón formado por siete segmentos.

Geología Willington Quay

El túnel por Willington Quay atraviesa arcillas duras que pasan a una capa espesa de material limoso canal-aluvial. El material aluvial se encuentra formado por arenas y gravas y cantos rodados con un alto contenido en agua. Los depósitos son de la época post-glacial (Glossop, 1978), el canal probablemente llevaba el agua del deshielo de la de-glaciación del último período glacial, donde también se depositan las arenas y las gravas. Los limos son resultado de la deposición de estuarios durante un posterior aumento del nivel del mar (Figura 6.16).

Los materiales aluviales consisten en arcillas limosas blandas, gris oscuro, con material orgánico con un contenido de humedad del 40% de agua. La resistencia de corte no drenada varía entre 18 kPa y 26 kPa, esto representa un suelo muy débil. La permeabilidad del material aluvial es de 10^{-8} m/s.

La construcción se encuentra 11 m por debajo del nivel del agua y el nivel piezométrico se encuentra a 2.3 m del nivel de la superficie.

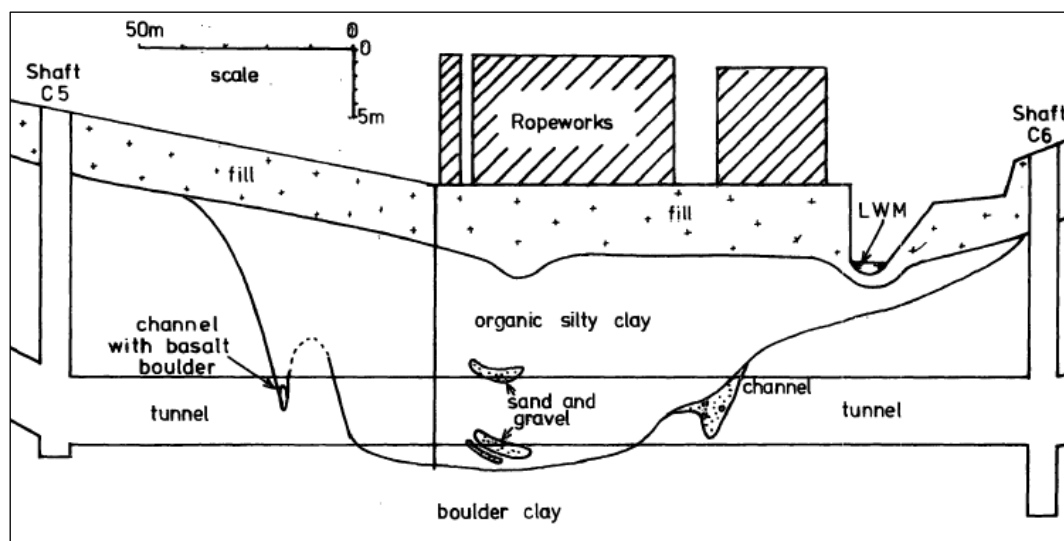


Figura 6. 16 Perfil geológico atravesado en Willington Quay (Glossop, 1978)

Años después, en Mair 1993 se presenta la variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales en profundidad. De igual manera, que en la Figura 6.14 se observa una regresión lineal del parámetro i en función de la profundidad de la cubeta de asientos transversales (Figura 6.17). En la Figura se muestra la variación de la anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad a la cual es calculada la cubeta (z) normalizados ambos ejes en función de la profundidad de la excavación (z_0). Los datos son medidas de campo de tres túneles de Londres en arcillas rígidas descritos con anteriormente: Jubilee line bajo Green Park (Attewell y Farmer, 1974), Jubilee line bajo Regent's Park (Barratt y Tyler, 1976) y bajo las arcillas blandas de Willington Quay (Glossop, 1978). Además se añaden las medidas obtenidas a partir

de ensayos con una máquina centrífuga presentados en (Mair, R.J., Taylor, R.N. & Bracegirdle, 1993) para dos muestras extraídas a una profundidad de $z_0=9.8$ m y $z_0=16.5$ m simulando una excavación de diámetro igual a 4.5 m.

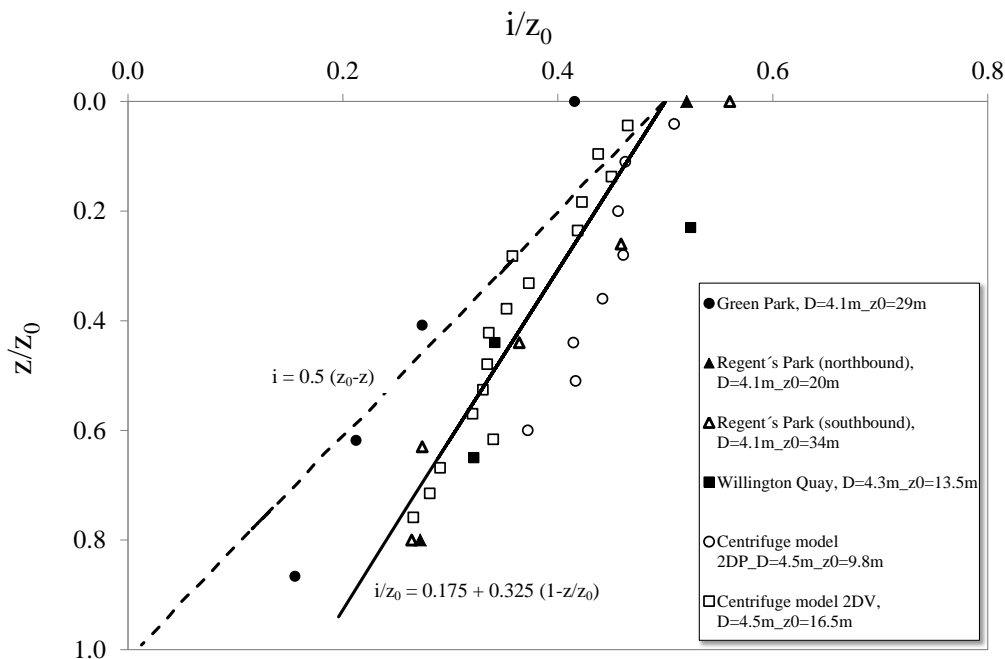


Figura 6. 17 Variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales en profundidad, i , con la profundidad para diferentes túneles analizados en O'Reilly y New (1982)

A partir de los valores de la anchura de la cubeta representados en la Figura 6.14 y en la Figura 6.18 se observa como varía el valor de K con la profundidad. Vemos que el valor de K en superficie corresponde a un valor de $K=0.5$, resultado de los datos de las diferentes construcciones bajo las arcillas de Reino Unido. En profundidad el valor de K aumenta para los casos considerados en Mair et al., 1993. En la Figura se muestra la ecuación de la variación del parámetro K en función de la profundidad extraída, a partir de los datos analizados en (Mair, R.J., Taylor, R.N. & Bracegirdle, 1993) y la ecuación extraída del parámetro K en función de la profundidad (Figura 6.18).

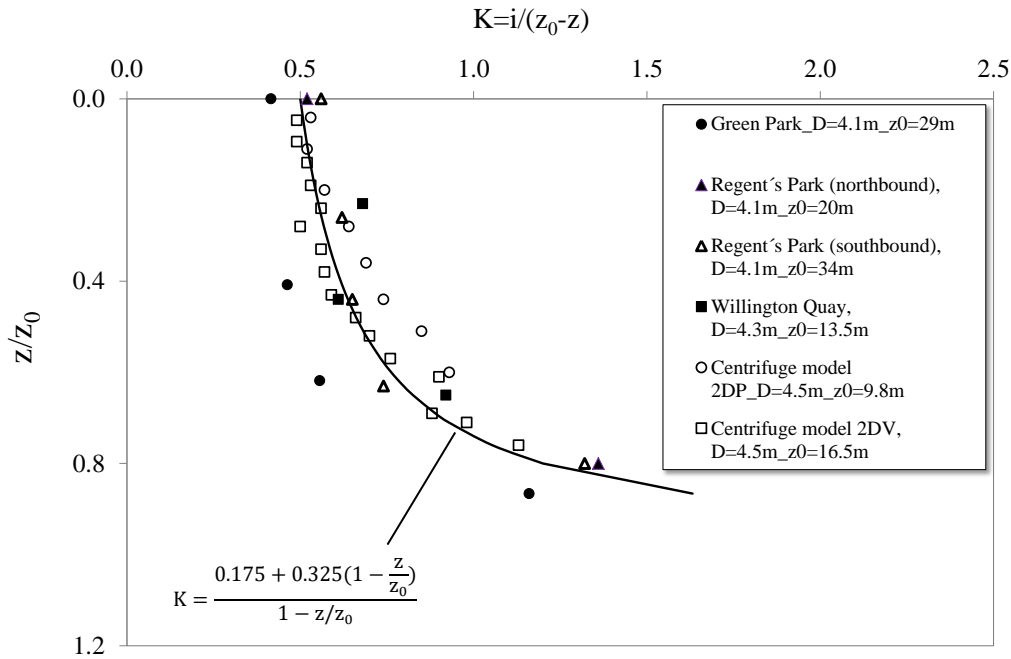


Figura 6. 18 Variación de K con la profundidad para diferentes túneles analizados en (Mair, R.J., Taylor, R.N. & Bracegirdle, 1993)

6.3.4 Jubilee Line y ampliación de la Jubilee Line

Introducción

La Línea Jubilee recibió su nombre en honor a los 25 años de reinado de la reina Isabel II de Inglaterra (el término inglés es "silver jubilee"). Este hecho se produjo en 1977, aunque la línea no se inauguró hasta dos años después. Durante su diseño y durante las primeras etapas de la construcción, se la conocía como "Fleet Line", al estar planeado que siguiera el cauce del ya oculto río Fleet a lo largo de las calles Strand y Fleet hasta el edificio del Banco de Inglaterra. Durante la década de 1990 la línea se desvió del trayecto original a través de Charing Cross, hacia un nuevo túnel a través de Westminster hasta Stratford, en la zona este de la ciudad, este tramo se conoce como la ampliación del trazado de la línea "Jubilee Line" (Figura 6.13).

Al igual que en los casos estudiados anteriormente, donde en las medidas de asiento tanto en superficie como en profundidad, se consideraban los asientos de consolidación, en el caso de la ampliación de la Jubilee Line en Londres también han sido estudiados los asientos de consolidación del terreno durante un periodo de 5 años después del proceso de construcción.

En algunos casos, como por ejemplo, entre la estación de Waterloo, al sur del río Thames y el parque de St James, separados por tan solo, 1.1 Km se tomaron medidas durante 11 años (Mair, 2008). Una descripción

más detallada de la instrumentación colocada bajo el parque de St James se puede encontrar en (Nyren, 1998).

Geometría del túnel de ampliación de la Jubilee Line

El trazado de la ampliación de la línea Jubilee Line discurre bajo la zona de Westminster como se muestra en la Figura 6.19. El proyecto consta de dos túneles, el túnel llamado Westbound (WB) y el túnel llamado Eastbound (EB). La distancia entre los túneles incrementa bajo el parque de St. James. El túnel (WB) se sitúa a una profundidad de $z_0=31$ m y el túnel (EB) se sitúa a una profundidad de $z_0=22.0$ m por debajo del nivel de la superficie. El túnel de (WB) fue el primero en construirse y ocho meses después se construyó el túnel (EB).

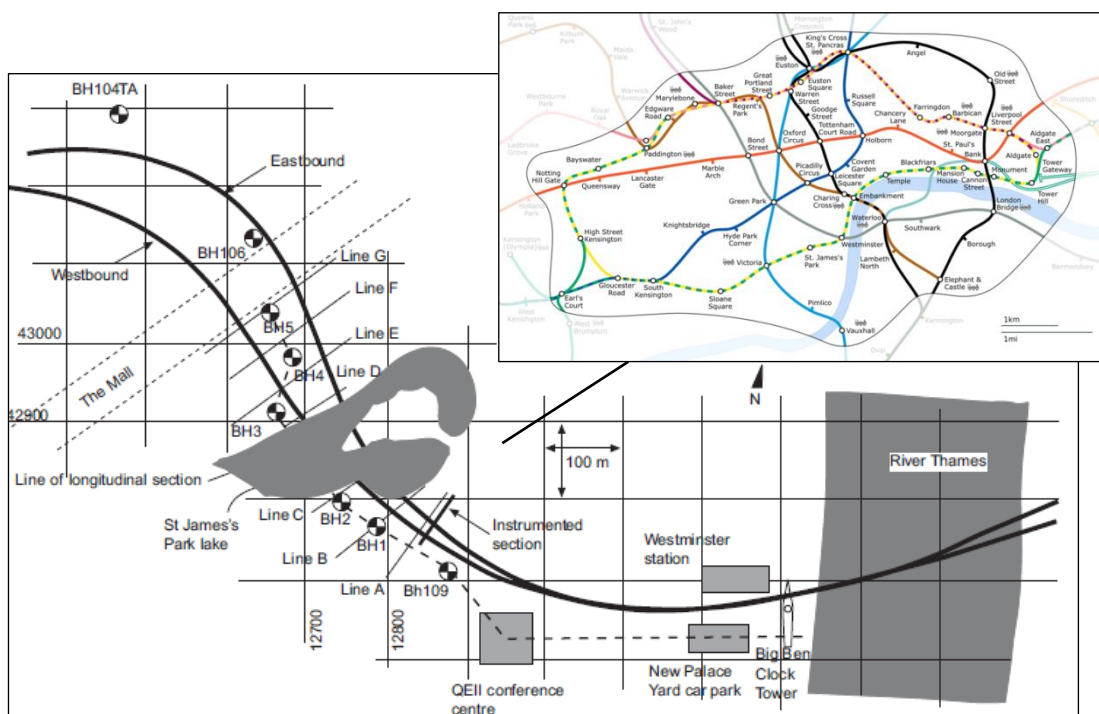


Figura 6. 19 Situación de la zona de Westminster y St. James, mostrando la línea Jubilee, secciones monitorizadas y localización de los sondeos (Standing, J. R. & Burland, 2006)

Ambos túneles tienen un diámetro de 4.85 m y han sido excavados mediante tuneladora de frente abierto. En el frente de excavación una máquina retroexcavadora ha sido la encargada de excavar el terreno entre Waterloo a Green Park. La longitud del escudo es de 4.2m y el revestimiento empleado fue de hormigón prefabricado. Al tratarse de materiales bastante estables la longitud del frente de excavación sin soporte fue de 1.9 m (Standing, J. R. & Burland, 2006). Más información sobre la geometría de los túneles se puede encontrar en Dimmock, P. & Mair, 2006a, 2006b y Wongsaroj, et al., 2007.

Geología del túnel de ampliación de la Jubilee Line

Por debajo de la superficie del parque de St James existe una capa de material aluvial post-glacial junto con material depositado por el río (Terrace Deposits) compuesta de arena y grava del Pleistoceno (Gibbard, 1985) que conforman el acuífero superior recargado por la precipitación y localmente a partir del río Thames. Por debajo de esta capa se encuentra la Formación London Clay alcanzando profundidades de 40 m por debajo del nivel de la superficie con un espesor mínimo de 32 m. La Formación London Clay está compuesta principalmente por arcillas limosas marinas, arcillas y limos arenosos y arenas alcanzando un espesor máximo de 150 m en el sur de Essex (King, 1981). En la Formación London Clay se reconocen cinco ciclos transgresivos-regresivos. Cada ciclo marca la base de una secuencia de facies. Los sedimentos de la Formación London Clay pueden dividirse en cuatro facies principalmente: arcillas, limos, arenas limosas y limos arcillosos arenosos. Los tipos de facies representados por la Formación London Clay probablemente corresponden a ambientes marinos superficiales y costeros y (Standing, J. R. & Burland, 2006).

En esta área estudiada en la ampliación de la Jubilee Line entre St. James's Park y Westminster el túnel atraviesa las arcillas de Londres en todo su diámetro.

Por debajo de la Formación London Clay se encuentran los depósitos del grupo Lambeth formado principalmente por material granular y bajo estos, existen unos grupos de arenas de la Formación Thanet Sand de espesor variable (Figura 6.20).

Existen dos acuíferos bajo el suelo de Londres: a) acuífero profundo compuesto por Thanet Sand, Chalk y Basal Sand por encima de la Formación Lambeth, la cual, por varias zonas se superpone por encima de las arcillas de Londres b) acuífero superficial formado por las terrazas (Terrace Deposits) por encima de la Formación London Clay o de la Formación Lambeth. Este acuífero superior se recarga de la precipitación y localmente a partir del río Thames como ya hemos comentado.

El nivel freático del acuífero superior se sitúa 3 m por debajo del nivel de superficie entre las estaciones de Green Park y Westminster (Figura 6.19).

Los desplazamientos bajo St. James's Park han sido medidos mediante siete secciones. Tres de estas secciones se sitúan al sur del lago St James's, las otras cuatro secciones restantes se sitúan en la zona norte del lago (Figura 6.19). En este estudio únicamente se referencian los asentamientos debidos al proceso de construcción dados por Nyren, 1998 y Standing, J. R. & Burland, 2006. Respecto a los asentamientos debido al proceso de consolidación más información se puede encontrar en Wongsaroj, et al., 2007.

Durante la construcción del túnel Westbound (WB) el desplazamiento vertical máximo a corto plazo ha sido de $S_{vmax}=-20.4$ mm en el centro de la excavación. La pérdida de terreno máxima fue de 3.3% con un valor de K igual a 0.43. Para las secciones A, B y C, situadas en la zona sur del lago (Figura 6.19) el asiento máximo registrado en el centro de la excavación varió entre $S_{vmax}=-18$ y $S_{vmax}=-20$ mm. La pérdida de volumen de terreno en estas secciones se estimó en 3.5%. Se sabe, que en esta zona el avance de excavación sin sostenimiento excedió de 1.9 m.

En la zona norte del lago, los asientos en el centro de la excavación registrados en las secciones D, E, F y G (Figura 6.19) fueron entre $S_{vmax}=-9$ mm y $S_{vmax}=-11.4$ mm, con una estimación de la pérdida de volumen de terreno entre 1.5% y 2.0%. En este caso, el avance de excavación fue más corto y coincide con una pérdida de volumen de terreno menor, por lo que, un método de excavación con pases más pequeños repercute en una pérdida de volumen de terreno menor en la zona norte del lago respecto a la zona sur.

El WB atraviesa la Formación London Clay, en concreto la subdivisión A3i, pero la zona de la clave de la excavación se encuentra en la subdivisión A3ii que, aunque también forma parte de la Formación London Clay, esta capa está compuesta por arcillas con arena y limo (Figura 6.20).

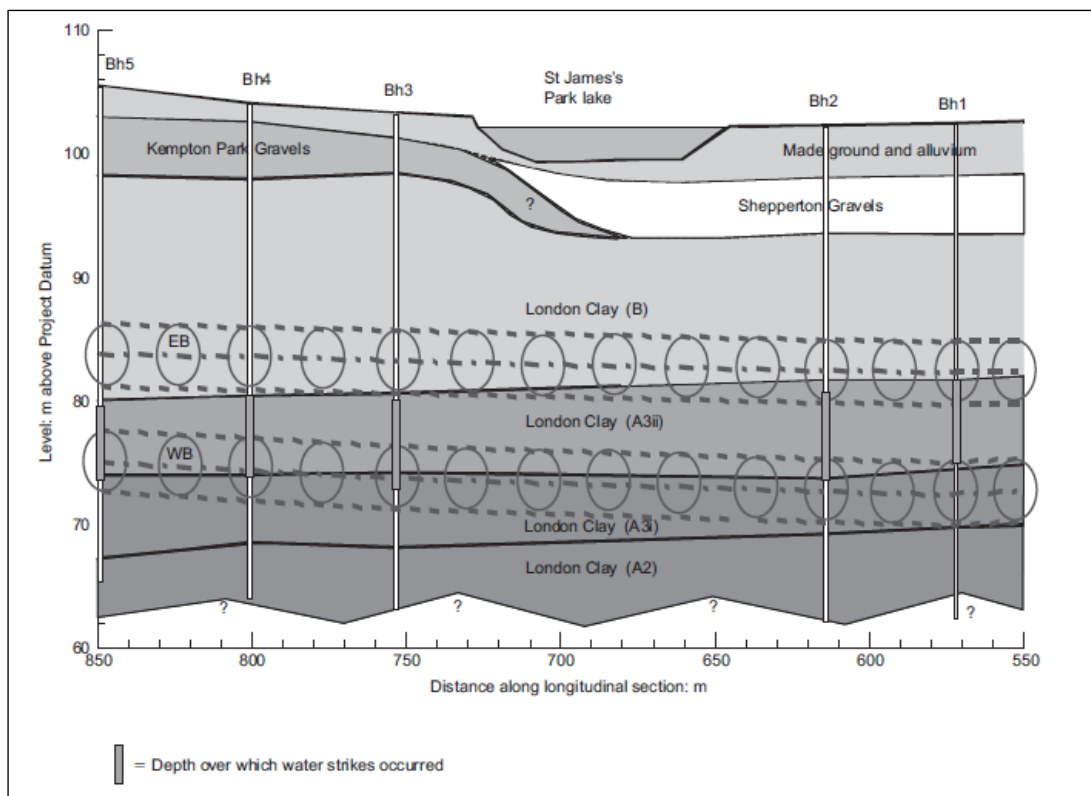


Figura 6. 20 Sección longitudinal del terreno bajo St. James´s Park y trazado de los túneles EB y WB (Standing & Burland, 2006)

Durante la construcción del segundo túnel Eastbound (EB) el máximo desplazamiento vertical a corto plazo fue de $S_{vmax} = -23.4$ mm (+1 m del centro del túnel). La pérdida de volumen de terreno se ve influenciada por la construcción del túnel WB siendo de 2.8% con un valor de K igual a 0.40.

En la zona norte del lago (secciones F y G (Figura 6.19)), los asientos registrados son de $S_{vmax} = -10$ mm y la pérdida de volumen de terreno se encuentra entre 1.2% y 1.4%.

El EB es más superficial que WB y atraviesa la subdivisión A3ii y B en la zona sur. En la zona norte el túnel EB atraviesa enteramente la subdivisión B con una permeabilidad más baja, por lo que las condiciones del terreno en la zona sur (aumento de material arenoso y limoso) y erosión de la capa de gravas más superficial influyeron en un aumento en la pérdida de volumen de terreno (Figura 6.20).

En la Figura 6.21 se representan los valores de la anchura de la cubeta de asientos en superficie para el caso de la línea JLE bajo St James's Park, vemos como el valor de K_y en el caso del túnel (EB) es de 0.40 y de $K_y = 0.43$ para el caso WB, comparados con los datos reportados por O'Reilly (1982). Vemos que los valores resultantes son concordantes para el caso del túnel eastbound (Eastbound y Westbound) de la línea JLE con los resultados mostrados en O'Reilly (1982).

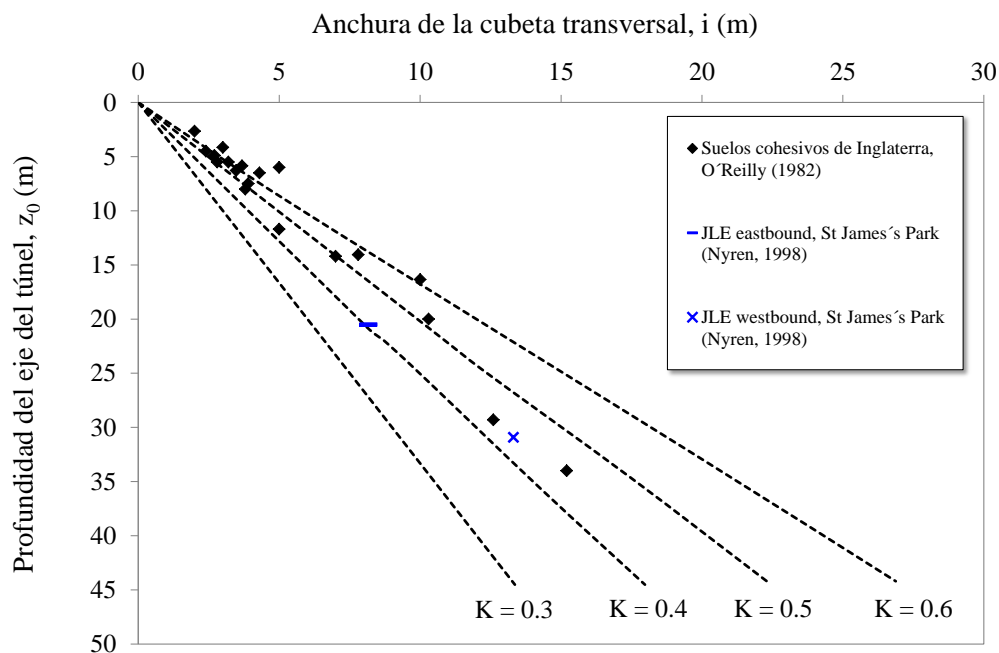


Figura 6. 21 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel, a partir de los datos de la JLE presentados en Wan et al., 2017

6.3.5 Heathrow Express trial tunnel

Introducción

El aeropuerto de Heathrow es uno de los principales aeropuertos de más tráfico internacional de pasajeros del mundo. En la actualidad, el aeropuerto dispone de cinco terminales. En la Figura 6.22 se muestran las cinco terminales de las que dispone el aeropuerto de Heathrow y los accesos hacia las diferentes Terminales (Clayton et al., 2006).

Entre los años 1994 y 1996 se construyeron los principales túneles que dan acceso a la Terminal 4 del aeropuerto mediante el tren Heathrow Express, una línea férrea que une el aeropuerto con el centro de Londres, aunque no es el único medio de transporte con el que la Terminal está conectada, existen otras líneas férreas y la Línea Piccadilly de metro que también comunica el aeropuerto con la ciudad.

En el caso de la Terminal T5, se inauguró a mediados de 2008 con más de 13.5 km de túnel excavado, así como una considerable infraestructura subterránea tanto para el Heathrow Express como la línea Picadilly subterránea de Londres hasta la Terminal 5.

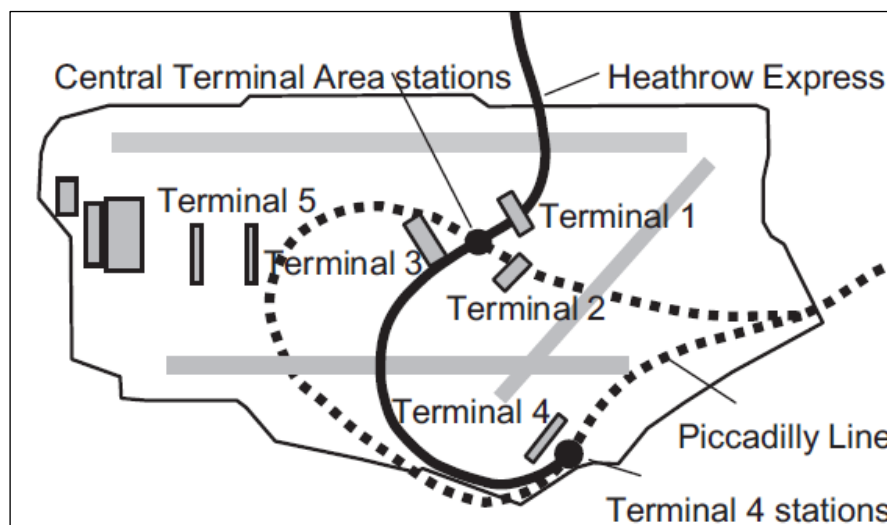


Figura 6. 22 Localización de las diferentes Terminales en el aeropuerto de Heathrow y accesos a la Terminal 4 (Clayton et al., 2006)

Geometría del túnel de acceso a la Terminal 4 del aeropuerto de Heathrow

La estación de tren de la Línea Heathrow Express en la Terminal 4 está formada por tres túneles. Dos de ellos, para las líneas férreas de doble sentido de 220 m de longitud con una sección de 62 m^2 , equivalente a un túnel circular con un diámetro exterior de 9 m y otro túnel central entre los dos túneles férreos con una longitud de 64 m y un área de 49 m^2 equivalente a un diámetro de 8 m.

Todos ellos, fueron construidos mediante excavación por secuencia de fases de avance y con revestimiento de hormigón proyectado. Los avances variaron entre 800 mm a 1200 mm según las condiciones del subsuelo. El cierre de la contrabóveda del túnel se producía entre 2.5-3.5 días después del primer avance de la clave (Clayton C.R.I., et al., 2006). En la Figura 6.23 se muestra un ejemplo de un avance de excavación por fases.

Los túneles férreos se encuentran distanciados 27 m entre los centros de excavación y a 13.5 del túnel central, su profundidad respecto a la superficie del terreno es aproximadamente de $z_0 \approx 17\text{m}$ (Figura 6.24).

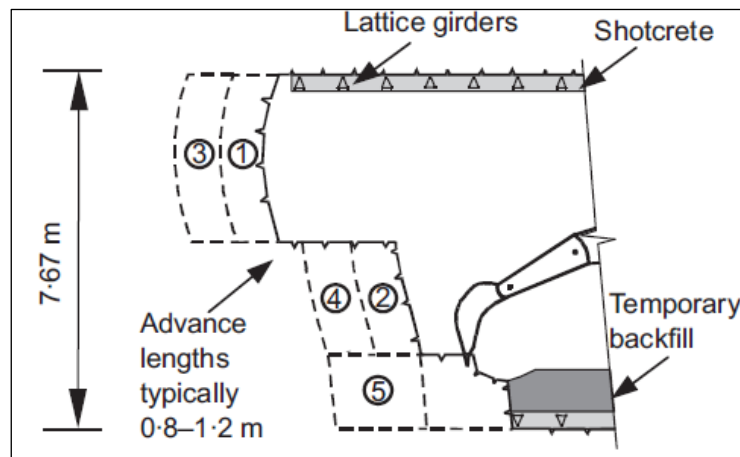


Figura 6. 23 Sección longitudinal de avance de la excavación (Clayton C.R.I., et al., 2006)

Geología del túnel de acceso a la Terminal 4 del aeropuerto de Heathrow

En la Figura 6.24 se muestra la estratigrafía del subsuelo bajo la Terminal 4 del aeropuerto de Heathrow. Como se puede ver en la Figura, los túneles están construidos en su totalidad a través de las arcillas de la Formación London Clay de aproximadamente 70 m de espesor.

El nivel del agua se encuentra en la capa Terrace Gravel y los piezómetros instalados indicaron que el nivel freático se encuentra muy próximo a la superficie del terreno.

Los mayores asientos y las mayores pérdidas de volumen de terreno se producen durante el primer avance de la clave de la excavación, el cual, se completa en tan solo 1-2 h (Van der Berg, J.P., et al., 2003). Además, se observó, como el asiento en superficie aumenta rápidamente en los primeros avances de túnel y éste se estabiliza durante los primeros 10-14 días o en los primeros 15-20 m después del primer avance de la clave, con un valor de asiento de $S_v = -13\text{mm}$. Pasados once meses, este asiento aumenta a valores de $S_v = -18\text{mm}$.

Durante la excavación, también se observaron pequeños levantamientos aproximadamente a 1.5-2.0 veces el diámetro de distancia respecto el primer avance en la clave del túnel. Este fenómeno también ha sido descrito por Shirlaw et al., 2003; Hsiung, 2012 y Gui & Chen, 2013 como veremos más adelante.

Durante la construcción del túnel central, entre los dos túneles férreos (Figura 6.24) la pérdida de volumen de terreno fue de 0.8% y de 0.5-0.6% para el túnel férreo (Upline platform) y (Downline Platform) respectivamente. Esta pérdida de volumen ha sido significativamente inferior respecto a otros casos asociados a la construcción de túneles en la Formación London Clay como los referidos en New, B.M. & Bowers, 1994 o Cooper, M.L. & Chapman, 1998.

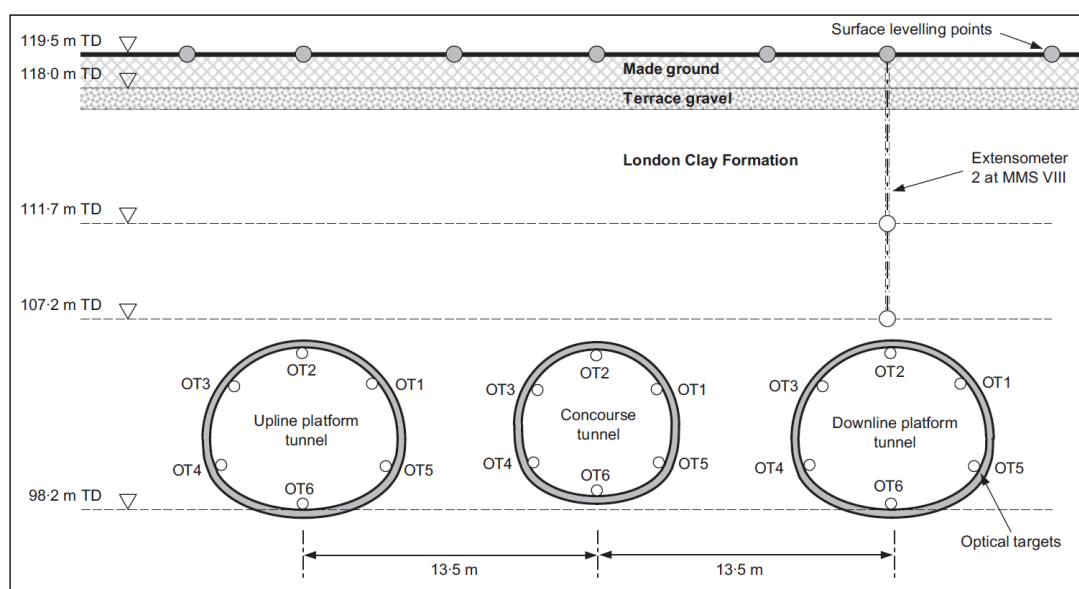


Figura 6. 24 Sección transversal de la posición de los tres túneles y perfil geológico en la estación Heathrow Express en la Terminal 4 (Clayton C.R.I., et al., 2006)

Geometría del túnel de acceso a la Terminal 5 del aeropuerto de Heathrow

Se construyeron 13.5 km de túnel de derivación para conectar la Terminal 5 del aeropuerto de Heathrow con la línea de ferrocarril Heathrow Express y con la línea Picadilly de metro. El primer túnel de derivación consistió en un túnel de 40 m de largo y un diámetro interno de 4.15 m excavado con máquina tuneladora del tipo TBM y con un revestimiento de hormigón proyectado (SCL) utilizando el método conocido como LaserShell. El método LaserShell utiliza una excavadora, retroexcavadora para arrancar el frente del terreno. Los hastiales, la clave y el piso del túnel están revestidos con una capa de hormigón proyectado a medida que avanza la excavación. La geometría de este revestimiento de hormigón proyectado se controla cuidadosamente con la ayuda de levantamiento topográfico con láser.

Geología del túnel de acceso a la Terminal 5 del aeropuerto de Heathrow

El perfil geológico es similar que para el caso de la Terminal 4. La capa de Terrace Gravel tiene un espesor de aproximadamente 4.4 m y por debajo de ella se extiende la Formación London Clay con un espesor de 60 m. Los túneles de conexión de esta Terminal 5 con las diferentes líneas ya existentes discurren por la Formación London Clay.

La pérdida de volumen de terreno se considera de 1.1% con una anchura de la cubeta adoptada ($K_y=0.4$). Este valor fue adoptado considerando el límite superior de pérdidas de volumen de terreno registradas durante la construcción de túneles bajo las arcillas de Londres en Heathrow, en particular los túneles de Heathrow Express (Jones et al., 2008; Wan et al., 2017). Una vez realizado el túnel de acceso a la Terminal T5 se comprobó que la pérdida de volumen de terreno fue menor, del orden de 0.63% con una anchura de cubeta igual a $K_y=0.5$ (Figura 6.25). Sin embargo, lejos del centro del túnel, a partir de los cinco metros del centro de la excavación, se produjeron mayores asientos, dando lugar, a cubetas de asiento más anchas, con una pérdida de volumen de terreno entre 0.97-1.10% y un valor de $K_y=0.8-0.9$. Este mayor valor de la anchura de la cubeta, puede ser causado por asientos de consolidación local ya que a menos de un mes antes de que comenzara la construcción, se colocó al menos 1 m de relleno dando lugar a mayores asientos en los laterales de la excavación donde se dispone de instrumentación de campo y, por lo tanto, dando lugar a mayores asientos según la predicción mediante la curva Gaussiana en el centro de la excavación (Jones et al., 2008).

En la Figura 6.25 se ha representado los valores obtenidos en Heathrow T5 comparados con los suelos cohesivos presentados por O'Reilly.

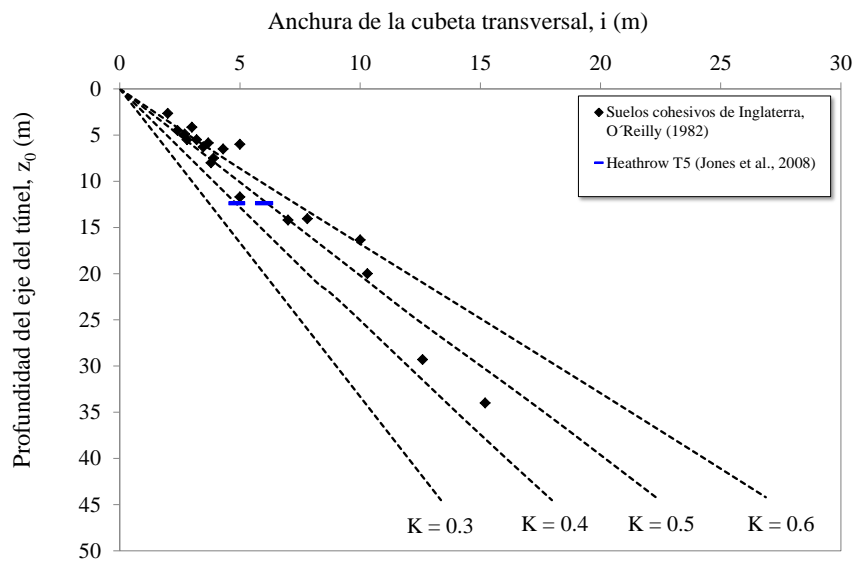


Figura 6. 25 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel, a partir de los datos de Heathrow T5 presentados en Jones et al., 2008 y Wan et al., 2017

6.3.6 Túnel en West Ham

Introducción

La construcción del túnel de West Ham al oeste de Londres surge de la necesidad de proveer de mayor potencia eléctrica al edificio Millennium Dome. El edificio Millennium Dome es un gran edificio con forma de domo en la península de Greenwich, al sureste de Londres, construido inicialmente para albergar la exposición conmemorativa del comienzo del tercer milenio durante el año 2000. A partir de entonces, los usos han sido múltiples desde competiciones de gimnasia y baloncesto durante los Juegos Olímpicos de Londres en 2012, eventos deportivos como finales del ATP World Tour, Final Four de la Euroliga etc...a convertirse en un importante lugar de ocio, que permite ser escenario de conciertos de gran envergadura.

La elección de un túnel para instalar cables de electricidad, en vez de abrir trincheras fue la opción escogida con la finalidad de minimizar la posible interrupción en el entorno urbano congestionado de Londres y así modernizar este importante elemento de infraestructura de la ciudad.

Geometría del túnel West Ham

Se construyó 1.75 km de túneles de 2.8 m de diámetro entre West Ham al oeste de Londres y la península de Greenwich al este de Londres. El túnel para cableado eléctrico tiene una profundidad de $z_0=13.5$ m y pasa por debajo de zonas industriales y muelles activos, además de la línea de ferrocarril Docklands, que hablaremos más adelante en este mismo capítulo, y el afluente del río Támesis, el río Lee y el propio río Támesis.

El método constructivo ha sido mediante tuneladora TBM, de frente cerrado con un diámetro de rueda de corte de 2.94 m y un escudo de longitud de 6.9 m. El revestimiento que se emplea es mediante dovelas de hormigón de 2.8 m, diámetro exterior y de 0.18 m de espesor (véase Macklin & Field, 1998).

Geología del túnel West Ham

Previo a la construcción del túnel de West Ham, se realizó una campaña de investigación mediante sondeos. Los resultados de estos sondeos indica la siguiente estratigrafía: material de relleno hasta 1.93 m de profundidad, material aluvial hasta los 2.37m de profundidad, gravas hasta 4.77 m y la Formación London Clay hasta los 20.17 m. El túnel se encuentra excavado atravesando las arcillas de la Formación London Clay.

Los asientos superficiales acontecidos durante la excavación del túnel West Ham se dividen en tres fases, una primera fase justo en el frente cuando el frente de la tuneladora se encuentra justo en la sección instrumentada, en ese punto el asiento representa el 8% del asiento total. Una segunda fase ocurrida durante la colocación del sostenimiento donde se produce un asiento superficial del terreno que representa el 21%

del máximo asiento total registrado. Y, por último, una última fase que representa el 71% del asiento máximo una vez el escudo ha pasado por la sección de control. Debido al efecto de la inyección de mortero en la cola del escudo se ha observado pequeños levantamientos del terreno aproximadamente de 1 mm.

En caso del túnel en West Ham, se observó quince horas después del paso de la tuneladora por la sección estudiada un ligero movimiento hacia arriba del terreno (Macklin & Field, 1998). Un comportamiento similar fue notado por Attewell & Farmer (1974). Ambos coinciden con que el incremento de la presión de poros registrado podría atribuirse con un hinchamiento de las arcillas de Londres y explicar así estos pequeños movimientos de levantamiento.

A partir del back-analysis de los datos registrados en West Ham se obtuvieron las cubetas de asiento del terreno en superficie con una anchura de la cubeta de $i=5.2$ m y un valor de $K_y=0.4$. La pérdida de volumen fue de 2.3%.

En la Figura 6.26 se representa la anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel, para el caso del túnel en West Ham, comparados con los datos registrados por O'Reilly (1982) y el caso Heathrow bajo la Terminal T5, visto anteriormente. En la Figura 6.26, la anchura de la cubeta de asiento y la profundidad del túnel es muy similar para el caso del túnel West Ham y para el túnel bajo la Terminal 5 en el aeropuerto de Heathrow, esto constata como ya hemos comentado anteriormente, la anchura de la cubeta de asientos en superficie es independiente del método constructivo pero dependiente del tipo de suelo (O'Reilly & New, 1982).

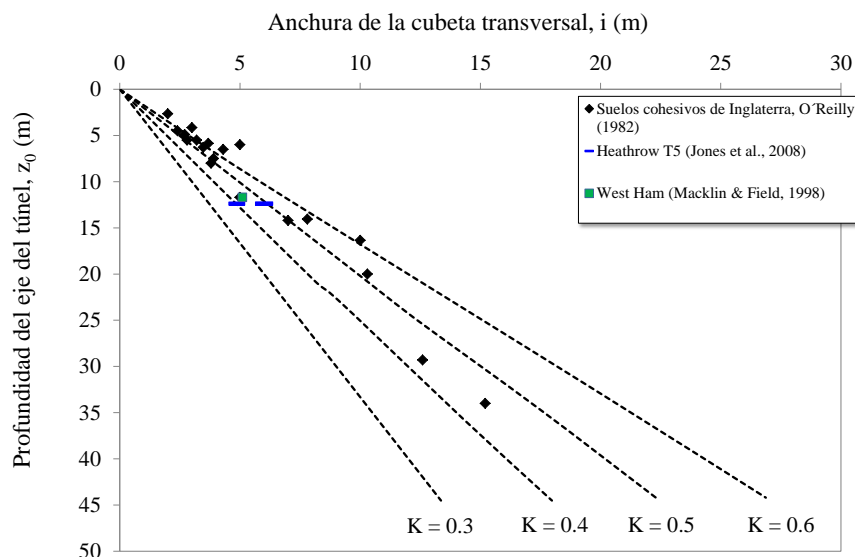


Figura 6. 26 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel, a partir de los datos de Heathrow T5 y West Ham presentados en Macklin & Field (1998) y Wan et al., 2017

6.3.7 Thames Water Ring (TWRM)

Introducción

Thames Water Ring o formalmente llamada London Water Ring Main es la mayor infraestructura subterránea de transporte de agua potable de Inglaterra. La obra consta de un túnel de 80 km de longitud aproximada desde las plantas potabilizadoras situadas junto al río Thames y el río Lea que conectan la zona de Hampton, Walton, Ashford, Kempton y Teddington aguas arriba del río Thames con el centro de Londres mediante una rama sur a través de Brixton y una rama norte a través de Kew. Actualmente se trabaja para unir Stoke Newington y New River en la zona norte de la ciudad y ampliar la rama sur de Brixton.

En esta tesis únicamente se mostrarán datos de esta ampliación de túnel (TWRM) de 4.5 Km de longitud entre Stoke Newington en el barrio londinense de Hackney y New River en Finsbury el distrito londinense de Islington (Figura 6.27).

Geometría ampliación TWRM

El túnel fue construido mediante tuneladora EPB a una profundidad de entre $z_0=40-60$ m por debajo del nivel de la superficie. El diámetro de excavación fue de 3.362 m. El revestimiento empleado fue mediante segmentos de hormigón (Jones, 2010).

Geología ampliación TWRM

La geología atravesada por la ampliación del túnel TWRM se presenta en la Figura 6.27 de Newman T. et al., 2010. El túnel atraviesa principalmente la Formación Upnor formada por arcillas arenosas y arenas arcillosas y la Formación Thanet Sand formada principalmente por arenas.

La pérdida de volumen de terreno en la cara norte de la montaña de Highbury a una profundidad de $z_0=50.9$ m (Figura 6.27) fue de 0.33%, con un valor de anchura de la cubeta transversal de asiento en superficie de $i=12.5$ m y un valor del parámetro $K=0.245$.

Una vez analizadas todas las cubetas de asiento transversal en superficie se determina que la pérdida de volumen de terreno media fue entre 0.0-0.5%.

En la sección estudiada del túnel TWRM, coexisten seis secciones más de túnel que son la NB y SB de la Línea Victoria de metro, NB y SB de la Línea Northern, el túnel de alcantarillado en la zona norte de Londres, necesario en caso de inundaciones y la línea de alta velocidad 1 (HS1) (Figura 6.28). A continuación, se describen muy brevemente los túneles de los cuales, se disponen de medidas registradas y que además intersectan el túnel TWRM que son el túnel para la línea de alta velocidad (HS1) y los túneles de Northern.

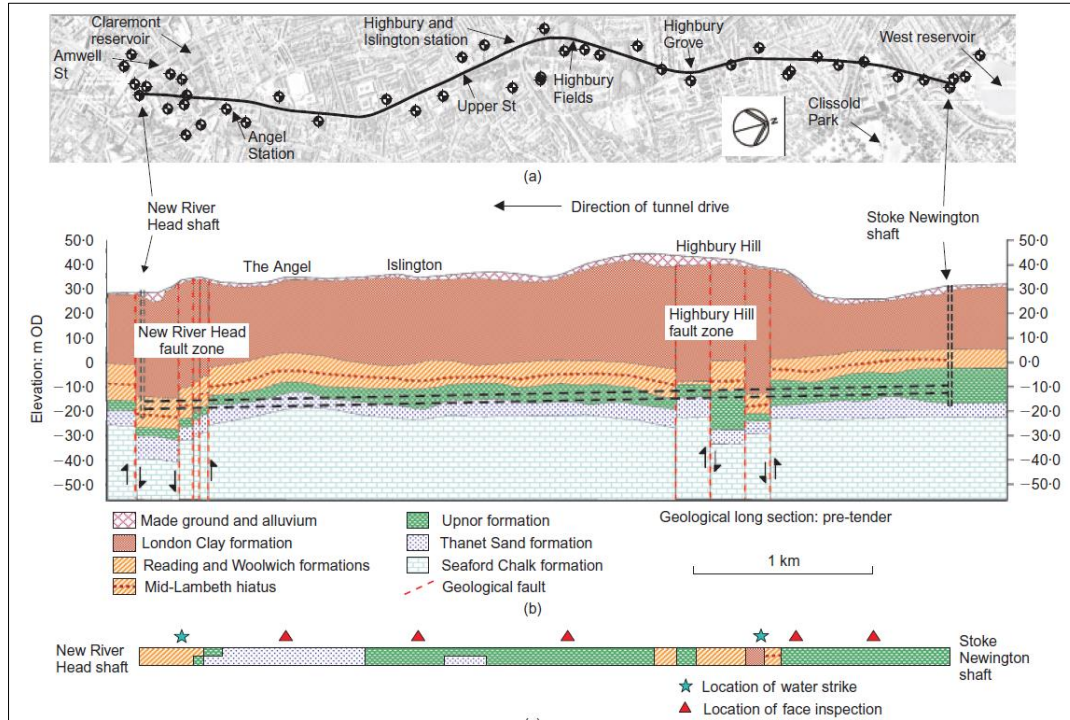


Figura 6. 27 Trazado y perfil geológico de la ampliación del túnel TWRM (Newman T. et al., 2010)

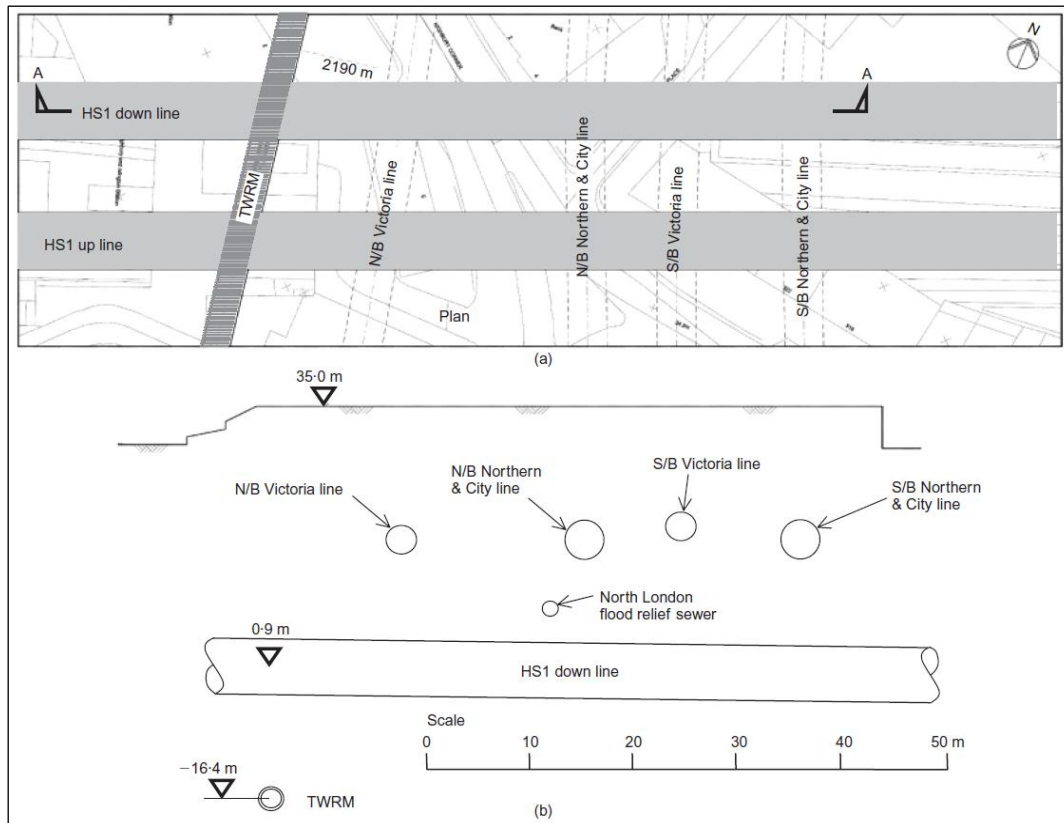


Figura 6. 28 a) Trazado en planta y b) perfil del túnel TWRM y todas las líneas que atraviesan por la zona (Jones, 2010)

6.3.8 Túnel tren de alta velocidad 1 (HS1)

La posición del túnel de alta velocidad (HS1) respecto al túnel TWRM se muestra en la Figura 6.28.

Los túneles de alta velocidad tienen un diámetro interior de 7.15 m y su revestimiento se realiza mediante segmentos de hormigón de 0.35 m de espesor. La clave de la excavación se encuentra situada en la Formación London Clay compuesta principalmente por arcillas limosas marinas, arcillas y limos arenosos y arenas, en el otro extremo del túnel, la zona de la contrabovéda se encuentra en la Formación Upper Mottled Clay formada por arcilla y limo, con alto contenido en arena y ocasionalmente grava. El túnel TWRM se encuentra en la Formación Upnor como hemos comentado. Los materiales que atraviesan ambos túneles se pueden considerar material cohesivo (B. Jones, 2010).

La distancia entre parte inferior del túnel de alta velocidad y la clave del túnel (TWRM) es de 11.7 m. El túnel inferior de la línea de alta velocidad down-line se realizó primero que el superior y se encuentra a $z_0=34.1$ m del nivel de la superficie del terreno y a $z_0=17.3$ m del túnel TWRM. Ambos túneles de alta velocidad atraviesan al túnel TWRM formando un ángulo de 75° .

La pérdida de volumen calculada partir de los asientos registrados es de 0.29% con un asiento máximo de $S_{v\text{máx}}=-1.4$ mm y un valor de $K=0.40$ (Jones, 2010).

6.3.9 Túnel Northern Line

La Línea Northern está compuesta por dos túneles (NB) y (SB) que atraviesan la zona oeste de la estación de Angel, bajo la calle Pentonville cerca de la calle Islington High. La posición de la línea Northern respecto a la línea TWRM se muestra en la Figura 6.29a. En la Figura 6.29b, se observa como el túnel TWRM pasa por debajo de los dos túneles de la línea Northern a una distancia de 15.58 m. Estos túneles (NB) y (SB) tienen un diámetro de 3.66 m y de 3.85 m, respectivamente.

Los dos túneles se construyeron mediante máquina TBM a través de la Formación Thanet Sand y la Formación Lambeth, con las arcillas de Londres por encima.

El máximo asiento registrado fue de $S_{v\text{máx}}=-2$ mm aproximadamente con una pérdida de volumen de terreno de 0.51% y un valor de $K=0.56$ (Jones, 2010).

En la Figura 6.30 se representan los valores de la anchura de la cubeta de asientos de todos los casos explicados en el Reino Unido en esta tesis en función del parámetro K y z/z_0 , una relación adimensional entre la profundidad del punto estudiado (z) y la profundidad del eje del túnel (z_0) empleada por (Mair, R.J., et al., 1993). En el gráfico, una adaptación de (Jones, 2010) también se presenta el valor constante de la

anchura de la cubeta de asientos transversales $K=0.5$ con la profundidad (z_0) según O'Reilly y New (1982) y la relación propuesta por Mair et al., 1993 (ecuación 5.8) mostrada en el Capítulo 5.

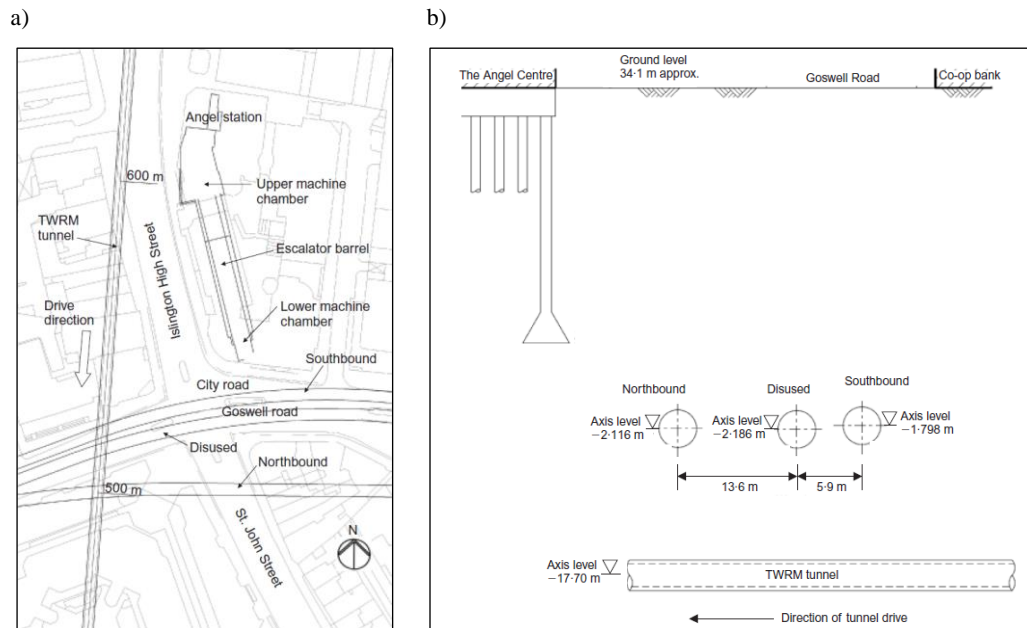


Figura 6. 29 Sección de los túneles Northern Line (Jones, 2010)

Según los datos considerados en Jones, 2010, vemos que el rango de valores de la anchura de la cubeta de asientos en superficie oscila entre 0.15 y 0.35, rango algo inferior al rango mostrado en (Mair, R.J., Taylor, et al., 1993) para arcillas rígidas y el rango observado a partir de las cubetas de asiento en el Tramo 1 de la Línea 9. Lake L.M. et al., 1996, nos dice que la anchura de la cubeta de asientos transversales es probablemente menor que la predicha para casos en que la profundidad del túnel supera los $z_0 > 20$ m de profundidad. Como se observa en la Figura 6.30, los valores en la superficie son algo inferiores a los propuestos por (Mair, R.J., et al., 1993) para túneles construidos en el mismo material.

Como vemos en la Figura, en el caso de túneles profundos, existe una tendencia general a que los valores resultado de la anchura de la cubeta de asientos transversales se sitúen a la izquierda de la curva de referencia propuesta por Mair et al., 1993. En este caso, la curva sobre predice el valor de la anchura de la cubeta de asientos en profundidad. Para túneles poco profundos, como por ejemplo, los modelos mediante ensayos con centrífuga 2DP, para una profundidad equivalente de $z_0=9.8$ m, los datos se sitúan a la derecha de la curva propuesta por Mair et al., 1993. En este caso, la curva propuesta por Mair et al., 1993 infravalora los datos resultado. Ésta curva en cuestión se encuentra ajustada a partir de los datos de ensayos con centrífuga 2DV para una profundidad de $z_0=16.5$ m. En cambio, aunque la profundidad en el caso de los datos presentados por Barratt D.A. & Tyler R.G., 1976 para $z_0=34$ m y Standing J.R. & Selman R., 2001

para una profundidad de $z_0=30.5-31.2\text{m}$ sean muy superiores a $z_0=16.5\text{ m}$, estos datos se ajustan bien a la curva propuesta por Mair et al., 1993.

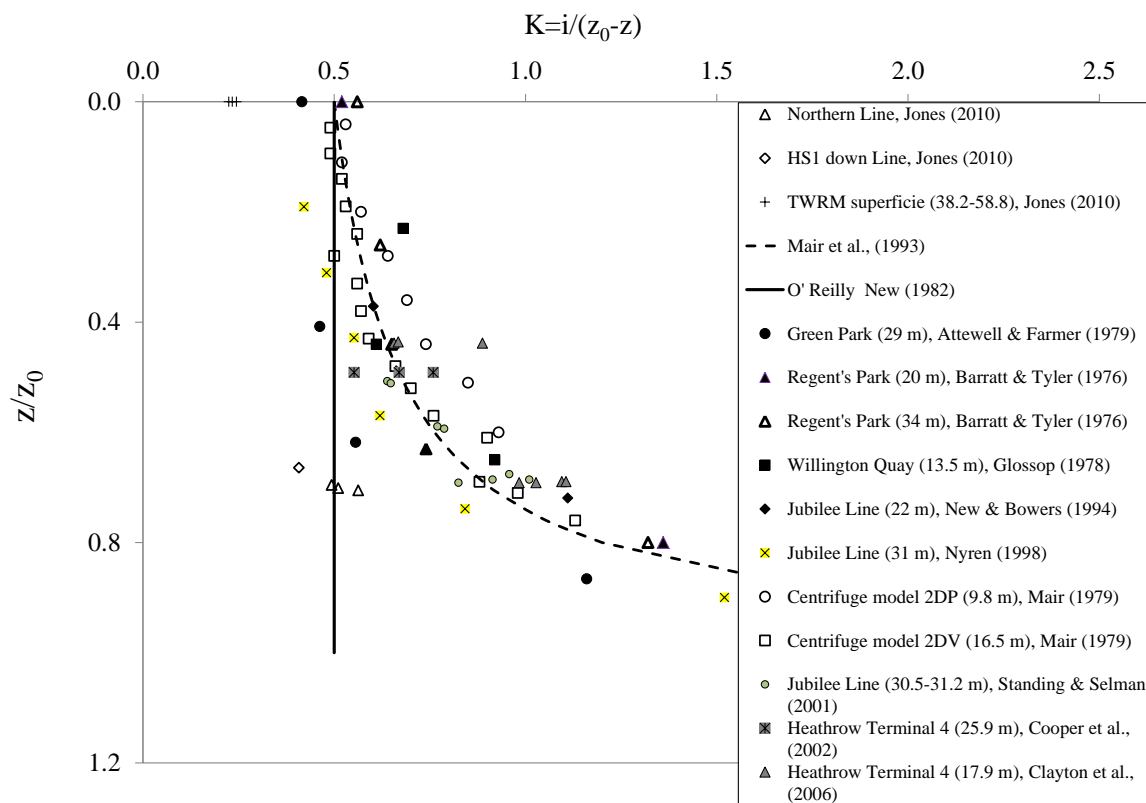


Figura 6. 30 Variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales K con la profundidad z/z_0 para perfiles de asiento en superficie y en profundidad de túneles en arcillas (modificado de Jones, 2010)

Para el caso de los datos presentados por Nyren, R.J., 1998 y Attewell P.B. & Farmer I.W., 1974, en cambio, con una profundidad de $z_0=29\text{ m}$ y $z_0=31\text{ m}$ de profundidad respectivamente, los resultados son sobre valorados según la curva de Mair et al., 1993.

6.3.10 Channel Tunnel Rail Link

El proyecto Channel Tunnel Rail Link (CTRL) consta de una nueva línea de ferrocarril de alta velocidad, con el objetivo de conectar la ciudad de Londres con el Túnel bajo el Canal de la Mancha y, por tanto, con Francia y París. CTRL, después de veinte años de retrasos, el gobierno de Inglaterra decide el mejor trazado en 1994. La nueva línea de ferrocarril, a lo largo de sus 109 km, discurre por la ciudad de Londres iniciando su recorrido en la estación de St Pancras, pasando por la ciudad de Stratford, Ebbsfleet, Ashford hasta llegar a Folkestone, municipio costero ubicado al sureste de Inglaterra, en el canal de la Mancha (Figura 6.31).



Figura 6. 31 Trazado definitivo de la línea de alta velocidad (CTRL) en 1994 (Pollalis & Georgoulis, 2008)

Debido a su largo recorrido, el trazado se encuentra dividido en dos secciones entre: Folkestone y Fawkham Junction (cerca de Kent) que conforma la Sección 1 y entre la estación de St Pancras en la ciudad de Londres y Fawkham Junction que conforma la Sección 2. Además, estas secciones se encuentran divididas en pequeños subtramos como podemos ver en el caso de la Sección 2 entre la estación de St Pancras y Fawkham Junction (Figura 6.32) y la Sección 1 entre Folkestone y Fawkham Junction (Figura 6.33).



Figura 6. 32 Subtramos en la Sección 2 entre la estación de St. Pancras y Fawkham Junction (Pollalis & Georgoulis, 2008)



Figura 6. 33 Subtramos en la Sección 1 entre la estación de Folkestone y Fawkham Junction (Pollalis & Georgoulis, 2008)

Channel Tunnel Rail Link CTRL (220)

Introducción

En Wongsaroj et al., (2000) se muestran los valores de la pérdida de volumen de terreno observada durante la construcción de un tramo de la línea Channel Tunnel Rail Link (CTRL) Contract 220 bajo la ciudad de Londres. Este tramo se engloba dentro de la Línea de alta velocidad HS1 entre la estación de Stratford y la estación de St Pancras en la ciudad de Londres. En la Figura 6.34 se muestra la situación del tramo Contract 220 correspondiente a la línea de alta velocidad (HS1).

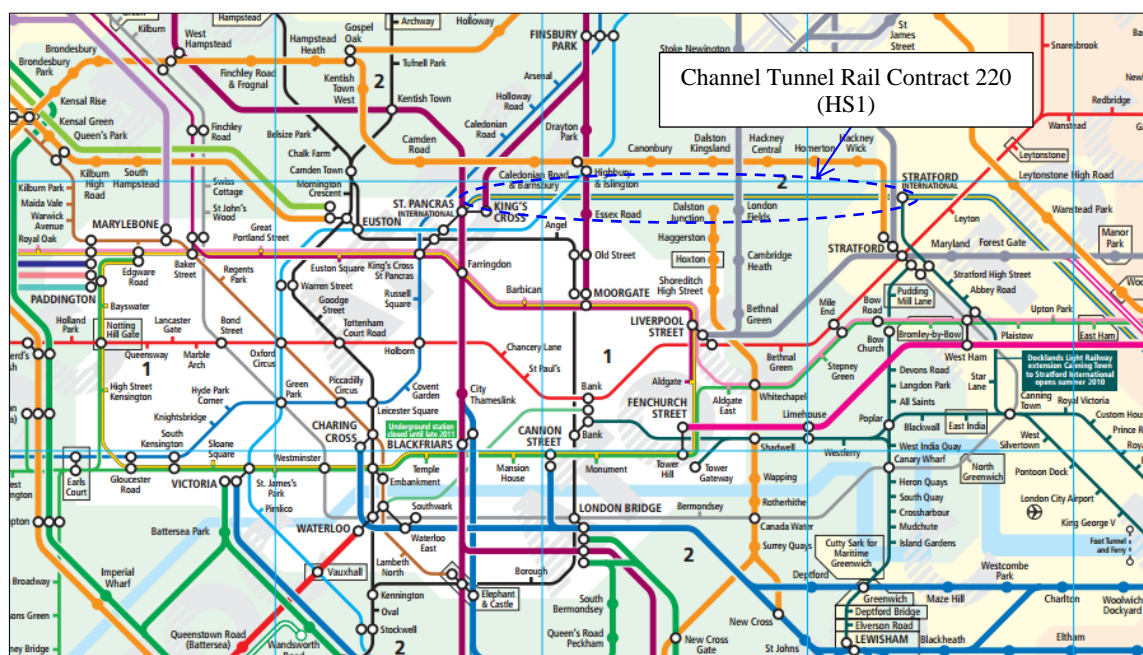


Figura 6. 34 Situación CTRL Contract 220

Geometría de CTRL Contract 220

El proyecto de 7.5 km de longitud consta de la construcción de dos túneles de diámetro 8.15 m, excavados, a partir, del empleo de tuneladoras duales EPB/TBM operando en modo cerrado, desde la estación de Stratford hasta las cercanías de la estación de St Pancras (más detalles sobre el proyecto se pueden encontrar en Woods, E. et al., 2007).

El revestimiento empleado está formado por dovelas de hormigón de 0.35m de espesor. Cada anillo lo componen diez dovelas que conforman un diámetro exterior de 7.85m.

Geología de CTRL Contract 220

Las condiciones geológicas a lo largo del trazado Contract 220 son variadas. En los dos primeros kilómetros, el frente de excavación atraviesa la Formación Upnor (arenas limosas grises o gris verdoso) y

a medida que avanza la excavación, el frente pasa a ser frente mixto con arenas finas y arenas limosas de la Formación Thanet Sand, que pasan a ocupar todo el frente de excavación alcanzados los 2.5 km del inicio de la excavación. A partir, de ese momento el túnel pasa a excavar las arenas de la Formación Upnor, la Formación Woolwich y Readings Beds (formación compleja formada por arcillas rígidas y duras a arenas densas y gravas) y finalmente el último km discurre a través de la Formación London Clay (arcillas muy rígidas, arcillas limosas extremadamente fisuradas con limo y arena ocasional). Ocasionalmente atraviesa capas finas de la Formación Harwich (formada por arenas, arcillas y limos) que se combinan con la Formación London Clay y la Formación Chalk. En la Tabla 6.4 se resumen las características de los suelos atravesados.

Formación	Materiales
Made Ground	Firme con pedregal medio a fino, ladrillo o gravas arcillosas
Terrace Gravel (TG)	Arenas densas con mucha grava
London Clay (LC)	Arcillas muy rígidas, muy a extremadamente fisuradas con limos y arenas ocasionales
Harwich (HF)	Arenas, arcillas o limos
Woolwich y Reading Beds (WRB)	Compleja formación variable de arcillas rígidas y duras a arenas densas y gravas
Upnor (UP)	Arenas limosas grises o gris verdoso
Thanet Sand (TS)	Arena limosa fina a media
Upper Chalk (UC)	Creta con fracturas poco espaciadas a menudo limpias y cerradas

Tabla 6. 4 Materiales que atraviesa la CTRL Contract 220 (extraída de Wongsaroj et al., 2006)

Existen dos acuíferos en el subsuelo Londinense como ya se ha comentado. El acuífero superior en Made Ground y las arenas densas con grava de la Formación Terrace Gravel y el acuífero inferior en la Formación Upnor y Thanet Sand. En la primera mitad del trazado de la Línea Channel Tunnel Rail Link, del acuífero inferior se bombeó de tal manera que el nivel freático se encontraba por debajo de la contrabóveda del túnel (Wongsaroj. A. et al., 2006).

En la Figura 6.35 se presenta el perfil geológico del trazado de la línea CTRL Contract 220.

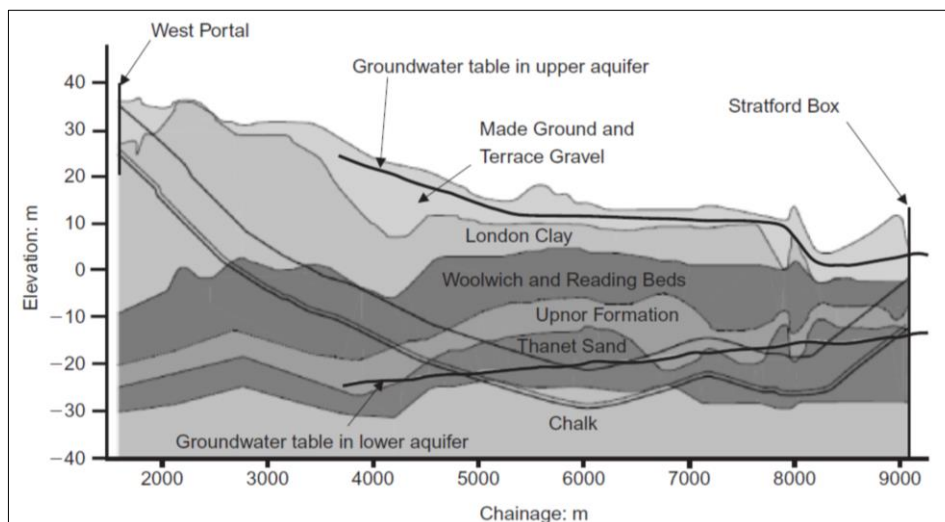


Figura 6. 35 Geología de CTRL Contract 220 (a partir de Mair, 2008)

A partir de los asientos registrados en Wongsaroj et al., 2005, se obtiene que en la mayoría de los casos, la pérdida de terreno total es independiente de la profundidad de la excavación con un valor entre 0.2-0.8%. Éstos valores resultan inferiores a los registrados en experiencias previas en las diferentes excavaciones de la ciudad de Londres para profundidades similares pero con el empleo de técnicas de frente abierto para su excavación, vistas también en esta tesis, donde la pérdida de terreno fue de 1.0-3.5% (Mair, R.J. et al., 2003).

El valor medio de la pérdida de volumen fue estimado en 0.36% cuando el túnel atravesaba la formación Thanet Sands y del 0.53% cuando el túnel atraviesa más de una formación.

En la Figura 6.36 se muestra la variación de la anchura de la cubeta de asientos en la superficie en función de la profundidad del eje de la excavación para el caso de la Línea CTRL diferenciando cada tipo de material atravesado (Tabla 6.4). También se incluyen los rangos de valor de $K=0.3$, $K=0.4$ y $K=0.5$ propuestos en O'Reilly y New (1982).

En la Figura se observa que la anchura de la cubeta de asientos transversales, K , cuando la excavación atraviesa un frente compuesto por arcillas rígidas y duras y arenas densas (WRB) es de 0.35 a 0.45, sin embargo, cuando la excavación atraviesa la Formación London Clay (LC) formada por arcillas muy rígidas y fisuradas, el valor del parámetro K es mayor e igual a 0.46-0.60, los resultados son consistentes con los datos presentados en Mair y Taylor (1997), a pesar de la diferencia en el método de excavación (Wongsaroj. A. et al., 2006). Valores intermedios del valor de K , encontramos cuando la excavación atraviesa un frente mixto con materiales menos rígidos.

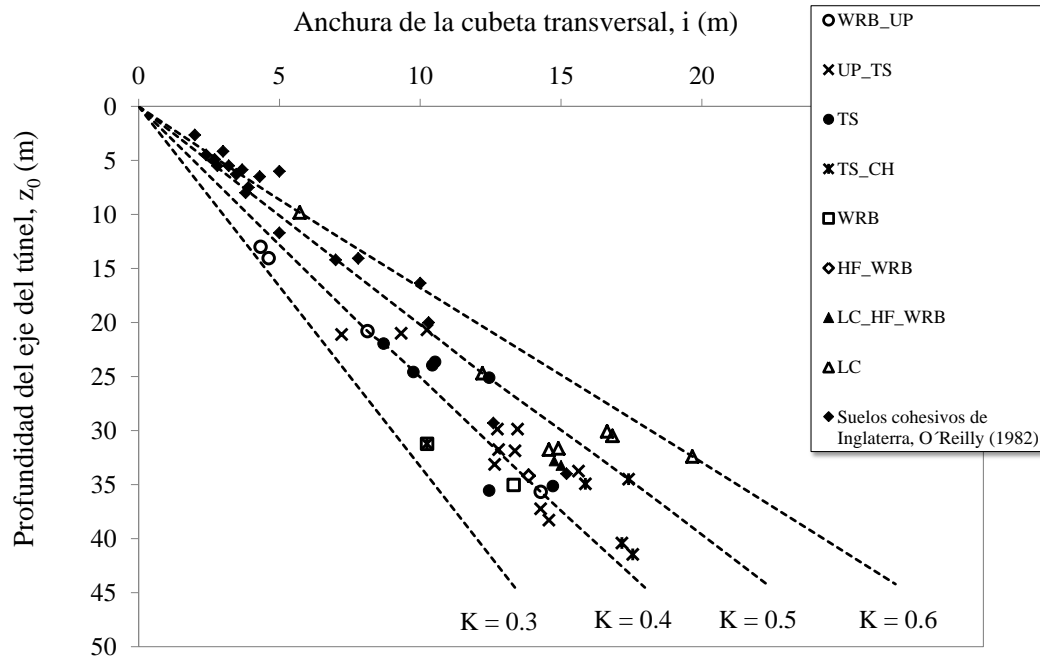


Figura 6. 36 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel, a partir de los datos de la línea CTRL Contract 220 presentados en Dimmock, 2003

Además de los asientos registrados anteriores, durante y a posteriori del paso de la EPB, se desprenden cuatro componentes de pérdida de volumen de terreno definidas como: pérdida de volumen de terreno en el frente de excavación (V_{LF}), pérdida de volumen de terreno durante el paso del escudo (V_{LS}), pérdida de volumen de terreno en la cola del escudo (V_{LT}) y pérdida de volumen total (V_L), una vez el terreno ha consolidado.

En la Figura 6.37 se muestra la pérdida de volumen producida en el frente de excavación en función de presión ejercida en el frente normalizado con la presión de sobrecarga para el caso CTRL Contract 220. Cabría esperar que un aumento de la presión en el frente de excavación repercutiera en una disminución de la pérdida de volumen de terreno en el frente, pero como se observa en la Figura 6.37 esta correlación no es clara como ya ha sido comentada en el Capítulo 4.

En el caso de la excavación CTRL Contract 220, Wongsaroj concluye que cuando la excavación atraviesa la Formación Thanet Sand, la presión en el frente excavación se encuentra comprendida entre 20-30% de la presión de sobrecarga y ésta es suficiente para mantener la pérdida de volumen en el frente por debajo de 0.2%, con un valor de $K=0.5$ y una profundidad del eje de excavación de $z_0=25$ m. Cuando la presión en el frente de excavación cae por debajo de 0.2, ocurren las mayores pérdidas de volumen.

Adicionalmente, se comprobó, que pérdidas mayores del terreno en el frente de excavación (Figura 6.37) repercutían proporcionalmente en mayores pérdidas del terreno en la cola del escudo como se puede observar en la Figura 6.38. Esto es debido a que presiones bajas en el frente de excavación provocan sobreexcavaciones, causando mayores asentos a una cierta distancia del escudo de la máquina tuneladora. En Shirlaw et al., 2003, como veremos más adelante para el caso de Singapur, aboga que presiones en el frente de excavación bajas puede influenciar significativamente en la pérdida de volumen de terreno.

Por último, aunque la presión ejercida en el frente de excavación fue alta, en la Formación London Clay se registraron pérdidas de volumen de terreno ligeramente más elevadas que en otras formaciones (Figura 6.37). Según Wongsaroj A. et al., 2006, esto se puede explicar, parcialmente, por el hecho de que la posición del túnel es más superficial cuando atraviesa la Formación London Clay, con un K_0 considerablemente superior. Para una relación de presión en el frente dado, las tensiones de relajación ocurren en la dirección horizontal hacia la máquina tuneladora, lo que implica un aumento significativo en la pérdida de volumen de terreno.

En la Figura 6.39 se presenta la presión de inyección de mortero en la cola del escudo normalizada con la presión de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno, en este caso en la cola del escudo. Como vemos en la figura existe mucha dispersión. Según Wongsaroj A. et al., 2006 esta dispersión se debe a que parte de esta pérdida de volumen de terreno es debida a la pérdida de volumen generada en el frente de la excavación, por lo tanto, la presión en el frente y la presión en la cola de la máquina tuneladora no pueden ir desacopladas. La presión en el caso de CTRL Contract 220 se encuentra entre 0.4-0.6 veces la presión de sobrecarga manteniendo una pérdida de volumen de terreno en la cola del escudo de aproximadamente 0.5%.

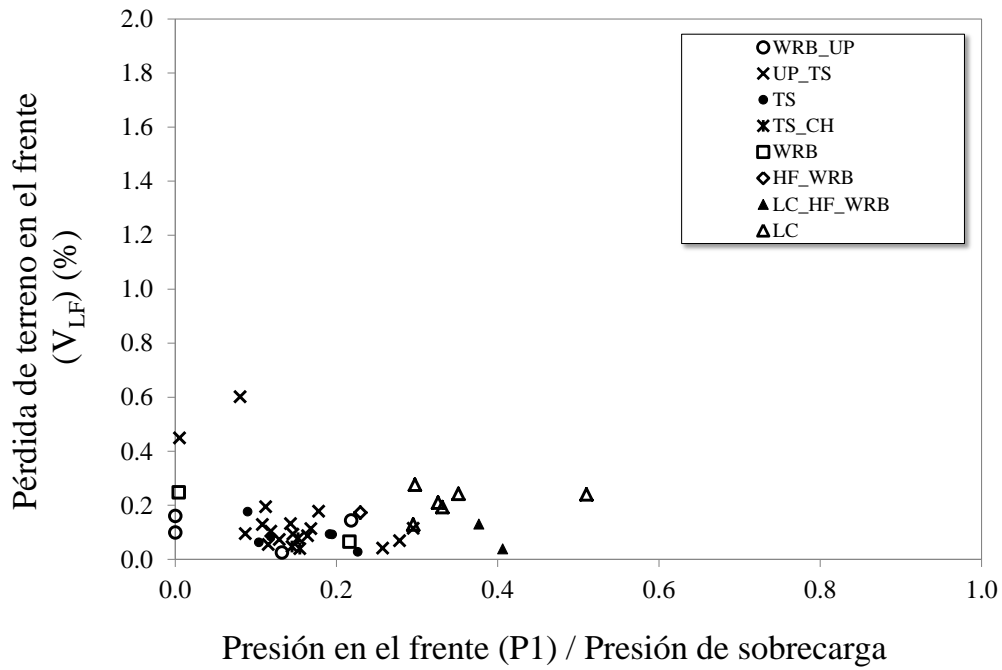


Figura 6. 37 Relación pérdida de terreno en el frente de excavación en función de la presión aplicada en el frente normalizado con la presión de sobrecarga para el caso de la línea CTRL Contract 220

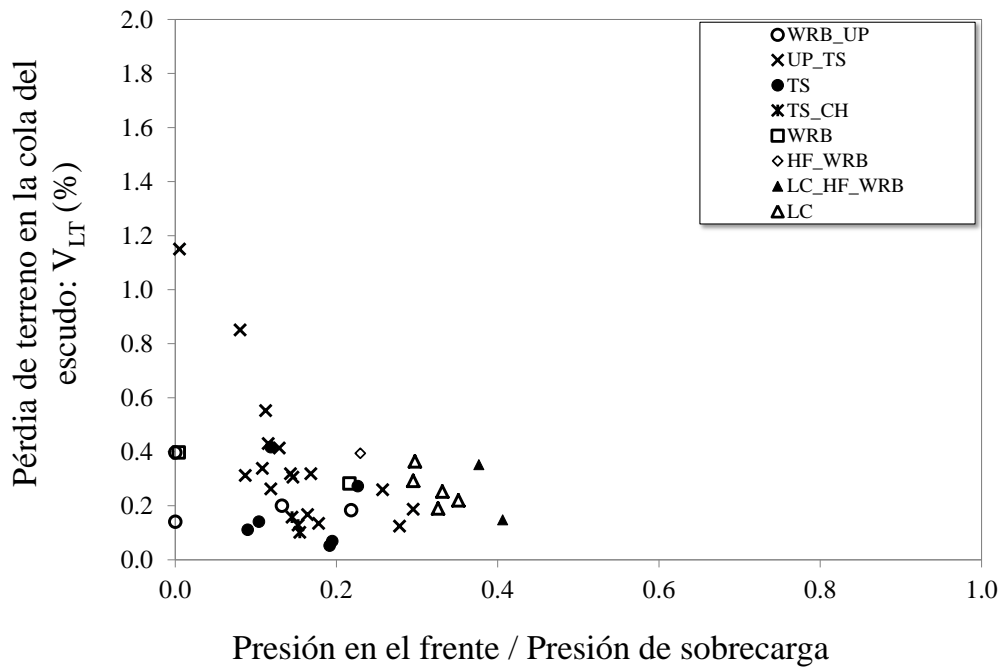


Figura 6. 38 Relación pérdida de terreno en la cola del escudo en función de la presión aplicada en el frente normalizado con la presión de sobrecarga para el caso de la línea CTRL Contract 220

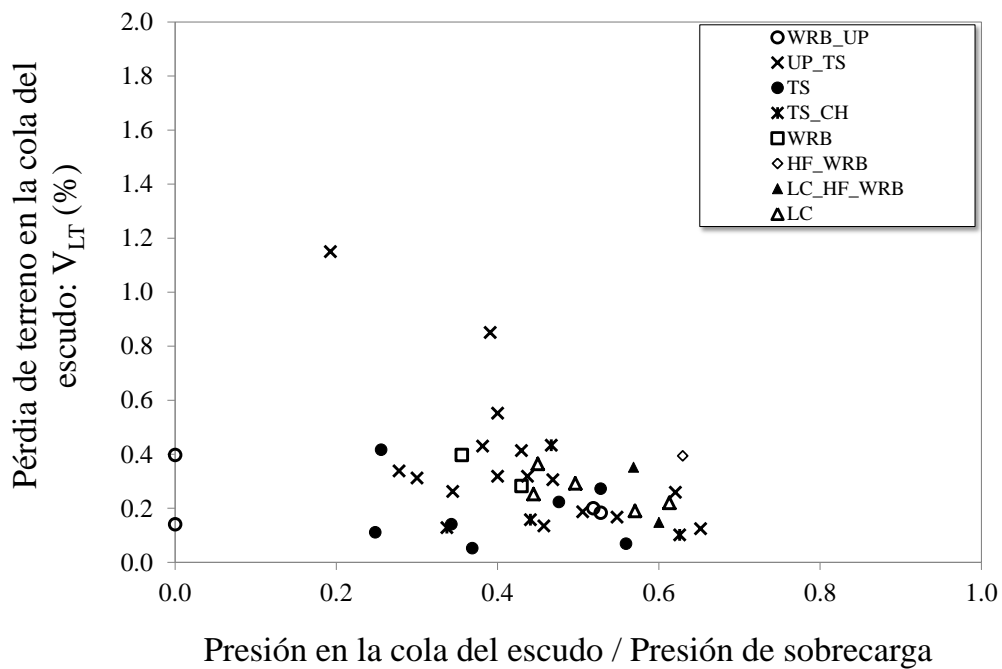


Figura 6. 39 Relación pérdida de terreno en la cola del escudo en función de la presión aplicada en la cola del escudo normalizada con la presión de sobrecarga para el caso de la línea CTRL Contract 220

Channel Tunnel Rail Link CTRL (250)

Introducción

En Standing & Selemetas, 2013 se muestra la respuesta del terreno observada durante la construcción de un tramo de la línea Channel Tunnel Rail Link (CTRL) Contract 250 bajo ciudad de Londres. Este tramo se engloba dentro de la Línea de alta velocidad HS1 entre Fawkham Junction y la estación de St Pancras en la ciudad de Londres. En la Figura 6.40 se muestra la situación del tramo Contract 250 correspondiente a la línea de alta velocidad (HS1) y se marca el lugar de estudio.

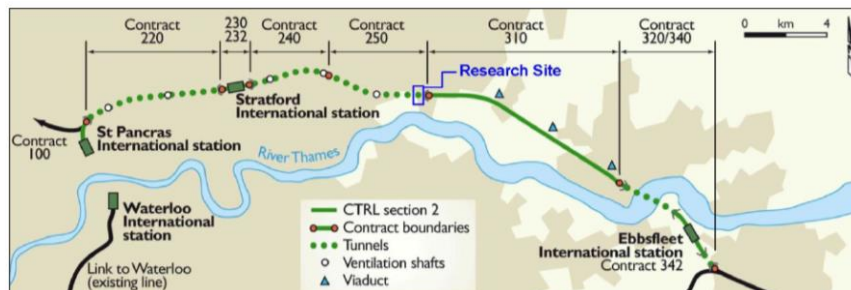


Figura 6. 40 Trazado de la Sección 2 entre la estación de St Pancras y Fawkham Junction y situación del lugar de estudio (Woods, E. et al., 2007)

Geometría de CTRL Contract 250

La zona de estudio CTRL Contract 250, está compuesta por 5.2 km de doble túnel de 8.16 m de diámetro, comprendido entre Ripple Road, Dagenham and Barrington Road, Newham al este de Londres en Essex. El lugar instrumentado en cuestión, se ubicó dentro de un extenso almacén de contenedores adyacente a la línea de ferrocarril. En la Figura 6.41 se muestra la ubicación del tramo de estudio correspondiente a la línea CTRL Contract 250.

La profundidad de los dos túneles es de 18.9 m bajo el nivel de la superficie del terreno y a 16 m de distancia.

Las máquinas encargadas de la excavación de los dos túneles son de la marca Lovat duales, que pueden funcionar en modo abierto como en modo EPB. En el lugar de estudio, se empleó en modo EPB. El diámetro de las ruedas de corte es de 8.126 m, provistas de rascadores principalmente con una relación de apertura nominal del 33%.

La presión en el frente se controla mediante seis transductores de presión ubicados en la cámara, con una presión media entre 1.5 y 2.0 bar.

El revestimiento empleado está formado por anillos de hormigón, cada anillo está compuesto por nueve segmentos de hormigón prefabricados y una pieza clave, con un espesor de 0.35 m y 1.5 m de longitud.

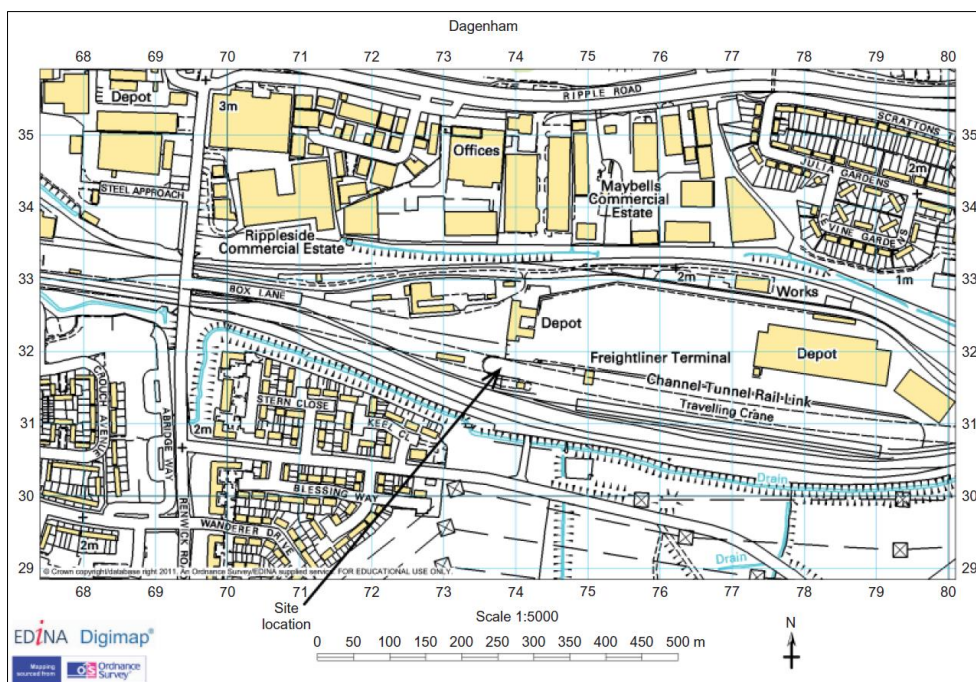


Figura 6. 41 Situación de estudio, parte del trazado de la línea CTRL Contract 250 (Standing & Selemetas, 2013)

Geología de CTRL Contract 250

Las condiciones geológicas a lo largo del trazado Contract 250 está compuesto por material aluvial que comprende turba y arcilla blanda. Por debajo se encuentra la Formación Terrace Gravels formada por gravas convirtiéndose en gravas densas. A continuación se encuentra la unidad A2 perteneciente a la parte más profunda de la Formación London Clay (King, 1981; Standind & Burland, 2006), formada por arcillas rígidas convirtiéndose en arcilla limosa arenosa ligeramente arenosa, por donde transcurre la línea CTRL 250. Debajo de London Clay se encuentra la Formación Harwich (de aproximadamente 4 m de espesor) formada por arena densa y el grupo Lambeth formada por arcillas rígidas con fragmentos de conchas marinas ocasionales a frecuentes.

El primer nivel del agua se encuentra 4 m por debajo del nivel de superficie y el segundo se acuífero se encuentra en la Formación Harwich.

La anchura de la cubeta de asientos en superficie en la línea CTRL en Dagenham es de $K_y=0.43$. La profundidad del túnel es menor a 30 m mientras que los datos registrados durante la excavación de la línea CTRL 220 entre St Pancras y Stanford superaban los 30 m de profundidad en casi todos los casos, y la anchura de la cubeta de asientos en superficie es ligeramente superior variando entre $K_y=0.4-0.5$ mayoritariamente (Figura 6.42).

En la Figura también se incluyen los datos registrados por O'Reilly & New, 1982. En ambos casos los valores del parámetro K medios oscilan entre: 0.4-0.5 mayoritariamente.

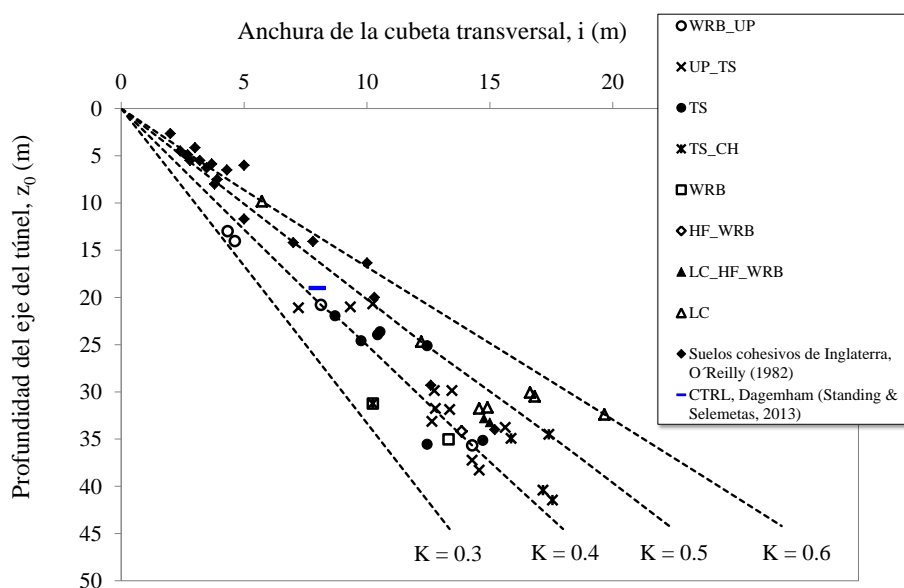


Figura 6. 42 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel, a partir de los datos registrados en CTRL Contract 220 y Contract 250 presentados en Dimmock, 2003 y Standing & Selemetas (2013)

6.3.11 Crossrail Project

Introducción

La nueva red de ferrocarril de Londres incluye la construcción de 21 km de doble túnel con la construcción de nueve estaciones subterráneas por debajo del centro de Londres (Wan et al., 2017), desde la estación de Royal Oak Portal hasta Victoria Dock Portal en la zona sur de la ciudad (Figura 6.43).

A pesar de su extenso recorrido urbano, existe una zona libre de edificaciones bajo el parque de Hyde Park, la cual, ha sido intensamente instrumentada (Figura 6.44).



Figura 6. 43 Sección longitudinal del recorrido del proyecto Crossrail. Fuente:

<http://www.crossrail.co.uk/construction/tunnelling/railway-tunnels/>

En el límite norte del parque, justo en Lancaster Gate, el recorrido del Crossrail pasó bajo la Central Line del metro de Londres de 3.8 m de diámetro. Los túneles de la Central Line recorren Bayswater Road con un ángulo de inclinación de 40° , como se muestra en la Figura 6.44. En el cruce de la Línea Central con los túneles del Crossrail, los túneles tienen una profundidad de 24 m y 34.5 m respectivamente: el espacio libre entre las coronas y los túneles invertidos respectivos oscila entre 4.3 y 5m (Wan et al., 2017).

Geometría de Crossrail Project

La nueva red de túneles ferroviarios consta de dos túneles y han sido construidos mediante ocho máquinas del tipo EPB. Cada túnel tiene 21 km y 6.2 m de diámetro con una cobertura máxima de 40 m respecto a la superficie del terreno.

El revestimiento empleado fue mediante 7 dovelas de hormigón + 1 dovela en clave de 0.6 m de espesor y 1.6 m de longitud.

La rueda de corte consta de espadines o de cortadores según el caso, pero todas ellas se encuentran provistas de cortadores periféricos. El radio de abertura de la rueda es del 55% y se encuentra provista de 8 sensores que controlan la presión en el frente en todo momento.

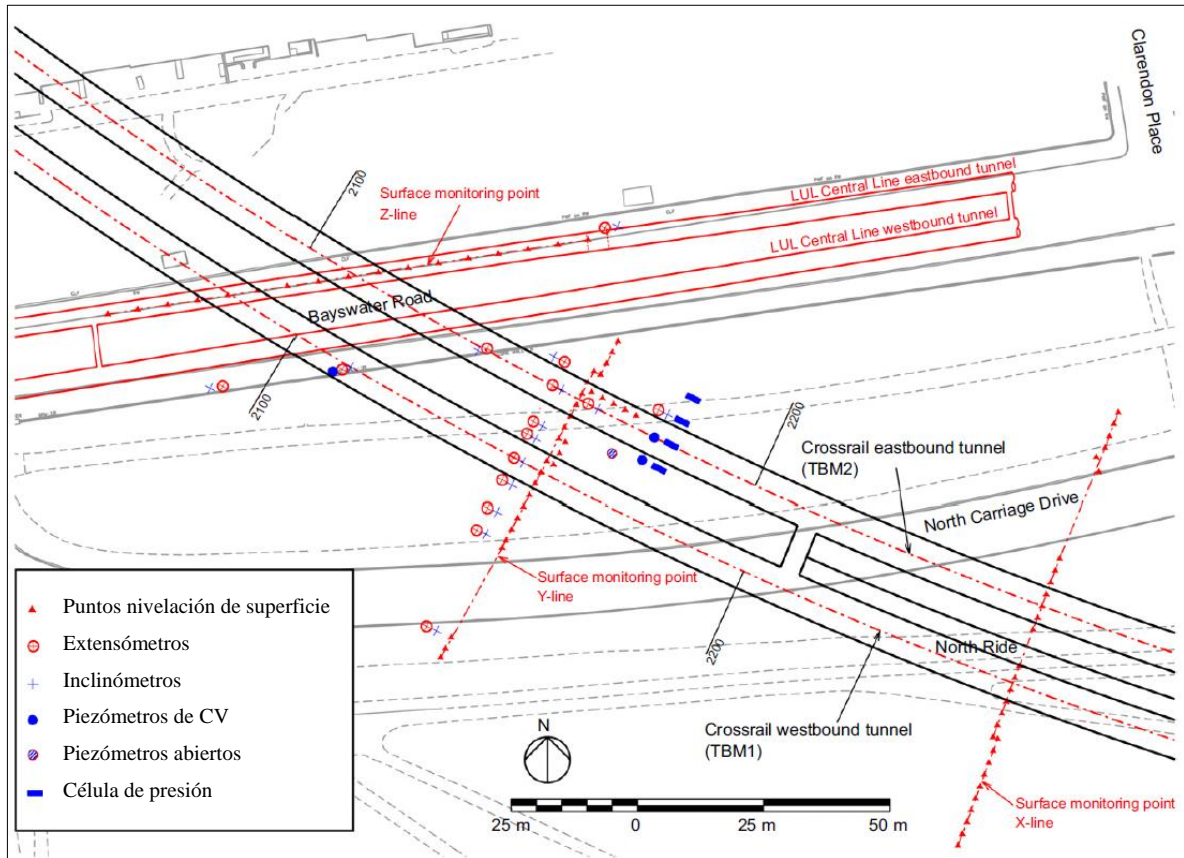


Figura 6. 44 Ubicación de los túneles que conforman el Crossrail y su cruce con la Central Line, instrumentación instalada a su paso por Hyde Park (Wan et al., 2017)

Geología de Crossrail Project

En la Figura 6.45 se muestra el trazado y el perfil geológico que atraviesa la Línea Crossrail a su paso por Hyde Park. La estratigrafía en Hyde Park es típica de la cuenca de Londres con depósitos de la Formación Lambeth y Thanet Sand (TS) que descansan sobre la roca madre formada por material yesífero.

La clave de los túneles, que conforman la Crossrail se encuentran dentro del nivel inferior de la Formación London Clay (LC) unidad B (B1 y B2), mientras que la contrabóveda de los túneles se encuentra en una unidad más permeable (A3ii) también de la Formación London Clay (LC), ver Figura 6.46.

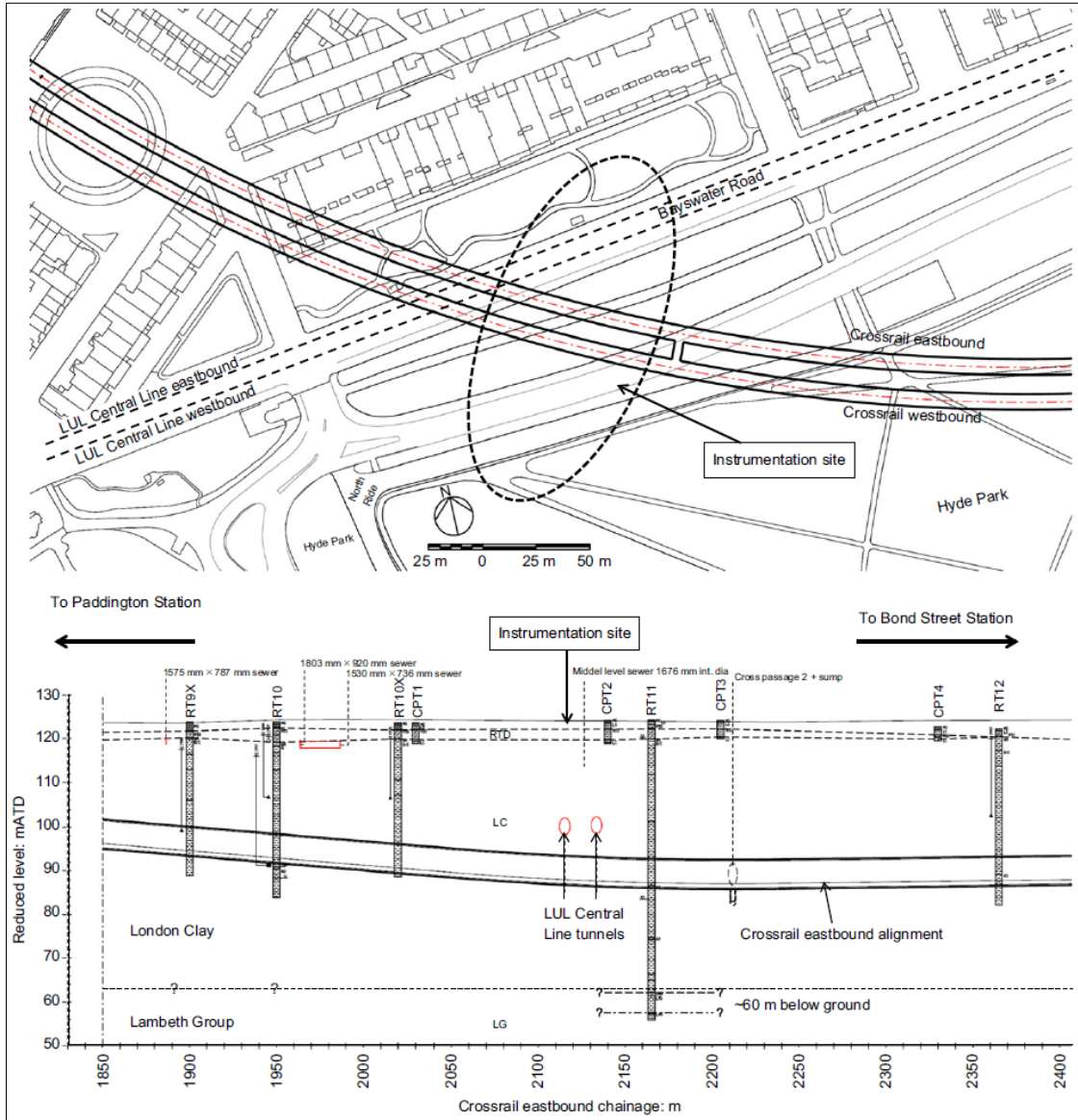


Figura 6. 45 Localización de la zona de estudio y perfil longitudinal de la traza este del túnel Crossrail (Wan et al., 2017)

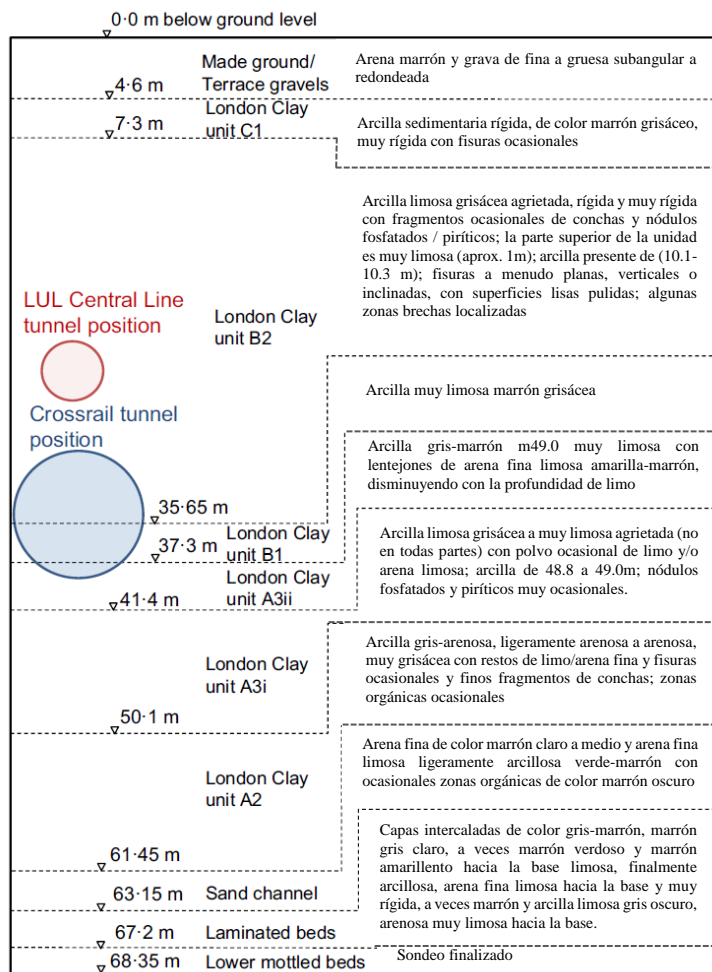


Figura 6. 46 Columna estratigráfica del terreno y descripción del tipo de suelo (Wan et al., 2017)

En la Figura 6.47 se muestra la variación de la anchura de la cubeta de asientos en la superficie en función de la profundidad del eje de la excavación para el caso de los túneles de la línea Crossrail. La profundidad de los túneles es mayor a 30 m y el valor de K_y , oscila entre $0.32 < K_y < 0.45$. Éstos valores de K_y e i_y obtenidos en Hyde Park son ligeramente más pequeños que los determinados por O'Reilly y New (1982), véase Figura 6.42, confirmando que para túneles más profundos la anchura de la cubeta de asientos en superficie son ligeramente más estrechas que para túneles más superficiales.

La respuesta de los asientos acontecidos en Hyde Park son comparados con el proyecto de la JLE en St James's Park, donde se excavaron dos túneles de 4.85 m de diámetro mediante TBM de frente abierto (Nyren, 1998) y con el proyecto CTRL en Dagenham donde los túneles de 8.16 m de diámetro son construidos mediante EPB (Selemetas, 2005; Standing & Selemetas, 2013).

El primero de ellos se encuentra situado en el centro de Londres, compartiendo una geología similar que en el caso de la zona de estudio de Hyde Park. Los túneles de St James's Park fueron construidos a una profundidad de $z_0=31.0$ m comparables con la línea Crossrail bajo Hyde Park donde la profundidad de los

túneles fue de $z_0=34.6$ m. En el segundo caso, en Dagenham, el diámetro de los túneles fue significativamente superior que para el caso de la línea CTRL bajo Hyde Park pero el método de construcción si que es comparable ya que se emplearon tuneladoras del tipo EPB, con presiones de frente y de cola aplicadas muy similares en ambos casos.

Sin embargo, los túneles en el caso de CTRL en Dagenham fueron construídos mucho más superficiales ($z_0=18.9$ m).

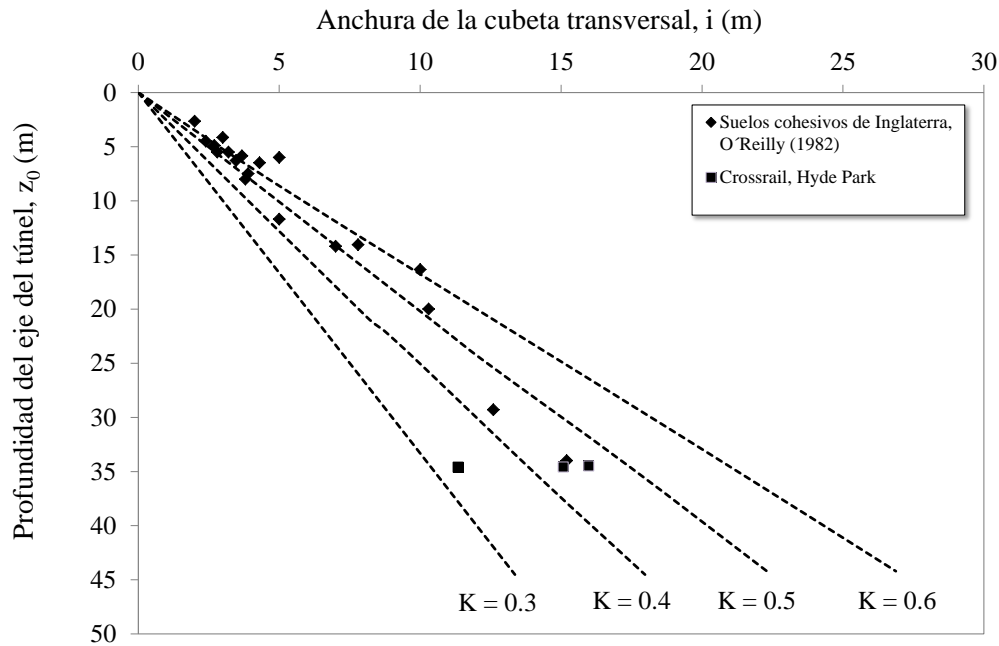


Figura 6. 47 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel con los datos de Crossrail bajo Hyde Park (modificado de Wan et al., 2017)

La anchura de la cubeta de asientos en superficie determinada a partir de los cuatro lugares comparados (CTRL bajo Hyde Park, JLE en St James's Park y CTRL en Dagenham) son presentados en función de la profundidad a la que se encuentra la excavación (z_0) en cada caso (Figura 6.48). En la Figura también se presentan los casos estudiados por O'Reilly, M.P. & New, 1982 y los datos presentados en Dimmock, 2003 pertenecientes a la línea CTRL sección 220 y el túnel eléctrico en West Ham. La profundidad de los túneles es menor de 30 m en la mayoría de los casos: suelos cohesivos de Inglaterra (O'Reilly & New, 1982), CTRL en Dagenham y cuando la excavación atraviesa un frente mixto (WRB) y la Formación Thanet Sand (TS) en CTRL 220. Los casos de Hyde Park y St James's Park resultan casos de túneles más profundos. Para los casos de CTRL bajo Hyde Park, JLE en St James's Park y CTRL en Dagenham satisfacen un valor de $K_y=0.43$. Esto confirma que la anchura de la cubeta de asientos en superficie es independiente de los métodos constructivos pero dependiente principalmente del tipo de terreno (O'Reilly, M.P. & New, 1982).

Para todos los casos los valores del parámetro K medios oscilan entre: 0.4-0.5 mayoritariamente.

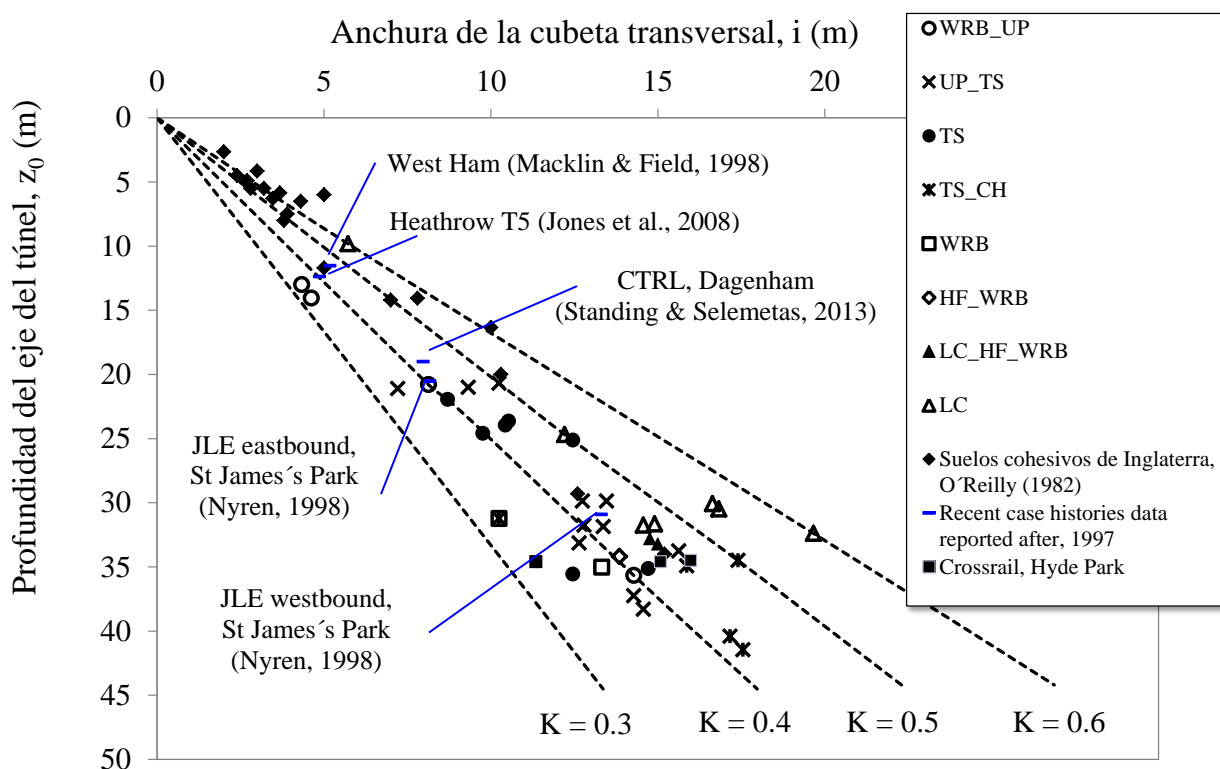


Figura 6. 48 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel con los datos de Crossrail bajo Hyde Park presentados en Wan et al., 2017, los datos de la JLE presentados en Wan et al., 2017, los datos de Heathrow T5 presentados en Jones et al., 2008 y Wan et al., 2017, los datos de West Ham presentados en Macklin & Field (1998) y Wan et al., 2017, los datos de CTRL Contract 220 presentados en Dimmock, 2013, los datos de CTRL Contract 250 presentados en Standing & Selemetas (2013), los datos presentados por O'Reilly & New (1982)

6.3.12 Dockland's Railway

Introducción

Docklands Light Railway (DLR) es un sistema de tren ligero que conecta la recuperada zona de Docklands, al este de la ciudad con la zona centro de Londres. Actualmente, la Línea DLR dispone de 31 km de vías y cuenta con cinco ramales, desde la zona de Stratford al norte hacia Greenwich y Lewisham en el sur atravesando el centro de la ciudad. En su tramo oeste y hacia el este cubre el resto de la zona de Docklands, el aeropuerto de Londres-City y Woolwich (actualmente North Woolwich) (Figura 6.49).

En los inicios de la línea férrea contaba con únicamente tres ramales unidos en la estación de Poplar y daban servicio a hasta Tower Gateway y Stratford con Island Garden. Pronto quedó insuficiente ya que el área de Docklands se convirtió en un gran centro financiero y de trabajo. A partir de entonces se crearon las primeras ampliaciones, como la que se describirá a continuación entre la estación de Island Gardens y la estación de Greenwich al este de la ciudad de Londres, pasando por debajo del río Thames (Figura 6.49).

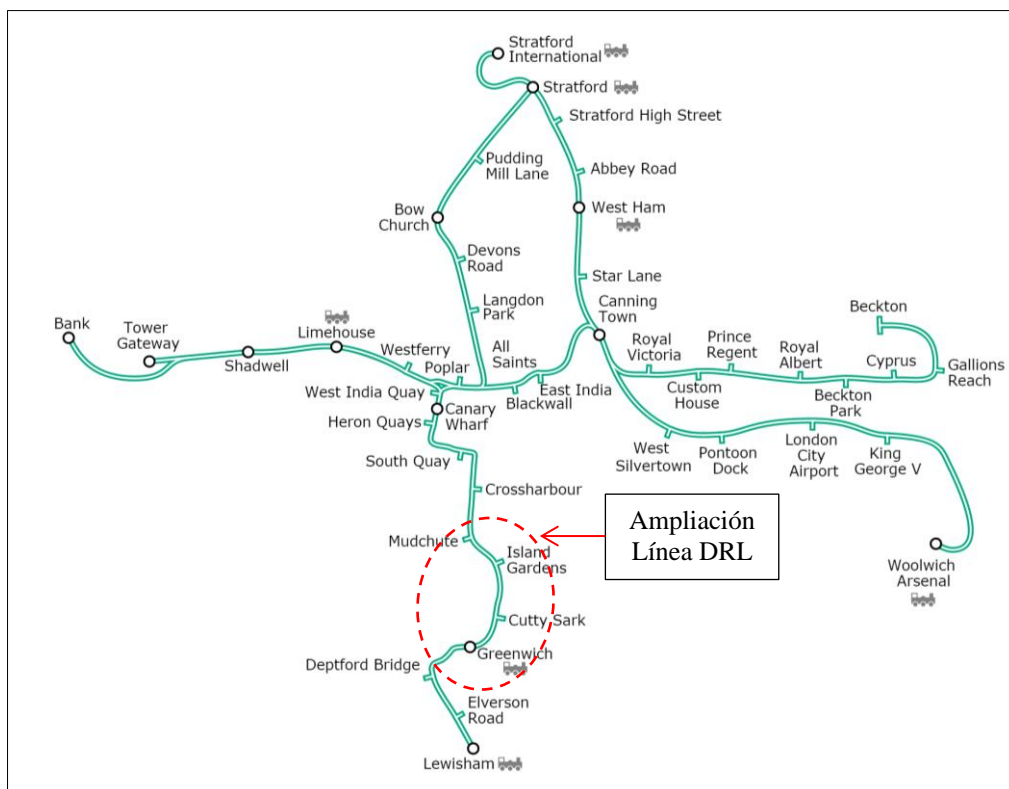


Figura 6. 49 Red de ferrocarril Docklands Light Railway (DRL)

Geometría de Docklands Light Railway (DRL)

La Línea DLR entre la estación de Island Garden hasta Greenwich de aproximadamente 4.2 km de longitud fue excavada mediante dos túneles gemelos con el empleo de máquina tuneladora del tipo escudo de lodos y con un diámetro de 5.85 m y 6.82 m. La construcción del túnel fue poco profunda, ya que tanto la estación de Island Garden como la estación de Greenwich se diseñaron en la superficie, es bajo el río Thames donde la excavación alcanza su mayor profundidad $z_0=30$ m aproximadamente. La cobertura media (C/D, C: profundidad de la clave de excavación y D: diámetro del túnel) fue de 1.6 a 2.5.

El revestimiento empleado fue mediante segmentos de hormigón de 0.25 m de espesor y 1.20 m de longitud. La separación entre ambos túneles es de 15 m.

Geología de Docklands Light Railway (DRL)

En la Figura 6.50 se muestra el trazado y el perfil geológico que atraviesa la Línea DRL entre la estación de Island Garden hasta Greenwich. Los túneles fueron diseñados para ser excavados en condiciones de frente mixto, incluyendo la Formación Terrace Gravels (TG), la Formación London Clay (LC), la Formación Woolwich y Readings Beds (WRB) y la Formación Thanet Sand (TS) descritas en la Tabla 6.4.

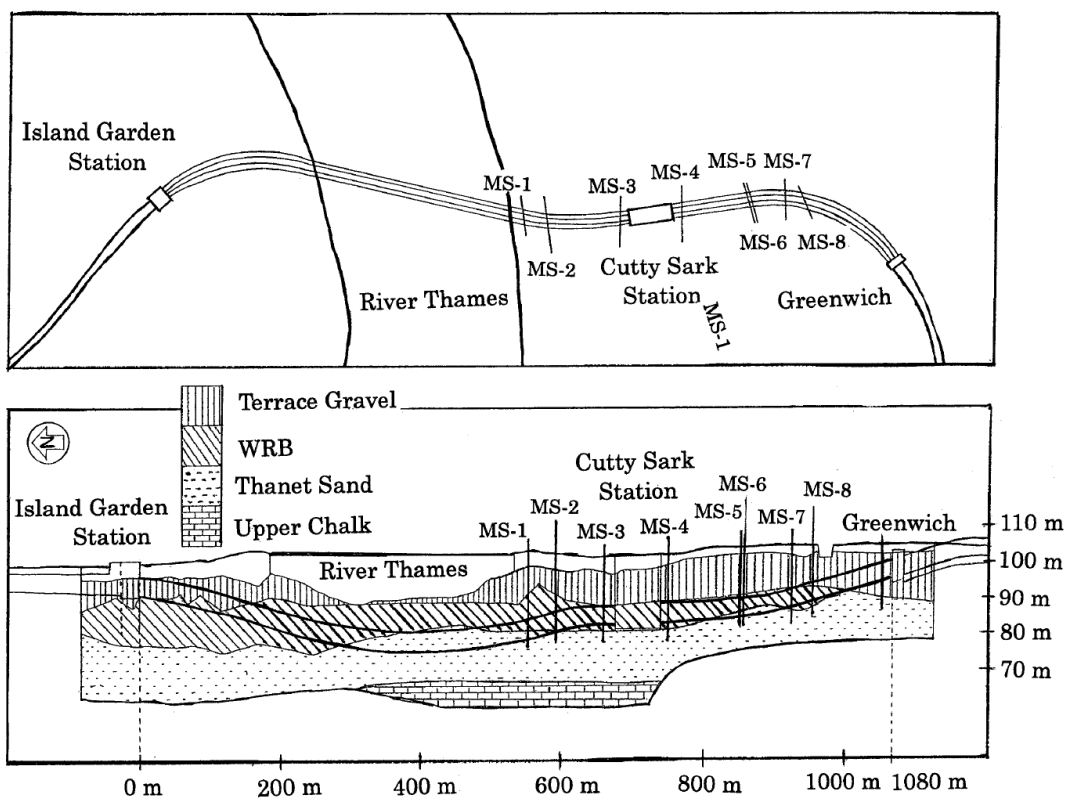


Figura 6. 50 Perfil longitudinal y perfil geológico de la línea DRL entre la estación de Island Garden y Greenwich (Sugiyama et al., 1999)

El máximo asiento vertical en la superficie del terreno (S_{vmax}) en ningún caso superó los -15mm con un valor medio de -7mm, por lo que el control en los parámetros de la máquina tuneladora durante el proceso de excavación ha sido muy bueno. En la Figura 6.51 y Figura 6.52 se muestra la relación entre z_0 (profundidad del eje del túnel) y i (anchura de la cubeta de asientos) a partir de las medidas de campo en túneles excavados en arcillas de todo el mundo (ver Mair, R.J. & Taylor, 1997) y a partir de las medidas de campo en túneles excavados en arenas y gravas de todo el mundo (ver Mair, R.J. & Taylor, 1997). En la Figura 6.51 se muestran los resultados para túneles predominantemente en arcillas y los resultados para túneles predominantemente en arenas y gravas se presentan en la Figura 6.52. En ambas Figuras, la línea sólida muestra el resultado medio, a partir de los datos de campo de los diferentes túneles excavados con escudo alrededor del mundo. Las líneas discontinuas muestran el límite superior y inferior de los datos. En el Figura también se han incluido los resultados de los ensayos con centrífuga realizados en arcillas blandas (Mair, 1979) y arena seca descritos en (Imamura, S., et al., 1998). Además, los datos monitorizados en los túneles de Dockland también han sido añadidos en las Figura 6.51 y Figura 6.52.

En la Figura 6.51 y Figura 6.52 se observa que los resultados a partir de los ensayos de centrífuga son consistentes con los resultados a partir de los datos de campo a pesar de las diferentes condiciones, incluyendo el tamaño del túnel y el método constructivo. Esto es consistente con la conclusión de Mair y Taylor (1997) en la que nos dice que la anchura de la cubeta de asientos en superficie, basada en medidas de campo, es independiente del método constructivo.

Los resultados de los datos monitorizados de los túneles de Dockland se encuentran cercanos a la línea $K=0.6$ (línea de trazo discontinua superior) (Figura 6.51). Algunas de estas medidas, fueron obtenidas a partir de medidas en edificios en vez de medidas del terreno. La rigidez de los edificios en relación con el suelo, podría explicar la anchura aparentemente mayor de la cubeta de asientos que las obtenidas a partir de una zona libre de edificaciones, como se describe en Mair y Taylor (1997).

En la Figura 6.52, se observa que el valor de i (anchura de la cubeta de asiento) es más bajo en terreno arenoso con grava que en terrenos arcillosos, por lo que los valores de i son dependientes de la profundidad a la que se realice la excavacion y del tipo de terreno como se puede observar en la Figura 6.51 y Figura 6.52.

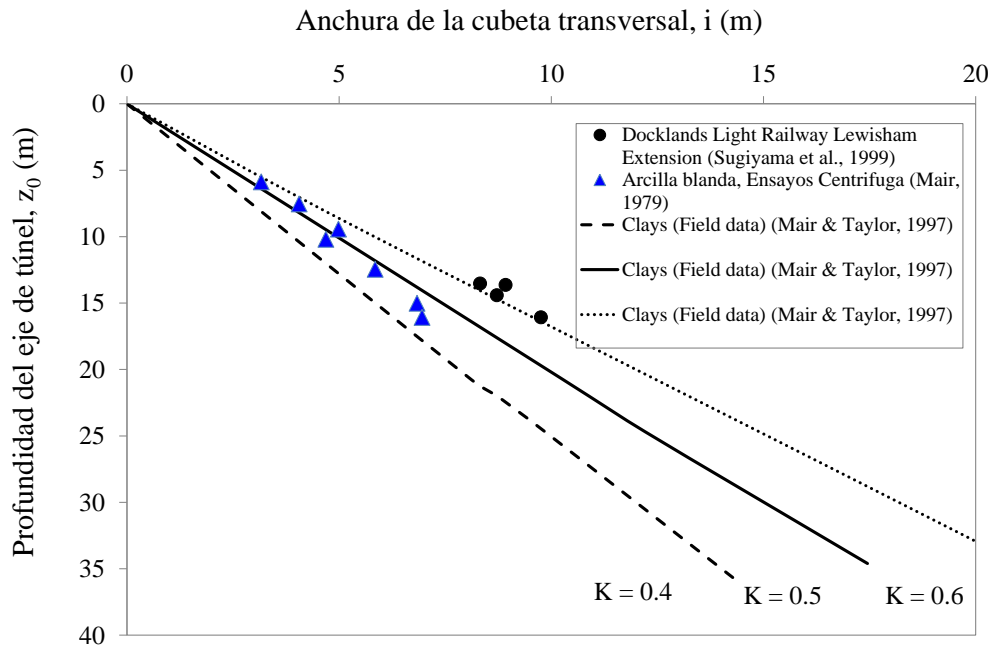


Figura 6. 51 Relación entre la anchura de la cubeta de asiento (i) y la profundidad del eje de excavación (z_0) en DLR (Sugiyama et al., 1999) comparado con túneles excavados en arcillas (Mair y Taylor, 1997)

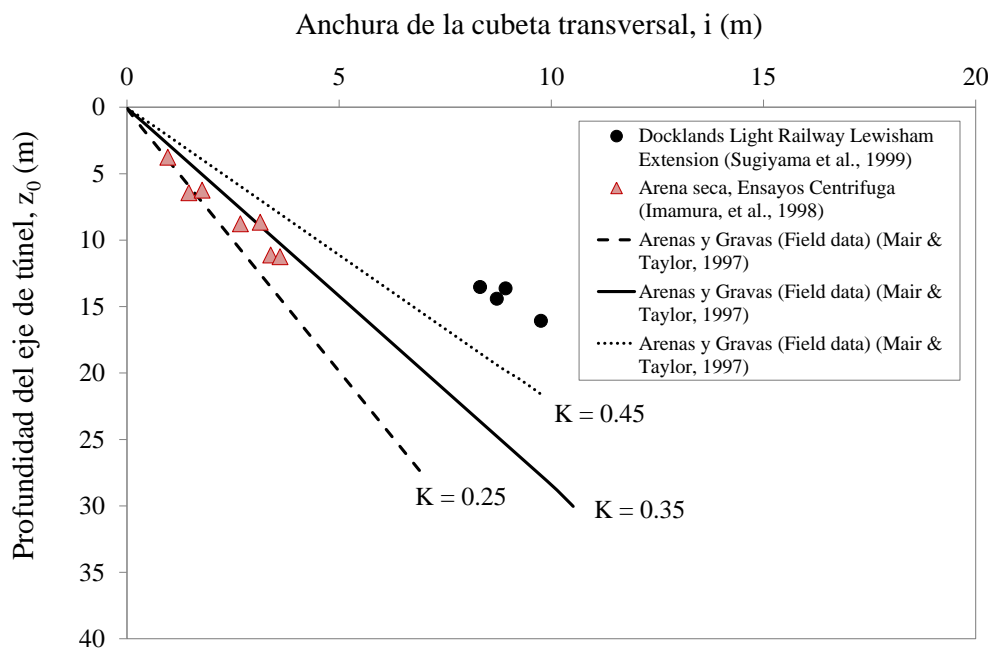


Figura 6. 52 Relación entre la anchura de la cubeta de asiento (i) y la profundidad del eje de excavación (z_0) en DLR (Sugiyama et al., 1999) comparado con túneles excavados en arenas y gravas (Mair y Taylor, 1997) y arena seca (Imamura, S., et al., 1998).

6.4 Proyectos de túneles en Taiwán

6.4.1 Contract CR3 en Kaohsiung metro

Introducción

Kaohsiung es el centro político y económico del sur de Taiwán. En Kaohsiung se empezó a diseñar la nueva red de metro en los años 90 y no fue hasta el año 2002 cuando se empezó a construir. El proyecto está formado por dos líneas que conforman los 42.7 Km de longitud. A lo largo de estas dos líneas hay 38 estaciones, de las cuales, 28 son subterráneas, 2 son en superficie y 8 se encuentran elevadas.

A continuación, se describe brevemente las dos líneas que conforman la red de metro en Kaohsiung en la isla de Taiwán.

Línea naranja

Esta línea cruza la ciudad de oeste-este. Empieza en la zona oeste donde se encuentra la Universidad nacional Sun Yat-sen y finaliza en Dailao en la zona este de Kaohsiung. La línea está formada por 14.4 Km e incluye 14 estaciones todas ellas subterráneas excepto la estación de Dailao (OT1) (Figura 6.53).

Línea roja

Esta línea cruza la ciudad de norte a sur. Empieza en el norte de la ciudad en Chiaotou y finaliza en el distrito industrial situado en el sur de la ciudad de Linhai. La longitud total de la línea es de 28.3 km, de los cuales, 19.8 km son subterráneos y 8.5 km son elevados. Esta línea tiene 23 estaciones.

El proyecto Contract CR3 forma parte de la red de metro en Kaohsiung. Concretamente el proyecto CR3 se encuentra integrado en la línea roja atravesando los distritos de ChienJian y Lingya de la ciudad de Kaohsiung. Consta de tres estaciones (R7, R8 y R9) y cuatro subtramos con doble túnel (LUR15, LUR16, LUR17 y LUR18) con tres conexiones entre ambos túneles. En la Figura siguiente se observa la situación de la red de metro en Kaohsiung y la localización del proyecto Contract CR3.

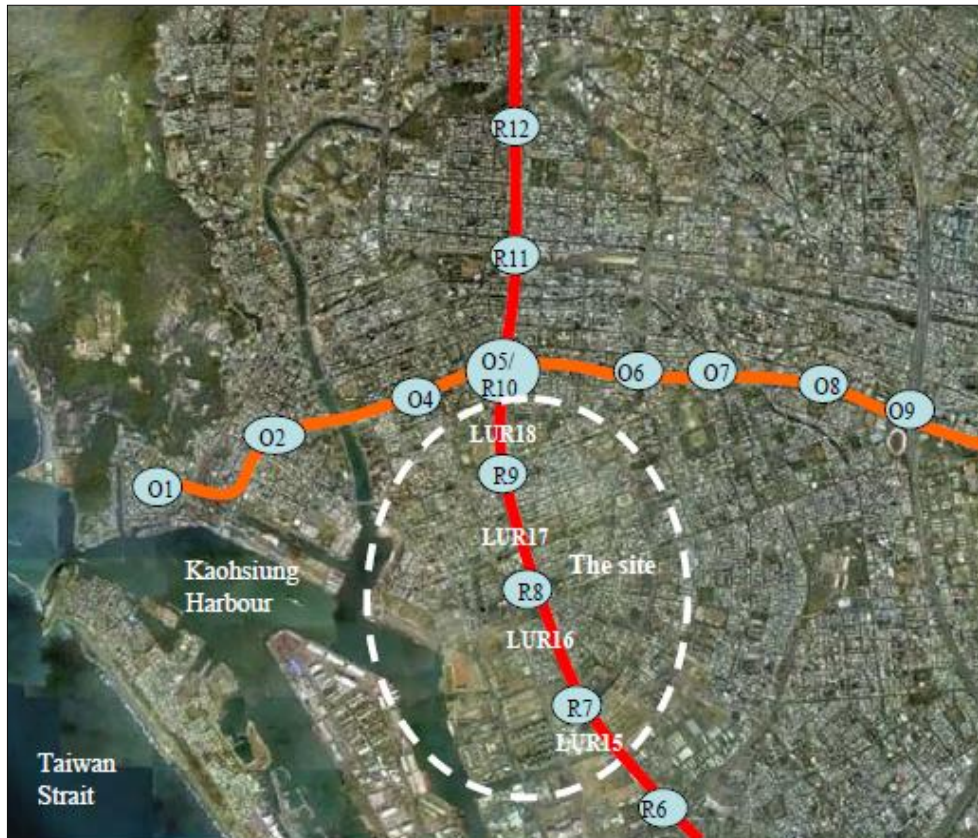


Figura 6. 53 Red de metro en Kaohsiung y Localización del proyecto CR3 en la isla de Taiwan (Hsiung, 2011)

Geometría (Proyecto CR3)

Los dos túneles de la línea roja tanto el túnel de subida como el túnel de bajada son paralelos y se encuentran a la misma profundidad. La profundidad del centro del túnel varía entre $z_0=13-20$ m por debajo del nivel de la superficie y la distancia de centro a centro entre los dos túneles gemelos se encuentra comprendida entre 16.5 y 19.0 m.

En este tramo se han empleado dos escudos de presión de tierras (EPB). El diámetro de estas máquinas es de 6.3 m y el diámetro exterior e interior una vez colocado el revestimiento es de 6.16 m y 5.60 m respectivamente. Las dovelas son de 1.2 m de longitud.

Geología atravesada

La ciudad de Kaohsiung se encuentra en la costa suroeste de la isla de Taiwán. La geología se encuentra principalmente formada por materiales de la edad Terciaria y Cuaternaria. En la Figura 6.54 se muestra el material del subsuelo en la ciudad de Kaohsiung. En la Figura se observa que el material que conforma la ciudad está formado por material aluvial compuesto por: arena, limo y arcilla. En concreto en el tramo CR3 el terreno se encuentra formado por estratos muy delgados de limo y arena y ocasionalmente con arena limosa y arcilla.

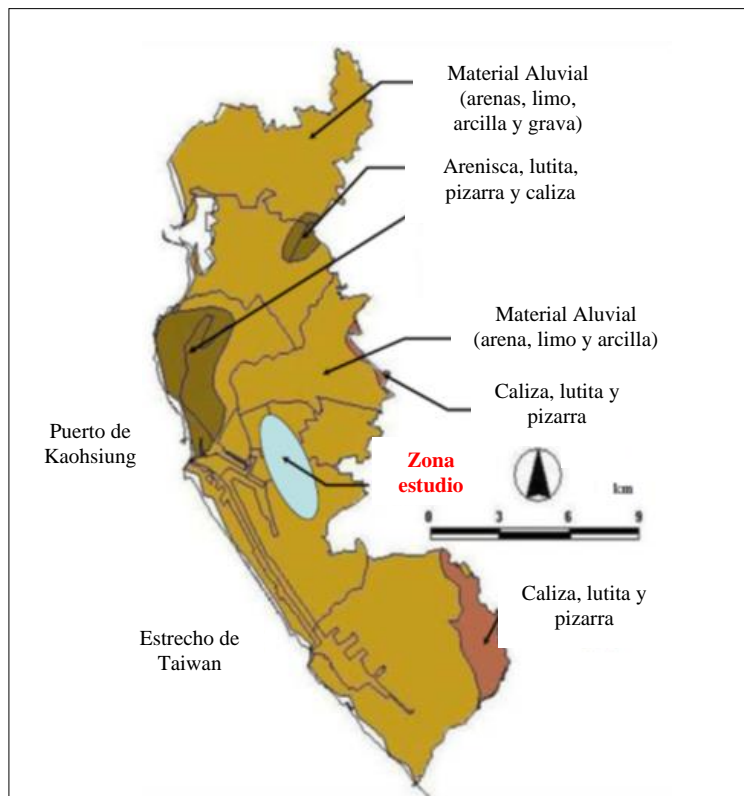


Figura 6. 54 Geología de la ciudad de Kaohsiung (Hsiung, 2011)

Los resultados de los valores del ensayo SPT para este tipo de materiales varían entre 9-20 m y el peso específico saturado varía entre 18.4-20.2 kN/m³. El nivel freático se encuentra 3 m por debajo de la superficie y permanece en la misma condición hidrostática como antes de la construcción del túnel.

Una vez analizados los datos, se observó que el asiento ocurre inmediatamente después del paso de la tuneladora, en los primeros 50 m después del paso de la EPB y fue de $S_v = -3.5$ a -18.2 mm en superficie. Pasados 20-40 días del paso de la tuneladora, el asiento es totalmente estable alcanzando asientos máximos de $S_{vmax} = -27.0$ mm. En este caso, no se consideran los asientos debidos al proceso de consolidación.

Al igual que en algunos casos de la construcción del Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona, también en el proyecto CR3 del metro de Kaohsiung se observan pequeños levantamientos pocos días después del paso de la tuneladora, se cree que puedan ser debido a inyecciones de mortero adicionales desde el interior del revestimiento.

Por otro lado, a partir de los datos de campo y las expresiones propuestas por O'Reilly y New (1982) se obtuvo que el valor de K variaba entre 0.35-0.51 para el primer y segundo túnel. Respecto a la pérdida de

volumen de terreno ésta varía entre 0.20% a 1.05% para el primer túnel y entre 0.18% a 1.27% para el segundo túnel. Ambos resultados son muy parecidos.

A continuación, se presenta en la Figura 6.55 una comparativa entre los resultados del valor de K versus la pérdida de volumen de terreno total determinada en los dos túneles que conforman el proyecto CR3 del metro de Kaohsiung.

No existe una correlación significativa entre el parámetro i y el diámetro del túnel. Análisis numéricos posteriores muestran que para distancias mayores a un diámetro de túnel, por ejemplo, $z_0 > 1.5D$, como se muestran en los casos presentados, la forma de la cubeta de asientos transversales no es significativamente dependiente del diámetro del túnel (Moh, Z.C.; Ju, D.H.; Hwang, 1996).

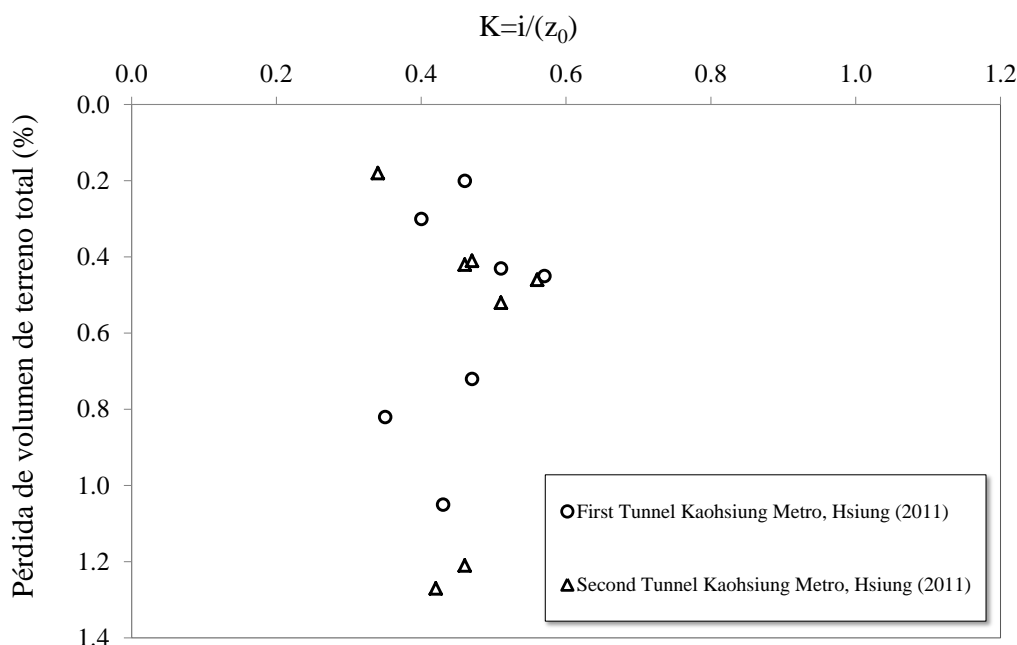


Figura 6. 55 Relación de los parámetros K y pérdida de volumen de terreno total para la construcción del metro en Kaohsiung presentados en Hsiung (2011) y la línea 9 del metro de Barcelona

6.4.2 Taipéi Rapid Transit Sytem (TRTS)

Introducción

Taipéi es la capital y es la ciudad más poblada de la isla de isla de Taiwán. Representa el centro político, económico y cultural del norte de la isla. Es por ese motivo, que la construcción de un sistema de transporte rápido que de acceso al aeropuerto Internacional de Taoyuan representa una obra de gran relevancia para los habitantes y para los visitantes a la ciudad.

El proyecto T1AA se encuentra integrado en sistema de movilidad MRT (Taipéi Rapid Transit System Map) y conecta el aeropuerto Internacional de Taoyuan con la red de alta velocidad (HSR) y con los sistemas de ferrocarriles ya existentes. En la Figura 6.56 se muestra el proyecto desde la estación de principal de Taipéi (A1) donde enlaza con el tren de alta velocidad (HSR) y los trenes de ferrocarriles (TRA), pasando por Sanchong, Sinjhuang, Linkou, el aeropuerto internacional de Taoyuan (A12 a A14a) hasta finalmente terminar en la estación de tren de Jhongli (A21). En total la nueva línea tiene una longitud de 51.03 km, 10.92 km se encuentran bajo la superficie y 40.1 km en viaducto.

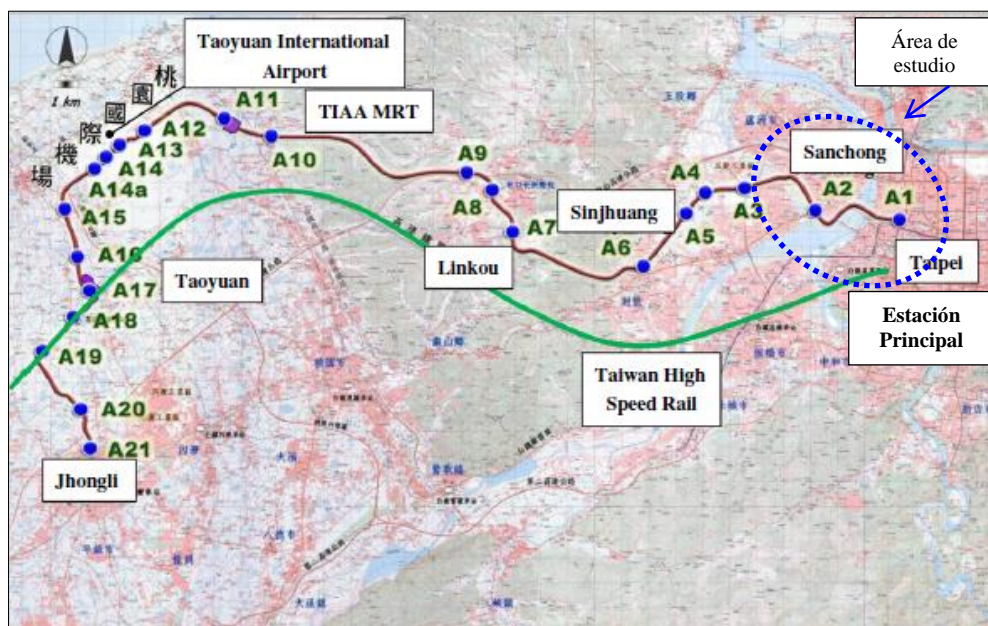


Figura 6. 56 Situación de la nueva línea T1A-MRT (Fang, Y.S. et al., 2006)

En esta tesis, del proyecto T1AA desde la estación principal de Taipéi (A1) y la estación de Jhongli, se presentan los datos relacionados con el tramo CA450A, entre la estación principal de Taipéi (A1) y la estación de Sanchong (A2). Esta zona de túnel transcurre por debajo del río Danshuei (Figura 6.57). El proyecto CA450A Contract consta, de la excavación de 1.580 km de túnel mediante máquina tuneladora, 1.447 km de viaducto y 0.239 m de túnel excavado mediante la técnica de Cut & Cover. En la Figura 6.57 se muestra en detalle la zona de estudio con las diferentes técnicas de excavación empleadas.

Geometría (Proyecto CA450A)

Para la sección de túnel, se adopta túnel de tubo doble (Double-O-Tube), mediante el empleo de dos máquinas tuneladoras del tipo EPB de 6.42 m de diámetro. El diámetro exterior e interior del revestimiento colocado es mediante dovela de 6.2 m y 5.6 m respectivamente. Cada anillo consta de 11 dovelas. Este tipo de secciones de doble tubo permiten excavar el túnel de ida y de vuelta simultáneamente. En la Figura 6.58 se muestra la cabeza de corte de un escudo de Double-O-Tube.

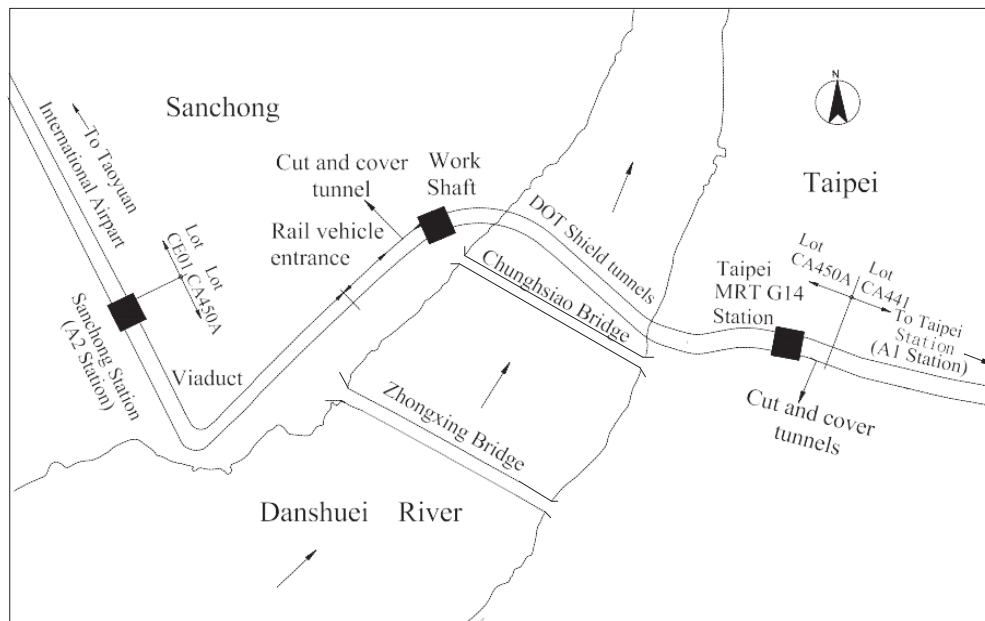


Figura 6. 57 Situación de la zona de estudio entre la estación de Taipéi (A1) y la estación de Sanchong (A2) de la línea T1A-MRT (Fang, Y.S. et al., 2006)

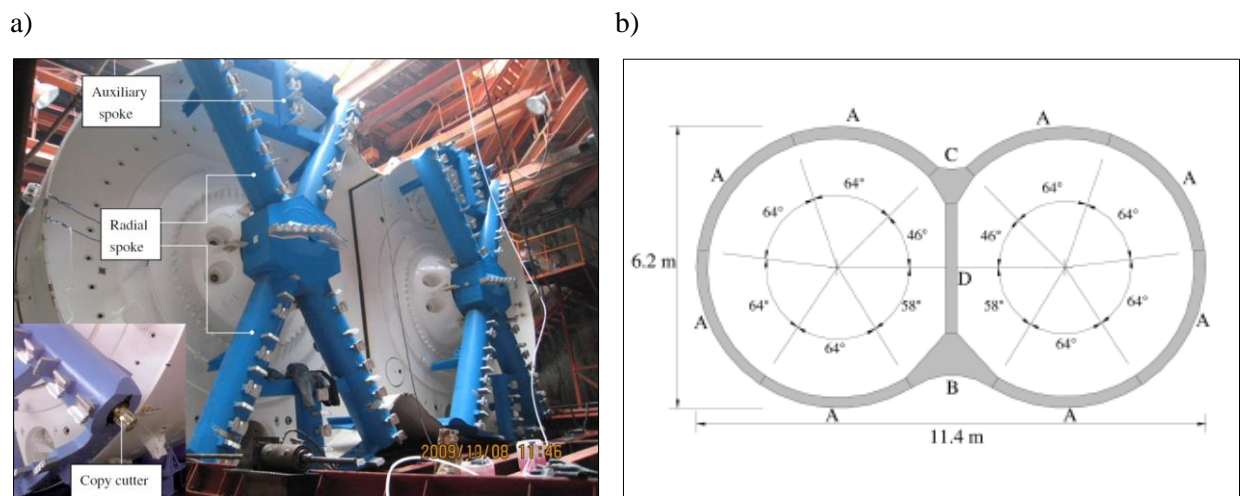


Figura 6. 58 a) Cabeza de corte de un escudo de Double-O-Tube (DOT) b) sección de un túnel DOT, Fang, Y.S. et al., 2006

Geología atravesada

La ciudad de Taipéi se encuentra construida sobre depósitos aluviales del Holoceno pertenecientes al Cuaternario, por debajo se encuentra la formación rocosa aluvial de edad Terciaria (Woo, S.M. y Moh, 1990).

El proyecto CA450A de Doble-O-Túnel llevado a cabo bajo el suelo de Taipéi atraviesa las siguientes formaciones que se describen a continuación en orden descendente a partir de Fang, Y.S. et al., 2006.

Material de relleno: una capa de relleno superficial de 0 a 3.0 m de espesor por debajo del nivel de la superficie del terreno, con un rango de valores entre 0-5, en el ensayo de penetración estándar (SPT).

Formación Sungshan: capas intercaladas de arcilla limosa de baja plasticidad (clasificada como CL, N= 4 a 7) y arena limosa de densidad suelta a media (clasificada como SM, N= 8 a 18), situada desde 3 a 50 m por debajo del nivel del terreno.

Formación Chingmei: capa de grava (clasificada como GM, N>50), localizada alrededor de 50 m por debajo del nivel de superficie.

En el nivel freático se encuentra entre 2.9 a 5.0 m de profundidad por debajo de la superficie del terreno. El proyecto de Doble-O-Túnel se encuentra excavado completamente bajo las arenas limosas y las arcillas limosas de la formación Sungshan.

En la Figura 6.59 se muestra el perfil geológico descrito y el proyecto de Doble-O-Túnel CA450A.

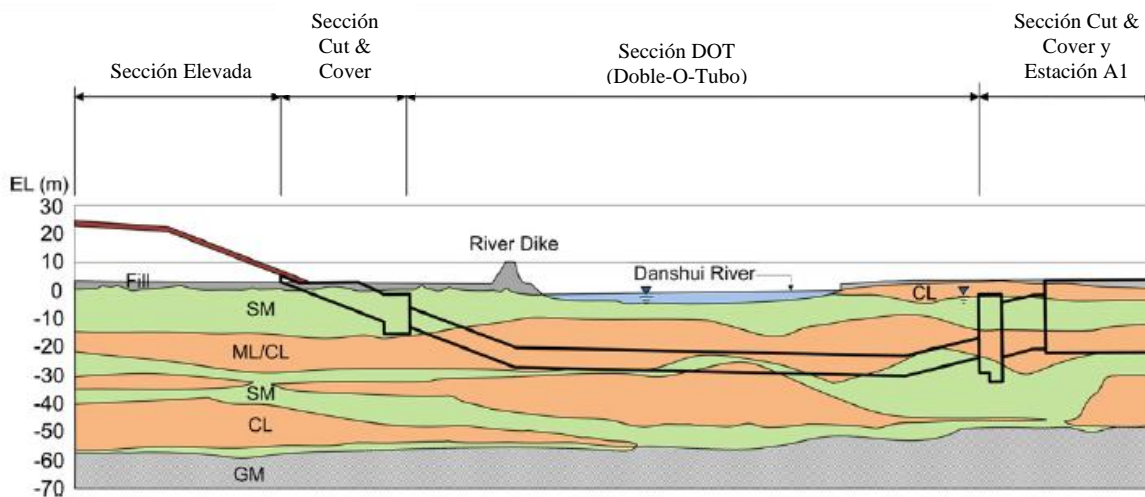


Figura 6. 59 Perfil geológico atravesado por el proyecto de Doble-O-Túnel CA450A (Gui et al., 2013)

El asiento que ocurre en la superficie del terreno por encima del eje de Doble-O-Túnel (DOT) es aproximadamente cinco veces mayor al diámetro de la excavación (Gui & Chen, 2013), en general el máximo asiento en superficie observado oscila entre $S_{vmax} = -22.5$ mm y -50.9 mm y éste es observado aproximadamente entre 96 y 102 días desde el paso de la tuneladora.

Al igual que en algunos casos en la construcción del Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona, también en el proyecto CA450A del metro de Taipéi se observan pequeños levantamientos pocos días antes del paso de la tuneladora, se cree que pueda ser debido al empleo de presiones de frente diferentes a la presión de

frente en el terreno insitu, si esta presión empleada es superior a la presión insitu puede provocar pequeños levantamientos que se observan metros antes al paso de la máquina EPB.

La pérdida de terreno total ha sido entre 0.71% y el 1.82%. En la Figura 6.60 se representan los valores de la pérdida de volumen de terreno total en función del parámetro K durante la excavación del proyecto CA450A. Como se observa en la Figura el valor de la pérdida de volumen en este caso alcanza valores de 1.8%. Se da el caso que la pérdida de terreno en túneles excavados con escudo circular en terrenos similares aproximadamente a 3 km de la zona estudiada (CA450A) resultó ser la mitad de este valor. Este caso, al tratarse de una excavación del tipo DOT, la presión de tierras aplicada en el frente de excavación adoptada en una sección circular resultó ineficaz para controlar el asiento en la superficie del terreno (Wu, P.C. et al., 2011). En Hwang, R.N. et al., (1995, 1996), Yang, G.R. et al., 1997 y Chen, S.L. et al., 2012 se comenta el hecho de que esta pérdida de volumen de terreno mayor en algunas zonas podía ser atribuida a varias razones como: el no uso de inyección de mortero secundario, el no uso de una presión en la cámara mayor o el retraso en el relleno en la cola del escudo entre otras.

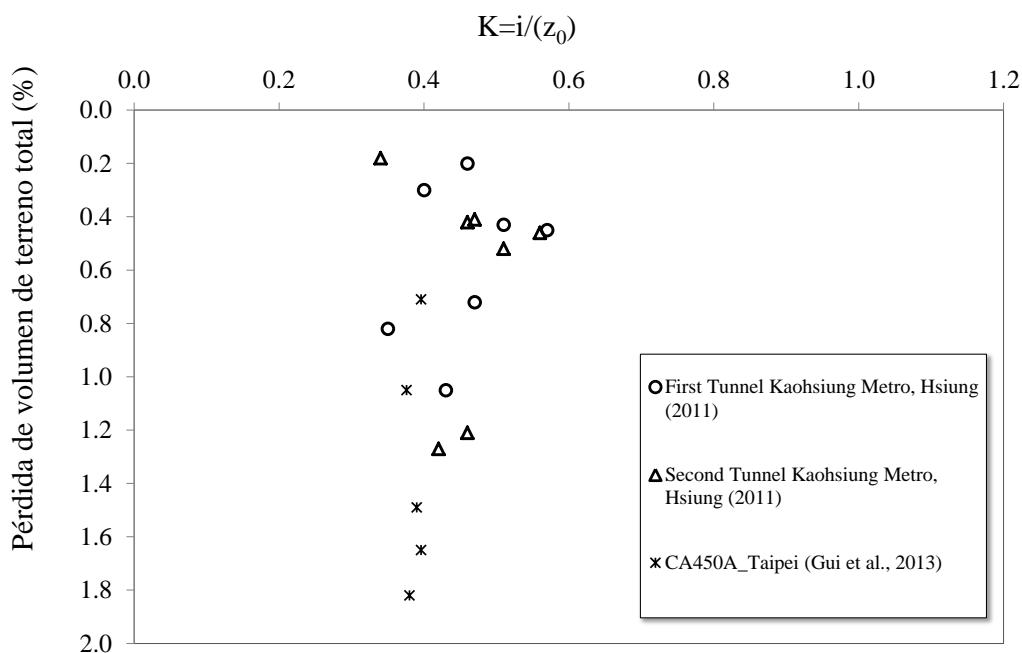


Figura 6. 60 Relación de los parámetros K y pérdida de volumen de terreno total para la construcción del proyecto CA450A en Taipéi (Gui et al., 2013), el metro de Kaohsiung (Hsiung, 2011)

Existen otros proyectos en la ciudad de Taipéi como el proyecto CH218 que se describe a continuación:

Geometría (Proyecto CH218)

El proyecto Contract CH218 se integra en la Línea Hsintien. Este proyecto pertenece a la red de transporte de alta velocidad realizado en la ciudad (Figura 6.56).

La máquina que se empleó para la construcción de este túnel fue un escudo del tipo EPB de 6.05 m de diámetro. La obra consta de dos túneles gemelos revestidos mediante dovelas de hormigón de 0.25 m de espesor y 1 m de longitud. El diámetro exterior de las dovelas ya instaladas es de 5.9 m.

Los asientos obtenidos por encima del centro del túnel se dividen en tres fases (Fase 1: avance escudo, Fase 2: zona de la cola del escudo y Fase 3: consolidación). En este caso, a diferencia del caso anterior visto en el metro de Kaohsiung se han observado asientos debidos al proceso de consolidación.

Geología (Proyecto CH218)

El material atravesado por encima de la clave de la excavación consiste en arenas con un alto contenido en limos entre el 25 y el 35%.

El asiento máximo en superficie es de $S_{vmax}=-20-25\text{mm}$ y el valor de la pérdida de volumen de terreno, de la que se tiene conocimiento es de $V_{loss}=1.3\%$. El valor del parámetro K es igual a $K=0.4$.

A continuación, en la Figura 6.61 se muestran los datos del proyecto CH218 de la línea de alta velocidad y los datos vistos anteriormente en los proyectos de túneles construidos en la isla de Taiwán. Se observa que en el caso del proyecto CA450A, como ya se ha comentado, la construcción de Doble-O-Tunnel proporciona mayores asientos en el terreno que en el caso de las excavaciones con escudo de sección circular.

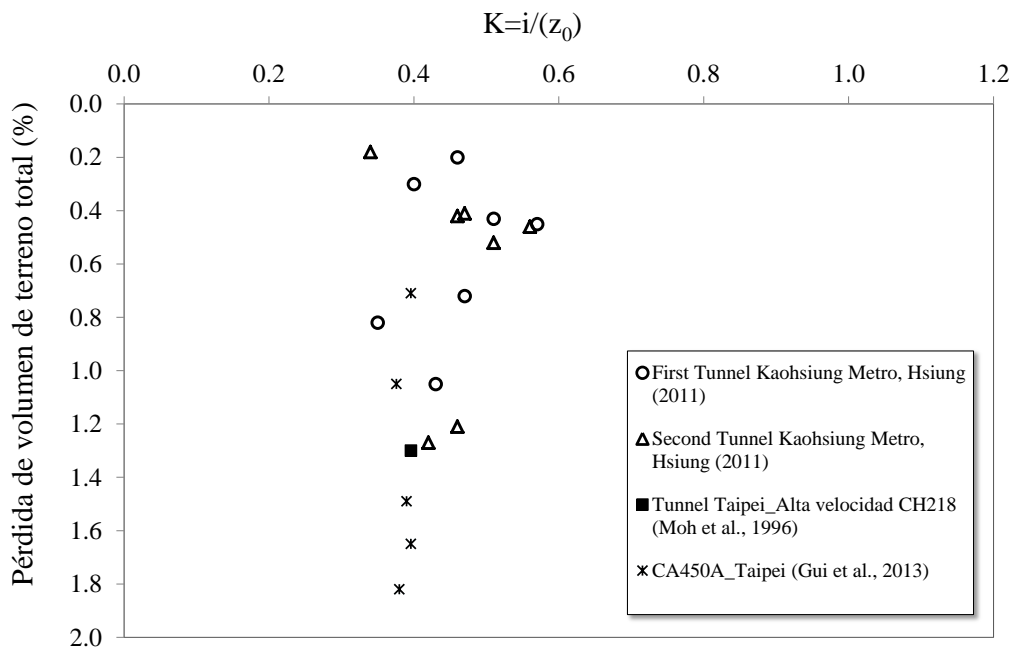


Figura 6. 61 Relación de los parámetros K y pérdida de volumen de terreno total para la construcción del proyecto CH218 CA450A en Taipéi (Moh et al., 1996)

6.5 Proyectos de túneles en Tailandia

6.5.1 Proyecto MRTA en Bangkok

Introducción

El proyecto MRTA en la ciudad de Bangkok, consiste en la construcción de la primera línea de metro en la ciudad, capital y ciudad más poblada de Tailandia.

La línea azul de metro, oficialmente llamada línea Chaloem Ratchamongkhol, consta de 22 km de línea, formada por dos túneles, uno para cada sentido de la marcha. El trazado se encuentra dividido en dos principales secciones llamadas, sección túnel norte y sección túnel sur, las cuales, se encuentran a su vez subdivididas en Secciones A, B en el extremo norte y C y D en el extremo sur, respectivamente (Phienwej et al., 2006) (Figura 6.62).

El trazado de la línea de metro atraviesa áreas muy congestionadas por el tráfico rodado en el centro de la ciudad de Bangkok, que como hemos comentado al inicio, se trata de la ciudad más poblada de Tailandia, con 12 millones de habitantes aproximadamente. La línea comienza en la estación central de trenes en la zona sur de la ciudad (Hua Lampong Station) y finaliza en el extremo opuesto de la ciudad en la zona norte concretamente en la estación de trenes de Bang Sue (Figura 6.62).

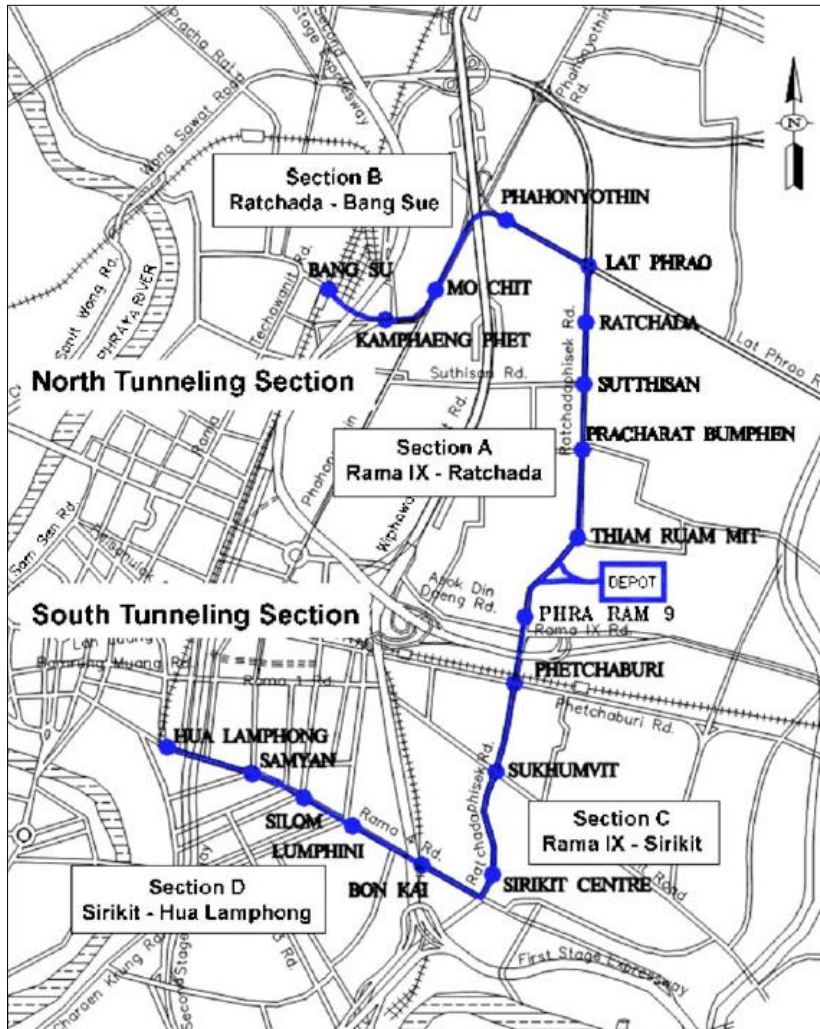


Figura 6. 62 Trazado del proyecto MRTA (línea de metro) en Bangkok (Sirivachiraporn & Phienweij, 2012)

Geometría MRTA

La línea azul de metro de Bangkok ha sido construida mediante dos túneles gemelos unidireccionales. A lo largo del trazado cuenta con 18 estaciones excavadas siguiendo la técnica de Cut & Cover.

Cada túnel, en cuestión, tiene un diámetro exterior de 6.3 m y consta de un revestimiento de hormigón tipo dovela con un diámetro interior de 5.7 m. Los túneles han sido excavados mediante 8 máquinas tuneladoras del tipo EPB, seis de las máquinas EPB han sido empleadas en las Secciones A, B y C fabricadas por la empresa Kawasaki y las otras dos tuneladoras han sido empleadas en la Sección D fabricadas por la empresa Herrenknecht. La profundidad del eje del túnel en ambos casos varía entre $z_0=8$ y $z_0=25$ m por debajo de la superficie. La distancia entre ambos túneles es de aproximadamente entre (5.0-9.0m), con una distancia mínima de 2.6 m entre ambos.

Geología MRTA Bangkok metro

La ciudad de Bangkok se encuentra situada en la llanura baja de Chao Phraya, cubierta a su vez por una espesa serie de depósitos de suelo marino y aluvial (Sirivachiraporn & Phienwej, 2012).

Las condiciones del subsuelo por las que discurre la traza del túnel son muy diferentes entre la zona norte de la ciudad respecto a la zona sur. En la zona norte, el perfil del suelo es muy uniforme compuesto principalmente por las arcillas blandas de Bangkok, por debajo de estas arcillas se encuentra una capa de arcillas más rígida, material por el que discurre en su gran mayoría la traza del túnel, aproximadamente entre 15-25 m por debajo de la superficie del terreno (Figura 6.63). En la zona sur, el trazado de la línea de metro discurre mayoritariamente, por la arcilla rígida. Sin embargo, existe una zona del trazado, donde el túnel atraviesa una capa de arena (Figura 6.64).

La serie estratigráfica en orden descendente según Sirivachiraporn & Phienwej, 2012 se describe a continuación:

Material de relleno y capas de arcilla de Bangkok: se trata de material de relleno y una corteza de desecación sobreconsolidada (OCR=2-6), formada por arcillas limosas de consistencia media a blanda, de entre 2 y 4 m de espesor.

Arcillas blandas de Bangkok: se describen como arcillas blandas de color gris oscuro normalmente consolidado, de consistencia blanda a muy blanda y muy compresibles formadas por arcillas limosas marinas de alta plasticidad. El contenido de agua oscila entre el 75-110%, próximo al límite líquido y con una resistencia de corte no drenado de 10-18 kPa. El espesor de esta capa generalmente se extiende entre 12-16 m de profundidad.

Arcilla de Bangkok de rigidez media: de 2-3 m de espesor con un contenido de agua entre el 40% y el 60% y con una resistencia al corte de 30-50 kPa con un alto contenido en materia orgánica.

Primera capa de arcilla rígida de Bangkok: por lo general se extiende entre 18 y 23 m de profundidad. Esta arcilla limosa rígida de color marrón grisácea a marrón amarillento se encuentra fisurada y sobreconsolidada (OCR=1.6) causado por los cambios del nivel del mar y de la desecación (Suchatvee Suwansawat & Einstein, 2006). El contenido de humedad es alto y cercano al límite plástico. La resistencia al corte es de aproximadamente 70-120 kPa.

Primera capa de arena: capa depositada en ambientes aluviales y deltaicos que consiste en una arena densa con bandas discontinuas de arcilla. La arcilla arenosa tiene un color marrón grisáceo y se encuentra bien

graduada con material arenoso más fino a material arenoso medio. El valor de N en el ensayo SPT oscila entre 25-40.

Segunda capa de arcilla rígida: consiste en una arcilla limosa dura de color gris oscuro a gris marrón que se extiende hasta una profundidad de 25 a 55 m. El contenido de agua oscila entre el 15% al 30% situándose cercano al límite plástico. La resistencia al corte es aproximadamente 200 kPa.

Segunda capa de arena: consiste en una arena limosa y arcillosa de color marrón y gris que se extiende a una profundidad de 5 a 70 m. El contenido de agua se encuentra entre el 10 al 25% y el valor medio N del ensayo SPT es de 55.

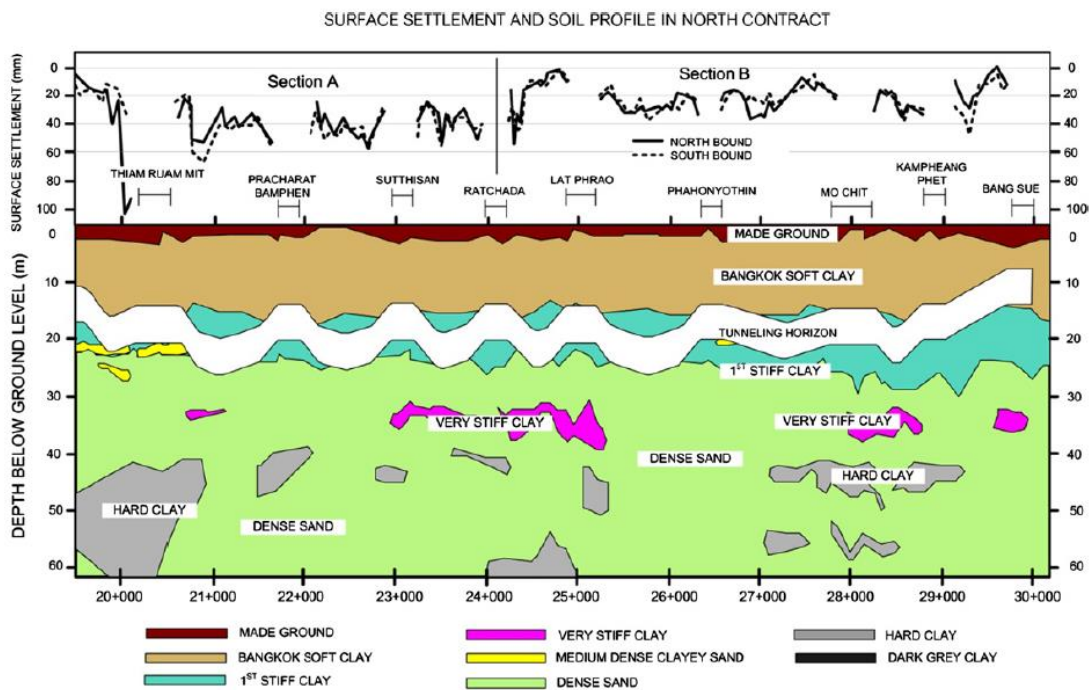


Figura 6. 63 Asiento del terreno en superficie, perfil geológico del subsuelo y posición de la traza del túnel en la zona Norte (Sirivachiraporn & Phienwej, 2012)

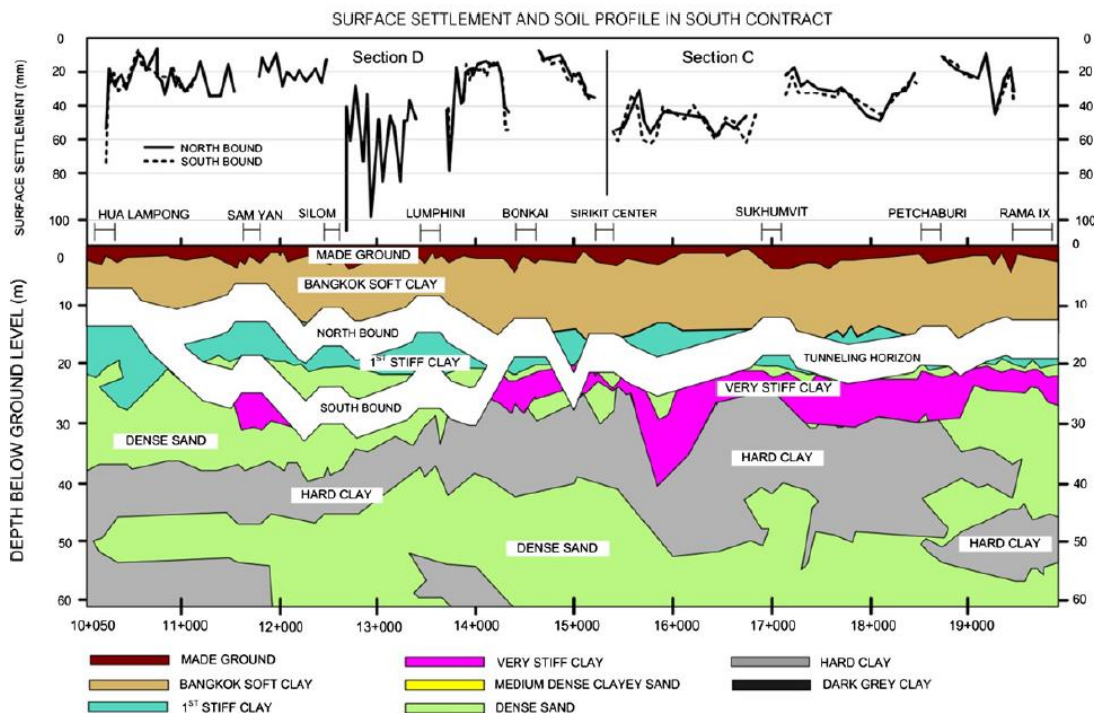


Figura 6. 64 Asiento del terreno en superficie, perfil geológico del subsuelo y posición de la traza del túnel en la zona Sur (Sirivachiraporn & Phienwej, 2012)

En la mayoría de las secciones de Bangkok el nivel freático se encuentra por debajo de la superficie del terreno a $z_0=24$ m de profundidad.

El asiento máximo que ocurre en la superficie del terreno por encima de la clave del túnel oscila entre $S_{vmax}=-5$ mm a $S_{vmax}=-120$ mm, principalmente entre $S_{vmax}=-20$ mm a $S_{vmax}=-60$ mm. Los mayores asientos se sitúan en la zona sur de la línea cuando ambos túneles atraviesan las arenas bajo el nivel freático.

Según Suwansawat, 2002 el factor más importante ante un mayor o menor asiento del terreno es la presión de frente aplicada en la cámara de tierras del escudo. La presión de frente juega un papel importante manteniendo la estabilidad de la excavación y minimizando los movimientos en el terreno (Phienwej et al., 2006). En la Figura 6.65 se muestra el máximo asiento en la superficie registrado en relación a la presión de frente aplicada en el proyecto MRTA en la ciudad de Bangkok. En la Figura se observa una ligera tendencia de disminución del asiento a medida que la presión en el frente de excavación aumenta en la construcción del metro de Bangkok, los cuales aumentan a medida que la presión empleada en el frente de excavación es más baja (Figura 6.65).

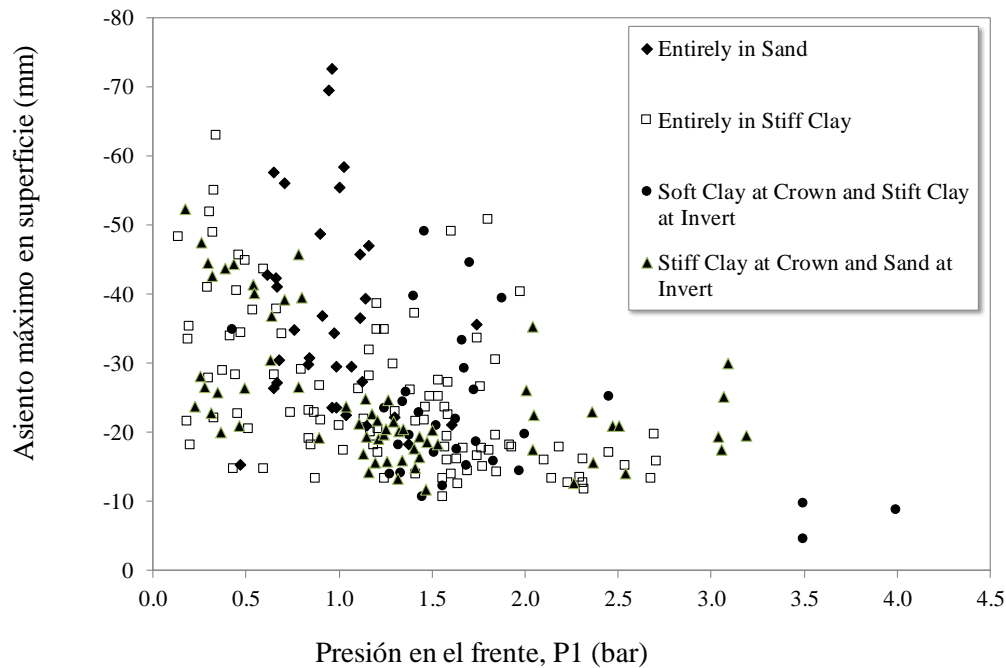


Figura 6. 65 Relación entre el máximo asiento en superficie registrado y la presión aplicada en el frente de excavación para el proyecto MRTA en la ciudad de Bangkok (Phienwej et al., 2006)

En los casos en que la presión aplicada en el frente de excavación ha sido muy alta se han producido pequeños levantamientos del terreno en ambos casos que no han sido representados en la Figura 6.65. Para el caso del metro de Bangkok cuando la presión en el frente de excavación es inferior a 1 bar se produjeron los mayores asientos en el terreno.

Por último, en el caso que la excavación se encuentre completamente en la capa de arenas (Figura 6.65), no se ha encontrado ninguna relación entre el asiento máximo registrado durante la excavación del metro de Bangkok y la presión de frente empleada (Phienwej et al., 2006).

El rango de la pérdida de volumen de terreno calculado a partir del ajuste de la curva de Gauss a los datos de campo registrados en la construcción del metro de Bangkok se sitúa entre el 0.5 y el 2.5%.

6.6 Proyectos de túneles en Singapur

6.6.1 Proyecto MRT North East Line en Singapur

Introducción

Singapur con sus 707.1 km² es el país más pequeño del sudeste asiático, aun así, la ciudad de Singapur, capital de la isla es una de las principales ciudades globales y uno de los centros neurálgicos del comercio

mundial, contando con el tercer mayor centro financiero y el segundo puerto que más mercancías mueve (Figura 6.66). Una vía de comunicación subterránea que comunique el este de la isla con la ciudad de Singapur, supuso una vía de transporte muy importante para el país. El proyecto se denomina North East Line MRT (Línea Nordeste) siendo la tercera línea de metro en Singapur en el momento de su construcción y la segunda línea automática más larga del mundo sin conductor. En la actualidad Singapur cuenta con cinco líneas de metro.



Figura 6. 66 Situación de la isla de Singapur y su capital ciudad de Singapur (Fuente: Google Maps)

La línea MRT North East Line consta de unos 20 km aproximadamente con 16 estaciones y comunica la estación de Harbour Front con la zona este de la isla estación de Punggol North, además esta línea conecta con el tren ligero que da acceso a la isla de Sentosa (Figura 6.67).

Geometría MRT North East Line

La línea North East Line de aproximadamente 20 km como ya se ha comentado anteriormente fue construida mediante máquina tuneladora. La obra se compone por dos túneles gemelos de 5.8 m de diámetro donde fueron necesarias 14 EPB a una profundidad $z_0=10-25$ m. El revestimiento fue mediante dovela de hormigón.

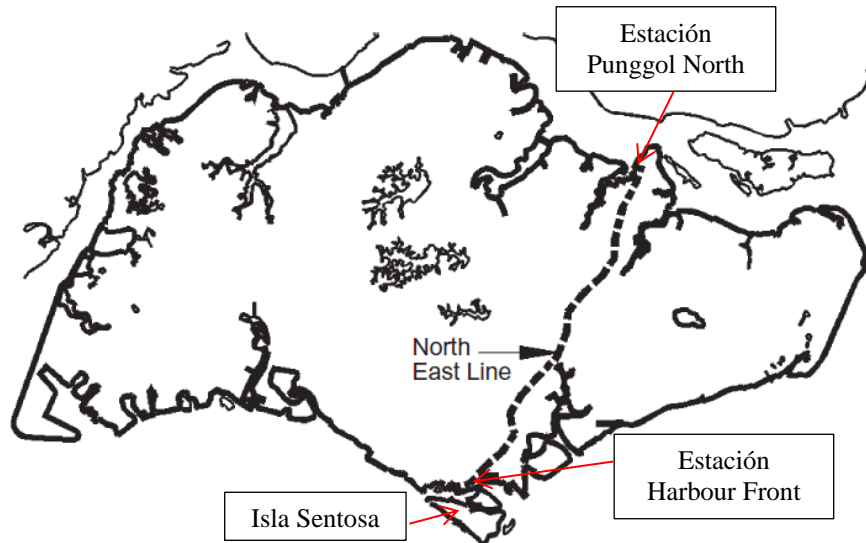


Figura 6. 67 Trazado la Línea North East en la isla de Singapur (Shirlaw et al., 2003)

Geología MRT (North East Line)

Las condiciones geológicas que atraviesa la Línea North East se muestran en la Figura 6.68. La isla se encuentra dividida en cinco unidades geológicas (Shirlaw et al., 2003). A continuación, se describen los materiales atravesados:

Formación Kallang (de edad Holocena y del Pleistoceno superior). Es la formación más común en el subsuelo de Singapur, formada por arcilla marina normalmente consolidada o ligeramente sobreconsolidada, la cual, fue depositada en dos fases. La formación también incluye arenas fluviales sueltas, arcillas fluviales blandas moderadamente rígidas y arcillas orgánicas blandas.

Formación Old Alluvium (del Pleistoceno). La formación Old Alluvium está compuesta principalmente por arenas aluviales y arcillas con una resistencia de roca débil a muy débil. Los primeros 10-30 m de la formación se encuentran bajo la intemperie tropical, que conlleva a una reducción de la resistencia y un aumento de la permeabilidad.

Fort Canning Boulder Bed (del Pleistoceno). La Fort Canning Boulder Bed es un depósito coluvial antiguo formado por arcillas limosas con matriz de roca cuarcítica de resistencia dura a muy dura. La roca representa el 25% del volumen del material total.

Formación Jurong (Triásico Superior/Jurásico Inferior). La Formación Jurong se encuentra formada principalmente por rocas sedimentarias tales como: lutita, limolita, arenisca, conglomerados y caliza con diferentes grados de metamorfismo. Pizarra y cuarcita también fueron encontradas en diferentes

emplazamientos a lo largo de la excavación. La roca además se encuentra fuertemente plegada con un ángulo de inclinación de 50°-80° sujeta a la intemperie tropical. Las lutitas y pizarras se fragmentan debido al clima tropical de la isla mientras que la roca cuarcítica de mayor resistencia aguanta las condiciones climatológicas.

Bukit Timah Granite (Triásico Inferior/Medio). La Bukit Timah Granite incluye varias rocas ígneas, particularmente granito, microgranito y granodiorita. La roca se encuentra fuertemente afectada por las condiciones atmosféricas.

El nivel piezométrico en el área urbana de la ciudad de Singapur se encuentra entre 1-2 m por debajo de la superficie del terreno, con pequeñas fluctuaciones debido a cambios estacionales.

En la Figura 6.69 se muestra el perfil del trazado de la línea North East y los materiales que atraviesa.

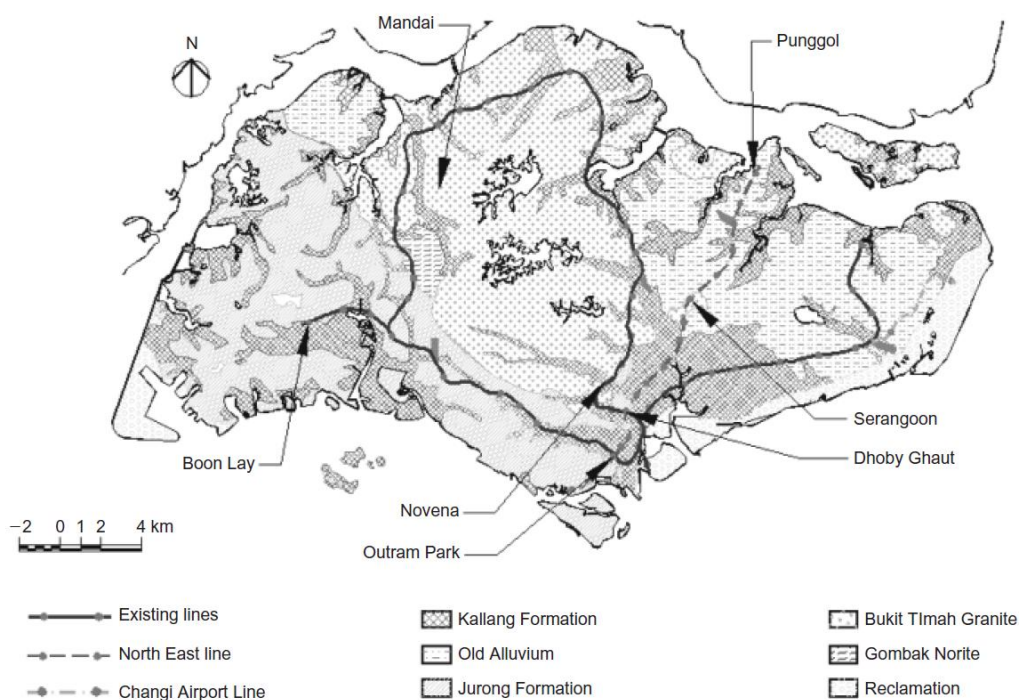


Figura 6. 68 Geología de la isla de Singapur (Shirlaw et al., 2003)

En la construcción de la North East Line de Singapur la pérdida de volumen de terreno, sin tener en cuenta el asiento debido al proceso de consolidación, fue muy pequeña con un valor de $V_{loss}=0.5\%$. En algunos casos cuando el túnel atravesaba la Formación Kallang se superó este valor alcanzando una pérdida de volumen de terreno superior al 2% e incluso llegando al 3% (Shirlaw et al., 2003).

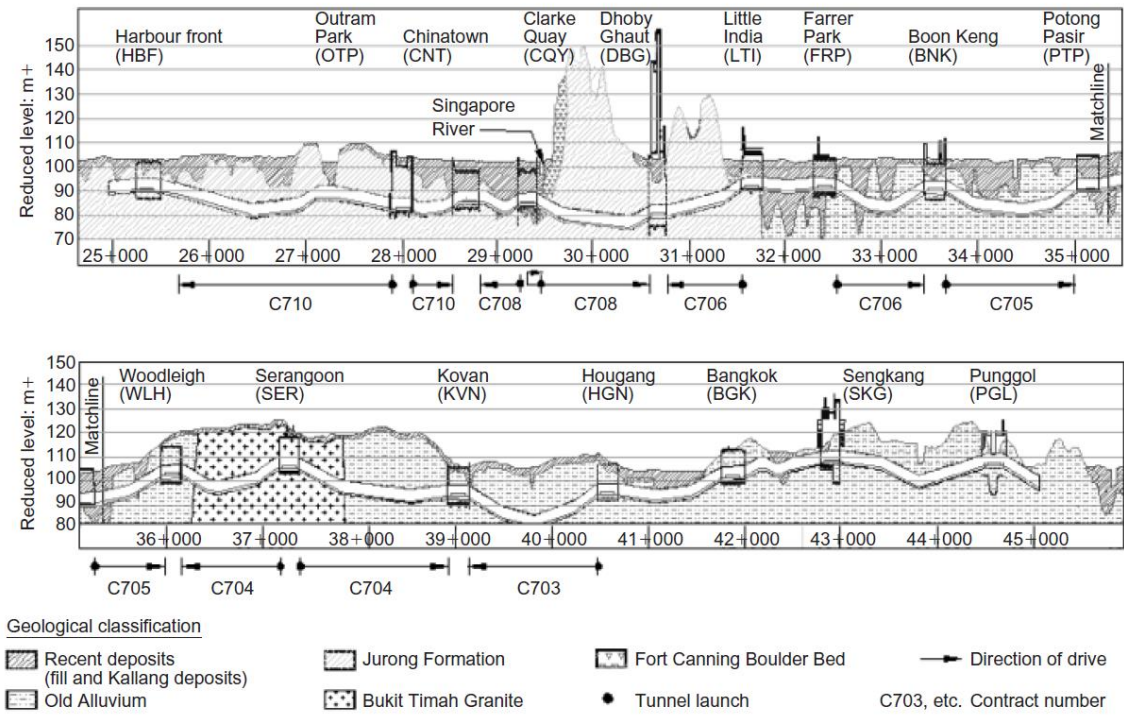


Figura 6. 69 Perfil geológico longitudinal que atraviesa la línea North East (Shirlaw et al., 2003)

La Figura 6.70 muestra la relación entre la presión en el frente de excavación normalizada por la presión total de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno.

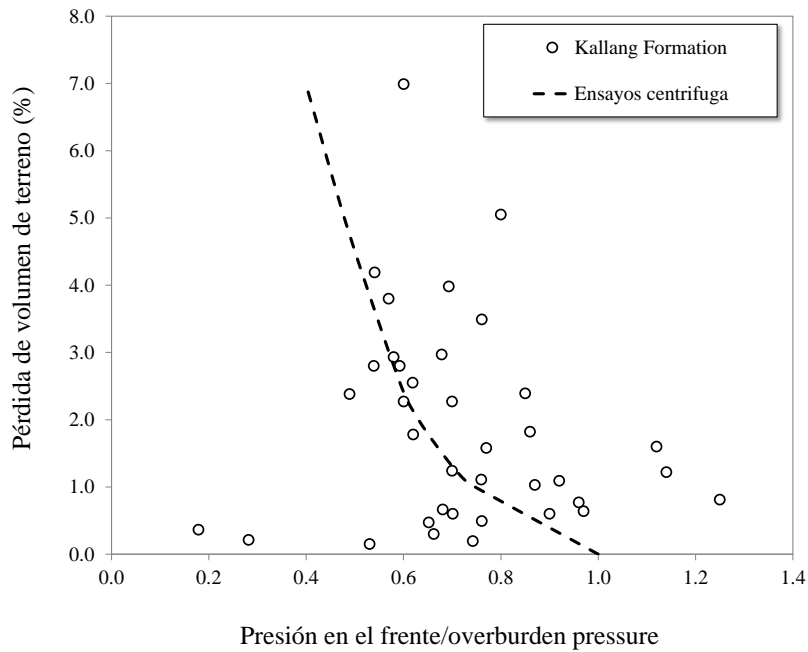


Figura 6. 70 Relación entre la presión de frente normalizada por la presión total de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno para el proyecto MRT en la formación Kallang (Shirlaw et al., 2003)

Los puntos representados pertenecen al proyecto MRTA (North East Line) durante la excavación a través de la Formación Kallang y a los datos extraídos a partir de ensayos con centrífuga. La pérdida de volumen representada se refiere al asiento sin tener en cuenta los procesos de consolidación, como ya hemos comentado.

En la Figura, a partir de los ensayos con centrífuga, se observa una tendencia curva entre la presión de frente y la pérdida de volumen. Generalmente, para los puntos por encima de la línea, la pérdida de volumen de terreno se encuentra entre el 1-2%. Esta pérdida de volumen mayor según Shirlaw et al., 2003, puede deberse al cierre provocado por las sobreexcavaciones, la inclinación del escudo y/o una mala inyección en la cola del escudo e incluso una compresibilidad del propio mortero una vez inyectado.

Siguiendo con los datos registrados durante el proyecto de la Línea North East, existe un caso, donde la línea de inyección de mortero se encontró bloqueada. En este caso, la pérdida de volumen de terreno fue superior al 5%, comparada con pérdidas de volumen del 1-2% para presiones de frente similares, cuando la inyección de mortero fue llevada a cabo de manera efectiva (Figura 6.70).

En la Figura 6.71 se muestra la relación entre la presión de frente, normalizada con la presión de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno. En la Figura se muestran los datos registrados por la excavación de la línea North East cuando atraviesa un frente mixto compuesto por materiales de la Formación Kallang y material aluvial antiguo (Old Alluvium).

El rango de presión en el frente es de 0.8-1.2 veces la presión total de sobrecarga en el caso de la North East Line. La pérdida de volumen de terreno registrada fue muy baja en ambos casos, aunque existe un caso, durante la excavación de la North East Line que registró una pérdida de volumen de terreno del 5%, la cual, tuvo lugar debido a que la relación entre la presión de frente y la presión de sobrecarga se redujo a la mitad. En este punto el frente de excavación atravesaba materiales aluviales antiguos y pasó a excavar las arcillas de la Formación Kallang. El control requerido de la presión en el frente para el control de los asientos en la Formación Kallang es muy diferente que la presión requerida en un frente aluvial, ya que el material aluvial es más resistente que los materiales de la Formación Kallang. Aunque en los ensayos de campo se determine el lugar exacto del cambio de materiales en el frente de excavación, los parámetros operacionales (tales como la presión en el frente) de la EPB no se incrementan inmediatamente y eso repercute en un mayor asiento (Shirlaw et al., 2003).

En la Figura 6.72 se muestra la relación entre la presión de frente, normalizada con la presión de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno. En la Figura se muestran los datos registrados por la excavación de la línea North East cuando atraviesa los materiales aluviales antiguos (Old Alluvium). Se

observa que para la excavación de la North East Line no existe una relación clara entre la presión aplicada en el frente de excavación y el asiento. Los asientos fueron muy bajos independientemente de la presión de frente aplicada. Al parecer estos materiales aluviales antiguos en esta zona tienen suficiente cementación para que durante la excavación mediante EPB se registren asientos muy bajos en la superficie del terreno.

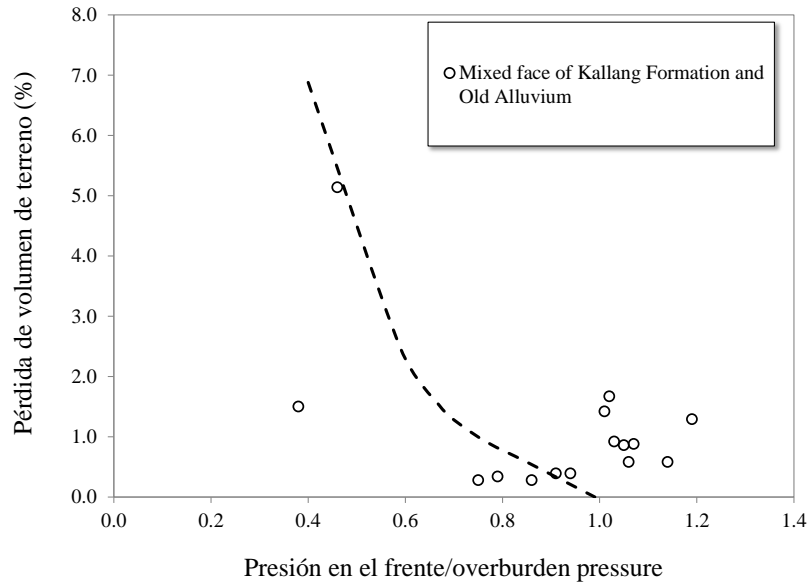


Figura 6. 71 Relación entre la presión de frente normalizada por la presión total de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno para el proyecto MRT durante la excavación de un frente mixto (Shirlaw et al., 2003)

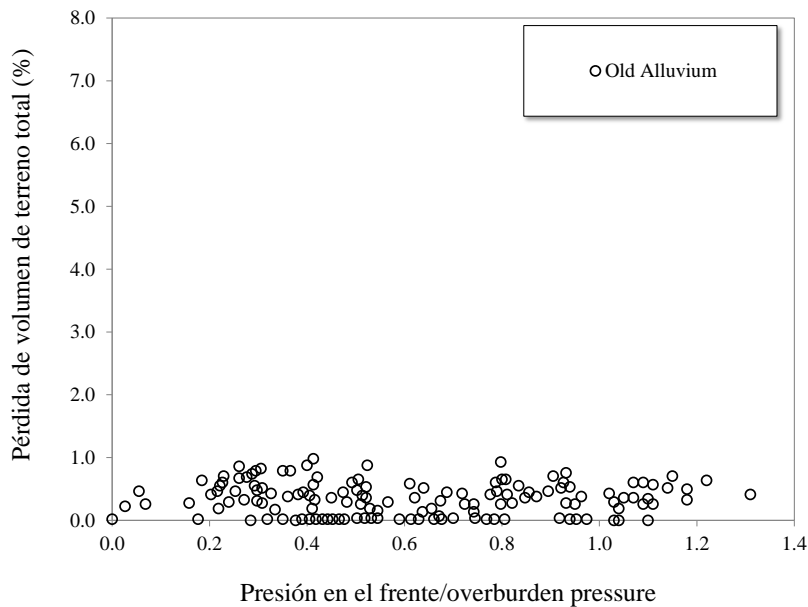


Figura 6. 72 Relación entre la presión de frente normalizada por la presión total de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno para el proyecto MRT en los materiales aluviales antiguos (Shirlaw et al., 2003)

6.7 Proyectos de túneles en China

6.7.1 Proyecto Qiantang River Tunnel en Hangzhou

Introducción

La ciudad de Hangzhou a 200 km de Shanghai yace en el extremo sur del delta del río Yangtze y hace frontera al este con la bahía de Hangzhou. Dentro de la ciudad se ubica el río Qiantang, que divide la ciudad en norte y sur, siendo el norte el de mayor población.

La construcción de un túnel bajo el río Qiantang servirá de conexión del distrito Jianggan, zona densamente poblada de la ciudad con el distrito de Xiaoshan en la zona sur, donde se ubica una de las zonas de negocios de la ciudad y el aeropuerto internacional de Hangzhou (Figura 6.73).

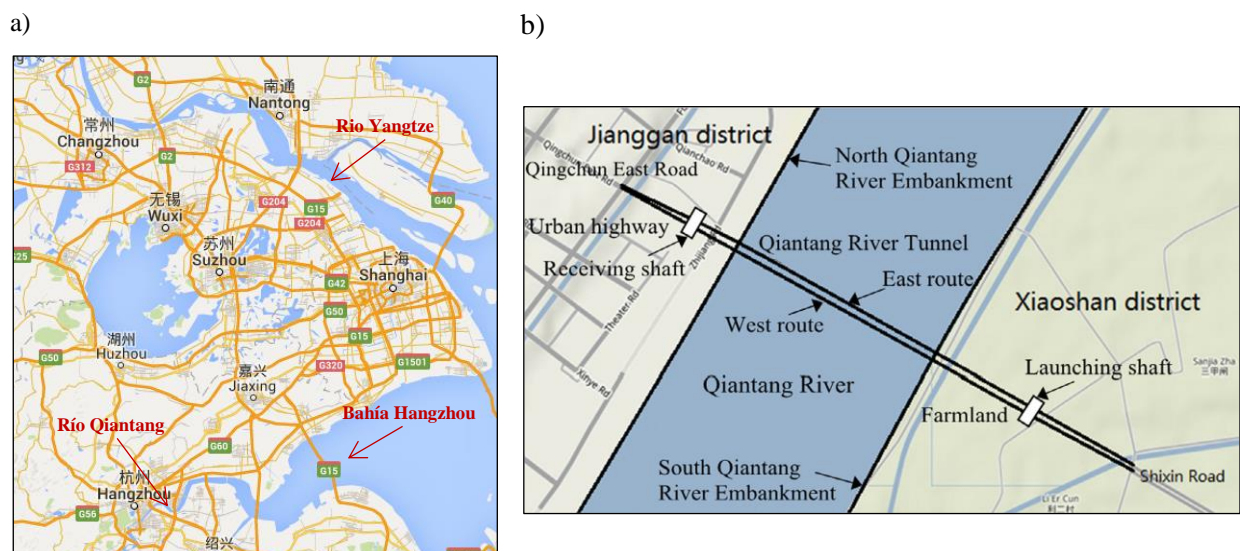


Figura 6. 73 a) Situación de la ciudad Hangzhou b) Trazado la línea Qiantang River Tunnel en Hangzhou (Lin et al., 2013)

Geometría Qiantang River Tunnel

El túnel consiste en dos túneles paralelos, la ruta Este y Oeste (Figura 7.74). La ruta Oeste fue la primera en construirse seguida de la ruta Este, 48 días después. La longitud de cada túnel fue de 1.766 km con una separación entre ambos de 60 m. Cada túnel tiene un diámetro exterior de 11.3 m y un diámetro interior de 10.3 m. La profundidad hasta la clave del túnel por debajo del río Qiantang fue de $z_0=20-25$ m.

El revestimiento de ambos túneles fue mediante dovelas de hormigón con el empleo de 9 dovelas para conformar un anillo de excavación. La longitud de las dovelas es de 2 m.

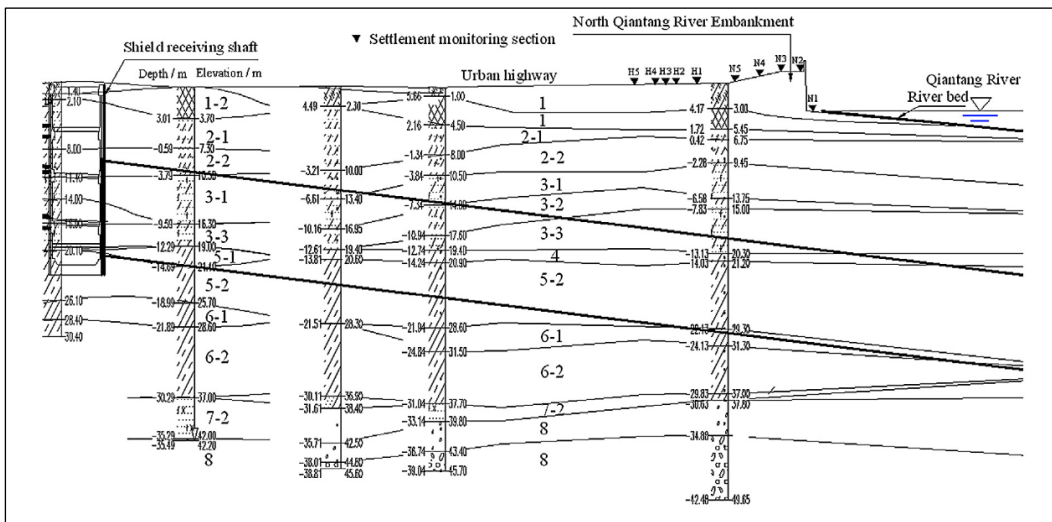
Las máquinas encargadas de excavar los dos túneles bajo el río Qiantang fueron dos escudos de lodos con un diámetro exterior de 11.65 m y una longitud de 11.4 m. Simultáneamente a la excavación se inyecta el mortero y se instala el revestimiento.

Geología Qiantang River Tunnel

Las condiciones del subsuelo a lo largo del río Qiantang están formadas por depósitos aluviales. El estrato geotécnico desde la superficie hasta la traza del túnel de arriba a abajo está formado por capas de espesor variable de material de relleno, limo arenoso, arcilla limosa, arena fina y grava de grano redondeado. El túnel bajo el río Qiantang atraviesa todos los materiales nombrados anteriormente menos el material de relleno.

El nivel freático se encuentra a un metro por debajo de la superficie del terreno. Existe un segundo acuífero situado a una profundidad de 30 m aproximadamente formado por arenas finas y gravas de grano redondeado. En la Figura 6.74 y en la Tabla 6.5 se detallan las propiedades del subsuelo por el que discurre Qiantang River Tunnel.

a)



b)

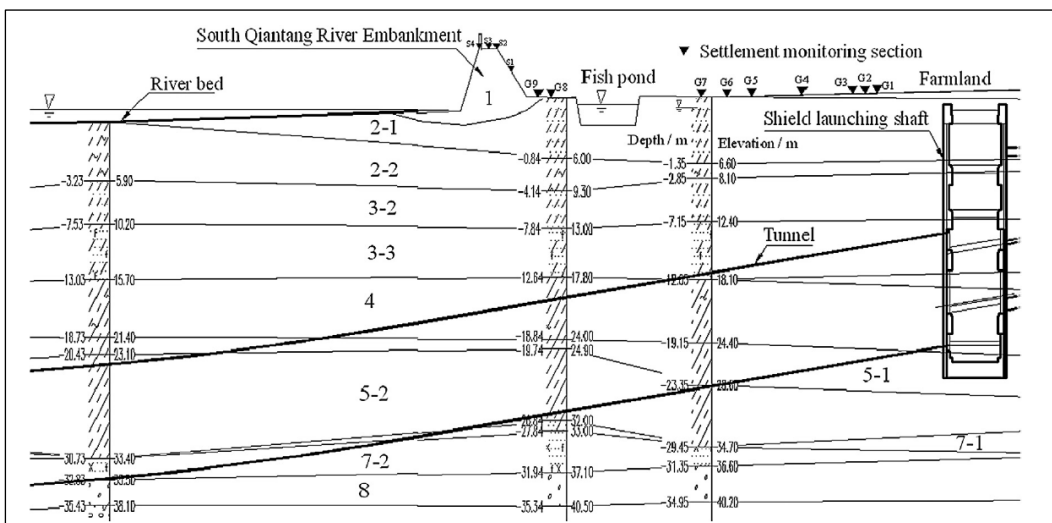


Figura 6. 74 a) Perfil geológico y trazado de los túneles bajo el río Qiantang a) ruta Este b) ruta Oeste (Lin et al., 2013)

Número	Tipo de material
1	Material de relleno
2-1	Limo arenoso
2-2	Limo con suelo sucio
3-1	Arena limosa con limo
3-2	Limo arenoso
3-3	Arena limosa con limo
3-4	Limo arcilloso
4	Arcilla limosa sucia
5-1	Arcilla limosa con un alto ángulo de fricción interna
5-2	Arcilla limosa
6-1	Arcilla
6-2	Arcilla limosa
7-1	Arcilla limosa con arena limosa
7-2	Arena limosa fina
8	Gravas de grano redondeado

Tabla 6. 5 Secuencia del perfil geológico atravesado por Qiantang River Tunnel (Lin et al., 2013)

A cada lado del río existen dos diques (dique sur y dique norte) construidos en los años 1998 y 2002, respectivamente para proteger a los ciudadanos de las crecientes subidas del río Qiantang. En esta tesis, únicamente se han considerado los movimientos en el terreno debidos a la excavación, no se consideran los movimientos debidos a la construcción de los diques.

Durante la construcción del túnel Oeste bajo Farmland (Figura 6.74b), se produjeron grandes asentamientos entre un rango de $S_v = -6.01 - 20.0$ mm con un valor medio de pérdida de volumen de terreno de 0.093-0.32%. Los máximos asientos registrados se obtuvieron entre el momento de paso de la EPB por la sección y 20 días después del paso.

Durante la construcción del túnel Este bajo la autopista (Figura 6.74a), los asentamientos registrados en la superficie del terreno fueron de $S_v = -7.69 - 11.17$ mm con un valor medio de pérdida de volumen de terreno de 0.156%.

En la Figura 6.75 se representa la relación del asiento vertical máximo registrado en superficie en función de la profundidad del túnel normalizado con su diámetro. Vemos que la relación de profundidad del túnel es muy similar en ambos casos ($z_0/D \approx 2$), teniendo en cuenta que las condiciones geológicas también son similares, aunque algo menos arenoso en caso del túnel bajo el río Qiantang se observa que el asiento máximo registrado para las dos excavaciones es muy parecido.

En la Figura 6.76 se observa la relación de los parámetros K y pérdida de volumen de terreno total para la construcción del metro en Qiantang River Tunnel en Hangzhou (C. G. Lin, Zhang, Wu, & Yu, 2013).

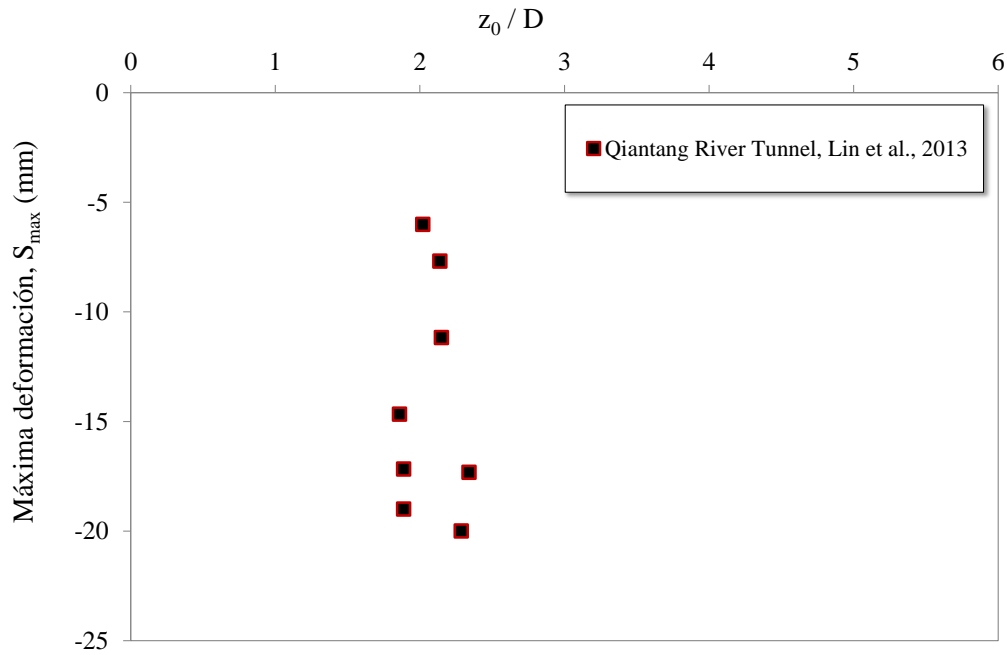


Figura 6. 75 Relación asiento vertical máximo en superficie en función de la profundidad del eje del túnel para el túnel de Qiantang River (Lin et al., 2013)

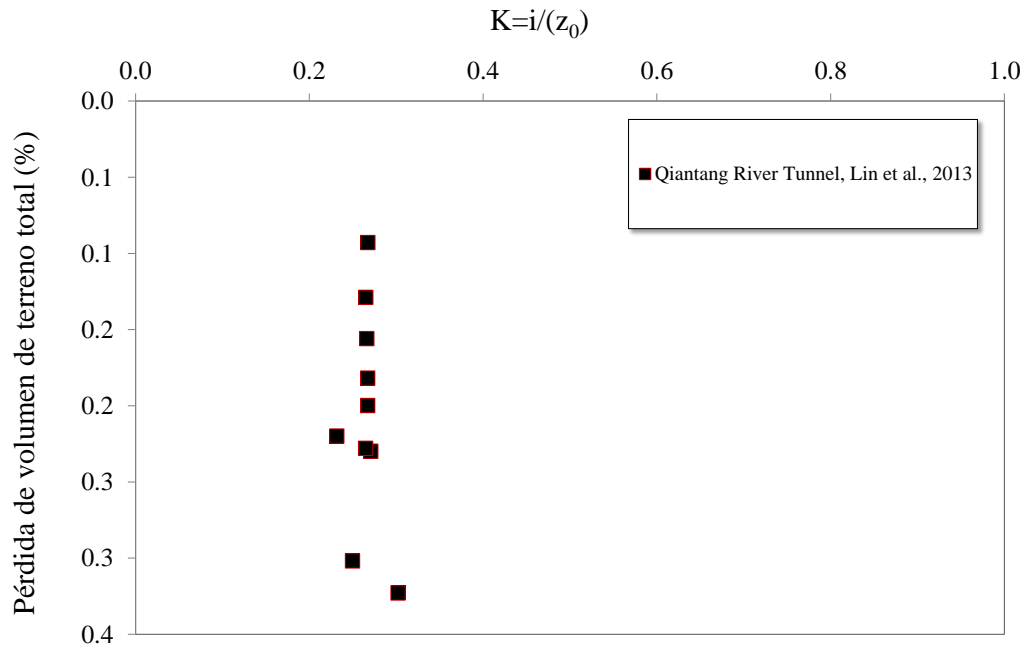


Figura 6. 76 Relación de los parámetros K y pérdida de volumen de terreno total para la construcción del túnel Qiantang River Tunnel en Hangzhou (C. G. Lin et al., 2013)

6.7.2 Proyecto Jiangji Tunnel en Wuhan

Introducción

Wuhan es la capital de la provincia de Hubei y la ciudad más poblada en la zona central de la República Popular China. Está en la confluencia del río Yangtze y del río Han (Figura 6.77).

El metro de Wuhan, actualmente con tres líneas operativas tiene propuesto un plan ambicioso de ampliación con 25 líneas, incluyendo 12 líneas urbanas y 13 líneas suburbanas, con una longitud total de 1045 km convirtiéndose en uno de los sistemas de transporte más extenso del mundo.

En concreto el túnel de Jiangji conectará los distritos de Jiangnan y Wuchang separados por el río Yangtze (Figura 6.78).



Figura 6. 77 Situación de la ciudad Wuhan (Fuente. Google Maps)

Geometría Jiangji Tunnel

El proyecto del túnel Jiangji en Wuhan se engloba dentro de la Línea 2 del metro de la ciudad. El túnel de Jiangji desde la estación Jiyuqiao a Wuchang Airshaft se construye mediante dos túneles gemelos excavados con máquina tuneladora tipo escudo (Figura 6.78). La profundidad del túnel varía entre $z_0=10.3$ m-28.0 m.

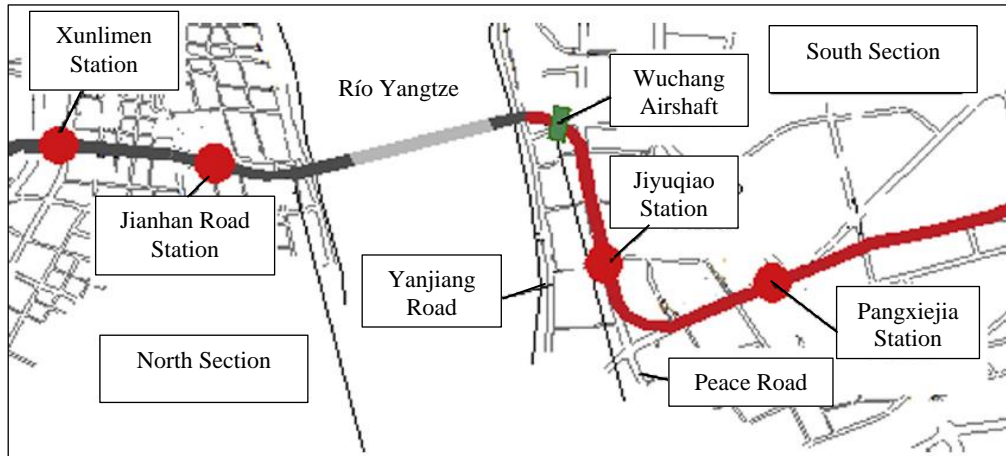


Figura 6.78 Trazado de la línea Jiangji Tunnel en Wuhan (China) (Guo J. et al., 2014)

Geología Jiangji Tunnel

El perfil geológico atravesado por el túnel se muestra en la Figura 6.79. Como se observa en la Figura está compuesto por: arena limosa (SS), suelo fangoso (MS), arcilla limosa-arena fina (SC-FS) y arena fina (FS), la mayoría del trazado atraviesa la capa de arena fina (FS).

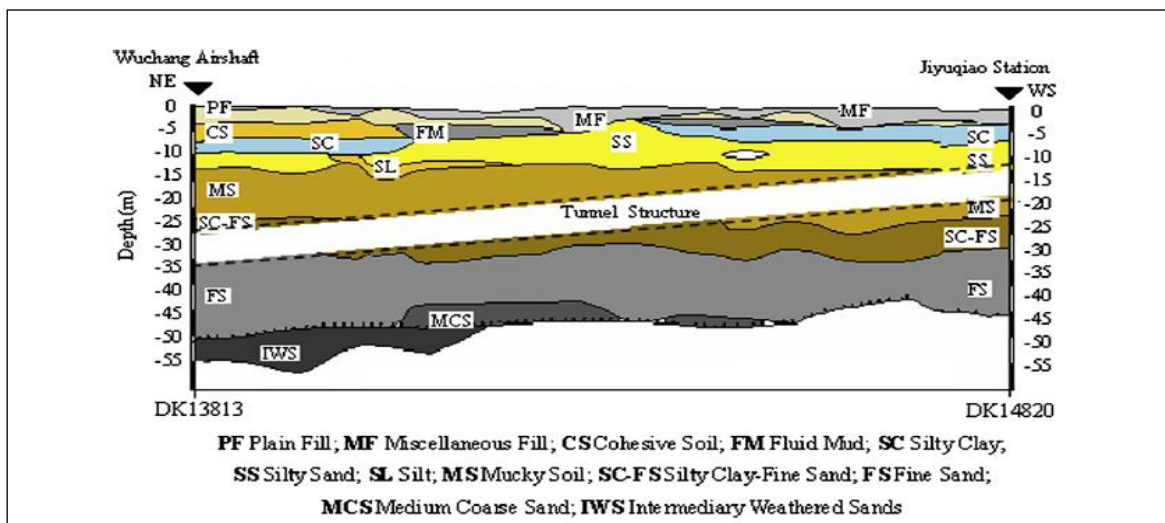


Figura 6. 79 Perfil geológico del túnel Jiangji (Guo J. et al., 2014)

La deformación del terreno se genera antes y después del paso del escudo. En la Figura 6.80 se relaciona el asiento máximo registrado en superficie durante la excavación del túnel Jiangji (Guo J. et al., 2014) en función de la profundidad del túnel normalizada con el diámetro de la excavación. En la Figura además se muestran los datos registrados en el túnel de Qiantang River (Lin et al., 2013). Parámetros de geometría del túnel tales como: la distancia del frente de excavación, la profundidad del eje del túnel desde la superficie y el diámetro de la excavación afectan a la deformación del terreno (Kim et al., 2001). De acuerdo con los

resultados de la Figura 6.80 vemos que en este caso estudiado a media que la profundidad de la excavación aumenta la deformación máxima registrada disminuye. Según (Guo J. et al., 2014) túneles más superficiales ($z_0/D < 2.5$) tienen un mayor efecto en la deformación del terreno. Sin embargo, túneles más profundos ($z_0/D > 2.5$) la deformación del terreno es generalmente limitada. Esta tendencia es difícil de observarse para los otros dos casos considerados (Qiantang river Tunnel) ya que el rango de profundidades en las que discurre el túnel es muy pequeño y no se observa ninguna tendencia clara.

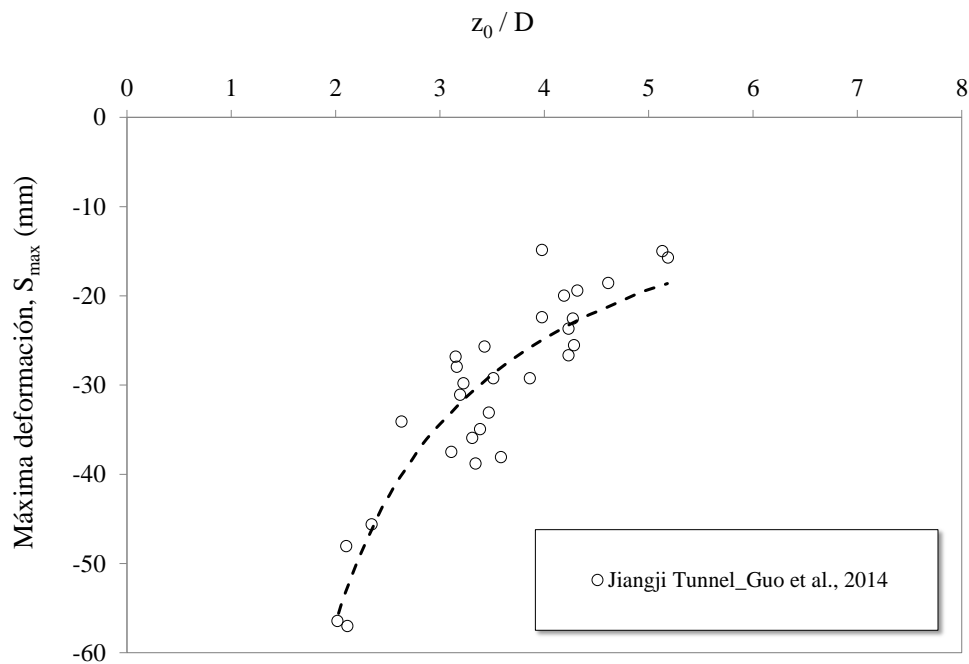


Figura 6. 80 Relación asiento vertical máximo en superficie en función de la profundidad del eje del túnel para el túnel de Jiangji (Guo et al., 2014)

En la Figura 6.81 se muestra la presión en el frente de excavación en función del máximo asiento registrado. La presión en el frente según Guo J. et al., 2014, entre otros, es el factor más importante ya que tiene un efecto directo sobre la deformación del terreno. En la Figura vemos que un aumento en la presión en el frente de excavación disminuye el asiento vertical máximo en la superficie del terreno.

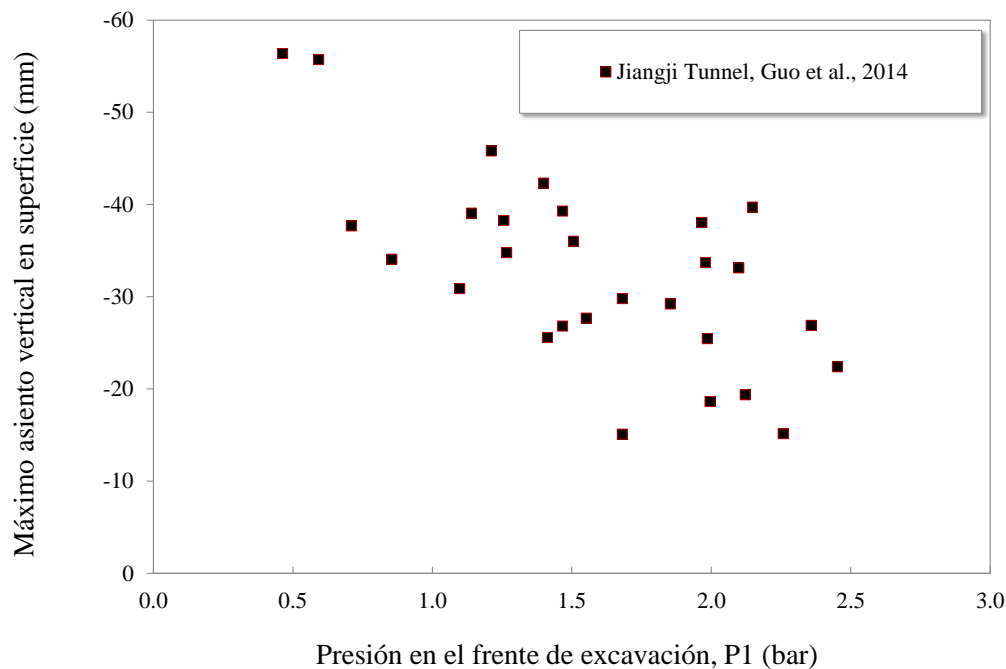


Figura 6. 81 Relación entre el máximo asiento en superficie registrado y la presión aplicada en el frente de excavación para el túnel Jiangji en China (Guo J. et al., 2014)

6.8 Proyectos de túneles en Italia

6.8.1 Línea 5 del metro de Milán

Introducción

En Italia, donde muchas de las ciudades se caracterizan por una alta densidad de población, un patrimonio arqueológico importante y la presencia de estructuras y edificios de gran valor histórico y monumental (Sebastianelli, M. et al., 2013), conduce en algunos casos, a restricciones y cambios técnicos que conllevan altos costes y demoras en el tiempo, pero esto, no impide la construcción de nuevas líneas de metro que mejoren la comunicación entre los habitantes de las principales ciudades italianas.

La ciudad de Milán, en concreto, con algo más de 1.3 millones de habitantes, siendo una de las densidades de población más alta de Europa, cuenta con cuatro líneas de metro y algo más de 100 km de extensión. En la actualidad se está realizando la Línea 5, una nueva línea de metro que conectará la zona norte de la ciudad con la zona oeste con un total de 12.6 km y 19 estaciones entre la estación de Bignami y la estación de San Siro Harar (Fargnoli, et al., 2013). El tramo estudiado de 1.3 km de longitud se encuentra entre la estación de San Siro Harar y la estación de Segesta (Figura 6.82).

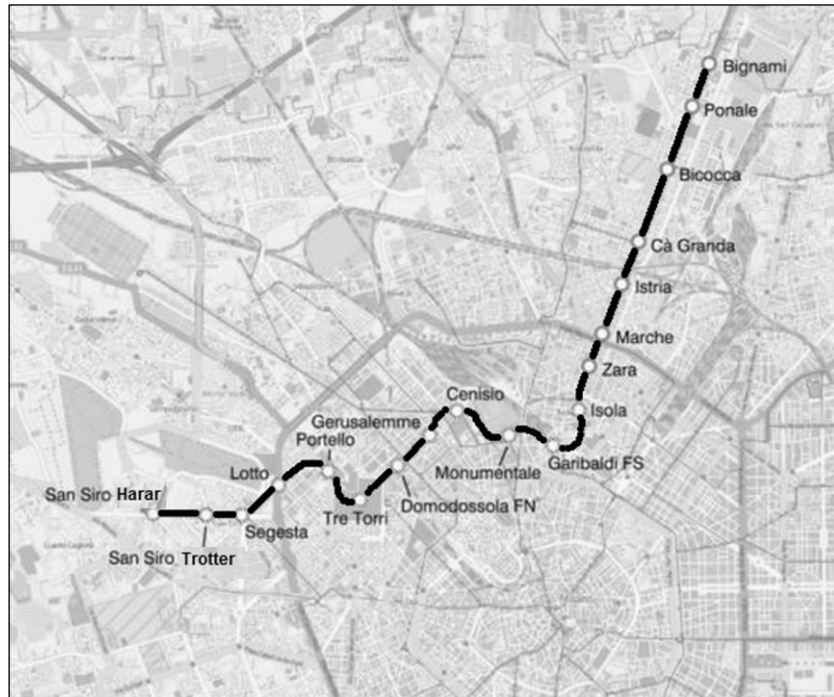


Figura 6. 82 La Línea 5 del metro de Milán (Fargnoli, et al., 2013)

Geometría de la Línea 5 de metro de Milán

La Línea 5 de metro de Milán consta de dos túneles excavados parcialmente bajo el nivel freático variando su profundidad entre $z_0 = -14$ a -20 m por debajo de la superficie del terreno, con una profundidad promedio de $z_0 = -15$ m y una separación entre ambos ejes de excavación de 15 m. Los túneles han sido excavados mediante máquina EPB con un diámetro exterior de 6.69 m en el frente y de 6.67 m en la cola del escudo. El revestimiento del túnel es mediante dovelas de hormigón de 1.4 m de longitud y 0.30 m de espesor. El diámetro exterior e interior es igual a 6.40 m y 5.80 m, respectivamente (Fargnoli, et al., 2013).

Geología de la Línea 5 de metro de Milán

La ciudad de Milán se sitúa en la llanura Padana sobre materiales glaciares y aluviales pertenecientes a la Formación aluvial del Pleistoceno. La parte superior de estos depósitos consisten principalmente en arenas y gravas, con un alto porcentaje de limos que incrementa con la profundidad. Por debajo de estos depósitos se encuentra material rocoso sedimentario del tipo: conglomerados y areniscas. A mayor profundidad, encontramos capas de arena y arcilla.

La nueva línea de metro se encuentra excavada a través de los depósitos de materiales granulares no-cohesivos de la formación superior formada principalmente por gravas y arenas con mayor o menor contenido de limo de origen fluvio-glaciar y aluvial. En la Figura 6.83 se muestra el perfil geológico que atraviesa el trazado de la Línea 5 de metro de Milán. Vemos que el túnel atraviesa arenas y gravas y en

algunos casos limos y que el nivel piezométrico varía entre 15 y 18 m de profundidad desde la superficie del terreno.

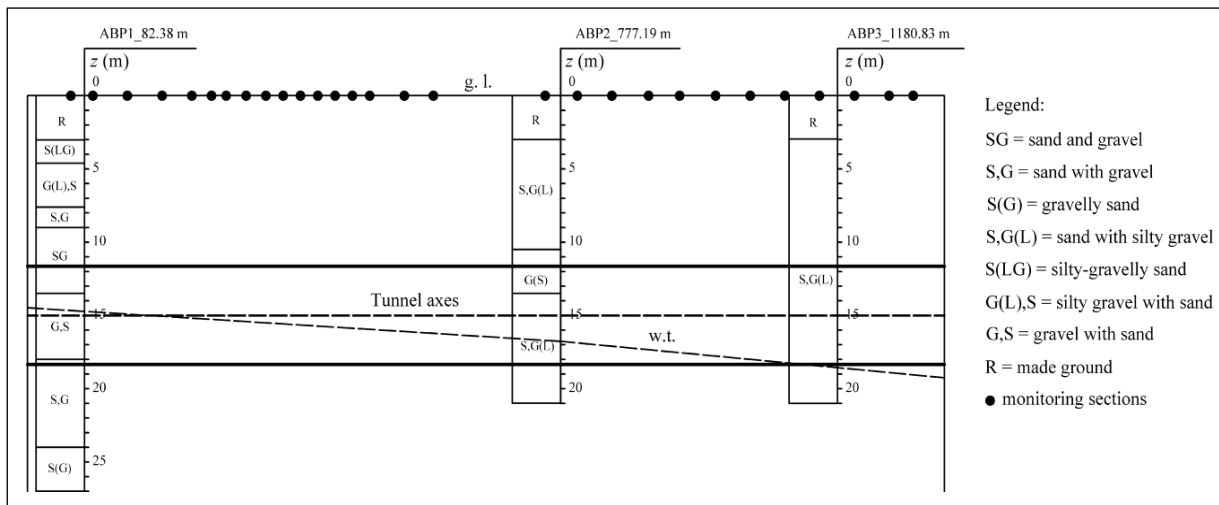


Figura 6. 83 Perfil geológico y línea 5 de metro de la ciudad de Milán (Fargnoli, et al., 2013)

El máximo asiento ($S_{vm\acute{a}x}$) registrado por la instrumentación de superficie situada en condiciones de 'greenfield' (se considera situación de greenfield, en ese caso, que cualquier edificio de la superficie se encuentra a no menos de 15 m del centro de la excavación) varía entre $S_{vm\acute{a}x}=-6.0$ mm y $S_{vm\acute{a}x}=-21.4$ mm con un valor promedio de $S_{vm\acute{a}x}=-12.4$ mm, mientras que la pérdida de volumen de terreno siempre es inferior a 0.9% con un valor medio de 0.5%. Por otro lado, la anchura de la cubeta de asientos (i) varía entre 5.25 m-6.00 m, el valor de K considerando la expresión de O' Reilly & New (1982) es igual a 0.35-0.40. La poca variabilidad en el rango de resultados indica unas condiciones del terreno muy uniforme (Fargnoli, et al., 2013).

En la Figura 6.84 se presentan los resultados de la pérdida de volumen de terreno (%) en función de la anchura de la cubeta de asientos transversales para el caso de la Línea 5 de metro de Milán.

En la Figura 6.85 y Figura 6.86 se relacionan los valores registrados de la presión en el frente de excavación (P1) y de la presión de mortero en la cola del escudo (P3) en función de la pérdida de volumen de terreno en la excavación de la Línea 5 de metro de Milán.

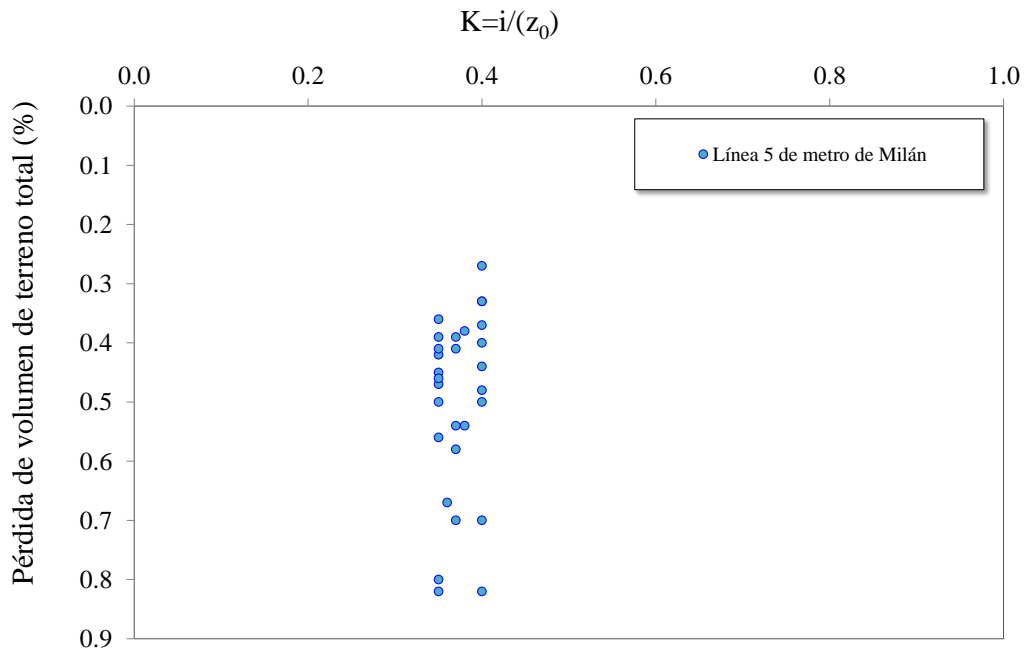


Figura 6. 84 Relación de los parámetros K y pérdida de volumen de terreno total para la construcción del metro de la Línea 5 de Milán (Fargnoli et al., 2013)

Vemos que existe mucha dispersión en los datos y no se observa ninguna tendencia que satisfaga el papel de la presión de frente en la mitigación de los asentamientos y con ello, la reducción de la pérdida de volumen de terreno. En el caso de la presión de mortero en relación a la pérdida de volumen, aunque también hay mucha dispersión se observa una ligera tendencia a disminuir la pérdida de terreno a medida que la presión de mortero aumenta, pero con los datos que se tienen no se podemos afirmar que un aumento de la presión de mortero contribuya a una pérdida de volumen de terreno menor (Figura 6.86).

Según Antiga A. & Chiorboli, 2009 un incremento de la presión conduce a un valor más alto en la estabilidad del frente pero no garantiza un descenso en los asentamientos. Esto resulta consistente con los datos mostrados en la Figura 6.85 y Figura 6.86.

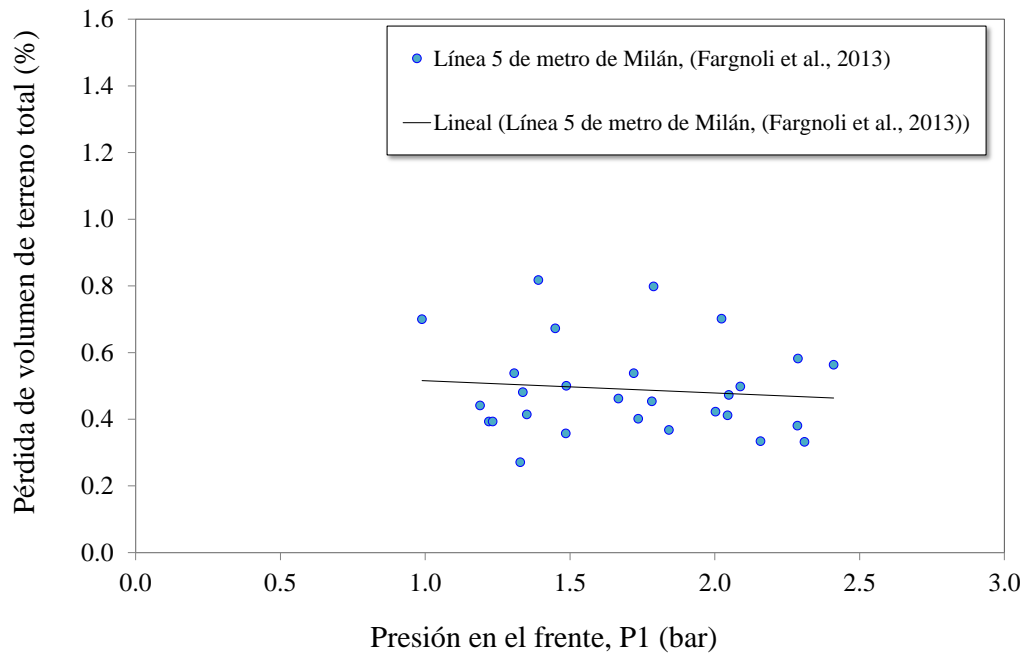


Figura 6. 85 Relación entre la pérdida de terreno y la presión en el frente de excavación de la Línea 5 de metro de Milán (Fargnoli et al., 2013)

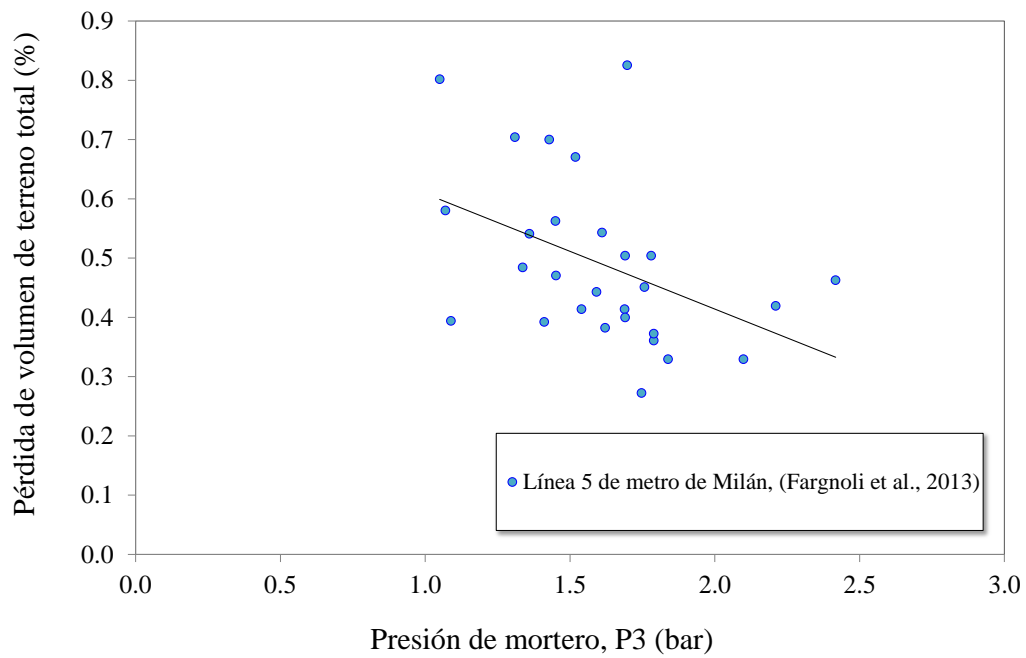


Figura 6. 86 Relación entre la pérdida de terreno y la presión de mortero aplicada en la cola del escudo en la excavación de la Línea 5 de metro de Milán (Fargnoli et al., 2013)

6.8.2 Ampliación de la Línea 1 del metro y el Passante Ferroviario en la ciudad de Milán

Entre el año 2004 y 2005, se realizó la ampliación del nuevo tramo de la Línea 1 de metro en Milán entre la estación Molino Dorino hasta la zona ferial situada fuera del área metropolitana de Milán en la población de Rho (Figura 6.87). La longitud del trazado fue de 2.1 km, caracterizada por la presencia del nivel freático a 12 m por encima de la excavación. La profundidad del túnel (z_0) varía entre 10-20 m.

En concreto, para la ampliación de la Línea 1 de metro de Milán se excavaron dos túneles mediante el empleo de máquina EPB de 6.56 m. Este método ya había sido empleado con anterioridad durante la construcción del “Passante ferroviario” (línea de ferrocarril subterránea) con una longitud aproximada de 4 km con dos túneles de diámetro 8.03 m y con profundidades de $z_0=4$ m y $z_0=16$ m.

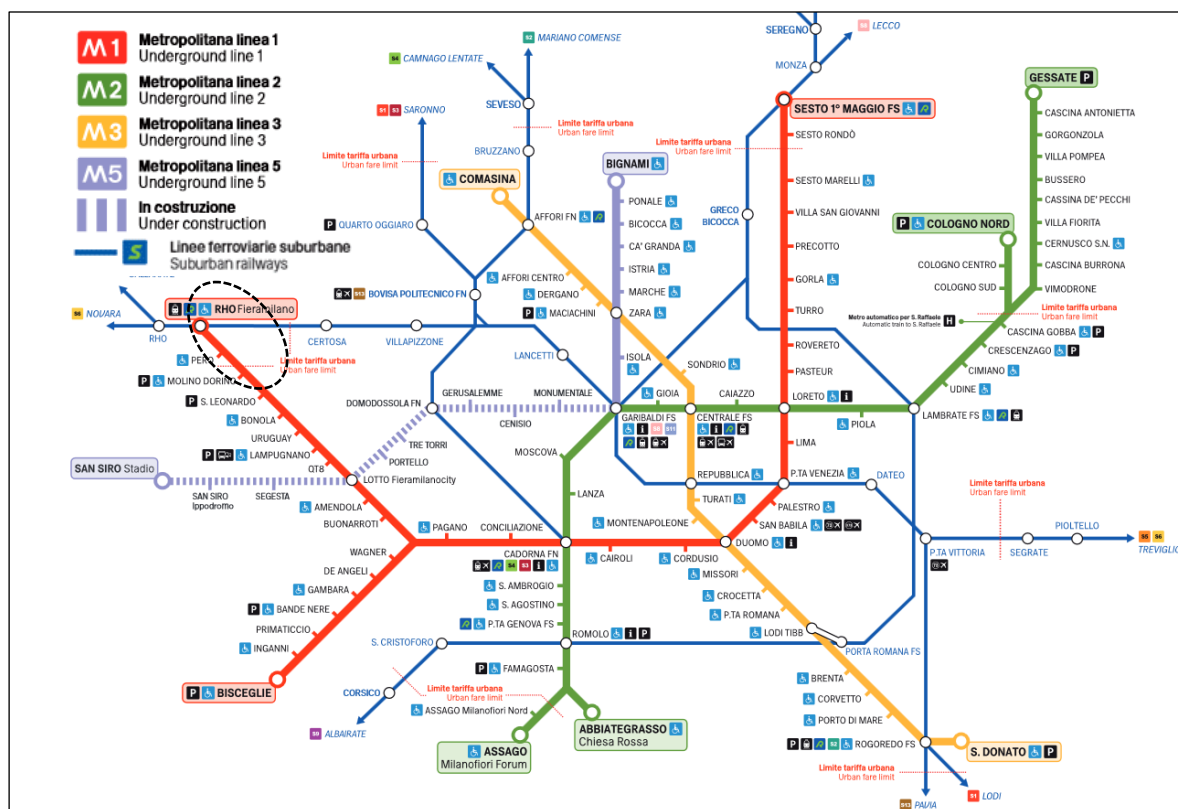


Figura 6. 87 Red de metro y ferrocarril del área metropolitana de Milán

Como hemos comentado anteriormente en el caso de la Línea de metro de Milán. El área de la ciudad se encuentra caracterizada por depósitos fluvio-glaciares de gran potencia (50-60 m) de grava y arena con una densidad media a alta (más información ver apartado Línea 5 de Milán).

Los asientos transversales y longitudinales han sido analizados, tanto para el caso de la Línea 1 de metro como para el Passante Ferroviario en la ciudad de Milán. En la Figura 6.88 se representa el valor de la anchura de la cubeta de asientos transversales (i) en función de la profundidad del túnel (z_0) para ambos

casos. En el mismo gráfico también se representa la regresión propuesta por O'Reilly y New (1982). Nótese que para el caso de la Línea 1 y el Passante Ferroviario de Milán, existe una buena concentración de los datos alrededor de la línea de regresión propuesta por O'Reilly y New (1982) (ecuación 6.1). De tal manera, que el suelo del área de Milán adquiere un rango de valores de K entre (0.43-0.46), mostrando ser un terreno muy uniforme.

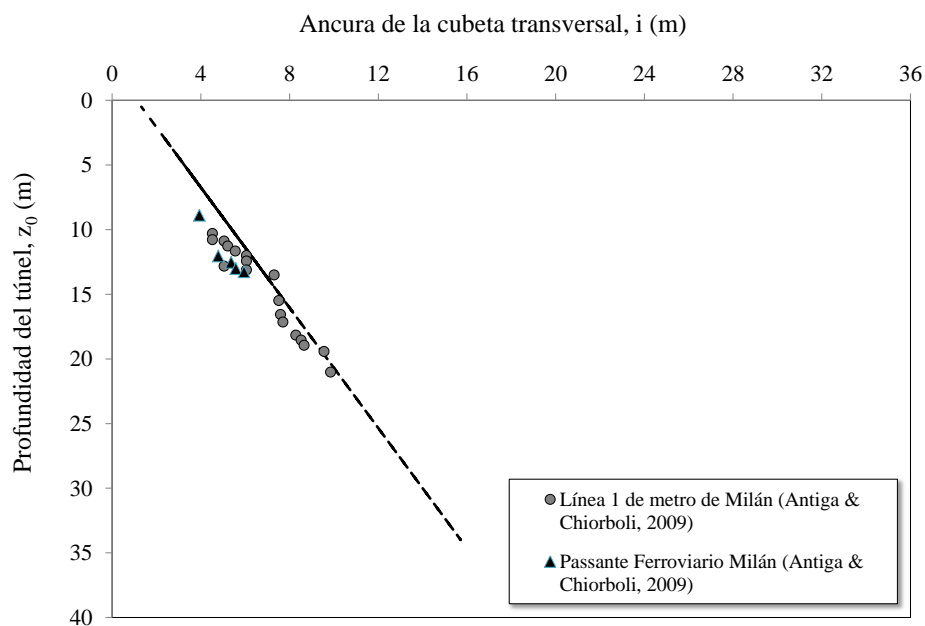


Figura 6. 88 Variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales en superficie (i) con la profundidad (z_0) para diferentes túneles analizados en O'Reilly y New (1982) en suelos cohesivos, para la Línea 1 del metro (Antiga & Chiorboli, 2009) y el Passante Ferroviario de Milán (Antiga & Chiorboli, 2009)

6.9 Proyectos de túneles en Egipto

6.9.1 Proyecto de la Línea 2 de metro en el Cairo

Introducción

Durante los últimos 15 años han sido muchos los proyectos de túneles realizados bajo los terrenos blandos de Egipto. En estos proyectos se incluyen túneles para el sistema de recogida de aguas residuales, para la conducción de redes o simplemente para la movilidad de las personas en zonas urbanas densamente pobladas. Se espera que en los próximos 10 años continúen las excavaciones con la finalidad de completar el plan de infraestructuras previsto en el país (El-Nahhas F.M., 1999).

En la actualidad, la ciudad del Cairo, cuenta con el área metropolitana más poblada de todo el continente africano con algo más de 16 millones de habitantes, la utilización del espacio subterráneo se hace, en este

caso, imprescindible para solventar los problemas del tráfico y para ampliar las zonas de estacionamiento en las zonas más congestionadas de la ciudad. Por ese motivo, que a mediados de los años 90 se ideó la construcción de la nueva Línea 2 de metro en la ciudad del Cairo, que completaba a la ya existente Línea 1 realizada a finales de los años 80, resultado de la unión de dos vías de superficie y un túnel ya preexistentes. Esta Línea 1, circula en su mayor parte por la superficie (40.5 km), salvo el tramo que pasa por el centro de la ciudad, el cual es subterráneo con un longitud de 3 km. Tiene 33 estaciones y une el barrio de El-Marg con la zona industrial de Helwan, al sur. El tramo subterráneo se encuentra bajo el distrito de Al-Azhar en la zona centro del Cairo.

La Línea 2, objeto de análisis en esta tesis, se empezó a construir a mediados de los años 90 como hemos comentado, en ese momento unía el barrio obrero de Shubra, en el centro de la ciudad con la Universidad de El Cairo, años más tarde se extendió hasta la vecina ciudad de Guiza. La línea 2 (de color amarillo, Figura 6.89), se abrió al público en cuatro fases, entre 1996 y 2000. Tiene 19 km y 18 estaciones e incluye el primer túnel que cruza el río Nilo. Su recorrido es subterráneo salvo dos pequeños tramos en Shubra. En la Figura 6.89 se presenta las dos líneas de metro (L1) y (L2) y la Línea L3, en construcción, que unirá el barrio de Imbaba con la Universidad de al-Azhar y más adelante se prolongará hasta el aeropuerto, en Heliópolis.

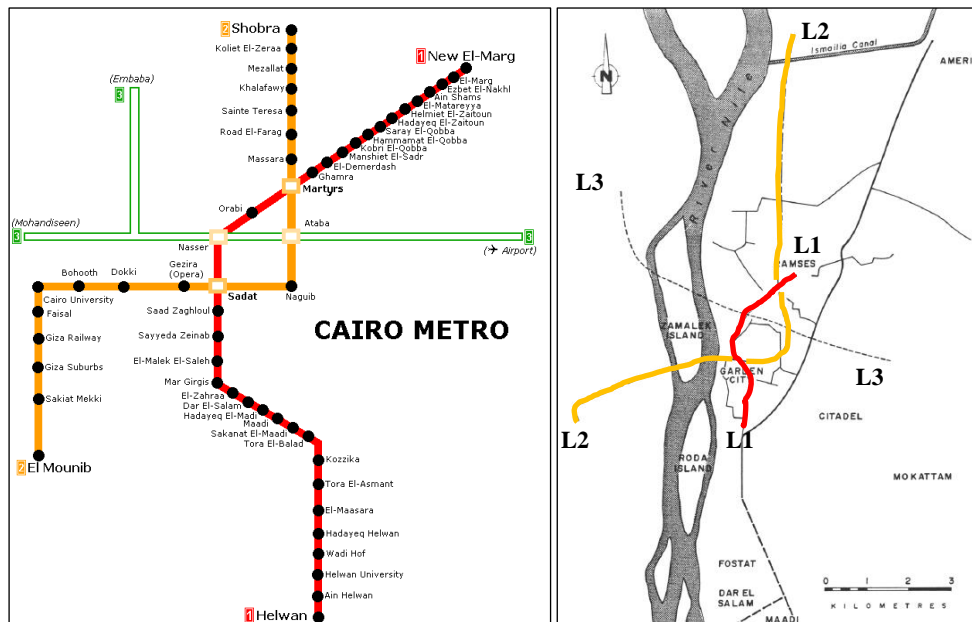


Figura 6. 89 Proyecto del metro en la ciudad del Cairo (El-Nahhas F.M., 1999)

Geometría de la Línea 2 de metro en la ciudad del Cairo

La Línea 2 de metro bajo la ciudad del Cairo con 18.3 km de longitud consta de 18 estaciones, 12 de ellas subterráneas. El túnel de doble sentido se excavó con un diámetro interior de 9.15 m y un diámetro exterior de excavación de 9.48 m, con la ayuda de dos máquinas tuneladoras del tipo escudo de lodos betoníticos bajo el nivel freático (Abdel Salam, 1992; Burchell, A. & Richards, 1994). La línea empieza en la superficie en Shubra El-Kheima, seguidamente transcurre hacia el sud por el viaducto descendiendo a través del Canal de Ismailia. El tramo ya subterráneo continúa hacia la zona sur hasta el centro de la ciudad, donde gira hacia el oeste y atraviesa el río Nilo hacia Giza. El final del trazado se encuentra en la estación de El Mounib.

En tres de los sitios instrumentados y discutidos en el artículo (Hamza, Ata, & Roussin, 1999) la cobertura media relacionada con el diámetro de la excavación fue igual a 1.2.

Geología de la Línea 2 de metro en la ciudad del Cairo

Las condiciones del subsuelo a lo largo del trazado de la Línea 2 de metro en la ciudad del Cairo puede describirse de manera general como depósitos aluviales del río Nilo, seguidos de capas de arcilla cohesiva, limos y arenas limosas seguidas de arenas a la profundidad que se encuentra el túnel. A continuación, se describen con algo más en detalle las cuatro capas que conforman el perfil estratigráfico:

- Layer 1: Material de relleno o suelo formado por asfalto, ladrillos rojos rotos en una matriz de limos arenosos y arcilla con porcentajes variables. El espesor de esta capa varía entre 0.5 m–3 m por debajo del nivel natural de superficie.
- Layer 2: Arcillas, las cuales pueden clasificarse como arcillas limosas y ocasionalmente limos arcillosos, incluyendo partículas de calcárea y materia orgánica en algunos puntos. El espesor de esta capa varía de 0.5 m–4 m.
- Layer 3: Arenas finas, micácea limosa y arenas finas con lentejones de limo arenoso arcilloso. Esta capa tiene un espesor que varía entre 2 m y 6 m.
- Layer 4: Arena, ligeramente gruesa a medio gruesa. Esta capa se extiende al final de los sondeos de investigación entre 30m y 51m.

En la Figura 6.90 se muestra un perfil geológico típico del subsuelo del Cairo, en él se observa la profundidad de cada capa de suelo, la profundidad del nivel piezométrico y la profundidad media de la

excavación de la Línea 2 de metro y en la Tabla 6.6 se presenta una media de las propiedades geotécnicas de los depósitos en el Cairo.

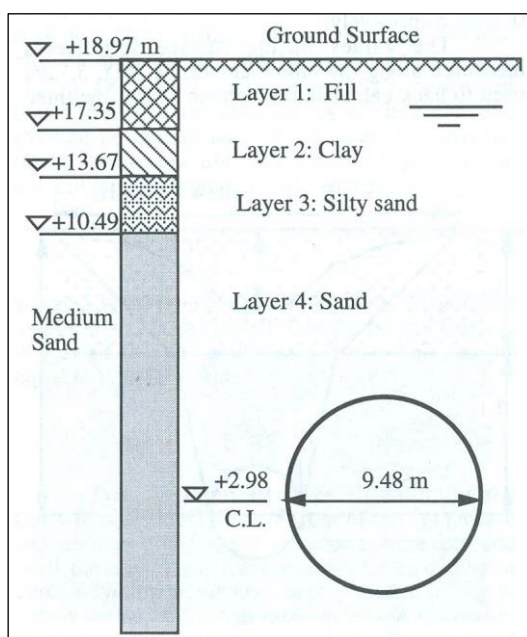


Figura 6. 90 Perfil de suelo que atraviesa la Línea 2 de metro en la ciudad del Cairo (Lot 12 en Pk 3.358) (Hamza M., Ata A., 1999)

Capa	Relleno	Arcilla-Limosa	Arena media	Arena densa
Peso Específico (KN/m ³)	16.5	17	18	18.5
Humedad (%)	38	32	22	N/A
% Arcilla	25	40	7	0
% Limo	30	45	15	5
% Arena	23	15	78	95
% Grava	22	0	0	0
Límite Plástico (%)	30	25	-	-
Límite Líquido (%)	50	60	-	-
Permeabilidad (m/s)	3.5*10 ⁻⁸	10 ⁻⁶	3*10 ⁻⁵	2*10 ⁻⁴
Resistencia de corte no drenado (kPa)	50	60	-	-
Cohesión (kPa)	N/A	10.0	-	-
Ángulo de fricción interno (°)	N/A	20-30	25	30
SPT	4-20	11	20	35
Módulo de Young (MPa)	5	4	25	80

Tabla 6. 6 Propiedades geotécnicas de los materiales en el Cairo (El-Nahhas, 1999) y (Abdel-Baki, S. et al., 1996)

A partir de los datos de asiento registrados en la Línea 2 de metro del Cairo, se realizaron las cubetas transversales de asiento perpendiculares al eje del túnel y se observó que el rango medio de la anchura de la cubeta de asientos (i) varía entre 5.8 m y 8.3 m (Hamza et al., 1999). También se observó que los datos de campo distaban de los resultados predichos anteriormente. Se cree que el motivo pudo estar debido a que el subsuelo de la ciudad del Cairo no es homogéneo, en este aspecto, se modificó la estimación de asientos y la pérdida de terreno teniendo en cuenta un caso con un perfil de suelo formado por dos estratos: un primer estrato con un material sin cohesión (que representa la capa de arenas) y un segundo estrato con una capa cohesiva (que representa la capa de arcillas) de tal manera que se recalculó el nuevo valor de la anchura de la cubeta de asientos transversales (i) de la manera siguiente:

$$\frac{i}{a} = K \left(\frac{z}{2a} \right)^n \quad 6.2$$

donde:

a es el radio del túnel, K y n son parámetros empíricos que dependen del tipo de suelo por encima del eje de la excavación

Debido a que el perfil del túnel del Cairo consiste generalmente en un terreno de relleno y capas cohesivas sobre una capa de suelo granular, se ha tomado los siguientes valores de K y n (Tabla 6.7):

Capa Superior (Attewell, 1981)	Arcilla	$K_c=1$	$n_c=1$
Capa Inferior (Attewell, 1981)	Material sin cohesión	$K_s=0.63$	$n_s=0.97$

Tabla 6. 7 Valores de los parámetros K y n en función del material de (Hamza et al., 1999) a partir de (Attewell, 1981)

Finalmente, el valor de K y n se estima según la ecuación siguiente:

$$K = \frac{C K_c + S K_s}{C + S} \quad \text{y} \quad n = \frac{C n_c + S n_s}{C + S} \quad 6.3$$

En la Figura 6.91 se presenta la variación de la anchura de la cubeta de asientos (i) en función de la profundidad de la excavación (z_0) para el proyecto de la Línea 2 de metro del Cairo. En el caso de la Línea 2 de metro del Cairo, los valores han sido calculados según las expresiones 6.3.

En vista de los resultados vemos que en el caso de la Línea 2 de metro en la ciudad del Cairo, los resultados tienen mucha dispersión. Según los datos registrados por la instrumentación instalada en dos zonas de la

Línea 2 en la ciudad del Cairo, se observó que la pérdida de volumen de terreno fue del 0.1% al 1.0% con un valor medio de 0.5% y un asiento máximo no inferior a los $S_{vm\acute{a}x}=-20$ mm. Las predicciones realizadas sobreestimaron la pérdida de volumen real, por ese motivo se decidió recalcular la pérdida de volumen de terreno en función a un perfil geotécnico no homogéneo, formado por diferentes estratos, de tal manera, que se calcula el nuevo valor de K con las expresiones 6.3 vistas anteriormente (Hamza et al., 1999) y (Ata A., 1996).

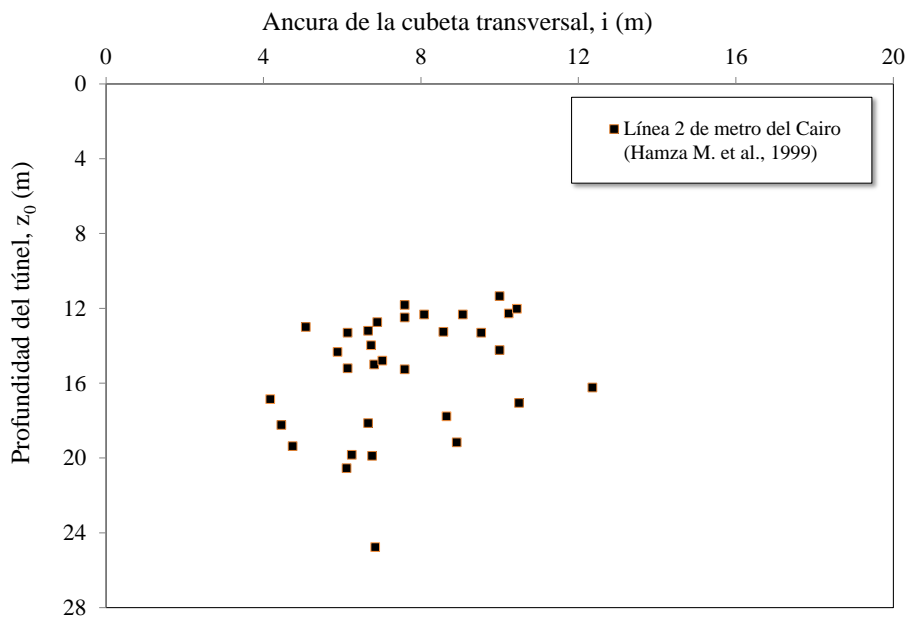


Figura 6. 91 Variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales en superficie (i) con la profundidad (z_0) para diferentes túneles analizados en O'Reilly y New (1982) en suelos cohesivos, Línea 2 de metro en la ciudad del Cairo (Hamza et al., 1999)

En la Figura 6.92 se grafica la pérdida de volumen de terreno en función del espesor de la capa cohesiva (material arcilloso) y de la profundidad de la excavación (z_0) para el caso de la Línea 2 de metro en la ciudad del Cairo y la Línea 9 de metro en Barcelona. En este último caso, ya que la capa de arcillas es atravesada en muchos casos por la traza del túnel, se ha considerado como espesor de la capa cohesiva, los metros que existen de arcilla hasta el eje de excavación.

En vista de los resultados vemos que en el caso de la Línea 2 de metro en la ciudad del Cairo la pérdida de volumen de terreno debida al proceso de excavación decrece a medida que el espesor de la capa de arcillas por encima de la excavación aumenta. En el caso de la Línea 9 de metro de Barcelona, no vemos una tendencia tan clara, pero si podemos afirmar que, en el caso de la existencia de arcillas por encima del eje de la excavación, la pérdida de volumen de terreno no supera el 0.45%. En cambio, en el caso de que no

exista capa de arcillas por encima del eje de excavación se producen pérdidas de volumen de terreno mayores (Figura 6.92).

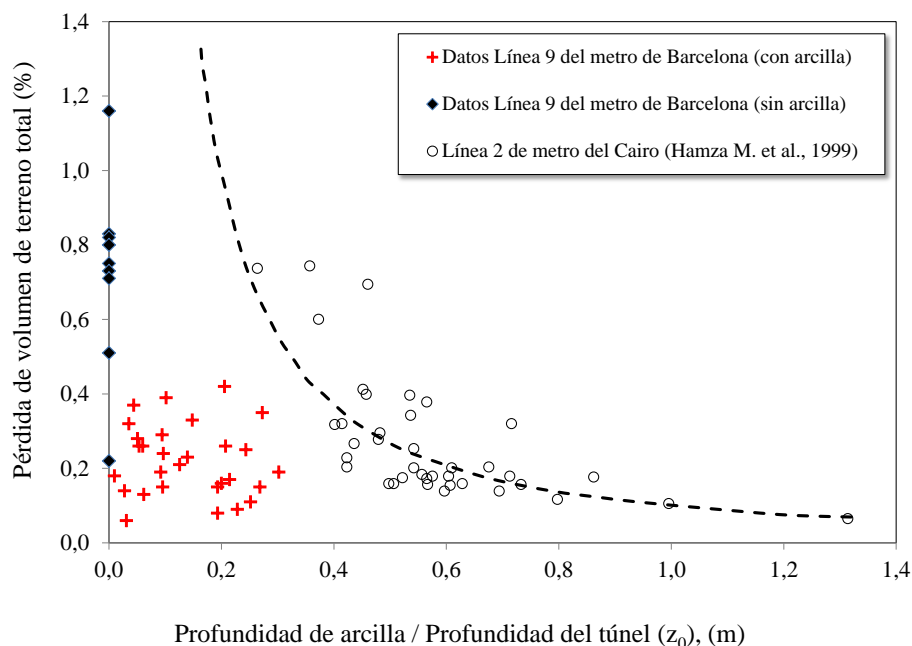


Figura 6. 92 Efecto del espesor de arcilla hasta el centro de excavación sobre la pérdida de volumen de terreno para el caso de la Línea 2 de metro en el Cairo (Hamza et al., 1999) y la Línea 9 del metro de Barcelona

6.10 Proyectos de túneles en Turquía

6.10.1 Proyecto de la Línea Otogar-Kirazli de metro en Estambul

Introducción

La ciudad de Estambul, una megalópolis con algo más de 14 millones de habitantes se caracteriza por una mezcla de patrimonio histórico y urbanización descontrolada. El mayor problema de Estambul es la movilidad. Mucha parte de ello es debido también a su ubicación, dividida por el Bosphorus, que separa en dos partes la ciudad de Estambul, uniendo el mar de Mármara con el mar Negro y que separa físicamente Asia de Europa. Hasta hace unos años la única posibilidad de conectar directamente las dos partes de la ciudad es el uso de sus dos puentes que sufren una alta congestión, o como alternativa, utilizar las diversas travesías en ferry entre las dos orillas del Bosphorus. En este contexto, la línea de metro Otogar-Kirazli será la nueva columna vertebral del sistema de transporte público en la parte europea de la ciudad (Figura 6.93).

Geometría de la Línea Otogar-Kirazli de Estambul

La línea de metro entre Otogar y Kirazli consta de 5.77 km. De estos 5.77 km, 3.87 km son excavados con dos túneles gemelos, 0.62 km pertenecen a estaciones realizadas con la técnica Cut & Cover y 1.28 km son en superficie.

Los dos túneles gemelos son excavados mediante dos tuneladoras EPB de 6.3 m de diámetro exterior y de 5.7 m de diámetro interior con una distancia de 14.3 m entre centro y centro. El revestimiento empleado es mediante dovelas de hormigón con una longitud de 1.4 m y un espesor de 0.30 m.

La profundidad de la excavación varía entre $z_0=8.8$ m y $z_0=43.2$ m. En la Figura 6.93 se observa la nueva extensión de metro en el lado europeo de la ciudad de Estambul entre Otogar y Kirazli y en la Figura 6.94 se muestra una sección tipo de los dos túneles excavados.



Figura 6. 93 Ruta principal de la Línea de metro Otogar-Kirazli en la ciudad de Estambul (Ocak, 2012)

Geología de la Línea Otogar-Kirazli de Estambul

La geología en este estudio está compuesta (desde la superficie hacia abajo) por material de relleno, arena, arena muy densa, arcilla y arcilla dura ambas arcillas de la Formación Gungoren. En la Figura 6.94 se muestra la geología del área de estudio y en la Figura 6.95 se muestra una sección tipo tanto de la geometría como de la geología que atraviesa la excavación (Ocak, 2012).

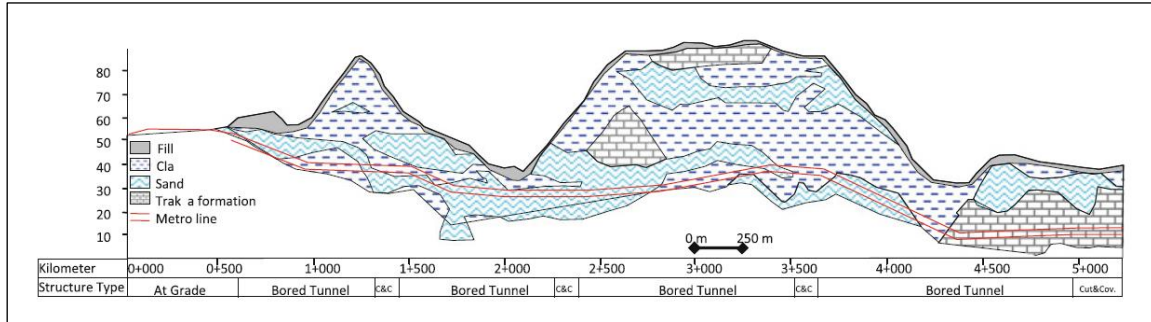


Figura 6. 94 Geología de la traza del túnel entre la estación de Otogar y la estación de Kirazli en la zona norte de la ciudad de Estambul (Ocak, 2012)

El material de relleno consiste en arenas, arcillas, gravas y material de masonería. La capa de arenas marrón en los niveles más superficiales y amarillo verdoso en los niveles más profundos se compone de arcilla, limo y mica. La capa de arena muy densa de color amarilla verdosa contiene mayor cantidad de mica en su composición. A continuación, la capa de arcillas de la Formación Gungoren de color verde grisácea incluye gravas y arenas. La capa base del túnel está compuesta por arenas y arcillas duras verdosas con fósiles marinos tales como conchas, caracoles etc... Las propiedades geotécnicas de estos materiales se detallan en la Tabla 6.8. El nivel freático es variable, pero generalmente se encuentra a 4-5 m por debajo de la superficie del terreno.

En la Figura 6.95 se detalla la geometría tipo de los dos túneles gemelos que conforman la línea de metro entre Otogar y Kirazli, su profundidad, diámetro, separación, profundidad y columna estratigráfica de los diferentes materiales que conforman el perfil.

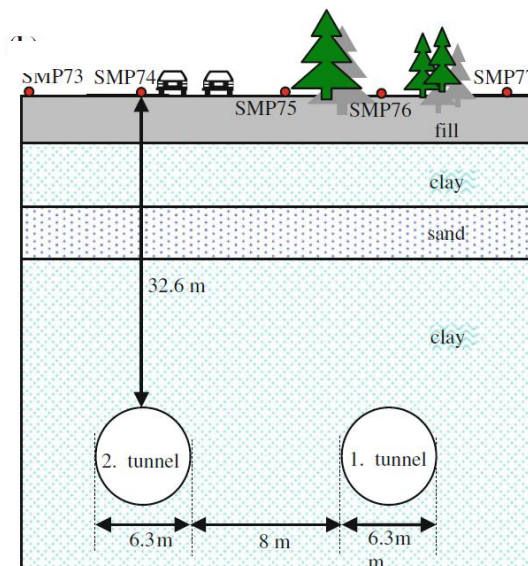


Figura 6. 95 Sección tipo y geología de la línea de metro entre Otogar y Kirazli (Ocak, 2012)

Capa	Peso específico (KN/m ³)	Módulo de Young E (MPa)	Cohesión c (kPa)	Porosidad (n)	Ángulo de rozamiento interno (°)	Humedad (W) (%)	SPT
Relleno	18.0	5	1	0.30	10	-	10
Arena	18.3	25	1	0.25	35	-	40
Arena muy densa	18.5	30	1	0.30	30	31	45
Arcilla	16.5	20	20	0.35	14	-	60
Arcilla dura	17.2	28	25	0.40	20	35	70

Tabla 6. 8 Propiedades geotécnicas del subsuelo de la zona norte de la ciudad de Estambul (Ocak, 2012)

Durante la excavación del primer y segundo túnel de la línea de metro entre Otogar y Kirazli la variación de los asientos en superficie fue similar. Los asientos empezaron a producirse cuando la tuneladora se encontraba a menos de 20 m de la sección monitorizada. Algunos puntos del trazado mostraron pequeños levantamientos con un máximo valor de +3.3 mm, similares resultados se obtuvieron para el caso de la Línea 9 de metro en Barcelona.

En el caso de la línea de metro entre Otogar y Kirazli el asiento máximo se produjo cuando el primer túnel pasó aproximadamente entre 20-30 m de la sección monitorizada. En este tipo de materiales arcillosos de la Formación Gungoren se comprobó que los movimientos en la superficie ocurren mientras la tuneladora se encuentra entre 20 m por delante y 20 m por detrás de la sección monitorizada. En el caso de la Línea 9 de Barcelona, este intervalo es mayor, si bien es cierto que se puede considerar que el movimiento en superficie empieza entre los 20 y los 50 m por delante de la sección monitorizada, en el caso de la cubeta longitudinal de asientos finales por detrás del paso de la tuneladora por la sección de estudio, este intervalo es mucho mayor alcanzando un valor medio entre 100-300 m (ver Capítulo 4). En el caso del asiento llamado a corto plazo este se produce entre los 20-50 primeros metros una vez pasada la tuneladora EPB.

Después de la excavación del primer túnel entre Otogar y Kirazli se excavó el segundo túnel y los asientos en superficie en el primer túnel se reactivaron. Sin embargo, el efecto fue menor que en el caso del primer túnel. Según Ocak, 2012 el efecto del segundo túnel sobre el primero en cuestión de asientos en superficie se refiere, fue del 35%. Por ese motivo, en esta tesis únicamente se presentarán los movimientos recogidos por el primer túnel y la primera tuneladora en excavar para poder comparar estos datos con los datos de la Línea 9 de metro de Barcelona como se verá más adelante.

En la Figura 6.96 se representa el asiento máximo registrado y el asiento en el frente de excavación de la Línea Otogar-Kirazli de Estambul en función de la profundidad de la excavación normalizada con el diámetro de la excavación. Vemos que cuando los valores (z_0/D) son similares, el asiento máximo y el

asiento en el frente de excavación registrado es muy parecido para todos los casos analizados. En el caso de la presión aplicada en el frente de excavación (P1), vemos que para el caso de la Línea 9 de metro de Barcelona este valor es algo superior al resto de casos analizados consiguiendo que la mayor parte de asientos registrados no superen los $S_{vmax}=-15$ mm y los $S_{vface}=-5$ mm en el frente de excavación (Figura 6.97).

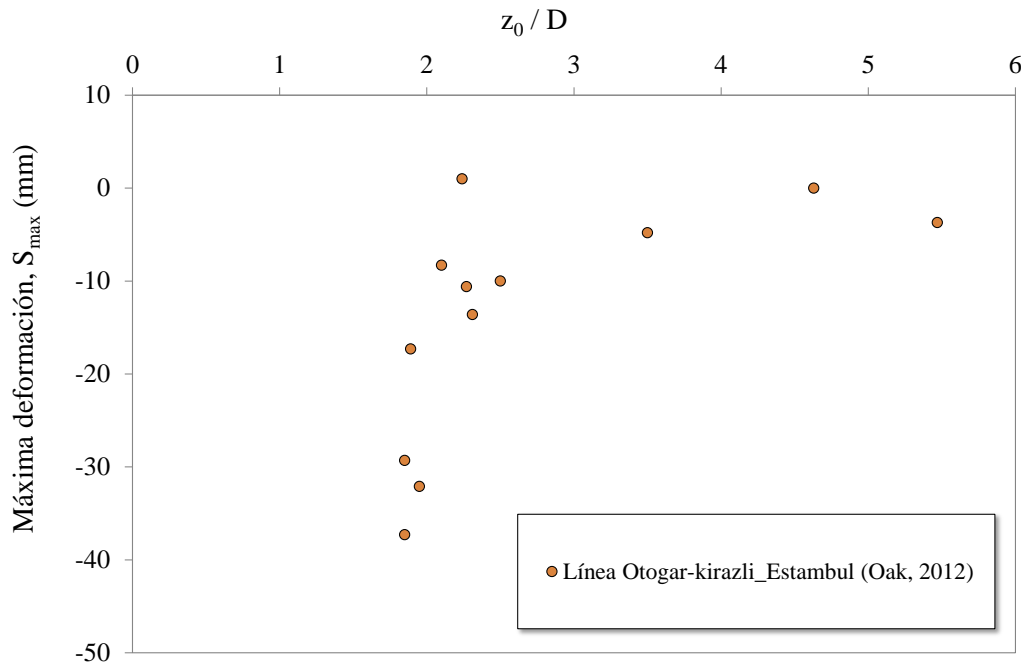


Figura 6. 96 Relación asiento vertical en el frente de excavación en función de la profundidad del eje del túnel para el túnel de la Línea Otogar-Kirazli en Estambul (Oak, 2012)

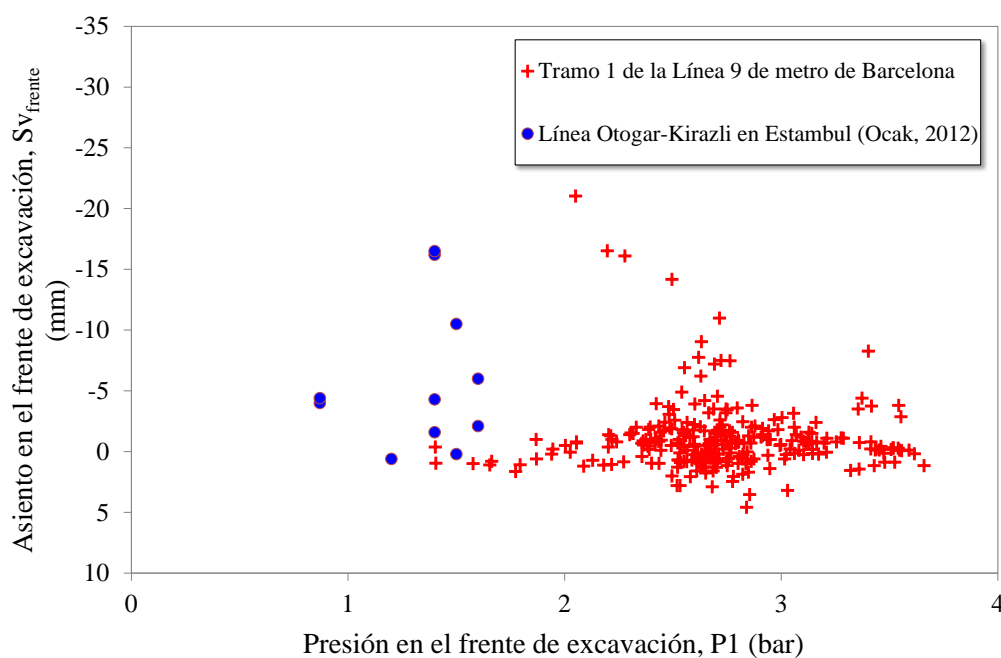


Figura 6. 97 Relación asiento vertical en el frente de excavación en función de la presión en el frente de excavación (P1) para el túnel de la Línea Otogar-Kirazli en Estambul (Ocak, 2012) y la Línea 9 de Barcelona

6.11 Comparación de los casos de excavaciones mostrados con el Tramo 1 de la Línea 9

Se compararán los datos de la Línea 9 de metro de Barcelona en el Tramo 1, con las diferentes Líneas de metro descritas en el Capítulo. Para una mejor comprensión, las comparaciones se realizarán por tipo de terreno excavado. Diferenciaremos entre suelos arenosos, suelos arcillosos rígidos, suelos blandos y rocas blandas. Naturalmente, las comparaciones más relevantes son para el caso de suelos blandos, pero se consideran también de interés las comparaciones con otros entornos geológicos. Al final del apartado se presenta una Tabla con el resumen de todos los datos presentados.

MATERIALES BLANDOS

Se considera material blando desde un punto de vista de ejecución de túneles, aquel que necesita de sostenimiento. Los materiales atravesados por la Línea 9 de metro de Barcelona en el Tramo 1 estudiado en esta tesis se consideran materiales blandos.

En este apartado se mostrarán los resultados de excavaciones en materiales blandos ya mostrados anteriormente en este capítulo, pero ahora los compararemos con los datos resultados del Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona.

En la Figura 6.98 se presenta el volumen de asientos (en términos de pérdida de volumen) obtenidos a partir de las medidas registradas en el terreno en las diferentes ampliaciones de la red de metro de Madrid excavados en materiales blandos (Línea Metro Sur, Línea 5 Alameda Osuna y Línea 1 PAU Vallecas) y los datos registrados en la excavación del Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona.

En vista de los datos, cuando la profundidad del túnel es mayor a dos diámetros, la pérdida de volumen de terreno para los casos analizados en las diversas ampliaciones de metro de Madrid y el Tramo 1 de la Línea 9 de Barcelona, raramente supera el 1%. En el caso de la ampliación de la Línea 11 de metro de Madrid, y la ampliación Metro Norte existe más dispersión en los datos registrados. La Línea 11, en particular, atraviesa un perfil geológico más heterogéneo registrando unas mayores pérdidas de volumen de terreno que en el resto de ampliaciones (Figura 6.98).

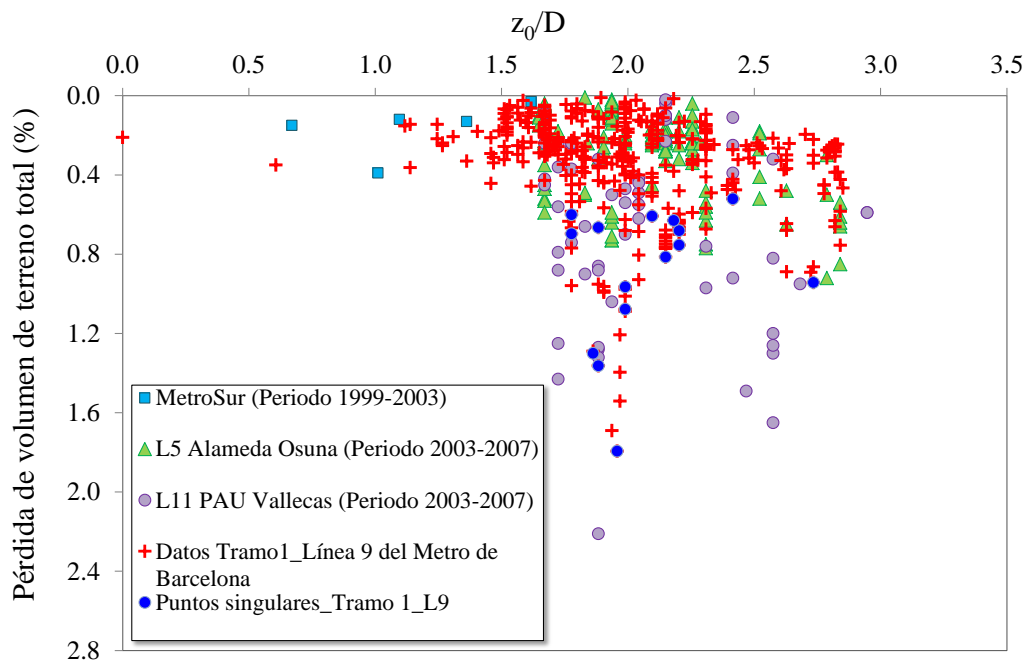


Figura 6. 98 Evolución de la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (1999-2007) en terrenos arcillosos y los datos de la Línea 9 de metro de Barcelona

A continuación se presenta en la Figura 6.99 una comparativa entre los resultados del valor de K versus la pérdida de volumen de terreno total determinada en los dos túneles que conforman el proyecto CR3 del metro de Kaohsiung en Hsiung (2011), la excavación del proyecto de alta velocidad CH218 (Moh et al., 1996), el proyecto CA450A (Gui et al., 2013) en Taipéi (Taiwan), Qiantan River (Lin et al., 2013) en China y la Línea 5 de metro de Milán (Fargnoli et al., 2013) comparados con los resultados determinados en el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona.

Los materiales atravesados son materiales blandos en todos los casos y la profundidad a la que se encuentra el centro de la excavación es similar.

Como se observa en la Figura, los datos de pérdida de volumen en este caso, son superiores a los datos calculados en la excavación del Tramo 1 de la Línea 9 del metro de Barcelona, en especial el caso de la excavación CA450A en Taipéi, la cual, al tratarse de una excavación del tipo DOT, la presión de tierras aplicada en el frente de excavación adoptada en una sección circular resultó ineficaz para controlar el asiento en la superficie del terreno (Wu, P.C. et al., 2011).

Vemos que para el caso de Qiantang River Tunnel (Lin C., et al., 2013), la anchura de la cubeta de asientos transversales es más estrecha que para el caso de la Línea 9 de metro de Barcelona. En ambos casos, la cobertura es similar, pero en el caso de la Línea 9, el material atravesado es algo más arenoso, lo que indica el material excavado puede tener alguna influencia en la anchura de la cubeta de asientos transversales.

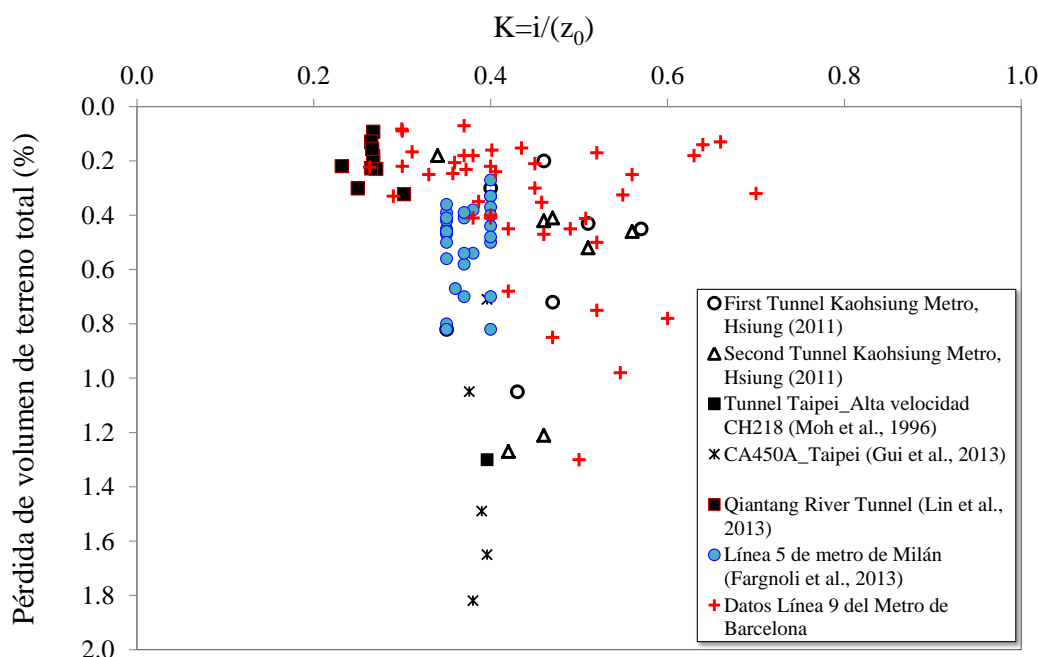


Figura 6. 99 Relación de los parámetros K y pérdida de volumen de terreno total para la construcción del proyecto construcción del metro en Kaohsiung presentados en Hsiung (2011), CH218 (Moh et al., 1996) y CA450A (Gui et al., 2013) en Taipéi, Qiantang River Tunnel (Lin et al., 2013), Línea 5 de Milán (Fagnoli et al., 2013) y la Línea 9 del metro de Barcelona

En la Figura 6.100 se representa la anchura de la cubeta de asiento (i) en función de la profundidad del túnel z_0 para los casos del metro de Bangkok, la Línea 1 del metro y el Passante Ferroviario de Milán, la Línea 2 de metro del Cairo y los datos del Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona.

En el caso de la excavación del metro de Bangkok (MRTA_Single Tunnel y MRTA_Twin Tunnel), la mayoría de los puntos representados se encuentran en un rango entre $i=0.5z$ a $0.6z$ en los casos en que la excavación se sitúa bajo las arcillas rígidas a blandas y entre $i<0.4z$ para los casos en que la excavación atraviesa el material más arenoso.

La anchura de la cubeta de asientos también ha sido analizada para el caso de la Línea 1 de metro y el Passante Ferroviario en la ciudad de Milán, en estos casos, los datos se encuentran alrededor de la línea de regresión propuesta por O'Reilly y New (1982) (ecuación 2.12) en un rango de valores de K entre (0.43-0.46), mostrando ser un terreno muy uniforme.

Para el proyecto de la Línea 2 del Cairo se ha considerado un terreno no homogéneo formado por varias capas empleando las expresiones 6.3 vistas anteriormente para el cálculo de la anchura de las cubetas. Vemos que tanto para el caso de la Línea 2 del Cairo como para el caso del Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona, los valores tienen mucha dispersión.

En el caso de la Línea 9 de Barcelona se observa que los valores de la anchura de la cubeta de asientos transversales el rango de valores oscila entre $i=0.3-0.7z$.

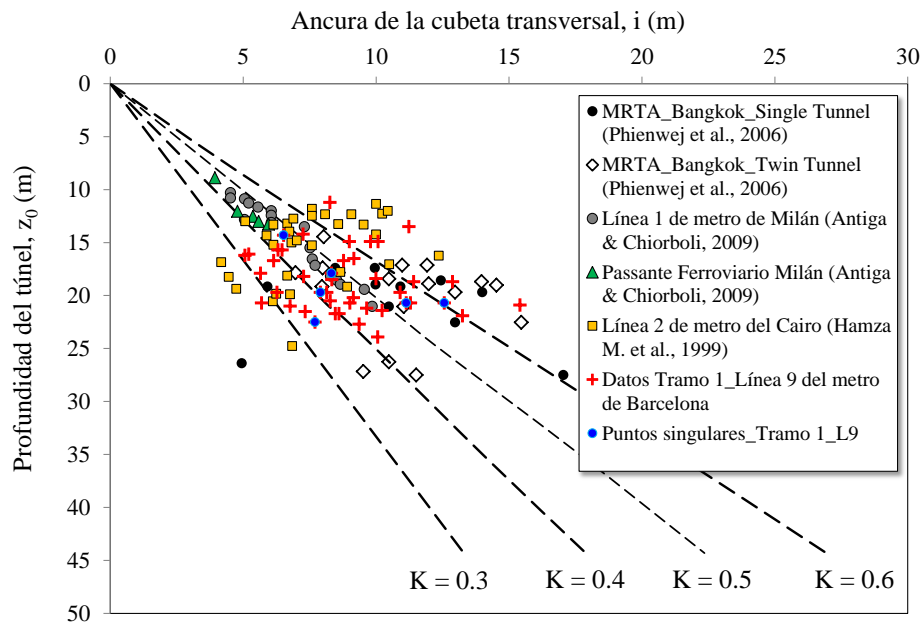


Figura 6. 100 Variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales en superficie (i) con la profundidad (z_0) para diferentes túneles analizados en la ciudad de Bangkok (Phienwej et al., 2006 y Sirivachiraporn & Phienwej, 2012) Línea 1 del metro y el Passante Ferroviario de Milán (Antiga A., 2009), Línea 2 de metro en la ciudad del Cairo (Hamza et al., 1999) y el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona en relación a los parámetros mostrados en O'Reilly y New (1982)

A continuación, se presenta la relación del asiento vertical máximo registrado en superficie en función de la profundidad del túnel normalizado con su diámetro para los casos del túnel bajo el río Qiantang (Lin et al., 2013), el túnel en Jiangji (Guo et al., 2014), la Línea Otogar-Kirazli de Estambul y el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona (Figura 6.101).

En el caso del túnel bajo Qiantang river vemos que la profundidad del túnel es ($z_0/D \approx 2$). En cambio, en el caso Jiangji vemos que en este caso estudiado a media que la profundidad de la excavación aumenta la deformación máxima registrada disminuye. Según (Guo J. et al., 2014) túneles más superficiales ($z_0/D < 2.5$) tienen un mayor efecto en la deformación del terreno. Sin embargo, túneles más profundos ($z_0/D > 2.5$) la deformación del terreno es generalmente limitada. Esta tendencia es difícil de observarse para los otros dos casos considerados (Qiantang river Tunnel y la Línea 9 de metro de Barcelona) ya que el rango de profundidades en las que discurre el túnel es muy pequeño y no se observa ninguna tendencia clara.

En el caso de la Línea Otogar-kirazli en Estambul, vemos que el asiento máximo de excavación registrado es muy parecido a los casos analizados en el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona.

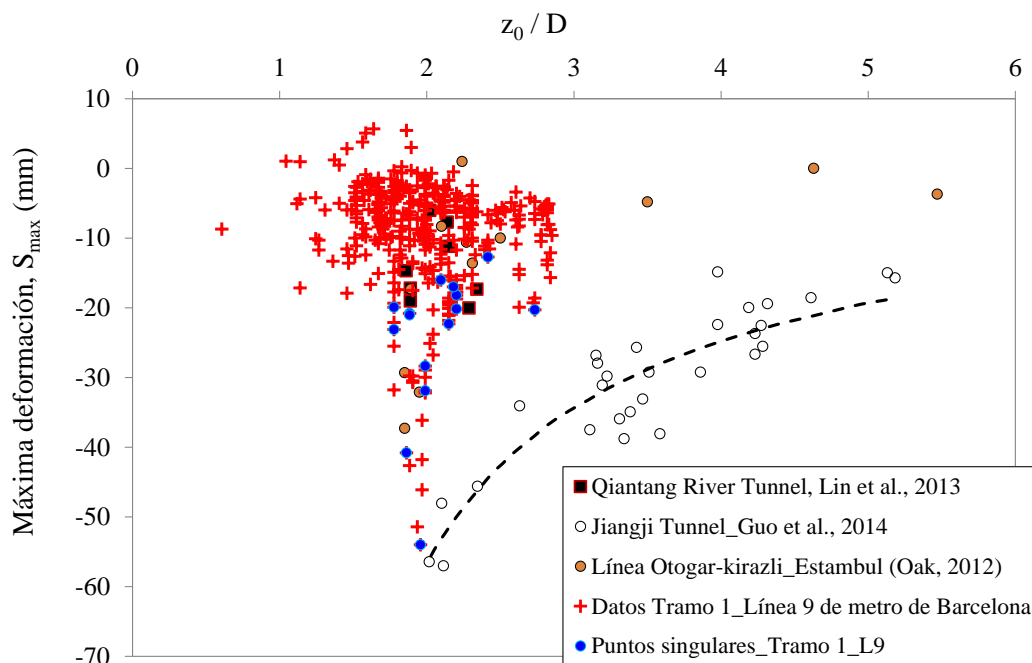


Figura 6. 101 Relación asiento vertical máximo en superficie en función de la profundidad del eje del túnel para el túnel de Qiantang River (Lin et al., 2013), el túnel de Jiangji (Guo et al., 2014), la Línea Otogar-kirazli en Estambul (Oak, 2012) y el Tramo 1 de metro de la Línea 9 de Barcelona

En el caso de las presiones empleadas tanto presión del frente (P1) como la presión en la cola del escudo (P3) empleadas para los casos del túnel de del metro de Bangkok (MRTA_Single Tunnel y MRTA_Twin Tunnel) (Phienweij et al., 2006 y Sirivachiraporn & Phienweij, 2012), el túnel en Jiangji (Guo et al., 2014),

la Línea Otogar-Kirazli de Estambul (Oak, 2012), la Línea 5 de metro de Milán (Fagnoli et al., 2013), y la formación Old Alluvium de la Línea MRT en Singapore (Shirlaw et al., 2003) se muestran a continuación comparados todos estos datos con las con las presiones (P1 y P3) empleadas en el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona.

En la Figura 6.102 y Figura 6.103 se representa el asiento máximo registrado y el asiento en el frente de excavación de la Línea Otogar-Kirazli de Estambul en función de la profundidad de la excavación normalizada con el diámetro de la excavación. Además, en la figura se añaden los datos de asiento máximo registrados en el túnel bajo el río Qiantang en la ciudad de Hangzhou (Lin et al., 2013), la Línea MRT de Bangkok (Phienwej et al., 2006) y el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona. En el caso de la presión aplicada en el frente de excavación (P1), vemos que para el caso de la Línea 9 de metro de Barcelona este valor es algo superior al resto de casos analizados consiguiendo que la mayor parte de asientos registrados no superen los $S_{vmax}=-15$ mm y los $S_{vface}=-5$ mm en el frente de excavación, sin tener en cuenta los puntos singulares en el caso de la Línea 9.

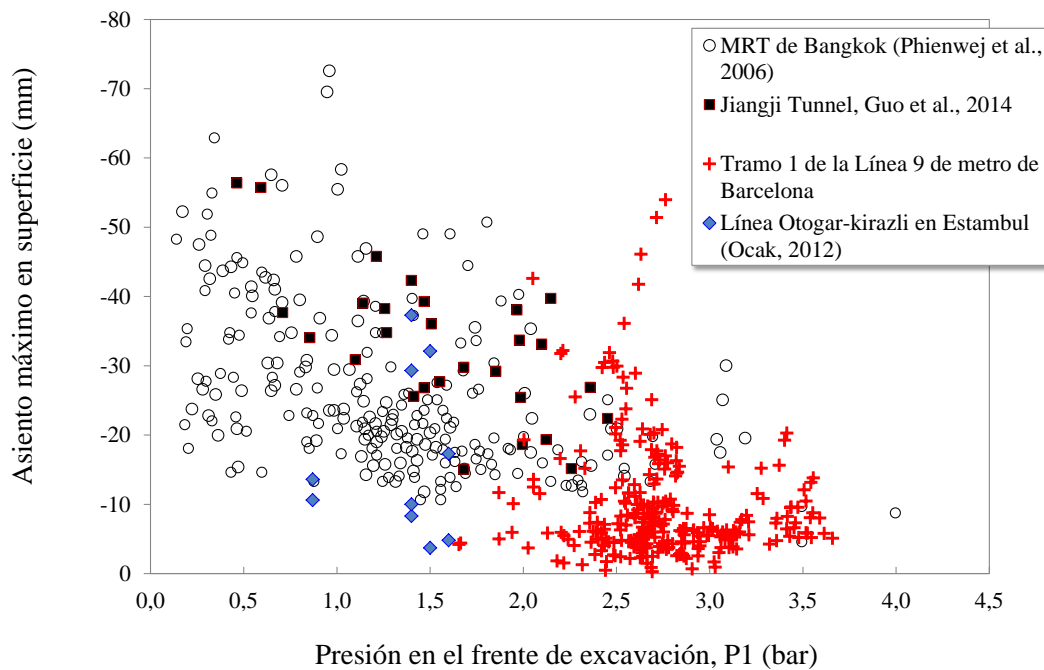


Figura 6. 102 Relación asiento vertical máximo en superficie en función de la presión en el frente de excavación (P1) para el túnel de la Línea Otogar-Kirazli en Estambul (Oak, 2012), la Línea MRT de Bangkok (Phienwej et al., 2006), el túnel bajo Qiantang River (Lin et al., 2013), el túnel Jiangji (Guo et al., 2014) y el Tramo 1 de la Línea 9 de Barcelona

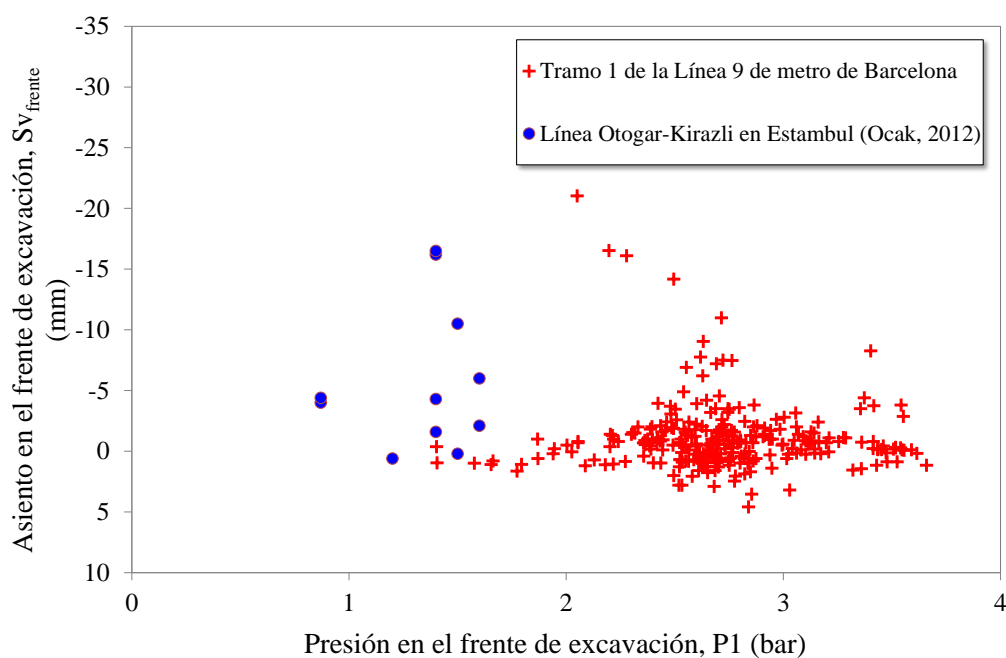


Figura 6. 103 Relación asiento vertical en el frente de excavación en función de la presión en el frente de excavación (P1) para el túnel de la Línea Otogar-Kirazli en Estambul (Ocak, 2012) y la Línea 9 de Barcelona

En la Figura 6.104 y Figura 6.105 se relacionan los valores registrados de la presión en el frente de excavación (P1) y de la presión de mortero en la cola del escudo (P3) en función de la pérdida de volumen de terreno en la excavación de la Línea 5 de metro de Milán y la excavación del Tramo 1 de la Línea 9 de Barcelona.

Vemos que existe mucha dispersión en los datos y no se encuentra ninguna tendencia que pruebe el papel de la presión de frente en la mitigación de los asientos y con ello, la reducción de la pérdida de volumen de terreno. En el caso de la presión de mortero en la relación de pérdida de volumen, aunque también hay mucha dispersión se observa una ligera tendencia a disminuir la pérdida de terreno a medida que la presión de mortero aumenta, pero con los datos que se tienen no se podemos afirmar que un aumento de la presión de mortero contribuya a una pérdida de volumen de terreno menor (Figura 6.105).

En el caso de la Línea 9 se han identificado aquellos puntos donde se tiene constancia que ocurrieron problemas no relacionados con el proceso de excavación. Aun no considerando estos puntos, se observa mucha dispersión en los datos, pero sí la presión en el frente y en la cola del escudo supera los 3.0 bar, la pérdida de volumen de terreno se sitúa por debajo de 0.6% en prácticamente todos los casos.

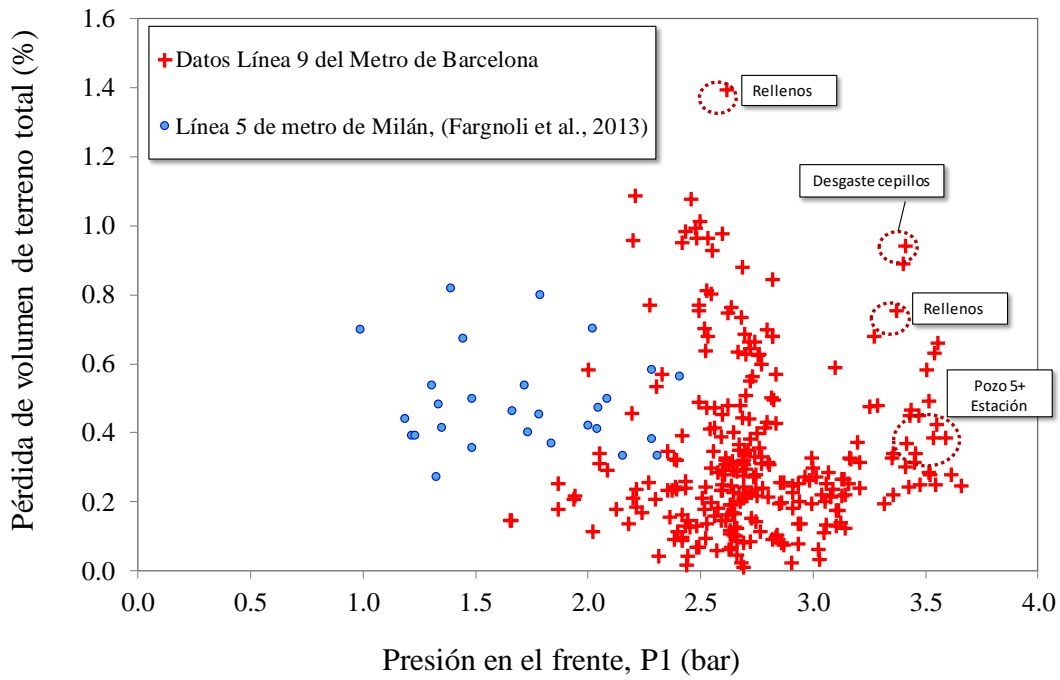


Figura 6. 104 Relación entre la pérdida de terreno y la presión en el frente de excavación de la Línea 5 de metro de Milán (Fagnoli et al., 2013) y el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona

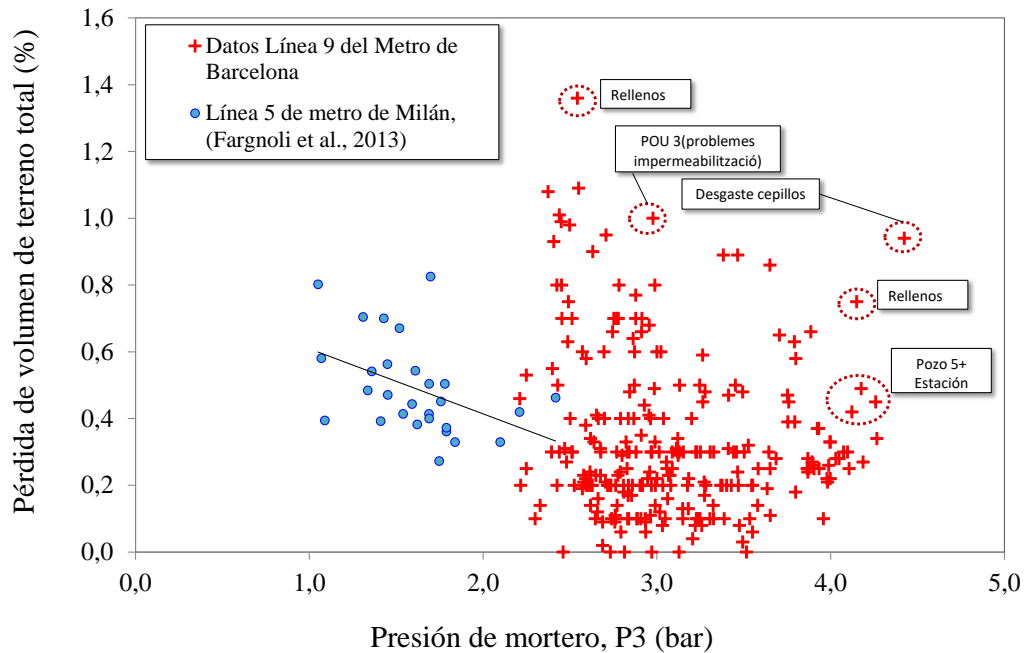


Figura 6. 105 Relación entre la pérdida de terreno y la presión de mortero aplicada en la cola del escudo en la excavación de la Línea 5 de metro de Milán (Fagnoli et al., 2013) y el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona

En la Figura 6.106 se muestra la relación entre la presión de frente, normalizada con la presión de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno. En la Figura se muestran los datos registrados por la excavación de la línea North East cuando atraviesa los materiales aluviales antiguos (Old Alluvium) y los datos registrados en el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona. Se observa que para la excavación de la North East Line no existe una relación clara entre la presión aplicada en el frente de excavación y el asiento. Los asientos fueron muy bajos independientemente de la presión de frente aplicada. Al parecer estos materiales aluviales antiguos en esta zona tienen suficiente cementación para que durante la excavación mediante EPB se registren asientos muy bajos en la superficie del terreno.

Analizados los datos registrados por el proceso de construcción de la North East Line en comparación con los datos del Tramo 1 de la Línea 9 de Barcelona presentados, vemos que los valores alcanzados en la Línea 9 son similares a los materiales del Pleistoceno (Old Alluvium) (Figura 6.106). Los valores de la presión de frente en función de la presión de sobrecarga de la Línea 9 se encuentran dentro del rango aplicado en los materiales aluviales antiguos de Singapur y la pérdida de volumen de terreno es generalmente inferior al 1% en ambos casos, aunque cabe destacar que los materiales son totalmente distintos.

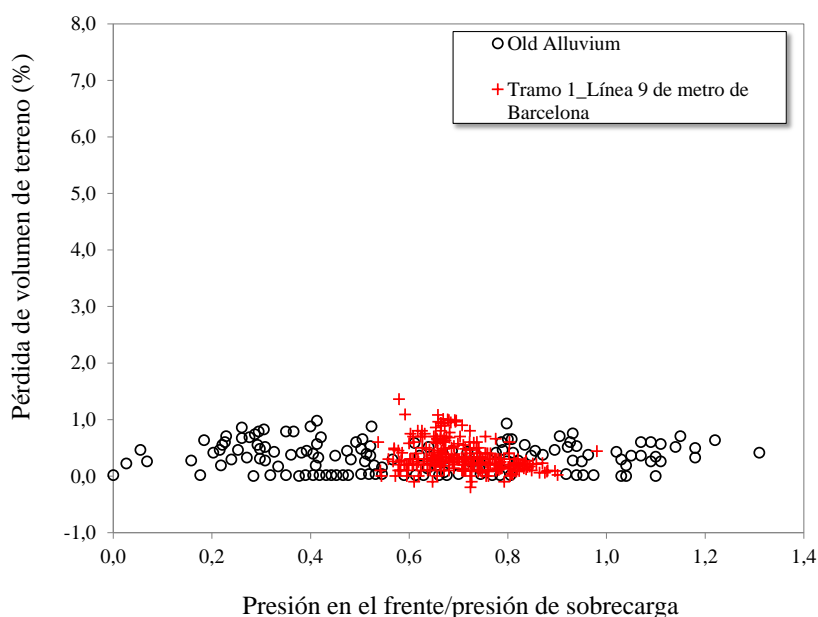


Figura 6. 106 Relación entre la presión de frente normalizada por la presión total de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno para el proyecto MRT en los materiales aluviales antiguos (Shirlaw et al., 2003) y para el proyecto del Tramo 1 de la Línea 9 de Barcelona

MATERIALES DUROS

La Figura 6.107 muestra la relación entre la presión en el frente de excavación normalizada por la presión total de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno.

Los puntos representados pertenecen al proyecto MRTA (North East Line) durante la excavación a través de la Formación Kallang y a los datos extraídos a partir de ensayos con centrífuga. Además, se añaden los datos registrados en proyecto de la Línea 9 de metro de Barcelona. La pérdida de volumen representada se refiere al asiento sin tener en cuenta los procesos de consolidación.

Generalmente, la pérdida de volumen de terreno se encuentra entre el 1-2%, salvo en algunos casos que por sobreexcavaciones, la inclinación del escudo y/o una mala inyección en la cola del escudo e incluso una compresibilidad del propio mortero una vez inyectado conllevaron a una pérdida de volumen de terreno mayor, alcanzando valores superiores al 5% (Shirlaw, et al., 2003). Para el caso Tramo 1 de la Línea 9 de Barcelona, se obtuvo un caso, en el que se tuvieron problemas en las líneas de inyección de mortero, provocando valores de una pérdida de volumen superior al 1% inmediatamente después del paso de la EPB (Figura 6.107), pasado el proceso de consolidación, estos valores alcanzan una pérdida de volumen de terreno del 1.8% (ver Capítulo 4).

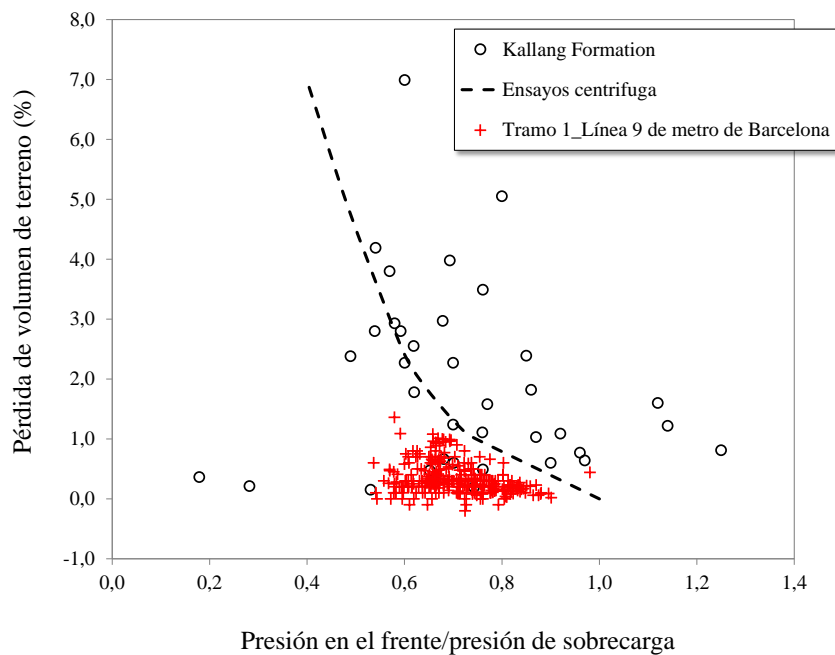


Figura 6. 107 Relación entre la presión de frente normalizada por la presión total de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno para el proyecto MRT en la formación Kallang (Shirlaw et al., 2003) y para el proyecto del Tramo 1 de la Línea 9 de Barcelona

En la Figura 6.108 se muestra la relación entre la presión de frente, normalizada con la presión de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno. En la Figura se muestran los datos registrados por la excavación de la línea North East cuando atraviesa un frente mixto compuesto por materiales de la

Formación Kallang y material aluvial antiguo (Old Alluvium) y los datos registrados en el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona.

El rango de presión en el frente es de 0.8-1.2 veces la presión total de sobrecarga en el caso de la North East Line y entre 0.55-0.9 en el caso de la Línea 9. La pérdida de volumen de terreno registrada fue muy baja en ambos casos.

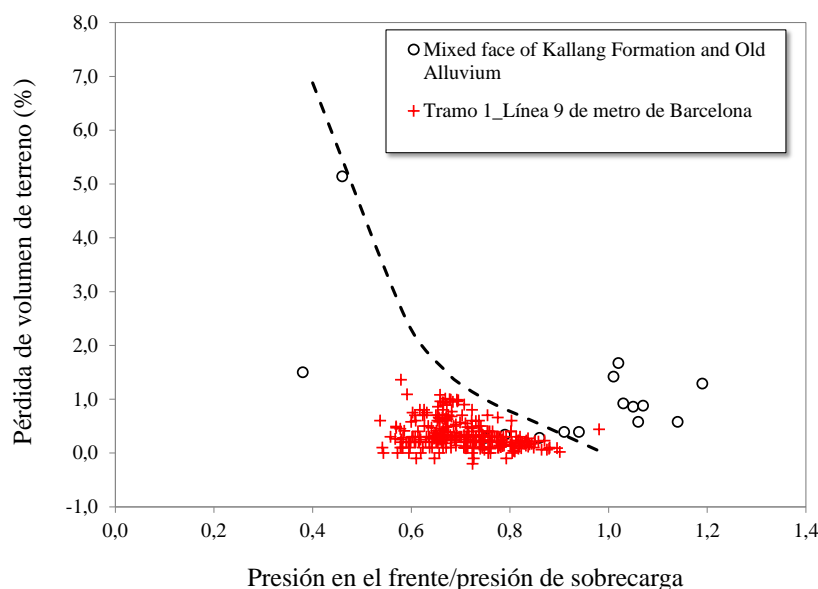


Figura 6. 108 Relación entre la presión de frente normalizada por la presión total de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno para el proyecto MRT durante la excavación de un frente mixto (Shirlaw et al., 2003) y para el proyecto del Tramo 1 de la línea 9 de Barcelona

En el caso de la excavación bajo la Formación Kallang, existe una gran dispersión en los datos, alcanzando valores de pérdida de volumen total considerablemente altas. Para un mismo rango de presión de frente aplicado, se ha observado que las pérdidas de volumen total en la excavación de la línea North East es considerablemente mayor que en el caso de la excavación del Tramo 1 la Línea 9 (Figura 6.107).

Por último, cuando la excavación atravesó un frente mixto, aunque la presión de frente aplicada, en el caso de la excavación asiática fue algo mayor a la presión de frente aplicada en los terrenos deltaicos de Barcelona, la pérdida de volumen de terreno total finalmente fue bastante similar (Figura 6.108), aunque los materiales atravesados son muy diferentes como ya hemos comentado.

SUELOS ARENOSOS

De la Figura 6.109 a la Figura 6.114 se muestra la comparativa entre los suelos detríticos atravesados durante las ampliaciones de diversas líneas de metro y la línea férrea Móstoles-Navalcarnero en la

comunidad de Madrid y el Tramo 1 de la Línea 9 de metro en el municipio del Prat de Llobregat. En el gráfico también se añaden los puntos singulares con mayores pérdidas de volumen de terreno acontecido durante la excavación del Tramo 1 de la Línea 9, ya comentados al final del Capítulo 4 de esta tesis.

En el caso de la Línea 9, la pérdida de volumen de terreno media oscila entre 0.1-0.6% (Figura 6.109, Figura 6.110 y Figura 6.111), con un asiento medio de $S_{vm\acute{a}x}=-20$ mm (Figura 6.112 y Figura 6.113). En cambio, se han registrado valores de la pérdida de volumen de terreno mayores que hemos llamado puntos singulares con un $S_{vm\acute{a}x}=-53.99$ mm (Figura 6.112 y Figura 6.113). En general se observa que las pérdidas de volumen de terreno debidas a las ampliaciones de las líneas de metro y férrea de Madrid en materiales detríticos son inferiores que para el caso del Tramo 1 de la Línea 9 de metro excavada en terrenos blandos, a excepción de la ampliación de la Línea 8 en dirección a la terminal 4 del aeropuerto Madrid-Barajas (Figura 6.110 y Figura 6.111).

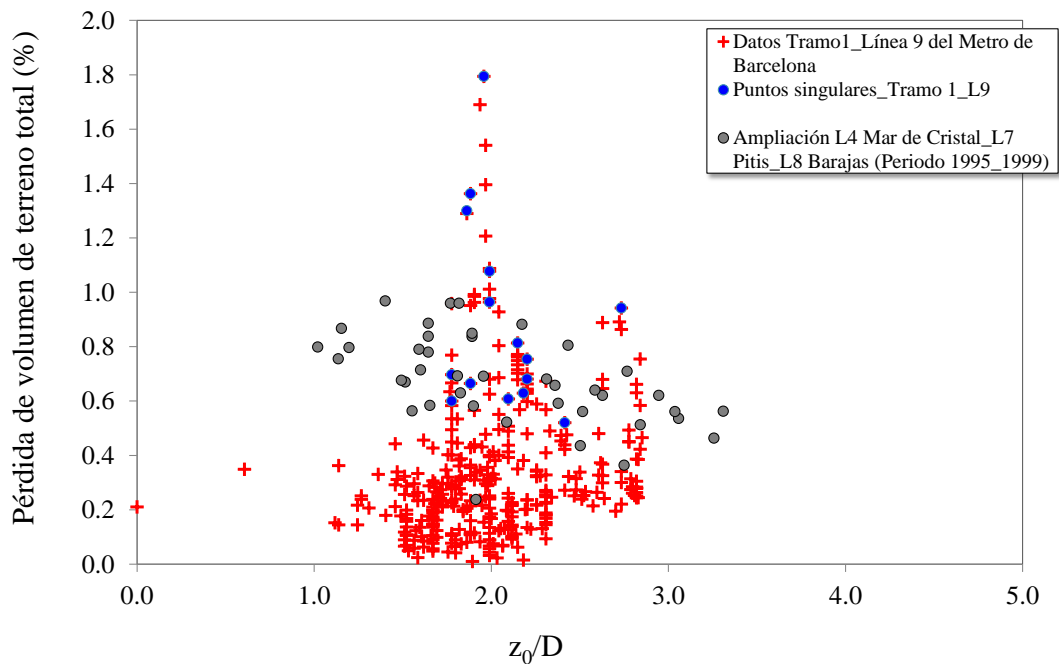


Figura 6. 109 Evolución de la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (1995-1999) en terrenos detríticos y el Tramo 1 de la Línea 9 del metro de Barcelona

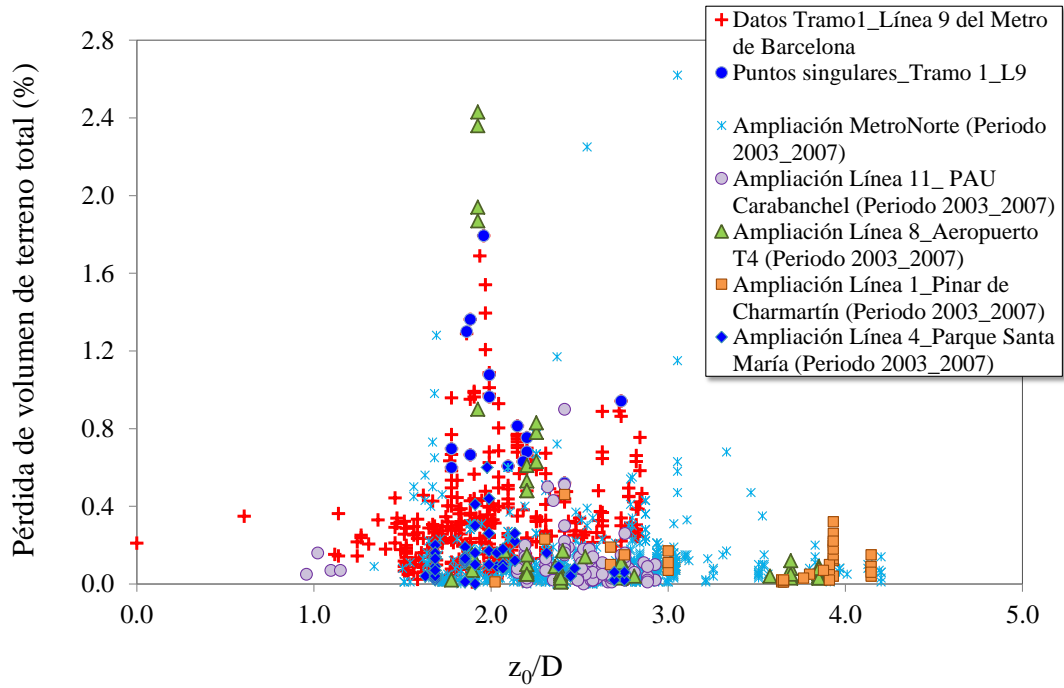


Figura 6. 110 Evolución de la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (2003-2007) en terrenos detríticos y el Tramo 1 de la Línea 9 del metro de Barcelona

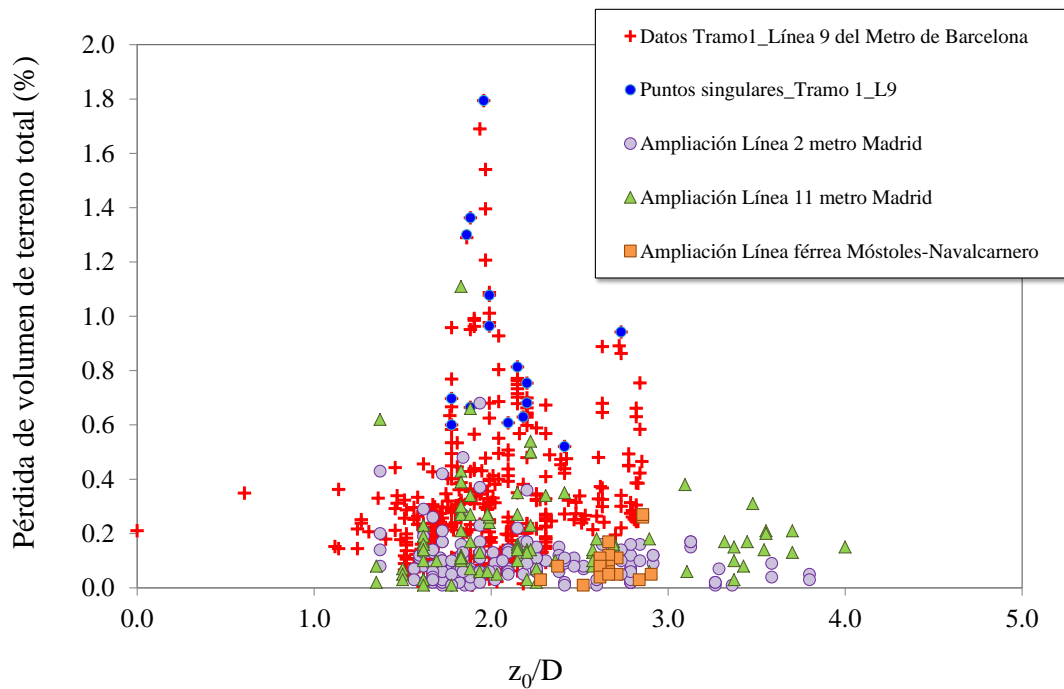


Figura 6. 111 Evolución de la pérdida de volumen de terreno total en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (2007-2011) en terrenos detríticos y el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona

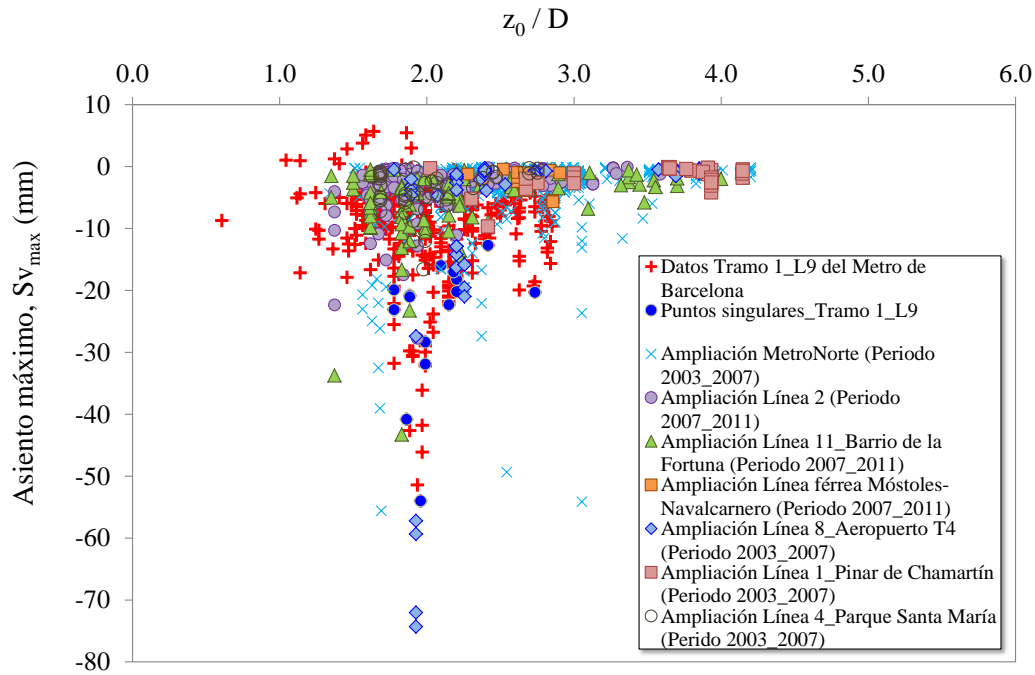


Figura 6. 112 Evolución del asiento máximo vertical en la superficie del terreno en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (2003-2007) y para el caso de la Línea 9 de metro de Barcelona

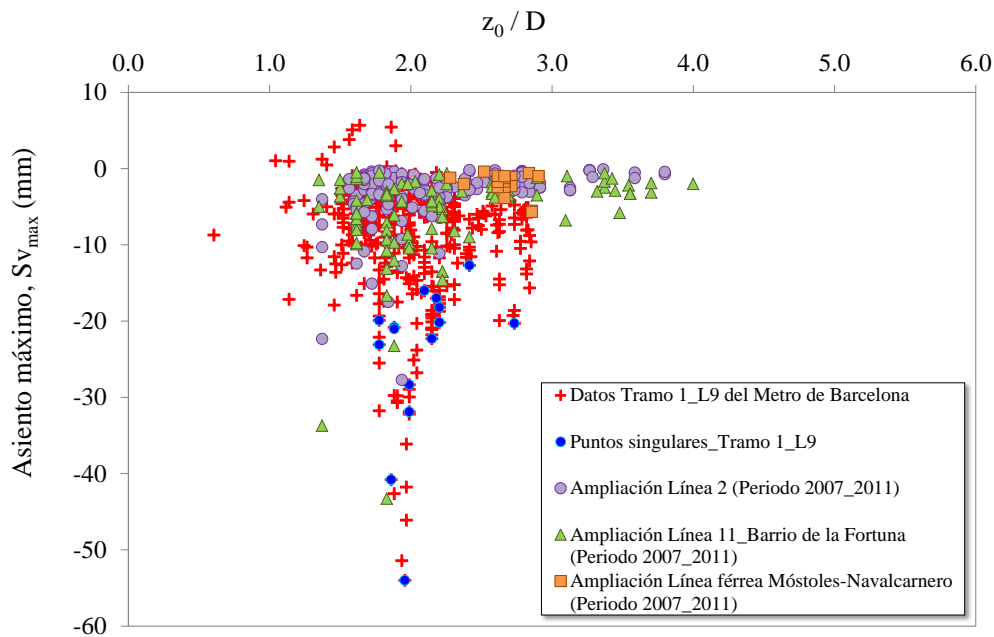


Figura 6. 113 Evolución del asiento máximo vertical en la superficie del terreno en función de la profundidad del eje de excavación normalizada con el diámetro para las diferentes ampliaciones del metro de Madrid entre (2007-2011) y el caso de la Línea 9 de metro de Barcelona

En el caso de los datos representados de la Línea 9 de Barcelona en materiales blandos se observa que el rango de los valores de la anchura de la cubeta de asientos transversales es algo más amplio que en el caso

de las ampliaciones del metro y línea férrea en la comunidad madrileña y oscila entre $i=0.3-0.6z$ (Figura 6.114).

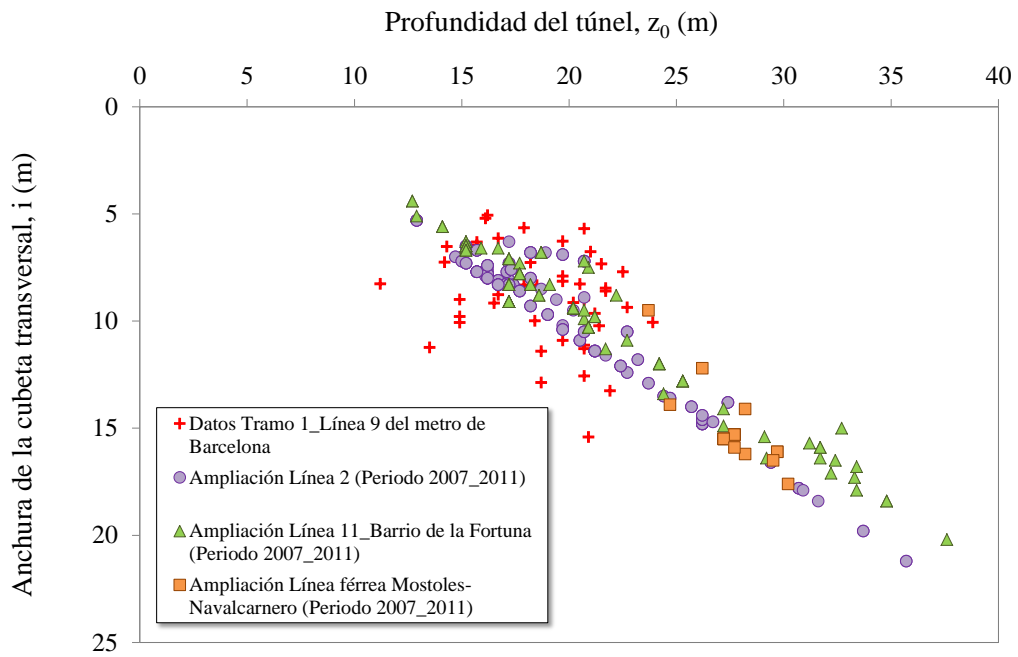


Figura 6. 114 Anchura de la cubeta de asientos transversales en función de la profundidad en las diversas ampliaciones de metro y tren en la ciudad de Madrid y el Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona

SUELOS COMPUESTOS POR ARCILLAS RÍGIDAS

Las arcillas de la ciudad de Londres, fueron caracterizadas como arcillas rígidas, fisuradas y sobreconsolidadas.

En la Figura 6.115 se muestra la variación de la anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad a la cual es calculada la cubeta (z) normalizados ambos ejes en función de la profundidad de la excavación (z_0). Los datos son medidas de campo de tres túneles de Londres en arcillas rígidas descritos con anteriormente: Jubilee line bajo Green Park (Attewell y Farmer, 1974), Jubilee line bajo Regent's Park (Barratt y Tyler, 1976) y bajo las arcillas duras que pasan a blandas de Willington Quay (Glossop, 1978). Además se añaden las medidas obtenidas a partir de ensayos con una máquina centrífuga presentados en (Mair, R.J., Taylor, R.N. & Bracegirdle, 1993) para dos muestras extraídas a una profundidad de $z_0=9.8$ m y $z_0=16.5$ m simulando una excavación de diámetro igual a 4.5 m.

En esta Figura, también se han querido mostrar los resultados de los datos del Tramo 1 de la Línea 9 del metro de Barcelona una vez analizados los datos en superficie y en profundidad de las 10 secciones de control vistas en el Capítulo 5 de esta tesis.

Vemos que la anchura de las cubetas transversales de asiento en profundidad, obtenidas en la excavación de la Línea 9 de metro de Barcelona son algo más estrechas, en la mayoría de los casos, que las observadas a partir de los datos registrados en los túneles bajo las arcillas rígidas y blandas de Reino Unido.

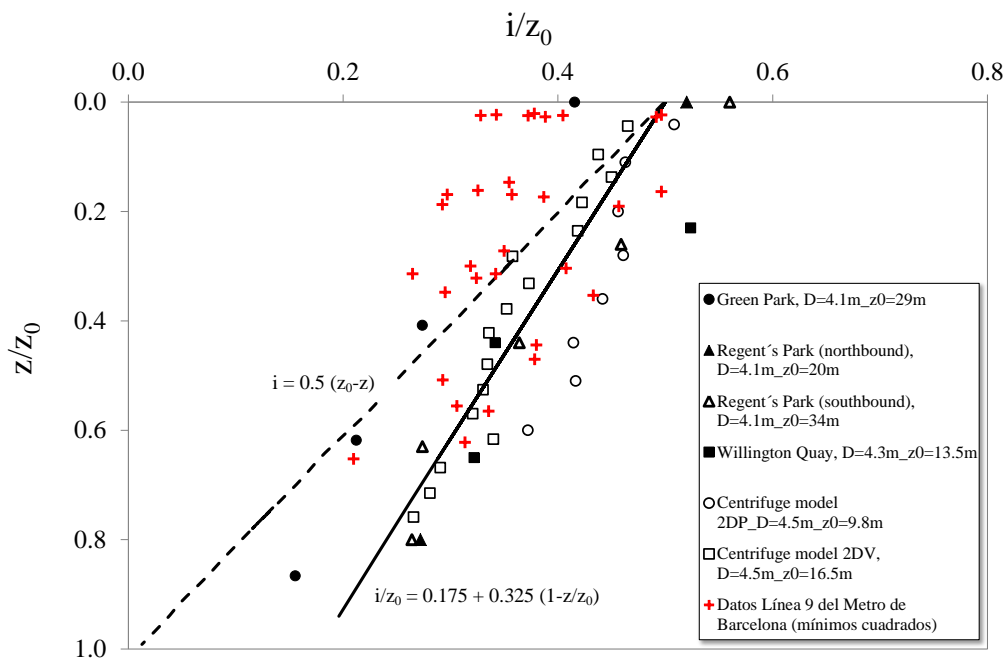


Figura 6. 115 Variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales en profundidad, i , con la profundidad para diferentes túneles analizados en O'Reilly y New (1982) y para el caso del Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona

En la siguiente Figura 6.116 se representa como varía el valor de K con la profundidad. En la Figura se representan los casos explicados en el Reino Unido en esta tesis en función del parámetro K y z/z_0 , una relación adimensional entre la profundidad del punto estudiado (z) y la profundidad del eje del túnel (z_0) empleada por (Mair, R.J., et al., 1993). En el gráfico, una adaptación de (Jones, 2010) también se presenta el valor constante $K=0.5$ con la profundidad (z_0) según O'Reilly y New (1982), la relación propuesta por Mair et al., 1993 y la ecuación extraída del parámetro K en función de la profundidad para los datos analizados de la Línea 9 de metro de Barcelona. Vemos que el resultado de la curva propuesta para los datos del Tramo 1 de la Línea 9 es muy similar con la curva propuesta por Mair.

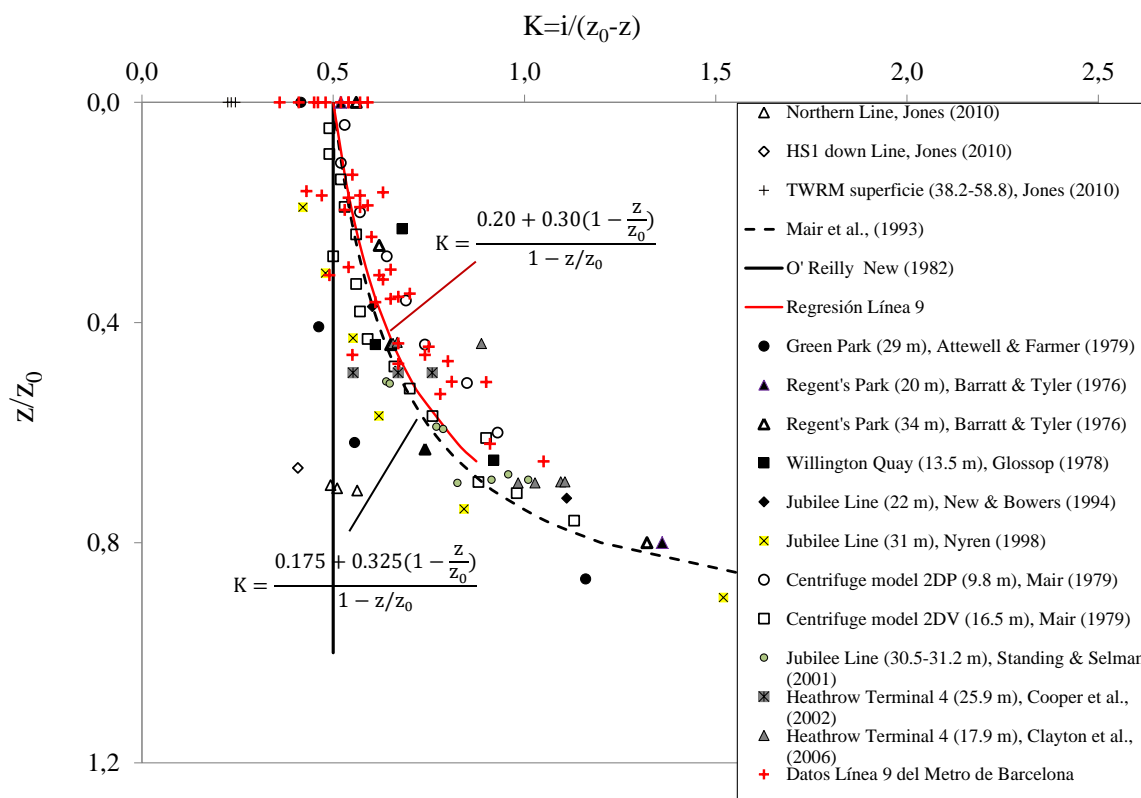


Figura 6. 116 Variación de la anchura de la cubeta de asientos transversales K con la profundidad z/z_0 para perfiles de asiento en superficie y en profundidad de túneles en arcillas (modificado de Jones, 2010) y el Tramo 1 de la Línea 9 del metro de Barcelona

De la Figura 6.117 a la Figura 6.121 se representan los valores de la anchura de la cubeta de asientos en superficie para el caso de la línea JLE bajo St James's Park (Nyren, 1998), Heathrow Terminal 5 (Jones et al., 2008 y Wan et al., 2017), West Ham (Macklin & Field, 1998), CTRL Contract 220 (Dimmock, 2003), CTRL Contract 250 (Standing & Selementas (2013), la Crossrail bajo Hyde Park (Wan et al., 2017) en función de la profundidad a la que se encuentra la excavación (z_0) en cada caso. En las Figuras también se presentan los casos estudiados por O'Reilly, M.P. & New, 1982 y los datos de la anchura de la cubeta de asientos calculados a partir de los registros de asiento durante la excavación del Tramo 1 de la Línea 9 de Barcelona. los datos recopilados del Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona.

Para todos los casos, los valores del parámetro K medidos oscilan entre: 0.4-0.5 mayoritariamente.

En el primero de los casos, el caso de la línea JBL bajo St James's Park, vemos como el valor de K es del orden de 0.43. Durante la construcción de túneles bajo las arcillas de Londres en Heathrow, se comprobó que en la mayoría de los casos la anchura de la cubeta de Gauss respondía a un valor de $K=0.4-0.5$. En el caso del túnel de West Ham es muy similar al caso anterior del túnel bajo la Terminal 5 en el aeropuerto de Heathrow observando valores de $K=0.43$ al igual que en la línea CTRL en Dagenham

Para el caso de la Línea CTRL se ha diferenciado para cada tipo de material atravesado (Tabla 6.4).

En la Figura se observa que el valor del parámetro, K, cuando la excavación atraviesa un frente compuesto por arcillas rígidas y duras y arenas densas (WRB) es de 0.35 a 0.45, en cambio, cuando la excavación atraviesa la Formación London Clay (LCLC) formada por arcillas muy rígidas y fisuradas, el valor del parámetro K es mayor e igual a 0.46-0.60.

Mientras que los datos registrados durante la excavación de la línea CTRL 220 entre St Pancras y Stanford superaban los 30 m de profundidad en casi todos los casos, y la anchura de la cubeta de asientos en superficie es ligeramente superior variando entre $K_y=0.4-0.5$ mayoritariamente.

En el caso de la excavación de Crossrail, la profundidad de los túneles es mayor a 30 m y el valor de K_y , oscila entre $0.32 < K_y < 0.45$.

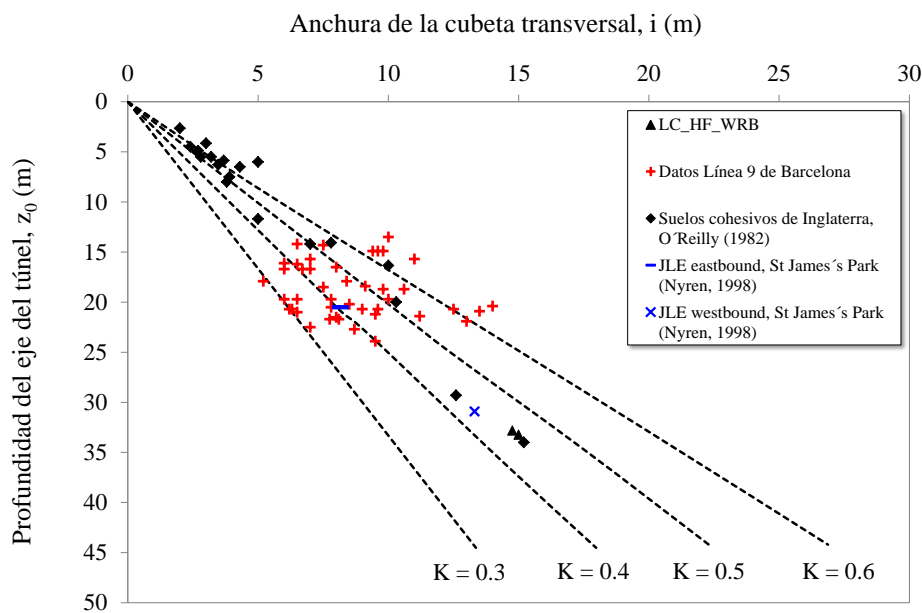


Figura 6. 117 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel con los datos de la JLE presentados en Wan et al., 2017, los datos presentados por O'Reilly & New (1982) y los datos del Tramo 1 de la L9 de Barcelona

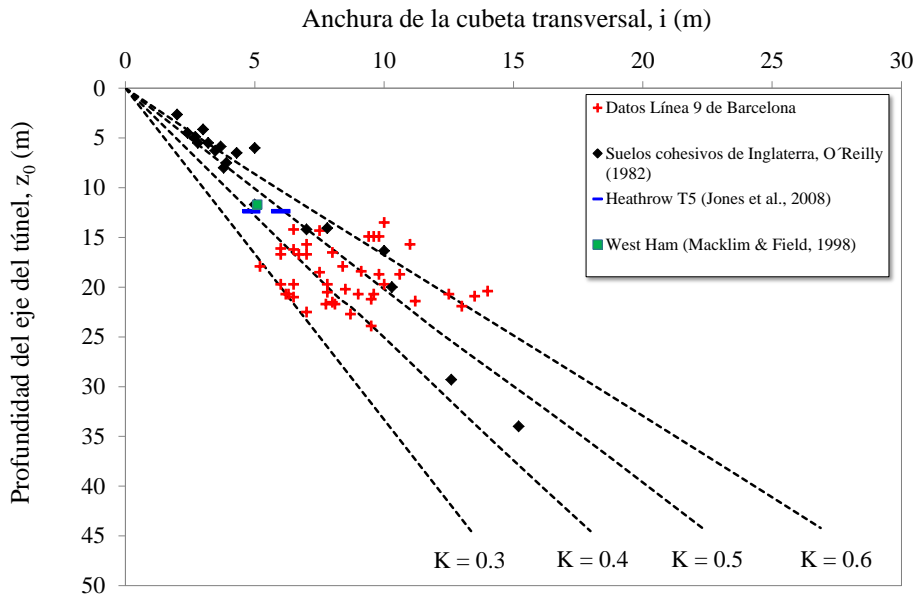


Figura 6. 118 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel con los datos de Heathrow T5 presentados en Jones et al., 2008 y Wan et al., 2017, los datos de West Ham presentados en Macklin & Field (1998) y Wan et al., 2017, los datos presentados por O'Reilly & New (1982) y los datos del Tramo 1 de la L9 de Barcelona

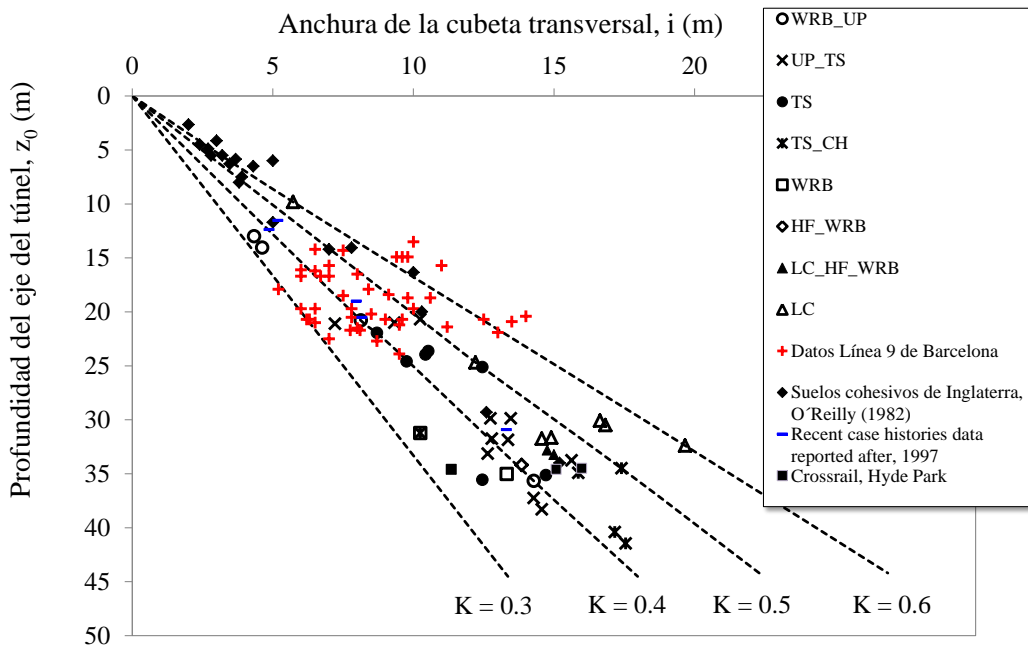


Figura 6. 119 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel con los datos de CTRL Contract 220 presentados en Dimmock, 2013, los datos presentados por O'Reilly & New (1982) y los datos del tramo 1 de la L9 de Barcelona

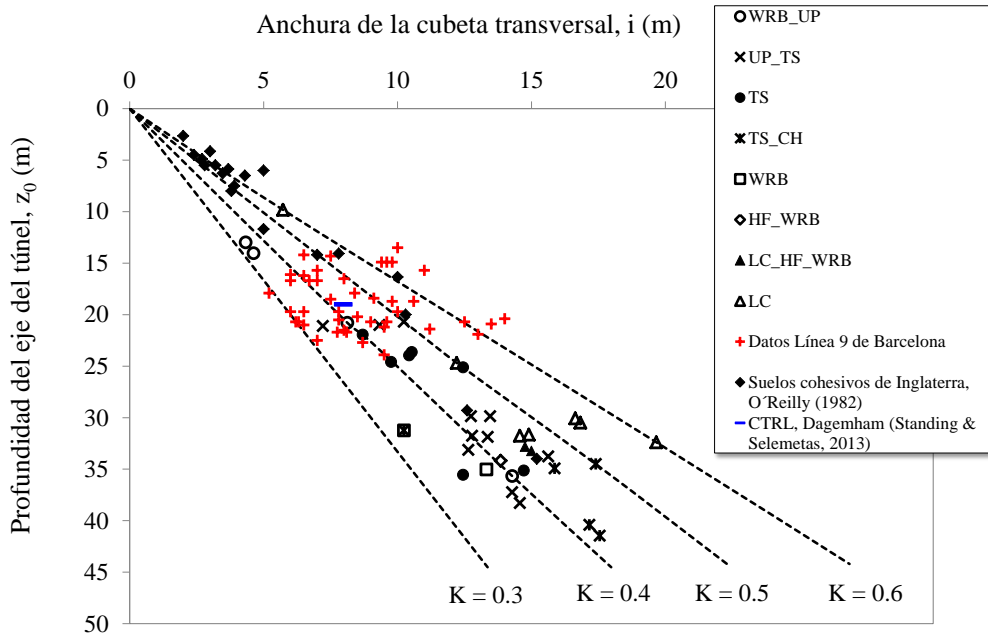


Figura 6. 120 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel, a partir de los datos registrados en CTRL Contract 220 y Contract 250 presentados en Dimmock, 2003 y Standing & Selemetas (2013) y los datos del Tramo 1 de la L9 de Barcelona

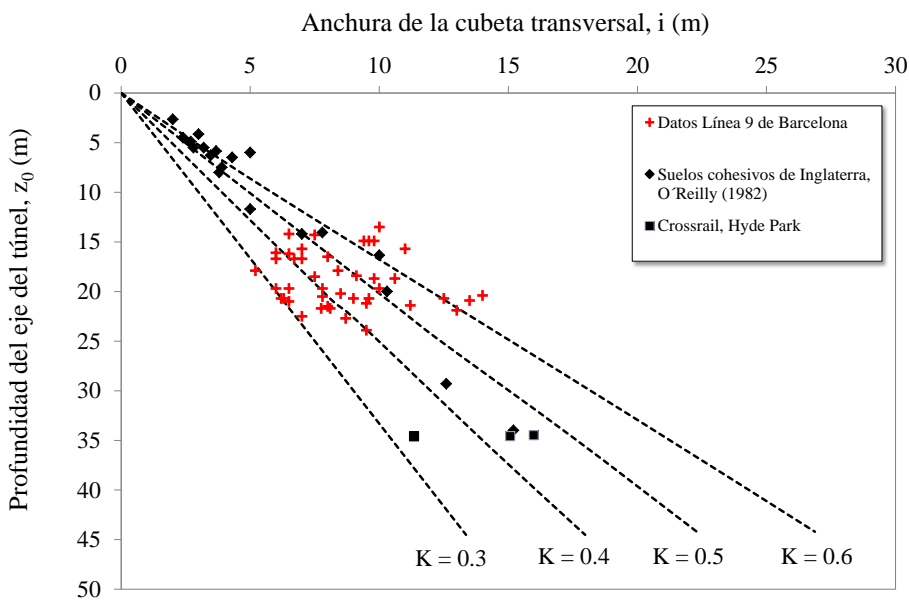


Figura 6. 121 Anchura de la cubeta transversal de asiento en función de la profundidad del túnel con los datos de Crossrail bajo Hyde Park (modificado de Wan et al., 2017) y los datos del Tramo 1 de la L9 de Barcelona

En la Figura 6.122 se muestra la pérdida de volumen producida en el frente de excavación en función de presión ejercida en el frente normalizado con la presión de sobrecarga para el caso CTRL Contract 220 y para el caso de la Línea 9 del metro de Barcelona. En este último caso, hasta el momento todos los

parámetros mostrados de la Línea 9 han sido ajustados mediante mínimos cuadrados o mediante el método logarítmico, al igual que los gráficos comparados, pero en esta ocasión, la pérdida de volumen de terreno ha sido calculada considerando un $K=0.5$. Se ha comprobado que el valor de K real del terreno no dista mucho del valor teórico de $K=0.5$, de esta manera podemos comparar con muchos más datos de instrumentación (para más información ver Capítulo 4).

En el caso de la excavación CTRL Contract 220, Wongsaroj se concluye que cuando la excavación atraviesa la Formación Thanet Sand, la presión en el frente excavación se encuentra comprendida entre 20-30% de la presión de sobrecarga y ésta es suficiente para mantener la pérdida de volumen en el frente por debajo de 0.2%, con un valor de $K=0.5$ y una profundidad del eje de excavación de $z_0=25$ m. Cuando la presión en el frente de excavación cae por debajo de 0.2, ocurren las mayores pérdidas de volumen. Para el caso de la Línea 9, la presión en el frente es superior que, para el caso de la excavación de ferrocarril de Londres, lo que parece provocar unas pérdidas de volumen de terreno en el frente algo inferiores, llegando a ser negativas en algunos puntos situados sobre la clave de la excavación, pero esta correlación no es muy clara. De igual manera cuando la presión en el frente de excavación cae por debajo de 0.65 se producen las mayores pérdidas de volumen de terreno.

Por último, aunque la presión ejercida en el frente de excavación fue alta, en la Formación London Clay se registraron pérdidas de volumen de terreno ligeramente más elevadas que en otras formaciones (Figura 6.122. Según Wongsaroj A. et al., 2006, esto se puede explicar, parcialmente, por el hecho de que la posición del túnel es más superficial cuando atraviesa la Formación London Clay, con un K_0 considerablemente superior. Para una relación de presión en el frente dado, las tensiones de relajación ocurren en la dirección horizontal hacia la máquina tuneladora, lo que implica un aumento significativo en la pérdida de volumen de terreno. En el caso de la Línea 9 el valor de K_0 es bajo, por lo que no se pudo constatar este hecho.

En la Figura 6.123 se presenta la presión de inyección de mortero en la cola del escudo normalizada con la presión de sobrecarga en función de la pérdida de volumen de terreno, en este caso en la cola del escudo. Como vemos en la figura existe mucha dispersión. Según Wongsaroj A. et al., 2006 esta dispersión se debe a que parte de esta pérdida de volumen de terreno es debida a la pérdida de volumen generada en el frente de la excavación, por lo tanto, la presión en el frente y la presión en la cola de la máquina tuneladora no pueden ir desacopladas. La presión en el caso de CTRL Contract 220 se encuentra entre 0.4-0.6 veces la presión de sobrecarga manteniendo una pérdida de volumen de terreno en la cola del escudo de aproximadamente 0.5%. En el caso de la Línea 9, la presión de sobrecarga es algo superior entre 0.6-1.0% y la pérdida de volumen de terreno en la cola se mantiene por debajo de 0.8% en la mayoría de los casos, a

excepción de algunos puntos singulares donde se obtuvieron pérdidas mayores ya comentadas en el Capítulo 4 de esta tesis.

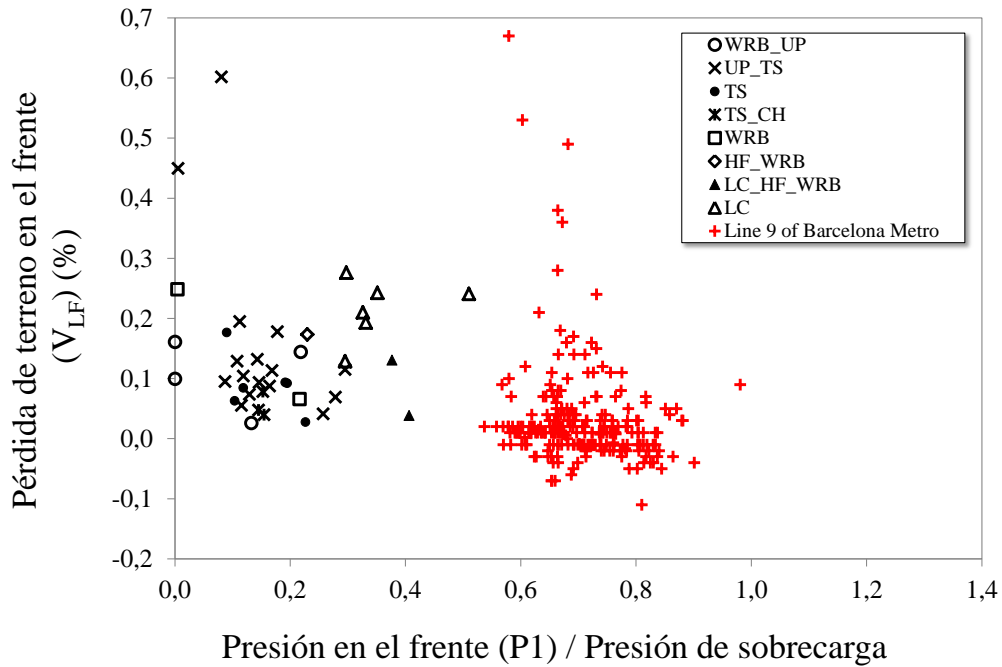


Figura 6. 122 Relación pérdida de terreno en el frente de excavación en función de la presión aplicada en el frente normalizado con la presión de sobrecarga para el caso de la línea CTRL Contract 220 y la Línea 9 de metro de Barcelona

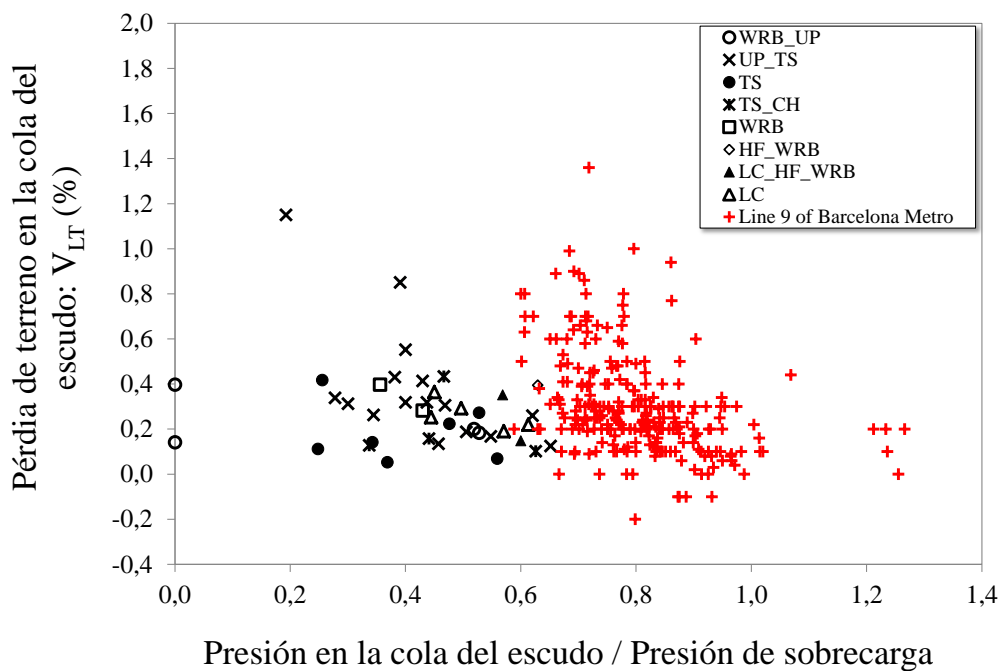


Figura 6. 123 Relación pérdida de terreno en la cola del escudo en función de la presión aplicada en la cola del escudo normalizada con la presión de sobrecarga para el caso de la línea CTRL Contract 220 y la Línea 9 de metro de Barcelona

Nº Caso	Localización	Terreno	Método empleado	Prof. z ₀ (m)	Diámetro D (m)	Prof. z (m)	Anchura i _z (m)	Máx. asiento Sv _{max} (mm)	K	Vloss (%)	Referencias
1	Línea 9, Barcelona (España)	Arena fina, arcillas limosas, limos arenosos y arenas limosas	EPB	20.7	9.40	0.0	11.10	18.10	0.54	0.73	
2	Línea 5_Alameda Osuna, Madrid (España)	Arcillas margosas, arenas micáceas y arcillas	EPB	19.83	9.40	0.0	-	-	-	0.30	Díez (2010)
3	Metro Sur, Comunidad de Madrid (España)	Arcillas margosas, arenas micáceas y arcillas	EPB	10.82	9.40	0.0	-	-	-	0.39	Díez (2010)
4	Línea 1_PAU Vallecas	Arcillas margosas, arenas micáceas y arcillas	EPB	19.48	9.40	0.0	-	-	-	0.68	Díez (2010)
5	Contract CR3, (Up-track), Kaohsiung, Taiwan	Aluvial: limo, arena y arcilla	EPB	13.0- 20.0	6.3	0.0	7.52	27.0	0.35- 0.55	0.20- 1.05	Hsiung (2011)
6	Contract CR3, (Down-track), Kaohsiung, Taiwan	Aluvial: limo, arena y arcilla	EPB	13.0- 20.0	6.3	0.0	7.60	27.0	0.35- 0.54	0.18- 1.27	Hsiung (2011)
7	Taipei Rapid Transit System (TRTS) CA450A, Taipei, Taiwan	Arcilla limosa y arena limosa	EPB	5.0- 25.0	6.42	0.0	6.0	50.9	N/A	0.71- 1.82	Gui et al., 2013
8	MRT, CH218, Taipei, Taiwan	Arcilla limosa, arena limosa	EPB	18.5	6.0	0.0	8.9	25.0	0.40	1.3	Moh et al., 1996
10	MRTA, Bangkok Sewer Tunnel, Thailand	Arcilla blanda, arcilla rígida, arcilla muy rígida, arcilla dura, arena densa	EPB	8.0- 25.0	6.3	0.0	9.5		0.3- 0.6	0.5- 2.5	Phienwej et al., 2006
11	Hangzhou Metro, Right Line, Hangzhou, China	Depósitos aluviales (limo arenoso, arcilla limosa, arena fina y grava redondeada)	Escudo de lodos	21.0- 26.5	11.30	0.0	N/A	6.0-20.0	0.26- 0.30	0.093- 0.32	Lin et al., 2013
12	Hangzhou Metro, Right Line, Hangzhou, China	Depósitos aluviales (limo arenoso, arcilla limosa, arena fina y grava redondeada)	Escudo de lodos	20.0- 25.0	11.30	0.0	N/A	7.6-11.1	0.26	0.13- 0.18	Lin et al., 2013
13	Jiangji Tunel, Wuhan, China	Arena limosa, arcilla limosa y arena fina	Escudo	10.3- 26.5	N/A	N/A	N/A	15.0-57.0	N/A	N/A	Guo et al., 2014

N° Caso	Localización	Terreno	Método empleado	Prof. z ₀ (m)	Diámetro D (m)	Prof. z (m)	Anchura i _z (m)	Máx. asiento Sv _{max} (mm)	K	Vloss (%)	Referencias
14	Línea 5, Milán (Italia)	Depósitos glaciares y aluviales (arenas, gravas y limo)	EPB	15.0	6.69	0.0	5.60	12.4	0.35-0.40	0.50	Fagnoli et al., 2013
15	Línea 1, Milán (Italia)	Depósitos glaciares y aluviales (arenas, gravas y limo)	EPB	10-20	6.56	0.0	4.0-10.0	N/A	N/A	N/A	Antiga & Chiorboli, 2009
16	Passante Ferroviario, Milán (Italia)	Depósitos glaciares y aluviales (arenas, gravas y limo)	EPB	4-16	8.03	0.0	4.0-6.0	N/A	0.43-0.46	N/A	Antiga & Chiorboli, 2009
17	Línea 2, El Cairo (Egipto)	Depósitos aluviales seguidos de capas de arcilla, limo y arenas limosas	Escudo de lodos	16-18	9.48	0.0	4.0-10.0	20.0	0.52-1.22	0.5-0.8	Hamza M. et al., 1999
18	Línea Otogar-Kirazli, Estambul (Turquía)	Relleno, arenas, arenas muy densas, arcilla y arcilla dura	EPB	8.8-43.2	6.3	0.0	N/A	37.3	N/A	N/A	Ocak (2012)
19	MRT North East Line, Singapur	Formación Kallang (arcilla marina y arena), Formación Old Alluvium (arenas aluviales y arcillas)	EPB	10-25	5.8	0.0	10.1	6.0	N/A	0.70	Shirlaw et al., 2003
20	Línea 2_Elipa Madrid (España)	Arena de Miga, Arena Tosquiza, Tosco arenoso, Tosco, Peñuela	EPB	22.05	9.40	0.0	10.03	3.19	-	0.10	Díez (2010)
21	Línea 11, Madrid (España)	Arena de Miga, Arena Tosquiza, Tosco arenoso, Tosco, Peñuela	EPB	21.07	9.40	0.0	10.03	5.91	-	0.19	Díez (2010)
22	Línea Móstoles-Navalcarnero, Madrid (España)	Arena de Miga, Arena Tosquiza, Tosco arenoso, Tosco, Peñuela	EPB	27.63	10.40	0.0	15.07	2.05	-	0.09	Díez (2010)
23	Línea 1_Pinar de Chamartín, Madrid (España)	Arena de Miga, Arena Tosquiza, Tosco arenoso, Tosco, Peñuela	EPB	31.96	8.90	0.0	-	1.70	-	0.11	Díez (2010)
24	Línea 4_Parque de Santa María, Madrid (España)	Arena de Miga, Arena Tosquiza, Tosco arenoso, Tosco, Peñuela	EPB	17.88	8.90	0.0	-	4.02	-	0.13	Díez (2010)

Nº Caso	Localización	Terreno	Método empleado	Prof. z ₀ (m)	Diámetro D (m)	Prof. z (m)	Anchura i _z (m)	Máx. asiento Sv _{max} (mm)	K	Vloss (%)	Referencias
25	Línea 8_Aeropuerto (Terminal 4), Madrid (España)	Arena de Miga, Arena Tosquiza, Tosco arenoso, Tosco, Peñuela	EPB	24.79	9.40	0.0	-	8.44	-	0.30	Díez (2010)
26	Metro Norte, Madrid (España)	Arena de Miga, Arena Tosquiza, Tosco arenoso, Tosco, Peñuela	EPB	24.27	9.40	0.0	-	3.17	-	0.13	Díez (2010)
27	Línea 11_PAU Carabanchel, Madrid (España)	Arena de Miga, Arena Tosquiza, Tosco arenoso, Tosco, Peñuela	EPB	23.28	9.40	0.0	-	-	-	0.10	Díez (2010)
28	Línea 7_Pitis, Línea 4_Mar de Cristal, L8_Barajas, Madrid (España)	Sedimentos cementados de origen Plioceno	EPB	19.48	6.70-8.45	0.0	-	-	-	1.70-9.30	Díez (2010)
29	Fleet Line, Green Park, U.K.	London Clay (LC)	Manual con escudo	29.30	4.146	0.0	12.05	6.0	0.42	1.40	Attewell & Farmer (1974)
							12.0	7.94	0.46		
							18.0	6.15	0.56		
							25.0	4.50	1.16		
30	Fleet Line, Regent's Park (northbound), London, U.K.	London Clay (LC)	Manual con escudo	20.10	4.146	0.0	10.40	6.0	0.52	1.30	Barratt & Tyler (1976)
							16	4.8	1.36		
31	Fleet Line, Regent's Park (southbound), London, U.K.	London Clay (LC)	Manual con escudo	34.1	4.146	0.0	19.04	7.0	0.56	1.40	Barratt & Tyler (1976)
							9.0	15.60	N/A	0.62	
							15.0	12.38	0.65		
							21.5	9.30	0.74		
							27.0	9.00	1.32		
32	N.W.A. Sewerage Tyneside, Willington Quay Siphon, London, U.K.	Limo arcilla aluvial	Manual con escudo	13.37	4.3	0.0	8.50	65.0	-	12.27	Glossop (1978)
							3.0	7.07	70.0	0.68	
							6.0	4.61	-	0.61	
							9.0	4.35	81.0	0.92	

Nº Caso	Localización	Terreno	Método empleado	Prof. z ₀ (m)	Diámetro D (m)	Prof. z (m)	Anchura i _z (m)	Máx. asiento Sv _{max} (mm)	K	Vloss (%)	Referencias
33	Jubilee Line, Westminster, (WB) London, U.K.	London Clay (LC)	Manual con escudo	31.0	4.85	0.0	13.31	20.4	0.43	3.3	Nyren (1998)
						3.5	11.50	N/A	0.43		
						6.0	10.57		0.45		
						9.5	10.26		0.48		
						13.5	9.78		0.55		
						17.5	8.26		0.62		
						23.0	6.81		0.84		
28.0	4.71		1.52								
34	Jubilee Line, Westminster, (EB) London, U.K.	London Clay (LC)	Manual con escudo	22.0	4.85	0.0	8.16	23.4	0.40	2.80	New & Bowers (1994)
						8.0	8.32	N/A	0.60	N/A	
						16.0	6.85	N/A	1.11	N/A	
35	Heathrow Express Trial, Terminal 4, London, U.K.	London Clay (LC)	Manual por fases	17.9	9.0	8.0	7.42	18.0	0.74	0.80	Clayton et al., 2006
						12.5	5.83	N/A	1.05	N/A	
36	Heathrow Express Trial, Terminal 4, London, U.K.	London Clay (LC)	Manual por fases	25.9		12.5	8.10	N/A	0.77	0.5-0.6	
37	Heathrow Express Trial, Terminal 5, London, U.K.	London Clay (LC)	TBM, SCL (Hormigón Proyectado), LaserShell	12.0	4.15	0.0	6.00	13.5	0.4-0.5	0.63-1.10	Jones et al., 2008
38	Thames Water Ring (TWRM), London, U.K.	Arcillas arenosas y arenas arcillosas	EPB	40.0-60.0	3.362	0.0	12.5	N/A	0.25	0.33	Jones (2010)
39	High Speed I tunnel, London, U.K.	London Clay (LC), Upper Mottled Clay		34.7	7.15	0.0	N/A	1.4	0.4	0.29	Jones (2010)
40	Northern Line tunnel, London, U.K. (NB) (SB)	Thanet Sand, Lambeth	TBM	34.1	3.66 y 3.85	0.0	N/A	-2.0	0.56	0.51	Jones (2010)
41	Channel Tunnel Rail Link, 220 Stratford-St Pancras, London, U.K.	LC, HF, WRB, UP, TS	EPB/TBM	16.0	8.15	0.0	6.0	N/A	0.35-0.60	0.2-0.8	Wongsaroj et al., 2006
				27.0	8.15	0.0	11.3				
				34.0	8.15	0.0	14.0				

N° Caso	Localización	Terreno	Método empleado	Prof. z₀ (m)	Diámetro D (m)	Prof. z (m)	Anchura i_z (m)	Máx. asiento S_vmax(mm)	K	Vloss (%)	Referencias
42	Channel Tunnel Rail Link, 250, Dagenham, London, U.K.	London Clay (LC)	EPB/TBM	18.9	8.16	0.0	8.127	4-10.0	0.43	N/A	Standing & Selemetas, (2013)
43	West Ham, London, U.K.	London Clay (LC)	TBM	13.5	2.94	0.0	5.2	N/A	0.40	2.3	Macklin & Field, (1988)
44	Crossrail Hyde Park, London, U.K.	London Clay (LC)	EPB	34.6	6.2	0.0	14.88	5-9.5	0.40- 0.45	N/A	Wan et al., 2017
45	Dockland's Railway, Island Garden-Greenwich, London, U.K.	TG, LC, WRB, TS	Escudo de lodos	13.0- 30.0	5.85 y 6.82	0.0	5.65	7.0	0.60	0.45	Sugiyama et al., 1999

En la Figura 6.124 se presenta un resumen de las medidas de pérdida de volumen de terreno, para los asientos a largo plazo, en relación a todos los casos estudiados de túneles en este Capítulo.

Se han analizado 45 casos, de los cuales, algunos excavados mediante tuneladora EPB o TBM y otros construidos mediante técnicas manuales. Estos últimos casos excavados con técnicas manuales algunos han sido excavados manualmente sin ayuda de escudo abierto y otros casos se han empleado la ayuda de estos escudos.

Como se observa en la Figura 6.124, la gran mayoría de túneles excavados con EPB o TBM presentan pérdidas de volumen de terreno muy pequeñas (<0.10%). En 7 casos la pérdida de terreno se sitúa entre 0.25-0.50% y en 8 casos se encuentran entre 0.5-0.75%, representando el 22% del total de casos analizados con máquina EPB/TBM.

Respecto a las excavaciones realizadas con técnicas manuales presenta pérdidas de volumen de terreno mayores que en el caso de las excavaciones realizadas mediante EPB/TBM como se muestra en la Figura 6.124.

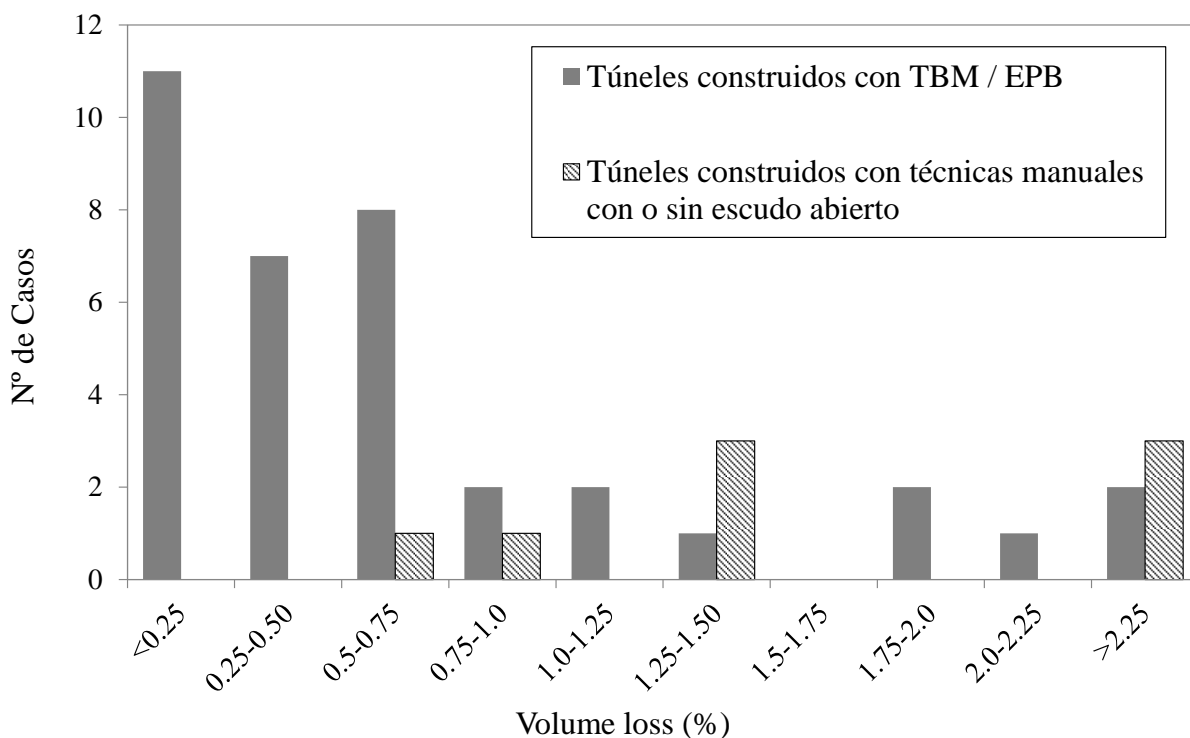


Figura 6. 124 Distribución de las medidas de pérdida de terreno en función de los casos estudiados

6.12 Resumen

Una vez vistos los cuarenta y cinco casos de túneles a lo largo del capítulo se ha comprobado que la pérdida de volumen de terreno y la anchura de la cubeta de asiento, se encuentran íntimamente influenciadas por diversos factores, tales como: la cobertura, el avance de excavación, el material atravesado y los parámetros operacionales en el caso de excavaciones mediante máquina tuneladora tales como: la presión aplicada en el frente (P1) y la presión aplicada en la cola del escudo (P3). A continuación, se resumen las particularidades de los casos vistos en función del tipo de terreno atravesado.

SUELOS BLANDOS

Parámetros operacionales de la máquina tuneladora (P1 y P3)

Muchos de los casos vistos en este capítulo apuntan a que los parámetros operacionales de una máquina tuneladora tienen una gran influencia en los movimientos del terreno inducidos durante el proceso de excavación y un buen control de ellos contribuye a minimizar los asientos en el terreno. A lo largo del capítulo se ha comprobado en varios casos como la presión aplicada en el frente de excavación y en la cola del escudo son dos parámetros cruciales durante el proceso constructivo mediante máquina tuneladora (Wongsaroj et al., 2005; Wongsaroj et al., 2006; Mair, 2008; Shirlaw et al., 2003; Antiga A. & Chiorboli, 2009; Phienwej, N. et al., 2006; Sirivachiraporn & Phienwej, 2012; Sugiyama T. et al., 1999; Guo J. et al., 2014).

En Shirlaw et al., 2003, a partir de diversos análisis recogidos durante la excavación de la Línea North East en Singapur hemos visto, que ocasionalmente presiones de soporte de frente bajas causan un relajamiento de las tensiones en el frente o sobrexexcavaciones que no pueden recuperarse incrementando de nuevo la presión de soporte en esa zona y pueden tener un efecto significativo sobre la pérdida de terreno. Shirlaw, va más allá y aboga que la dispersión en los datos entre la pérdida de volumen de terreno en la cola del escudo y la presión de inyección de mortero, nos lleva a pensar, que la pérdida de volumen de terreno en la cola del escudo se encuentra directamente relacionada por cómo se ha controlado la presión en el frente de excavación, por lo tanto, la presión en el frente y la presión en la cola de la máquina tuneladora no pueden ir desacopladas. Además, otra de las causas que hemos visto que puede repercutir en una pérdida de terreno mayor es el cambio en el frente excavación. Aunque en los ensayos de campo se determine el lugar exacto del cambio de materiales, los parámetros operacionales (como: la presión aplicada en el frente o en la cola del escudo) de la máquina tuneladora no se incrementan inmediatamente y eso repercute en un mayor asiento (Shirlaw et al., 2003).

En caso del túnel Jiangji en Wuhan (China) (Guo J. et al., 2014), donde se observó claramente que el aumento en la presión en el frente de excavación disminuyó el asiento vertical máximo en la superficie del terreno.

En cambio, según Antiga A. & Chiorboli, 2009 un incremento de la presión conduce a un valor más alto en la estabilidad del frente pero no garantiza un descenso en los asientos, como hemos visto en los casos analizados del metro de Milán (Fargnoli et al., 2013) o durante la excavación de la línea de metro en Bangkok (Phienwej, N. et al., 2006), en ambos casos existe mucha dispersión en los datos y no existe una clara relación entre el asiento o la pérdida de volumen registrada y la presión aplicada en el frente, aunque la tendencia es a disminuir el asiento o la pérdida de terreno a medida que la presión aplicada en el frente aumenta. En este último caso, en la ciudad de Bangkok, cuando la excavación se encontraba completamente en la capa de arenas, no se ha observado correlación posible entre el asiento máximo registrado y la presión de frente aplicada (Phienwej et al., 2006).

Por otro lado, hay que tener en cuenta también que cuando la presión sobrepasa un cierto valor se han observado pequeños levantamientos como por ejemplo en el metro en Kaohsiung (Hsiung, 2011), durante el proyecto de Doble-O-Túnel CA450A (Gui et al., 2013), en el proyecto MRTA en la ciudad de Bangkok (Sirivachiraporn & Phienwej, 2012) o en la Línea de metro entre Otogar y Kirazli en Estambul (Ocak, 2012), por lo que se ha comprobado que la presión en el frente de excavación debe mantenerse entre un cierto rango de valores para obtener las menores pérdidas de volumen de terreno (Wongsaroj et al., 2006).

SUELOS FORMADOS POR ARENAS

Cobertura

En el caso de las ampliaciones de metro y ferrocarril de la ciudad de Madrid, hemos visto que cuando la profundidad del túnel es mayor a dos diámetros y el terreno es homogéneo, la pérdida de volumen de terreno para los casos analizados es inferior al 0.4%, en cambio, en los casos en que el terreno no se puede considerar homogéneo, la pérdida de volumen de terreno aumenta hasta valores del 0.68% (Díez, 2010). Además, se ha comprobado que las mayores pérdidas de volumen de terreno ocurren cuando la relación cobertura/diámetro (C/D) disminuye. Según Guo, túneles más superficiales ($z_0/D < 2.5$) tienen un mayor efecto en la deformación del terreno. Sin embargo, en túneles más profundos ($z_0/D > 2.5$) la deformación del terreno es generalmente limitada.

SUELOS FORMADOS POR ARCILLAS RÍGIDAS

Cobertura

En el caso de la Terminal T5 de Heathrow, un aumento de la cobertura produjo inesperadamente mayores asientos, dando lugar, a cubetas de asiento más anchas, con una pérdida de volumen de terreno entre 0.97-1.10%, se cree que este mayor valor de la anchura de la cubeta, puede ser causado por asientos de

consolidación local. Un mes antes de que comenzara la construcción del túnel, se colocó al menos 1 m de relleno dando lugar a mayores asentos en los laterales de la excavación. Se comprobó a partir de la instrumentación de campo mayores asentos que los predichos mediante la curva Gaussiana en el centro de la excavación (Jones et al., 2008).

Avance de excavación

En el caso de las excavaciones realizadas con escudo y arranque manual como es el caso de varios de los túneles vistos en el Reino Unido, en concreto en el caso de la excavación de la Jubilee Line en la ciudad de Londres, se observó que, para excavaciones con escudo de frente abierto con arranque manual, un avance con pases más pequeños repercute en una pérdida de volumen de terreno menor (Standing & Burland, 2006). Según Van der Berg, J.P., et al., 2003, las mayores pérdidas de volumen de terreno se produjeron en el avance de la clave de excavación durante la excavación de los túneles que dan acceso a la Terminal 4 en el aeropuerto de Heathrow.

Además del estudio realizado por Standing & Burland, 2006, se desprende que cuando el túnel atraviesa unas condiciones de terreno con más contenido en arena y limo que las arcillas compactas de Londres y además el perfil estratigráfico sufre la erosión de unas de las capas, la pérdida de volumen de terreno resulta considerablemente mayor.

Material atravesado, anchura de la cubeta de asentos y pérdida de volumen de terreno

Por otro lado, también se ha analizado la variación de la anchura de la cubeta de asentos transversales en varios de los casos de túneles vistos a lo largo del capítulo. Según Lake L.M. et al., 1996 para el caso de túneles profundos $z_0 > 20\text{m}$, la anchura de la cubeta calculada teóricamente según la curva propuesta por Mair et al., 1993 es mayor a la real. En este contexto, se ha observado como en muchos de los túneles profundos ($z_0 > 20\text{ m}$), existe una tendencia general a que, la anchura de la cubeta de asentos transversales en profundidad sea sobrevalorada para una profundidad de excavación equivalente a $z_0 = 16.5\text{m}$. En estos casos, la curva propuesta por Mair et al., 1993 sobrepredice el valor de la anchura de la cubeta de asentos en profundidad. En cambio, en el caso de los datos presentados por Barratt D.A. & Tyler R.G., 1976 para $z_0 = 34\text{m}$ y Standing J.R. & Selman R., 2001 para una profundidad de $z_0 = 30.5\text{-}31.2\text{m}$ aunque sean muy superiores a $z_0 = 16.5\text{ m}$, en estos casos que la profundidad del túnel es muy grande, los valores de K se igualan en profundidad a los casos vistos de Mair et al., 1993. Para túneles poco profundos como es el caso del Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona, la curva propuesta en Mair et al., 1993, en nuestro caso, infravalora la anchura de la cubeta de asentos transversales.

Por otro lado, se comprobó en varias de las excavaciones estudiadas en este capítulo que la anchura de la cubeta en la superficie, era dependiente del material atravesado como fue apuntado por Grant & Taylor,

1996, O'Reilly & New, 1982, además se sabe que la pérdida de volumen de terreno no solo depende del tipo de material atravesado por la excavación sino también de la técnica de excavación empleado según Mair & Taylor, 1997 basado en diversos casos estudiados a lo largo de la historia discutidos en la literatura: Peck, 1969; Cording & Hansmire, 1975; Clough and Schmidt, 1981; O'Reilly & New, 1982; Attewell et al. 1986; Uriel & Sagaseta, 1989; Mair, 1996 y Wongsaroj et al., 2005. Años más tarde, Wongsaroj a partir de la pérdida de volumen de terreno registrada durante experiencias previas en las diferentes excavaciones de la ciudad de Londres para profundidades similares, pero con el empleo de técnicas de excavación diferentes, obtuvo que la pérdida de terreno es dependiente del material atravesado e independiente del método empleado. Por un lado, analizó diversas excavaciones con frente abierto donde se obtuvieron valores superiores de la pérdida de volumen de terreno (Mair, R.J. et al., 2003) y por otro lado, estudió en profundidad los datos registrado durante la excavación de la Línea férrea Channel Tunnel Rail Link excavación realizada, a partir, del empleo de tuneladoras duales EPB/TBM operando en modo cerrado. Durante ésta última excavación, en tramos donde la excavación atravesaba condiciones de frente mixto la pérdida de terreno fue mayor que en zonas donde únicamente atravesaba una única formación (Wongsaroj et al., 2005), por lo que se comprueba que la pérdida de terreno es dependiente del material atravesado e independiente del método empleado. En estas condiciones, la anchura de la cubeta de asientos transversales K en la superficie, cuando se atraviesa un frente mixto es del orden de 0.35-0.45 muy similar a los valores analizados en Dimmock, 2003, mientras que cuando la excavación atraviesa la Formación London Clay, formada por arcillas rígidas, el valor de K en la superficie es igual a 0.46-0.60, a pesar de la diferencia en el método de excavación (Wongsaroj A. et al., 2006). Los resultados son consistentes con los datos presentados en Mair y Taylor (1997); Hamza et al, 1999 y años después por Jones, 2010 (Figura 6.116, Figura 6.119 y Figura 6.100).

Parámetros operacionales de la máquina tuneladora (P1 y P3)

Según Mair, 2008, un buen control de la presión de soporte en el frente sin fluctuaciones importantes favorece la reducción de los movimientos en el terreno. Un claro ejemplo de ello, fue el que hemos visto durante la extensión de la Línea Docklands Light Lewisham (Sugiyama T. et al., 1999), donde un control cuidadoso de la presión en el frente y en la cola del escudo causaron asientos muy pequeños en el frente de excavación.

Por último, otro hecho remarcable respecto a la presión ejercida en el frente de excavación y los asientos que se producen en la superficie del terreno fue el hecho observado durante la excavación de Channel Tunnel Rail Link a través de la Formación London Clay. Durante esta excavación se registraron pérdidas de volumen de terreno en algunos casos elevadas mientras la presión en el frente se mantenía también elevada. Según Wongsaroj et al., (2006), esto se puede explicar, parcialmente, por el hecho de que la posición del túnel es más superficial cuando atraviesa la Formación London Clay, con un K_0

considerablemente superior. Para una relación de presión en el frente dado, las tensiones de relajación ocurren en la dirección horizontal hacia la máquina tuneladora, lo que implica un aumento significativo en la pérdida de volumen de terreno.

TRAMO 1 LÍNEA 9 DE METRO DE BARCELONA

Cobertura

En el caso del Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona, como hemos visto, se trata de un tramo muy superficial, de tal manera que no se puede observar la evolución de la pérdida de volumen de terreno para profundidades mayores a los dos diámetros. Lo que sí hemos comprobado es que para profundidades del eje de excavación similares al caso del Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona ($z_0/D < 2$) como es el caso del túnel de metro de Hangzhou bajo el río Qiantang (Lin et al., 2013) y la Línea 2 de metro en la ciudad del Cairo (Hamza et al., 1999) y teniendo en cuenta que las condiciones geológicas son similares, se ha observado que el asiento máximo registrado para las tres excavaciones es similar.

También hubo un caso de relleno antrópico donde se produjeron cubetas de asiento más anchas, con una pérdida de volumen superior en esos puntos al igual que en el caso del aeropuerto de Heathrow como ya hemos comentado en el Capítulo 4.

Material atravesado, anchura de la cubeta de asientos y pérdida de volumen de terreno

En el caso de la Línea 9 de metro de Barcelona, los valores el rango de la anchura de la cubeta de asientos transversales se encuentra entre ($0.3 < K < 0.6$), pero es difícil identificar en este tipo de suelos cuando es más arcilloso y arenoso ya que se entremezcla un material con otro constantemente. Según Fagnoli et al., 2013 una baja variabilidad en los valores de la cubeta de asientos transversales indica que el terreno es muy uniforme (Fagnoli et al., 2013) en este caso de la Línea 9, el rango es grande lo que indica que el tamaño de grano varía a lo largo de la traza de excavación.

Respecto a la pérdida de volumen de terreno en relación al material atravesado, lo que si se ha podido corroborar es que, en el caso de la existencia de arcillas por encima del eje de la excavación, la pérdida de volumen de terreno no supera el 0.45%. En cambio, en el caso de que no exista capa de arcillas por encima del eje de excavación se producen pérdidas de volumen de terreno mayores.

Parámetros operacionales de la máquina tuneladora (P1 y P3)

En el caso del Tramo 1 de la Línea 9 de Barcelona, cabría esperar, por tanto, que un aumento de la presión en el frente de excavación repercutiera en una disminución de la pérdida de volumen de terreno en el frente, pero esta correlación no es del todo clara, aunque existe una cierta tendencia de los datos a que así sea,

hemos visto que el rango de valores en las presiones aplicadas no es muy amplio y es difícil de afirmar esta tendencia.

Con lo que sí se concluye es que cuando la presión de frente se encuentre entre 2.5-3.0 bar se producen las menores pérdidas de volumen de terreno.

Capítulo 7

Análisis numéricos de la excavación de los túneles

7.1 Introducción

En la actualidad, la simulación de la excavación y construcción de túneles mediante métodos numéricos es habitual. Un resumen de los modelos empleados para la simulación de túneles anteriores al año 2000 se puede encontrar en Negro y de Queiroz, 2000. Después de examinar más de 65 artículos sobre simulaciones de excavaciones subterráneas concluyeron, que en el 96% de los casos simulados se empleaba el uso de los métodos de elementos finitos (MEF) mientras que en el 4% restante se utilizan otros métodos, como, por ejemplo, los métodos de diferencias finitas (MDF). En Rodríguez, 2008 se muestran las diferencias entre la modelización de la excavación de túneles excavados con máquina EPB mediante diferencias finitas y elementos discretos.

En este contexto, el empleo de elementos finitos parece predominante en la simulación de túneles actualmente. Sin embargo, cuando se emplean los elementos finitos, en muchos casos se utilizan modelos constitutivos simples, debido al menor número de parámetros y menor coste computacional frente a los modelos de suelo avanzados. Según el estudio llevado a cabo por Negro y de Queiroz, 2000 en muchos de los análisis se emplean modelos elástico-perfectamente plásticos debido a su simplicidad aunque estudios pasados muestran que tanto los modelos de suelo elástico-lineales como los modelos lineales elástico-perfectamente-plásticos ampliamente, tienden a producir cubetas de asiento más amplias en la superficie que las observadas en el campo (Gunn, 1993).

Trabajos recientes han demostrado la importancia de la simulación de las pequeñas deformaciones que se generan alrededor de la excavación y la conveniencia de la incorporación de modelos que simulen estas pequeñas deformaciones (Benz, T. 2007; Möller, 2006).

En esta tesis se empleará el uso de un modelo simple de plasticidad perfecta como es el modelo de Mohr-Coulomb y el modelo constitutivo avanzado no lineal para pequeñas deformaciones, como es el modelo de Small Hardening Soil Model (SHSM) todos ellos implementados en el software de elementos finitos Plaxis v.9.0.

Mientras que las excavaciones de túneles pueden ser consideradas como un problema en 3D (Swoboda, 1979, Swoboda, G & Abu-Krishna, 1999) los análisis numéricos en 3D requieren mucho más tiempo de cálculo y mayor coste computacional. Por ese motivo, en muchos de los análisis, como ha sido nuestro caso, se opta por la simulación en 2D, la cual, es considerada económica respecto al tiempo de cálculo y coste computacional, para alcanzar soluciones fiables y prácticas.

Respecto a los métodos de simulación de túneles en 2D para excavaciones mediante tuneladoras con frente cerrado mediante elementos finitos tal y como se ha mencionado en el Capítulo 2, existen varios métodos tales como: el método del Gap (Rowe et al., 1983; Lee, K.M., et al., 1992), el método de stress reduction (β) (Addenbrooke, 1997; Möller, 2006), el método de contracción (Vermeer & Brinkgreve 1993), el método de la pérdida de volumen de terreno (Addenbrooke, 1997), el método de la presión de mortero (Möller, 2006; Möller, S. C., & Vermeer, 2008) y el método de la presión de mortero modificada (Surarak, 2010). La mayoría de todos estos métodos han sido empleados para la simulación de túneles mediante máquinas tuneladoras en túneles excavados en áreas urbanas teniendo en cuenta como principal objetivo la estimación de los asentamientos en superficie. En esta tesis se optó por el método de stress-reduction como método para simular la excavación del túnel de la Línea 9 como se indicará más adelante en el apartado 7.2.3 de este capítulo.

Además, en este capítulo también se mostrarán los resultados de la simulación del proceso de construcción del túnel del Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona en las diez secciones de control presentadas en el Capítulo 5. Estos resultados de la simulación serán comparados con los datos registrados por la instrumentación de campo ya mostrados en el mismo Capítulo 5.

7.2 Modelación de túneles de frente cerrado mediante el empleo de Elementos Finitos en 2D

El proceso de excavación real de un túnel se produce en 3D. Sin embargo, debido a la complejidad del problema en muchas ocasiones se simplifica optando por el uso de los elementos finitos en 2D. Las técnicas para modelizar los problemas superficiales de túneles en 2D son a menudo agrupados en dos categorías: modelos de sección transversal de deformación plana y modelos axisimétricos. La técnica más comúnmente utilizada es el modelo de sección transversal de deformación plana, el cual, es una simplificación del análisis de deformación plana de una sección perpendicular al eje longitudinal del túnel. Este tipo de modelos son habitualmente utilizados para geometrías con una o más secciones uniformes de sección transversal y que corresponden con un estado de tensión y un esquema de carga a una cierta longitud perpendicular a la sección transversal (dirección z). Desplazamientos y deformaciones en la dirección z son se suponen cero. Sin embargo, las tensiones normales en la dirección z son tenidas en cuenta.

El modelo axisimétrico es utilizado para estructuras circulares con una o más secciones del tipo radial uniforme y un esquema de carga alrededor del eje central, donde la deformación y el estado de tensión asumido son idénticos en cualquier dirección. Aunque este modelo parezca que podría simular el comportamiento alrededor del frente del túnel, Rowe y Lee (1992a) mostraron que proporcionaba diferentes comportamientos comparado con un modelo convencional de 3D.

En esta tesis se ha elegido un modelo transversal de deformación plana.

7.2.1 Procedimientos de excavación en túneles de frente cerrado con elementos finitos en 2D

Como hemos comentado en la introducción, el proceso de excavación de un túnel es un proceso en 3D. Cuando se modela una excavación realizada con una tuneladora de frente cerrado mediante elementos finitos en 2D se debería considerar la deformación del suelo en el frente de la máquina tuneladora debida al movimiento del suelo radial y axial hacia el frente del túnel produciéndose una pérdida de terreno anterior al paso de la tuneladora. Esto implica que el volumen entre la ubicación original y la superficie de corte final incluye una pérdida de suelo anterior al proceso de excavación. Además, una pérdida adicional se producirá cuando el gap entre el diámetro de la superficie de corte y el diámetro externo del revestimiento del túnel no se compense con la inyección de mortero en la cola del escudo (Möller, 2006), entre otras medidas ya comentadas en capítulos anteriores.

Para simular la excavación del túnel con escudo cerrado como ya hemos comentado en la introducción, se emplean diferentes métodos tales como: método del Gap (Rowe et al., 1983; Lee, K.M., et al., 1992), el

método de stress reduction (β) (Addenbrooke, 1997; Möller, 2006), el método de contracción (Vermeer & Brinkgreve 1993, el método de la pérdida de volumen de terreno (Addenbrooke, 1997), el método de la presión de mortero (Möller, 2006; Möller, S. C., & Vermeer, 2008) y el método de la presión de mortero modificada (Surarak, 2010).

Centrado en los asientos de superficie y las fuerzas estructurales inducidas en el revestimiento continuo, Möller & Vermeer (2008) proponen el método de presión de mortero como unión entre el método del gap y el método stress reduction. Surarak, 2010 emplea el método de contracción y modifica el método de presión de mortero para predecir los desplazamientos del terreno y las fuerzas en el revestimiento durante la excavación de túneles con escudo. En su estudio se compara los resultados numéricos de los asientos producidos en superficie con los datos experimentales referidos a la ampliación de la línea MRT en Bangkok.

En esta tesis se empleará como método de simulación de túneles mediante elementos finitos en 2D, el método de stress reduction descrito a continuación.

7.2.2 El método de stress reduction

Wood, 1975 fue probablemente el primero en sugerir el método del stress reduction para simular la excavación de un túnel mediante un escudo, pero al parecer su idea no fue extendida para análisis numéricos en aquellos años.

Años más tarde Addenbrooke et al., 1997 emplea el método del stress reduction para modelar la excavación de un túnel con escudo. Según Addenbrooke la magnitud de los factores de descarga durante la excavación de túneles son inciertos, por lo que, sustituye estos factores de descarga por la cantidad de pérdida de volumen de terreno que es siempre controlada cuando se excava con este tipo máquinas tuneladoras. Posteriormente Möller y Vermeer (2008) también emplearon este método.

Al igual que el método de contracción, el método de stress reduction consta de dos etapas de cálculo. En la primera etapa de cálculo, una fracción $(1-\beta) p_0$ es relajada (excavación sin revestimiento) y una fracción βp_0 es aplicada en el interior del túnel una vez desactivado los elementos que representan el terreno original. En la segunda etapa de cálculo, se activa el revestimiento y la fracción βp_0 remanente (tensión interna dentro de la excavación) se relaja (Figura 7.1).

El valor de β es un valor basado en la experiencia. En los casos que se excava sin el uso de máquina tuneladora, este valor depende de la relación entre la longitud de túnel sin revestimiento y el diámetro equivalente (Brinkgreve R.B.J & Vermeer P.A., 2001), así como el modelo constitutivo que se utiliza. Una

pérdida de volumen de terreno más alta implica una relajación del terreno mayor y por lo tanto un revestimiento más rígido o un avance más corto para un asiento límite fijado, como hemos comentado no sería el caso si se está empleando el uso de tuneladora en la excavación.

El parámetro β , podría estimarse comparando los resultados de los modelos tridimensionales (Möller 2006) o las observaciones de campo de túneles similares en condiciones similares. Se ha observado que, para una geometría y un material dado, la reducción del valor de β puede provocar un aumento de los desplazamientos (movimiento de convergencia del túnel y transmitirse en un asiento en superficie mayor). Es por ese motivo, resulta útil dibujar la curva característica del terreno a excavar tal y como se muestra en la Figura 7.1, en función de un valor de β y comprobar la pérdida de volumen de terreno total que se produce. En esta tesis se ha realizado un estudio de la variación del valor de β en función de la pérdida de volumen de terreno para las condiciones particulares de la excavación de la Línea 9 de metro de Barcelona, que se mostrará más adelante de este apartado.

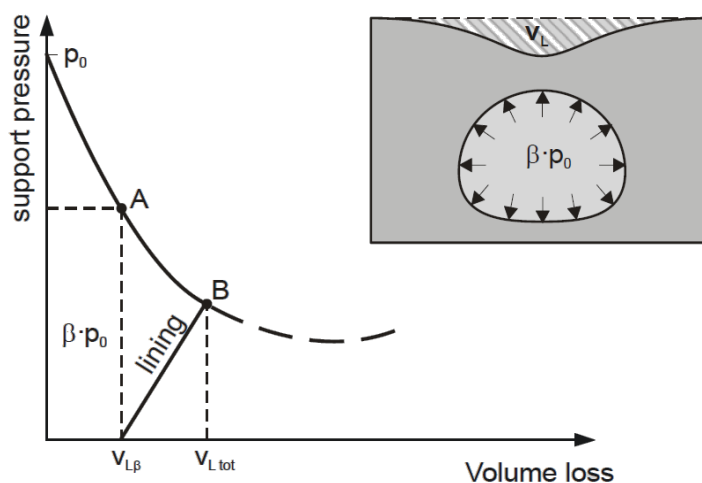


Figura 7.1 Método de stress reduction con control de pérdida de suelo adoptando la curva característica del terreno por Addenbrooke et al. (1997) y posteriormente modificada por González (2011)

Cuando la atención se centra en los asientos y no se analizan fuerzas estructurales, el cálculo se puede parar después de llegar a la pérdida de volumen de terreno prescrita. Para el análisis de las fuerzas estructurales, la transferencia de carga en el revestimiento tiene que ser calculada en una fase posterior de cálculo. Después de colocar el revestimiento en una segunda fase de cálculo, una cierta pérdida de suelo adicional se llevará a cabo hasta que se alcance el equilibrio final en el punto B (Figura 7.1). Pero esta pérdida de masa adicional será pequeña en comparación con la pérdida de tierra de la primera fase de cálculo, debido a que la rigidez del revestimiento es considerablemente más alta que la rigidez del suelo.

En nuestro caso, el comportamiento del material se considerará también no drenado en la fase de excavación, es decir, la deformación se producirá a volumen constante, y el volumen de la cubeta de asientos en la superficie será igual a la pérdida de volumen de terreno, al igual que el caso propuesto por Addenbrooke et al. (1997).

7.2.3 Aplicación del método Stress Reduction

En este apartado se hace uso del método Stress Reduction para la simulación de una sección de la Línea 9 de metro de Barcelona. El estudio consta de 48 simulaciones en las que se ha ido variando la potencia del estrato QL2 y el coeficiente de relajación en cada caso. Como resultado se obtiene: el cambio producido en los asientos en superficie y la pérdida de volumen de terreno en función del coeficiente de relajación aplicado.

La sección estudiada en este apartado ha sido la Sección Pk 3+993, perteneciente al Tramo T1A entre la estación de Mas Blau y la estación de San Cosme de la Línea 9 de metro de Barcelona (Figura 7.2). En esta sección la potencia “in situ” original del estrato QL2 es de $z=13\text{m}$ (Figura 7.3). Como hemos visto en el Capítulo 3 de esta tesis, la geología que conforma todo el Tramo 1 estudiado incluida la Sección 3+993, se trata de una geología deltaica con una morfología dentada, donde resulta difícil saber con exactitud la potencia de las capas que conforman el perfil estratigráfico. En este contexto, se ha querido recrear diferentes escenarios con diferentes potencias de la capa QL2 que conforma el acuífero superior, eligiendo las siguientes potencias: 8m, 9m, 10m, 11m, 12m y 13m (Figura 7.4). De la Figura 7.5 a la Figura 7.8 se muestran los resultados obtenidos. En las dos primeras Figuras, Figura 7.5 y Figura 7.6, se relaciona la potencia de la capa (QL2) y el coeficiente de relajación del terreno ($1-\beta$) en función del asiento ($S_{v\text{máx}}$), respectivamente. En la primera Figura, Figura 7.5, se observa que el asiento máximo en superficie es menor a medida que la potencia de la capa QL2 aumenta (valor máximo analizado $z=13\text{m}$). Además, vemos que esta diferencia de asiento para diferentes potencias de capa QL2, se hace cada vez más grande a medida que el coeficiente de relajación aumenta (Figura 7.5 y Figura 7.6).

Otro hecho remarcable, ha sido cuando la clave de la excavación coincide con el límite inferior de la capa QL2 (Figura 7.4c). En este caso, a partir de un coeficiente de relajación superior a ($1-\beta=0.20$) se observó que el túnel colapsaba en la Fase de excavación.

Respecto a la pérdida de volumen de terreno (V_{loss}) en función de la potencia de la capa QL2 y del coeficiente de relajación del terreno ($1-\beta$) (Figuras 7.7 y Figura 7.8) se ha observado que el volume loss aumenta a medida que la potencia del estrato QL2 disminuye. De igual manera que con el asiento en

superficie, la pérdida de volumen de terreno es mayor a medida que el coeficiente de relajación (1-beta) es mayor.

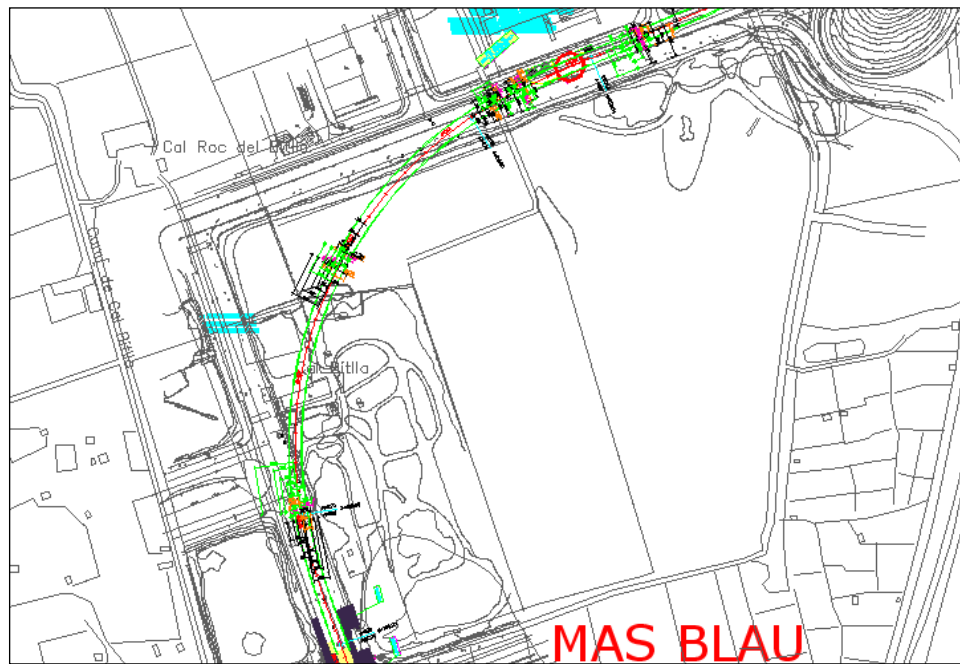


Figura 7.2 Situación de la sección T1A Pk 3+993 estudiada

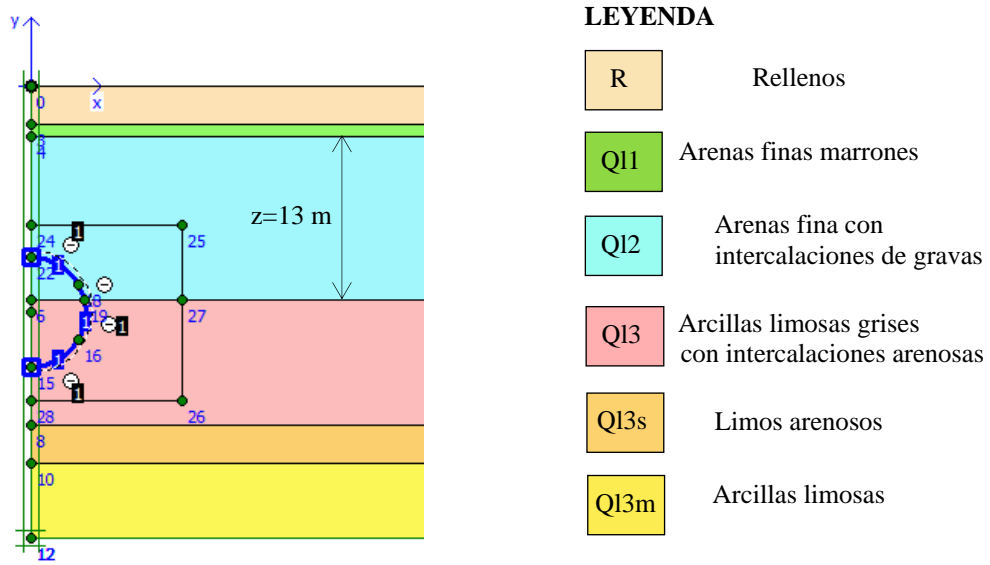


Figura 7.3 Potencia del estrato de arenas fina con intercalaciones de gravas (QL2) de la Sección T1A Pk 3+993 estudiada

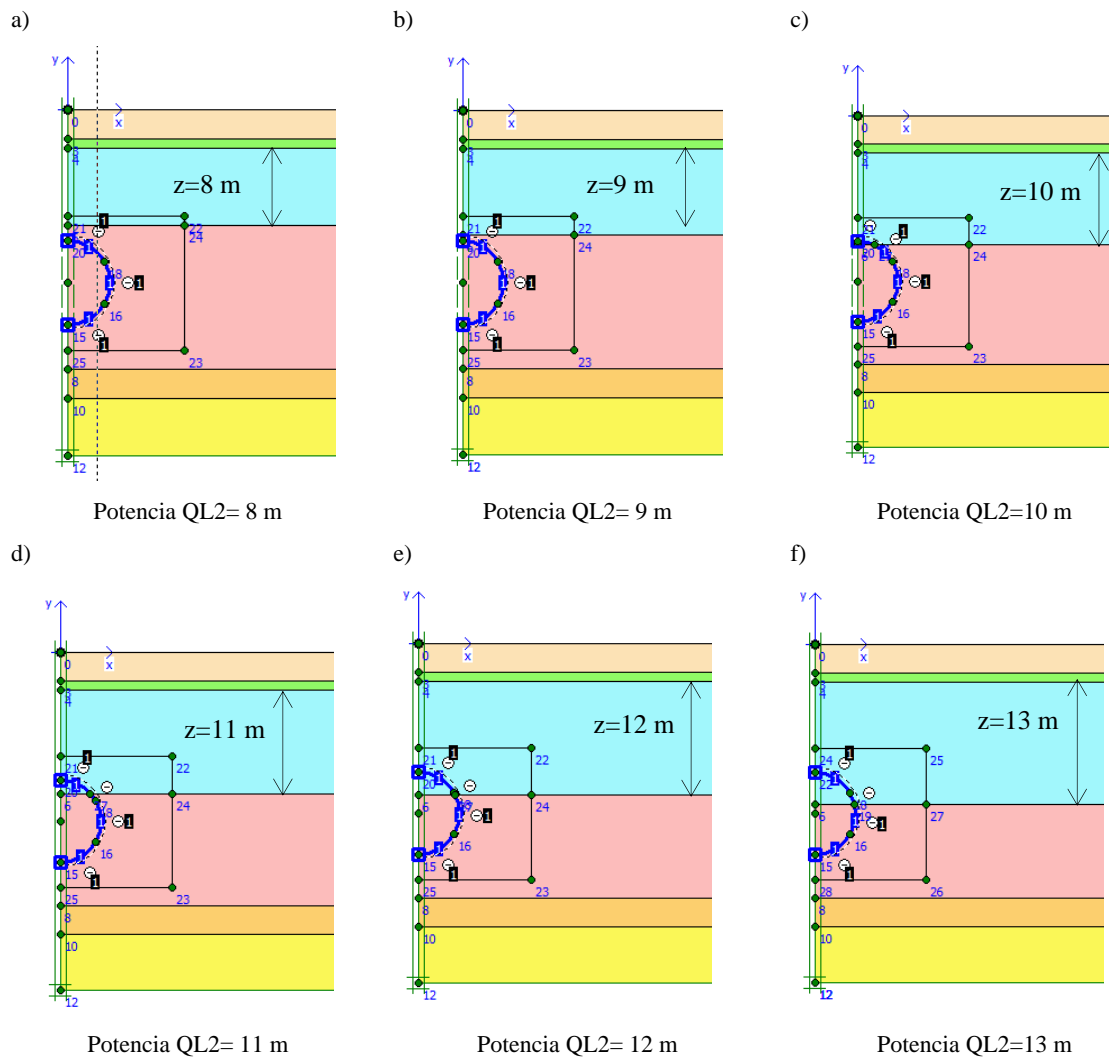


Figura 7.4 Variaciones de la potencia del estrato QL2

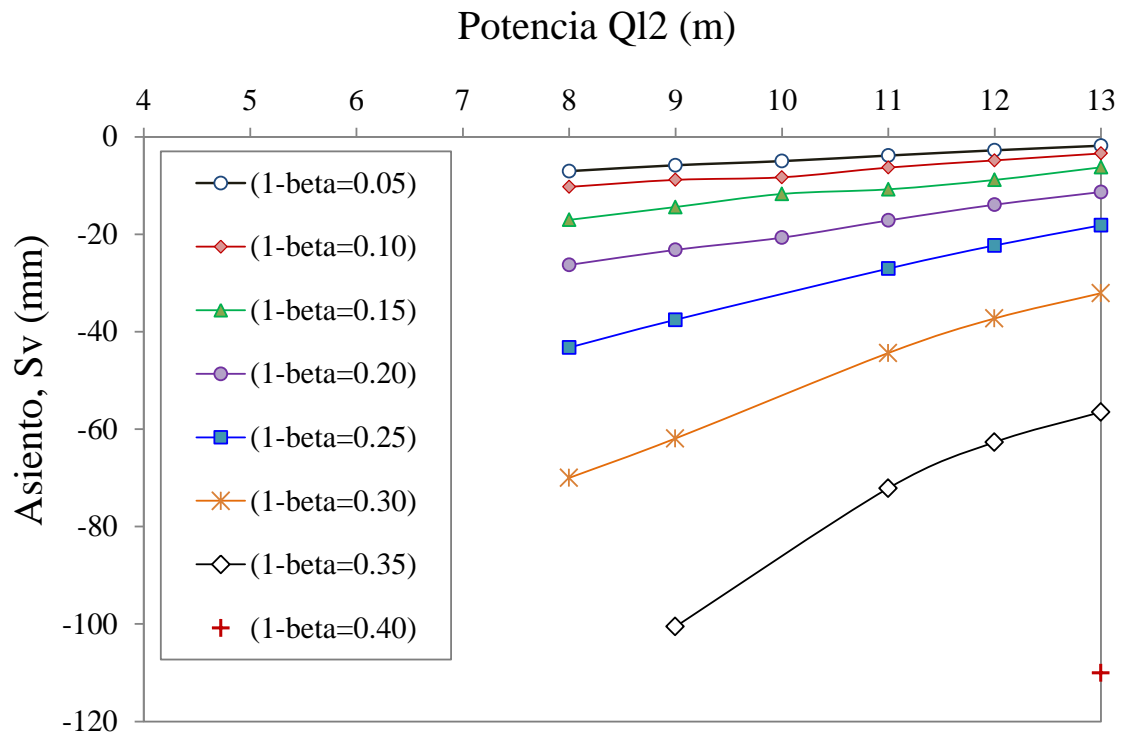


Figura 7.5 Variación del asiento en la superficie del terreno en función de la potencia del estrato QL2 para diferentes coeficientes de relajación empleados

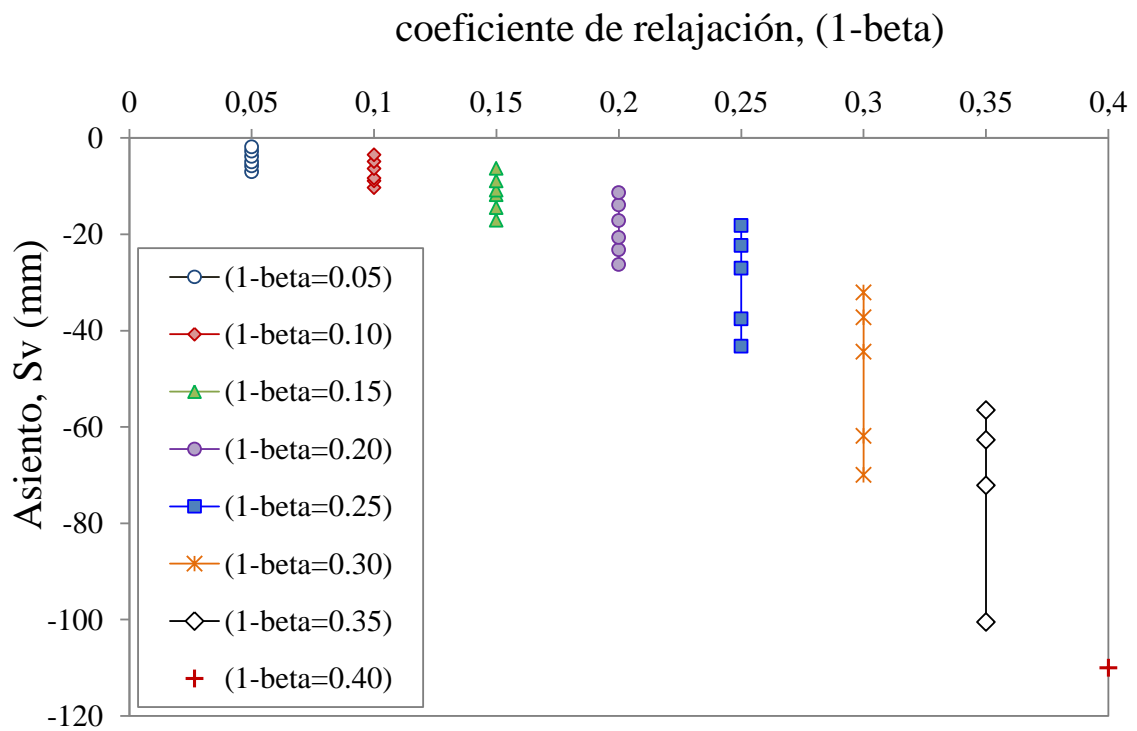


Figura 7.6 Variación del asiento en la superficie del terreno en función del coeficiente de relajación

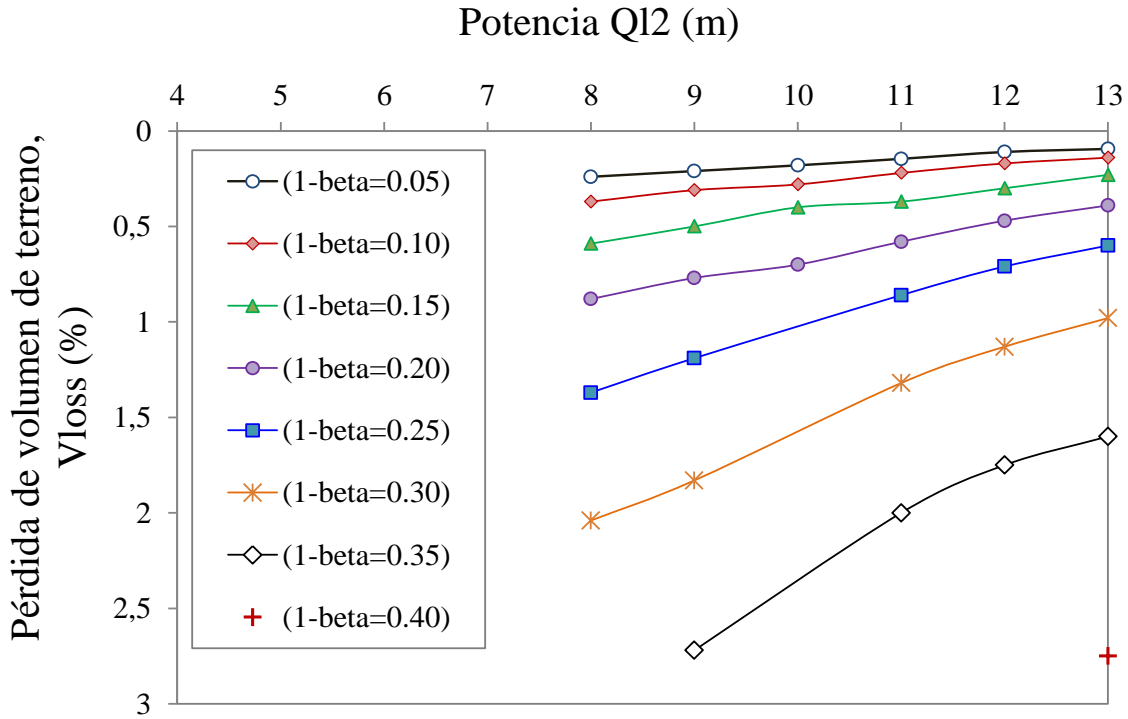


Figura 7.7 Variación de la pérdida de volumen de terreno en función de la potencia del estrato QL2 para diferentes coeficientes de relajación empleados

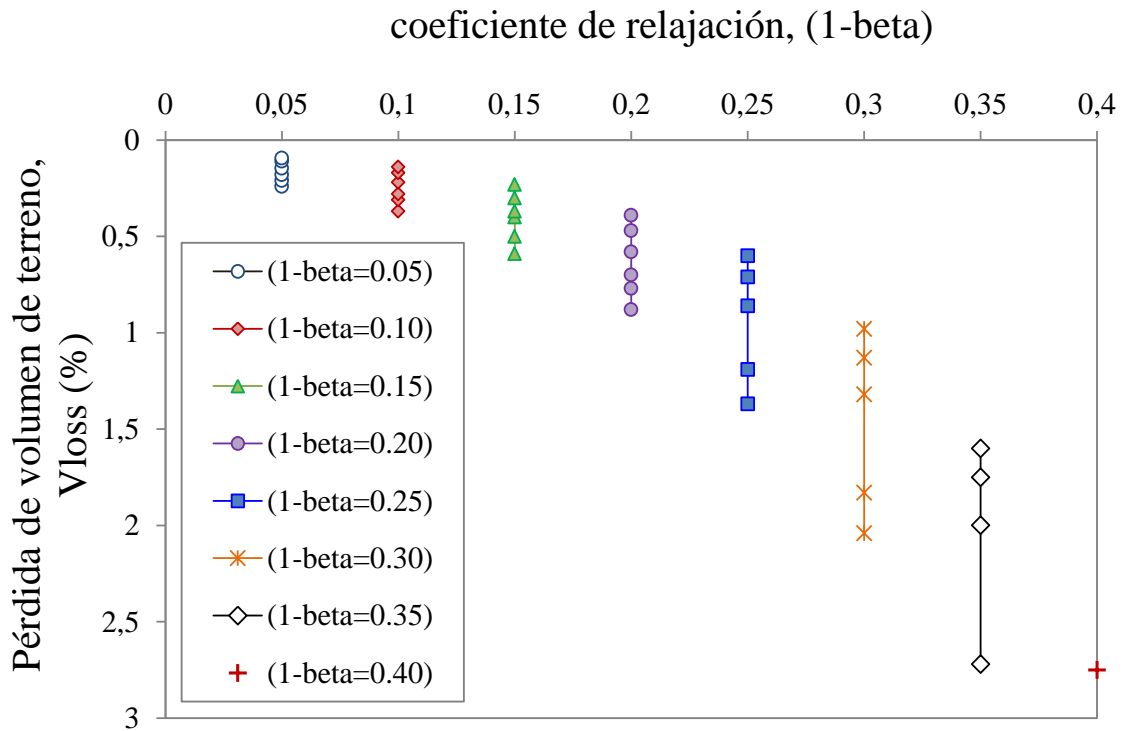


Figura 7.8 Variación de la pérdida de volumen de terreno en función del coeficiente de relajación

En resumen, se ha comprobado que el asiento en la superficie depende en gran medida de la potencia del estrato QL2 y del coeficiente de relajación (1-beta) que se deje en el terreno antes de la colocación del revestimiento final del terreno. Hemos visto que esta variación no es tan evidente para coeficientes de relajación del terreno pequeños.

Por otro lado, hay que tener especial atención cuando la clave de la excavación coincide con el límite inferior del estrato QL2. En este caso, el coeficiente de relajación se ve limitado no pudiendo exceder de 0.20 ya que sino la excavación colapsa antes de la colocación del revestimiento final.

7.3 Modelos constitutivos como herramienta para simular el comportamiento del suelo

En los últimos años, como hemos comentado en la introducción, los Elementos Finitos son un buen complemento a los métodos empíricos existentes en la literatura para la predicción y la simulación de movimientos en el terreno debidos a la excavación de túneles en el subsuelo. Este uso se debe principalmente al aumento de capacidad de nuestros ordenadores, así como de los logros en el desarrollo de los modelos constitutivos de suelo (más información sobre la modelización con el empleo de elementos finitos se puede encontrar en el Apéndice VII). Aunque hay que tener muy en cuenta que el empleo de elementos finitos debe ser cuidadoso y se deben revisar diversos factores que potencialmente pueden influir en la solución (Clough y Leca, 1989). Según Wongsaroj et al., 2005 la precisión de los elementos finitos depende de varios factores. Uno de los más importantes es: el grado de simplificación y los supuestos realizados para la resolución del problema. Esto incluye la aproximación en los límites geológicos, hidráulicos, las tensiones iniciales, el proceso constructivo y la geometría de los servicios y estructuras adyacentes.

Los elementos finitos calculan los desplazamientos en los nodos y posteriormente se calcula el desplazamiento en el interior de los elementos mediante las funciones de interpolación o funciones de forma, el paso de estos desplazamientos nodales a deformaciones y tensiones nos lo proporciona el modelo constitutivo de suelo empleado con su matriz constitutiva. Es el único lugar donde se informa al programa de elementos finitos cómo se comporta el suelo (más ver Apéndice VII).

Schweiger, 2009 y posteriormente también en Surarak, 2010 en su tesis, agrupa de una manera práctica los modelos constitutivos existentes en la literatura en cinco categorías:

1. Modelos Elásticos lineales y no lineales
2. Modelos Elasto-Plásticos Perfectos

3. Modelos Elasto-Plásticos isotrópicos de endurecimiento con una superficie de fluencia
4. Modelos avanzados de Elasto-Plasticidad isotrópicos de endurecimiento con dos superficies de fluencia
5. Modelos cinemáticos avanzados de endurecimiento con multi-superficies de fluencia

En el primer grupo, el comportamiento del suelo es como su nombre indica elástico. La dirección incremental principal de tensión y deformación coinciden. En los modelos isotrópicos elásticos, se requieren únicamente dos constantes elásticas independientes para representar el comportamiento del material. En ingeniería estructural es común utilizar como constantes elásticas: el módulo de Young (E') y el coeficiente de Poisson (μ'). Para geotecnia, suele ser más conveniente caracterizar el comportamiento del suelo en términos del módulo de corte (G) y el módulo volumétrico efectivo (K'). En los modelos elásticos anisótropos, teniendo en cuenta las indicaciones de Love A.E.H, (1927), es decir, consideramos la matriz constitutiva simétrica (matriz que relaciona las tensiones con las deformaciones) y consideramos que la anisotropía se encuentra limitada debido a que el suelo se deposita en planos de deposición conocida como 'isotropía transversa', en ese caso el número de parámetros para definir el comportamiento isotrópico transversal del suelo se reduce a cinco que son: μ'_{sp} (relación de Poisson en la distorsión en el plano de deposición debido a la tensión que actúa en la dirección de la deposición), μ'_{pp} (relación de Poisson en la distorsión en el plano de deposición debido a las tensiones que actúan en el mismo plano), E'_s (Módulo de Young en la dirección deposicional), E'_p (Módulo de Young en el plano de deposición) y G_{ps} (Módulo de corte en el plano de la dirección de deposición).

En los modelos elásticos no lineales, los parámetros del material varían con el nivel de tensión-deformación. Estos modelos resultan una mejora substancial sobre los modelos lineales pero debido al número de parámetros involucrados se supone comportamiento isótropo para la mayoría de los modelos no lineales. Sin embargo, todavía no logran modelar bien el comportamiento del suelo real. En particular, no pueden reproducir la tendencia del cambio de volumen cuando se produce cizalla ya que en estos modelos se asume que la dirección incremental principal de tensión y deformación coinciden y de esta manera no pueden reproducir con exactitud el mecanismo de rotura real (Potts & Zdravkovic, 1999).

En la mayoría de los casos, los modelos elásticos, aunque pueden reproducir el comportamiento de rigidez anisótropo del terreno no reproducen bien la realidad, por lo que no suelen ser empleados.

En el segundo grupo, se engloban los modelos elasto-plásticos perfectamente plásticos. Los modelos elasto-plásticos se basan en la suposición de que la dirección principal de tensión acumulada y el incremento de deformación plástica coinciden. Se necesita saber la función de fluencia, la cual, separa el comportamiento puramente elástico del comportamiento elasto-plástico y el potencial plástico, el cual, prescribe la dirección

de la deformación plástica. Si la ley de fluencia y el potencial plástico coinciden, entonces se dice que el modelo es de plasticidad asociada. Existe otro componente opcional que son las reglas de endurecimiento/reblandecimiento que describen como varían los parámetros de estado con la deformación plástica. En este grupo se encuentra el conocido modelo de (Mohr-Coulomb). Es un modelo sencillo y uno de los modelos más empleados en el mundo de la ingeniería (para más información ver Apéndice VII).

En el tercer grupo se engloban los modelos isotrópicos de endurecimiento/reblandecimiento con una superficie de fluencia. En este grupo se encuentra el modelo Cam-Clay Modificado (MCC) (Roscoe J.B. & Burland K.H., 1968). El modelo MCC introduce una superficie de fluencia elíptica, la cual, separa el comportamiento elástico del comportamiento plástico. Hasta el momento, el comportamiento debido a la consolidación y al corte o cizalla de un suelo se consideraba por separado. En el modelo Cam-Clay modificado simula ambos comportamientos del terreno conjuntamente, con lo que proporciona un avance significativo en la modelación del suelo respecto a los modelos elasto-plásticos simples tales como: el modelo de Mohr-Coulomb o Tresca.

Pero, aunque la aplicación de este modelo se encuentra ampliamente comprobada. Este tipo de modelo simula bien el comportamiento de obras de carga como es la construcción de un terraplén en suelos arcillosos blandos, pero en cambio, tiene problemas para simular adecuadamente el comportamiento de descarga como puede ser una excavación. Las tensiones del suelo permanecen generalmente en el interior de la única superficie de fluencia, con lo que las deformaciones predichas por este modelo se encuentran gobernadas por un comportamiento elástico no lineal sin plasticidad (Surarak, 2010). El modelo Cam-Clay modificado requiere cinco parámetros (κ , λ , ν , M , G). Estos incluyen los parámetros de consolidación, los parámetros de corte en condiciones drenadas y los parámetros elásticos. Este modelo no incluye parámetros para la resistencia de corte no drenada, pero se puede derivar a partir de los parámetros anteriores y del estado de tensión inicial (Potts & Zdravkovic, 1999).

El cuarto grupo pertenece a los modelos isotrópicos de endurecimiento con doble superficie de fluencia. El modelo más característico en esta categoría es el modelo de endurecimiento del suelo conocido como Hardening Soil Model (HSM) desarrollado por Schanz, T et al., 1999, a partir del modelo introducido previamente por (Vermeer, 1978). La característica principal de este tipo de modelo es que proporciona patrones de desplazamiento del terreno mucho más realistas.

El último grupo pertenece a los modelos cinemáticos de endurecimiento con multi-superficie. Estos modelos generalmente reproducen fielmente el comportamiento del terreno, incluyen endurecimiento, reblandecimiento, pequeñas deformaciones, anisotropía y suelos con estructuras. Algunos de los modelos que pertenecen a este grupo son: Modelo Cinemático de Endurecimiento (KHM) o Bubble Model (Al-

Tabba D.M. & Wood, 1989) y el modelo cinemático de endurecimiento con tres superficies de fluencia (3-SKH) (Atkinson, J.H., and Salfors, 1991). Estos modelos han sido desarrollados a partir del modelo de Cam-Clay y además comparten un comportamiento lineal con elasticidad (estado recuperable). Existen otros modelos más complejos tales como el modelo MIT-E3 de (Whittle, A.J., & Kavvadas, 1994), usado por ejemplo, para comportamientos no lineales y estados recuperables no asociados a la ley de flujo. Estos modelos requieren un gran número de parámetros difíciles de determinar.

En esta tesis se han utilizado dos modelos constitutivos: un modelo elasto-plástico perfecto (Modelo Mohr-Coulomb) y el modelo avanzado de elasto-plástico de endurecimiento Small Hardening Soil para pequeñas deformaciones, que, como hemos visto, es una extensión del modelo de Hardening Soil. Estos modelos como hemos comentado se encuentran descritos en más detalle en el Apéndice VII.

De los dos modelos empleados en esta tesis podemos decir que, aunque el modelo de Mohr-Coulomb ha sido empleado en numerosos proyectos ingenieriles, este modelo en cuestión presenta ciertas limitaciones, en especial cuando se trabaja con problemas donde se producen descargas del terreno, como es el caso de una excavación. El modelo de Mohr-Coulomb solo tiene en cuenta un único módulo de rigidez (E_{50}), tanto cuando el terreno es cargado por primera vez como cuando el terreno es descargado y recargado. Además, no tiene en cuenta el endurecimiento del suelo debido a las deformaciones plásticas por debajo de la línea de rotura, por ese motivo en esta tesis este modelo constitutivo únicamente se ha empleado en la capa más superficial, compuesto por material de relleno, el cual, no se encuentra afectado significativamente por ninguna descarga.

El segundo modelo constitutivo empleado parte de una mejora del modelo de Hardening Soil, añadiendo dos nuevos parámetros que tienen en cuenta la rigidez del suelo en situaciones de pequeñas deformaciones en el terreno (Small Hardening Soil Model, SHSM). Las diferencias entre uno u otro modelo (HSM y SHSM) reside en que en el modelo de HSM, el comportamiento del suelo durante el proceso de carga y recarga se asume que el suelo es elástico. Sin embargo, debido a la no linealidad del comportamiento tenso-deformacional del suelo se sabe que la rigidez del suelo disminuye con la deformación. El conocimiento de la variación del módulo de rigidez con la deformación permite la utilización de métodos de análisis no lineales, en los que el valor del módulo en cada punto se ajusta según su nivel de deformación en un proceso iterativo (Suriol J., 1993).

En la siguiente Figura 7.9 se muestra una simulación de la curva tensión-deformación realizada por Obrzud, 2011, donde se comparan los diferentes modelos constitutivos empleados en elementos finitos en relación a la modelización de pequeñas deformaciones del terreno. Vemos que el modelo constitutivo no-lineal como es el caso del modelo Small Hardening Soil reproduce bien la curva tensión-deformación de un suelo

en la zona de deformación inferior a 1E-03 (%) (para más información sobre el modelo SHSM ver Apéndice VII). Este modelo ha sido empleado en el resto de los materiales simulados en esta tesis.

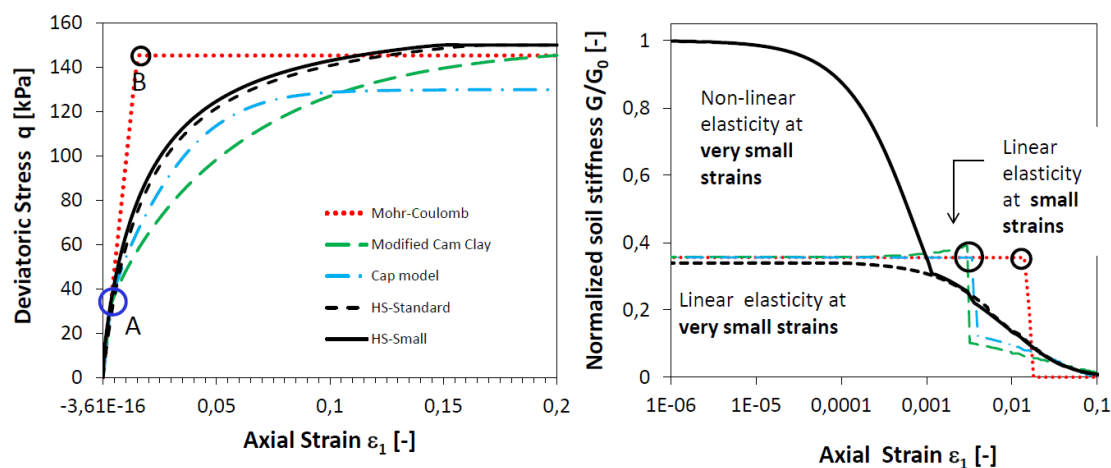


Figura 7.9 Comparativa del parámetro de rigidez a partir de las diferentes simulaciones de la curva de tensión-deformación y tensión de corte deformación con el empleo de diferentes modelos constitutivos (Obrzud, 2011)

7.4 Parámetros geotécnicos extraídos de los ensayos de laboratorio

7.4.1 Introducción

Los resultados de los ensayos in situ o de campo como los ensayos de laboratorio proporcionan información para la estimación de los diferentes parámetros que rigen los modelos constitutivos empleados en análisis de elementos finitos. En este apartado se estudiarán los diferentes parámetros a incorporar en los modelos constitutivos de Mohr-Coulomb y Small Hardening Soil utilizados en el programa de elementos finitos Plaxis v.9.0 y se determinarán estos parámetros en base a los ensayos convencionales de laboratorio indicados en el Capítulo 3. Estos ensayos se agrupan principalmente en tres grupos: ensayos de caracterización del estado del terreno, ensayos para determinar la resistencia y la deformabilidad y por último ensayos para medir la permeabilidad del terreno.

Para ello, este apartado, se ha dividido en tres subapartados: en primer lugar, se analizarán todos los resultados de los ensayos tanto de campo como de laboratorio respecto al estado, resistencia y permeabilidad del terreno. En segundo lugar, se estudiarán los parámetros de deformabilidad del suelo, a partir, de los ensayos edométricos y triaxiales realizados en diferentes muestras de suelo. Y, por último, se realizará una simulación tanto de los ensayos edométricos como triaxiales mediante elementos finitos en 2D utilizando el programa comercial Plaxis v9.0. Además, se realizará un pequeño estudio paramétrico de

alguno de los parámetros de entrada en el modelo para entender mejor su efecto y se calibrarán dichos parámetros para la correcta simulación de los movimientos del terreno acontecidos durante el proceso de excavación del Tramo 1 de la Línea 9 de metro bajo los materiales deltaicos del río Llobregat.

Condiciones no drenadas en el modelo

Cabe decir, que para todas las unidades estratigráficas (QL1, QL3, QL3s y QL3m) a excepción del material de relleno (R) y material (QL2), que conforma el acuífero superior, se han considerado para el análisis condiciones no drenadas.

Imponer un comportamiento no drenado (CU) en Plaxis, implica que los excesos de presiones intersticiales se generan automáticamente durante los cálculos plásticos, estos excesos se disipan en la etapa de consolidación.

7.4.2 Caracterización de los materiales

Peso específico saturado y no saturado

A partir de las densidades mostradas en el Capítulo 3 se muestra el peso específico considerado para cada uno de los materiales que conforman el perfil estratigráfico de la zona (Tabla 7.1):

Tipo	Peso específico no saturado (KN/m ³)	Peso específico saturado (KN/m ³)
R	17.50	17.50
QL1	14.70	19.5
QL2	17.50	21.3
QL3	13.80	18.8
QL3m	16.60	20.35
QL3s	14.70	19.0

Tabla 7.1 Valores medios del peso específico no saturado y saturado para cada unidad geológica

PARÁMETROS DE CARACTERIZACIÓN DEL MECANISMO DE CORTE DEL MODELO HSM

Cohesión (c')

En vista a los resultados de laboratorio, ensayos de corte directo y ensayos triaxiales vistos en el Capítulo 3, se estima que el valor de la cohesión de los diferentes materiales que conforman el perfil estratigráfico estudiado es orientativo ya que existe mucha dispersión en los resultados, por lo que se ha creído más

conveniente, de acuerdo con la historia geológica de la zona, elegir un valor nominal bajo. Los valores elegidos se presentan en la Tabla 7.2.

Tipo	Cohesión
	c' o c_{ref} (KN/m ²)
R	0.1
QL1	1.0
QL2	1.0
QL3	1.0
QL3m	1.0
QL3s	1.0

Tabla 7.2 Valores de la cohesión de referencia introducidos en el Plaxis v9.0 para cada unidad geológica

Ángulo de rozamiento interno (φ')

En este caso, los valores del ángulo de rozamiento (φ') se han obtenido a partir de los ensayos de corte directo y triaxiales. Mediante los ensayos dilatométricos se han corroborado estos valores (véase Capítulo 3). Los valores finalmente introducidos en el programa han sido los que se presentan en la Tabla 7.3.

Tipo	Ángulo de rozamiento interno
	φ' (°)
R	26.0
QL1	29.0
QL2	32.0
QL3	27.5
QL3m	26.36
QL3s	28.0

Tabla 7.3 Valores del ángulo de rozamiento interno introducido en el Plaxis v9.0 para cada unidad geológica

Dilatancia (ψ)

No se ha observado comportamiento dilatante en ninguno de los materiales ensayos en los diferentes laboratorios, por lo que en el modelo se considerará que la dilatancia es 0 para todas las unidades geológicas.

Coefficiente de empuje al reposo (K_0)

En esta tesis se obtenido el coeficiente de empuje en reposo (K_0) para cada nivel estratigráfico, a partir, de la expresión de Jaky ($K_0=1-\sin\varphi$) como se ha referido en el Capítulo 3 de esta tesis. Esta ecuación se encuentra implementada en el programa Plaxis y se empleará para el cálculo del parámetro K_0 según (K_0 -procedure) a partir del ángulo de rozamiento interno caracterizado para cada material (Tabla 7.3).

Tensión desviadora de rotura q_f y tensión desviadora asintótica de resistencia q_a -aproximación hiperbólica de Duncan-Chang (R_f)

La expresión para determinar la tensión desviadora de rotura q_f se deriva del criterio de rotura Mohr-Coulomb, que implica los valores de resistencia c' y ϕ' , mientras que q_a es la tensión desviadora asintótica de resistencia aproximada en el modelo hiperbólico de Duncan-Chang, como se muestra en la Figura 7.10. La relación entre la tensión desviadora de rotura y la tensión desviadora asintótica de resistencia determina el parámetro R_f (ecuación 7.1). En esta tesis se ha considerado el valor por defecto considerado en Plaxis v9.0, $R_f=0.9$ para todos los materiales considerados (para más información ver Apéndice VII).

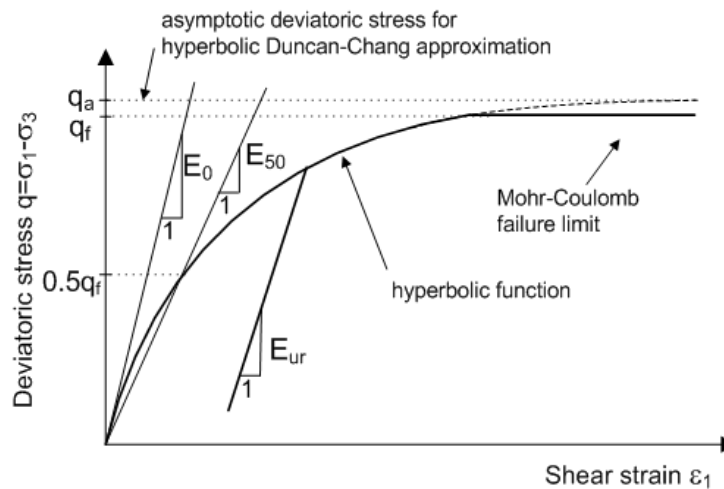


Figura 7.10 Relación hiperbólica tensión-deformación para ensayos triaxiales consolidados drenados

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad 7.1$$

7.4.3 Caracterización paramétrica de los parámetros de deformabilidad del modelo (HSM)

Para el cálculo de los parámetros de deformabilidad E_{50}^{ref} y E_{oed}^{ref} y E_{ur}^{ref} , característicos tanto en el modelo de Hardening Soil como en el modelo Small Hardening Soil, se han considerado previamente el módulo E_{50} y el módulo edométrico E_{oed} calculados en el apartado 3.6.4 del Capítulo 3 (Figura 7.11 y Figura 7.12). Estos módulos nos servirán para el calibrado del parámetro de rigidez (m) de cada uno de los materiales, a partir de un valor E_{50}^{ref} e E_{oed}^{ref} inicial.

Por último, se han recalibrado los parámetros E_{50}^{ref} y E_{oed}^{ref} y calculado E_{ur}^{ref} . En el caso del parámetro de deformabilidad E_{50}^{ref} , se han realizado varias simulaciones de varios ensayos triaxiales con el programa de elementos finitos Plaxis v.9.0 con la intención de reproducir los resultados de estos ensayos y ajustar el

parámetro E_{50}^{ref} estimado inicialmente a los datos de laboratorio. Se ha comprobado finalmente, que estos parámetros reproducen bien los ensayos de laboratorio (Figura 7.13 y Figura 7.14).

Para la obtención de los parámetros de deformabilidad: E_{osd}^{ref} y E_{ur}^{ref} que caracterizan al modelo de Hardening Soil, se ha realizado la simulación de varios ensayos edométricos con el programa de elementos finitos Plaxis v.9.0. Estas simulaciones han sido comparadas con los ensayos edométricos realizados en el laboratorio (Figura 7.15, Figura 7.16 y Figura 7.17) y recalibrado estos parámetros.

MÓDULO E_{50}

Como se ha comentado al inicio del Capítulo, la formulación básica del modelo Hardening Soil parte de la relación hiperbólica entre la deformación axial vertical ϵ_a y el esfuerzo desviador q , considerando únicamente la primera carga de los ensayos triaxiales drenados.

A partir de las curvas tensión desviadora-deformación axial de los ensayos triaxiales que se dispone, se ha calculado como hemos visto en el Capítulo 3, el módulo de rigidez para el 50% de tensión desviadora de rotura (E_{50}). El valor escogido para cada material en el cálculo de elementos finitos se muestra en la Tabla 7.4. En el Apéndice IV Geología y Geotecnia se muestran todos los módulos calculados E_{50} para los distintos tipos de suelos, a partir de los ensayos triaxiales y a partir de los datos resultado de los presiómetros.

Tipo de suelo	E_{50} (MPa) (a partir de triaxiales)	E_{50} (MPa) (a partir de presiómetros)	E_{50} (MPa) (valor escogido)
QL1	-	10.31	7.53
QL2	47.0	14.18	41.9
QL3	7.53	15.11	7.53
QL3s	7.88	11.95	7.53
QL3m	-	11.04	7.53

Tabla 7.4 Valores medios del módulo de rigidez para el 50% de tensión desviadora de rotura (E_{50})

Véase que se ha escogido un valor del módulo E_{50} igual para todo el paquete de materiales arcillosos (QL3, QL3s y QL3m), al considerarse que es difícil distinguir en todo el Tramo 1 estudiado los límites de separación entre uno y otro material. Como hemos comentado en el apartado de geología del Capítulo 3, el material deltaico es dentado y se mezclan arcillas más limosas con las arcillas más arenosas y con materiales únicamente arcillosos en pocos metros, de tal manera, que se considera un paquete más o menos homogéneo a efectos de cálculo.

En el programa Plaxis, en cambio, no se introduce el módulo E_{50} directamente, sino que se introduce el parámetro E_{50}^{ref} que representa el módulo de rigidez de referencia correspondiente al 50% del esfuerzo desviador de rotura (q) para una presión de referencia p_{ref}' igual a 100 kPa.

Según (Janbu, 1963) y Ohde J., (1956) se obtiene el módulo E_{50}^{ref} según la expresión:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi' - \sigma_3' \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m \quad 7.2$$

donde E_{50}^{ref} es el módulo de rigidez de referencia correspondiente a una presión de referencia aplicada en el ensayo triaxial, p^{ref} . En Plaxis, por defecto, la presión de referencia es igual a $p^{ref}=100 \text{ kN/m}^2$, σ_3' representa la tensión principal menor, la cual, corresponde a la presión de confinamiento efectiva en un ensayo triaxial.

MÓDULO EDMÉTRICO (E_{oed})

En el caso del módulo edométrico, en Capítulo 3 de esta tesis se ha determinado a partir de los ensayos edométricos y los ensayos CPTU, el módulo edométrico o módulo de confinamiento (E_{oed}). Se recuerda que el módulo edométrico se define como la relación entre la tensión aplicada y la deformación producida en la muestra ensayada con deformación lateral nula.

Los módulos edométricos calculados a partir de los ensayos edométricos y los ensayos CPTU se presentan en la Tabla 7.5 siguiente. En el Apéndice IV Geología y Geotecnia se muestran todos los módulos calculados E_{oed} para los distintos tipos de suelos, a partir de los ensayos edométricos y a partir de los datos resultado de los CPTU.

Solo en el caso del material QL3 se ha dado más peso a los resultados de los ensayos edométricos ya que se disponen de un mayor número de ensayos y alguno de estos ensayos se han realizado en el laboratorio de la Universidad Politécnica de Catalunya, pudiendo dar supervisión a los mismos. Además, el valor medio del módulo edométrico sobre las muestras arcillosas (QL3), a partir de los ensayos de CPTU, parece un valor muy bajo y poco representativo del material.

Tipo de suelo	E_{oed} (MPa) (a partir de edómetros)	E_{oed} (MPa) (a partir de CPTU)	E_{oed} (MPa) (valor escogido)
QL1	8.79	16.0	12.39
QL2	14.13	30.07	22.07
QL3	9.58	3.55	9.58
QL3s	14.09	9.54	11.81
QL3m	10.95	-	10.95

Tabla 7.5 Valores determinados del parámetro E_{oed} para cada material considerado

En el programa Plaxis, no se introduce el módulo edométrico (E_{oed}) directamente, sino que se introduce el E_{oed}^{ref} que representa el módulo de rigidez de referencia en ensayos de cargas edométricas (curva tensión-deformación) para una presión de referencia p_{ref}' igual a 100 kPa. De la misma manera que el módulo triaxial, el módulo edométrico se expresa en función de la tensión, en este caso tensión vertical (σ_1').

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi' - \sigma_1' \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + p_{ref}' \sin \varphi'} \right)^m \tag{7.3}$$

donde E_{oed}^{ref} es el módulo edométrico de referencia para una presión axial de referencia $p_{ref}'=100$ kPa, σ_1' representa la tensión principal mayor, la cual, corresponde a la presión de confinamiento efectiva en un ensayo edométrico.

VALORES DE m

Siguiendo las ideas de Ohde J., (1951), la dependencia potencial de la rigidez respecto a la tensión viene dada por el valor del parámetro m. El parámetro m puede ser medido tanto en ensayos triaxiales como edométricos (Möller, 2006). Valores típicos de m se encuentran en un rango entre 0.4 a 1.0, adoptando típicamente un valor de m=0.5 para arenas y un valor de m entre 0.9 y 1.0 para arcillas. En esta tesis se ha simulado a partir de las expresiones 7.2 y 7.3 y con los módulos calculados de E_{50}^{ref} y E_{oed}^{ref} de referencia diferentes valores de m que se adapten a los módulos edométricos y triaxiales extraídos de los ensayos de laboratorio (Figura 7.11a y Figura 7.11b) y ensayos de DMT (Figura 7.12). En el primer caso, a partir de los datos que se derivan de los ensayos de laboratorio, vemos una gran dispersión en los resultados tanto para los ensayos triaxiales (Figura 7.11a) como para los ensayos edométricos (Figura 7.11b). Finalmente se opta por escoger unos valores de m que reproduzcan una media de E_{50} y E_{oed} .

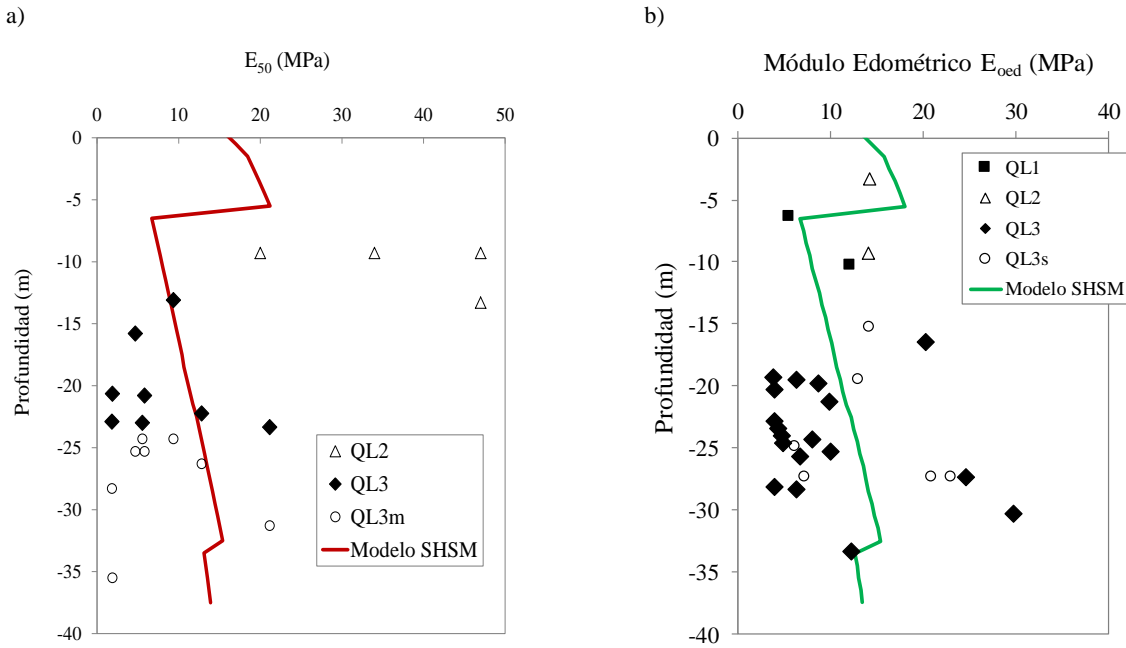


Figura 7.11 Módulo E_{50} a partir de los ensayos triaxiales e interpolación del mismo deducido de los parámetros del modelo SHSM (E_{50}^{ref} y m)

En el caso de los datos de campo proporcionados por los ensayos DMT vemos que también existe mucha dispersión en el módulo de confinamiento resultante (Figura 7.12). El modelo propuesto reproduce una media de los valores dados por los ensayos. En esta Figura también se han incluido los valores del módulo edométrico, a partir, de los ensayos edométricos de laboratorio vistos en la Figura 7.11b anterior.

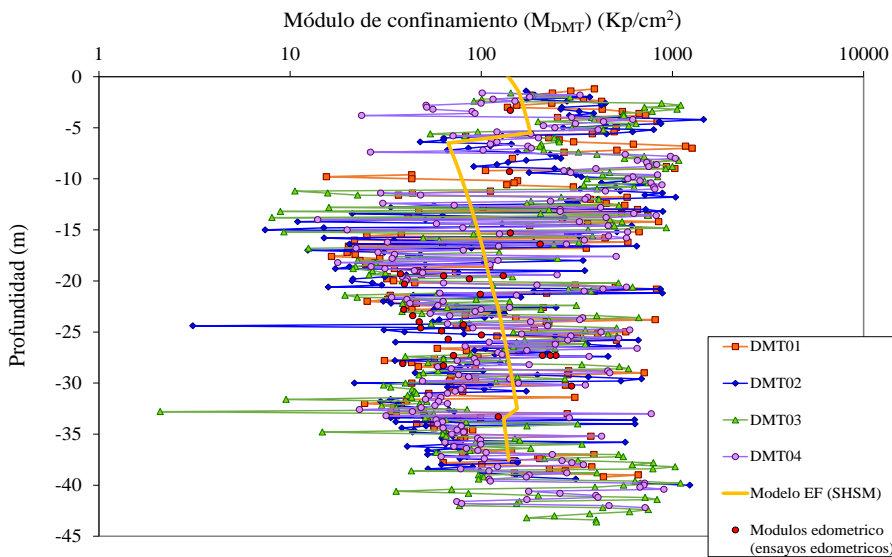


Figura 7.12 Módulo E_{oed} a partir de los ensayos edometricos e interpolación del mismo deducido d los parámetros del modelo SHSM (E_{oed}^{ref} y m)

Finalmente, y viendo que los resultados del modelo propuesto se adaptan razonablemente a los ensayos de laboratorio y de campo se escogen los valores de m resultantes que se muestran en la Tabla 7.6. Estos valores además se encuentran en los rangos propuestos por Möller 2006.

Tipo de suelo	m
QL1	0.9
QL2	0.5
QL3	0.9
QL3s	0.7
QL3m	0.9

Tabla 7.6 Valores del parámetro m para cada material considerado

A partir de los valores de E_{50}^{ref} estimado a partir de la expresión propuesta por Janbu y Ohde (ecuación 7.2) se han simulado todos los ensayos triaxiales que se disponen. Posteriormente se ha calibrado este parámetro E_{50}^{ref} hasta ajustar los resultados numéricos lo máximo posible a los datos proporcionados por los ensayos triaxiales. En la Figura 7.13 se muestran a modo de ejemplo algunas de las simulaciones del ensayo triaxial que se han realizado sobre muestras de material QL2.

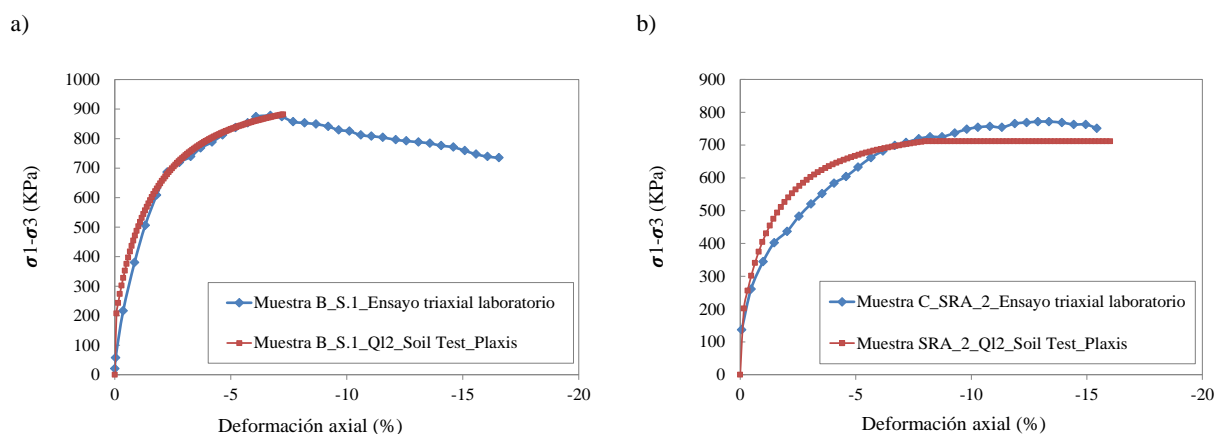


Figura 7.13 Simulación de dos ensayos triaxiales de laboratorio mediante el programa de elementos finitos Plaxis v9.0

Vemos que la simulación de los ensayos triaxiales, tanto la reproducción de la tensión aplicada y la deformación sufrida en la muestra (Figura 7.13a y Figura 7.13b), reproducen bien los ensayos de laboratorio.

En la Tabla 7.7 se muestran los valores resultado del parámetro E_{50}^{ref} calibrado (valor escogido) y el valor de referencia a partir de la expresión de Janbu y Ohde (ecuación 7.2).

Tipo de suelo	E_{50} (MPa) (valor escogido)	E_{50}^{ref} (MPa) (Janbu y Ohde)
QL1	7.53	6.28
QL2	41.9	22.5
QL3	7.53	6.28
QL3s	7.53	6.28
QL3m	7.53	6.28

Tabla 7.7 Valores determinados del parámetro E_{50}^{ref} para cada material considerado

Además, para describir la rigidez del suelo de forma mucho más precisa que el modelo Morh-Coulomb, el modelo de Hardening-Soil tiene en cuenta la rigidez que presenta el suelo en las trayectorias de descarga-recarga mediante el módulo elástico E_{ur} que se describe de la forma:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi' - \sigma_3' \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m \quad 7.4$$

donde E_{ur}^{ref} se refiere al módulo de descarga-recarga, según una presión de referencia por defecto p^{ref} igual a $p^{ref}=100$ kN/m².

En esta tesis y siguiendo las recomendaciones de (Vermeer y Brinkgreve 1993) se propone que el módulo de descarga-recarga sea $E_{ur}^{ref} = 4 E_{50}^{ref}$. En la Tabla 7.8 se presenta los valores de E_{ur}^{ref} calculados para cada material.

Tipo de suelo	E_{50}^{ref} (MPa) (Janbu y Ohde)	E_{ur}^{ref} (MPa) (Vermeer)
QL1	6.28	25.1
QL2	22.5	90.0
QL3	6.28	25.1
QL3s	6.28	25.1
QL3m	6.28	25.1

Tabla 7.8 Valores determinados del parámetro E_{ur}^{ref} para cada material considerado

La relación del coeficiente de Poisson en términos de pequeñas tensiones varía entre 0.1-0.2 para arcillas y arenas. En este caso, el coeficiente de Poisson en descarga-recarga (ν_{ur}) ha sido considerado igual a 0.2, válido para la mayoría de los suelos.

PARÁMETROS DE CARACTERIZACIÓN DEL MECANISMO VOLUMÉTRICO DEL MODELO

A partir de los valores de E_{oed}^{ref} estimado a partir de la expresión propuesta por Janbu y Ohde (ecuación 7.3) se han simulado todos los ensayos edométricos, de los cuales, se dispone de información de laboratorio. Posteriormente se ha calibrado este parámetro E_{oed}^{ref} hasta ajustar los resultados numéricos lo máximo posible a los datos proporcionados por los ensayos edométricos. En la Figura 7.14, Figura 7.15 y Figura 7.16 se muestran a modo de ejemplo varias simulaciones del ensayo edométrico de los materiales QL2, QL3y QL3s.

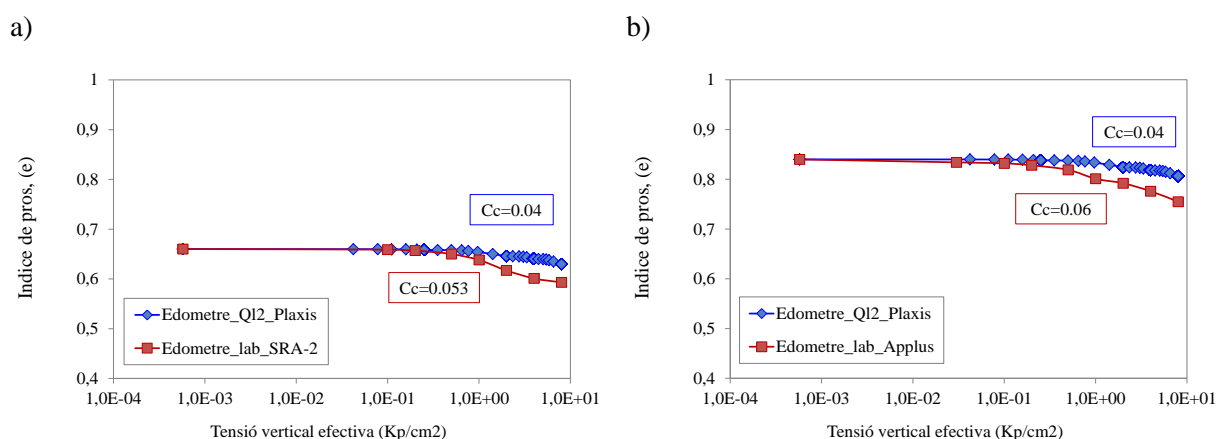


Figura 7.14 Simulación de dos ensayos edometricos a partir de muestras de material de terreno pertenecientes al QL2 a) muestra SRA-2 entre 9.00-9.60 m de profundidad b) muestra a 13.00-13.60 m de profundidad

En el caso del material Q12 (Figura 7.14a y Figura 7.14b), la simulación llevada a cabo con los módulos inicialmente calculados (Tabla 7.5), nos lleva a soluciones que se adaptan bien a las todas las curvas edométricas de laboratorio.

En el caso de los materiales Q13, Q13m y Q13s, de las curvas edométricas de laboratorio que se disponen, se cree que la pendiente de carga $C_c=0.1$ es representativa para todo el paquete de materiales arcillosos (Q13, Q13m y Q13s) (ver Tabla 3.23 del Capítulo 3). Por lo que se ha optado por ajustar los módulos edométricos que se introducirán en el modelo de elementos finitos a los ensayos edométricos con una pendiente de coeficiente de carga igual a 0.1 como valor representativo de todo el paquete de material arcilloso (QL3, QL3s y QL3m). Algunos ejemplos de simulación de ensayos edométricos que se han realizado se presentan a continuación en la Figura 7.15 y Figura 7.16.

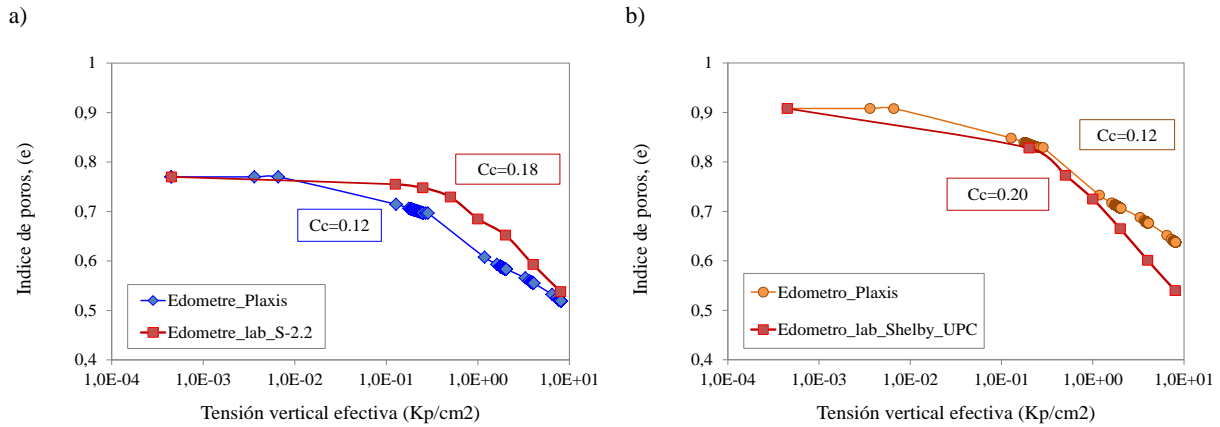


Figura 7.15 Simulación de dos ensayos edométricos a partir de muestras de material de terreno pertenecientes a material arcilloso a) muestra S-2.2 entre 21.00-21.60 m material ensayado Q13s b) S1D0108110PV entre 20-20.60 m material ensayado Q13

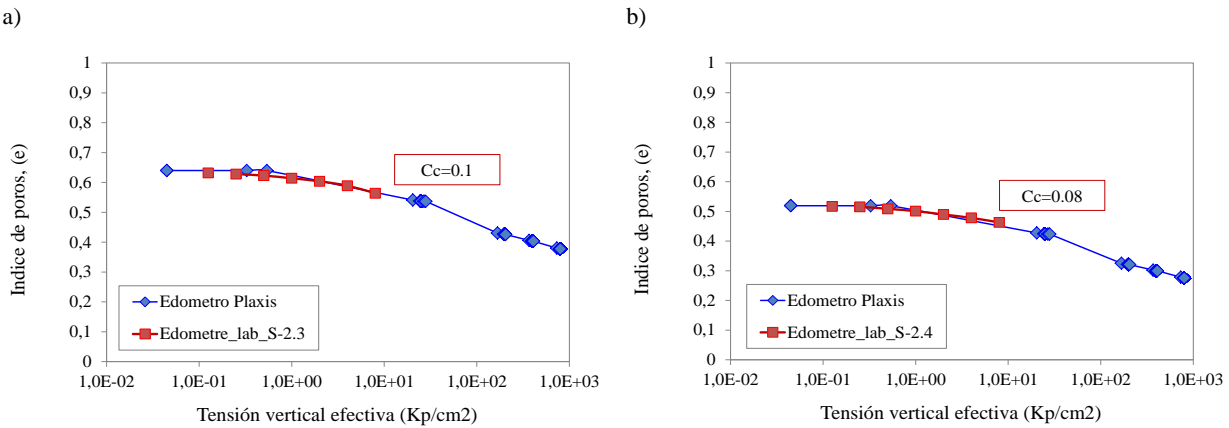


Figura 7.16 Simulación de dos ensayos edométricos a partir de muestras de material de terreno pertenecientes a material arcilloso a) muestra S-2.3 entre 16.20-16.60 m material ensayado Q13 b) muestra S-2.4 entre 20.4-21.0 m material ensayado Q13

Como vemos en la Figura anterior, la curva edométrica de carga tiene pendientes diferentes en función si el material es más limoso con intercalaciones de arenas finas (QL3s) o si el material está formado por arcillas con limos (QL3), por lo que la simulación de los ensayos de las muestras ensayadas mediante elementos finitos a partir de un valor medio, muestra un ajuste no tan adecuado para todos los ensayos simulados como el material QL2. En esta tesis, se ha considerado una única pendiente como representativa de la curva primaria del edómetro igual a $C_c=0.10$. Esta opción ha sido tomada ya que en muchos casos el material QL3m y QL3s aparece como intercalaciones de potencia variable en la unidad QL3. Por ese motivo, a modo de simplificación y considerando el modelo del terreno lo más homogéneo posible se ha optado por un único parámetro edométrico como representativo para todos estos materiales.

El valor calibrado del módulo edométrico E_{oed}^{ref} se presenta en la Tabla 7.9.

En la Tabla 7.9 se presentan los valores del E_{oed}^{ref} calculado.

Tipo de suelo	E_{oed} (MPa) (valor escogido)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)
QL1	12.39	7.11	7.11
QL2	22.07	19.19	19.19
QL3	9.58	5.50	6.28
QL3s	11.81	6.78	
QL3m	10.95	6.28	

Tabla 7.9 Valores determinados del parámetro E_{oed}^{ref} para cada material considerado

7.4.4 Caracterización de los parámetros de deformabilidad del modelo (SHSM)

Como bien es conocido, la rigidez del suelo disminuye con la deformación debido a la no linealidad del comportamiento tenso-deformacional del suelo. Un claro ejemplo de ello, lo encontramos en el caso de una excavación subterránea. En cualquier excavación, se comprueba que, en zonas alejadas de la excavación, el terreno está sometido a tensiones más bajas y las deformaciones y los asentos en esas zonas son menores que los predichos utilizando la teoría elástica lineal. Es por ese motivo, que la utilización de modelos no-lineales en el cálculo de pequeñas deformaciones es indispensable.

Como modelo no lineal y para reproducir como varía la rigidez del suelo bajo pequeñas deformaciones se ha empleado el modelo SHSM, el cual, es una modificación del modelo Hardening Soil visto hasta ahora. Este modelo reproduce niveles bajos de deformación en el suelo simulando el aumento de rigidez de manera no-lineal con la deformación. Este comportamiento se incorpora en el modelo (SHSM) utilizando dos parámetros adicionales al modelo de (HSM), que son: G_0^{ref} y $\gamma_{0.7}$. G_0 representan el módulo de corte para pequeñas deformaciones y $\gamma_{0.7}$ es el nivel de deformación donde el módulo de corte se reduce el 70% respecto el módulo de corte para pequeñas deformaciones máximo (para más información véase Apéndice VII).

Los equipos de laboratorio tradicionalmente han proporcionado valores poco representativos del módulo elástico, fundamentalmente por dos factores: por la alteración del suelo durante el muestreo y por la dificultad de la obtención de medidas bajo pequeñas deformaciones (inferiores al 1%) (Suriol J., 1993). Las limitaciones del ensayo triaxial convencional se pone de manifiesto en el hecho de que solo se pueden obtener medidas fiables para deformaciones mayores de 10^{-1} % (Suriol J., 1993). En nuestro caso, de todos los ensayos triaxiales que se disponen, el rango de la deformación axial (%) medida oscila entre el 0-20%, por lo que, no podemos observar en detalle la trayectoria de tensión-deformación los primeros instantes ya que la tensión desviadora aplicada es demasiado elevada.

En esta tesis, para el cálculo de los módulos de corte para pequeñas deformaciones: G_0 y $\gamma_{0.7}$ únicamente se dispone de las recomendaciones del manual Plaxis v9.0 y de los resultados de dos ensayos dilatométricos del tipo (SDMT). Este tipo de ensayos, nos proporcionan la velocidad de transmisión de onda de corte a través del suelo. Se sabe que la velocidad de la onda de corte en un medio continuo, elástico homogéneo e isótropo, viene dada por:

$$G_0 = \rho \cdot V_S^2 \quad 7.5$$

donde G_0 es el módulo de deformación de corte inicial para niveles de deformación muy pequeños y V_S es la velocidad de la onda de corte a través del terreno dependiente de la densidad del terreno (ρ). Para los valores de densidad (ρ) se han tomado los siguientes valores:

$$\rho = 18000 \text{ Kg/m}^3 \text{ para los materiales de relleno llamados (R)}$$

$$\rho = 19000 \text{ Kg/m}^3 \text{ como valor medio en el resto de los materiales considerados}$$

De esta manera se puede determinar la rigidez del terreno para los diferentes materiales que conforman el perfil estratigráfico estudiado.

La velocidad de onda de corte a través del terreno y el módulo de deformación de corte inicial de referencia, ya han sido presentados en el Capítulo 3. A continuación se muestra el módulo de deformación de corte inicial de referencia G_0^{ref} ajustado a los datos de velocidad de onda de corte, para una presión de referencia $p_{ref} = 100 \text{ kPa}$, a partir de la expresión propuesta por Janbu, 1963 e implementada en el programa Plaxis v9.0.

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot\phi}{p_{ref} + c \cot\phi} \right)^m \quad 7.6$$

Los parámetros G_0^{ref} y m se estiman a partir de los dos ensayos de SDMT realizados en el Tramo 1 del trazado de la línea 9 estudiado. Estos valores se han ajustado según la expresión 7.6, al valor del módulo de deformación de corte inicial (G_0) calculado mediante la expresión 7.5. El ajuste final se puede ver en la Figura 7.17.

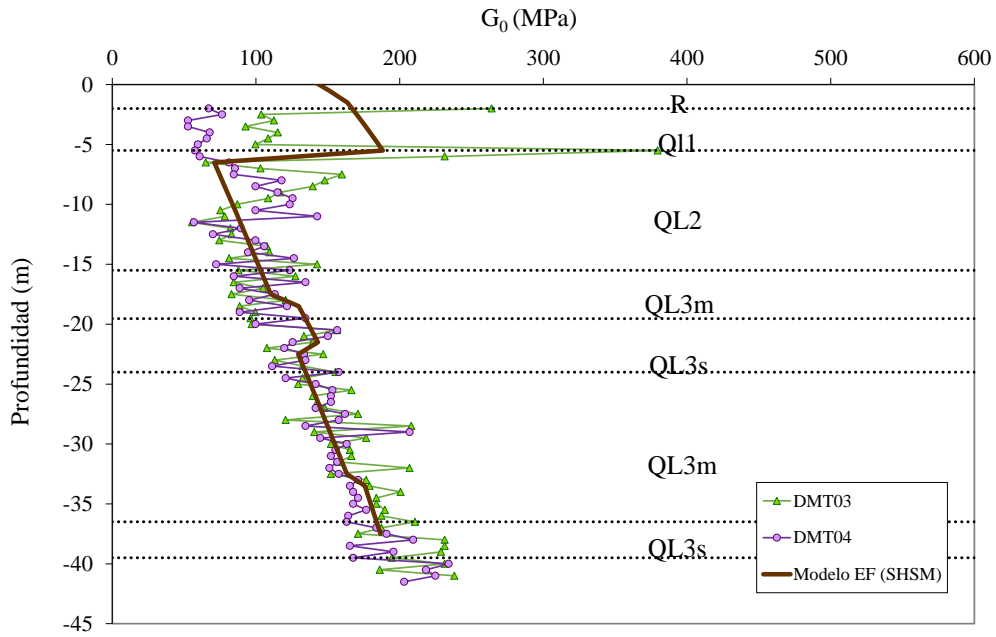


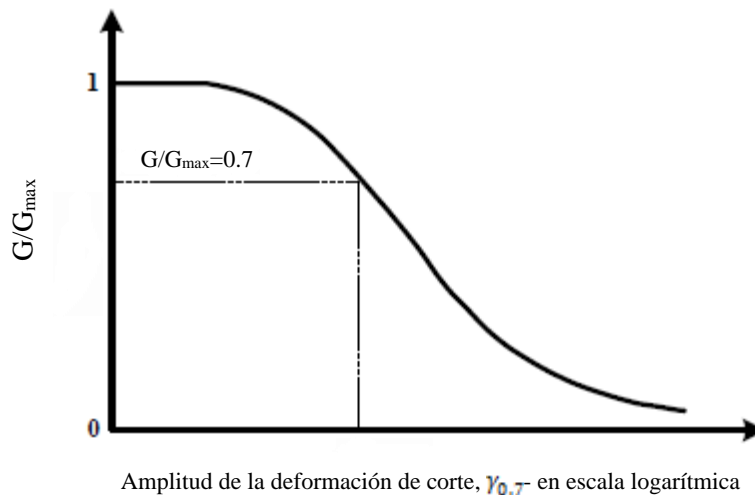
Figura 7.17 Módulo G_0 a partir de los ensayos SDMT e interpolación del mismo deducido de los parámetros del modelo SHSM (G_0^{ref} y m)

Los resultados G_0^{ref} y de m ajustados se muestran en la Tabla 7.10.

Tipo de suelo	G_0^{ref} (KN/m ²) (a partir SDMT)	m (KN/m ²) (a partir SDMT)
QL1	5.64E+04	0.9
QL2	2.03E+05	0.5
QL3	6.64E+04	0.9
QL3s	7.64E+04	0.7
QL3m	8.40E+04	0.9

Tabla 7.10 Valores determinados del parámetro G_{oed}^{ref} y m para cada material considerado

G_0^{ref} $\gamma_{0.7}$ El módulo de deformación de corte para pequeñas deformaciones G_0^{ref} y el parámetro $\gamma_{0.7}$ definen la curva de degradación que gobierna el comportamiento de deformación para pequeñas deformaciones (Figura 7.18)

Figura 7.18 Definición del parámetro $\gamma_{0.7}$

Una vez obtenido el valor del módulo de deformación de corte inicial (G_0) para cada uno de los materiales que conforman el perfil estratigráfico de la zona del Tramo 1 de la Línea 9, se pasa a calcular el nivel de deformación ($\gamma_{0.7}$), donde el módulo de corte se reduce el 70% respecto al módulo de corte inicial.

A partir de datos de ensayos, Harding & Drnevich (1972) proponen que la curva esfuerzo-deformación para pequeñas deformaciones se puede describir a partir de una ley hiperbólica. Una analogía de la ley hiperbólica para grandes deformaciones definida por Kondner (1963) fue propuesta por Harin & Drnevich (1972) teniendo en cuenta las grandes deformaciones (en rotura) con las de las pequeñas deformaciones (ecuaciones 7.7 y 7.8):

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_r}\right)} \quad 7.7$$

donde:

G_s es el módulo de corte secante

G_0 es el módulo de deformación de corte inicial para niveles de deformación pequeñas

γ es la deformación de corte del terreno. A partir de ($\gamma = |\epsilon_1 - \epsilon_2|$) condiciones triaxiales ($\epsilon_2 - \epsilon_3$)

γ_r es la deformación de corte límite

Esta deformación de corte límite se puede definir de la siguiente manera:

$$\gamma_r = \tau_{\max} / G_0 \quad 7.8$$

siendo τ_{\max} la tensión de corte en rotura

Según Marchetti, 1980, la resistencia al corte sin drenaje se obtiene a partir de los datos de los ensayos dilatométricos según la correlación siguiente:

$$C_u = 0.22 * \sigma'_{v0} * (0.5 * K_D)^{1.25} \quad 7.9$$

donde

K_D es igual al índice de tensión horizontal propuesto por Marchetti

Teniendo en cuenta la ecuación 7.8 y considerando que $\tau_{max}=C_u$, calculamos el valor de la deformación de corte límite en función del módulo de deformación de corte inicial para niveles de pequeñas deformaciones.

Años más tarde, Santos, J.A., y Correia, 2001 modifica la relación de Hardin & Drnevich. La ecuación se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left(\frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right)} \quad 7.10$$

donde

a es un valor constante

$\gamma_{0.7}$ es el nivel de deformación donde el módulo de corte secante se reduce el 70% respecto al módulo de corte inicial.

Cuando el valor de $a=0.385$ el valor de $\gamma_a=\gamma_{0.7}$ dando lugar a una reducción del módulo de corte secante respecto al inicial igual a $G_s=0.722G_0$.

Sin embargo, si el valor del parámetro a es igual a: $a=3/7$, la ecuación de Santos & Correia (2001) (ecuación 7.10) es idéntica a la relación de Hardin & Drnevich (1972).

El modelo hiperbólico de Hardin & Drnevich se adopta para cuantificar la reducción de la rigidez en la curva de rigidez-deformación (Figura 7.18). Por ese motivo, la deformación de corte γ_r , introducida anteriormente en la ecuación 7.8, es remplazada por la deformación de corte de referencia $\gamma_{0.7}=3 \gamma_r/7$ de tal manera que la expresión resultado sería la ecuación 7.11, donde el módulo de corte G resultado ha sido reducido el 70% del valor inicial G_0 (Schowb, 2009).

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{3}{7} \frac{\gamma_s}{\gamma_{0.7}}} \quad 7.11$$

En la Tabla 7.11 se resumen los valores de los dos parámetros G_0^{ref} y $\gamma_{0.7}$, por los que se define el modelo SHSM.

Tipo de suelo	G_0^{ref} (KN/m ²) (a partir SDMT)	$\gamma_{0.7}$ (-)
QL1	5.64E+04	1.0E-04
QL2	2.03E+05	1.1E-04
QL3	6.64E+04	8.8E-05
QL3s	7.64E+04	7.6E-05
QL3m	8.40E+04	6.9E-05

Tabla 7.11 Valores determinados del parámetro $\gamma_{0.7}$ y m para cada material considerado

7.5 Características del modelo de elementos finitos empleado

7.5.1 Introducción

En este apartado se discuten algunas consideraciones importantes para simular una excavación mediante modelos de elementos finitos y que condicionan en mayor o menor medida el resultado final. En concreto, la geometría, condiciones de contorno, la influencia del error tolerado en el análisis, consideraciones en el cálculo de las tensiones iniciales y la influencia de las dimensiones de la malla de elementos finitos y su refinado. Los parámetros de suelo empleados han sido los calibrados hasta el momento.

7.5.2 Configuración general y aspectos en la modelación de túneles con EF

Criterio de signos

La generación de modelos 2D (deformación plana) de elementos finitos (EF) se basa en la creación de un modelo geométrico con unas dimensiones y un criterio de signos seleccionado. El modelo es creado en el plano (x-y) de un sistema de coordenadas general (Figura 7.19a), donde la dirección z, es perpendicular al plano (x-y). En esta tesis, se ha considerado el origen en el extremo superior izquierda del modelo geométrico. Los estratos de las diferentes capas que conforman el perfil estratigráfico aumentan en sentido negativo al eje (y). Por lo tanto, los valores resultantes tales como: asientos serán negativos. Por otro lado, el eje (x), el origen se encuentra en el margen izquierdo y la anchura del modelo geométrico avanza en sentido positivo al eje (x) (Figura 7.19b). El criterio de signos adoptado, para tensiones, deformaciones y desplazamientos, es el que se presenta en la Figura 7.19c, como se puede observar en la Figura no es el criterio habitual en mecánica de suelos, pero es el que adopta PLAXIS para realizar los cálculos.

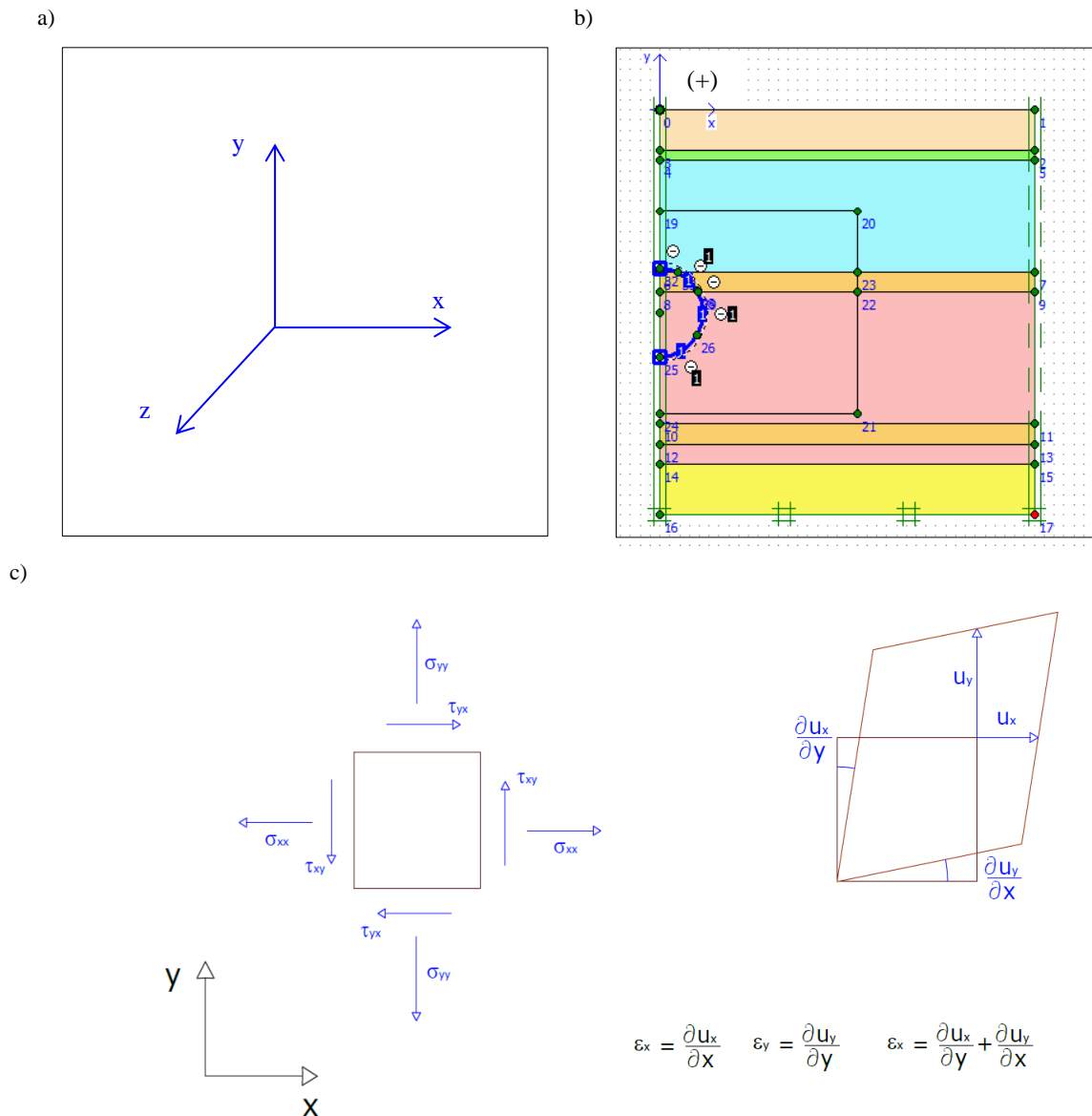


Figura 7.19 a) Sistema de coordenadas y criterio de signos adoptado b) Geometría del modelo adoptado c) Criterio de signos para tensiones y deformaciones en Plaxis v 9.0

Condiciones generales iniciales

Comúnmente, al inicio de la modelización se especifica la distribución de tensiones vertical y horizontal en el terreno anterior a cualquier construcción (unidad de peso del material, coeficiente de presión de tierras, K_0 ...) (Potts, D.M. & Zdravković, 2001).

En el caso de la simulación de túneles, la excavación no aparece en las condiciones iniciales. La malla se redefine alrededor de los elementos que serán excavados, por lo que permite la especificación de las condiciones de contorno necesarias: carga, desplazamiento, presión de poro y condiciones de flujo en esa

zona. Además, estas condiciones iniciales quedan guardadas para que, cuando un elemento sea excavado, éste no contribuya a la matriz de rigidez global (Potts, D.M. & Zdravković, 2001).

En el programa Plaxis la malla se ha de definir de acuerdo con los elementos a simular en las fases de cálculo, pero anteriormente se ha de elegir los elementos que conforman el mallado. En Plaxis v9.0 las opciones de mallado son triángulos de 15 nodos y de 6 nodos. Las mallas compuestas por elementos de 15 nodos son más flexibles que las mallas compuestas por elementos de 6 nodos. Pero la duración del tiempo de cálculo es mayor para el mismo número de elementos. En esta tesis para obtener los resultados más exactos se usa los elementos triangulares de quince-nodos con 12 puntos de integración de Gauss en todos los análisis. Además, para aumentar la velocidad de computación se considera un problema simétrico, en todos los casos sólo se simula solo medio túnel. En la Figura 7.20 se muestra un ejemplo del tipo de malla empleado.

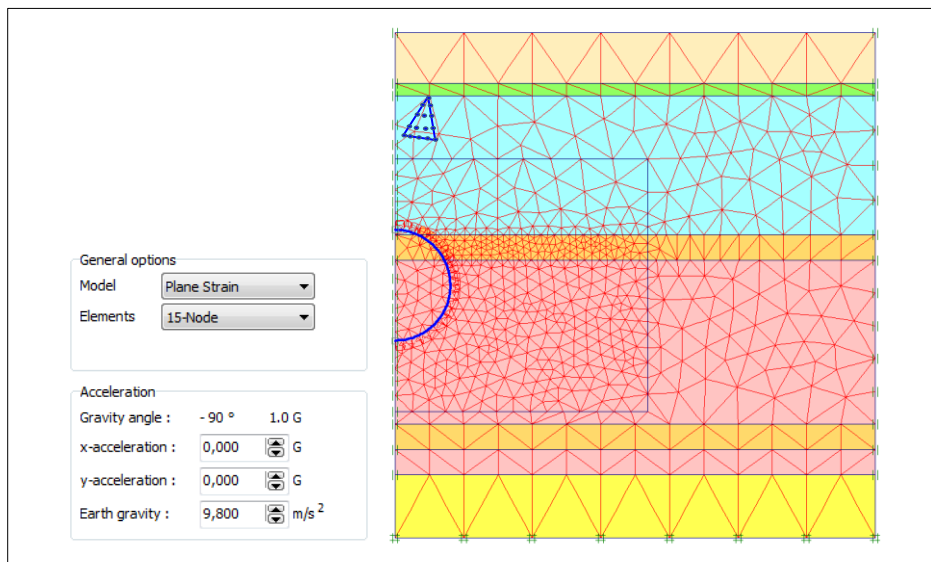


Figura 7.20 Ejemplo de malla empleada en Plaxis 2D. Problema simétrico

Por defecto, se ha empleado una aceleración de la gravedad ($g=9.8 \text{ m/s}^2$) y la dirección de la gravedad coincide (pero en sentido negativo) con el eje (y).

7.5.3 Geometría

En la generación del modelo se han empleado elementos línea para la creación del contorno exterior y para la especificación de cada capa de material.

Para el elemento estructural como es el revestimiento de un túnel, se ha empleado el elemento placa (plate). En esta tesis se han creado dos plates diferentes, uno que se activará durante la excavación del túnel en la fase de cálculo, llamado (plate-EXC) y nos permitirá, a partir de unas especificaciones de rigidez muy bajas

crear una interface impermeable alrededor de la excavación. Su espesor equivalente ha sido calculado según la relación siguiente:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \tag{7.12}$$

donde EI representa la rigidez a flexión y EA representa la rigidez axial

El otro plate será el empleado para simular el revestimiento final del túnel llamado (Lining), con una rigidez y peso aproximado al hormigón, material de cual están formadas las dovelas empleadas en el revestimiento del túnel de la Línea 9. Las especificaciones de los dos plates considerados en esta tesis se muestran en la Tabla 7.12.

Plate	Tipo Material	EI (KN/m)	EA (KNm ² /m)	d _{eq} (m)	Peso ω (KN/m/m)	v
Plate-EXC	Elástico	130.7	1.093	0.317	-	-
Lining	Elástico	1.307E+07	1.093E+05	0.317	8.40	0.15

Tabla 7.12 Especificaciones de los elementos plate empleados en esta tesis

Túnel

La opción túnel del Plaxis ha sido empleada para simular una excavación circular recreando la excavación realizada por una tuneladora con un revestimiento circular homogéneo y continuo. Al tratarse de un problema simétrico como se ha comentado anteriormente, únicamente se ha considerado la mitad de la excavación. El radio empleado ha sido el radio exterior del revestimiento una vez colocado en el terreno (r=4.515 m).

7.5.4 Condiciones de contorno

Para la construcción del modelo, se han tenido que considerar en primer lugar unas condiciones de contorno iniciales. Las condiciones de contorno adoptadas se presentan en la Figura 7.21. Como se observa en la Figura se han utilizado condiciones de contorno de desplazamiento tipo estándar. Para los contornos verticales, el desplazamiento vertical u_y se deja libre y el desplazamiento horizontal u_h está restringido (es cero) debido a que por un lado se fija la simetría del problema y por el otro se considera que el contorno está lo suficientemente alejado de la excavación para verse afectado por los desplazamientos debidos a la excavación. En la excavación, se permite que haya deformación del elemento túnel, permitiendo axil y momento flector libre.

En el límite inferior de la malla no se permite el desplazamiento vertical u_y ni tampoco desplazamiento horizontal u_h . Se considerará que el límite inferior estará suficientemente alejado y lo que haya por debajo de este no afectará a la simulación de la excavación. En este caso la tensión normal σ y la tensión de cizallamiento τ son libres.

El contorno horizontal superior no está fijado y es libre de desplazarse.

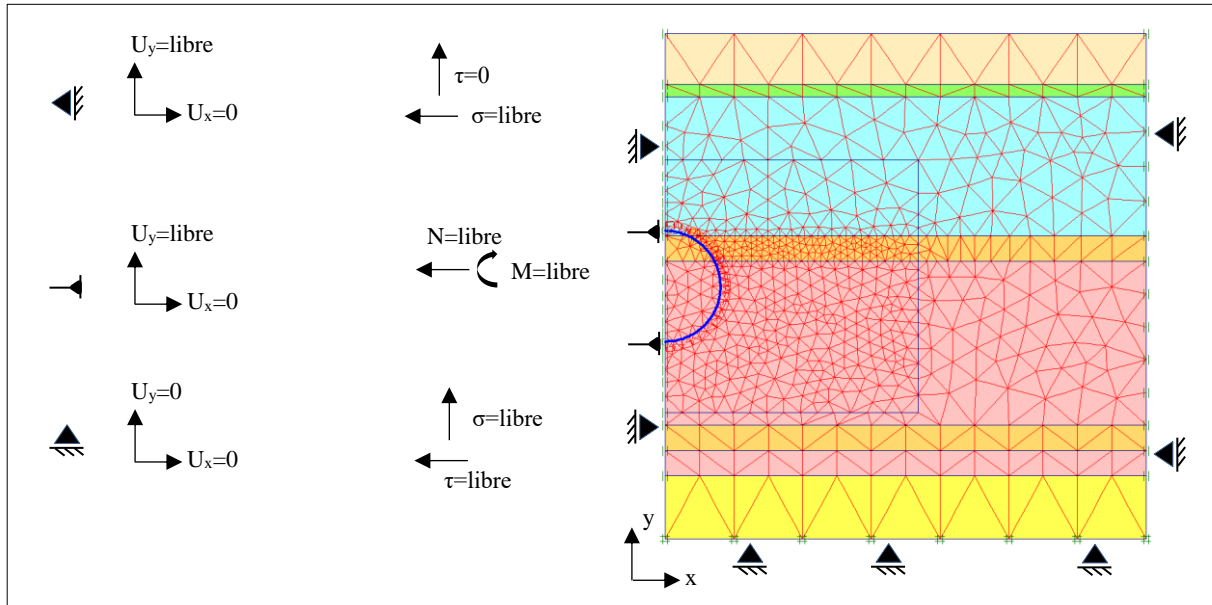


Figura 7.21 Condiciones de contorno de la base y contornos verticales en el problema simétrico de excavación modificado de Möller, 2006

7.5.5 Error tolerado

Cuando se emplean modelos elastoplásticos como es el caso de esta tesis, el análisis de deformación mediante elementos finitos resuelve ecuaciones no lineales, generando un error de cálculo después de cada proceso iterativo. Si este error se considera adecuado o no, depende del valor de error tolerado que se escoja. En Plaxis 2D, se prescribe un valor por defecto de error tolerado de 0.01. En esta tesis se ha realizado un análisis paramétrico de este error suponiendo tres valores de error tolerado (ver Apéndice VII) y una vez observados los resultados se ha optado por un valor de error tolerado de 0.01 en todos los casos simulados en esta tesis.

7.5.6 La influencia de la interfaz

En general, las propiedades del suelo en la interfaz suelo-estructura son más débiles y más flexibles que el suelo, lo que significa que el valor de R_{inter} debe ser inferior a 1. La interfaz no tiene una permeabilidad asignada por defecto y en nuestro caso, la interfaz entre el túnel y el material se considera impermeable.

En esta tesis, se realiza un estudio de sensibilidad del parámetro (R_{inter}) para determinar cómo afecta esta reducción en los desplazamientos verticales en la superficie del terreno y se asume finalmente, fruto de este análisis, un factor de reducción de fuerza en la interfaz de 0.6 para las capas de Q13, Q13s y Q13m (capas que atraviesa la excavación) (ver Apéndice VII).

7.5.7 Dimensiones de la malla

Según Meissner, 1996, para elegir un modelo de dimensión de malla suficiente, los límites del modelo no deberían verse influenciados por la excavación del túnel.

En esta tesis se ha determinado las dimensiones geométricas más adecuadas, de tal manera, que las condiciones de contorno no alteren los resultados. Para determinar éstas dimensiones, se han supuesto varios escenarios cambiando el valor tanto de altura de la malla (distancia entre el centro del túnel y el límite inferior de la geometría del modelo, h) como de anchura de la malla (distancia entre el centro del túnel y el límite vertical más alejado de la excavación, w), llegando a la conclusión que altura h de malla $h= 2.2D$ ($\approx 20m$) y de anchura igual a $w=14D$ ($\approx 123m$) reproduce bien los movimientos ocurridos en el terreno (para más información ver Apéndice VII).

7.5.8 La influencia en el refinado del mallado

Se simulan diferentes casos con diferentes refinados de malla y se compara la variación del asiento vertical máximo en superficie para los diferentes refinados.

Se ha comprobado que el asiento varía en función de la opción del refinado de la malla global adoptado. Si el refinado es grueso, el valor del asiento vertical máximo es de mayor que en el caso de un refinado global del mallado es medio. Para las opciones de refinado Muy fino o Fino, el valor del asiento vertical máximo es el mismo en ambos casos. En la opción de refinado global Muy fino el cálculo es más lento, por lo que la mejor opción será la elección de un refinado global Fino (ver Apéndice VII).

Además, para todos los casos considerados, al tratarse de la simulación de una excavación, se determina una zona rectangular alrededor del túnel, donde se aplicará un refinado local (ver Apéndice VII).

7.5.9 Estudio de la permeabilidad (K_V y K_H)

En esta tesis se realizarán análisis de consolidación con cálculo de variación de flujo para cada etapa de cálculo, a partir, de los valores de las permeabilidades para cada material que conforma el perfil geológico introducidas en las condiciones iniciales del modelo de elementos finitos.

En nuestro caso, una vez analizados los resultados de los diferentes ensayos de permeabilidad que se disponen, ya vistos en el Capítulo 3 de esta tesis, se observó que los rangos de variación eran muy amplios, por lo que, se creyó importante realizar un estudio de la permeabilidad del terreno suponiendo diferentes escenarios donde la permeabilidad horizontal y vertical fuesen iguales ($K_v=K_H$) y donde las permeabilidades adoptasen diferentes valores ($K_v \neq K_H$) en función del tiempo de consolidación necesitado en cada caso. Este estudio paramétrico del valor de permeabilidad para cada material se puede consultar en el Apéndice VII.

Como resultado del estudio, se considerarán tres permeabilidades diferentes. Una para el caso del material de relleno otra para el material que conforma el acuífero superior (QL2) y otra para el resto de materiales más impermeables (Q13, Q13s, Q13m) y se considerará que la permeabilidad en nuestro modelo es la misma en el sentido horizontal que en el sentido vertical. En la Tabla 7.13 se resumen los valores de las permeabilidades finalmente elegidas.

Suelo	R		QL2		Q11, Q13, Q13m, Q13s	
	Kh (cm/s)	Kv (cm/s)	Kh (cm/s)	Kv (cm/s)	Kh (cm/s)	Kv (cm/s)
Permeabilidad	1.0E-02	1.0E-02	8.64	8.64	1.0E-06	1.0E-06

Tabla 7.13 Valores de la permeabilidad considerada para cada caso

7.5.10 Condiciones hidráulicas iniciales

En nuestro modelo se consideran dos alturas piezométricas. Un, primer nivel piezométrico que corresponde al nivel del acuífero superior (situado en las arenas (Q12)). Este nivel piezométrico oscila entre 2-5 m de profundidad con respecto al nivel de superficie y un segundo nivel piezométrico a más de 10 m a la profundidad del acuífero inferior que corresponde al material detrítico compuesto por gravas (Q14) que, aunque no forma parte del modelo y no se simulará este material, sí que se tendrá en cuenta su altura piezométrica en la condición de contorno inferior, ya que se cree que los movimientos del terreno pueden estar influenciados por este acuífero inferior.

Con estos dos niveles se intenta simular, lo más realista posible la hidrogeología del delta del Llobregat, lugar por donde transcurre la excavación del Tramo 1 de la Línea 9 de metro de Barcelona.

Las condiciones de contorno verticales serán de flujo cerrado en ambos lados del modelo, excepto en la capa del acuífero superior (QL2) donde dejaremos que haya flujo tanto horizontal como vertical hacia la excavación.

Todas estas condiciones de contorno se han impuesto en las condiciones iniciales en el problema de flujo y se muestran en la Figura 7.22.

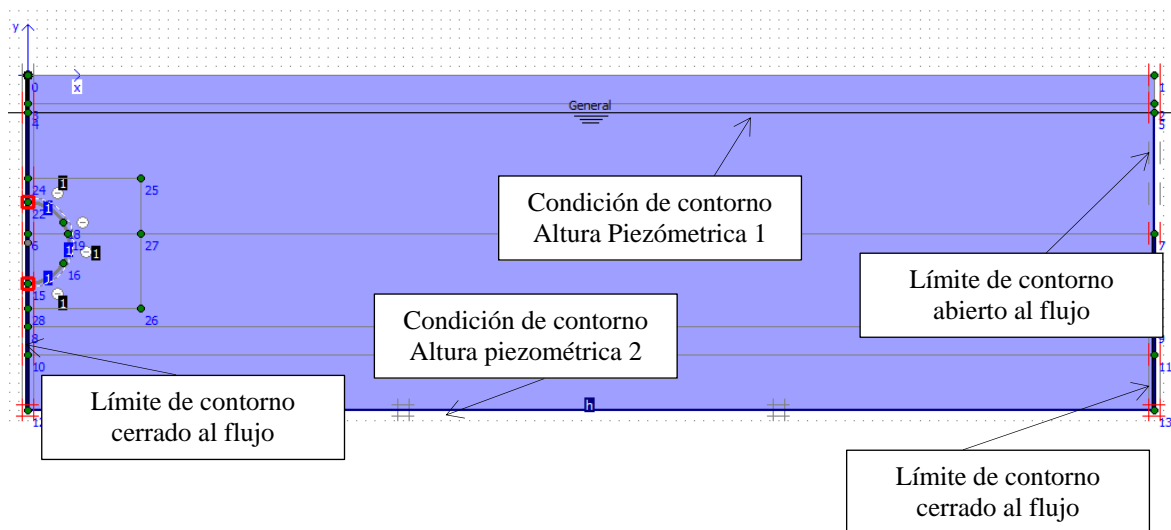


Figura 7.22 Condiciones de contorno consideradas en el problema de flujo

7.5.11 Cálculo de las tensiones iniciales

Anterior a la fase de excavación, consideramos un estado de tensiones iniciales como punto de inicio. En Plaxis para el cálculo del estado de tensiones inicial se emplea el K_0 -procedure, donde se relaciona la tensión horizontal efectiva y la tensión vertical efectiva para un terreno homogéneo horizontal según las expresiones 7.13 y 7.14 siguientes.

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = \gamma \cdot h - u \tag{7.13}$$

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \tag{7.14}$$

donde σ'_v es la tensión efectiva vertical; σ_v es la tensión vertical total; u es la presión poros, γ es el peso específico y σ'_h es la tensión horizontal efectiva.

Para perfiles estratigráficos con muchos estratos como se muestra en la Figura 7.23, la ecuación 7.15 se puede modificar de tal manera que la tensión vertical efectiva total será la suma de la tensión vertical de cada una de las capas de terreno respectivamente (ecuación 7.15):

$$\sigma'_v = \sum_i \gamma_i \cdot \Delta h_i - u_i \tag{7.15}$$

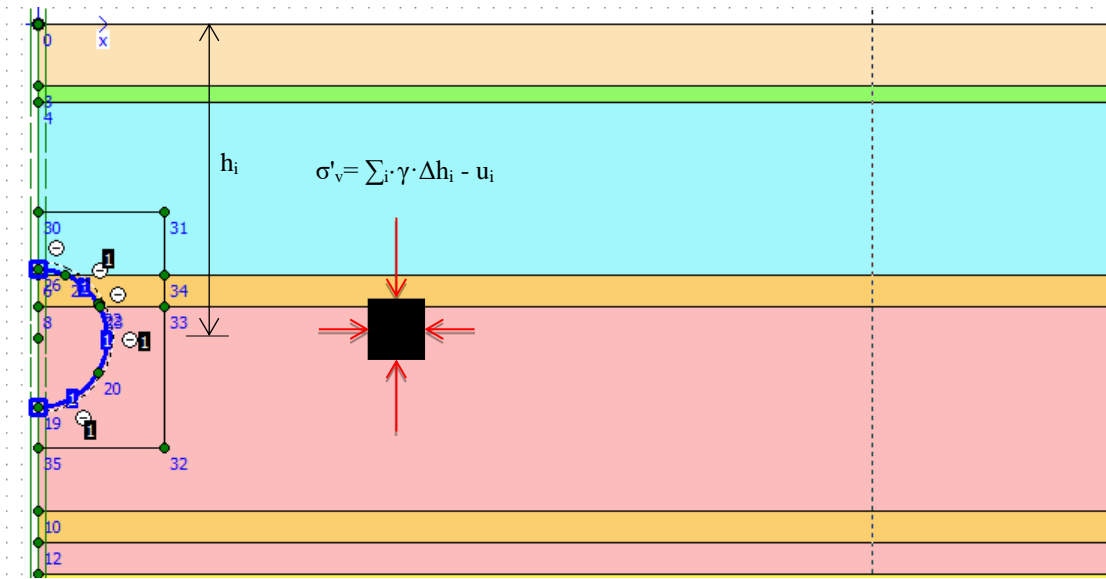


Figura 7.23 Magnitud y orientación de las tensiones iniciales

Tensión horizontal inicial

En este caso, a partir de un valor de K_0 de la ecuación 7.14, podemos determinar la magnitud de la tensión inicial horizontal. Pero la estimación de un valor de K_0 adecuado depende del material y su historia geológica. En nuestro caso se considera que el suelo está normalmente consolidado.

Para determinar la tensión horizontal en este tipo de suelo se tiene la correlación empírica conocida con el nombre de fórmula de Jacky que relaciona el coeficiente de presión lateral de tierras y ángulo de rozamiento interno. Esta fórmula se encuentra implementada en el programa de elementos finitos Plaxis y ha sido empleada en esta tesis para el cálculo tensional inicial del terreno.

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi' \quad 7.16$$

donde el superíndice NC significa suelo normalmente consolidado y φ' es el ángulo de fricción efectivo del suelo.

El estado de tensiones inicial resultante en nuestro caso, a partir de la ecuación 7.16, es el que se muestra en la Figura 7.24.

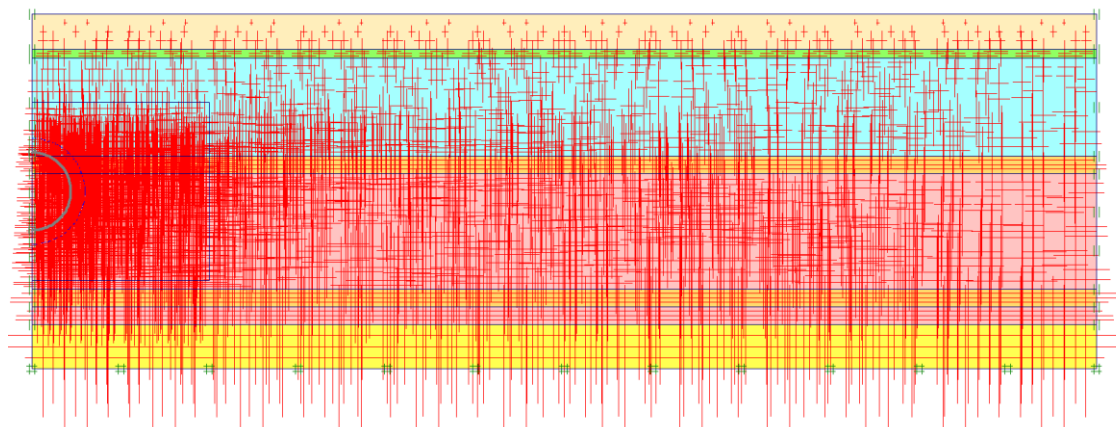


Figura 7.24 Distribución de las tensiones principales en el estado inicial

7.5.12 El rol de K_0

En esta tesis se ha empleado un modelo no-lineal elastoplástico (Small Hardening Soil Model) (Apéndice VII), el cual, tiene en cuenta las pequeñas deformaciones del terreno implementado en el programa de elementos finitos Plaxis v9.0. En él se emplea la opción del K_0 -procedure implementado en el programa de elementos finitos Plaxis v9.0 mediante la fórmula de Jaky (ecuación 7.16).

En nuestro caso, al tratarse de un material normalmente consolidado, hemos visto que la fórmula de Jaky resulta una buena expresión para el cálculo del estado tensional del terreno (véase Apéndice VII).

7.6 Fases de cálculo y resumen de los parámetros de entrada

7.6.1 Fases de cálculo

En este análisis hay 4 Fases de cálculo. Una primera Fase de Consolidación de 5000 días de duración, en la cual, se ha comprobado que tanto como los movimientos verticales como los excesos de presión en el terreno son prácticamente invariables, aunque aumentemos el factor tiempo. Esta etapa de consolidación tiene la finalidad de simular el estado inicial del terreno en el momento inicial de empezar la obra, imponiendo las condiciones iniciales del agua, mediante los dos niveles piezométricos pertenecientes al acuífero superior y al acuífero inferior.

La capa de arenas (Q12) es el acuífero superior, que se encuentra a 5 m de profundidad con un nivel freático que se encuentra a 4 m por debajo de la superficie del terreno. La capa de arenas (Q14) es el acuífero inferior, que es el que se encuentra a 40 m de profundidad con un nivel piezométrico de 10 m por debajo de la superficie del terreno.

En la etapa de consolidación se ha de imponer los desplazamientos a 0 e imponer las condiciones hidráulicas. En la capa Q12 (acuífero superior) las condiciones hidráulicas son hidrostáticas, en cambio en el acuífero inferior la altura piezométrica irá variando linealmente.

Una segunda Fase de Excavación, donde se simula la excavación de un túnel de 9.40 m de diámetro mediante el método de Stress Reduction. El método de Stress Reduction, como ya hemos explicado en el apartado 7.2, se basa principalmente en dejar relajar el terreno hasta la colocación del revestimiento (en este caso dovelas de hormigón prefabricado). Este método consta de dos etapas de cálculo. En la primera etapa, una fracción $(1-\beta) p_k$ (carga que actúa sobre el perímetro de la excavación) es relajada (excavación sin revestimiento) siendo β el factor de reducción obtenido a partir de la experiencia, P_0 la presión radial inicial y una fracción βp_0 es aplicada en el interior del túnel una vez excavado el terreno original.

En esta Fase se define que el suelo dentro del túnel está inactivo y seco y sin revestimiento final. Para que no se produzcan cambios de gradiente entre el terreno y la excavación, se ha colocado un revestimiento que no aporta resistencia alguna, pero permite que el flujo de agua rodee la excavación.

En la segunda etapa de cálculo, que coincide con la tercera Fase de cálculo, se activa el revestimiento y la fracción βp_k remanente (tensión interna dentro de la excavación) se relaja. En esta Fase al igual que en la segunda Fase anterior, se define que el suelo dentro del túnel está inactivo y seco, pero a diferencia de la Fase de cálculo anterior, se coloca el revestimiento final definido en la Tabla 7.12.

El mallado de una de las secciones simuladas en esta tercera etapa de cálculo se muestra en la Figura 7.25.

En la Figura 7.26 se muestra un esquema de las fases que componen la simulación de una excavación y la colocación del revestimiento mediante el método de Stress reduction.

En esta segunda y tercera Fase de cálculo, el terreno se asienta producto de la excavación y de la colocación del revestimiento. Estas dos fases se realizan instantáneamente, es decir, en un instante de tiempo $t=0$, por lo que se considera que, tanto la excavación como la colocación del revestimiento se realizan en condiciones no drenadas.

Por último, en la Fase de Consolidación final se disipan todas las presiones generadas durante la Fase de excavación y la Fase de colocación del revestimiento hasta alcanzar una presión mínima fijada en 0.01 KN/m^2 . En nuestro modelo esto ocurre aproximadamente entre $t=100-150$ días.

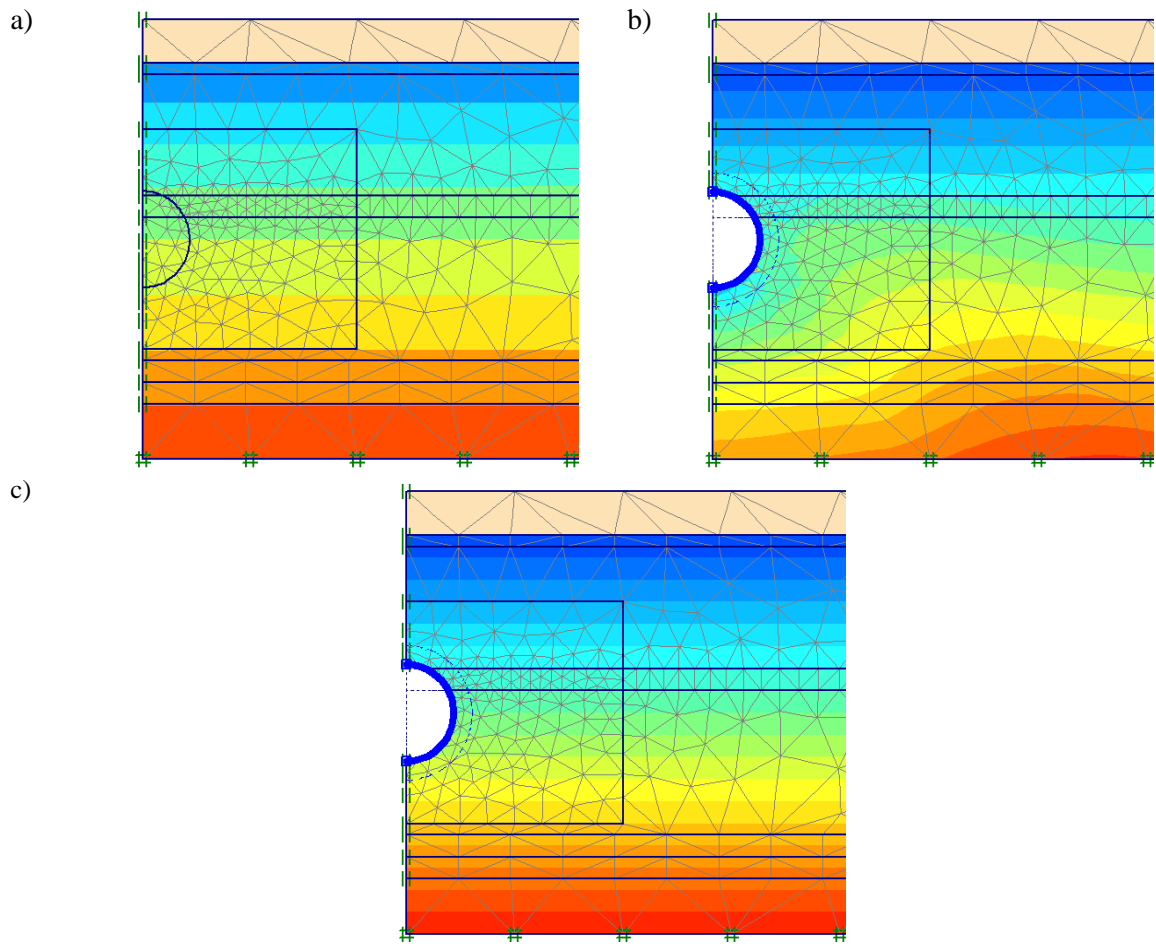


Figura 7.25 Fases de cálculo del modelo con su mallado a) Fase de Consolidación inicial b) Fase de excavación y activación del lining inicial y lining final c) Fase de consolidación final

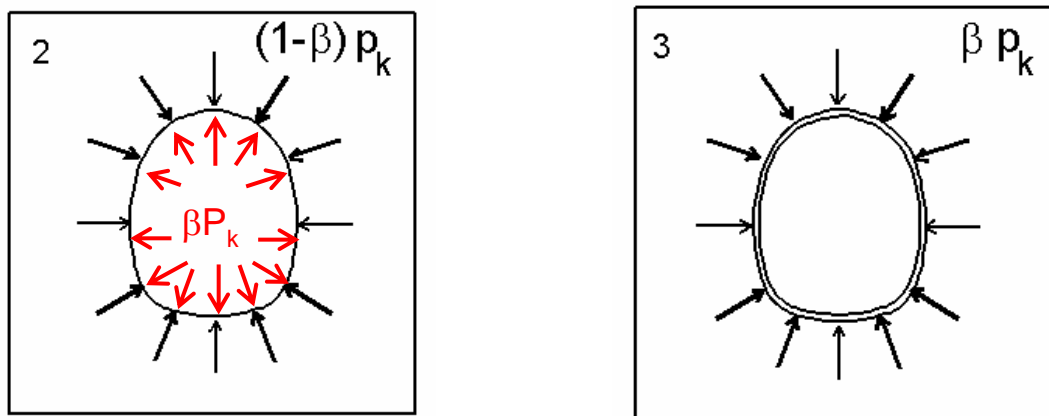


Figura 7.26 Fases de cálculo del método Stress Reduction

Con respecto al refinado del mallado, para ahorrar en conste computacional, determinamos un refinado de malla general (Fino). Además, en todos los casos considerados, al tratarse de la simulación de una estructura, en concreto de una excavación, se determina una zona rectangular alrededor del túnel, donde se aplicará un refinado local.

El modelo de suelo está formado por seis tipos de materiales (R, Q11, Q12, Q13, Q13s, Q13m) (Figura 7.28). Todos estos materiales han sido considerados (no drenados), a excepción de las arenas Q12 y de los rellenos. Los modelos constitutivos empleados han sido el modelo de Mohr-Coulomb (para los rellenos) y el modelo de Small Hardening Soil para el resto de materiales. Los parámetros de los diferentes modelos una vez calibrados se presentan en la Tabla 7.15.

Para el valor de la permeabilidad, se ha escogido que la permeabilidad vertical y horizontal sea igual ($K_h=K_v$).

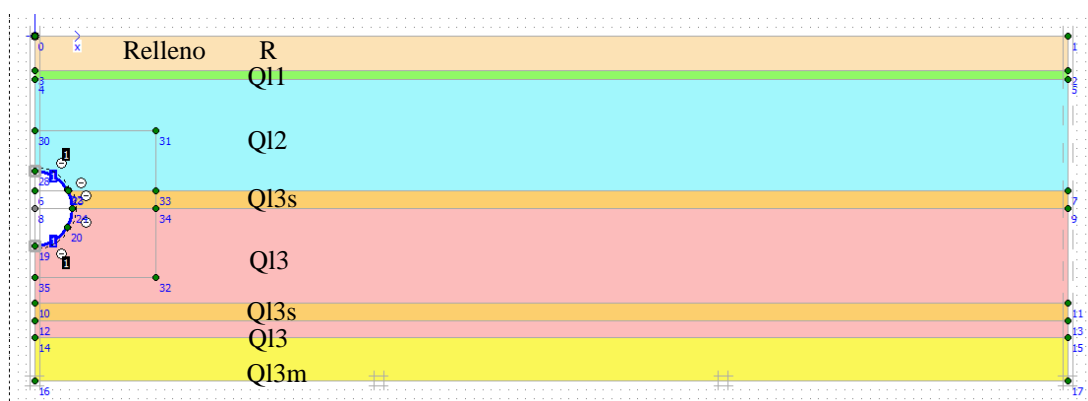


Figura 7.28 Materiales y estructuras introducidas en el modelo

	Rellenos	Q11	Q12	Q13	Q13m	Q13s
Modelo constitutivo	Mohr-Coulomb drenado	HS Small no drenado	HS Small drenado	HS Small no drenado	HS Small no drenado	HS Small no drenado
γ_{unsat} (kN/m ³)	17.5	14.7	17.5	13.8	16.6	14.7
γ_{sat} (kN/m ³)	17.5	19.5	21.3	18.8	20.35	19.0
K_x (m/d)	0.01	8.94E-04	8.64	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-04
K_y (m/d)	0.01	8.94E-04	8.64	8.64E-04	8.64E-04	8.64E-04
ϕ (°)	26	29	32	27.5	26.36	28
Ψ (°)	0	0	0	0	0	0
Interfaz	rígida	rígida	0.9	0.6	0.6	0.6
$E_{50\ ref}$ (kN/m ²)	-	6286	2.25E+04	6286	6286	6286
$E_{oed\ ref}$ (kN/m ²)	-	3124	1.92E+04	3124	3124	3124
$E_{ur\ ref}$ (kN/m ²)	-	1.88E+04	6.75E+04	1.886E+04	1.886E+04	1.886E+04
$G_{0\ ref}$ (kN/m ²)	-	5.64E+04	2.0E+05	6.64E+04	8.40E+04	7.64E+04
$\gamma_{0.7}$	-	1.0E-04	1.1E-04	8.8E-05	6.9E-05	7.2E-06
m	-	0.9	0.5	0.9	0.7	0.9

Tabla 7.15 Resumen de los parámetros de los diferentes modelos constitutivos empleados para todos los materiales que conforman el perfil estratigráfico simulado

Para el revestimiento se ha elegido un revestimiento elástico. Sus propiedades se detallan en la Tabla 7.16.

EA(KN/m)	EI(KNm²/m)	d(m)	w(KN/m/m)	v
1.307E+07	1.093E+05	0.315	8.4	0.15

Tabla 7.16 Propiedades del revestimiento

Para el cálculo de las tensiones iniciales en la Tabla 7.17 se resumen los valores de los ángulos de fricción.

	Relleno R	QI1	QI2	QI3	QI3m	QI3s
$\varphi(^{\circ})$	26	29	32	27.5	26.36	28
K_0	0.562	0.515	0.47	0.42	0.556	0.531

Tabla 7.17 Valores de K_0 de cada capa

Por último, se consideran dos niveles piezométricos. La profundidad media del nivel freático se considera a una profundidad de $z_0=-4$ m para el acuífero superior y una altura piezométrica de $z_0= -10$ m para el acuífero inferior.

7.7 Modelación de la excavación

Como hemos comentado en la introducción, el análisis se mostrará en dos instantes de tiempo.

El primero de ellos, a corto plazo, considerado poco después del paso de la tuneladora. Este instante se considera una vez finalizada la etapa de colocación del revestimiento, donde todavía las presiones generadas en el proceso de excavación no han sido disipadas.

Y un segundo instante de tiempo considerado a largo plazo, en donde la excavación y la instalación del revestimiento considerado impermeable ha sido instalado y el túnel ha alcanzado una cierta distancia por detrás de la sección estudiada, dando lugar, a la disipación de los excesos de presión generados en el proceso de excavación. En esta tesis, el proceso de consolidación se considera acabado en el modelo, cuando la presión en los poros alcanza un valor de 0.01 kN/m^2 , pudiéndose considerar un valor constante de la presión en los poros.

A continuación, se mostrarán los movimientos verticales del terreno simulados en superficie y para diferentes profundidades a partir de las cubetas transversales de asiento. También se muestra el movimiento vertical en profundidad simulado en la clave y en los hastiales de la excavación.

Una vez presentados los movimientos verticales, se muestran los movimientos horizontales del terreno tanto en superficie como en profundidad todos ellos simulados mediante elementos finitos y la presión total en los poros una vez pasada la máquina EPB por la sección de control estudiada.

Por último, se ha realizado una simulación considerando el caso en el que únicamente se tenga en cuenta un acuífero y, por lo tanto, una única altura piezométrica y se han comparado los resultados con el caso hasta el momento considerado, teniendo en cuenta dos alturas piezométricas.

7.8 Movimiento vertical del terreno en superficie y en profundidad

7.8.1 Cubetas transversales de asiento a corto plazo y largo plazo

En este apartado se mostrarán los resultados de la simulación de las cubetas de asiento transversal en las diez secciones de control descritas en el Capítulo 5 de la presente tesis. Las cubetas de asiento resultantes de la simulación serán comparadas con los datos de campo de movimiento vertical para varias profundidades al igual que las mostradas en el Capítulo 5 y la distribución Gaussiana ajustada mediante mínimos cuadrados. En la Figura 7.31 y Figuras 7.32 se muestran a modo de ejemplo, cuatro cubetas de asiento a corto plazo y a largo plazo para una profundidad de $z=0\text{m}$, $z=-3.5\text{m}$, $z=-6.5\text{m}$ y $z=-9.5\text{m}$ de la sección de control Pk 2+750. El resto de simulaciones de las restantes secciones de control se muestran en el Apéndice VII.

En vista de los resultados de la simulación, podemos decir que, las cubetas de asiento transversal a corto plazo simuladas son ligeramente más anchas que las cubetas transversales calculadas mediante métodos analíticos para todos los casos analizados. En particular a medida que nos distanciamos del centro de la excavación, las cubetas simuladas se abren mostrando un asiento mayor al reproducido mediante la distribución Gaussiana, ajustada por mínimos cuadrados a los datos de campo. Esta mayor abertura se hace algo más patente en el caso considerado a largo plazo.

Una posibilidad de esta mayor abertura, puede ser debida a la simulación de la excavación mediante el método de Stress Reduction. En este método se impone un relajación de toda la excavación, las presiones de alrededor de la excavación también se relajan en la fase de excavación, en cambio, esto no pasa cuando se simula con otros métodos tales como el Pressure Method, en el cual, se reemplaza el estado de tensión inicial en los límites de la excavación mediante una distribución de presión de mortero dada en el proceso de excavación anterior a la colocación del revestimiento (Möller, 2006).

Otra causa, que provoque esta abertura de la cubeta de asientos, puede ser a la permeabilidad de los materiales. En este Capítulo, en el apartado 7.5.9 se realizaron varias simulaciones con diferentes valores de la permeabilidad. Y se eligió aquella permeabilidad teniendo en cuenta los ensayos realizados de permeabilidad, aquella que encajaba mejor en cuanto a asiento y tiempo de consolidación simulado. Es en etapa de consolidación donde se produce, como hemos comentado, la mayor abertura de la cubeta de asientos transversales, por ese motivo, en este apartado, se ha querido comprobar si existe alguna relación entre el valor de la permeabilidad adoptado para los diferentes materiales considerados y la abertura de la cubeta de asientos transversales.

Según Wongsaroj J. et al., 2013, los asientos a largo plazo debidos al proceso de consolidación, están causados por el equilibrio de las tensiones y las presiones en los poros alrededor de la excavación del túnel y este cambio de valor de la presión en poros dependerá de las condiciones de drenaje impuestas en el túnel. Si el perfil geológico está compuesto por materiales y un revestimiento del túnel muy impermeables, este proceso puede llegar a ser extremadamente largo. Wongsaroj nos refiere que durante la construcción de un tramo de la línea Heathrow observó que en la simulación realizada de la excavación mediante elementos finitos se producían levantamientos en las inmediaciones del túnel que luego disminuían y pasaban a movimientos de asentamiento. Según Wongsaroj después de la simulación de un túnel bajo las arcillas de Londres, nos dice que en terrenos impermeables el exceso de presión de poros generado durante la excavación es mayor por lo que se debe tener en cuenta ya que se puede estimar una permeabilidad más grande de lo que realmente tiene en la realidad. Mair (2008) añade que los resultados de los asientos en superficie a largo plazo mostrados en dos dimensiones se ven en gran parte influenciados a la anisotropía en la permeabilidad y las condiciones de drenaje. Los resultados muestran que, si la permeabilidad horizontal del suelo en donde el túnel está situado es mayor que la permeabilidad vertical, la magnitud del asiento a largo plazo es mayor que la para el caso de permeabilidad isotrópica, y la cubeta de asientos transversales también resulta ser más ancha. En cambio, para un túnel impermeable, la medida del desplazamiento de consolidación es independiente de la relación k_h/k_v del suelo.

En nuestro caso, se ha modificado el valor de la permeabilidad en la capa más impermeable del estrato atravesado (Q13) y se ha comprobado que el tiempo de consolidación aumenta o disminuye en función de la permeabilidad adoptada (ver Apéndice VII). Si se aumenta la relación entre la permeabilidad (k_h/k_v), el tiempo de consolidación disminuye y el asiento vertical aumenta, pero la forma de la cubeta de asientos no se hace más estrecha (Figura 7.29). Por lo que se ha adoptado por emplear una permeabilidad isotrópica en el modelo que mejor se adapte al tiempo de consolidación real medido por la instrumentación de campo que ha sido de $k_v=k_h=1 \cdot 10^{-6}$ cm/s como ya se había determinado en el apartado 7.5.9. Además, hemos comprobado que la medida del desplazamiento debido al proceso de consolidación es independiente de la relación k_h/k_v del suelo.

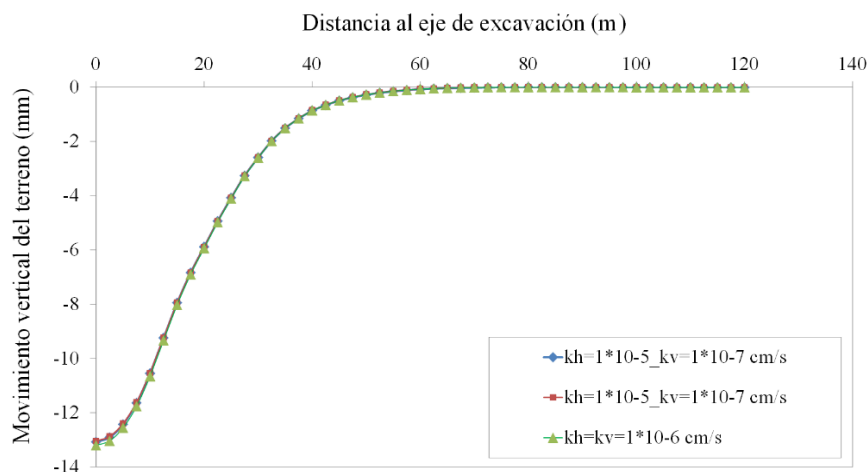


Figura 7.29 Forma de la cubeta de asientos transversales para diferentes permeabilidades consideradas

Por otro lado, también se ha realizado un estudio paramétrico de algunos de los módulos que caracterizan el terreno tales como: E_{oed} , E_{50} y se ha observado que valores bajos de los módulos para un determinado coeficiente de relajación reproducen mejor el comportamiento no drenado de una excavación en el proceso constructivo, que el empleo de módulos más altos, en donde, la excavación se adaptaría mejor a un tipo de excavación por fases.

En la Tabla 7.18 se muestran los valores de los módulos E_{oed} y E_{50} considerados en el material QL3 y en la Figura 7.30 se muestra las cubetas transversales de asiento para los diferentes módulos considerados. Considerando módulos elásticos, medios y altos ver Tabla 7.18 y teniendo en cuenta un coeficiente de relajación del terreno de 0.26, el modelo se ajusta mejor a la realidad para módulos elásticos bajos (Figura 7.32). En cualquier caso, se han obtenido ajustes parecidos con módulos de elasticidad medios, pero incrementando el coeficiente de relajación a 0.29.

	Módulos Bajos	Módulos Medios	Módulos Altos
E_{oed}	3124	1.290E+04	1.04E+05
E_{50}	6286	1.790E+04	1.29E+05

Tabla 7.18 Valores de E_{oed} y E_{50} considerados en el material QL3 en las simulaciones

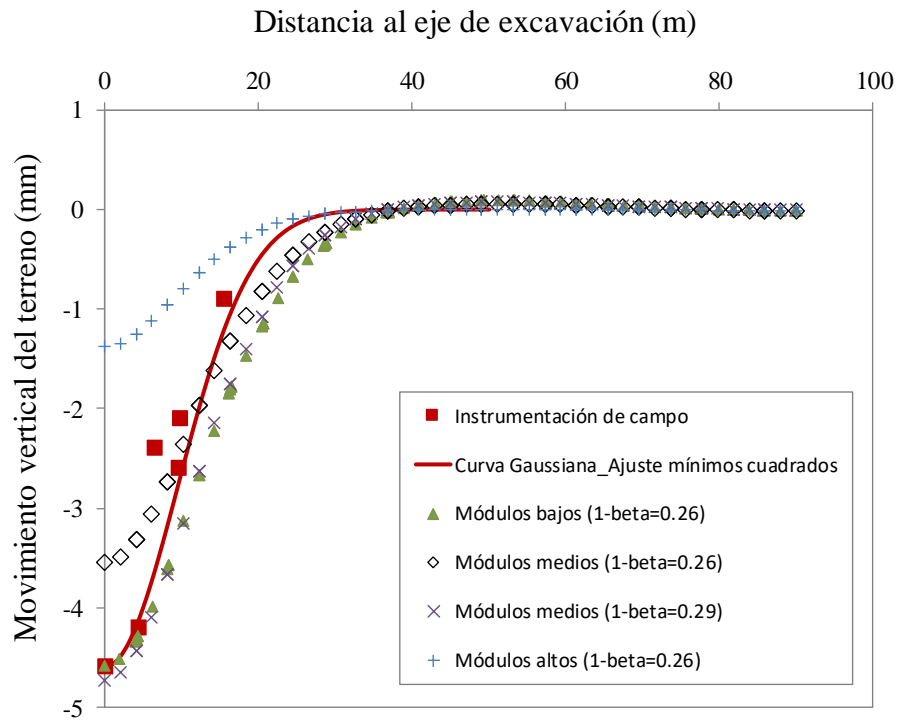


Figura 7.30 Forma de la cubeta de asientos transversales para diferentes valores de módulos considerados

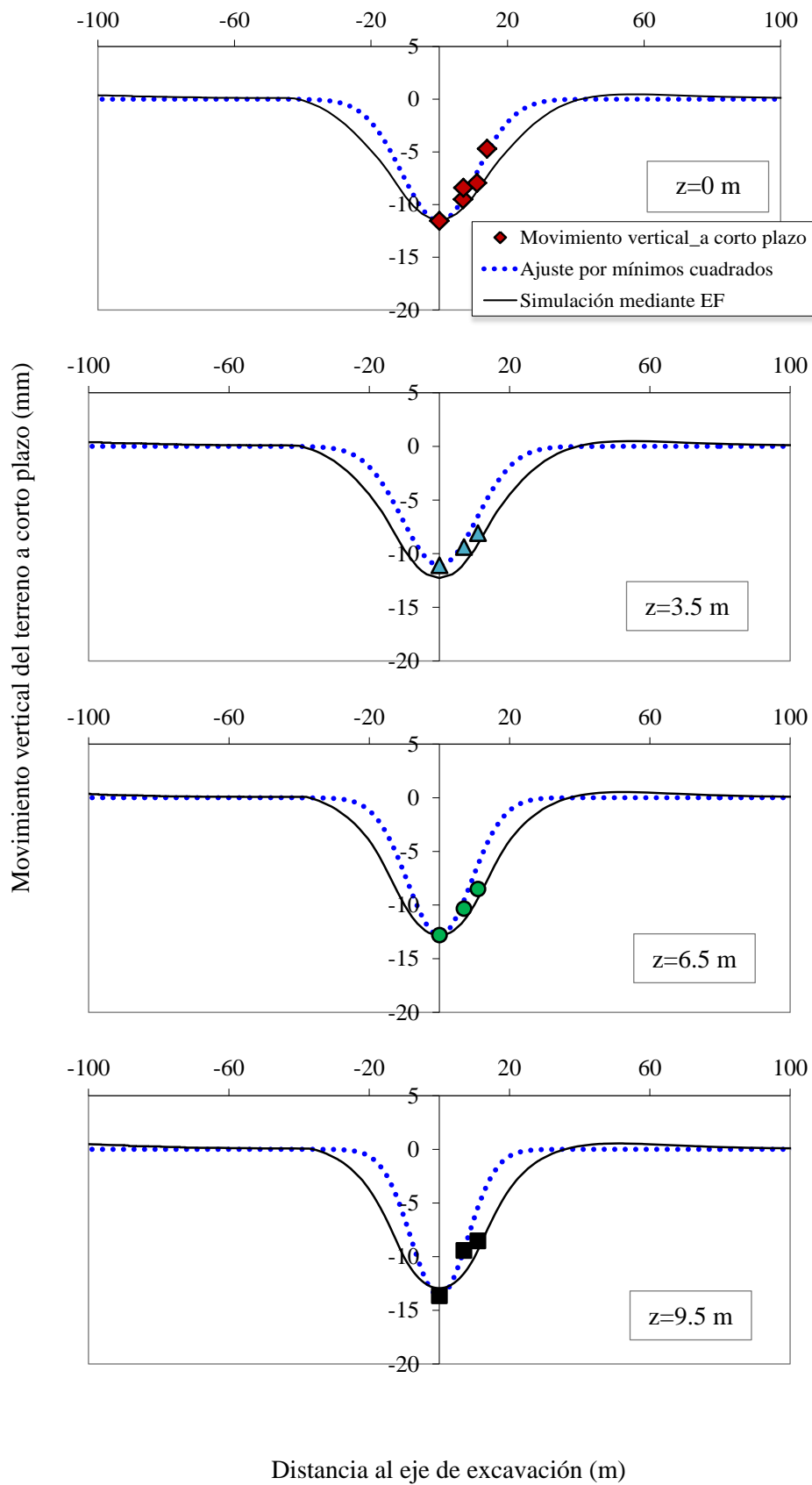


Figura 7.31 Perfil transversal de los movimientos verticales a corto plazo en la sección Pk 2+750

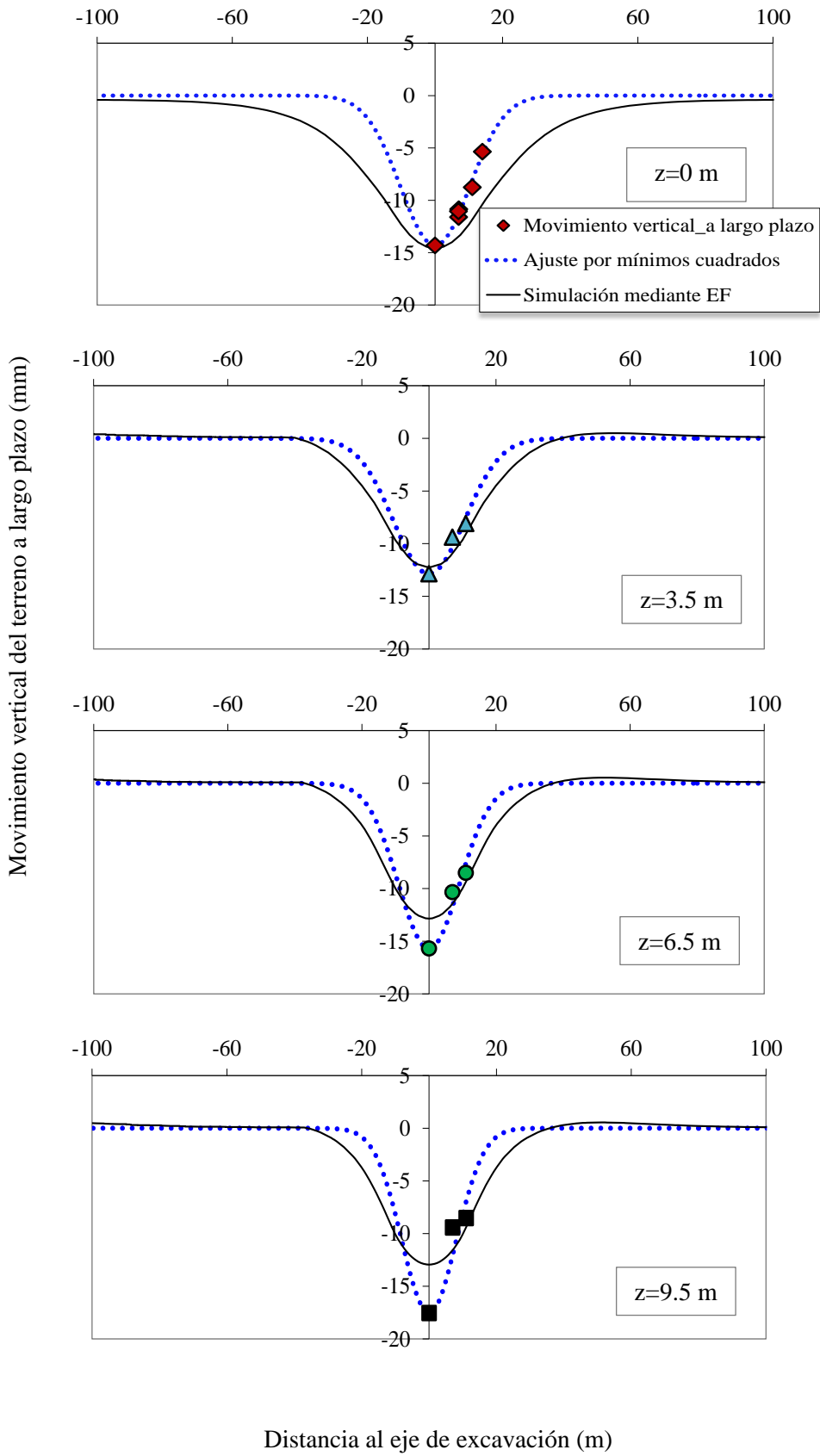


Figura 7.32 Perfil transversal de los movimientos verticales a largo plazo en la sección Pk 2+750

7.8.2 Movimientos verticales del terreno a corto plazo y largo plazo

Respecto a los movimientos verticales en profundidad también se han observado pequeños levantamientos en profundidad que se hacen más evidentes una vez alcanzada la profundidad de la excavación, por lo que se cree y parece coherente pensar que estos levantamientos tanto en superficie como en profundidad puedan ser debidos al empuje que la propia máquina realiza al intentar excavar en condiciones no drenadas, esta fuerza de empuje se materializa finalmente en pequeños levantamientos en algún o en ambos lados de la excavación. Estos levantamientos en profundidad se pueden observar en las secciones Pk 4+240; Pk 6+986; Pk 8+813 y Pk 9+753 (Figura 7.39, Figura 7.40, Figura 7.41 y Figura 7.42) respectivamente y un resumen de estos datos se detallan en la Tabla 7.19.

En el caso de la sección Pk 6+986, la máquina tuneladora aplica una presión P3 más elevada que la presión media aplicada en la cola de la tuneladora (Figura 5.30 y Figura 5.31), con lo que el asiento disminuye en profundidad llegando a haber pequeños levantamientos algunos metros por encima de la clave de excavación (Figura 7.40) influyendo en un valor más alto de la presión de poros en el momento de paso de la tuneladora (Figura 7.66).

Para el caso de la sección 8+813, la máquina tuneladora inyecta un volumen de mortero significativamente superior a la media (Figura 5.32 y Figura 5.33, Capítulo 5) y del mismo modo que la sección anterior el asiento disminuye en profundidad hasta alcanzar pequeños levantamientos una vez superada la clave de la excavación (Figura 7.41).

Por lo contrario, se han observado en algunos casos mayores asientos en profundidad debidos a inyecciones inferiores a la media, como es el caso de la sección Pk 4+150 (ver Figura 5.25 del Capítulo 5), en donde, el asiento aumenta en profundidad (Figura 7.35). En ambos casos, la simulación no recrea este hecho ya que el modelo no puede reproducir un cambio en el movimiento del terreno debidos a bajadas o subidas de inyección puntuales por encima o por debajo del valor medio registrado.

Por otro lado, se ha observado la existencia de pequeños levantamientos en la zona de la solera de la excavación y por debajo de la misma en las secciones Pk 4+000, Pk 3+810 y Pk 4+240 (ver Tabla 7.19). Estos pequeños levantamientos bajo la solera de la excavación se atribuyen a la descarga del terreno provocada por la excavación propia del túnel.

SC	Profundidad (m)	EI Izquierdo				EI Derecho			
		Campo corto plazo	EF corto plazo	Campo largo plazo	EF largo plazo	Campo corto plazo	EF corto plazo	Campo largo plazo	EI largo plazo
4+240	Por encima de la clave	-3.84	-10.62	-9.84	-14.84	-6.25	-12.73	-14.13	-16.87
		-3.54	-10.13	-9.19	-14.38	-5.19	-12.44	-13.09	-16.66
	Zona excavación	-3.23	-9.78	-8.48	-13.83	-3.92	-12.16	-11.82	-16.06
		-1.49	-5.93	-5.53	-7.08	+0.74	-7.77	-5.8	-8.45
		-0.04	-0.55	-3.17	-0.87	+4.09	+1.94	-3.52	+3.05
6+986	Por encima de la clave	+2.99	-1.97	-2.71	-4.85	+3.98	-1.48	-2.44	-4.27
		+3.31	-1.93	-2.63	-4.64	+4.08	-1.47	-2.41	-4.06
	Zona excavación	+3.49	-1.85	-2.18	-4.32	+4.39	-1.46	-2.17	-3.99
		+3.10	-1.91	-1.67	-3.38	+4.30	-1.56	-1.94	-3.38
		+2.28	-2.28	-1.84	-3.19	+4.39	-1.71	-1.68	-3.23
8+813	Por encima de la clave	+1.14	-1.11	+0.28	-2.58	-0.65	-1.05	-1.16	-2.46
		+1.30	-1.08	+0.62	-2.55	-0.55	-1.04	-0.93	-2.39
	Zona excavación	+1.47	-1.08	+1.31	-2.20	-0.58	-1.03	-0.70	-2.24
		+1.46	-1.52	+1.30	-1.48	-1.03	-1.46	-0.57	-1.56
		+1.36	-1.25	+2.15	-0.54	-1.97	-1.42	-0.54	-0.86
9+753	Por encima de la clave	+1.71	-3.13	-0.53	-3.22	-0.2	-3.06	-2.36	-3.21
		+1.60	-2.98	-0.49	-3.15	-0.5	-2.92	-2.43	-3.07
	Zona excavación	+1.06	-2.89	-0.49	-3.07	-0.79	-2.79	-2.46	-2.95
		-0.65	-2.29	-1.45	-1.72	-1.3	-2.25	-2.34	-1.68
		-2.05	-0.82	-2.45	-0.15	-2.33	-0.92	-2.79	-0.30
4+000	Por encima de la clave	-17.46	-17.48	-20.89	-20.60	-13.48	-17.9	-19.60	-21.12
		-23.12	-17.11	-20.49	-20.21	-13.26	-17.30	-20.21	-20.63
	Zona excavación	-20.42	-16.65	-16.49	-19.73	-11.03	-17.05	-17.70	-20.39
		-14.31	-7.32	-5.90	-7.21	-3.14	-4.03	-6.44	-2.84
		-	-0.36	-	+2.27	+1.98	+0.15	+2.21	+2.79
3+810	Por encima de la clave	-11.30	-21.94	-13.65	-21.88	-13.55	-17.88	-14.55	-19.03
		-11.16	-20.89	-13.58	-21.54	-13.30	-16.48	-14.30	-17.64
	Zona excavación	-10.74	-11.50	-13.10	-21.30	-12.79	-15.82	-13.78	-17.45
		-3.24	+4.23	-4.02	-7.37	-5.29	-0.21	-4.83	-0.16
		+0.56	+3.53	+1.00	+2.95	-3.25	+2.91	-1.93	+3.75

Tabla 7.19 Movimientos verticales en las inmediaciones de la excavación de varias secciones de control

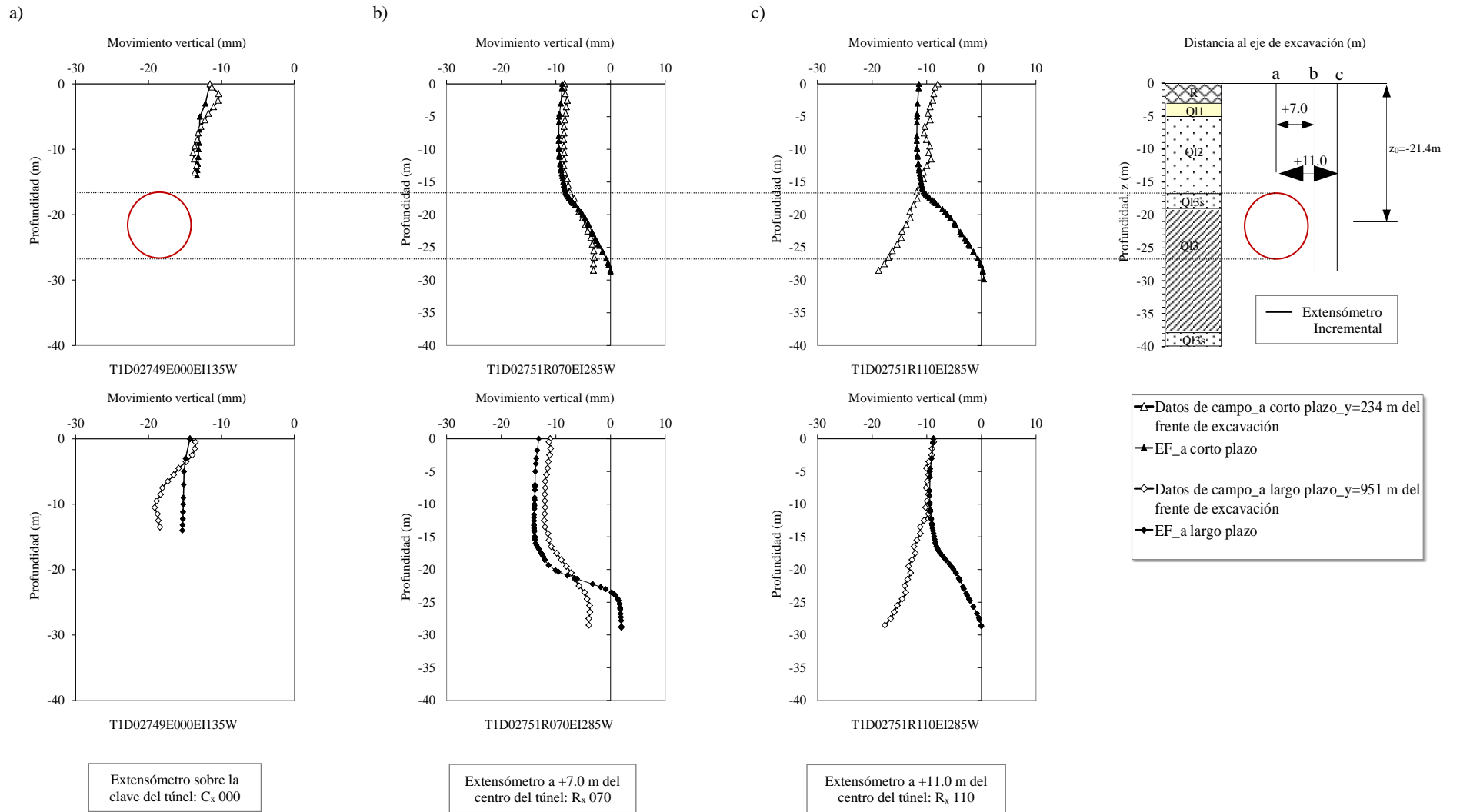


Figura 7.33 Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros Cx000, Rx070 y Rx110 de la sección Pk 2+750 y simulados mediante EF

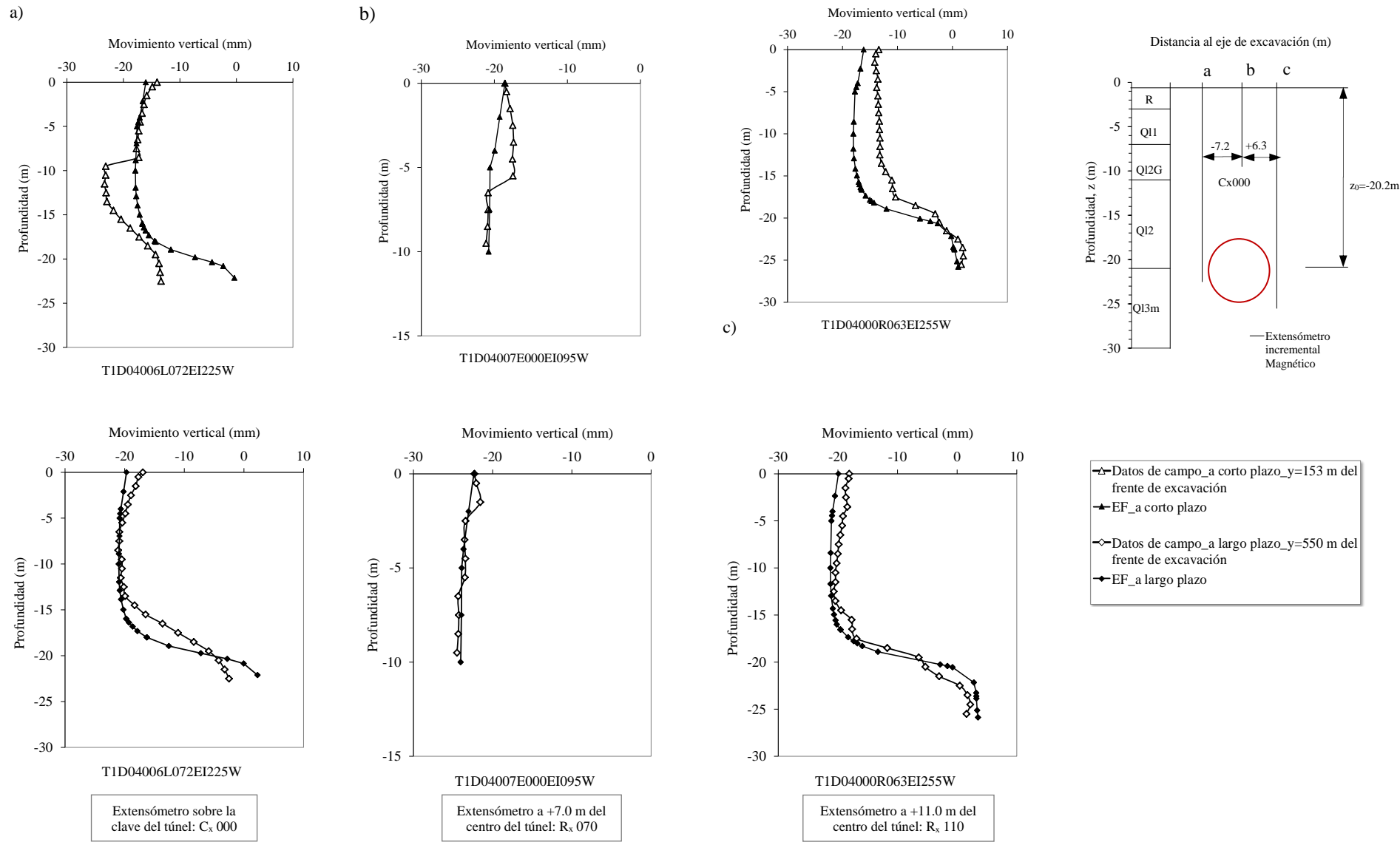


Figura 7.34 Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros Cx000, Rx070 y Rx110 de la sección Pk 4+000 y simulados mediante EF

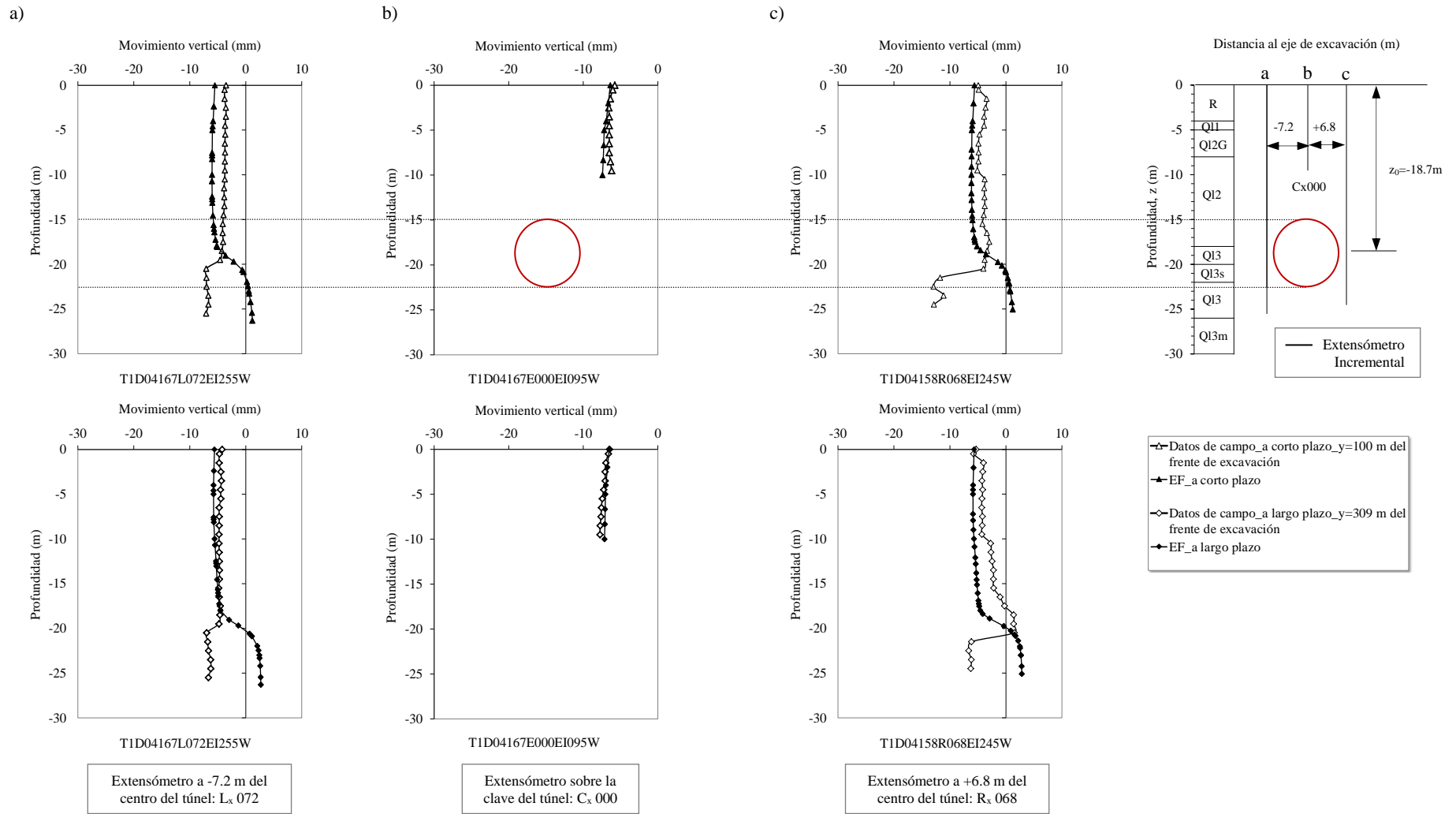


Figura 7.35. Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros L_x072, C_x000 y R_x068 de la sección Pk 4+150 y simulados mediante EF

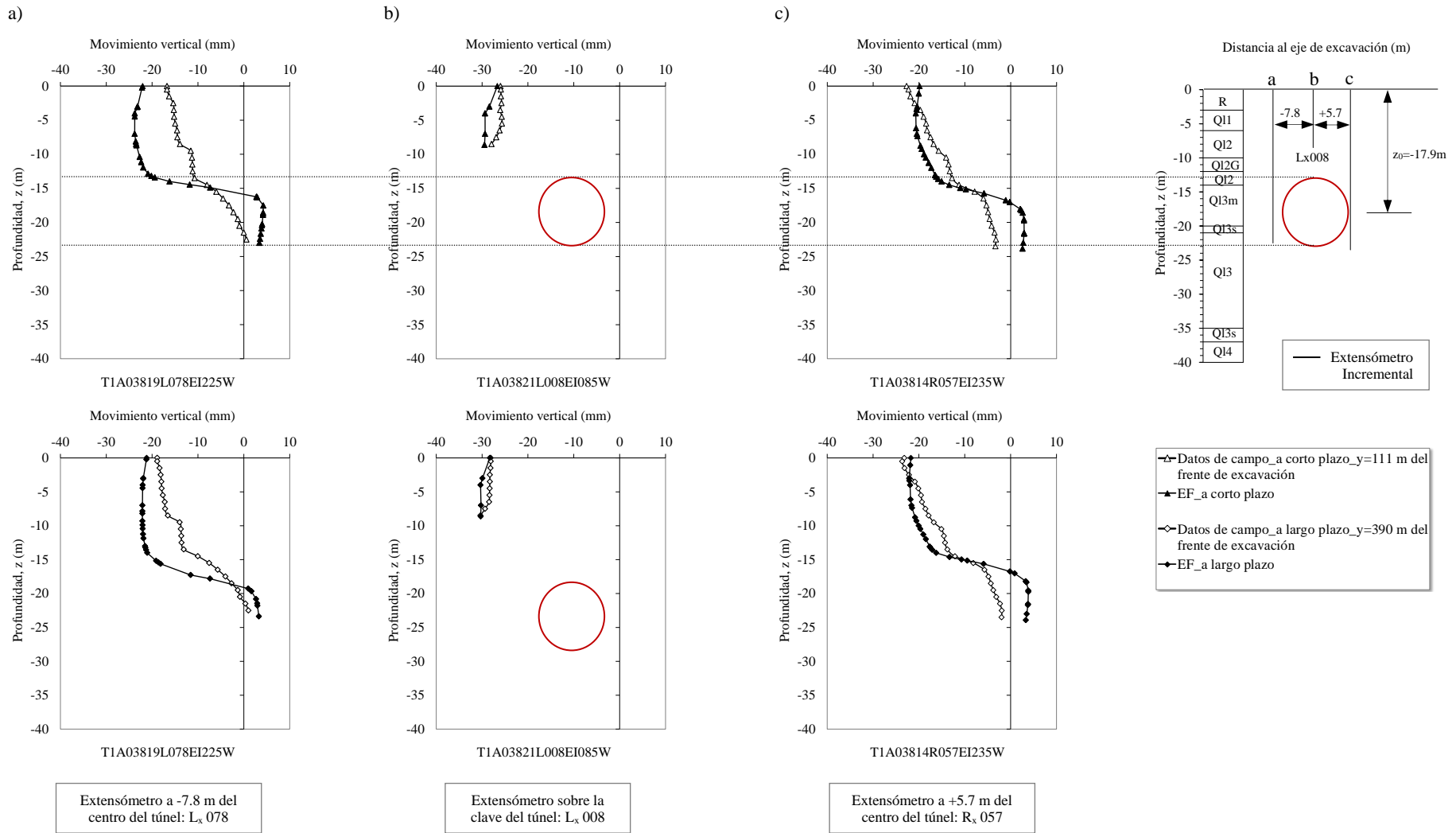


Figura 7.36. Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros $L_x 078$, $L_x 008$ y $R_x 057$ de la sección Pk 3+810 y simulados mediante EF

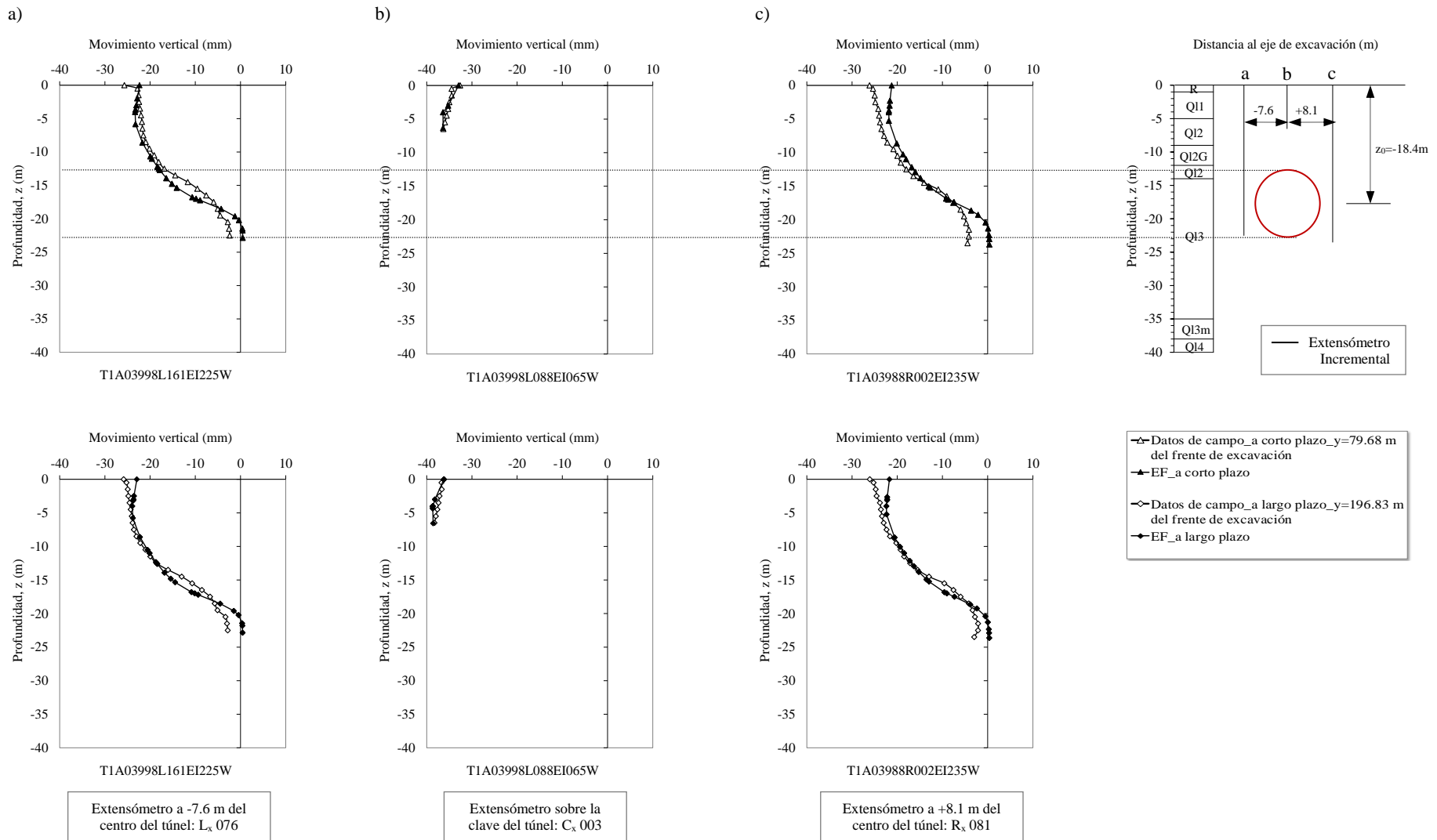
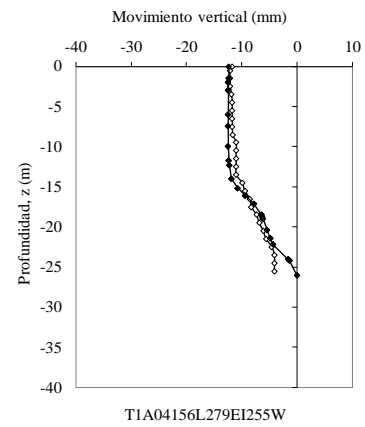
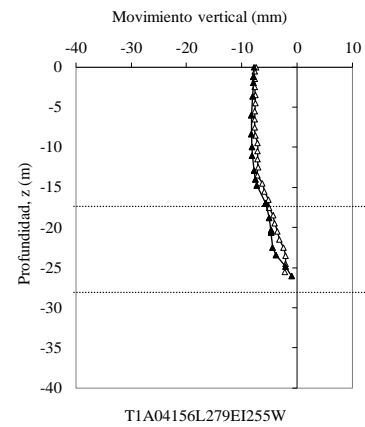


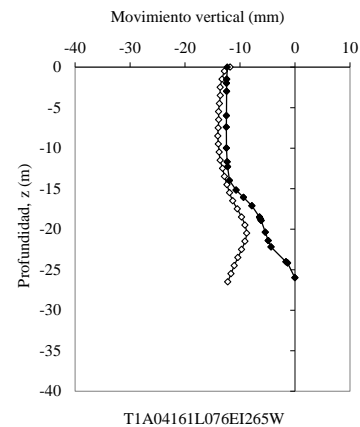
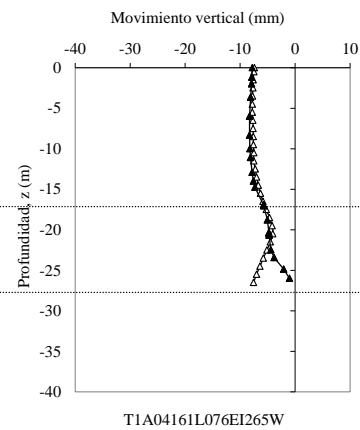
Figura 7.37. Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros L_x076, C_x003 y R_x081 de la sección Pk 3+993 y simulados mediante EF

a)

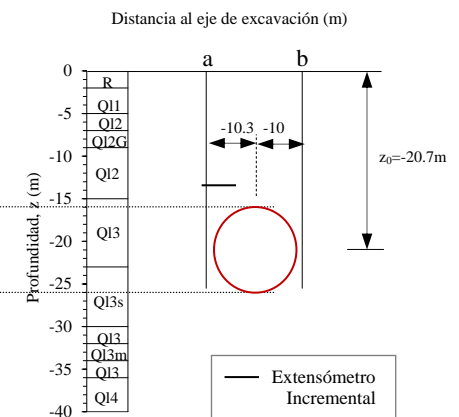


Extensómetro a -10.3 m del centro del túnel: L_x 103

b)



Extensómetro a +10.0 m del centro del túnel: R_x 100



- ▲ Datos de campo_a corto plazo_y=112.73 m del frente de excavación
- ▲ EF_a corto plazo
- ◇ Datos de campo_a largo plazo_y=660 m del frente de excavación
- ◆ EF_a largo plazo

Figura 7.38. Movimiento vertical en profundidad extensómetros L_x110, R_x123, L_x103 y R_x100 de la sección Pk 4+140 y simulados mediante EF

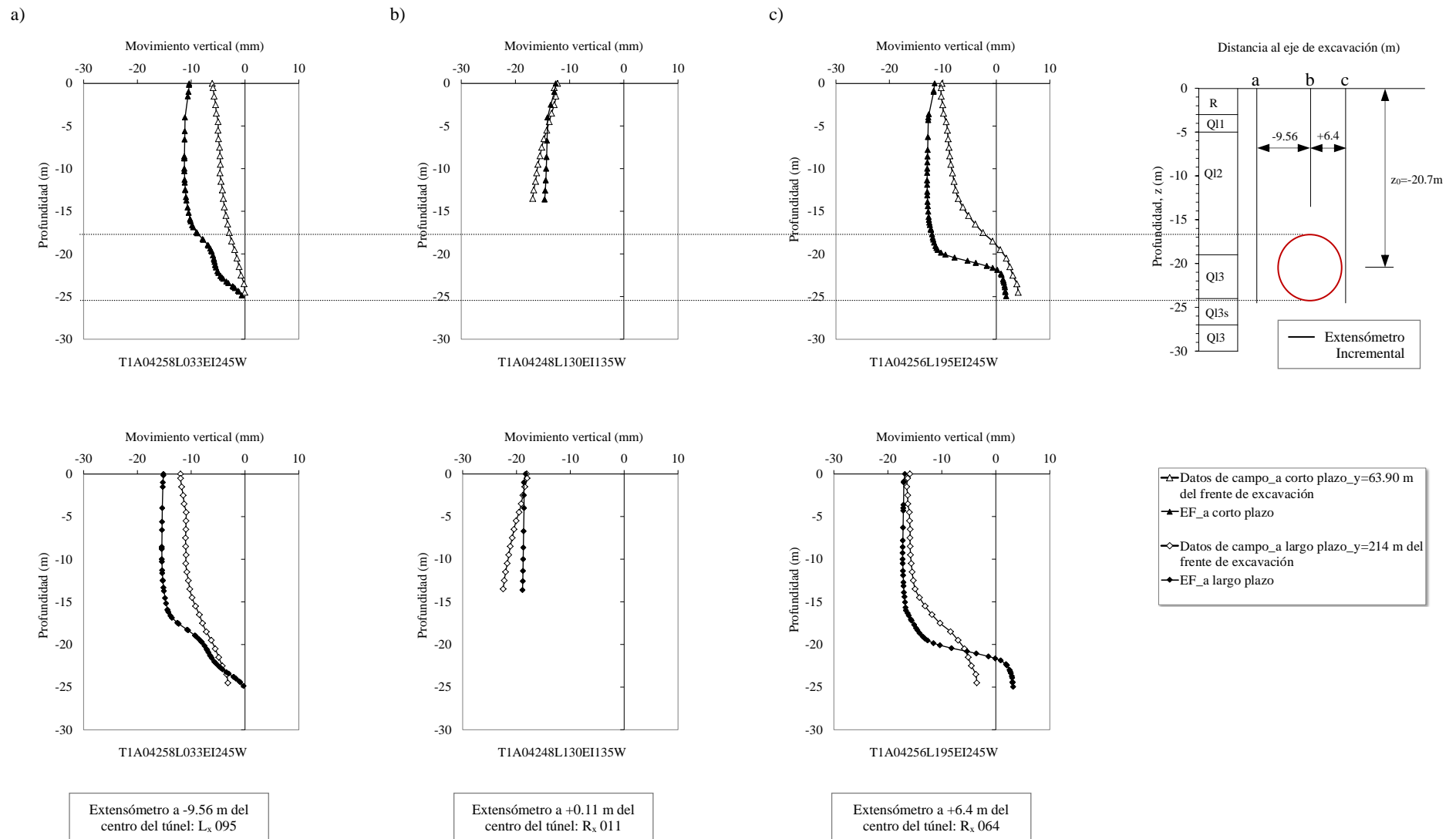


Figura 7.39. Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros L_x095, R_x011 y R_x064 de la sección Pk 4+240 y simulados mediante EF

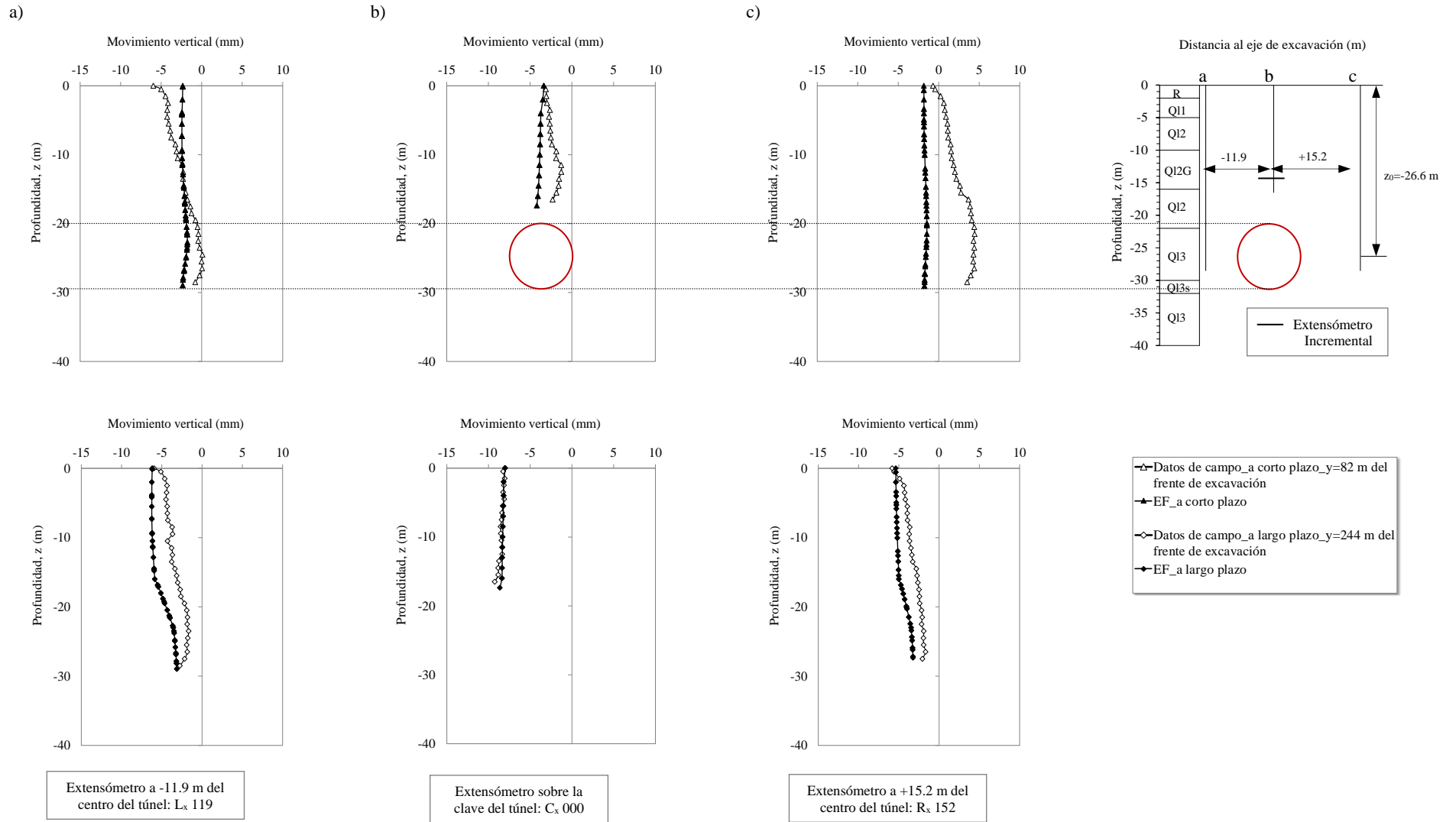


Figura 7.40. Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros L_x119, C_x000 y R_x152 de la sección Pk 6+986 y simulado mediante EF

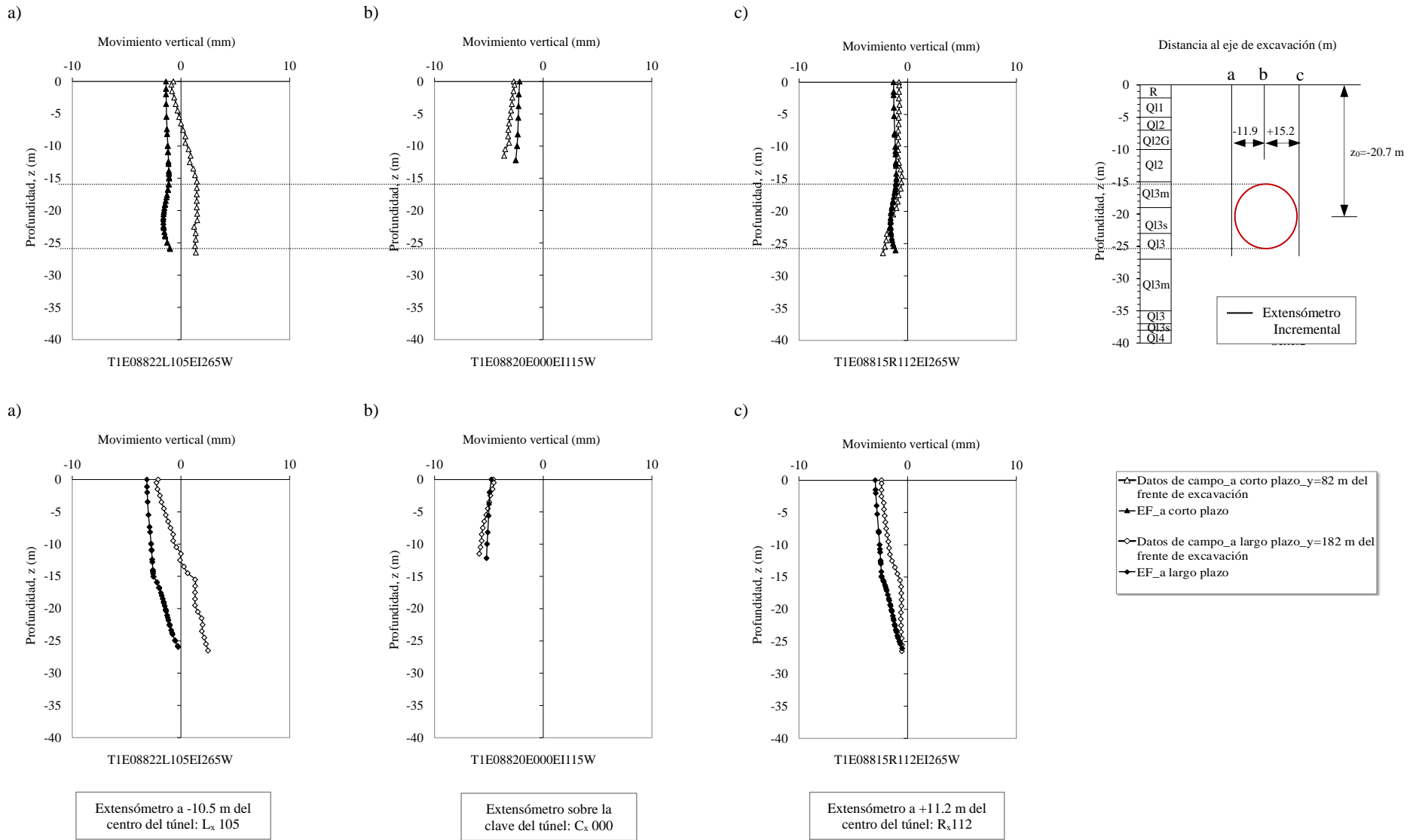


Figura 7.41. Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros L_x105, C_x000 y R_x112 de la sección Pk 8+813 y simulados mediante EF

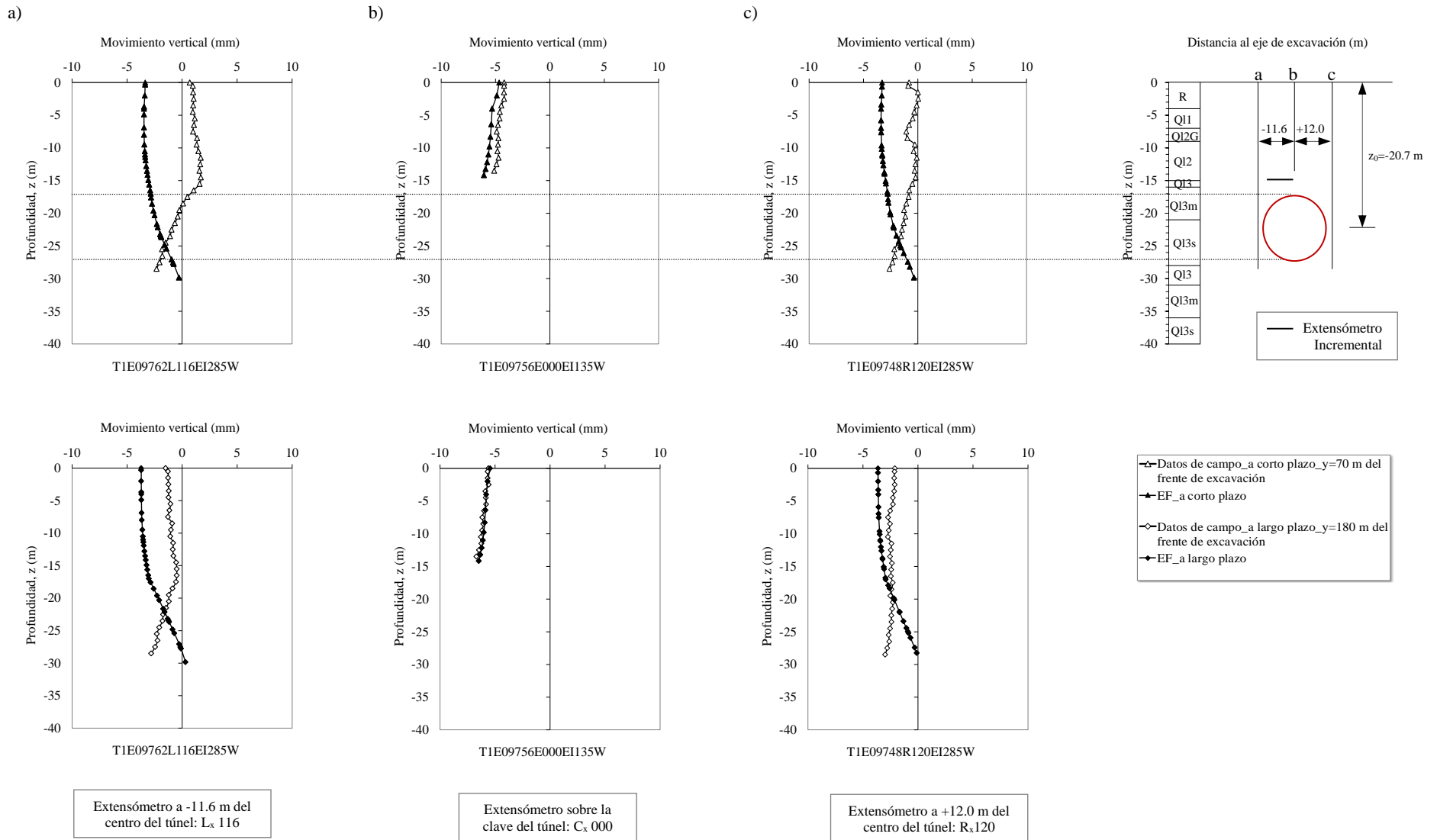


Figura 7.42. Movimiento vertical en profundidad por los extensómetros Lx116, Cx000 y Rx120 de la sección 9+753 y simulados mediante EF

7.9 Movimiento horizontal del terreno a corto y a largo plazo

En este apartado se compararán los resultados de los movimientos horizontales, tanto en superficie como en profundidad, simulados con el modelo de elementos finitos con los movimientos horizontales registrados en el terreno por la instrumentación de campo, para cada una de las secciones de control mostradas en el Capítulo 6. En la Tabla 7.20 se recogen los movimientos horizontales en para varias profundidades en las diez secciones de control estudiadas y de la Figura 7.43 a la Figura 7.53 se muestran los movimientos tanto en superficie como en profundidad simulados mediante elementos finitos y comparados con los datos de campo. Los datos se presentan par los dos casos.

En la Figura 7.43 se muestra una sección tipo, la sección Pk 4+150. Ésta, sección es una sección libre de edificaciones en superficie y en ella se observa que la simulación de los movimientos horizontales en superficie provocados por la excavación es similar a la distribución propuesta por O'Reilly & New realizada a partir de los datos medidos en el campo.

En profundidad, puntos del terreno situados desde la superficie del terreno hasta por encima de la clave, estos puntos del terreno se mueven hacia la excavación, sin embargo, una vez alcanzada la profundidad de la excavación, el movimiento horizontal del terreno es hacia fuera de la excavación. Una vez superado el centro del túnel, el movimiento horizontal del terreno pasa a ser hacia la excavación, se cree que pueda ser debido, a la descarga que se produce del terreno debido a la excavación. El modelo reproduce bien esta tendencia.

Para el resto de secciones estudiadas, en superficie, las cubetas de movimientos horizontales nos muestran que existe gran discrepancia entre el resultado simulado y el medido en el campo a excepción de las secciones Pk 4+150 y Pk 4+000 (Figura 7.43 y Figura 7.45), en donde, los resultados de la simulación se adaptan bien a las medidas leídas en el campo. En el resto de los casos presentados: Figura 7.46; Figura 7.47; Figura 7.48 y Figura 7.50, los movimientos horizontales en la superficie son muy inferiores a los simulados. Se cree que la razón de tal discrepancia sea debida a que en las secciones pk 4+000 y pk 4+150 la superficie del terreno se encuentra, a priori, sin compactar, libre de edificaciones y sin asfalto (ver Figura 5.6 y Figura 5.10 del Capítulo 5), lo que permite en estos casos, que pueda generarse libremente una cubeta de asientos horizontales en la superficie.

En profundidad, en vista de los resultados podemos decir que los movimientos horizontales simulados sobrepredicen, en algunos casos, el movimiento hacia la excavación por encima de la clave del túnel (Figura 7.45; Figura 7.46; Figura 7.47; Figura 7.48; Figura 7.49; Figura 7.50; Figura 7.51; Figura 7.52 y Figura 7.53), de la misma manera que a partir de los hastiales de la excavación hacia abajo. En este caso, las medidas

registradas por la simulación muestran un ligero incremento en el desplazamiento por debajo del revestimiento del túnel, algo superior para el caso considerado a corto plazo que para el caso considerado a largo plazo. Esto es indicativo de la descarga que sufre el terreno y que produce un movimiento horizontal hacia el túnel, es más evidente durante e inmediatamente posterior a la excavación y restringido finalmente por el revestimiento a largo plazo.

Por último, se comprueba que, a la altura de la excavación este movimiento horizontal es hacia fuera de la excavación.

En general podemos decir que el perfil de movimiento horizontal simulado para cada uno de los inclinómetros observados es similar al medido en el campo, salvo las discrepancias ya comentadas. El modelo reproduce bien esta tendencia.

SC	Profundidad (m)	IN Izquierdo				IN Derecho			
		Campo corto plazo	EF corto plazo	Campo largo plazo	EF largo plazo	Campo corto plazo	EF corto plazo	Campo largo plazo	EI largo plazo
4+150	Por encima de la clave	-0.54	+1.39	+0.77	+1.20	+0.62	+1.14	+0.86	+1.33
	Zona excavación	-0.74	-0.54	-0.64	-0.84	-1.81	-1.16	-1.74	-0.07
		-1.86	-0.81	-1.86	-1.17	-3.40	-1.69	-3.31	-0.54
		+1.33	+3.20	+1.61	+2.52	-0.19	+2.58	-0.24	+3.66
2+750	Por encima de la clave	+1.66	+2.52	-2.13	+2.74	-	-	-	-
	Zona excavación	-0.03	-0.43	-0.68	-0.20	-	-	-	-
		-2.87	+4.07	-1.82	+7.41	-	-	-	-
		-0.12	+2.64	+0.77	+4.65	-	-	-	-
4+000	Por encima de la clave	-2.52	+4.70	-5.62	+4.49	+1.21	+4.38	+1.52	+3.89
	Zona excavación	-4.62	-2.00	-5.12	-2.74	-1.87	-0.99	-2.41	-1.85
		-1.81	+2.80	-2.54	-1.14	-2.05	+9.09	-2.39	+4.55
		-0.02	+7.45	-0.20	+4.62	-0.39	+7.65	-0.62	+5.02
3+810	Por encima de la clave	-1.86	+4.17	-1.32	+4.04	+1.58	+5.19	+1.20	+5.00
	Zona excavación	-4.09	-1.45	-3.97	-2.41	-0.44	-1.92	-0.63	-2.94
		-3.98	+5.92	-4.14	+1.45	+0.58	+0.95	+0.49	-1.53
		-0.96	+7.28	-0.77	+4.69	+0.48	+6.62	+0.40	+4.06
3+993	Por encima de la clave	+3.17	+10.21	+3.54	+10.57	+2.50	+10.34	+2.35	+10.68
	Zona excavación	-0.62	-0.51	-0.89	-0.43	-0.06	+1.05	-0.77	+1.09
		-0.29	+0.36	-0.20	+0.40	+0.37	+6.24	+0.34	+6.43
		-0.08	+1.75	-0.08	+1.81	+0.01	+2.12	-0.03	+2.52
4+140	Por encima de la clave	+0.08	+3.50	+1.6	+3.10	+2.58	+3.15	+2.41	+5.05
	Zona excavación	-1.53	-1.53	-1.14	+0.28	-0.63	-1.45	-0.42	-0.14
		-0.68	-0.94	-0.39	+0.76	-0.56	-0.99	-0.44	+0.67
		+0.01	+2.35	+0.04	+1.29	-0.14	+2.32	-0.13	+1.25
4+140	Por encima de la clave	+0.40	-1.85	+0.85	-2.75	+0.36	+3.43	+0.11	+3.79
	Zona excavación	-0.28	+1.32	+0.38	+1.04	-0.45	-0.45	-0.84	-2.36
		-0.09	-0.09	+0.54	+3.00	-0.30	-0.71	-0.39	-3.39
		-0.44	+3.85	+0.02	-1.60	-0.11	+3.79	-0.14	+2.01
4+240	Por encima de la clave	-0.03	+1.75	+0.09	+2.72	+1.68	+2.11	+0.33	+2.51
	Zona excavación	-0.76	-0.76	-1.72	-1.71	-1.62	-1.62	-1.46	-2.59
		-1.74	+4.90	-3.06	+0.44	-1.86	+0.06	-1.88	-3.16
		-0.54	+6.12	-0.81	+3.00	-0.76	+4.80	-0.76	+2.51
6+986	Por encima de la clave	+1.8	+1.10	+1.79	+1.70	+2.62	+1.26	+1.93	+1.85
	Zona excavación	-0.59	-1.03	-1.10	-3.36	-0.23	-1.02	-0.73	-3.05
		-0.16	-1.74	-1.05	-4.33	-0.49	-1.20	-0.85	-3.34
		-0.34	+0.72	-0.39	-0.77	+0.33	-0.39	-0.33	-2.16
8+813	Por encima de la clave	+2.18	+0.32	+1.75	+0.55	+3.73	+0.28	+0.74	+0.52
	Zona excavación	+0.57	-1.46	+0.10	-2.74	+2.20	-1.37	+0.68	-2.71
		-0.66	-1.24	-1.14	-3.45	+0.38	-0.78	-0.82	-3.50
		+0.02	+1.51	-0.15	+0.29	+1.62	+1.63	+1.50	+0.45
9+753	Por encima de la clave	+3.27	+0.79	+1.18	+0.99	+1.25	+1.25	+0.45	+1.18
	Zona excavación	+0.89	-0.12	-1.00	-0.89	+0.01	+0.01	-0.32	-0.41
		-2.00	+1.52	-3.45	-0.61	-1.92	+1.00	-2.03	-0.36
		-1.26	+2.10	-1.26	+0.95	-0.71	+3.15	-0.73	+1.52

Tabla 7.20 Movimientos horizontales en profundidad a corto plazo y largo plazo de las diez secciones de control comparadas con los resultados del modelo de elementos finitos (EF)

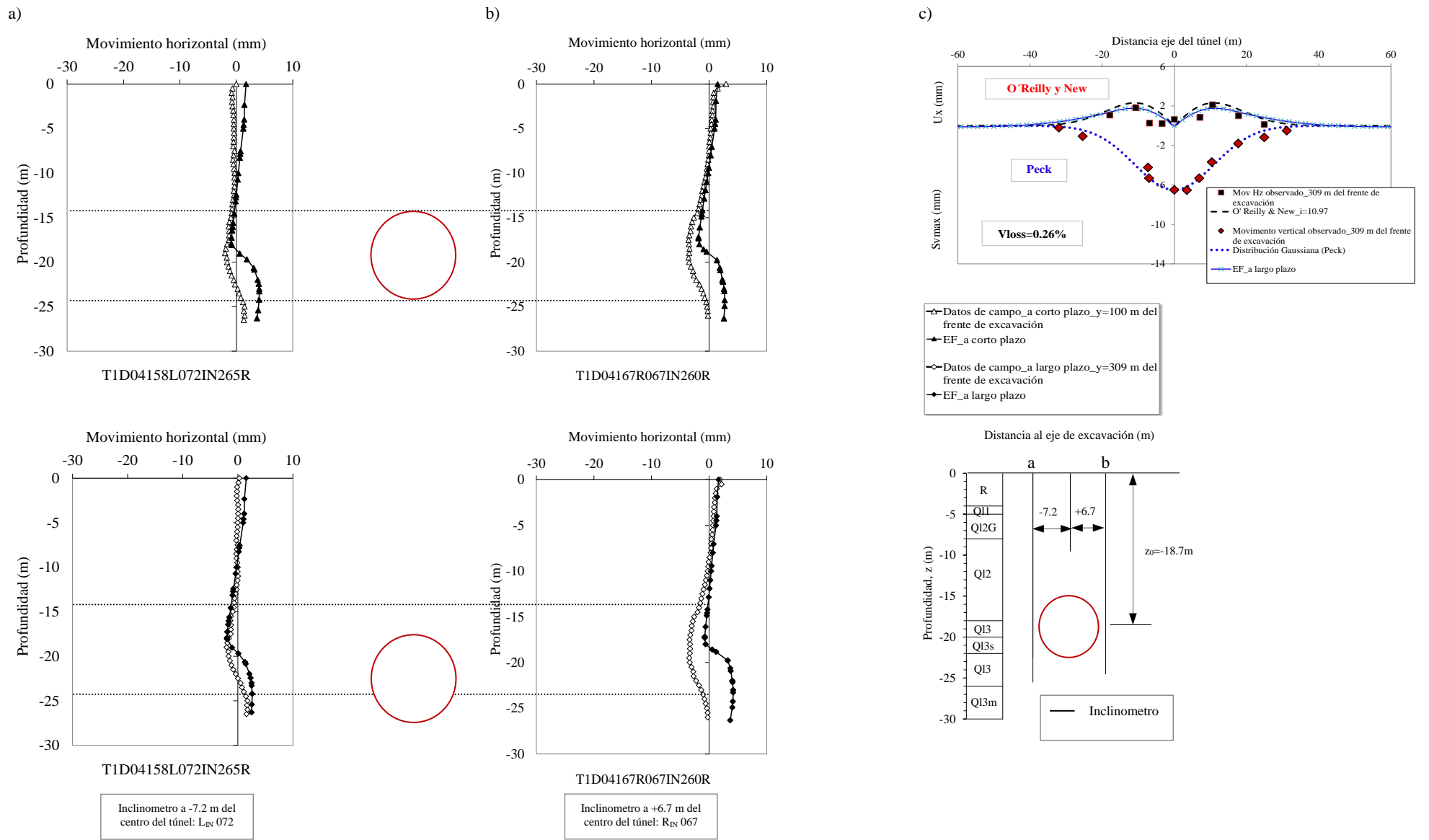


Figura 7.43. Movimientos horizontales del terreno a) y b) en profundidad c) en superficie de la sección Pk 4+150 y simulados mediante EF

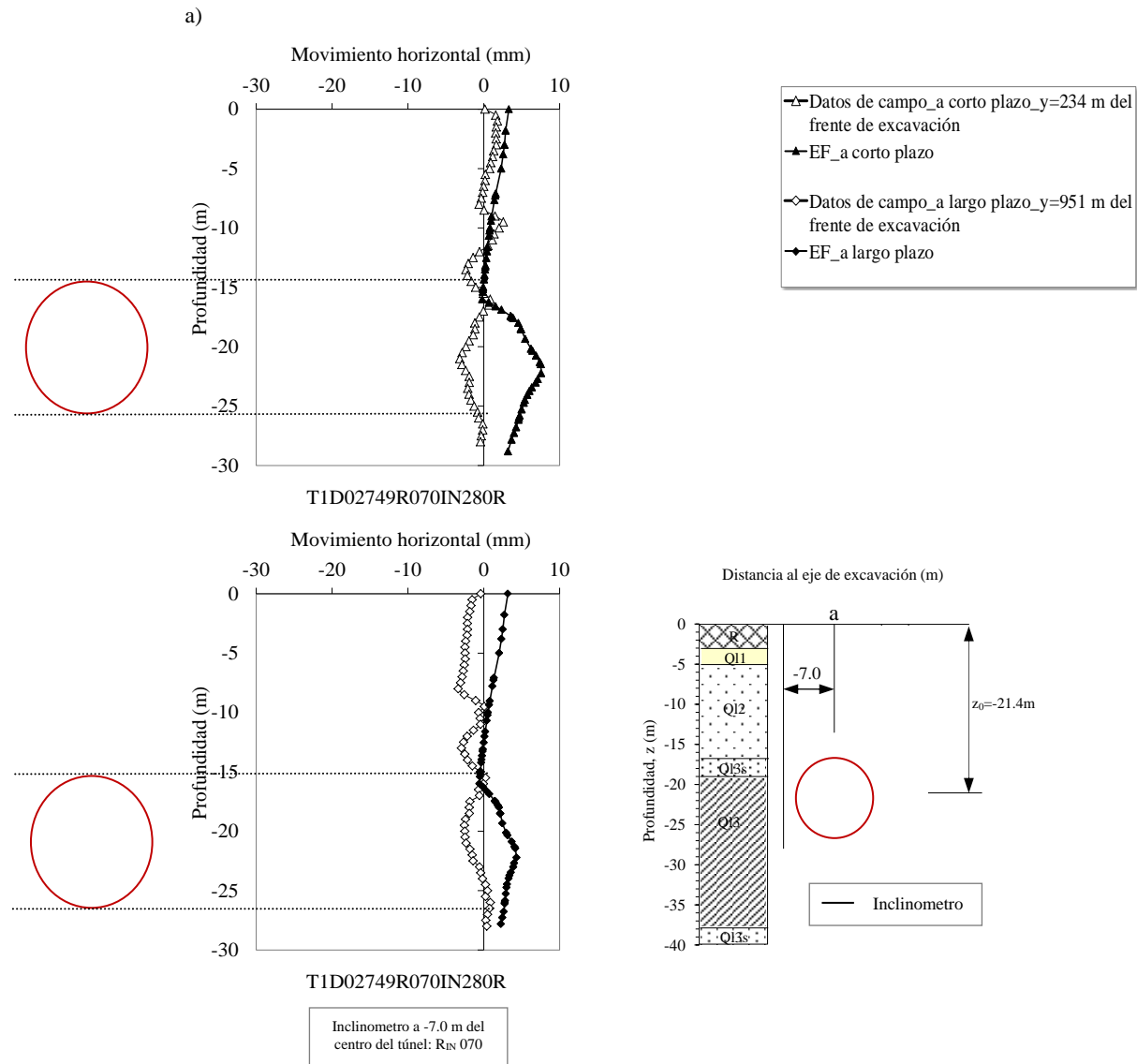


Figura 7.44. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección Pk 2+750 y simulados mediante EF

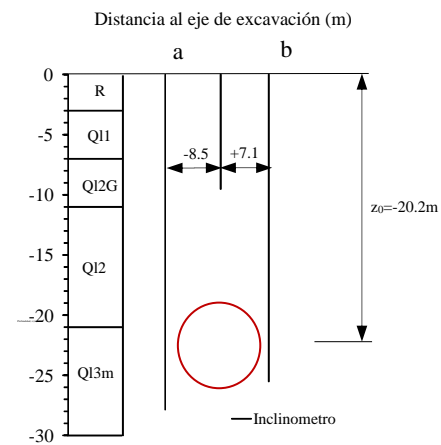
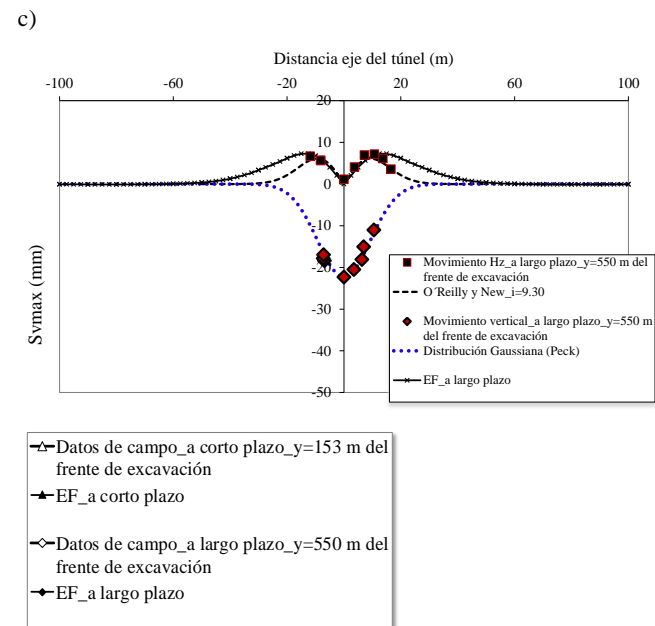
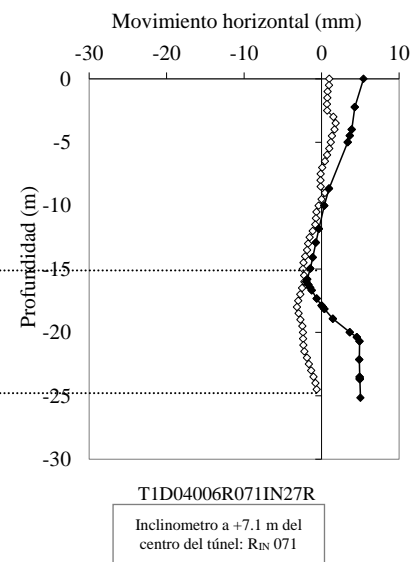
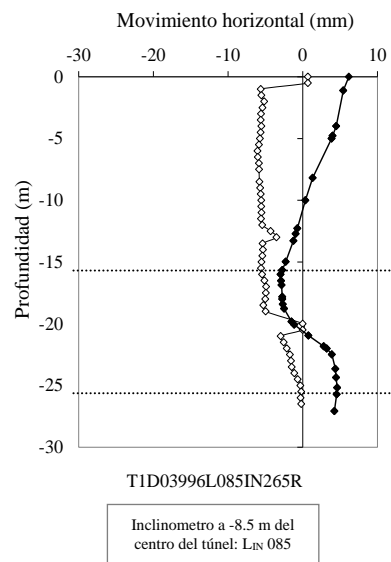
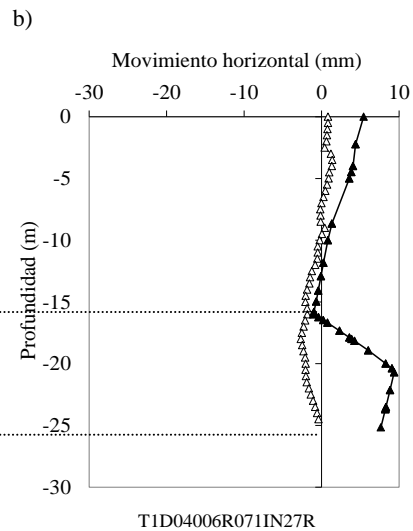
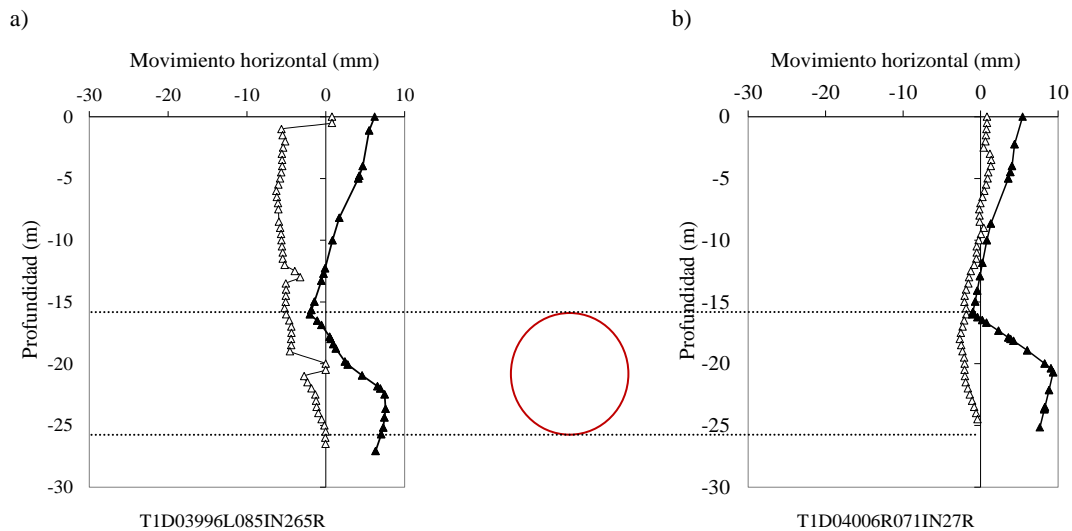


Figura 7.45. Movimientos horizontales del terreno a) y b) en profundidad c) en superficie de la sección Pk 4+000 y simulados mediante EF

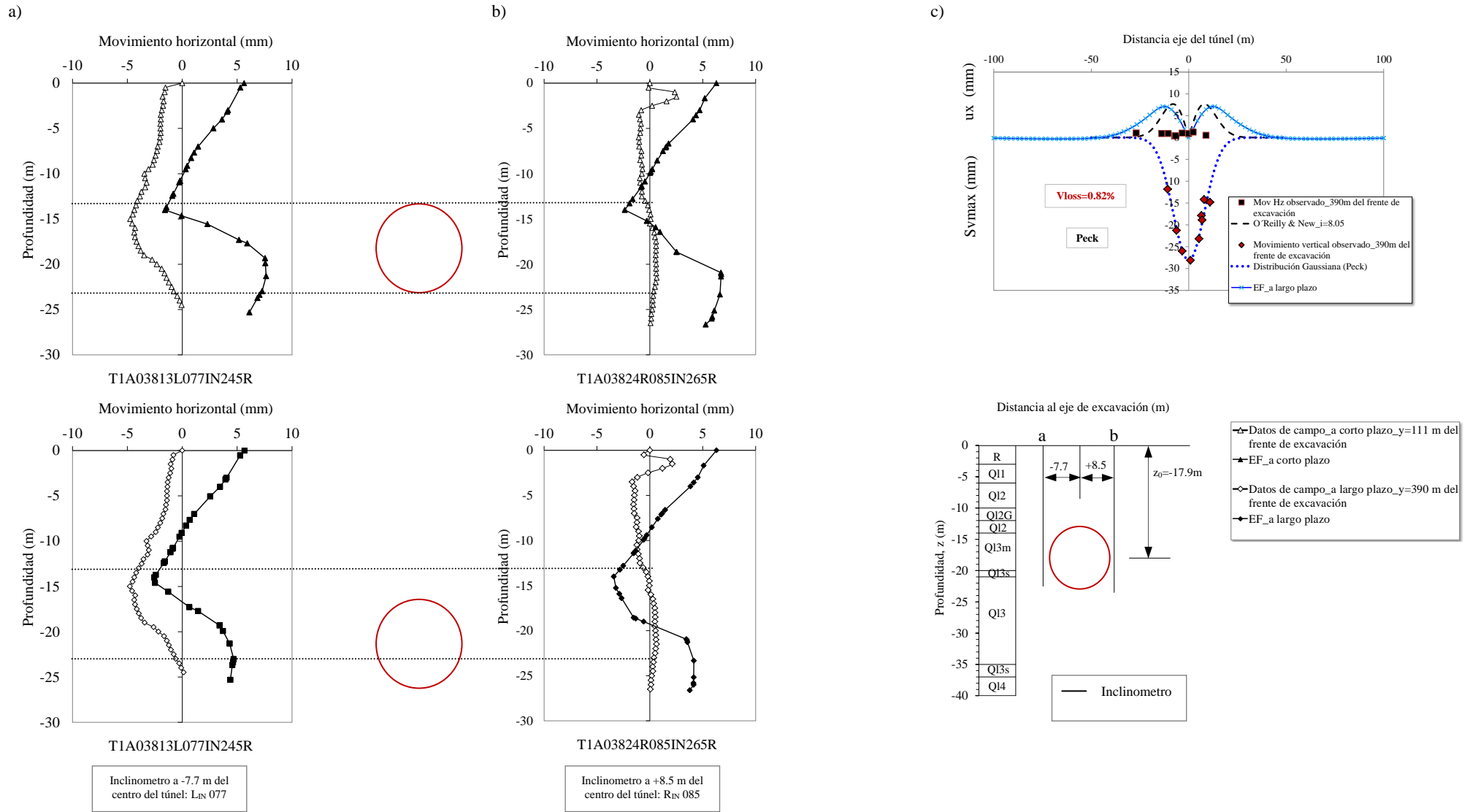


Figura 7.46. Movimientos horizontales del terreno a) y b) en profundidad c) en superficie de la sección Pk 3+810 y simulados mediante EF

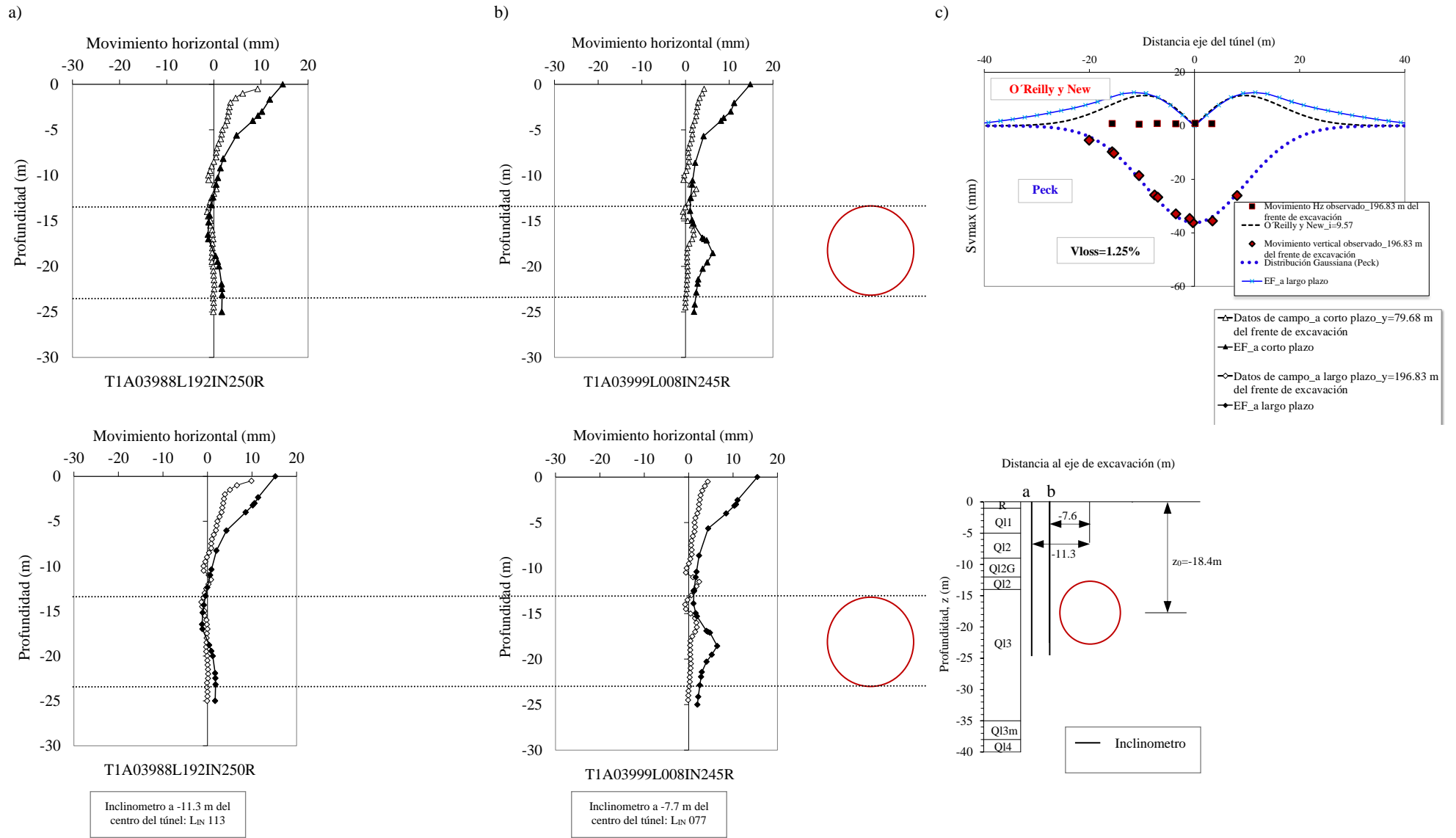


Figura 7.47. Movimientos horizontales del terreno a) y b) en profundidad c) en superficie de la sección Pk 3+993 y simulados mediante EF

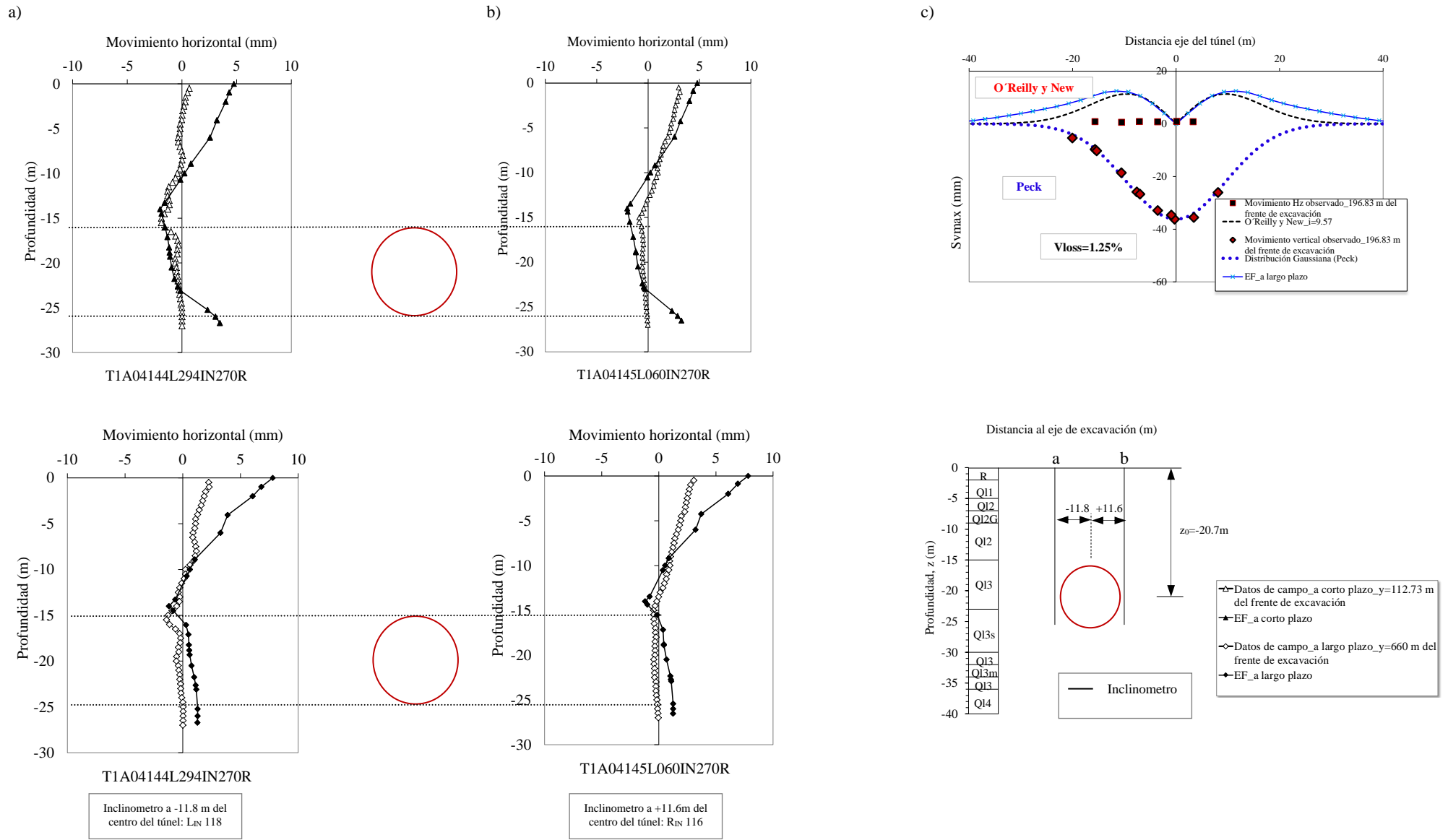


Figura 7.48. Movimientos horizontales del terreno a) y b) en profundidad c) en superficie de la sección Pk 4+140 y simulados mediante EF

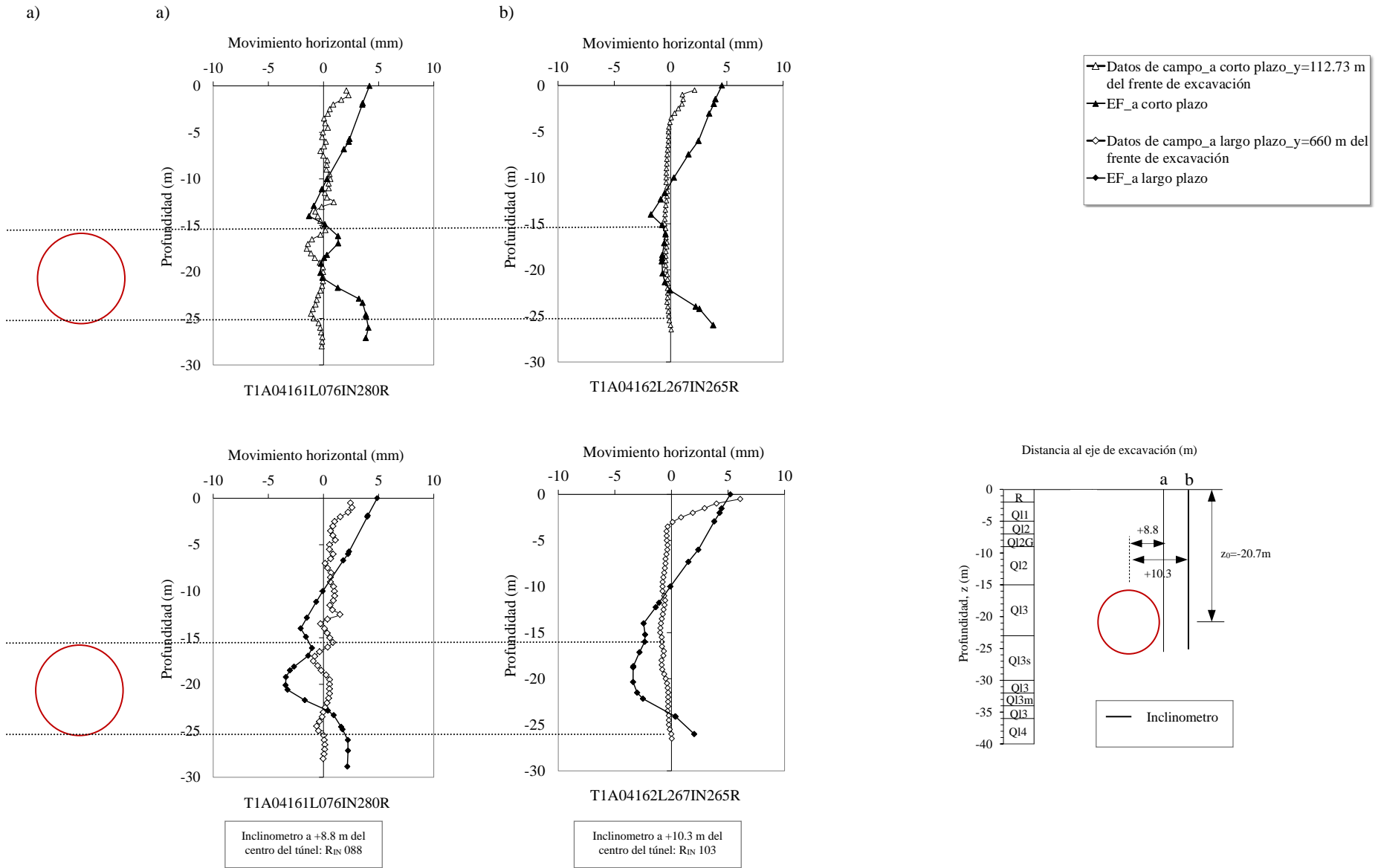


Figura 7.49. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección PK 4+140 y simulados mediante EF

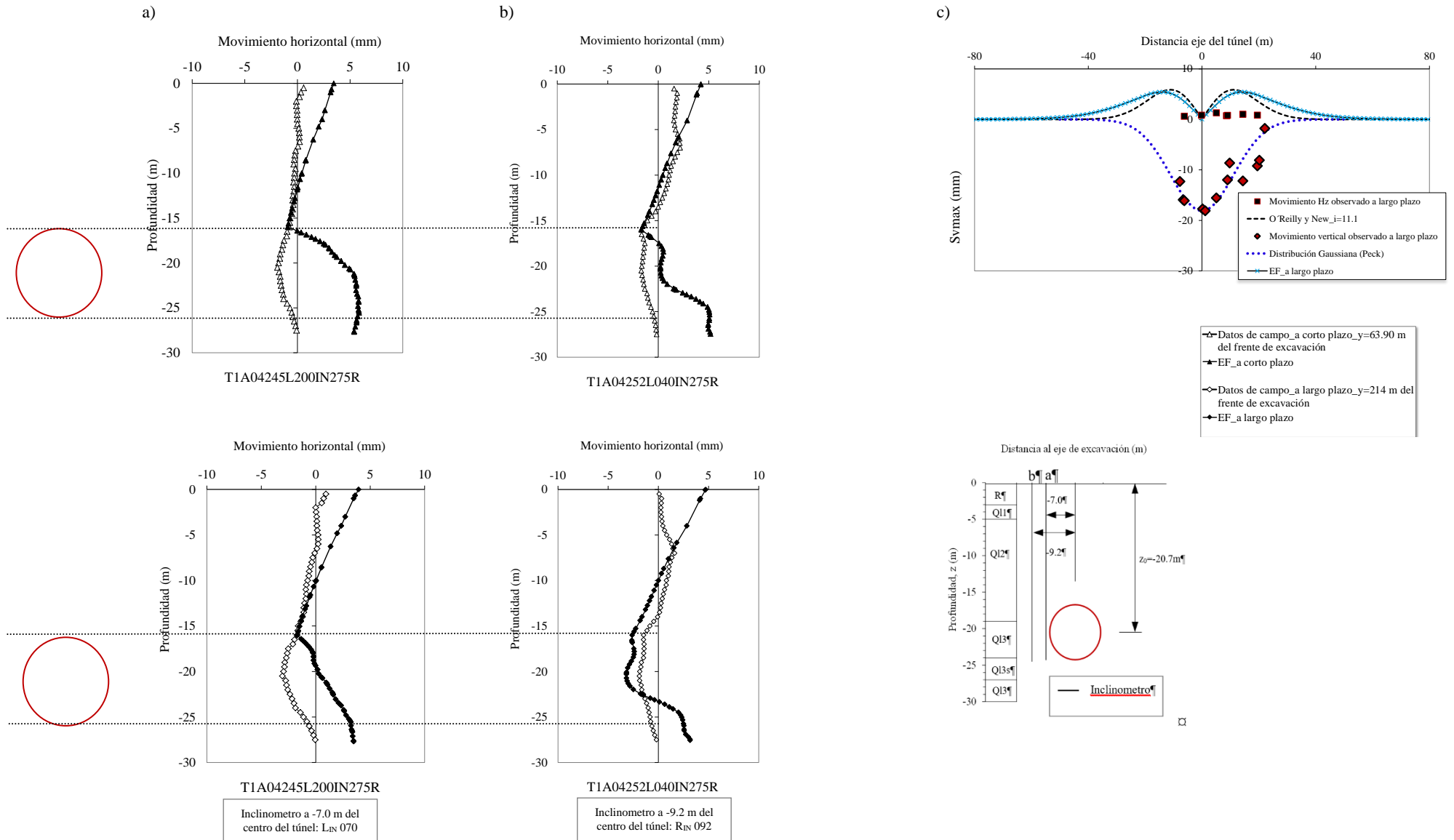


Figura 7.50. Movimientos horizontales del terreno a) y b) en profundidad c) en superficie de la sección Pk 4+240 y simulados mediante EF

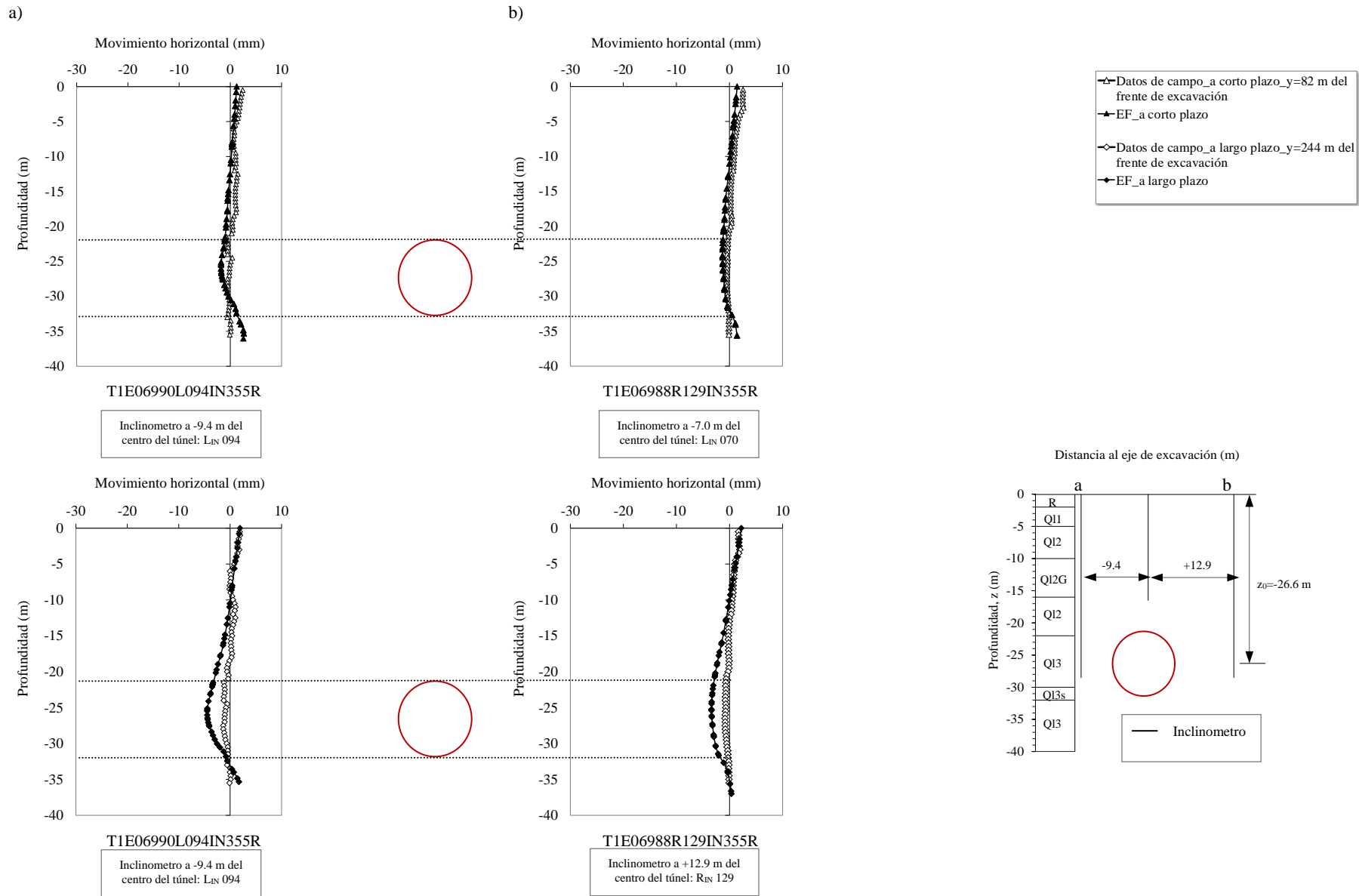


Figura 7.51. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección Pk 6+986 y simulados mediante EF

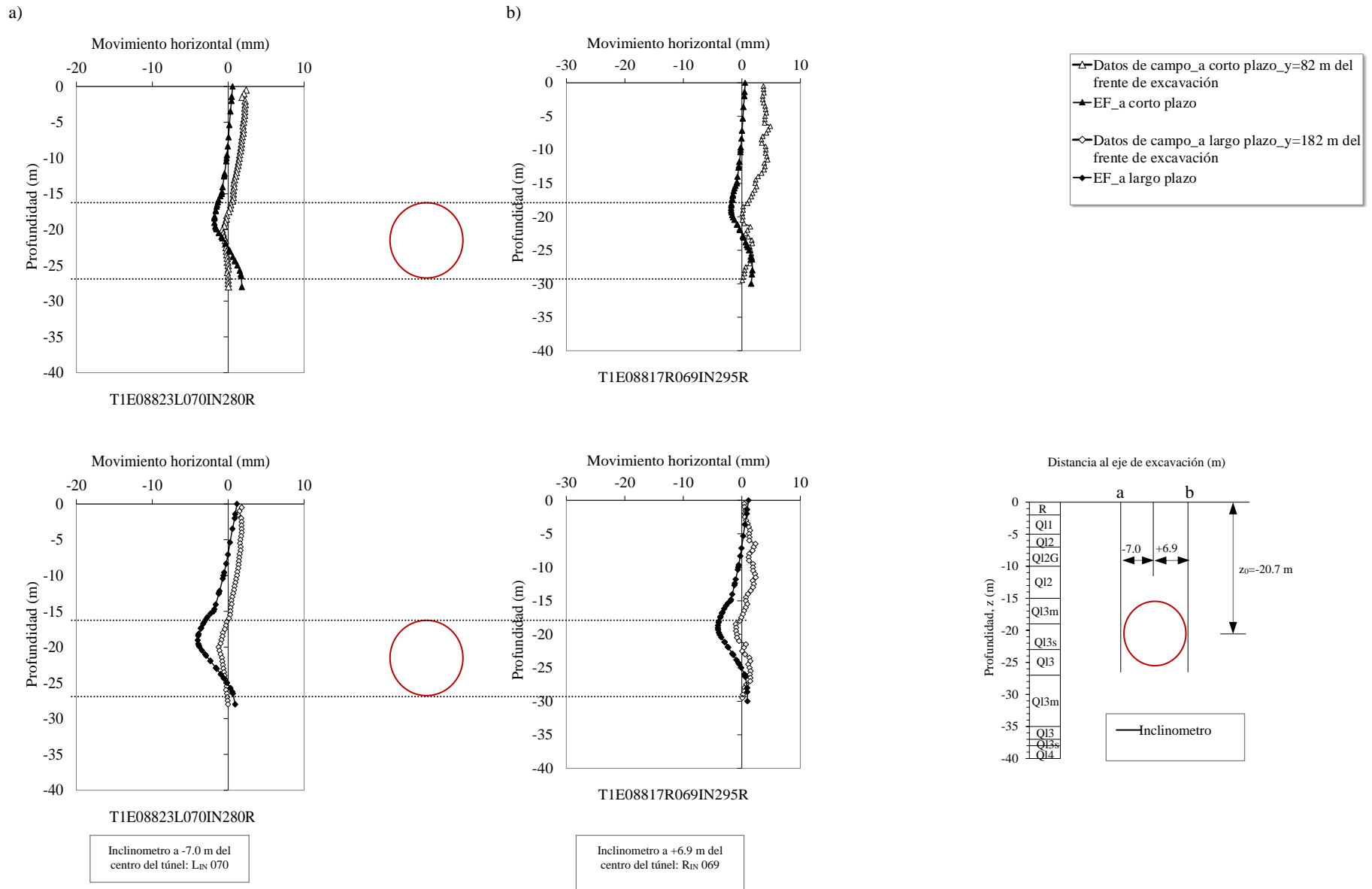


Figura 7.52. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección Pk 8+813 y simulados mediante EF

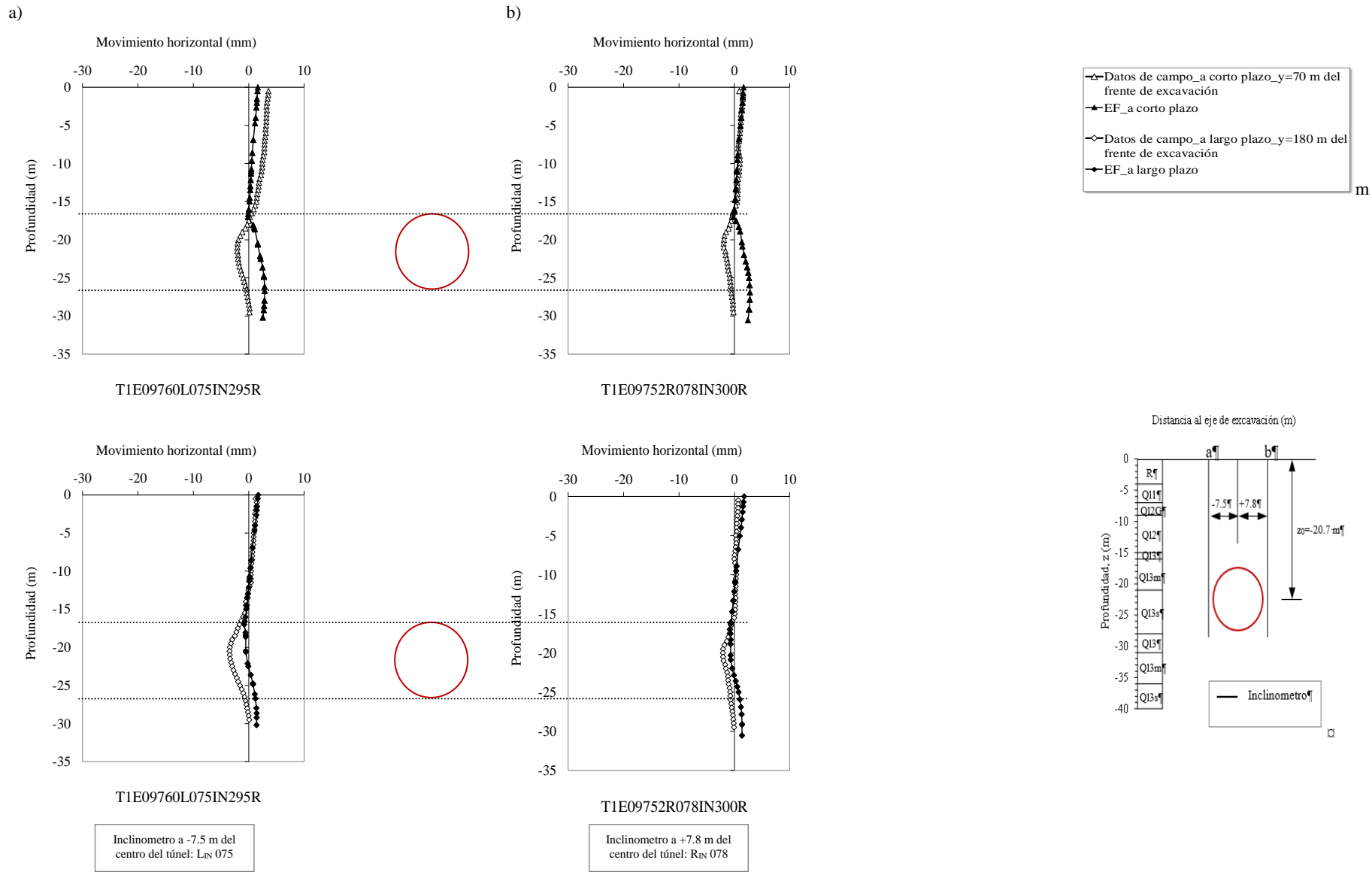


Figura 7.53. Movimientos horizontales del terreno en profundidad de la sección Pk 9+753 y simulados mediante EF

7.10 Cambio en la presión de poros

En el Capítulo 6 se han mostrado los registros de todos los piezómetros instalados en el terreno. Los datos han sido presentados en m.s.n.m, tomando como referencia el nivel medio del mar de Alicante.

En este Capítulo 7, a partir de los datos piezométricos de campo se representa el valor de la presión total del terreno en kPa a la profundidad en que se encuentra situado cada uno de los piezómetros instalados. El resultado se compara con los resultados obtenidos de la simulación realizada.

En nuestro caso, las variaciones de altura piezométrica son generadas por los excesos de presión que se producen en el terreno durante el proceso de excavación en condiciones no drenadas y que son disipadas durante el proceso de consolidación.

En vista de los resultados (Figuras 7.54 a la Figura 7.68), se observa como la presión en los poros para las diferentes profundidades analizadas se simula bien con el modelo realizado. Si es cierto, que, en muchos de los casos, las simulaciones nos proporcionan un valor de la presión total ligeramente superior que la observada en el terreno, pero finalmente la consolidación se alcanza en un tiempo aproximado y con un valor de la presión en los poros muy similar a los datos mostrados por la instrumentación de campo.

Por otro lado, en vista de los resultados mostrados de todos los piezómetros podemos decir que los piezómetros que se encuentran más alejados del túnel tardan más tiempo en notar la sobrepresión que se produce durante la excavación y la colocación del revestimiento y cuando se percibe esta sobrepresión, éste valor ya ha sido atenuado y se percibe en mucha menor medida que en los piezómetros que están más cerca del túnel, donde la sobrepresión es mucho más importante y el descenso de presiones una vez colocado el revestimiento es mucho mayor.

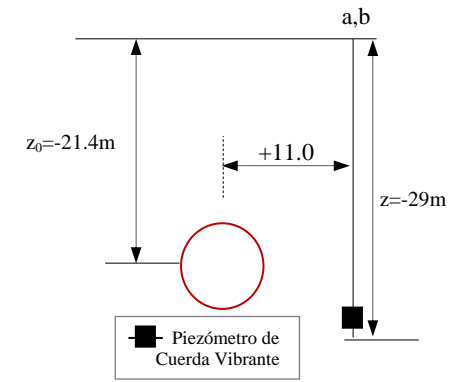
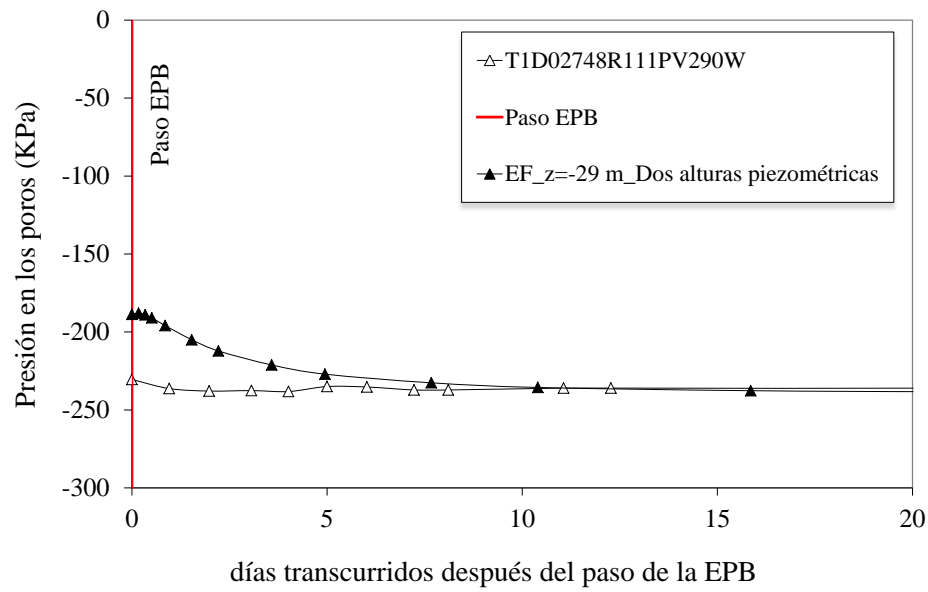


Figura 7.54. Variación de presión de poros en función del tiempo en la sección PK 2+750 a $z=-29$ m de profundidad y simulados mediante EF

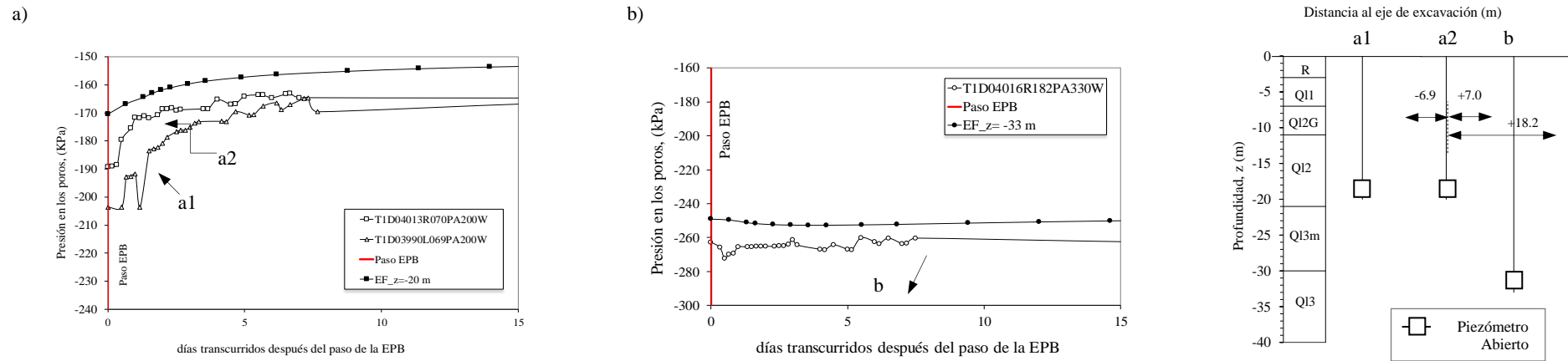


Figura 7.55. Variación del cambio de la altura piezométrica registrada por los piezómetros abiertos de la sección Pk 4+000 a) para una profundidad de $z = -20$ m b) para una profundidad de $z = -33$ m y simulados por EF

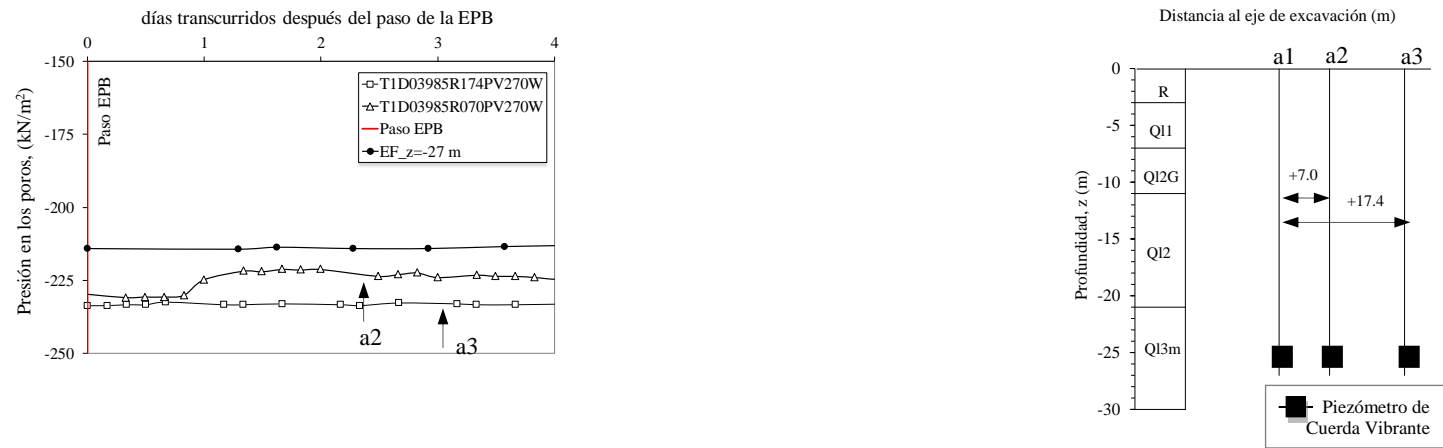


Figura 7.56. Variación del cambio de altura pizométrica registrada por los piezómetros de cuerda vibrante en la sección Pk 4+000 para una profundidad de $z = -27$ m y simulados mediante EF

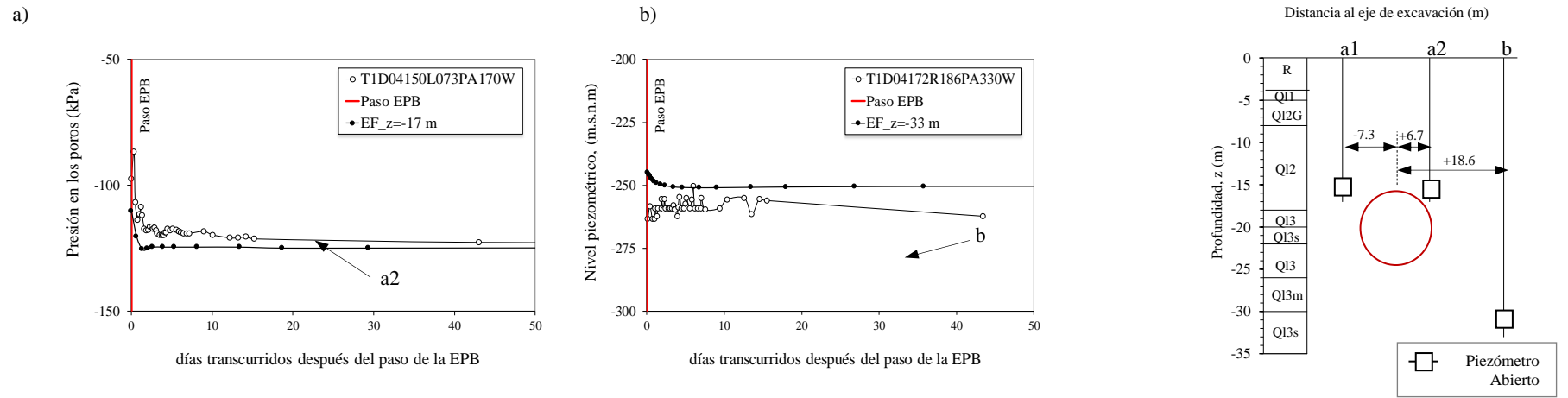


Figura 7.57. Variación del cambio de la altura piezométrica registrada por los piezómetros abiertos de la sección Pk 4+150 a) para una profundidad de $z = -17$ m b) para una profundidad de $z = -33$ m y simulados por EF

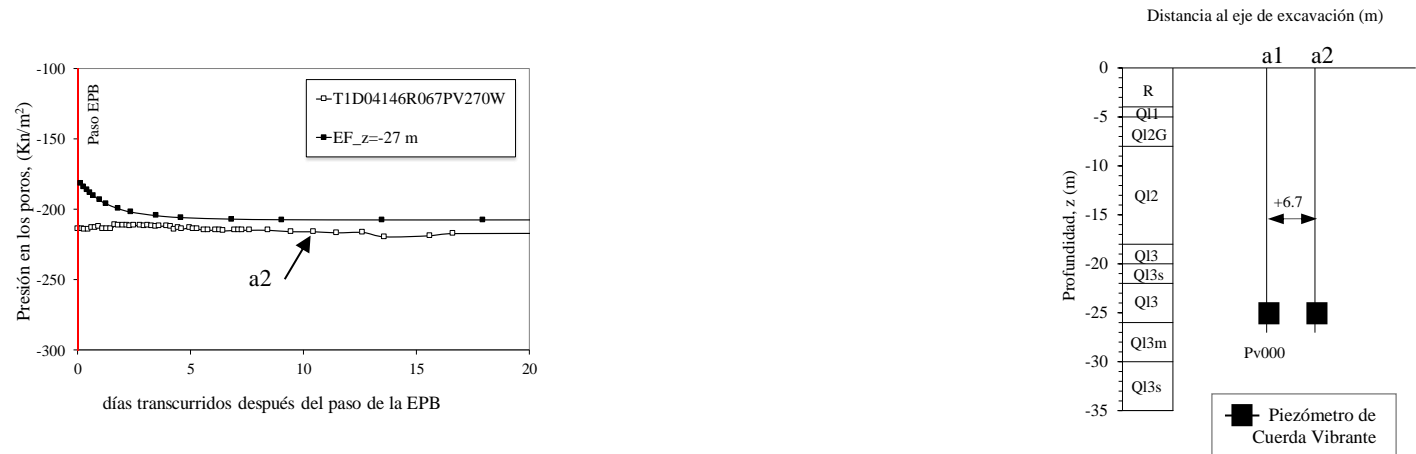


Figura 7.58. Variación del cambio de la altura piezométrica registrado por los piezómetros de cuerda vibrante instalados en la sección Pk 4+150 para una profundidad de $z = -27$ m y simulados mediante EF

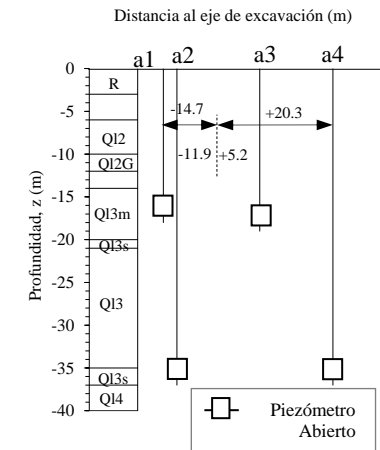
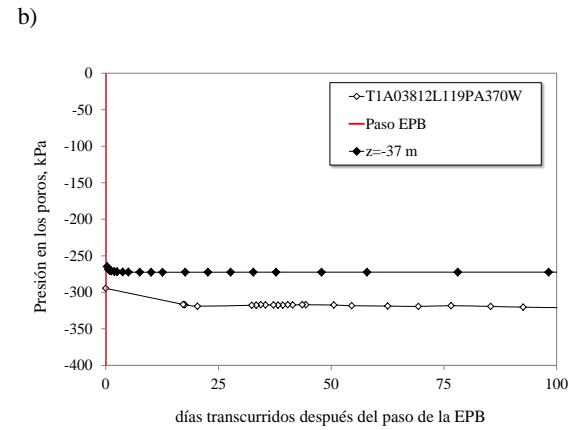
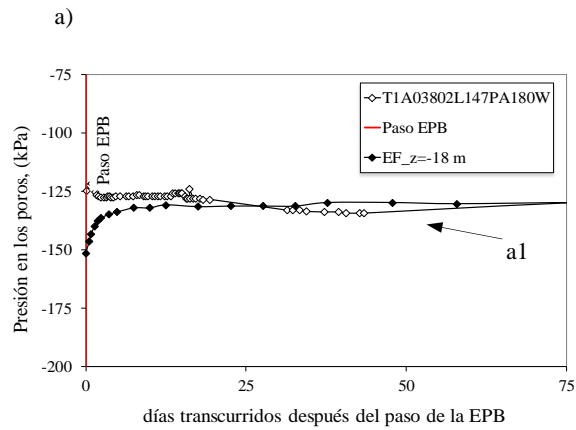


Figura 7.59. Variación del cambio de la altura piezométrica registrada en la sección Pk 3+810 a) piezómetros de cuerda vibrante para $z = -27$ m b) piezómetros abiertos para $z = -37$ m y simulados mediante EF

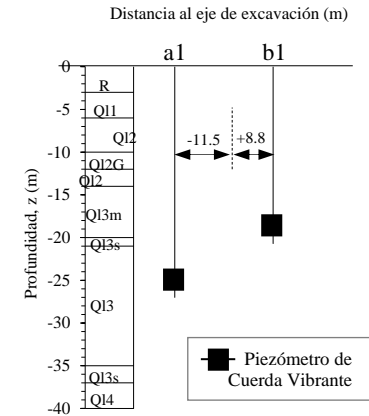
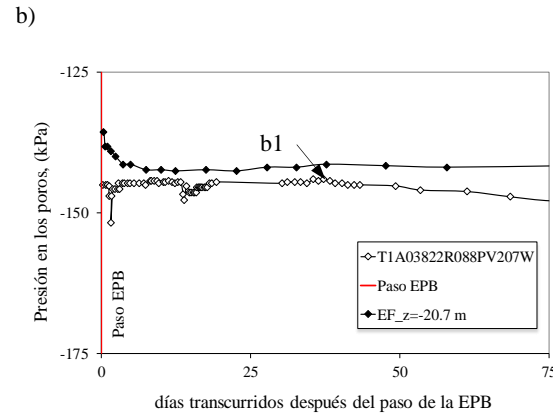
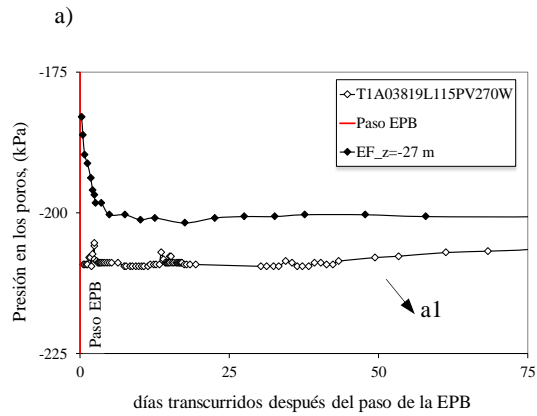


Figura 7.60. Variación del cambio de la altura piezométrica registrada en la sección Pk 3+810 a) piezómetros de cuerda vibrante para $z = -27$ m b) piezómetros abiertos para $z = -37$ m y simulados mediante EF

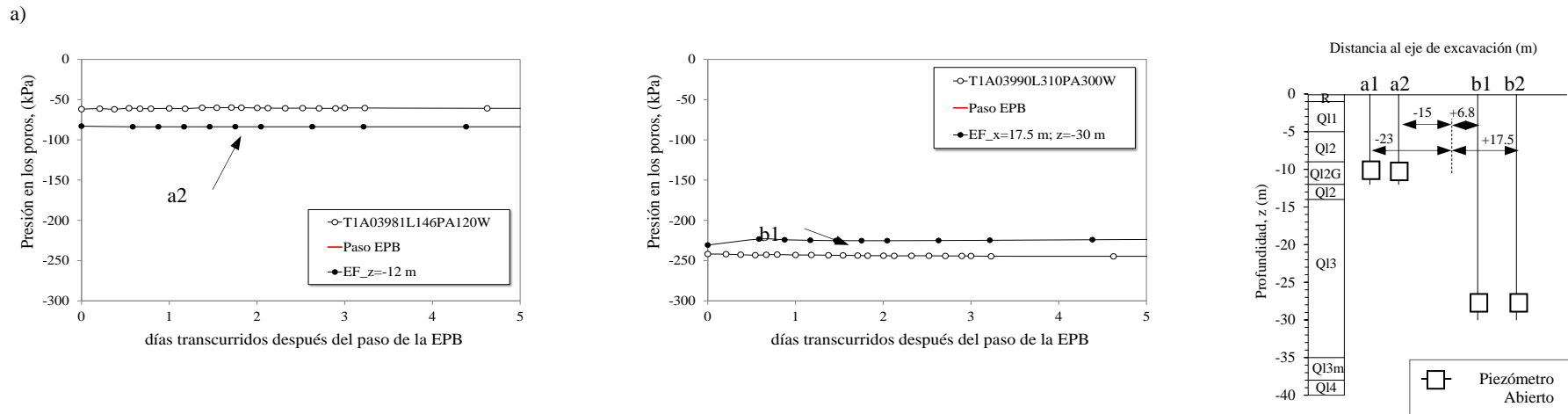


Figura 7.61. Variación de la altura piezométrica registrada por los piezómetros abiertos instalados en la sección Pk 3+993 a) profundidad $z = -12$ m b) profundidad $z = -30$ m y simulados mediante EF

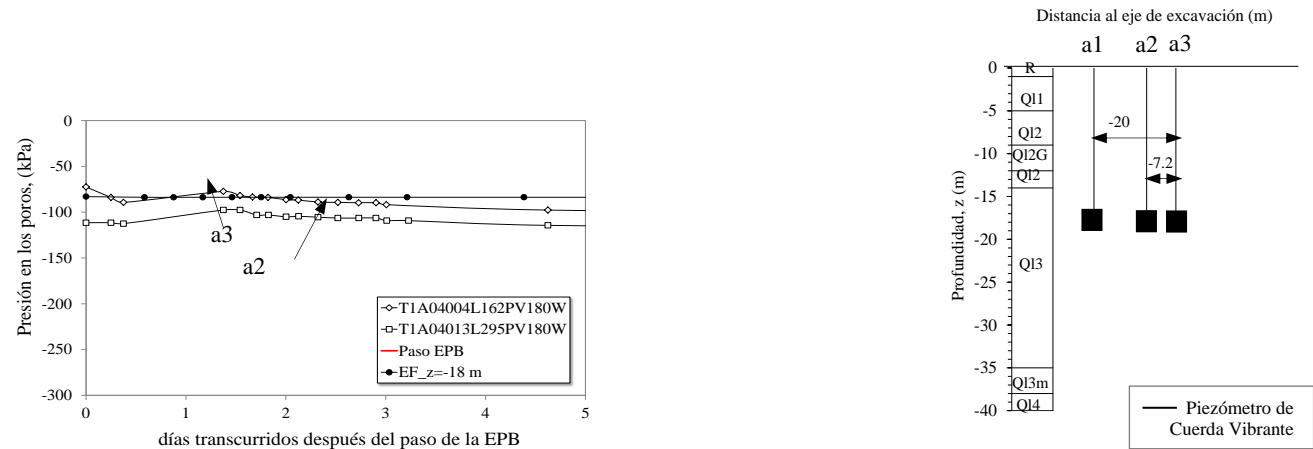


Figura 7.62. Variación de la altura piezométrica registrada por los piezómetros de cuerda vibrante instalados en la sección Pk 3+993 en la profundidad de $z = -18$ m y simulados mediante EF

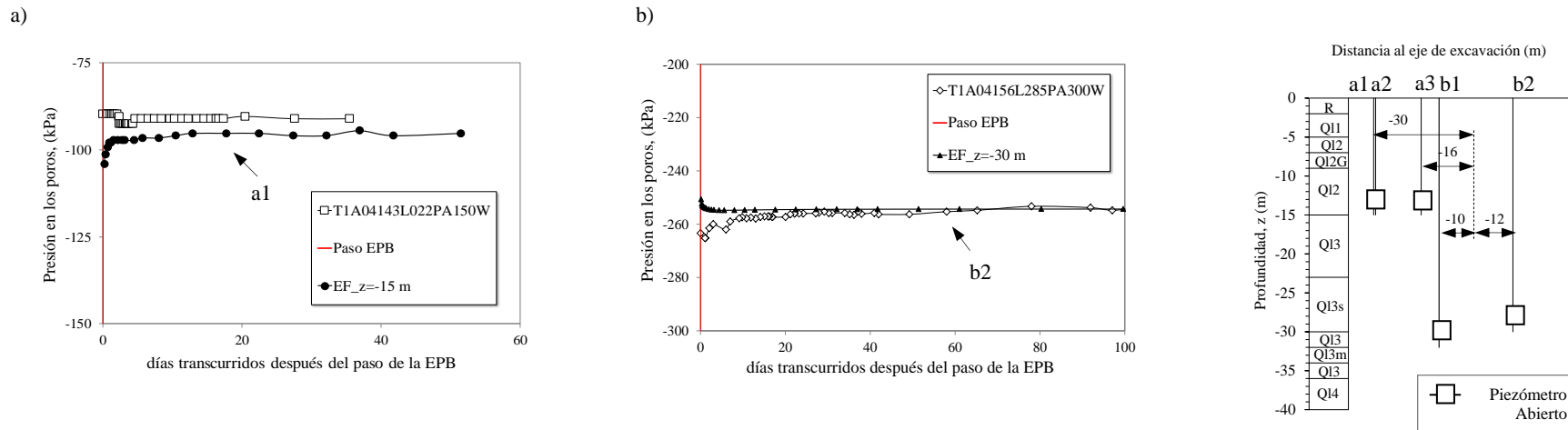


Figura 7.63. Variación de la altura piezométrica registrada por los piezómetros abiertos instalados en la sección Pk 4+140 a) para una profundidad $z = -15$ m b) para una profundidad $z = -30$ m y simulados mediante EF

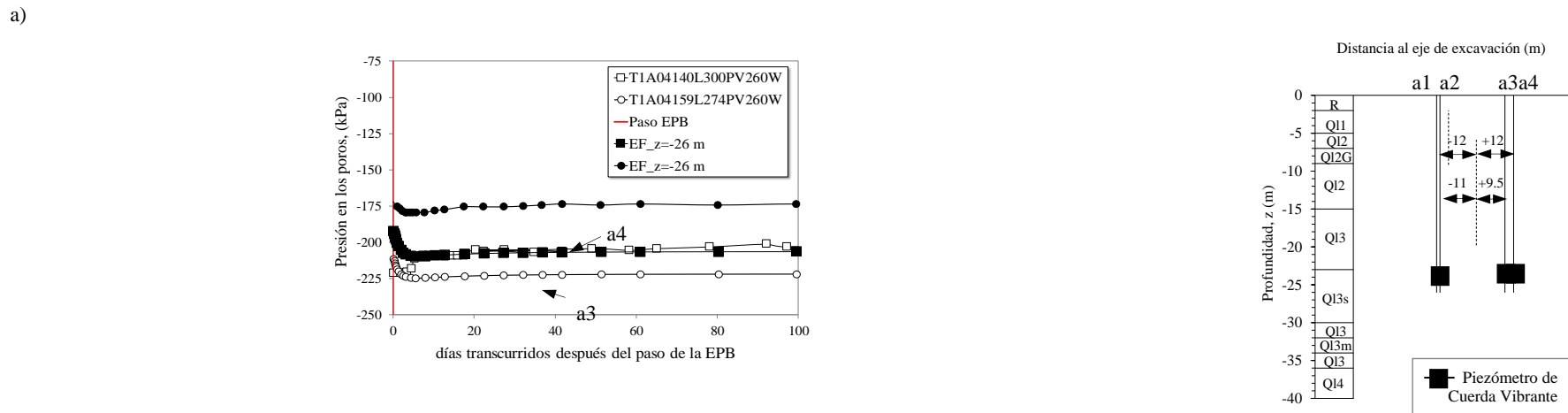


Figura 7.64. Variación de la altura piezométrica registrada por los piezómetros de cuerda vibrante instalados en la sección Pk 4+140 para una profundidad $z = -16$ m y simulados mediante EF

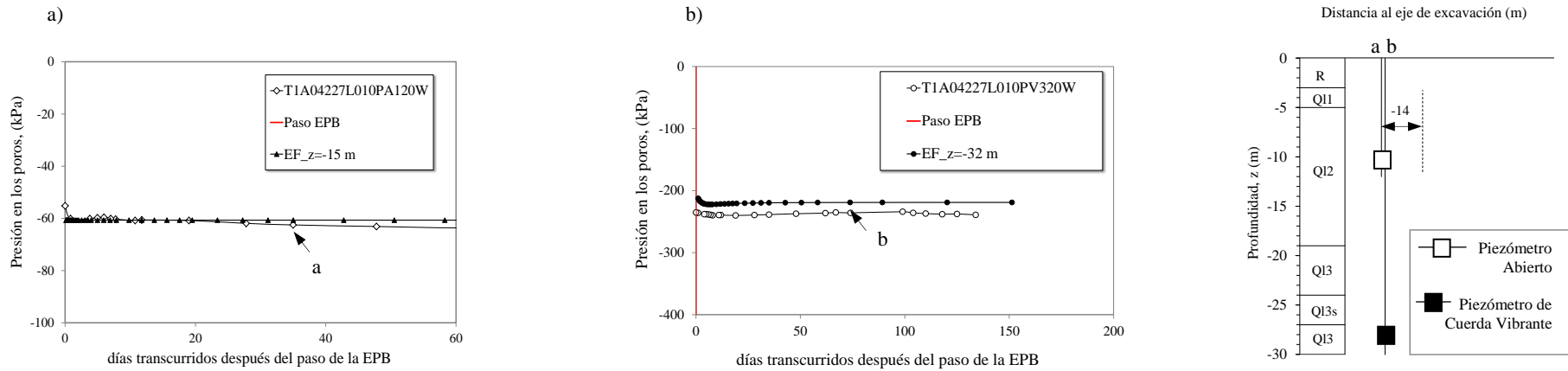


Figura 7.65. Variación de la altura piezométrica registrada por los piezómetros abiertos y de cuerda vibrante instalados en la sección Pk 4+240 a) para $z=-12$ m b) para $z=-32$ m y simulados mediante EF

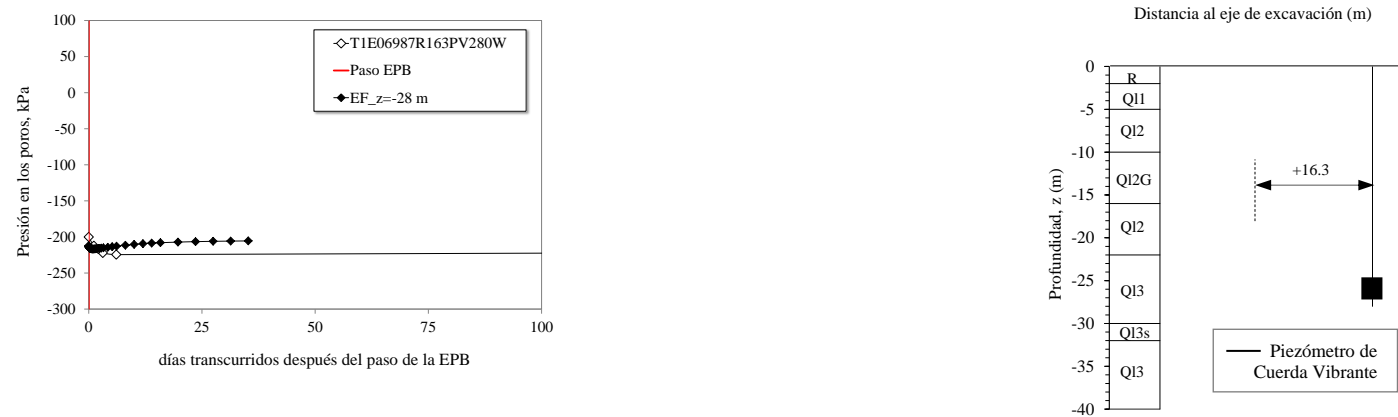


Figura 7.66. Variación de la altura piezométrica registrada por el piezómetro de cuerda vibrante instalados en la sección Pk 6+986 a $z=-28$ m y simulada mediante EF

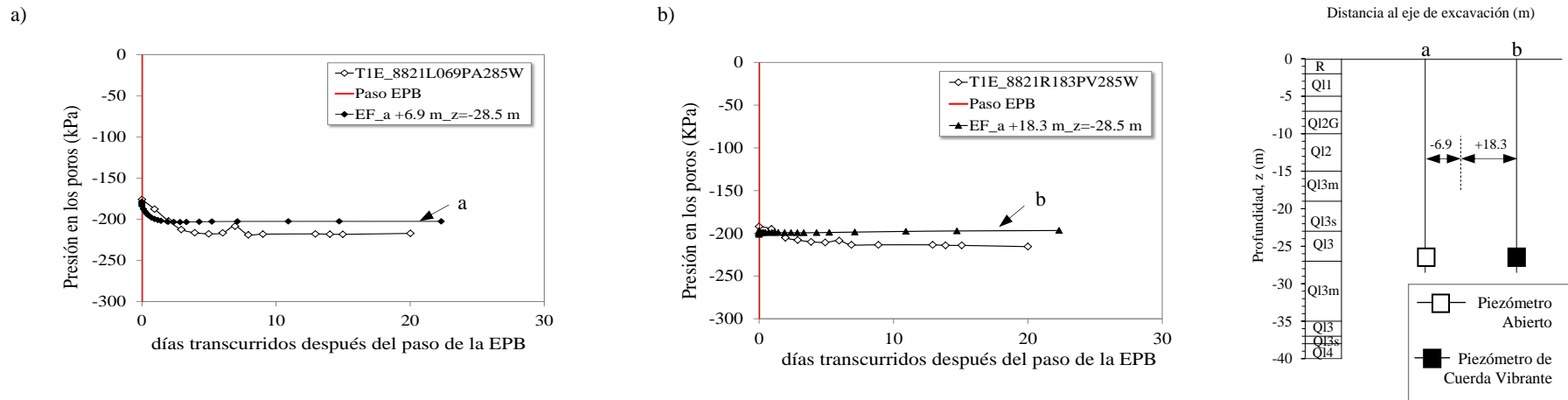


Figura 7.67. Variación de la altura piezométrica registrada por los piezómetros instalados en la sección Pk 8+813 para $z = -28.5$ m a) piezómetro abierto b) piezómetro de cuerda vibrante y simulados mediante EF

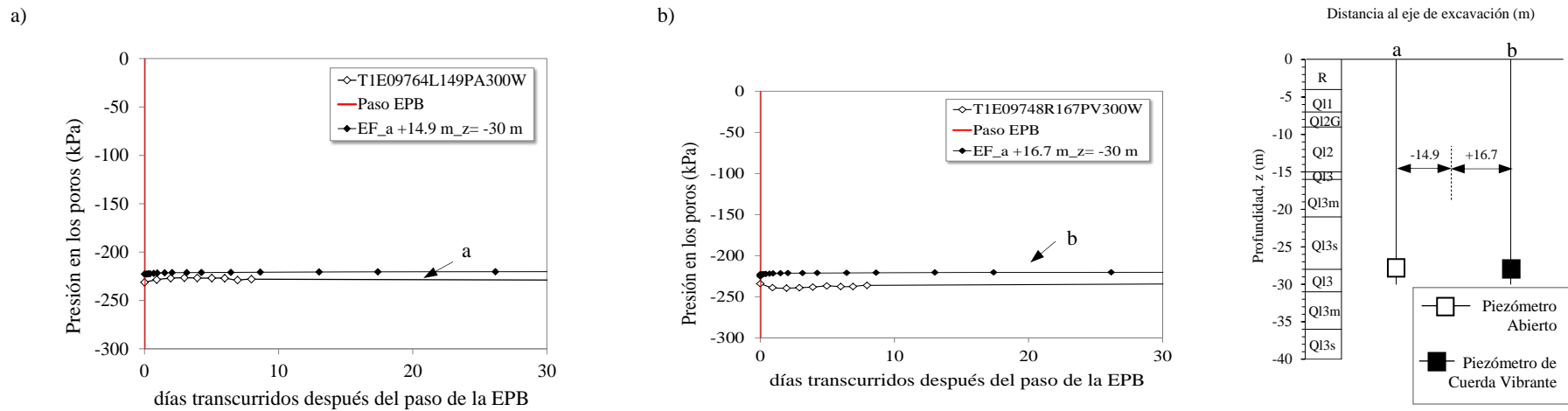


Figura 7.68. Variación de la altura piezométrica registrada por los piezómetros instalados en la sección Pk 9+753 para $z = -30.0$ m a) piezómetro abierto b) piezómetro de cuerda vibrante y simulados mediante EF

7.11 Resumen

Una vez simuladas todas las cubetas de asiento transversal tanto a corto como a largo plazo se ha observado que los resultados mostrados por la simulación muestran cubetas de asiento ligeramente más anchas que las cubetas transversales de asiento reproducidas mediante la distribución Gaussiana ajustada por mínimos cuadrados a los datos de campo. Esta mayor abertura se hace más patente en el caso considerado a largo plazo. Se cree que esta mayor anchura en la cubeta de asientos transversales pueda ser debida al método de simulación adoptado, aunque se han tenido en cuenta otros factores para intentar explicar esta mayor abertura de la cubeta como: el valor y la anisotropía de la permeabilidad del terreno de las capas más impermeables.

En nuestro caso se han empleado varios escenarios con diferentes valores de la permeabilidad, tanto considerando una permeabilidad isótropa como anisótropa y se ha comprobado que la anchura de la cubeta de asientos no cambiaba por lo que es independiente de la permeabilidad. Además, también se comprobó que, para un mismo valor de relajación del terreno durante la simulación, la medida del desplazamiento de consolidación es independiente de la relación k_H/k_V del suelo.

Por otro lado, se ha observado que el empleo de módulos bajos para la caracterización de los materiales reproduce mejor el comportamiento no drenado de una excavación.

En ocasiones se observan pequeños levantamientos o en algunos casos asientos que han sido debidos al empleo de una presión o volumen de inyección de mortero menor y que dan como resultado asentamientos o levantamientos que la simulación no puede reproducir. En cambio, pequeños levantamientos bajo la solera atribuibles a la descarga del terreno provocada por la excavación son bien reproducidos por el modelo.

Por otro lado, el perfil de movimientos horizontales simulado para cada uno de los inclinómetros observados muestra la misma tendencia que el medido en el campo. Si es cierto, que en superficie el movimiento horizontal observado es notablemente inferior al simulado, este hecho se atribuye a que en la superficie del terreno no tiene unas condiciones estrictas de greenfield y la cubeta de asientos horizontales puede verse reducida.

En profundidad, los movimientos horizontales simulados son ligeramente sobreestimados en algunos casos en comparación con los datos de campo, tanto por encima de la excavación con movimientos que van hacia el túnel, como a la altura de la excavación con movimientos hacia fuera de la excavación, pero estas discrepancias no son muy notables y los movimientos siguen la misma forma. Una vez atravesada la

excavación el modelo es capaz de reproducir los movimientos hacia la excavación fruto de la descarga del terreno durante el proceso de ejecución del túnel.

Respecto a la presión generada en los poros durante el proceso de excavación, en términos generales esta presión ha sido bien simulada por el modelo, aunque en algunos casos, las simulaciones nos proporcionan un valor de la presión total ligeramente superior que la presión realmente generada en el terreno, pero finalmente estos excesos son disipados en un tiempo aproximado.

Capítulo 8

Conclusiones y Futuras Líneas de Investigación

8.1 Conclusiones

El control de movimientos del terreno es un requisito imprescindible en la ejecución de excavaciones y obras subterráneas. En la actualidad existe una especial sensibilidad de la opinión pública respecto a estas cuestiones. Por ese motivo, la medida más efectiva para el control de movimientos del terreno es la selección de un procedimiento constructivo adecuado y el control de una ejecución correcta en obra.

Esta Tesis ha utilizado la experiencia de la perforación de un túnel de metro de la Línea 9 de Barcelona con una tuneladora tipo EPB para examinar el desarrollo de los movimientos del terreno en un entorno de terrenos blandos deltaicos bajo el nivel freático. Se ha comprobado que la excavación mecanizada con escudo EPB es un procedimiento constructivo adecuado que genera pérdidas de volumen muy limitadas. En este sentido, el tipo EPB es una máquina capaz de perforar con un ritmo elevado en el material atravesado, permitiendo la revisión de herramientas en pozos y estaciones y requiriendo escasas intervenciones hiperbáricas.

En general, la pérdida de volumen de terreno ha sido inferior al 1% (casi siempre inferior a 0.5%). En algunas ocasiones se han observado mayores pérdidas de volumen, aunque estas pérdidas se han debido a factores puntuales como: la curva de aprendizaje de la máquina, errores de inyección, pérdida de la presión en el frente de excavación, mayores pérdidas en la entrada y salida de pozos y estaciones, salida con la cámara de tierras vacía, problemas logísticos, desgaste de herramientas de corte y/o cepillos y debido al tipo de material atravesado.

Se ha observado que, para mantener una pérdida baja de volumen de terreno, se ha de prestar una gran atención al mantenimiento de la presión de frente y la inyección del mortero en la cola del escudo. Estos factores son clave para mantener el control de asientos en superficie en la zona de la cola del escudo, donde se generan la mayor proporción de asiento debido al cierre del gap (espacio entre el diámetro de excavación y el diámetro exterior de la cola del escudo). Estos asientos han representado del orden del 80% del asiento total. Cuando la presión en el frente se mantiene entre 1.8-3.2 bar y la inyección de mortero en la cola del escudo se mantiene por encima del volumen teórico calculado, la pérdida de volumen de terreno en el frente raramente supera el 0.20%. En el caso de que la presión de frente sobrepase el rango especificado o haya un aumento en la presión de inyección de mortero se han observado pequeños levantamientos del terreno en el frente de excavación durante el pase de la tuneladora EPB que también repercute en un aumento en el nivel piezométrico registrado.

Otro factor que puede contribuir a tener una pérdida de volumen de terreno menor es el material atravesado. Se ha podido observar que cuando existen arcillas por encima del eje de la excavación, la pérdida de volumen de terreno no supera el 0.45%. En cambio, en el caso que no exista esta capa de arcilla por encima del eje de excavación, se producen pérdidas de volumen de terreno mayores.

Respecto a los movimientos verticales, se han diferenciado cinco componentes de asiento: el medido en el frente de excavación (ΔS_1), el asiento debido al paso del escudo (ΔS_2), el asiento debido al cierre del espacio existente en la cola del escudo y la posible deformación del revestimiento (ΔS_3), y una cuarta componente que se produce hasta que el asiento se estabiliza temporalmente (ΔS_4), siendo ($S_{\text{total a corto plazo}} = \Delta S_1 + \Delta S_2 + \Delta S_3 + \Delta S_4$). El quinto y último componente, es el asiento que se produce a largo plazo debido a procesos de consolidación (ΔS_5), siendo la suma de todos ellos, el asiento total o a largo plazo ($S_{\text{total}} = \Delta S_1 + \Delta S_2 + \Delta S_3 + \Delta S_4 + \Delta S_5$). Se ha observado que los movimientos se inician unos 50 m por delante de la sección monitorizada. Por detrás de la tuneladora, el asiento total a corto plazo ($S_{\text{total a corto plazo}}$) se produce antes de que la tuneladora se aleje más de 100 m de la sección monitorizada. Pasados los 100 m del frente de excavación los asientos verticales son muy pequeños y son los que hemos denominado movimiento a largo plazo o de consolidación (ΔS_5).

En 43 zonas del trazado se han calculado las cubetas transversales de asiento vertical en superficie para el movimiento considerado a corto plazo ($S_{\text{total a corto plazo}}$) y a largo plazo ($S_{\text{total a largo plazo}}$). Estos asientos se pueden representar bien mediante una distribución Gaussian invertida. Esta curva ha sido ajustada por varios métodos siendo el método de mínimos cuadrados el que proporciona un mejor ajuste, aunque se ha observado que la modificación de la curva Gaussiana definida por Vorster (2005) ajustada mediante mínimos cuadrados mejora ligeramente dicho ajuste.

Además, también se han empleado la solución analítica proporcionadas por Sagasetta, 1988 y la expresión de (S_v/S_{vmax}) por Sagasetta, 1998 obtenida a partir de la solución analítica propuesta por Verruijt y Booker, 1996 y se ha comparado con la curva Gaussiana. Todas las curvas han sido ajustadas por mínimos cuadrados como método de aproximación a los datos de campo.

Una vez realizados los ajustes, se ha podido observar valores del parámetro α del método de Sagasetta (1988) que, en todos los casos, adquiere valores positivos de α y estos valores oscilan en un rango entre (0.98-2.56), ajustándose a las indicaciones propuestas por Sagasetta para suelos arenosos. Esta particularidad se cree que es debida, al menos parcialmente, a que en todo el trazado de la Línea 9 estudiado se tiene una capa de material granular drenada, que conforma el acuífero superior, en la clave de excavación llamada (QL2) y que en ocasiones el túnel atraviesa esta capa drenada.

En el caso del parámetro ρ , se observa que adquiere valores entre (0.18-2.07) indicando una cierta ovalización ($\rho > 1$). Se ha observado, que si se considera $K_0=0.5$, valor representativo para el tipo de suelos estudiados en esta tesis, el grado de ovalización sería de $\rho=2/3$. En realidad, se han obtenido valores distintos, lo que confirma que el valor de ρ no depende solo de K_0 , sino que depende de más factores que contribuyen a la ovalización del túnel (Uriel y Sagasetta, 1989).

Además, de los movimientos del terreno en superficie también han sido estudiados en diez secciones (llamadas “Secciones de Control”) los movimientos en profundidad, tanto la distribución de asientos verticales en la dirección longitudinal del túnel como los movimientos verticales y horizontales en la dirección transversal.

Los movimientos verticales en la dirección longitudinal del túnel no están bien representados mediante la curva propuesta por Attewell, P.B. & Woodman, 1982, ya que esta curva considera que, durante el paso de la tuneladora por el frente de excavación, el terreno ya ha asentado el 50% del total. En nuestro caso, el tanto por ciento del asiento registrado en el frente de excavación respecto al asiento máximo registrado (S_v/S_{max}) ha variado entre el 1.4% y el 22%.

Respecto a la cubeta transversal al eje de excavación de asientos verticales en profundidad, se han obtenido los parámetros característicos de la cubeta de asientos transversales: i , K , y pérdida de volumen de terreno (V_{loss}) mediante un ajuste de mínimos cuadrados, un ajuste logarítmico y un ajuste considerando una pérdida de volumen constante en profundidad. En estos tres ajustes, se ha observado que considerar una pérdida de volumen constante en profundidad no es una buena hipótesis para el método de ajuste debido a que el método solo utiliza el asiento máximo en el ajuste, y no tiene en cuenta el asiento lateral medido por los extensómetros a ambos lados de la excavación. Además, considerar una pérdida de volumen constante es poco realista cuando el movimiento del terreno es debido a problemas operacionales, logísticos o incluso

asimetrías de la cubeta y conduce a valores sobredimensionadas de la cubeta de asientos transversales en profundidad.

Respecto al nivel piezométrico, se ha observado un aumento de este nivel en el momento en el que el frente de la tuneladora se aproxima a la sección instrumentada. Esta variación de nivel piezométrico alcanza el valor máximo en el momento que la tuneladora pasa por la sección de estudio y poco después las presiones de poro disminuyen recuperando los valores iniciales del nivel piezométrico después de unos pocos días.

Por otro lado, se ha observado que una intensa y cuidadosa monitorización junto con un buen calibrado de los modelos numéricos proporcionan una herramienta clave para la comprensión global de lo que sucede en el terreno cuando es perforado por una máquina EPB. En esta tesis se ha calibrado un modelo para pequeñas deformaciones (Small Strain Hardening Soil) implementado en el software Plaxis. De esta calibración se concluye que, aunque algunas de las fuentes de movimientos significativos del suelo como el empleo de una presión o volumen de inyección de mortero menor pueden no ser susceptibles de cálculos, en general, el modelo calibrado en esta tesis reproduce satisfactoriamente los movimientos recogidos por la instrumentación. Además, pequeños levantamientos bajo la solera atribuibles a la descarga del terreno provocada por la excavación han sido también bien reproducidos por el modelo empleado.

Por último, algunos detalles constructivos como la presión de aplicada en el frente, la inyección de bentonita o mortero o la instalación del revestimiento no han sido simulados debido al uso de métodos numéricos en 2D. Los análisis tridimensionales realizados sí que permitirían examinar estos procesos.

8.2 Futuras Líneas de Investigación

En base a los resultados de esta investigación, se presentan a continuación varias propuestas para futuras investigaciones sobre los movimientos en el terreno inducido por la excavación de túneles. Estas propuestas se clasifican en cuatro grupos que son: datos de campo, empleo de datos DInSAR, métodos numéricos e inteligencia artificial.

8.2.1. Datos de campo

Existen una serie de limitaciones en los datos en los que se han basado las relaciones propuestas en el Capítulo 4. Dichas relaciones pueden aumentar su fiabilidad si se ampliara la base de datos, lo que permitiría obtener una mejor precisión en el ajuste de las mismas. La medición de las lecturas de campo como: hitos de nivelación, extensómetros, inclinómetros dependen muy estrechamente del factor humano. Por lo tanto, establecer un protocolo estricto de filtrado de datos con una colaboración estrecha con las personas

encargadas de recoger los datos de instrumentación y disponer de los partes diarios de manejo de la máquina tuneladora, sería una herramienta muy útil para la obtención de datos más fiables y la mejora a posteriori en los ajustes de los métodos empíricos y semiempíricos que se han realizado.

Otra limitación a nivel cuantitativo ha sido la disposición de la instrumentación. El objetivo principal de la investigación, como ya se comentado a lo largo de la tesis ha sido el estudio de los movimientos del terreno, tanto en superficie como alrededor de la excavación. Por lo tanto, sería beneficioso que futuros estudios de campo colocaran la instrumentación, como inclinómetros y extensómetros, los más próximos al túnel como sea posible. Además, en la investigación también se considera necesario la cuantificación de la cubeta de asiento, es decir, la extensión de la depresión del asiento transversal. Se cree que se ha colocado poca instrumentación en superficie transversal al eje del túnel, lo que no permite determinar claramente el final o posibles asimetrías de esta cubeta de asientos. Por lo tanto, la futura investigación de campo no solo debe intentar colocar extensómetros e inclinómetros más cerca del túnel, sino que también debe colocar puntos de asentamientos superficial, más alejados del eje del túnel y simétricos para evaluar mejor cualquier movimiento asimétrico del suelo que se produzca y la extensión real de la cubeta de asientos.

8.2.2. Empleo de datos DInSar

Las técnicas de teodolito convencional proporcionan una información de los desplazamientos del terreno lo que resulta realmente importante en áreas densamente urbanizadas.

Aunque, la instrumentación proporciona información necesaria para que los modelos estén bien calibrados y son un aspecto clave de una práctica exitosa en estos problemas geotécnicos, en algunos casos puede proporcionar información insuficiente, como se ha comentado anteriormente. En concreto en las zonas altamente urbanizadas como es el caso de av. Canal en el Prat de Llobregat, las técnicas de observación tipo DInSAR para monitorizar los movimientos del terreno en un área geológicamente i/o urbanísticamente compleja podrían proporcionar una herramienta importante para monitorizar temporal y espacialmente la excavación de túneles mediante EPB.

Los objetivos con este tipo de técnicas DInSAR son varios: por un lado, se podría comprobar la viabilidad de las técnicas DInSAR y monitorización clásica para el análisis espacio-temporal de los movimientos del suelo en un entorno de alta densidad urbana. Además, con un mayor número de medidas se podrían comparar las cubetas realizadas con la instrumentación instalada en la superficie y las proporcionadas por los datos DInSAR y comprobar si las cubetas de asiento lejos del eje de excavación se cierran y/o se producen pequeños levantamientos como se han observado en algún caso en esta tesis. Por otro lado, hemos visto que otra limitación cuando se determinan las cubetas de asiento es que, en algunos casos, no se dispone

de medidas en el eje del túnel en superficie, por lo que, no se sabe con exactitud el asentamiento máximo de superficie que se produce en estos casos. Con el empleo de datos DInSAR se podría solventar este problema.

Por último, con una disposición de medidas más abundante, se podría completar la distribución de asientos longitudinales en la dirección del túnel ya que, en muchas ocasiones, las lecturas se distanciaban en espacio y tiempo considerablemente poco después del paso de la tuneladora.

8.2.3. Métodos numéricos

En esta tesis, para el cálculo de los módulos de corte para pequeñas deformaciones: G_0 y $\gamma_{0.7}$ únicamente se ha dispuesto de las recomendaciones del manual Plaxis v9.0 y de los resultados de dos ensayos dilatométricos del tipo (SDMT). Aunque si bien es cierto, que se realizaron ensayos triaxiales convencionales, los resultados de estos ensayos no son representativos para medidas de pequeñas deformaciones inferiores al 1% y no se pudieron utilizar. Por ello, se propone realizar ensayos de columna resonante de tal forma que se puedan obtener valores de los módulos de corte para pequeñas deformaciones más ajustados y comprobar los resultados obtenidos con los ensayos dilatométricos.

Por otro lado, se podría ampliar el estudio numérico utilizando los datos de la construcción de un túnel para el tren de cercanías a la Terminal 1 del aeropuerto del Prat de Llobregat. Puede constituir una buena oportunidad para ampliar el estudio a túneles en zonas similares y su interacción con un túnel existente.

8.2.4. Inteligencia Artificial

Se considera una línea con muchas posibilidades teniendo en cuenta la gran base de datos de instrumentación disponible, donde se desarrollaría un procedimiento basado en una red neuronal artificial (ANN) analizando todos aquellos procesos con mayor o menor impacto en los movimientos del terreno.

Una vez entendido como se comporta el terreno deltaico cuando se perfora con una máquina EPB y realizado un buen calibrado de los modelos numéricos, la finalidad de esta red neuronal sería predecir el asentamiento de la superficie del suelo durante la excavación de túneles en terrenos similares.

Para ello, se incorporaría la distribución normal Gaussiana y los dos parámetros representativos de la cubeta de asientos, es decir, el asiento máximo (S_{vmax}) y la anchura de la cubeta (i) de todas las cubetas realizadas a lo largo del Tramo 1 de la Línea 9 de metro. Estos parámetros servirían de base de datos que junto con más información sobre las características del túnel: dimensiones, profundidad... podría utilizarse para

entrenar una red neuronal que sea capaz de predecir los movimientos del terreno debidos a la excavación del túnel en terrenos blandos.

BIBLIOGRAFIA

- Abdel-Baki, S., Ata A., H. M. (1996). Ground to protect an existing tunnel from settlement due to the under-crossing of Cairo Metro tunnel. In Ozdemir (Ed.), *International Conference on North American Tunneling '9* (pp. 11–16). Washington, DC/USA 21-24 April 1996: Balkema, Rotterdam.
- Abdel Salam, M. E. (1992). Cairo Metro network-line 2. In *Int. Symposium on Current Experiences in Tunnelling, National Authority for Tunnels and International Tunnelling Association* (Vol. 4, pp. 1–15). Cairo.
- Abu-Farsakh, M.Y. & Nazzal, M. D. (2005). Reliability of piezocone penetration test methods for estimating the coefficient of consolidation of cohesive soils. *Journal of the Transportation Research Board*, 62–76.
- Addenbrooke T.I. (1996). Numerical analysis of tunnelling in stiff clay. *Imperial College, University of London*.
- Addenbrooke, T.I. (1997). The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Géotechnique*, 47(3), 693–712.
- A.E.H, L. (1927). A treatise on the mathematical theory of elasticity. (*D. Publications, Ed.*). New York.
- Almera, J. (1894). Descripción de los terrenos pliocénicos de la cuenca del Bajo Llobregat y llano de Barcelona. *Published by Imp. Henrich y Cia., Barcelona, 1894*.
- Almera, J. (1891). *Mapa geológico-topográfico de la provincia de Barcelona. Región I o de contornos de la capital. Barcelona*.
- Al-Tabba D.M. & Wood, A. (1989). An experimentally based “bubble” model for clay. In B. Pietruszczak & Pande (Ed.), *Int. Conf. Num. Models Geomech., NUMOG III* (pp. 91–99).
- Amorosi, A. & Milli, S. (2001). Late Quaternary depositional architecture of Po and Tevere river deltas (Italy) and worldwide comparison with coeval deltaic successions. *Sedimentary Geology*, 144(3-4), 357–375.
- Amorosi, A., Colalongo, M.L., Fiorini, F., Fusco, F., Pasini, G., Vaiani, S.C. & Sarti, G. (2004). Palaeogeographic and palaeoclimatic evolution of the Po Plain from 150-ky core records. *Global and Planetary Change*, 40 (1-2), pp.55–78.
- Anagnostou K., & K. G. (1994). Die Stabilität der Ortsbrust bei Erddruckschilden. *Publications de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches. In German*.
- Anagnostou, G & K. Kovari (1996). Face stability conditions with earth-pressure balanced shields. *Tunnelling and Underground Space Technology. Vol 11, No 2, pp 163-173*.
- Antiga A., & C. M. (2009). Tunnel face stability and settlement control using earth pressure balance shield in cohesionless soil. In H. & Li. Ng (Ed.), *Geotechnical Aspects Underground Construction Soft Ground, Balkema, Shanghai (China)* (pp. 365–371). Shanghai (China): Taylor & Francis Group.
- Arroyo, M. (2008). Caracterización para cálculos de pantalla mediante el Método de los Apoyos Discretos. UPC.
- Ata A. (1996). Ground settlements induced by slurry shield tunneling in stratified soils. In L. Ozdemir (Ed.), *North American Tunneling* (pp. 43–50).
- Atkinson, J.H., and Salfors, G. (1991). Experimental determination of soil properties. *Proc. 10th ECSMFE, Florence*, 3, 915–956.
- Attewell, P. and Farmer, I. (1974). "Ground Deformations Resulting from Shield Tunnelling in London Clay", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 11, NO 2. pp. 380-395.
- Attewell, P. B. (1981). Engineering contract. Site Investigation and Surface Movements. In D. R. M. P. Romo (Ed.), *Tunneling Works, Soft-Ground Tunneling Failures and Displacements* (pp. 5–12). Rotterdam: Balkema.

- Attewell & Woodman (1982), Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunneling in soil, *Ground Engineering* 15(8), pp. 13-22
- Attewell, P.B., Yeates, J., Selby, A.R., (1986). Soil Movements Induced by Tunnelling and their Effects on Pipelines and Structures. Blackie, Glasgow. Boscardin, M.D., Cording, E.J., 1989.
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V. & Jamiolkowski, M. (1988). Stiffness of Sands from CPT, SPT & DMT. *ICE, Proc. Penetration Testing in the UK, Univ. of Birmingham*, 42, 299–305.
- Baligh, M. & Levedoax, J. N. (1980). Pore pressure dissipation after cone penetration. *Institute of Technology. Department of Civil Engineering, Cambridge, Mass*, 80–111.
- Baligh, M. & Levedoax, J. N. (1986). Consolidation after undrained piezocone penetration. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112, 727–745.
- Barbendererde, L.; Holzhäuser, J.; Barbendererde, S. (2002) Verpressen der Schildschwanzfuge hinter einer Tunnelvortriebsmaschine mit Tübbingausbau. In: *Taschenbuch für den Tunnelbau, Essen*.
- Barratt D.A. & Tyler R.G. (1976). *Measurements of Ground Movement and Lining Behaviour on the London Underground at Regent's Park*. Published 1976, Engineering.
- Barriendos, M. & Martin-Vide, J. (1998). Secular climatic oscillations as indicated by catastrophic floods in the spanish Mediterranean coast area (14th-19th centuries). *Climatic Change*, 38, pp.473–491.
- Bartrina, M.T., Cabrera, L., Jurarado, M.J., Guimerà J. & Roca, E. (1992). Evolution of the central Catalan margin of the Valencia trough (western Mediterranean). *Tectonophysics*, 203, 219–247.
- Benz, T. (2006). Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. *Doctoral Thesis. University of Stuttgart, Stuttgart*.
- Benz, T. & Schwab, P. (2009). Small-strain stiffness in geotechnical analyses. DOI: 10.1002/bate.200910038. *Geotechnical Engineering, Special issue 16-27*.
- Bezuijen, A., Talmon, A.M., Joustra, J.F.W. & Grote, B. (2005). Pressure gradients and muck properties at the face of an EPB. In *Proc. 4th Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground* (pp. pp. 195–202).
- Bolton, M. D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, 36 (1), 65–78.
- Bono, R. et al (2008). Surface settlement minimization in soft soil when excavating with an E.P.B.S. *Jornada Técnica Túneles con EPB, UPC Barcelona, Mayo 2008*.
- Borghi, F. X. (2006). Soil Conditioning for Pipe-jacking and Tunnelling. *University of Cambridge*.
- Borghi, F.X. & Mair, R. J. (2006). Soil conditioning for EPB tunnelling machines in London ground conditions. *Tunnels and Tunnelling International*, pp. 18–20.
- Borràs X., Boté R., M. B. & D. V. N. (2003). Metro Barcelona Línea 9-Europe's greatest metro project with shield tunnel boring machines of large diameters. In Saveur (Ed.), *(Re) Claiming the Underground Space* (pp. 637–643). Amsterdam, The Netherlands.
- Bowles, J. E. (1986). Foundation analysis and design. *McGraw-Hil, New York*.
- Brinkgreve R.B.J & Vermeer P.A. (2001). PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. *A.A. Balkema, Rotterdam*.
- Broms, B.B., & Shirlaw, J. N. (1989). Settlements caused by earth pressure balance shields in Singapore. In *Proc. Tunnelling and microtunnelling in soft ground* (p. pp.). Paris.
- Burchell, A. & Richards, D. (1994). Stations and tunnels on the Cairo Metro. *Tunnels and Tunnelling, Middle East, (Middle East)*, 12–14.

- Burjachs, F. & Riera, S. (1995). Canvis vegetals i climàtics durant el neolític a la façana mediterrània ibèrica. In Rubricatum (Ed.), *I Congrés del neolític a la Península Ibèrica* (pp. pp.21–24). Gava-Bellaterra.
- Burland, J. B. (2001). The stabilisation of the Leaning Tower of Pisa. *Ingea*, 10–18.
- Cacho, I., Grimalt, J.O., Canals, M., Sbaffi, L., Schackleton, N.J., Schofield, J. & Zahn, R. (2001). Variability of the Western Mediterranean sea surface temperature during the last 25,000 years and its connection with the Northern Hemisphere climatic changes. *Paleoceanography*, 16(1), pp.40–52.
- Cassasas, L. & Riba, O. (1992). Morfologia de la rambla Barcelonina. In *Treballs de la Societat Catalana de Geografia* (pp. 33–34 (VII): pp.9–23).
- Celestino, T. B., Gomes, R. A. M. P., & Bortolucci, A. A. (2000). Errors in Ground Distortions Due to Settlement Trough Adjustment, 15(1).
- Checa, A., Días, J.I., Farrán, M. & Maldonado, A. (1988). Sistemas deltaicos holocenos de los ríos Llobregat, Besós y Foix: modelos evolutivos transgresivos. *Acta Geol. Hispánica*, 23(23), pp.241–255.
- Chen Zhan lin, WU Zhong ming, XU Yan yong, (2007). Experimental study on stability of tunnel excavation surface in sand foundation by slurry shield method. *Journal of Yangtze River Scientific Research Institute; Wuhan, 430010, China*.
- Chen, S.L., Gui, M.W., Yang, M. C. (2012). Applicability of the principle of superposition in estimating ground surface settlement of twin and quadruple-tube tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 28, 135–149.
- Clayton C.R.I., V. der B. J. P. & T. A. H. (2006). Monitoring and displacements at Heathrow Express Terminal 4 station tunnels. *Géotechnique*, 56(5), 323–334.
- Clough, G.W. & Leca, E. (1981). Design and performance of excavations and tunnels in soft clay. In *Soft Clay Engineering*, pp. 569–634.
- Clough, G.W., Schmidt, B., (1981). Design and performance of excavation and tunnels in soft clay. In: *Soft Clay Engineering*. Elsevier, pp. 569–634. Cording, E.J., 1991.
- Clough G.W., Sweeney B.P. and Finnó R.J. (1983). “Measured soil response to EPB shield tunnelling”, *ASCE J. Geotech. Eng.*, 109 (2), pp. 131-149.
- Clough y Leca, (1989). The use of finite element methods for soft ground tunnelling. *Tunnels et Micro-Tunnel En Terrain Meule-Du Cantier À La Théorie. Presse de L’école National Des Ponts et Chaussées, Paris*, 3251–373.
- Cooper, M.L. & Chapman, D. N. (1998). Movement of the Piccadilly Line tunnels caused by the new Heathrow Express tunnels. In A. N. J. and A. A. Ferreira (Ed.), *In Tunnels and metropolises* (Rotterdam: pp. 249–254).
- Cording, E. J. & Hansmire, W.H. (1975). “Displacements around soft ground tunnels.” General Report, Session 4, *5th Panamerican Cong. on Soil Mech and Foun. Engr.*, Buenos Aires
- Cording, E. J. (1991). Control of ground movements around tunnels in soil. 2244. In *Proc. 9th Pan -American Conf. Soil Mech. Found. Engng, Valparaiso*, (pp. 2195–2244).
- Correggiari, A., Cattaneo, A. & Tricandi, F. (2005). Depositional patterns in the Late Holocene Po delta system. In models and examples River delta-Concepts (Ed.), (pp. pp.365–392). *SEPM Special Publication*.
- Darendeli, M. B. (2001). Development of a new family of normalised modulus reduction and material damping curves. Doctoral Thesis. *University of Texas at Austin. Texas*.
- Danzinger, F.A.; M.S. & Sills, G. C. (1997). (1997). The significance of the strain path analysis in the interpretation of piezocone dissipation data. *Geotechnique Journal*, 47, 901–914.
- Della Valle, N. (2002). Barcelona’s new backbone runs deep. *Tunnels and Tunnelling International*. Volume 34 p 16-19. Issue Number 3. Publisher: *Progressive Media Markets, Ltd. ISSN: 0041-414X*

- Deulofeu C., S. H. & C. M. (2007). Data management for highly mechanized shield tunnelling in the construction of the Line 9 Metro Barcelona. In R. & A. Barták, Hrdina (Ed.), *Underground Space- the 4th Dimension of Metropolises* (p. 15211526). Assembly, Prague: Taylor & Francis Group.
- Di Mariano A., Gesto J.M., G. A. & S. H. (2007). Ground deformation and mitigating measures associated with the excavation of a new Metro line. In *Proceedings of the 14 th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 1901–1906). Madrid.
- Díez F. (2010). Nuevo modelo Madrid para la estimación de asentamientos en túneles con tuneladoras EPB de gran diámetro. Universidad Politécnica de Madrid. Tesis (Doctoral), E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos (UPM).
- Dimmock, P. S. (2003). Tunnelling-Induced Ground and Building Movement on the Jubilee Line Extension. *University of Cambridge*.
- Dimmock, P. & Mair, R. J. (2006). Volume loss experienced on two open-face London Clay tunnels. *Proceedings Instn Civ. Engrs Geotech. Engng*, 160(1), 3–11. <http://doi.org/10.1680/geng.2007.160.1.3>
- Düllmann, J., Hollmann, F., Thewes, M. & Alber, M. (2013). Analysis of Soil-Machine-Interactions (Part 1): Processing of TBM-Machine-Data and Extraction of Excavation-specific Data. In *Euro:tun 2013 3rd International Conference on Computational Methods in Tunneling and Subsurface Engineering* (pp. 621–634). Ruhr University Bochum.
- Duncan, J. M., and Change, C. Y. (1970). Nonlinear analysis of stress in soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 96, 96, 1629–1653.
- Dunncliff, J. (1994). Geotechnical Instrumentation For Monitoring Field Performance. ISBN: 978-0-471-00546-9. September 1993. p.608
- El-Nahhas, F. M. (1999). Soft Ground Tunnelling in Egypt: Geotechnical Challenges and Expectations. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 14(3), 245–256.
- Emeriault, F., Bonnet-Eymard, T., Kastner, R., Vanoudheusden, E., Petit, G., Robert, J., de Lamballerie, J.Y. & Reynaud, B. (2005). Ground movements induced by Earth-Pressure Balanced, Slurry Shield and Compressed-Air tunneling techniques on the Toulouse subway line B. In E. & Solak (Ed.), *Analysis of the Past and Lessons for the Future, Two Volume Set Proceedings of the International World Tunnel Congress and the 31st ITA General Assembly* (pp. 841–847). Istanbul: Taylor & Francis Group, London.
- Fang, Y.S., Ju, D.H., Huang, W.C., Chien, Y. L. (2006). Rehabilitation of damaged soft ground tunnels. *Geoengineering, Taiwan Geotechnical Society*, 41–49.
- Fargnoli, V., Boldini, D., & Amorosi, A. (2013). TBM tunnelling-induced settlements in coarse-grained soils: The case of the new Milan underground line 5. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 38, 336–347. <http://doi.org/10.1016/j.tust.2013.07.015>.
- Fikse, T. H. (1978). Excavator for use in a tunneling shield.
- Franzius J.N., P. D. M. & B. J. B. (2005). *The influence of soil anisotropy and k_0 on ground surface movements resulting from tunnel excavation*. *Géotechnique*, 55(3), 189–199.
- Frigola, J., Moreno, A., Cacho, I., Canals, M., Sierro, F.J., Flores, F.A., Grimalt, J.O., Hodell, D.A. & Curtis, J. H. (2007). *Holocene climate variability in the western Mediterranean region from a deepwater sediment record*. *Paleoceanography*, 22.
- Gàmez, D. (2007). Sequence Stratigraphy as a tool for water resources management in alluvial coastal aquifers: application to the Llobregat Delta (Barcelona, Spain). *Enginyeria Del Terreny, Cartogràfica I Geofísica, PhD*, 177. [doi:10.1029/2005WR004524](http://doi.org/10.1029/2005WR004524).Abdulah
- Gens, A., Di Mariano, A., G. J. M. (2006). Ground movement control in the construction of a new metro line in Barcelona. In R. B. Taylor & Francis eds. (Ed.), *International symposium Geotechnical aspects of underground construction in soft ground* (pp. 389–395). Amsterdam: Balkema, Rotterdam.
- Gens A., Persio R., Di Mariano A., C. R. & A. M. (2009). *Relación entre parámetros de una tuneladora EPB y los movimientos del terreno*. In *Geotecnia, 3as Jornadas Hispano-Portuguesas de* (pp. 433–441). Madrid: Cedex.
- Gens, a. (2010). Soil–environment interactions in geotechnical engineering. *Géotechnique*, 60(1), 3–74. [doi:10.1680/geot.9.P.109](http://doi.org/10.1680/geot.9.P.109)

- Gens, A., Mariano, A. Di, & Yubero, M. T. (2011). EPB tunneling in deltaic deposits : observations of ground movements. *In book: Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Publisher: Taylor & Francis Group. Editors: Giulia Viggiani*
- Gibbard, R. (1985). Pleistocene history of the Middle Thames Valley. *Cambridge University Press.*
- Glossop, M. . (1977). Soil deformation caused by soft ground tunnelling. *University of Durham Retrieved from <http://etheses.dur.ac.uk/8432/>*
- González A. y Trabada, J. (2000). Tramos VII, VIII y C.IX (Getafe) de Metrosur. *ROP N° 3405.*
- González C. y Sagaseta C, (2001). Patterns of soil deformations around tunnels. Application to the extension of Madrid Metro. *Computers and Geotechnics 28, 445–468.*
- Goy, J.L., Zazo, C. & Dabrio, C. J. (2003). A beach-ridge progradation complex reflecting periodical sea-level and climate variability during the Holocene (Gulf of Almeria, Western Mediterranean). *Geomorphology, 50(1-3), 251–268.*
- Gui, M.-W., & Chen, S.-L. (2013). Estimation of transverse ground surface settlement induced by DOT shield tunneling. *Tunnelling and Underground Space Technology, 33, 119–130. <http://doi.org/10.1016/j.tust.2012.08.003>*
- Guo, J., Ding, L., Luo, H., Zhou, C., & Ma, L. (2014). Wavelet prediction method for ground deformation induced by tunneling. *Tunnelling and Underground Space Technology, 41(1), 137–151. <http://doi.org/10.1016/j.tust.2013.12.009>*
- Gunn, M. J. (1993). The prediction of the surface settlement profile due to tunnelling. *Predictive Soil Mechanics, Thomas Telford, London, 304–316.*
- Hamza M., Ata A., R. A. (1999). Ground Movements Due to the Constuction of Cut-and-Cover Structures and Slurry Shield Tunnel of the Cairo Metro. *Tunnelling and Underground Space Technology, 14(3), 281–289.*
- Hardin, B.O., and Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98, 98(SM7), 667–692.*
- Hergarden, H.J.A.M., Van der Poel, J.T., & Vand der Schrier, J. S. (1996). Ground movements due to tunneling: Influence on pile foundations. In R. A. A. Balkema (Ed.), *Proceedings of the 2nd International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground* (pp. 519–524). London.
- Hollmann, F., Düllmann, J., Thewes, M., & Alber, M. (2013). Analysis of Soil-Machine-Interactions (Part 2): Influences on the Excavation-specific Data of TBM-Machine Data. In *Euro:tun 2013 3rd International Conference on Computational Methods in Tunneling and Subsurface Engineering* (pp. 635–647). Ruhr University Bochum.
- Hsiung, B. C. B. (2012). Analysis of ground movements induced by tunnels in sand based on contract CR3 in Kaohsiung Metro. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground.* 869–875. Retrieved from <http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-84867157741&partnerID=tZOtx3y1>
- Hwang, R.N., Ju, D.H., Tsai, M.S., Fang, Y. S. (1995). Soft ground tunnelling in Taiwan. In *Us/Taiwan Geotechnical Engineering Collaboration Workshop* (pp. 13–26). Taipei, Taiwan.
- Imamura, S., Hagiwara, T., Mito, K., Nomoto, T. and Kusakabe, O. (1998). “Settlement trough above a model shield observed in a centrifuge.” In *“Proc. of Centrifuge 98”* (pp. 713–719).
- Izquierdo, P., Menendez, F.X. & Solias, J. M. (1998). Els antecedents ibèrics i romans. In *Arxiu Historic de la ciutat de Viladecans.*
- Jacobsz, S.W., Standing, J.R., Mair, R.J., Hagiwara, T. & Sugiyama, T. (2004). Centrifuge modelling of tunnelling near driven piles. *Soils Found., 44(1), 49–56.*
- Jalut, G., Esteban Amat, A., Bonnet, L., Gauquelin, T. & Fontugne, M. (2000). Holocene climatic changes in the Western Mediterranean, from south-east France to south-east Spain. *Paleogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology, 160(3-4), pp.255–290.*
- Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test. *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 19–25.*
- Jones, B. D., Thomas, A. H., Hsu, Y. S., & Hilar, M. (2008). Evaluation of innovative sprayed-concrete-lined tunnelling. In *Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering* (Vol. 161, pp. 137–149). <http://doi.org/10.1680/geng.2008.161.3.137>
- Jones, B. (2010). Low-volume-loss tunnelling for London ring main extension, (June), 167–185.

<http://doi.org/10.1680/geng.2010.163.3.167>

- Kim, C. Y., Bae, G. J., Hong, S. W., Park, C. H., Moon, H. K., & Shin, H. S. (2001). Neural network based prediction of ground surface settlements due to tunnelling. *Computers and Geotechnics*, 28(6–7), 517–547. [http://doi.org/10.1016/S0266-352X\(01\)00011-8](http://doi.org/10.1016/S0266-352X(01)00011-8)
- Kimura, T. & Mair, R. J. (1981). Centrifugal testing of model tunnels in soft clay, Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Balkema, Rotterdam, 1, 319-322.
- King, C. (1981). The stratigraphy of the London Basin and associated deposits. In *Tertiary Research Special Paper 6*. Rotterdam: Backhuys.
- Kondner, R. L. (1963). (1963). Hyperbolic stress-strain response cohesive soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 89, 115–143.
- Krause, T. (1987). Schildvortrieb mit flüssigkeits-undergestützter Ortsbrust. *Dissertation Tu Braunschweig (in German)*.
- Lake L.M., R. W. . & H. J. (1996). Prediction and Effects of Ground Movements Caused by Tunnelling in Soft Ground in Urban Areas. *London*.
- Lambe, T.W & Whitman, R. V. (1997). *Mecánica de suelos*. México.
- Leca, E., Leblais, Y., & Kuhnenn, K. (2000). UNDERGROUND WORKS IN SOILS AND SOFT ROCK TUNNELING. *International on Geotechnical and Geological Engineering, 1*, 220–268.
- Lee, K.M., Rowe, R.K., Lo, K. Y. (1992). Subsidence owing to tunneling I: Estimating the gap parameter. *Can. Geotech. J.*, 29, 929–940.
- Lee K.M., Ji H.W., Shen C.K., Liu J.H. and Bai T.H. (1999). “Ground response to the construction of Shanghai Metro Tunnel-Line 2”, *Soil and Foundations*, 39 (3), pp. 113-134.
- Lee, K.M., Ji, H.W., Shen, C.K., Liu, J.H. & Bai, T. H. (2000). A case study of ground control mechanisms of EPB shield tunnelling in soft ground. In K. & M. Kusakabe, O., Fujita (Ed.), *Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Constructions in Soft Ground* (pp. p. 251–256). Tokyo: Balkema.
- Lin, C. G., Zhang, Z. M., Wu, S. M., & Yu, F. (2013). Key techniques and important issues for slurry shield under-passing embankments: A case study of Hangzhou Qiantang River Tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 38, 306–325. <http://doi.org/10.1016/j.tust.2013.07.004>
- Liquete, C., Canals, M., Arnau, P., Urgeles, R., Durrieu de Madron, X. (2004). The impact of humans on strata formation along Mediterranean margins. *Oceanography*, 17(4), pp.70–79.
- Llopis, N. (1942a). Los terrenos cuaternarios del llano de Barcelona. *Publicaciones de La Diputación Provincial de Barcelona*, 6–52.
- Llopis, N. (1942b). Tectomorfología del macizo del Tibidabo y valle inferior del Llobregat. *Estudios Geográficos*.
- Llopis, N. (1946). Los movimientos verticales intracuaternarios del NE de España. *Estudios Geológicos*.
- Lo, K.Y., Ng, R.M.C., Rowe, R. K. (1984). Predicting settlement due to tunneling in clays. In K. Y. Lo (Ed.), *Tunneling in Soil and Rock, Proceedings of two sessions at GEOTECH'84. American Society of Civil Engineers* (pp. 48–76).
- Loganathan, N., Poulos, H.G., (1998.)Analytical prediction for tunneling-induced ground movements in clays. *J. Geotech. Geoenviron, Eng.*, ASC 124 (9), 846-856.
- Macklin, S.R. & Field, G. R. (1998). The response of London Clay to full-face TBM tunnelling at West Ham, London. In *Proceedings of international conference on urban ground engineering*. Kong Kong.
- Mair, R. J. (1979). “Centrifuge modelling of tunnel construction in soft clay.” *Ph.D Thesis, University of Cambridge*.
- Maidl, U. (1995). Erweiterung der Einsatzbereiche der rdruckschilde durch Bodenconditionierung mit Schaum. *Echnical Reports of the Institute of Structural Engineer-Ing No. 95–4*.

- Maidl, B.; M. Herrenknecht & L. Anheuser (1996) *Mechanised Shield Tunnelling*, Ernst & Sohn, ISBN 343301292X.
- Maidl, B. (2012). *Mechanised shield tunnelling*. Berlin : Ernst. Retrieved from http://cataleg.upc.edu/record=b1419070~S1*cat
- Mair, R.J., Hight, D.W. & Potts, D. M. (1992). Finite element analyses of settlements above a tunnel in soft ground. *Contractor Report 265*. Transport and Road Research Laboratory.
- Mair, R.J., Taylor, R.N. & Bracegirdle A. (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in clays. . *Géotechnique*, Vol. 43, No. 2, pp 315-320.
- Mair, R.J. & Taylor, R. N. (1997). "Theme Lecture: Bored tunnelling in the urban environment" Plenary Session 4. In *Proc. 14th Int. Conf. on SMFE, Vol.4* (pp. 2353–2385). Hamburg.
- Mair, R.J., Merritt, A.S., Borghi, F.X.S., Yamazaki, H. & Minami, T. (2003). Soil conditioning for clay soils. *Tunnels and Tunnelling Int.*, 35(4), 29–32.
- Mair, R. J. (2008). Tunnelling and geotechnics: new horizons. *Géotechnique*, 58(9), 695–736. doi:10.1680/geot.2008.58.9.695ta
- Marchetti, S. (1980). In-situ Test by Flat Dilatometer. *Journal of the Geotechnical Engineering*, 823–837.
- Marchetti, S. (1997). The Flat Dilatometer: Design Applications. In *Proc. Third Int. Geotechnical Engineering. Conference, Cairo University, Keynote lecture* (pp. 421–448).
- Marshall, A. M., Farrell, R., Klar, A. & Mair, R. Tunnels in sands: the effect of size, depth and volume loss on greenfield displacements. *Géotechnique* 62, N° 5, 385-399. <http://dx.doi.org/10.1680/geo.10P.047>.
- Marques, M. A. (1984). Las formaciones cuaternarias del delta del Llobregat. In *Institut d'Estudis Catalans*.
- Matsushita, Y., Iwasaki, Y., ashimoto, T. & Imanishi, H. (1995). Behaviour of subway tunnel driven by large slurry shield. In *Underground Construction in Soft Ground* (pp. pp. 253–256).
- Medialdea, J., Maldonado, A., Alonso, B., Diaz, J.I., Farrán M., Giró, S., Vázquez, A., Saonz-Amor, E., Martínez, A. & Medialdea, T. (1986). Mapa geológico de la plataforma continental española y zonas adyacentes. In *E: 1:200000. Instituto Geológico y Minero de España (IGME), Madrid*.
- Medialdea, J., Maldonado, A., Diaz, J.I., Escutia, C., Ferran, M., Giro, S., Serra, M., Medialdea, T. & Vazquez, J. T. (1989). Mapa geológico de la plataforma continental española y zonas adyacentes. In *E 1:200000. Instituto Geológico y Minero de España (IGME), Madrid*.
- Medina, L. 2000. Estudio de los movimientos originados por la excavación de túneles con escudos de presión de tierras en los suelos tosquizos de Madrid. *Thesis. University of La Coruña (Spain)*.
- Meissner, H. (1996). Empfehlungen des Arbeitskreises. *Geotechnik*, 19(2), 99–108.
- Melis, M., Medina, L., & Rodríguez, J. M. (2002). Prediction and analysis of subsidence induced by shield tunnelling in the Madrid Metro extension, 1287, 1273–1287. <http://doi.org/10.1139/T02-073>
- Melis Maynar, M., & Medina Rodríguez, L. (2005). Predicted versus measured soil movements induced by shield tunnelling in the Madrid Metro extension, 1172, 1160–1172. <http://doi.org/10.1139/T05-043>
- Mendaña, F. (2004). Double Shield tunnellers in the construction of Guadarrama tunnels. In *Congress on mechanized tunnels: challenging case histories*. Torino.
- Mendaña, F. (2009). La construcción de túneles en terrenos mixtos con tuneladoras de gran diámetro . Experiencias recientes de algunas obras Boring of tunnels in mixed face conditions with large diameter TBMs . *Revista de Obras Públicas.*, 65–78.
- Merritt, AS; Borghi, FX & Mair, RJ (2003). "Conditioning of clay soils for earth pressure balance tunnelling machines". *Proc. Underground Construction, London Dockland, UK: 455-466*.
- Merritt, A. S. (2004). Conditioning of clay soils for tunnelling machine screw conveyors. *PhD thesis, University of Cambridge*.

- Merritt, A. S. (2006). Mechanics of tunnelling machine screw conveyors: model test. *Geotechnique*, 56(9), pp. 605–615. <https://doi.org/10.1680/geot.2008.58.2.79>.
- Merritt, A.S. & Mair, R. J. (2008). Mechanics of tunnelling machine screw conveyors: a theoretical model. *Geotechnique*, 58(2), pp. 79–94. <https://doi.org/10.1680/geot.2008.58.2.79>.
- Milligan, G.W.E. (2000). Lubrication and soil conditioning in tunnelling, pipe jacking and microtunnelling: A state-of-the-art review. Geotechnical Consulting Group, London, UK. www-civil.eng.ox.ac.uk/research/pipejack/soilcond.html
- Milligan, G.W.E. (2001). Soil conditioning and lubricating agents in tunnelling and pipe jacking. Proc. *Underground Construction Symposium 2001, London Docklands, UK: 105-116*.
- Mitchell, J.K. & Gardner, W. S. (1975). In Situ Measurement of Volume Change Characteristics. In *Proc. ASCE Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C.; Vol. II* (pp. 279–346).
- Moh, Z.C.; Ju, D.H.; Hwang, R. N. (1996). Ground movements around tunnels in soft ground. In *Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground* (pp. 15–17). London.
- Möller, S. C. (2006). Tunnel induced settlements and structural forces in linings. *Doctoral Thesis*. University of Stuttgart, Stuttgart.
- Möller, S. C., y Vermeer, P. A. (2008). On numerical simulation of tunnel installation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23, 461–475.
- Monteith, G., (2002). Personal communication. Mechanised Tunnelling Manager. *Barhale Construction plc*.
- Murray-Wallace, C.V., Ferland, M.A., Roy, P.S. & Sollar, A. (1996). Unravelling patterns of reworking in lowstand shelf deposits using amino acid racemisation and radiocarbon dating. *Quaternary Science Reviews*, 15(7), 685–697.
- Naitoh, K. (1985). "The development of earth pressure balanced shields in Japan." *Tunnels and Tunnelling*, 17, (5), pp.15-18.
- Negro, A. y B. I. . Q. (2000). Prediction and performance of soft ground tunnels. *Geotechnical Aspects Underground Construction Soft Ground, Balkema, Tokyo, Japan*, 409–418.
- New, B.M. & Bowers, K. H. (1994). Ground movement model validation at the Heathrow Express trial tunnel. In *Proc. Tunnelling '94* (pp. 301–329). London.
- Newman T., Yuan LFV., & O. L. C. (2010). Use of tunnel boring data to augment the geological model. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering 163(3)* (pp. 157–166).
- Nieto, A.; Camacho, J.F.; Ruiz, E. F. (2009). Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y hardening soil en suelos arcillosos. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín (Colombia)*, 8(1692-3324), 75–91.
- Nordal, S. (1989). A Coulombian soil model applied to an offshore platform. *Proceedings of the 20th Inter. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 1*, 471–474.
- Nyren, R.J. (1998). Field measurements above twin tunnels in London Clay. *PhD thesis, Imperial College, University of London*.
- O'Reilly, M.P. & New, B. M. (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom-their magnitude and prediction. *Tunnelling '82, The Institution of Mining and Metallurgy, London*, pp.173–181.
- O'Reilly, M. P. and New, B. M. (1992). Settlements above tunnels in the U.K-- their magnitude and prediction. *Tunneling '82*, 173- 181.
- Obrzud, R. (2011). The Hardening Soil model with small strain stiffness. *Lausanne*.
- Ocak, I. (2012). Interaction of longitudinal surface settlements for twin tunnels in shallow and soft soils: the case of Istanbul Metro. *Environmental Earth Sciences*, 69(5), 1673–1683. <http://doi.org/10.1007/s12665-012-2002-7>.
- Ohde, J. (1951). Grundbaumechanik. *Bd. III. Hütte*.

- Ormazabal G., V. B. & A. A. (2008). Enhancing Value in Crucial Decisions: Line 9 of Barcelona Subway. *Journal of Management In Engineering*, (ASCE), 265–272.
- Oteo, C. (2000). Movimientos controlados durante la Ampliación del Metro de Madrid. *ROP N° 3405*.
- Oteo, C.S. & Sagaseta, C. (1996). Some Spanish experiences on measurement and evaluation of ground displacements around urban tunnels. *Geotechnical aspects of undergoing construction in soft ground* (ed. R. J. Mair and R.N. Taylor), London, pp. 731–736.
- Palet, J.M. & Riera, G. (1997). Changements du paysage dans la plaine de Barcelone (Catalogne) de la Protohistoire au Moyen Âge. In APDCA (Ed.), *La Dynamique des Paysages Protohistoriques, Antiques, Médiévaux et Modernes. XVII Rencontres Internationales d'Archéologie et d'Historie d'Antibes* (pp. pp.259–270).
- Parcerisa, D., Calvet, F., & Porta, J. (2001). Stratigraphy and petrology of the Miocene Montjuïc delta (Barcelona, Spain) Estratigrafía y petrología del delta mioceno de Montjuïc, *36*, 115–136.
- Parcerisa, D. (2002). Petrologia i diagènesi en sediments de l'Oligocè superior i del Miocè inferior i mitjà de la Depressió del Vallès i del Pla de Barcelona. Evolució de l'àrea font i dinàmica dels fluids.
- Parez & Fauriel, L. (1988). Piezocone ameliorations apportees a la reconnaissance de sols. *Reveu Francaise de Geotech*, *44*, 13–27.
- Peck, R. B. (1969). Deep Excavations and Tunneling in soft Ground. In *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech.* (pp. 225–290). Mexico.
- Pender, m. J. (1980). Elastic solutions for a deep circular tunnel. *Géotechnique*, *30*, No. 2, 216–222.
- Peña Duarte, M. A. (2007). Foam as a soil conditioner in tunnelling: physical and mechanical properties of conditioned sand. P.D. thesis, University of Oxford.
- Perea, H. (2006). Falles actives i perillositat sísmica al marge nord-occidental del solc de València. Facultat de Geologia. Universidad de Barcelona.
- Phienwej, N., Sirivachiraporn, A., Timpong, S., & Tavarannum, S. (2006). Characteristics of Ground Movements from Shield Tunnelling of the First Bangkok Subway Line, (February), 319–330.
- Pollalis, S. N. & G. A. (2008). Channel Tunnel Rail Link Risk Transfer and Innovation in Project Delivery, (617), 1–27.
- Potts & Zdravkovic. (1999). Finite elements analysis in geotechnical engineering. London: Thomas Telford.
- Potts, D.M. & Zdravković, L. (2001). Finite element analysis in geotechnical engineering. Thomas Telford Publishing.
- Rankin, W.J. (1988). Ground movements resulting from urban tunnelling; predictions and effects. *Engineering Geology of Underground Movement, Geological Society, Engineering Geology Special Publication No. 5*, 79–92.
- Riera, S. (1994). Anàlisi plànica de les Mines de Can Tintorer: Evolució del paisatge vegetal al sector sud de la Plana Barcelona durant el Neolític Mitjà, Barcelona.
- Riera, S., Wansard, G. & Julià, R. (2004). 2000-year environmental history of a karstic lake in the Mediterranean Pre-Pyrenees: the Estanya lakes (Spain). *Catena*, *55*(3), 293–324.
- Robertson, P.K.; Sully, J.P. & Woeller, D. J. (1992). Estimating coefficient of consolidation from piezocone tests. *Canadian Geotechnical Journal*, *29*, 539–550.
- Roca, E. & Casas, A. (1981). Gravimetria en zona urbana.
- Roca, E. & Guimerà, J. (1992). The Neogene structure of the eastern Iberian margin: structural constraints on the crustal evolution of the Valencia trough (western Mediterranean). *Tectonophysics*, *203*, 203–218.
- Roca, E. (1994). La evolución geodinámica de la cuenca Catalano-Balear y áreas adyacentes desde el Mesozoico hasta la actualidad. *Acta Geol. Hispánica*, 3–26.

- Rodriguez, L. E. (2008). Modelización de la excavación de túneles mediante EPB: Diferencias finitas y elementos discretos. *Technical Seminar: Tunnels with EPB Simulation and Control of TBM Barcelona*.
- Roscoe J.B. & Burland K.H. (1968). On the generalised stress-strain behaviour of “wet” clay. *Eng. Plasticity, Cambridge Univ. Press*, 535–609.
- Rowe, P. W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *In Proceedings of the Royal Society of London. Mathematical and Physical Sciences*, 62 of A, 500–527.
- Rowe et al., (1983). A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground. *Canadian Geotechnical Journal*, 10, 11–22.
- Rowe y Lee (1992a). (n.d.). An evaluation of simplified techniques for estimating three-dimensional undrained ground movements due to tunnelling in soft soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, 941–954.
- Sagaseta, C (1987) Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. *Géotechnique* 37, 301-320.
- Sagaseta, C. (1988). Author's reply to Schmidt (1988). *Géotechnique* 38, No. 4, 647-649.
- Sagaseta, C. (1998). Discussion to Verruijt and Booker (1996). *Géotechnique* 48, No. 5, 709-713.
- Sanglerat, G. (1972). The Penetrometer and Soil Exploration. *New York: Elsevier Publishing Co.,.*
- Santos, J.A., and Correia, A. . (2001). Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil. *In Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul*, (Vol. 1, pp. 267–270). Istanbul: Balkema.
- Schanz, T., Vermeer, P.A., and Bonnier, P. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Rotterdam. Taylor & Francis*.
- Schmertmann, J. . (1986). CPT/DMT Quality Control of Ground Modification at a Power Plant. *In Proc. In Situ ' 86, ASCE Spec. Conf. J.*, (pp. 985–1001). Virginia Tech, Blacksburg.
- Schmidt, B. (1988) Discussion to Sagaseta (1987). *Géotechnique* 38, No. 4, 647.
- Schnaid, F.; Sills, G.C.; Soares, J.M. & Nyirenda, Z. (1996). (1996). Predictions of the coefficient of consolidation from piezocone test. *Canadian Geotechnical Journal*, 34, 315–327.
- Schwarz, H., Bote, R., & Gens, a. (2006). Construction of a new Metro line in Barcelona: Design criteria, excavation and monitoring system. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground - Proceedings of the 5th International Conference of TC28 of the ISSMGE*, 757–762. doi:10.1201/NOE0415391245.ch105 10.1201/NOE0415391245.ch105.
- Schweiger, H. F. (2009). Influence of constitutive model and EC7 design approach in FEM analysis of deep excavations. *In Proceedings of ISSMGE Int. Seminar on Deep Excavations and Retaining Structures* (pp. 99–114). Budapest.
- Sebastianelli, M. de Felice, G., Malena, M., Amorosi, A., Bordini, D., Di Mucci, G. (2013). A class C prediction of the settlements induced in a historical masonry structure by the excavation of shallow twin tunnels. *In Proceedings of 2nd International Symposium on Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites* (pp. 649–655). Napples.
- Selemetas, D. (2005). The response of full-scale piles and piled structures to tunnelling. Shield Tunneling Association of Japan. Web page source: <http://www.shield-method.gr.jp/english/pdf/dk/dk.pdf> (Febrero 2012)
- Shin, J.H., Addenbrooke, T. I. & P. (2002). A numerical study of the effect of ground water movement on long-term tunnel behaviour. *Géotechnique*, 6, 391–403.
- Shirlaw, J. (2003). Soil consolidation associated with grouting during shield tunnelling in soft clayey ground, *Géotechnique* 53 (4), 447–448.
- Shirlaw, J. N., Ong, J. C. W., Rosser, H. B., Tan, C. G., Osborne, N. H., & Heslop, P. E. (2003). Local settlements and sinkholes due to EPB tunnelling. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, 156(GE4), pp.193-211.

- Simó, J.A., Gàmez, D., Salvany, J.M., Vázquez-Suñé, E., Carrera, J., Barnolas, A. & Alcalà, F. J. (2005). Arquitectura de facies de los deltas cuaternarios del río Llobregat, Barcelona, España. *Geogaceta*, 38, pp.171–174.
- Sirivachiraporn, A., & Phienweij, N. (2012). Ground movements in EPB shield tunneling of Bangkok subway project and impacts on adjacent buildings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 30, 10–24. <http://doi.org/10.1016/j.tust.2012.01.003>
- Skempton, A.W & Chrimes, M. M. (1994). Thames Tunnel: geology, site investigation and geotechnical problems. *Géotechnique*, 44(2), p. 191–216.
- Standing J.R. & Selman R. (2001). The response to tunnelling of existing tunnels at Waterloo and Westminster. In CIRIA Special Publication 200 (Ed.), *In Building Response to Tunnelling* (pp. 509–546). Thomas Telford, London.
- Standing, J. R. & Burland, J. B. (2006). Unexpected tunnelling volume losses in the Westminster area, London. *Géotechnique*, 56(1), 11–26. <http://doi.org/10.1680/geot.2006.56.1.11>.
- Standing, J. R. & S. (2013). Greenfield ground response to EPBM tunnelling in London Clay, (12), 989–1007.
- Solé-Sabaris, L. & Virgili, C. (1957). Livret guide d'excursions: Environs de Barcelone et Montserrat. In INQUA (Ed.), *V Congress Inter INQUA* (p. 38).
- Solé-Sabaris, L. (1963). Ensayo de interpretación del Cuaternario Barcelonés. *Miscel. Barcilonensia II*, pp. 7–54.
- Somoza, L. (1998). Architectural stacking patterns of the Ebro delta controlled by Holocene high-frequency eustatic fluctuations, delta-lobe switching and subsidence processes. *Sedimentary Geology*, 117(1-2), 11–32.
- Stallebrass, S. E., Jovicic, V. & Taylor, R. N. (1994). Short term and long term settlements around a tunnel in stiff clay. In *Numerical methods in geotechnical engineering* (pp. 235–240). Rotterdam: Balkema.
- Steiner, W. (1996). "Criteria for selecting mechanised tunnelling system in soft ground. *NAT-ITA, Washington*.
- Sugiyama T., Hagiwara T., Nomoto T., Nomoto M., Ano Y., Mair R.J., B. M. D. and S. K. (1999). Observations of Ground Movements During Tunnel Construction by Slurry Method at the Docklands Light Railway Lewisham Extension-East London. *Soils and Foundations*, Vol. 39, N, 99–112.
- Surarak, C. (2010). Geotechnical Aspects of the Bangkok MRT Blue Line Project. Engineering and Technology Griffith University.
- Suriol J. (1993). Medida de la deformabilidad de suelos mediante el equipo de columna resonante. *Revista de Obras Públicas*, 57–66.
- Suwansawat, S. (2002). Earth pressure balance (EPB) shield tunneling in Bangkok: Ground Response and Prediction of Surface Settlements *Using Artificial Neural Networks*. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.
- Suwansawat, S., & Einstein, H. H. (2006). Artificial neural networks for predicting the maximum surface settlement caused by EPB shield tunneling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(2), 133–150. <http://doi.org/10.1016/j.tust.2005.06.007>.
- Swoboda, G. (1979). Finite element analysis of the New Austrian Tunnelling Method (NATM). In *Proceeding of the third international Conference on Numerical Method in Geomechanics* (pp. 581–586). Aachen.
- Swoboda, G & Abu-Krishna, A. (1999). Three-Dimensional Numerical Modelling for TBM Tunnelling in Consolidated Clay, 14(3), 327–333.
- Talmon, A.M., Bezuijen, A. (2009). Backfill grouting research at Groene Hart Tunne. In G. B. Ng, C.C.W., Huang, H.W., Lui (Ed.), *International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground* (pp. 349–356). Shanghai: Taylor & Francis Group, London.
- Tech, C. I. (1987). *An analytical study of the cone penetration test*. Oxford.
- Tech, C.I. & Houslyby, G. T. (1991). An analytical study of the cone penetration test in clay. *Geotechnique*, 41, 17–34.
- Terzaghi, K. (1942a) "Liner plate tunnels on the Chicago (Ill.) Subway, *ASCE Proceedings*, V. 68, No. 6

- Terzaghi, K. (1942b) "Shield tunnels of the Chicago Subway, Jour. *Boston Soc. Civil Engineers*, V 29, No. 3, July.
- Thorndycraft, V.R., Barriendos, M., Benito, G., Rico, M. & Casas, A. (2006). The catastrophic floods of AD 1617 in Catalonia (northeast Spain) and their climatic context. *Hydrological Science Journal*, 51(5), 899–912.
- Thorndycraft, V.R. & Benito, G. (2006a). Late Holocene fluvial chronology of Spain: The role of climatic variability and human impact. *Catena*, 66(1-2), 34–41.
- Thorndycraft, V.R. & Benito, G. (2006b). The Holocene fluvial chronology of Spain: Evidence from a newly compiled radiocarbon database. *Quaternary Science Reviews*, 25(3-4), pp.223–234.
- Trincardi, F., Cattaneo, A. & Correggiari, A. (2004). Mediterranean Prodelta Systems: Natural Evolution and Human Impact Investigated by EURODELTA. *Oceanography*, 17(4), pp.34–35.
- Uriel, A.O. & Sagasetta, C., (1989). Selection of parameters for underground construction. Proc. XIIth Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Rio de Janeiro, General Report, Session 9.9., vol. 4, pp. 2521–2551.
- Van der Berg, J.P., Clayton, C.R.I. & Powell, D. B. (2003). Displacements ahead of an advancing NATM tunnel in the London clay. *Géotechnique*, 53(9), 797–784.
- Ventayol, A., Palau, J. & Roca, A. (2002). El Contexto Geotécnico de la Ciudad de Barcelona, *Proyectos*.
- Verghese, S. J., Nguyen, C.T., & Bui, H. H. (2013). Evaluation of Plasticity-Based Soil Constitutive, 5(2), 672–677.
- Vermeer y Brinkgreve 1993. (1993). Manual Plaxis version 5. *Manual Plaxis Version 5*.
- Verruijt, A. and Booker, J. R. (1996). Surface settlements due deformation of a tunnel in an elastic half plane. *Géotechnique*, 46, No. 4, 753-756.
- Vicario, D. (2004). Obras de Construcción de la Línea 9 del metro de Barcelona. Tramo 4B. Sagrera-Gorg. *Revista de Obras Públicas. Ciencia Y Técnica de La Ingeniería Civil*, 25–31.
- Vinai, R. (2006). A contribution to study of soil conditioning techniques for EPB TBM applications in cohesionless soils. *PhD. thesis, Politecnico di Torino, Italy*.
- Vorster, T. E. B., Klar, A., Soga, K., & Mair, R. J. (2005). Estimating the Effects of Tunneling on Existing Pipelines. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1399–1410. doi: 10.1061/(ASCE) 1090-0241 (2005) 131:11 (1399).
- Wan, M.S.P., Standing, J.R., Potts, D.M. & Burland, J. B. (2017). Measured short-term ground surface response to EPBM tunnelling in London Clay. *Géotechnique* 67, No. 5, 420–445.
- Wehmiller, J.F., York, L.L. & Bart, M. L. (1995). Amino acid racemization geochronology of reworked Quaternary mollusks on US Atlantic coast beaches: implications for chronostratigraphy, taphonomy, and coastal sediment transport. *Marine Geology*, 124(1-4), pp.303–337.
- Whittle, A.J., & Kavvadas, M. J. (1994). Formulation of MIT-E3 constitutive model for overconsolidated clays. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 120(1), 173–198.
- Wongsaroj et al., (2005). Three-dimensional finite element analysis of short and long-term ground response to open- face tunnelling in stiff clay.
- Wongsaroj. A., Borghi, F.X., Soga, K., Mair, R.J., Sugiyama, T., Hagiwara, T. & Bowers, K. H. (2006). Effect of TBM driving parameters on ground surface movements: Channel Tunnel Rail Link Contract 220.
- Wongsaroj, J. S. K. & M. R. J. (2007). Modelling of long-term ground response to tunnelling under St James ' s Park , London. *Géotechnique*, 57(1), 75–90.
- Wongsaroj, J., Soga K., & Mair, R. J. (2013). Tunnelling-induced consolidation settlements in London Clay. *Geotechnique*, 13, 1103–1115.
- Woo, S.M., Moh, Z. C. (1990). Geothnical characteristics of soils in the Taipei Basin. In *10th Southeast Asian Geotechnical Conference* (p. Vol.2, pp.51–65). Taipei, Taiwan.

- Wood, D. (1975). The circular tunnel in elastic ground. *Géotechnique*, 25(1), 115-127.
- Woods, E (2003). "C220-Stratford to London Portal". *Tunnels & Tunnelling International*, special supplement CTRL Section 2. *Tunnelling*, 35(9): 8-10.
- Woods, E., Batty, G., Bowers, K. & Mimmagh, F. (2007). Channel Tunnel Rail Link Section 2. In *Proc. Inst. Civ. Engrs Civ. Engng 160, special issue3* (pp. 24–28).
- Wu, P.c., Hsieh, M.B., Yang, W., Liu, P. E. (2011). Study on Double-O-Tube tunnel construction. *Tunnel Construction*, 265–273.
- Yang, G.R., Yang, P.F., Fan, C. B. (1997). Ground settlement troughs induced by multiple shield tunnelling. In *2nd International Symposium on Structures and Foundations in Civil Engineering* (pp. 744–751). Hong Kong, China.
- Yoshiloshi, W., Watanabe, O. & Takagi, N. (1978). Prediction of ground settlements associated with shield tunneling. *Soils and Foundations, J. of Japanese Soc. Soil Mech. And Found Eng.*, 18(4), 47–59.

