



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

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

PROJECTE O TESINA D'ESPECIALITAT

Títol

**LIBRO DE RUTA PARA UN INGENIERO
DE TURNO DE UNA TUNELADORA EPB**

Autor/a

JOAN BERTOMEU BO

Tutor/a

ANTONIO AGUADO DE CEA

Departament

ENGINYERIA DE LA CONSTRUCCIÓ

Intensificació

ESTRUCTURES

Data

MAIG DE 2010

RESUMEN

Libro de ruta para un ingeniero de turno de una tuneladora EPB

Autor: Bertomeu Bo, Joan

Tutor: Aguado de Cea, Antonio

El túnel es un tipo de infraestructura que se adapta bien a las necesidades actuales de comunicación y medio ambiente requeridas por la sociedad. Ambos conceptos hacen del túnel un elemento de presente y de futuro; cada vez se hacen más túneles, más largos y en condiciones más adversas, en los que las tuneladoras juegan un papel importante.

Esta realidad se puede constatar en todos los países desarrollados, entre los que España y Cataluña no son una excepción sino todo lo contrario: nuestra orografía, geología y uso del suelo nos obliga a la construcción de túneles con mayor intensidad que en otros muchos países. Sobra decir, que en estos momentos se encuentran operativas 14 tuneladoras sólo en el área metropolitana de Barcelona.

De esta forma surge la presente tesina como necesidad de formar a los ingenieros de turno de una tuneladora tipo EPB, facilitando las herramientas y conocimientos básicos para que puedan opinar y evaluar, con criterio, la validez de los diferentes parámetros de control de este tipo de tuneladoras. No se pretende, en modo alguno, explicar exhaustivamente estos procesos dado que son complejos y de gran envergadura requiriendo una amplia experiencia que sólo con el tiempo y formación constante serán plenamente alcanzados.

La metodología de trabajo se dividió básicamente en dos partes: Primero en una recopilación bibliográfica de libros, revistas, noticias periodísticas y tesinas relacionadas con el campo de los túneles. Y en una segunda parte, en una recopilación de experiencias de profesionales que han actuado en diversos proyectos de construcción de túneles mediante tuneladoras tipo EPB.

Con toda la información recopilada, se identificaron los tres parámetros básicos influyentes en la generación de asientos que el ingeniero de turno debe controlar: presión en el frente, material extraído y mortero inyectado. Se relacionaron otros parámetros de control importantes para el mantenimiento de las diferentes herramientas de corte y se terminó con el estudio de algunos casos prácticos.

Por último, en la presente tesina, se han extraído una serie de conclusiones y recomendaciones para concienciar al ingeniero de turno de la importancia de su labor y posición, teniendo una herramienta de aproximación que permita desarrollar correctamente sus tareas habituales.

REVIEW

Hand book for a shift engineer involved in the EPB type TBM method

Autor: Bertomeu Bo, Joan

Tutor: Aguado de Cea, Antonio

The tunnel is a type of infrastructure that fits well into the current communication and environmental needs required by the society. Both concepts make the tunnel an element of the present and the future; as time goes by more tunnels, with more length and in more adverse conditions are done, where the tunnelling boring machines play an important role.

This reality is found in every developed country, between amongst them Spain and Catalonia are not an exception but rather the opposite: our geography, geology and soil use forces us to build tunnels more often than in many other countries. Needless to say, there are 14 tunnelling boring machines currently in operation in Barcelona metropolitan area alone.

From this point the present thesis arises as a need to form the shift engineers involved in the EPB type TBM method, facilitating the tools and basic knowledge in order that the engineers can comprehend and evaluate, with criterion, the validity of the different control parameters of this type of tunnelling machines. One does not try, in any way, to explain exhaustively these processes provided that they are complex and of great importance needing a wide experience that only time and constant formation allow reaching.

The work methodology is basically divided in two parts: First a bibliographical summary of books, magazines, journalistic news and thesis related to the field of the tunnels. The second part, is a summary of professionals' experiences that have operated in diverse projects of tunnels construction whit tunnelling boring machines type EPB.

With all the compiled information, there were identified three basic influential parameters in the settlements generation that the shift engineer must control: pressure in the front, extracted material and injected mortar. Other important control parameters were related to maintenance of the different cutting tools. Finally, some real-life examples were studied.

At the end, in the present thesis, a series of conclusions and recommendations for the shift engineer to be conscious of the importance of his labour and position have been extracted, having a tool of approximation that allows him to correctly develop his usual tasks.

AGRADECIMIENTOS

La realización de este trabajo ha sido posible gracias a la ayuda, colaboración y confianza de muchas personas. A ellas doy mi más sincero e inagotable agradecimiento.

Al Dr. Antonio Aguado por haber creído en el proyecto desde el principio, por el tiempo y conocimientos prestados durante la realización de esta tesina.

A mis compañeros y críticos correctores Elena, Francesc, José Manuel y Jordi, por las muchas horas invertidas dándome la perspectiva necesaria. A Ángel, mi mentor, quien me introdujo en el mundo de los túneles.

A Pepe i Jaume, por los momentos compartidos a lo largo de estos años de carrera. Dentro y fuera de la escuela, gracias por haber estado siempre. Sin olvidarme del resto de amigos.

Finalmente a mi familia, por los que están y por los que se fueron. Especialmente a mis padres Margarita y Joan, y a mi hermana Núria, por su apoyo y ánimos incondicionales, siempre confiando en mi.

Índice de la tesina

1. OBJETIVOS	1
1.1. Objetivos	1
1.2. Metodología de trabajo	2
2. HISTORIA E INTRODUCCIÓN	3
2.1. Introducción	3
2.2. Tuneladoras	5
2.2.1. Tuneladoras en roca (Topos)	5
2.2.2. Tuneladoras en suelos (Escudos)	8
2.3. Recomendaciones para el avance con tuneladora EPB	11
2.3.1. Parámetros de control	11
2.3.2. Niveles de atención y alarma	13
2.3.3. Recomendaciones para mantenimiento y revisión de herramientas	14
3. ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO	15
3.1. Introducción	15
3.2. Caracterización del terreno	15
3.3. Análisis de estabilidad en el frente	16
3.3.1. Introducción	16
3.3.2. Estabilidad en condiciones no drenadas	17
3.3.3. Estabilidad en condiciones drenadas	19
3.3.4. Ordenes de magnitud	22
3.4. Control del peso del material excavado	23
3.5. Acondicionamiento del terreno	25
3.5.1. Acondicionadores del suelo	26
3.5.2. Características de deformabilidad y consistencia	29
3.6. APLICACIÓN PRÁCTICA	30
3.6.1. Análisis de las presiones de trabajo	30
3.6.2. Gestión de las presiones de trabajo	33
3.6.3. Modo de avance y tratamiento del material	35
3.6.4. Análisis del material extraído	38
4. SOSTENIMIENTO Y REVESTIMIENTO	41
4.1. Introducción	41
4.2. Anillo de dovelas	42
4.2.1. Tipologías	42
4.2.2. Daños durante la fabricación y transporte	44
4.2.3. Daños durante el montaje del anillo y el avance	45
4.2.4. Daños al dejar la protección del escudo de cola	48
4.2.5. La experiencia japonesa	50
4.2.6. Actuación sobre los daños	51
4.3. Mortero de relleno del trasdós del anillo	53
4.3.1. Recomendaciones básicas	54
4.3.2. Control de fraguado y resistencia	55
4.3.3. Dosificación	55
4.3.4. Ejemplo de dosificación real	56
4.3.5. Inyección de mortero	61
4.3.6. Control de calidad de las inyecciones	64
4.4. Inyección de bentonita	66
5. AFECTACIÓN AL ENTORNO	67
5.1. Introducción	67
5.2. Cálculo de asientos y pérdidas de sección	69
5.2.1. Movimientos inducidos	69
5.2.2. Estimación del parámetro “i”	71
5.2.3. Pérdida de volumen “V _s ”	73
5.2.4. Daños inducidos	74
5.3. Instrumentación y auscultación de túneles	77
5.3.1. Movimientos en el terreno	78

5.3.2. Movimientos en edificaciones y otras estructuras	78
5.3.3. Medidas del comportamiento de los elementos estructurales	79
5.3.4. Medidas del agua del terreno	80
5.4. Datos reales	81
5.4.1. Cubetas longitudinales	81
5.4.2. Cubetas transversales	82
5.4.3. Auscultación robotizada	83
6. OTROS PARÁMETROS DE CONTROL	87
6.1. Introducción	87
6.2. Definiciones teóricas	87
6.2.1. Fuerza de empuje	87
6.2.2. Fuerza de fricción	88
6.2.3. Fuerza de contacto	89
6.2.4. Fuerza de arrastre	89
6.2.5. Fuerza de presión en la cámara de excavación	89
6.2.7. Penetración y Velocidad de avance	91
6.3. Recomendaciones prácticas	91
6.3.1. Variaciones en el Par de avance y la fuerza de contacto	93
7. HERRAMIENTAS DE CORTE Y MANTENIMIENTO	95
7.1. Introducción	95
7.2. Tipos de herramientas de corte	95
7.2.1. Discos de corte	96
7.2.2. Picas	98
7.2.3. Rastreles	98
7.3. DESGASTE Y CAMBIO DE HERRAMIENTAS	99
7.3.1. Discos de corte	99
7.3.2. Picas	102
7.3.3. Rastreles	104
7.4. Mantenimiento	105
7.5. Trabajos hiperbáricos	107
7.5.1. Puntos de intervención	107
7.5.2. Trabajos previos	107
7.5.3. Dosificación de la bentonita	108
7.5.4. “Cake” de bentonita	112
7.5.5. Reinicio de la excavación	114
7.6. Revisión de la estructura de la rueda de corte	115
7.6.1. Pozo vertical centrado en el túnel	115
7.6.2. Galería de inspección desde un pozo del proyecto	116
7.6.3. Realces excavados desde la tuneladora	117
8. CASO PRÁCTICO: FORMACIÓN DE UNA CHIMENEA	119
8.1. Introducción	119
8.2. Antecedentes	118
8.3. Actuaciones desde el exterior	122
8.4. Actuaciones desde la tuneladora	123
9. CONCLUSIONES	125
10. BIBLIOGRAFÍA	129
10.1. Referencias sobre libros y revistas	129
10.2. Referencias sobre tesinas y proyectos del CDDECMA	132
10.3. Referencias sobre páginas webs de interés	132

Capítulo 1.

Objetivos

1.1. OBJETIVOS

El túnel es un tipo de infraestructura que se adapta bien a las necesidades actuales de comunicación y medio ambiente requeridas por la sociedad. Ambos conceptos hacen del túnel un elemento de presente y de futuro; cada vez se hacen más túneles, más largos y en condiciones más adversas, en los que las tuneladoras juegan un papel importante.

En los últimos años hemos asistido al crecimiento de la ingeniería subterránea siendo el rasgo característico su diversificación; podríamos decir sin exageración que estamos viviendo la era de los túneles y construcciones subterráneas multipropósito.

Esta realidad se puede constatar en todos los países desarrollados, entre los que España y Cataluña no son una excepción sino todo lo contrario: nuestra orografía, geología y uso del suelo nos obliga a la construcción de túneles con mayor intensidad que en otros muchos países. Sobra decir, que en estos momentos se encuentran operativas 14 tuneladoras sólo en el área metropolitana de Barcelona.

De esta forma surge la presente tesina como necesidad de formar a los ingenieros de turno de una tuneladora tipo EPB, facilitando las herramientas y conocimientos básicos para que puedan opinar y evaluar, con criterio, la validez de los diferentes parámetros de control de este tipo de tuneladoras. No se pretende, en modo alguno, explicar exhaustivamente estos procesos dado que son complejos y de gran envergadura requiriendo una amplia experiencia que sólo con el tiempo y formación constante serán plenamente alcanzados.

1.2. METODOLOGÍA DE TRABAJO

Para llegar a las conclusiones y recomendaciones de la presente tesina, se llevaron a cabo las siguientes etapas:

- **Recopilación bibliográfica.**

Se realizó una recopilación bibliográfica de libros, revistas, noticias periodísticas y tesinas de túneles (de carreteras, ferroviarios, hidráulicos y mineros). También se consultaron los diversos proyectos de túneles y estudios de seguimiento constructivos proporcionados por diferentes empresas constructoras e ingenierías consultoras.

- **Descripción de los principales parámetros de control.**

Con toda la información bibliográfica de estudios anteriores y práctica se identificaron los tres parámetros básicos influyentes en la generación de asientos que el ingeniero de turno debe controlar: presión en el frente, material extraído y mortero inyectado. Se relacionaron otros parámetros de control importantes para el mantenimiento de las diferentes herramientas de corte y se terminó con el estudio de algunos casos prácticos.

- **Esquema de los capítulos.**

Con todo lo anterior, los capítulos se estructuraron empezando con el estado del arte correspondiente para tratar formulaciones semiempíricas que permitan obtener un precálculo de los diferentes parámetros de control. Y de esta forma tener un criterio válido para poder evaluarlos. Finalmente se analizan experiencias prácticas reales que dan lugar a diferentes reflexiones o recomendaciones prácticas.

- **Extracción de las conclusiones y recomendaciones.**

Por último, en la presente tesina, se han extraído una serie de conclusiones y recomendaciones para concienciar al ingeniero de turno de la importancia de su labor y posición, teniendo una herramienta de aproximación que permita desarrollar correctamente sus tareas habituales.

Capítulo 2.

Historia e Introducción

2.1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años hemos asistido al crecimiento de la ingeniería subterránea siendo el rasgo característico su diversificación; podríamos decir sin exageración que estamos viviendo la era de los túneles y construcciones subterráneas multipropósito.

En esta era “moderna”, podemos dividir la construcción de túneles, como actividad de ingeniería civil, básicamente en dos ramas: túneles en roca dura y túneles en terreno blando.

Tradicionalmente en la perforación de túneles en roca dura, el principal objetivo y problema a resolver por el ingeniero ha sido horadar el macizo rocoso mediante fracturación, excavación y extracción de la roca; ya que con frecuencia la excavación es autoportante. De todas formas, actualmente es habitual proporcionar un revestimiento al túnel, si bien muchos de los primeros túneles se dejaron sin revestir y sólo en aquellas zonas en que se consideraba la roca más débil o fracturada se instalaba un revestimiento de mampostería o ladrillo.

En el caso de los túneles en terreno blando, la principal dificultad descansa en evitar que el terreno se desmorone dentro del túnel, pues la excavación es sensiblemente más sencilla que si se tratara de perforar un frente de roca dura.

El procedimiento tradicional para la perforación de túneles en terreno blando ha sido la excavación manual con pico y pala, seguida de una entibación elaborada para sostener los hastiales, la bóveda y a veces, incluso el frente. Este sistema se sigue

empleando hoy día por ejemplo en el sistema tradicional del metro de Madrid. Cabe destacar que el sistema descrito no resulta viable bajo el nivel freático, lo que limitó en gran medida su uso impidiendo, por ejemplo, perforar túneles bajo los cauces fluviales.

El escudo

En cuanto a los túneles en terreno blando se suele datar el nacimiento de esta rama de la moderna industria en 1825, fecha de comienzo de la construcción por Marc Brunel del túnel bajo el Támesis entre Rotherhithe y Wapping.

Con tal de lograr perforar un túnel en terreno blando y con presencia de agua había que superar una serie de requerimientos esenciales que podrían concretarse en:

- Un sistema de sostenimiento del terreno y de protección de los trabajadores en el frente de ataque durante las operaciones de excavación y revestimiento.
- Un sistema de ejecución del túnel desde el comienzo a sección completa. Hasta ese momento, en los métodos tradicionales se perforaba un túnel piloto que habría de ampliarse posteriormente.
- Un sistema de controlar y excluir la presencia de agua en los trabajos.

Para dar solución a estos requerimientos se fue avanzando de forma progresiva en una innovación de enorme repercusión, la máquina tuneladora con escudo. Marc Lambeth Brunel considerado el padre del primer escudo para la perforación de túneles en el año 1818. Como puede verse en la figura 2.1. la excavación se hacía de modo manual. El escudo podía tener una estructura frontal, que se dividía en recintos, para hacer las excavaciones parciales sucesivas del frente. Cada recinto tenía una mampara de contención, que se retiraba para proceder a la excavación parcial correspondiente.

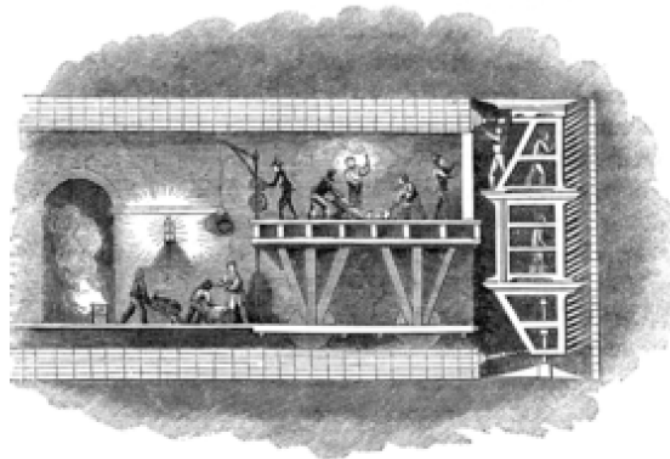


Figura 2.1 Esquema del escudo de Marc Lambeth Brunel 1818.

Así pues, las máquinas excavadoras en escudo son aquellas utilizadas en la perforación a plena sección de túneles en terreno blando, y en la que los diversos mecanismos han sido confinados en el interior de un escudo cilíndrico para protegerlos de las malas condiciones del terreno y posibles desprendimientos, proporcionando un

soporte inmediato y permitiendo la instalación del revestimiento definitivo desde su interior. Del escudo perforador de túneles en suelos se pasó rápidamente a las máquinas tuneladoras de sección completa, circulares, provistas de cabeza giratoria con cortadores para roca dura.

2.2. TUNELADORAS

Conocidas por sus siglas en inglés como T.B.M. (Tunnel Boring Machine) son máquinas integrales para la excavación de túneles. Excavan, retiran el escomburo y colocan el revestimiento.

A continuación se presenta una posible clasificación de estas máquinas divididas en dos grandes grupos: topes (para rocas) y escudos (para suelos). Ambas tienen particularidades específicas según el tipo de roca o suelo que sea necesario excavar, así como de las necesidades de sostenimiento o revestimiento que requiera cada tipo de terreno. En la siguiente figura se incluye la separación realizada en este documento y seguidamente se describen.

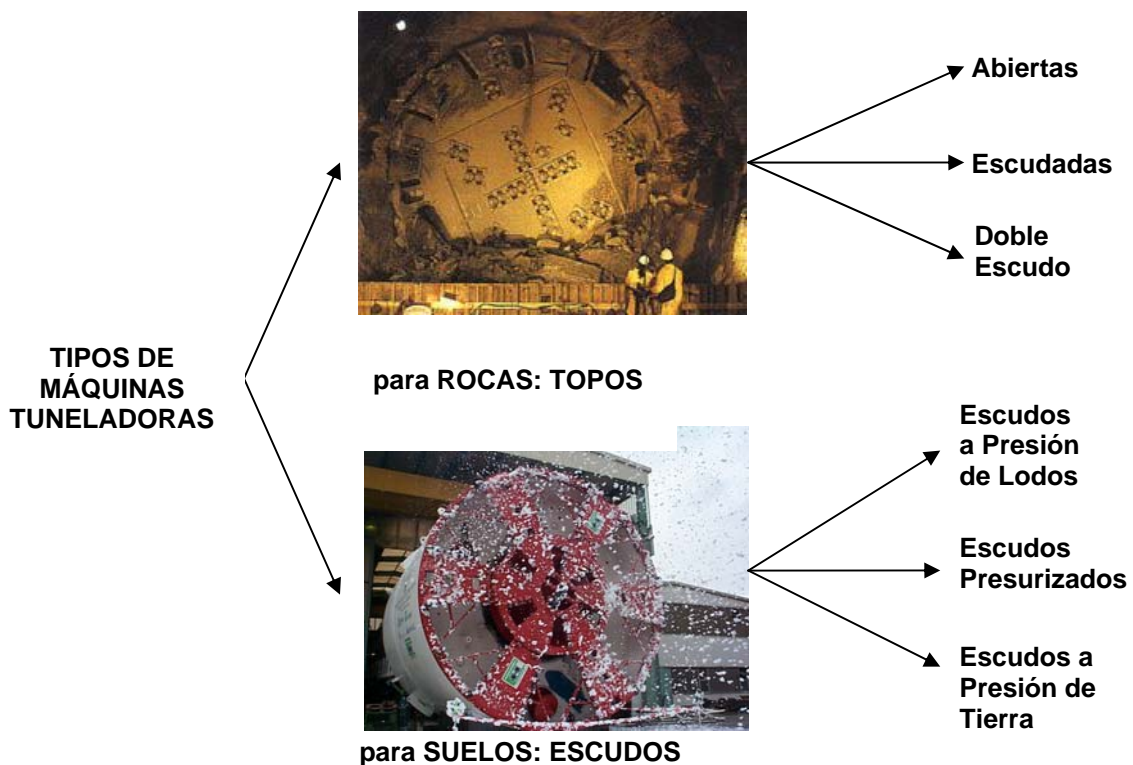


Figura 2.2 Clasificación de las TBMs según el tipo de suelo.

2.2.1. Tuneladoras en roca (Topos)

En líneas generales los topes se componen de una cabeza giratoria, dotada de cortadores (discos de metal duro que producen la rotura del terreno), accionada

mediante motores eléctricos y que avanza en cada ciclo mediante empuje de unos gatos que reaccionan sobre las zapatas laterales (grippers).

Tuneladoras abiertas

Para poder avanzar obtienen la fuerza necesaria de los grippers, combinada con la acción de los discos cortadores que rompen la roca en el frente. Especialmente utilizadas en macizos rocosos de buena calidad mecánica, este tipo de topos son las que proporcionan mayores rendimientos, de excavación, en condiciones geológicas favorables. La velocidad de avance depende en gran medida de la cantidad de soporte a instalar inmediatamente por detrás de la rueda de corte

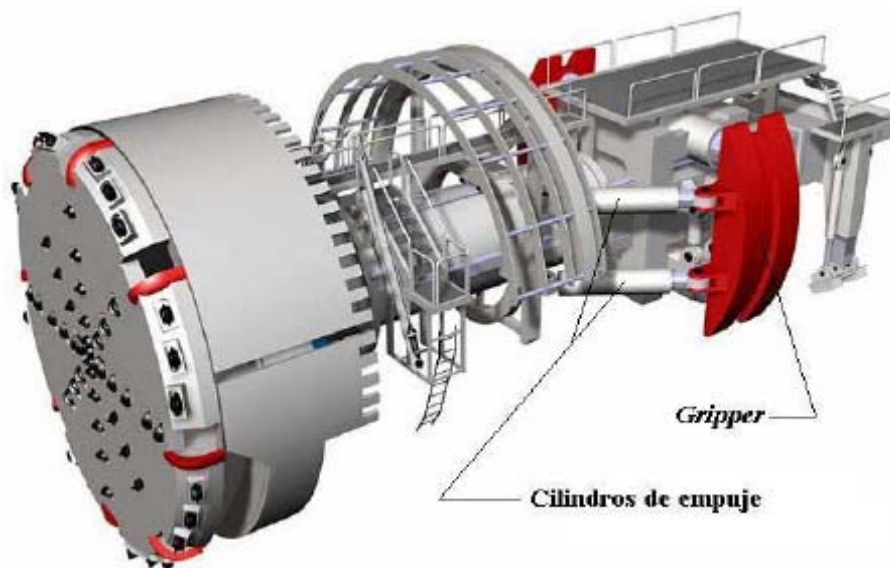


Figura 2.3 Vista en perspectiva de una TBM para roca. Tipo abierto. (Cortesía Herrenknecht AG)

Los grippers son las zapatas que acodalan la máquina contra la roca durante el avance, aplicándose el principio: a menor resistencia mayor superficie, pero sin superar los 0,70 m de anchura para poder apoyarse entre cerchas.

En cuanto a los cilindros de empuje su número oscila, usualmente, entre 2 ó 4 y son los que proporcionan a la máquina el empuje necesario contra el frente para realizar la excavación. Además, es su recorrido (valores usuales entre 1,50 y 2,00 m) quien marca la longitud de cada ciclo de avance, ya que una vez agotada su carrera se suelen los grippers, se retraen y vuelve a iniciarse el ciclo.

Tuneladoras escudadas

Este tipo de tuneladora es el siguiente paso en la evolución, con un campo de aplicación más amplio, se adapta a rocas de calidad media a baja, donde los grippers ya no son efectivos y necesitan de un revestimiento con anillos de dovelas sobre el que apoyarse para poder avanzar.



Figura 2.4 Fotografía TBM para roca. Tipo escudada. (Wienerwald, Austria)

Tuneladoras doble escudo

Evolucionando hacia los escudos, estas son máquinas que pueden trabajar en terrenos de muy diferente naturaleza, presentando características comunes a los topos y los escudos. Pensadas para situaciones geológicas variables desde roca hasta suelos, el avance se realiza apoyándose mediante grippers en rocas competentes o actuando directamente sobre el revestimiento en terrenos de peor calidad.

Cuando el terreno resiste la presión de los grippers, existe la posibilidad de simultanear las fases de excavación y sostenimiento (instalar el revestimiento mientras avanza la perforación), lo que da lugar a la posibilidad de rendimientos más elevados.



Figura 2.5 Vista en perspectiva de una TBM para roca. Tipo doble escudo. (Cortesía Herrenknecht AG)

Como puede observarse en la figura 2.4, el escudo trasero contiene los grippers y los gatos de empuje mientras el delantero lleva la rueda de corte y el sistema de rotación. Entre los escudos hay los elementos telescópicos articulados que permiten el avance

Rendimientos

Los rendimientos de las tuneladoras en roca son muy elevados, con unas velocidades de excavo entre 3 y 6 m/hora. Sin embargo, los rendimientos vienen

afectados por las necesarias paradas de mantenimiento tanto de la máquina como de su back up, cambio de cortadores, averías y sobre todo para colocar los sostenimientos que fueran necesarios. En consecuencia, el coeficiente de utilización, CU, real de una máquina rara vez supera el 50%. Definiéndose dicho coeficiente (CU) como:

$$CU = \frac{\text{horas reales de trabajo de la máquina}}{\text{horas efectivas de trabajo}} \quad [2.1]$$

En la siguiente tabla se muestran algunos rendimientos esperables, extrapolados a partir de experiencias reales, según las condiciones de trabajo.

Condiciones de trabajo	Definición	Coef. Utilización CU
Óptimas	<ul style="list-style-type: none"> • Roca de dureza media • Equipos de apoyo óptimos • Sin sostenimiento 	0,46
Buenas	<ul style="list-style-type: none"> • Roca de dureza media • Sin sostenimiento 	0,42
Normales	<ul style="list-style-type: none"> • Roca dura no muy abrasiva • Sostenimiento muy ligero • Poca filtración de agua 6 l/seg. 	0,34
Duras	<ul style="list-style-type: none"> • Roca muy dura y abrasiva • Sostenimiento ligero • Filtración de agua media <32 l/seg. 	0,34
Muy duras	<ul style="list-style-type: none"> • Roca extremadamente dura y abrasiva • Sostenimiento considerable • Filtración de agua alta >32 l/seg. 	0,20

Tabla 2.1 Coeficientes de Utilización en función de las condiciones de trabajo. Puell et al (2009)

2.2.2. Tuneladoras en suelos (Escudos)

En los escudos los trabajos se realizan bajo la protección de una coraza que da el nombre a este tipo de máquinas. Las más usuales son de frente cerrado, compuestas de una cabeza giratoria accionada por motores eléctricos que incorpora picas o rascadores, y avanza mediante el empuje de una serie de gatos perimetrales. Estos se apoyan directamente sobre el revestimiento definitivo y después de cada avance se retraen para permitir la colocación del siguiente anillo.

En este documento se han distinguido tres tipos de escudos en función del modo de sujeción del frente, el escudo a presión de lodos, el escudo presurizado y el escudo a presión de tierras.

Escudos a presión de lodos (slurry shields)

Este tipo de máquina es especialmente útil en la excavación de suelos aluvionales bajo carga freática y en condiciones de presión de agua notables. Su funcionamiento se basa en la inyección a presión de un lodo (que asegura la estabilidad del frente) a base de arcilla en la rueda de corte que a su vez se mezcla con el material excavado y extrae mediante bombas y envía a planta de tratamiento.

La inyección de lodo, además de contribuir a la estabilidad del terreno, ayuda al transporte mediante bombeo de los productos de la excavación. Pero con el inconveniente que tiene la dependencia de grandes plantas de tratamiento y de separación auxiliares.

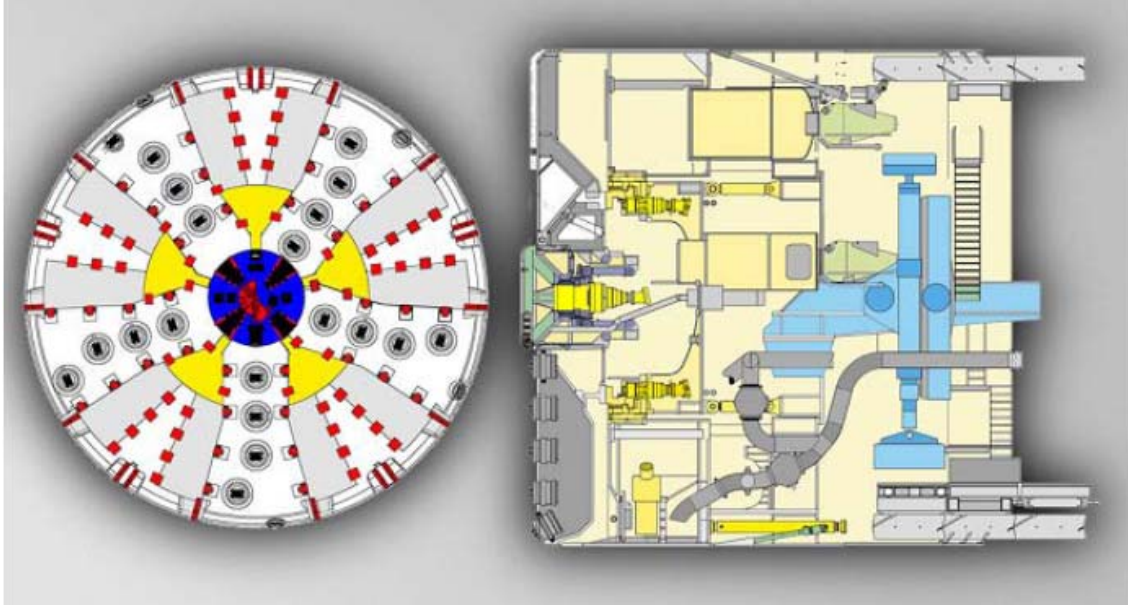


Figura 2.6 Esquema de un escudo de bentonita (frente presurizado) (Fernández, 1997)

Escudos presurizados

Basados en el concepto de una cámara de aire que mantiene constante la presión al frente, mejoran mucho las prestaciones en suelos muy inestables, limitando los asentamientos en superficie. Con un rango de utilización más amplio, pueden excavar aluviones gruesos con bolos en condiciones mixtas de suelo y roca.

Aunque el aire comprimido se ha utilizado desde hace bastantes años para presurizar totalmente los túneles construidos bajo freáticos no muy importantes, debido a las exigencias de seguridad en el trabajo, la tendencia actual, se encamina a limitar la puesta en presión a la cámara frontal del escudo, de forma que el personal siempre puede trabajar en condiciones de presión atmosférica.



Figura 2.7 Fotografía de un escudo presurizado (Trenchless Technology)

Escudos a presión de tierra (EPB)

Conocidas por sus siglas en inglés, E.P.B. (“Earth Pressure Balance”) este tipo de máquinas abarcan prácticamente la totalidad de los terrenos que pueden presentar inestabilidades. Siendo apta para suelos muy variados desde muy arcillosos, pasando por arenosos o con gravas.



Figura 2.8. Maqueta de un escudo tipo EPB de frente cerrado (Cortesía Herrenknecht AG)

Su funcionamiento se basa en utilizar el mismo material excavado para rellenar la cámara de excavación y proporcionar así el sostenimiento necesario del frente. El escombro desplazado por el cabezal de corte pasa a una cámara situada tras él, y se va comprimiendo a medida que ésta se va llenando. Consiguiendo así el deseado balance para mantener la presión en la cámara, que previamente se ha prefijado, figura 2.9.

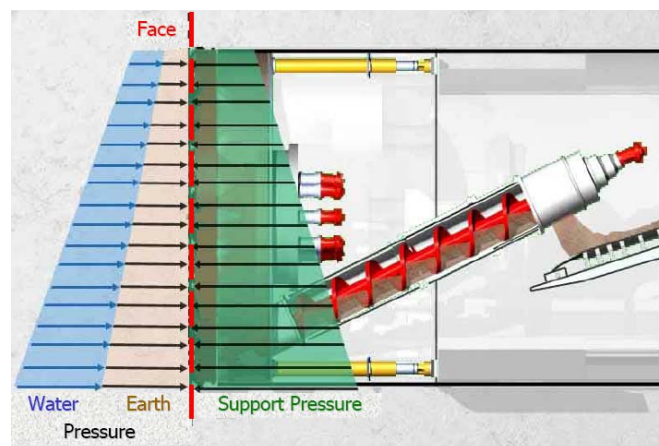


Figura 2.9 Esquema de presiones ejercidas por el escudo sobre el frente (Cortesía Herrenknecht AG)

Tratar correctamente el material excavado es fundamental para su correcto funcionamiento. El objetivo es conseguir una mezcla plástica y viscosa que satisfaga ciertos requerimientos de impermeabilidad y transmisión controlada de la presión en toda la sección del túnel, a la vez que los productos excavados puedan ser manejados a través del tornillo de desescombro. Con tal de ello se utilizan inyecciones de agua, espumas, lodos y polímeros en la rueda de corte.

Para controlar el sistema de equilibrio por presión de tierras es necesario el control del volumen de escombro desalojado en el tornillo sinfín estableciendo un

equilibrio con el excavado, lo que se consigue controlando y manteniendo constante la velocidad del tornillo en relación con la presión de tierras dentro de la cámara.

La presión de tierra se establece inicialmente en función del tipo de terreno y de la carga de agua correspondiente y se va ajustando de forma constante en función de mediciones continuas de subsidencias antes y después de la excavación. Además, la máquina dispone de detectores de presión en la cabeza, cámara y tornillo cuyas lecturas recogidas y procesadas en un ordenador permiten el control de la estabilidad del frente.

Hoy en día, el sistema de presión balanceada de tierras se corresponde con la tecnología predominante en todo el mundo para la excavación de túneles en suelos bajo nivel freático.

2.3. RECOMENDACIONES PARA EL AVANCE CON TUNELADORA EPB

En la excavación de túneles con tuneladora EPB hay una serie de aspectos fundamentales que sirven tanto al contratista, para ejecutar el túnel con seguridad y sin riesgos, como a la Dirección de Obra, para llevar el control adecuado de la ejecución de este.

Estos parámetros de trabajo, se facilitan al equipo de la tuneladora a través de Hojas de Excavación que varían por tramos de túnel con prestaciones similares. Éstas, hay que entenderlas como un documento vivo (análisis en tiempo real) que se actualiza continuamente en base a las condiciones existentes en cada momento, lo que permite al ingeniero de turno, en primera instancia, y al resto de personal involucrado en la correcta ejecución del túnel, posteriormente a:

- Vigilar el funcionamiento incorrecto de la tuneladora y observar si las condiciones existentes son acordes con las previstas.
- Evaluar el comportamiento de la tuneladora, comprobando los parámetros principales que pueden influir en el terreno circundante y en superficie (pesos extraídos, presiones de sostenimiento del frente, volúmenes y presiones en el relleno del gap).
- Abordar inmediatamente cualquier factor de riesgo y aconsejar sobre las medidas correctoras necesarias.
- Además con el análisis de los datos recogidos en la excavación de cada tramo se aconsejar sobre mejoras en la excavación de los tramos siguientes.

2.3.1. Parámetros de control

Básicamente, hay tres parámetros influyentes en la generación de asientos durante la excavación con tuneladora que el ingeniero de turno debe controlar: presión en la cámara de trabajo, volumen de material extraído y volumen de mortero inyectado.

Presión en el frente

Obtenida, a través de la geología, se fijara una presión de trabajo teórica que será la suma de la presión hidrostática más la presión de tierras por tramos de similares características. Además se considerara la presencia o no de edificios e infraestructuras próximas.

Es tarea del ingeniero verificar la presión durante la excavación y aprovechando cortas paradas en el avance o en el montaje del revestimiento observar la presión en reposo que carga sobre los sensores para actuar en consecuencia.

El control de la presión de tierras es fundamental para minimizar las subsidencias en superficie. Además, mediante la diferencia de presión entre los sensores situados en la zona superior y la inmediata inferior controlamos el acondicionamiento del material en la cámara. Este control cualitativo sirve para ver si la cámara está parcialmente llena (burbuja del aire inyectado con las espumas).

Si trabajamos bajo nivel freático no solo se deben tener tierras en la zona superior, sino un material con alguna impermeabilidad para evitar que el gradiente hidráulico entre el exterior del escudo y la cámara de presión arrastre material de forma incontrolada.

Peso del material extraído

A través de una buena campaña de sondeos y análisis se obtiene la caracterización del terreno que se divide por tramos de similares prestaciones. Mediante este proceso se obtiene la densidad teórica donde aplicando las características particulares de la EPB se traduce en el peso teórico de material. Recordar que a este peso teórico hay que añadirle el peso de los aditivos utilizados en el tratamiento del material excavado.

Así pues, el control del material excavado se basa en comparar el peso teórico del terreno, con el que realmente se extrae en los avances por ciclo de excavación, dado por las básculas. Se recomienda utilizar como mínimo dos básculas para reducir posibles errores de funcionamiento y contrastar los resultados, así como una calibración mínima cada 15 anillos y tara en circulación con cinta en vacío una vez al día.

Volumen teórico de mortero

Teniendo en cuenta el diámetro de excavación de la máquina y el diámetro exterior del anillo obtenemos el volumen teórico del gap o lo que es lo mismo, nuestro volumen teórico de mortero.

La inyección de mortero se realiza de forma continua por cola a medida que avanza la máquina. Hay que señalar que el procedimiento de inyección ha de limitarse por presión y no por volumen.

Lo aconsejable es utilizar la máxima presión compatible con la capacidad del cierre en las juntas de cola y por la limitación en la circulación de mortero hacia el frente. Como valor de referencia, se establecen presiones de inyección 0,5 bares por

encima de la presión de tierras en el sensor de presión más cercano al de inyección correspondiente.

Control de subsidencias

Aunque las subsidencias no son un parámetro que el ingeniero de turno pueda controlar directamente desde la cabina de la EPB, es interesante realizar un seguimiento continuo de los asientos en superficie, que junto con los parámetros de funcionamiento de la tuneladora y las características del terreno nos sirve para analizar si las presiones de trabajo utilizadas en la tuneladora son correctas.

Si se producen asientos, la presión debe ser corregida al alza, de la misma manera si se produce una elevación del terreno el resultado es una presión alta que debe ser corregida a la baja.

Además, la posibilidad de inyectar bentonita en el espacio anular (entre el escudo y el terreno excavado), a una presión superior en 0,2 bares a la de confinamiento es muy recomendable para controlar asientos en zonas críticas.

Otros parámetros de control

Otros parámetros de donde el ingeniero de turno puede obtener información muy útil y nada desestimable, son: el Par de avance, fuerza de contacto, velocidad de avance, penetración, etc.

Considerando una variación entre el 40-60% sobre el valor nominal del Par y el empuje, como valores normales, podemos tomar una penetración referencia para cada tramo geológicamente similar (para una misma presión de avance). Así pues, variaciones en las relaciones de estos parámetros pueden indicarnos desde cambios en la litología del terreno, formación de pelotas por material incorrectamente tratado, desgastes en herramientas y/o cabeza de corte, etc.

2.3.2. Niveles de atención y alarma

Una vez definidos los valores teóricos, se fijan unos niveles de atención y de alarma consensuados entre el Contratista y la Dirección de Obra. A modo de referencia, valores aceptados y utilizados en experiencias anteriores han sido valores de atención para desviaciones del 10% y valores de alarma para desviaciones del 20%.

Otra posibilidad en zonas críticas, ha sido dividir el avance en puntos intermedios con desviaciones del 7,5% y el 15% (valores de atención y alarma respectivamente) a modo informativo y utilizar desviaciones del 5% y el 10% al final de la excavación.

Cabe destacar que para valores cercanos a estos niveles de atención y alarma deben promediarse entre un mínimo de 2 anillos, pues entre ellos pueden compensarse sin que esto suponga un funcionamiento incorrecto de la tuneladora. Para valores sensiblemente superiores a los niveles de alarma es aconsejable avisar inmediatamente

al jefe de túnel para solventar la situación y adoptar las medidas de seguridad que se requieran.

2.3.3. Recomendaciones para mantenimiento y revisión de herramientas.

En base a experiencias anteriores con tuneladoras EPB junto a las características de los terrenos a excavar, se recomienda:

- Hacer un mantenimiento general del conjunto maquina/back-up cada 1.000-1.500 m aprovechando el cruce de estaciones, pozos de acceso o generando espacios protegidos que permitan este tipo de intervención cuando la longitud a excavar, en fondo de saco, sea superior a los 1.500 m.
- Revisiones Periódicas de las herramientas de corte en intervalos no superiores a 100 a 200 anillos para terrenos no abrasivos e inferiores a 50 anillos en terrenos con alto porcentaje de cuarzo. Para estas intervenciones se requiere el vaciado parcial de la cámara que en función de las características del terreno será en intervención en abierto o en hiperbárico.

A partir de la campaña de reconocimientos (sondeos) y que conviene contrastar con análisis periódicos del material que sale de la excavación, se preparará un listado con los puntos óptimos en la traza del túnel en los que se atraviesa terreno estable y sin carga freática, (sin riesgos por la pérdida de la presión de confinamiento), en los que se pueda hacer el vaciado parcial de la cámara hasta un nivel que permita la revisión y reposición de herramientas.

Cada vez que se realice una inspección de la rueda de corte se rellena una **ficha de inspección de herramientas**, que habrá de entregarse a la Dirección de Obra, detallando las herramientas que se cambian por desgaste, rotura, etc. La idea es llevar un seguimiento de las revisiones, para evitar desastes innecesarios de las herramientas, que si no se cambian a tiempo, pueden dar lugar a desgastes de los soportes de las mismas.

Capítulo 3.

Acondicionamiento del terreno

3.1. INTRODUCCIÓN

En el capítulo anterior, nos hemos introducido en las distintas tipologías de tuneladoras, dependiendo del tipo de suelo, así como en los distintos parámetros de control a vigilar. Básicamente, hay tres parámetros básicos influyentes en la generación de asientos durante la excavación con tuneladora: presión en la cámara de trabajo, volumen de material extraído y presión y volumen de mortero inyectado.

El propósito del presente capítulo es introducir los aspectos básicos referentes a la caracterización del terreno, presiones de trabajo y acondicionamiento del terreno. No se pretende explicar exhaustivamente estos procesos dado que el cálculo preciso es un proceso complejo y de gran envergadura que requiere una amplia experiencia y unos recursos informáticos potentes.

No obstante, lo que sí se pretende es facilitar las herramientas y conocimientos básicos para que un ingeniero de turno pueda opinar y evaluar, con criterio, la validez de estos. Pues al encontrarse permanentemente en obra, es el primero en detectar posibles desviaciones sobre los datos teóricos.

3.2. CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO

Mediante los estudios geotécnicos se analiza cómo es el terreno y cómo se comportará tanto durante la excavación como durante su explotación a largo plazo. Así

pues, a través de una buena campaña de sondeos y análisis, se obtiene la caracterización del terreno subdividida en tramos de similares prestaciones, fundamentalmente, en función de sus características litológicas y geotécnicas. Además, en cada tramo debe recogerse el recubrimiento y la altura del agua por encima del eje del túnel.

A su vez, los litotipos se diferencian, básicamente, en función del grado de fracturación - meteorización, de las características y estado del relleno en las fracturas y de la apariencia visual del material.

Parámetros geotécnicos

En cuanto a los parámetros geotécnicos, como ingenieros de turno, nos interesará:

- Las propiedades elásticas: Modulo de deformación y Coeficiente de Poisson
- Las propiedades plásticas según los criterios de:
 - Mohr-Coulomb: el ángulo de rozamiento interno y la cohesión efectiva
 - Rotura de Hoek-Brown. HOEK et al. (2004)
- La densidad aparente para litotipos rocas
- La densidad seca y contenido de finos para litotipos aluviales.

No perdamos de vista que los criterios de resistencia, abrasividad y fracturación ya nos han dado un criterio de excavabilidad aceptable para el ámbito de una tuneladora EPB o TBM tipo EPB

3.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN EL FRENTE

3.3.1. Introducción

En el ámbito urbano las consecuencias de un colapso pueden llegar a ser catastróficas, por lo que la estabilidad del frente es esencial. El estudio de ésta, es un problema complejo y sólo a través de un análisis tridimensional numérico podemos desarrollar una solución detallada. Sin embargo, existen métodos analíticos y empíricos desarrollados por varios autores capaces de ofrecernos soluciones satisfactorias, representando una potente herramienta de trabajo tanto en el diseño como durante la ejecución.

En obras ejecutadas sin sostenimiento en el frente o por métodos tradicionales, los principales problemas de estabilidad se han producido, en general, al perforar terrenos arenosos con presencia de agua y en zonas de rellenos o aluviales, de compacidad suelta.

Aunque la estabilidad en el frente no se considera en general un problema en excavación con tuneladora de escudo EPB, un cálculo para la presión mínima de confinamiento contra el frente de excavación es necesario para controlar los asentos en superficie y prevenir colapsos del frente.

Así pues, el empleo de escudos cerrados, con un adecuado control de la presión de confinamiento sobre el terreno, anula o como mínimo reduce la posibilidad de una desestabilización en el frente durante la perforación.

En la figura 3.1 se presenta una simplificación para el cálculo de presiones en el frente de excavación. El frente se soportará con una presión, σ_T , obtenida a través del amasado de las tierras (modo EPB) o aire comprimido (durante paradas de inspección en condiciones hiperbáricas). En el caso de avanzar en modo abierto, entonces $\sigma_T = 0$. La dimensión P representa la distancia desde el frente hasta un punto con sostenimiento rígido que en nuestro caso al existir un escudo se asimilará con la anchura de la cabeza de corte. El análisis es diferente según se consideren condiciones drenadas o no drenadas, además, tomando en consideración velocidades de avance y diámetros de rueda de corte, existen toda una serie de estudios al respecto. Según Anagnostou y Kovári (1996a) se puede considerar que el túnel se excava en condiciones drenadas cuando la permeabilidad del suelo es superior a $10^{-7} - 10^{-6}$ m/s y la velocidad de avance es inferior a 0,1-1 m/h.

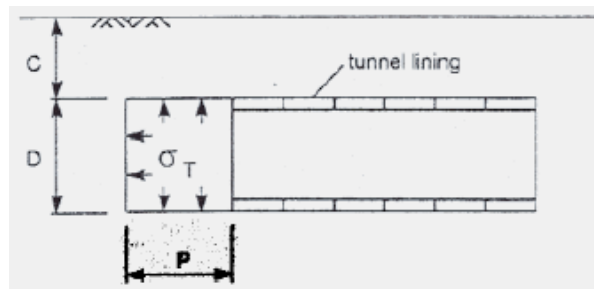


Figura 3.1 Simplificación de la estabilidad del frente en un túnel (Mair et al. 1997)

Destacar que muchos de los análisis sólo son válidos estrictamente para un único estrato homogéneo. Sin embargo, con frentes mixtos (por ejemplo, estrato rígido y estrato blando en la misma sección) o en las zonas de transición de litologías se pueden aplicar para cada estrato o determinar una media de los existentes.

3.3.2. Estabilidad en condiciones no drenadas

Broms y Bennermark (1967) propusieron la ecuación clásica [3.1], definiendo un parámetro que caracterizaba las condiciones de estabilidad para suelos cohesivos con comportamiento de carga no drenada, y que posteriormente fue empleada y modificada por Davis et al. (1980) y Mair (1993):

$$N = \frac{\sigma_s - \sigma_T + \gamma \left(C + \frac{D}{2} \right)}{C_U} \quad [3.1]$$

donde:

N= número de estabilidad

σ_s = Presión de sobrecarga en superficie (kPa)

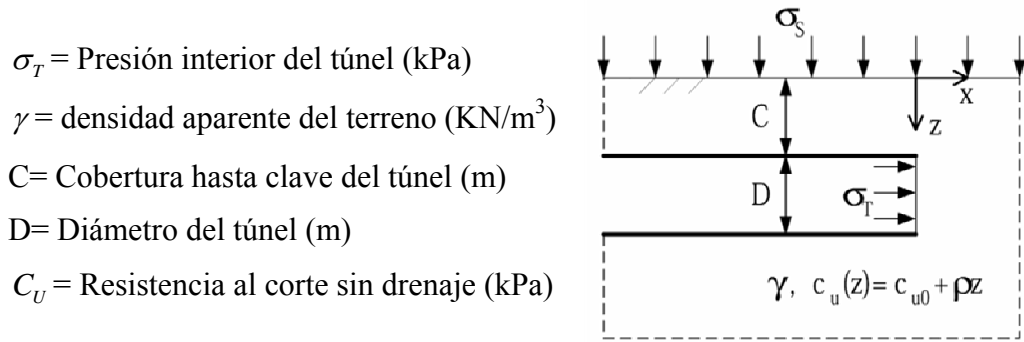


Figura 3.2. Esquema y definición de términos empleados para el análisis de inestabilidad del frente.

En la tabla 3.1 se recoge la interpretación del número de estabilidad N obtenido de la ecuación [3.1]. Los autores, a través de la observación de casos reales y ensayos de laboratorio, concluyen que para valores de N inferiores a 6,0 el frente del túnel se considera estable, mientras que para valores superiores el frente puede presentar problemas de inestabilidad. Estableciéndose un valor de estabilidad crítico $N_C = 6,0$.

N	Deformación
< 1	Despreciable
1 – 2	Elástica
2 – 4	Elasto-plástica
4 - 6	Plástica
> 6	Colapso

Tabla 3.1 Interpretación de N , Broms et al. (1967)

Aplicando los Teoremas de la Cota Superior e Inferior para la idealización bidimensional de la distribución de fuerzas anterior y asumiendo la resistencia de corte no drenada constante con la profundidad, Davis et al. (1980) dedujeron soluciones de plasticidad relacionando N con el binomio cobertura-diámetro del túnel, figura 3.3.

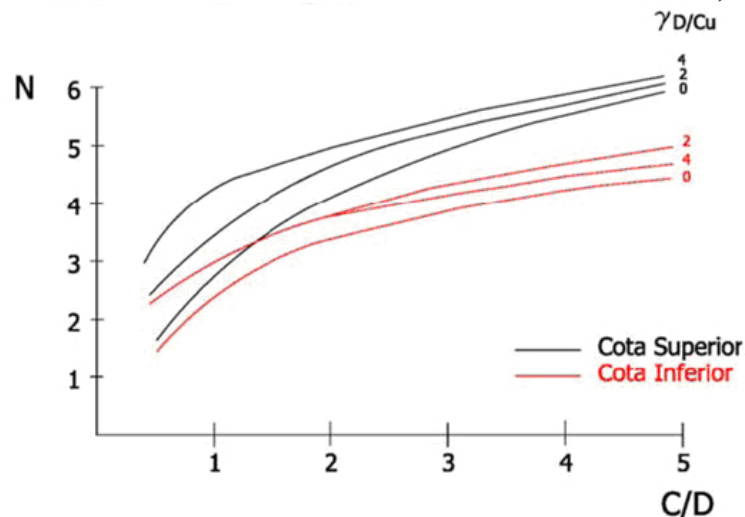


Figura 3.3. Solución de plasticidad según teoremas de la Cota Superior e Inferior. Davis et al. (1980)

De la figura se desprende que a mayores coberturas y mayores relaciones de densidad-resistencia al corte, más inestable se vuelve el túnel.

De particular relevancia es el caso de $P/D=0$ (frente abierto) estudiado por Mair (1993) mostrado en la figura 3.4 donde se añaden casos reales y la envolvente de la solución de Límite Inferior de Davis et al. (1980).

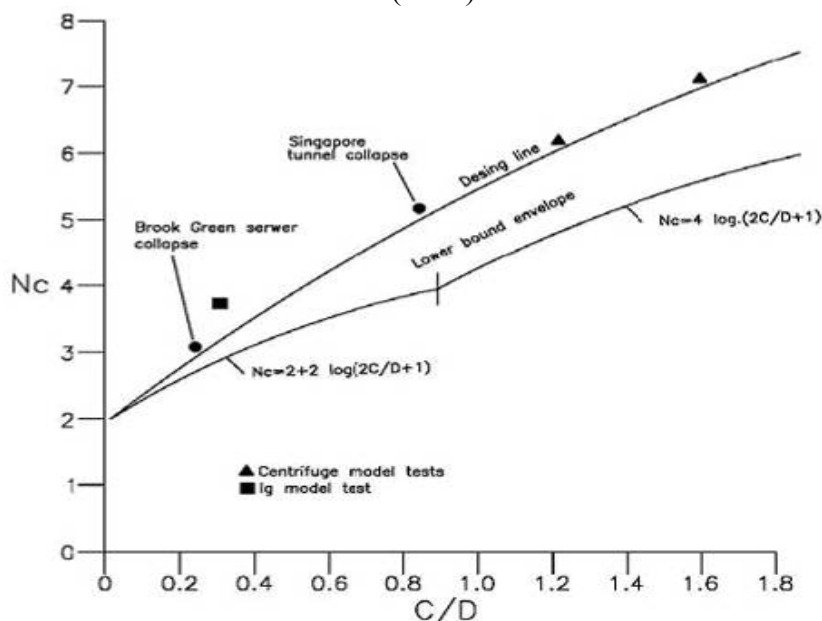


Figura 3.4 Valores de N_c para frentes abiertos en terrenos cohesivos (Mair, 1993)

Para mayor información, consultar el trabajo de Eisenstein et al. (1994) en el cual realizaron 131 cálculos tridimensionales y axisimétricos utilizando el método de elementos finitos, considerando material elastoplástico, variando los parámetros resistentes y la relación profundidad/diámetro de los túneles. Dichos cálculos se contrastaron con los datos de 23 obras ejecutadas.

3.3.3. Estabilidad en condiciones drenadas

En condiciones drenadas tomaremos el caso más desfavorable para suelos no cohesivos bajo el nivel freático. Para el estudio sobre el nivel freático, pueden consultarse el trabajo de Atkinson et al. (1977) en el cual aplicando los teoremas de la cota Superior e Inferior deriva hacia soluciones plásticas para la idealización en 2D.

Volviendo al caso que nos ocupa, el modelo más utilizado actualmente es el de la cuña, debido a Horn (1991) en el que un silo de terreno carga una cuña triangular que, a su vez, lo hace sobre el frente del túnel. Este modelo fue desarrollado posteriormente por Jancsecz et al. (1994) que incorporaron un eventual efecto arco de descarga (cuando el recubrimiento es suficiente para que éste llegue a formarse) y presentaron sus resultados en forma de un coeficiente de presión de tierras en 3D, KA_3 . Estos resultados son sólo válidos para un suelo homogéneo y no tienen en cuenta la infiltración de la bentonita o del agente acondicionador. Estos mismos autores utilizan también el modelo de la cuña para un EPB.

Anagnostou et al. (1996a), basándose en el Equilibrio Límite también desarrollaron modelos computacionales que proporcionan un marco útil para cuantificar los mecanismos de colapso del frente del túnel. En una máquina EPB la cámara de

escombro se llena con el suelo excavado y sometido a una presión de confinamiento. Esta presión de confinamiento debe vencer el empuje dinámico de las tierras más la carga piezométrica del terreno. Si no es así, puede haber filtraciones de agua hacia la cámara y/o desestabilizaciones de material del frente de excavación. La fuerza resultante de la posible filtración hacia la cámara de escombro se obtiene aplicando un modelo tridimensional independiente, cuyos resultados se suman a los del modelo en cuña. El resultado se presenta como 4 factores adimensionales que contemplan la dependencia de la presión de sostenimiento mínima con el diámetro del túnel, peso efectivo del suelo, cohesión y ángulo de rozamiento.

En la siguiente tabla se reflejan las ecuaciones básicas que dominan cada uno de los dos métodos anteriores junto con sus esquemas correspondientes.

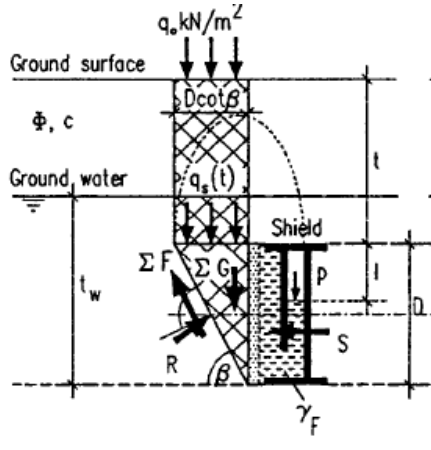
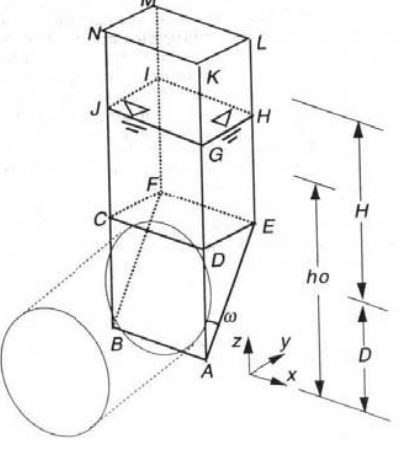
Método y formulación básica	Esquema básico
<p><u>Método de Jancsecz y Steiner (1994)</u></p> <p>Basado en el modelo de Horn (1961), el esquema de fallo tridimensional consiste en una cuña (parte baja) y un prisma (parte alta). La presión vertical que es resultado del prisma superior actuando sobre la cuña es calculada según la solución de Terzaghi.</p> <p>Se calcula un coeficiente de presión de tierras en 3D; K_{a3} definido como:</p> $K_{a3} = \frac{\sin \beta \cos \beta - \cos^2 \beta \tan \phi - K \alpha \cos \beta \tan \phi / 1,5}{\sin \beta \cos \beta + \sin^2 \beta \tan \phi}$ <p>donde:</p> $K \approx \frac{1 - \sin \phi + \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}{2}; \quad \alpha \approx \frac{1 + 3t/D}{1 + 2t/D}$	
<p><u>Método de Anagnostou y Kovari (1996)</u></p> <p>Este mecanismo de colapso utiliza, al igual que el anterior, el modelo tridimensional de Horn (1961). Sin embargo, como la cámara está rellena con el suelo excavado a presión debe distinguirse entre presiones totales y efectivas actuando en la cabeza. Únicamente la presión normal efectiva puede considerarse como presión de sostenimiento en el frente de excavación. Si existe un gradiente entre la presión de agua en la cámara y el terreno, las fuerzas de filtración desestabilizan el frente siendo necesaria una presión eficaz más alta. La presión de soporte efectiva (s') se obtiene como:</p> $S' = F_0 \gamma' D - F_1 c' + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c' \Delta h / D$ <p>Cuando el material de la cámara se encuentra en estado fluido $s'=0$ y resolver la ecuación para Δh es la condición de equilibrio.</p> <p>Los coeficientes F_0, F_1, F_2 y F_3 son parámetros adimensionales en función de Φ', H/D, $(h_0-D)/D$ y $\gamma d/\gamma'$.</p>	 <p>Nota: el análisis original considera una $K_0=0,8$ y $0,4$ para el prisma y la cuña (nivel del túnel), respectivamente.</p>

Tabla 3.2 Resumen de las principales características para 2 métodos de equilibrio límite.

Parámetros y cálculo de flujo según Anagnostou y Kovari (1996)

Tras el análisis de Equilibrio Límite aplicado a la superficie de deslizamiento cuña+prisma, se llegó a la relación:

$$S' = F_0 \gamma' D - F_1 c' + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c' \frac{\Delta h}{D} \tag{3.2}$$

donde:

s' = presión de soporte efectiva

γ' = peso sumergido del suelo (debajo del NF)

γ_d = peso seco del suelo (encima del NF)

D = diámetro del túnel

H = cobertura

$\Delta h = h_0 - h_F$

c' y Φ' = parámetros de resistencia de corte

F_0, F_1, F_2, F_3 : coeficientes adimensionales en función de Φ' , H/D , $(h_0-D)/D$ y γ_d/γ'

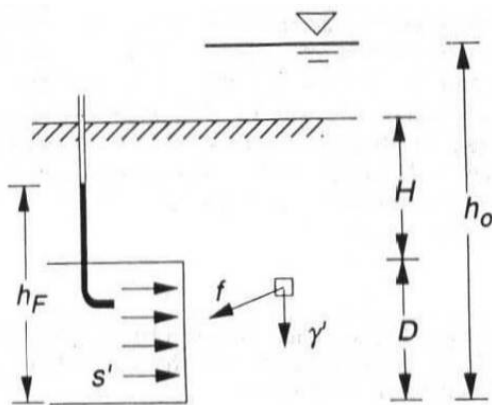


Figura 3.5. Esquema y definición de términos empleados Anagnostou y Kovari (1996 b)

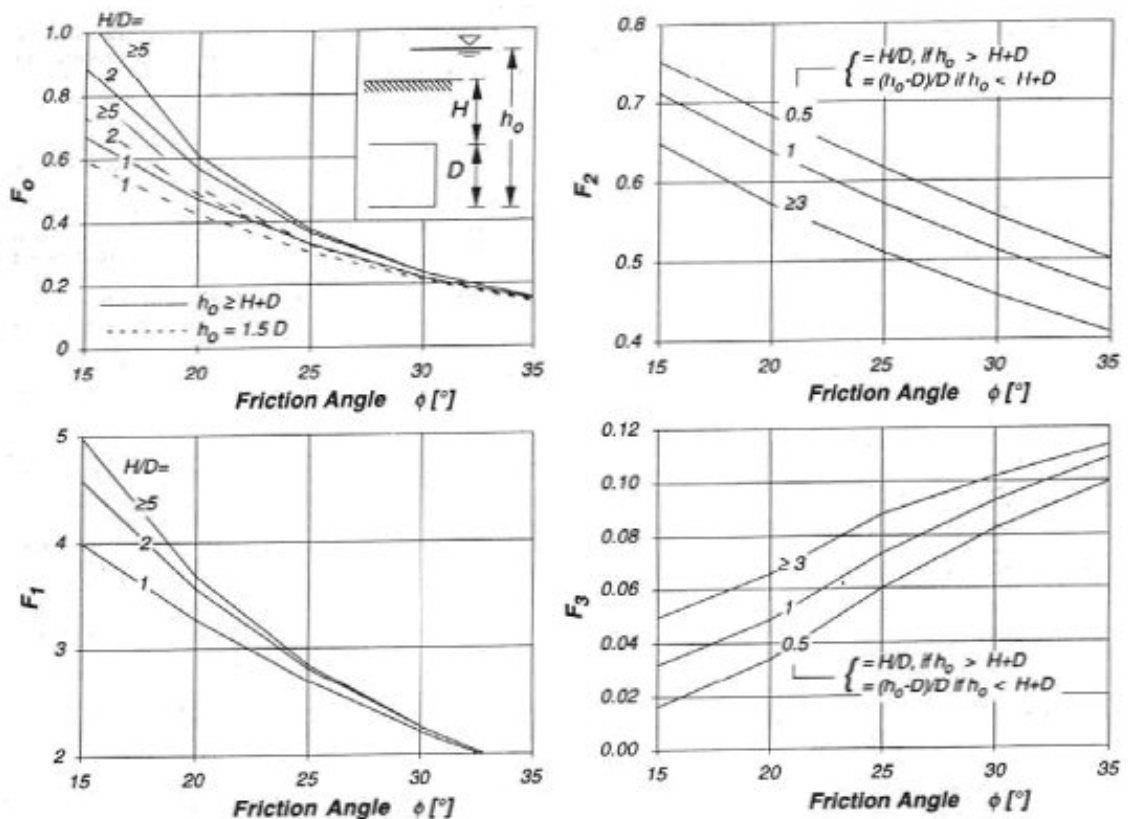


Figura 3.6. Nomogramas para los coeficientes adimensionales F_0, F_1, F_2 y F_3 (Anagnostou y Kovari 1996 b)

Como puede deducirse, la aplicabilidad de este método requiere la disposición en tuneladora de manómetros capaces de medir s' o la presión del agua intersticial.

3.3.4. Ordenes de magnitud

Dada la gran variedad de parámetros que presentan estos modelos, los resultados procedentes de la aplicación de estos deben ser contrastados con medidas de casos reales y resultados de ensayos de laboratorio. En este sentido varios autores han realizado ensayos en centrifugadoras en túneles sostenidos entera o parcialmente, así como en suelos arenosos o arcillosos.

Los resultados evidenciaron que el silo que carga sobre el frente podría desarrollarse con recubrimientos del orden del diámetro. Del resultado de los ensayos, se deduce también la notable diferencia existente en la geometría de las roturas en terrenos arenosos y arcillosos. En suelos arenosos y rocosos muestran formas de chimenea mientras que en arcillas las formas son mayores. Estos resultados parecen confirmarse por las observaciones de casos reales.

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

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

Hay que tener en cuenta también que existe una tendencia a trabajar con una presión lo más baja posible con objeto de minimizar la fricción en la cámara (que genera calor y aumenta el riesgo de formación de pelotas de material) y facilitar el tratamiento del terreno (a mayor presión de confinamiento, es más difícil conseguir que el material se comporte como una mezcla esponjosa y con una cierta impermeabilidad). La formación de pelotas en la cámara o en las aperturas de la rueda puede dar lugar a aumentos del par de rotación y/o del empuje de contacto y puede favorecer el desgaste de las herramientas de corte.

Por este motivo, se tiende a trabajar con valores cercanos a los mínimos, aún siendo conscientes de que esta práctica podría derivar en una mayor producción de asientos. Un valor muy utilizado ha sido:

$$S_{\min} = K_a \sigma'_v + p_w + 20 \text{ KPa} \quad [3.3]$$

dónde:

K_a = Coeficiente de empuje activo

σ'_v = presión efectiva vertical

p_w = Presión intersticial, debida a la carga de agua

En la siguiente tabla (3.3), Kanayasu (1994) recogió un resumen de las estimaciones empíricas de presión en el frente aplicadas en varios túneles de Japón construidos con EPB y Tuneladora de lodos (Slurry).

dónde:

σ_v = Tensión efectiva vertical.

σ_o = Tensión horizontal al reposo = $K_o\sigma_v$

u = Presión intersticial.

σ_a = Empuje activo $K_a\sigma_v$

σ_p = Empuje pasivo $K_p\sigma_v$

Tipo	Diámetro	Terreno	Presión Aplicada
EPB	7,45	Limos blandos	σ_o
EPB	8,21	Arenoso, cohesivo	$\sigma_o + p + 0,2 \text{ Kgf/cm}^2$
EPB	5,54	Arena fina	$\sigma_o + p + \text{variable}$
EPB	4,93	Arenoso, cohesivo	$\sigma_o + (0,3-0,5) \text{ Kgf/cm}^2$
EPB	2,48	Grava y Cohesivo	$\sigma_o + p$
EPB	7,78	Grava y Cohesivo	$\sigma_o + p$
EPB	7,35	Limo blando	$\sigma_o + 0,1 \text{ Kgf/cm}^2$
EPB	5,86	Cohesivo, blando	$\sigma_o + 0,2 \text{ Kgf/cm}^2$
SLURRY	6,63	Gravas	$\sigma_o + (0,1-0,2) \text{ Kgf/cm}^2$
SLURRY	7,04	Cohesivo	σ_o
SLURRY	6,84	Cohesivo, blando, arenoso	Máxima= $\sigma_o + \text{variable} + \text{adicional}$ Mínima = $\sigma_a + \text{variable} + \text{adicional}$ (variable + adicional = $0,2 \text{ Kgf/cm}^2$)
SLURRY	7,45	Cohesivo, arenoso, gravas	$p + 0,3 \text{ Kgf/cm}^2$
SLURRY	10,00	Cohesivo, arenoso, gravas	$p + (0,4 - 0,8) \text{ Kgf/cm}^2$
SLURRY	7,45	Arenoso	$\sigma_a + p + \text{variable}$
SLURRY	10,58	Cohesivo, arenoso	Máxima= $\sigma_o + p + \text{variable}$ ($0,2 \text{ Kgf/cm}^2$) Mínima = $\sigma_a + p + \text{variable}$ ($0,2 \text{ Kgf/cm}^2$)
SLURRY	7,25	Cohesivo, blando, arenoso, gravas	$U + 0,3 \text{ Kgf/cm}^2$

Tabla 3.3 Presiones en experiencias Japonesas. Kanayasu (1994)

3.4. CONTROL DEL PESO DEL MATERIAL EXCAVADO

De cara a evitar sobre excavaciones, es necesario el correcto control del peso del material extraído por cintas. Para ello, se dispone de unos displays en la pantalla de control del piloto con lecturas de las pesadas (figura 3.7). En unos de los displays se expresa el peso teórico durante la excavación (en función de la densidad del material, extraída de los sondeos, y de la elongación de los gatos del sistema de empuje). En otros dos displays, se registran lecturas de las básculas instaladas en la cinta primaria (con tal

de detectar y evitar errores en el pesaje se recomienda como mínimo el uso de dos básculas). Así pues, el peso teórico y el medido en básculas pueden expresarse como:

$$P_T(t) = V_T \gamma \quad [3.4]$$

dónde:

P_T = Peso teórico (t)

V_T = Volumen teórico (m^3); función de la elongación del sistema de empuje

γ = Densidad terreno natural (γ (t/ m^3))

y

$$B(t) = P_T + P_A + P_B + P_O \quad [3.5]$$

dónde:

B_i = Peso medido en básculas (t)

P_A = Peso de los aditivos (t); agua, polímeros, espumas, etc.

P_B = Peso de la bentonita (t)

P_O = Peso de otros productos (t); filler o otras adiciones

Peso teórico	B ₁	B ₂
theoretic quantity	actuall quantity 1	actuall quantity 2
-150.324 t	1196.355 t	1159.764 t

Figura 3.7. Ejemplo real de display que se visualiza en la pantalla del piloto de una tuneladora.

Este registro de lecturas del pesaje presenta un inconveniente, estamos comparando el peso real de las básculas con aditivos (B_i) (cuadros amarillos) con el peso teórico del terreno natural sin aditivos (P_T) (cuadro azul). Con tal de facilitar las tareas de control, una configuración que nos facilite el control podría ser la descrita en la siguiente figura 3.8:

Peso teórico (P_T)	B ₁	B ₂
573.606 t	478.720 t	409.216 t
real quantity of material	Delta 1	Delta 2
395.756 t	-19.02 %	-31.14 %
P_2	Δ_1	Δ_2

Figura 3.8. Ejemplo de display modificado según nuevo esquema.

dónde:

$$P_2 = \frac{B_1 + B_2}{2} - (P_A + P_B + P_o) \text{ en (t)} \quad [3.6]$$

Peso de la semisuma de las dos básculas menos el peso de todos los aditivos añadidos a la excavación (agua, bentonita, tensoactivos, polímeros, etc.)

Δ_i = Relación entre el dato (B_i -aditivos) y el peso teórico P_i , en %.

El nuevo parámetro P_2 nos da una medida rápida de la relación terreno que se está excavando versus el teórico que debería excavar, es decir, el porcentaje de posible sobreexcavación, si la hubiese. Además con esta nueva configuración, al crear los valores Δ_1 y Δ_2 se detectan rápidamente problemas por fallo o pérdida de calibrado en cada una de las básculas en cualquier instante, obteniendo una relación directa de cada báscula (sin aditivos) con el peso teórico. Para facilitar el control, estos dos displays, Δ_1 y Δ_2 , cambian de color a amarillo o rojo, cuando los porcentajes respecto al peso teórico sobrepasan los valores de alerta o alarma, respectivamente. De este modo, el piloto y los ingenieros de turno de la EPB conocen en tiempo real el desvío en las pesadas del material.

3.5. ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO

Las tuneladoras EPB están diseñadas teóricamente para trabajar en suelos cohesivos, que tengan un cierto contenido de fino, y puedan ser extraídos a través del tornillo sinfin sin perder la presión de confinamiento que soporta el frente de excavación. Como es de suponer los materiales excavados no cumplen siempre estos requisitos y es a través de la adición de agentes acondicionadores que pueden llegar a alcanzarlos.

Aunque la técnica del EPB es bien conocida, existen todavía procesos mal o poco conocidos que requieren investigaciones adicionales. Esto atañe en particular a los diferentes aditivos acondicionadores así como a su funcionamiento y utilización “in situ”. Es importante el control de los factores clave para obtener el efecto deseado y, al mismo tiempo, una correcta operatividad de la máquina. A continuación se presenta el rango de aplicación de las tuneladoras EPB, según granulometría del terreno, y como gracias a la utilización de diferentes acondicionadores puede ampliarse.

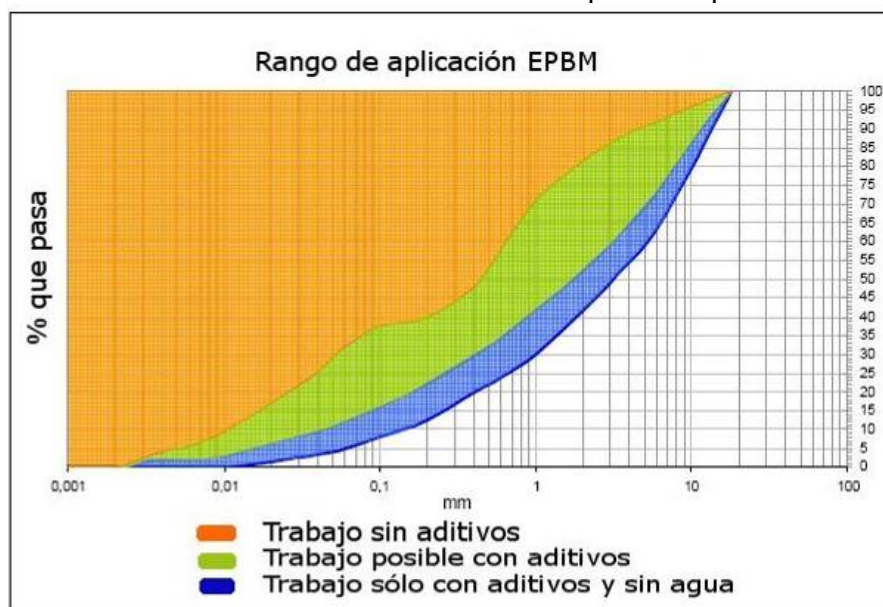


Figura 3.9. Rango de aplicación de una EPBM

3.5.1. Acondicionadores del suelo

En una EPB, la cámara está rellena con el suelo excavado y es el giro de la cabeza el encargado de crear una pasta homogénea. Para conseguir que esta pasta tenga un alto grado de esponjamiento y una cierta impermeabilidad, es necesario utilizar aditivos acondicionadores, cuya naturaleza depende del tipo de suelo. Aunque algunas veces basta con la adición de agua, lo más frecuente es el empleo de espuma que crea una burbuja dentro de la estructura del material que permite que la pasta se comporte como un fluido elástico y así poder llegar a la presión de confinamiento requerida. Para granulometrías gruesas son necesarios polímeros y para arcillas rígidas deben utilizarse ajustes de relleno. De hecho, estas espumas son un tensoactivo que influye por medio de la tensión superficial, aunque por abuso de lenguaje todo el mundo habla de espumas.

Cuando se trabaja en EPB no es necesaria la bentonita (aunque puede usarse para terrenos con contenido de finos inferior al 30%) y el escombros resultante es prácticamente natural. Si se utilizan aditivos como espuma o polímeros, existen productos biodegradables que se destruyen en un 95% en un plazo de 28 días. De este modo el EPB es una alternativa muy interesante a la TBM de lodos. En este caso, la elección de los agentes acondicionadores es muy importante para el éxito de la operación, pues de ellos depende el conseguir que el suelo existente cumpla las condiciones para que se desarrolle la presión de tierras.

Así pues, la elección de los agentes acondicionadores depende principalmente del tipo de suelo, de los condicionantes geológicos (nivel freático, permeabilidad del suelo) pero también de las características de la máquina.

En la tabla adjunta, tabla 3.6, se da una idea de los tipos de espuma y de polímero recomendables en función del tipo de suelo.

SUELO		Espuma	Polímeros
Tipo	Propiedades		
Arena con gravas. Arena fina a gruesa	No plásticos. Alta permeabilidad.	Espuma relativamente estable. FIR lo más alto posible.	Polímero que aumenta la plasticidad (Biopolímero, celulosa, CMC).
Arena limosa o arcillosa.	Plasticidad dependiente del contenido en finos.	Espuma con FIR medio a bajo.	Dependiendo del contenido en agua utilizar un polímero para controlar la consistencia del escombros.
Arcilla arenosa o arcilla.	Alta plasticidad. La cohesión y adherencia dependen del tipo de arcilla.	Espuma de alta dispersión con FIR medio a alto.	Polímero antiarcilla para ayudar a reducir la adherencia y cohesión.
<p>Nota: El FIR = "Foam Injection Ratio" indica el Volumen de espuma por m³ de suelo.</p> $FIR = 100 \times (V_{\text{espuma}}/V_{\text{suelo}})$ <p>Un FIR del 40% indica que se han mezclado 400 litros de espuma con 1m³ de suelo.</p>			

Tabla 3.6. Acondicionadores posibles en función del tipo de suelo.

Espumas (tensoactivos)

Se utilizan para crear un amasado del suelo capaz de conseguir y mantener la presión de equilibrio necesaria en la cámara así como prevenir variaciones de presión excesivas. La creación de pequeñas burbujas en el amasado persigue el mismo efecto que la burbuja de grandes dimensiones en las máquinas de lodos. La espuma se utiliza también para obtener el deseado comportamiento reológico del suelo. Así pues, los principales efectos de la espuma son:

- Fluidificación por efecto de las tensiones superficiales. Las partículas del suelo no están unidas entre sí por efecto del agua.
- Repulsión electrostática que pueden separar las partículas por la acción de fuerzas electrostáticas.

Cada tipo de suelo, desde arcillas rígidas a gravas arenosas, requiere su propio tipo de espuma para conseguir la máxima efectividad. Para ello es necesario realizar ensayos de laboratorio con el suelo en cuestión.

En la figura 3.10 tenemos una muestra de suelo con alta pegajosidad que puede producir problemas de pelotas en la cabeza, añadiendo espuma se consigue una reducción de ésta así como la lubricación necesaria para su perfecto desescombro por el tornillo sinfín (figura 3.11). En la figura 3.12 se aprecia, además, que después de la adición de la espuma generada el terreno está perfectamente lubricado sin tendencia a la segregación.

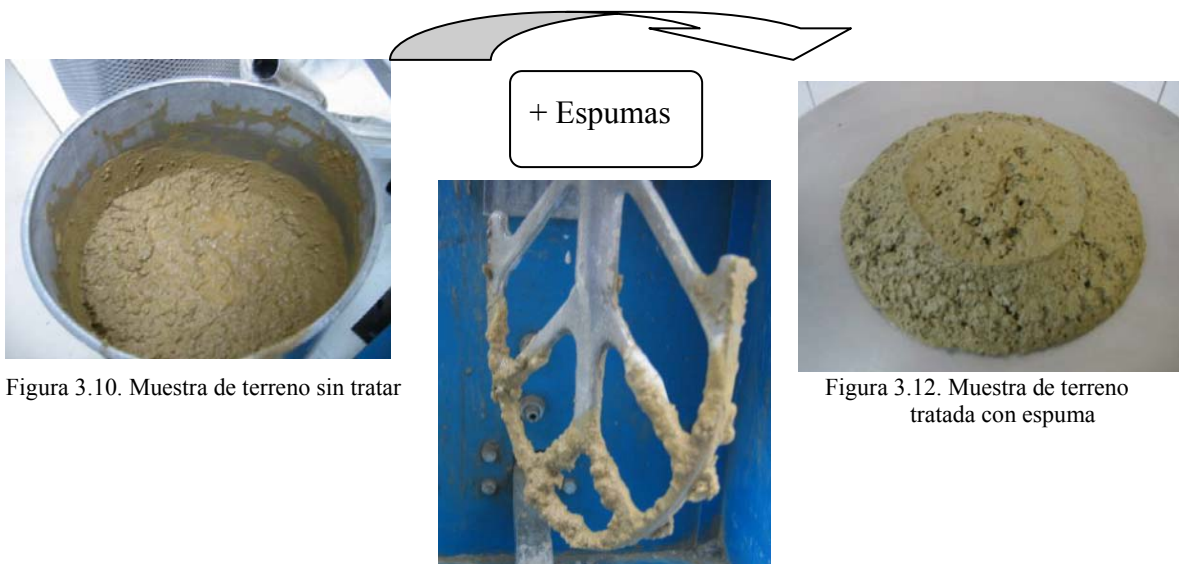


Figura 3.10. Muestra de terreno sin tratar

Figura 3.12. Muestra de terreno tratada con espuma

Figura 3.11. Reducción de la pegajosidad

Otras características que debe conseguir la adición de espumas son la reducción del par de rotación, de su amplitud y la reducción de la abrasividad. En la figura 3.13 se muestra como partiendo de una muestra de terreno sin tratar y añadiendo agua primero y espumas, con aumento progresivo de la concentración, después va disminuyendo el par y su amplitud. En particular, si nos comparamos la muestra de terreno inicial, sin tratar,

con la última de las concentraciones, 0,91 l/m³ la amplitud del par pasa de 946 a 204 KN.m , figura 3.14.

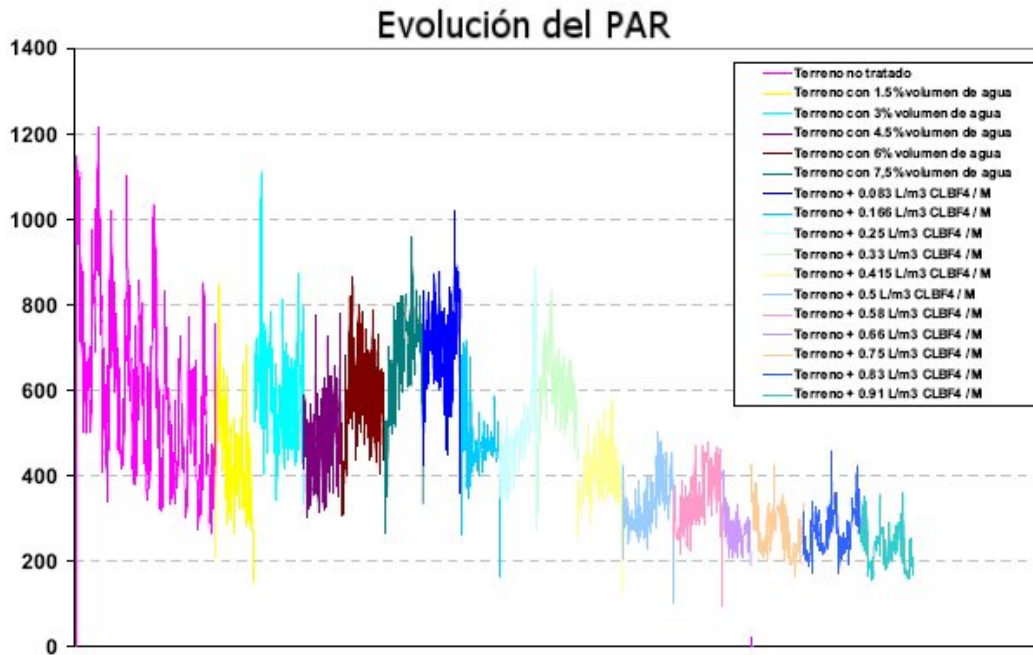


Figura 3.13 Reducción del PAR y de su amplitud partiendo de terreno no tratado y aplicando diferentes espumas (Cortesía Condat Lubrificants)

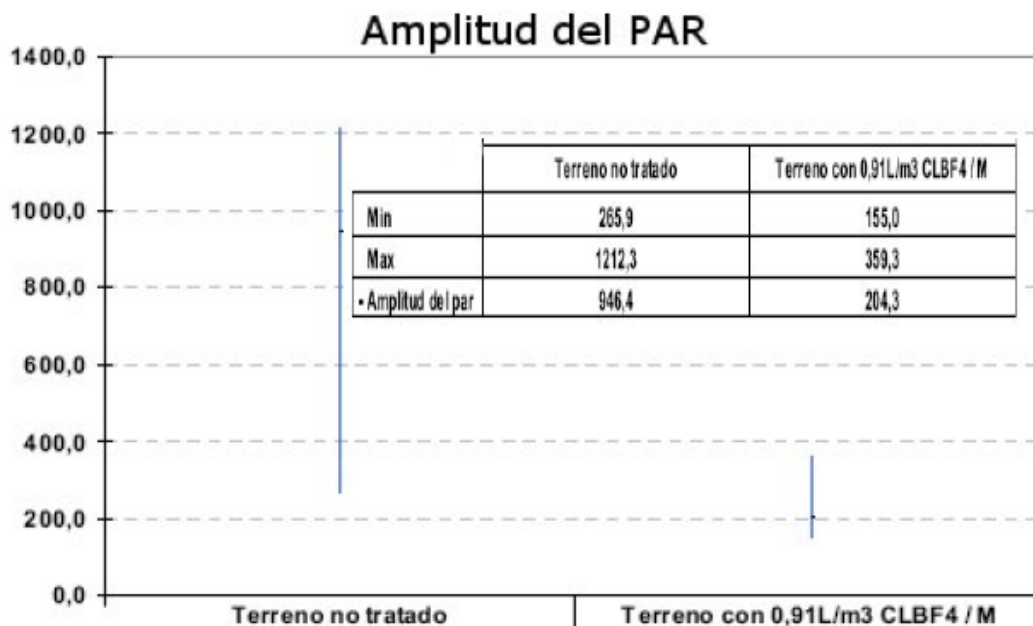


Figura 3.14 Comparación entre la amplitud del par de terreno sin tratar y tratado con una concentración de 0,91 l/m³ de CBLF4 (Cortesía Condat Lubrificants)

Una disminución del PAR de avance implica un aumento de la velocidad y una disminución del consumo eléctrico, mientras que la disminución de la amplitud del PAR se traduce en desgaste inferiores de las herramientas y una menor fatiga de la cabeza de corte.

Polímeros

Cuando la presencia de agua en el terreno es elevada o, de forma antagónica, cuando el terreno presenta poca cohesión, la actividad de las espumas es insuficiente para un óptimo rendimiento. Ante estos casos, debe recurrirse al empleo de esta gama de productos que actúan como complemento de las espumas. Los polímeros se inyectan por los mismos puntos que las espumas, en la mayoría de ocasiones, entran conjuntamente con las espumas, aunque también pueden dosificarse solos. Según el efecto estabilizador de la espuma podemos clasificar los polímeros en 2 tipos:

- Los que desecan los suelos líquidos. Con gran presencia de agua en el terreno, es necesario transformar la masa líquida en un cuerpo plástico, que permita ser transportado como un sólido moldeable y así poder regular la presión de confinamiento a través del tornillo sinfín.
- Los que estructuran el suelo, útiles para terrenos faltos de cohesión interna. El efecto proporcionado por este segundo polímero es similar a un “pegado” de las partículas, de tal forma que la masa suelta adquiera cohesión y mediante la actividad de las espumas pueda ser transformada a un sólido moldeable de suficiente plasticidad.

Agentes Desestructurantes

Ante la presencia masiva de arcillas pesadas en el terreno, las espumas carecen de suficiente capacidad de penetración para desempeñar su función y no generan la burbuja en la estructura del terreno. En consecuencia, se produce una mayor fricción y un aumento de la temperatura en la cámara de escombros, que acelera la floculación e incluso el endurecimiento de estas arcillas, que quedan apelmazadas en las aperturas de la rueda de corte y la bloquean, obligando a la intervención manual para su limpieza (efecto pelota), con los costes que esta actividad implica.

Así pues, si el contenido de arcillas es elevado se precisa de la labor de un agente desestructurante que actúa rompiendo los flóculos de arcillas y evitando la formación de grandes “pelotas” que bloquearían la cámara de amasado. Con el empleo de agentes desestructurantes, la pegajosidad de las arcillas sobre las superficies metálicas se ve sustancialmente reducida, facilitando el desescombros sin la necesidad de incrementar el contenido de agua dosificado en la cámara de amasado.

Agentes Antiabrasivos

Se utilizan cuando los materiales excavados son abrasivos. Protegen del desgaste los elementos de corte y el tornillo de extracción. Pueden inyectarse en forma concentrada, diluidos en agua o con la espuma.

3.5.2. Características de deformabilidad y consistencia

Como ya hemos comentado el objetivo perseguido es conseguir un material tratado en cámara con una alta capacidad de deformación que nos proporcione una presión de sostenimiento lo más uniforme posible, evitando el bloqueo en cabeza y con un flujo continuo a través del tornillo sinfín.

En cuanto a la consistencia, las propiedades óptimas del terreno se alcanzan con consistencias blandas a muy blandas. Para consistencias menores se dificulta el control de las presiones pues el terreno resbala por el tornillo sinfín y para consistencias mayores la deformabilidad del terreno no es suficiente aumentando el desgaste, el par y pudiendo bloquear la cabeza.

Por último, es muy importante explicar que el material se trata por delante de la cabeza de corte, el 90% de las adiciones se realizan por ésta, antes de entrar en la cámara de escombros. Hay que tratar el material en el mismo momento de su erosión, entrando en la cámara tratado. Tratar de aditivarlo en la cámara, tiene un alto porcentaje de probabilidad de fallo.

Experiencias anteriores en España recomiendan densidades de material tratado en la cámara entre 1,4 y 1,8 t/m³, Mendaña, F. (2004).

3.6. APLICACIÓN PRÁCTICA

3.6.1. Análisis de las presiones de trabajo

Como punto de partida para contrastar una presión dada, una buena aproximación es aplicar la regla general de las experiencias habidas en Japón con EPB, pues parece lógico partir de la premisa de que la presión en la cámara que llamaremos p_c debe ser del orden de la exterior (a nivel del eje), que denominaremos p_o .

$$p_c = k_0 \cdot p'_v + p_w + 20 \text{ kPa} = p_o + 20 \text{ kPa} ; \quad (\text{regla general}) \quad [3.7]$$

dónde:

K_0 = Coeficiente de empuje al reposo = $1 - \text{sen } \phi$

p'_v = Presión vertical efectiva debida a las tierras al nivel del centro del túnel

p_w = Carga de agua respecto al centro del túnel

A la hora de calcular la presión necesitamos fijar, además, los siguientes criterios:

- en todos los casos, la presión de la columna de agua para terreno permeable.
- en caso de frente estable no se añade ningún otro componente.
- si el frente es inestable, materiales arcillosos, obtendremos la presión horizontal efectiva aplicando k_a (coeficiente de empuje activo).
- si el frente es inestable, materiales granulares, obtendremos la presión horizontal efectiva aplicando k_0 (coeficiente de empuje al reposo).

Ejemplo

A continuación se presentan las características de los diferentes materiales en la zona de estudio y el perfil geológico-geotécnico de la zona a estudiar, donde dada la homogeneidad de los terrenos, así como el nivel freático, acuífero libre para este ejemplo, se determina un único rango de presiones de estudio.

El recubrimiento máximo es de 42,2m dividido en: 23,5m de pizarras de grado IV en la zona continua a la clave; seguidos de 14,6m de materiales aluviales cohesivos y 4m de rellenos antrópicos en la zona superior. Finalmente, la altura de agua por encima del túnel es de 31,5m.

Litotipo	Propiedades elásticas		Propiedades plásticas						γ_{ad} (T/m ³)
			Hoek-Brown				Mohr-Coulomb ⁽¹⁾		
	Em (MPa)	ν	σ_{ci} (MPa)	m_b	s	a	c' (MPa)	ϕ (°)	
Pizarras sanas (II-III)	2075	0.24	20.0	0.608	0.0006	0.516	0.176	38.6	2.6
Pizarras alteradas (IV-V)	348	0.30	12.0	0.293	0.0001	0.544	0.086	27.2	2.6

Litotipo	Propiedades elásticas		Propiedades plásticas		γ_{seca} (T/m ³)	ν (%)
	Em (Mpa)	ν	c' (MPa)	Φ (°)		
Relleno	10	0,28	0,00	28	1,4	60
Aluvial arenosos	30	0,35	0,01	37	1,8	30
Aluvial arcilloso	16	0,35	0,02	24	1,7	40

Tabla 3.7. Propiedades de los diferentes materiales

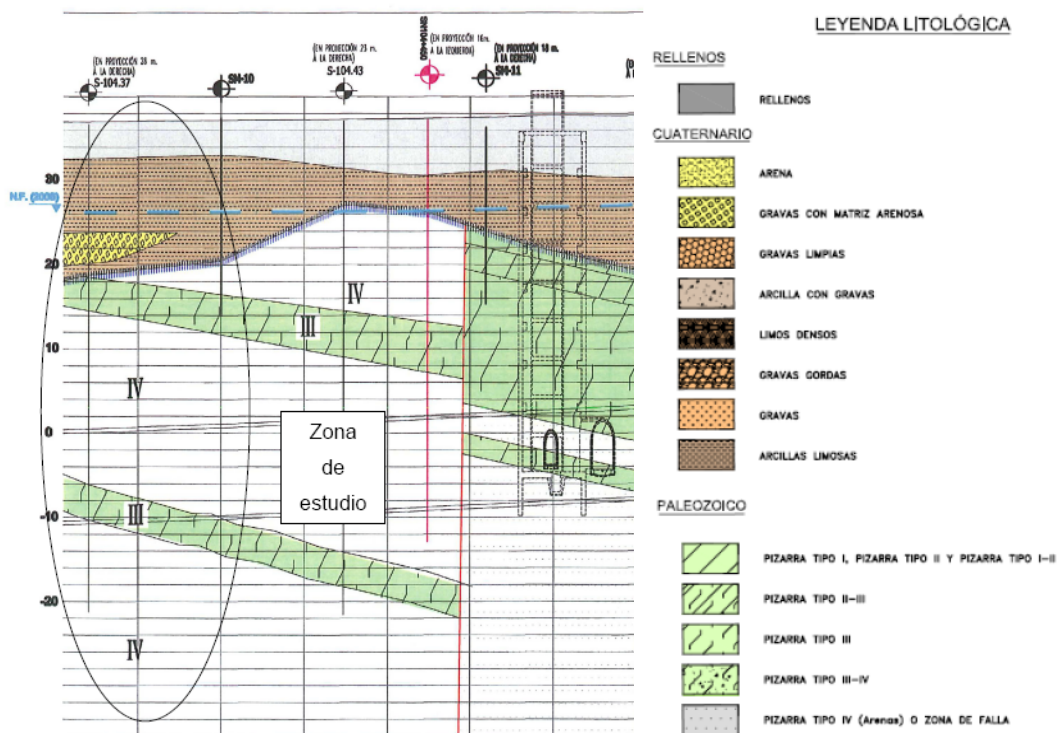


Figura 3.14. Perfil geológico-geotécnico a estudio.

Tomando un diámetro de excavación D=11,66m y frente inestable, aplicando la ecuación [3.7] obtenemos:

$$p_c = k_A \cdot p'_v + p_w + 20 \text{ KPa} = 15,58 \text{ t/m}^2$$

Si ahora hacemos el mismo estudio con más detalle sobre el mismo perfil, debemos realizar unas hipótesis de trabajo más precisas:

- Se tomará la presión de la columna de agua en terreno permeable. Asumiendo que en general, las pizarras se comportarán de manera impermeable en profundidad, y sólo los 1.5 primeros metros en contacto con el aluvial se considerarán meteorizados y saturados.
- Debido al grado de meteorización de la roca, el frente se considera inestable. Por tanto, dado que en general se trata de materiales de naturaleza arcillosa, deberá considerarse la presión horizontal efectiva aplicando k_a (coeficiente de empuje activo).
- Trabajaremos con estabilidad de cuñas, análisis de equilibrio límite de una cuña de suelo en el frente del túnel, con una columna de suelo cargando por encima. Modelo de Jansecz y Steiner. Además, nos permitimos introducir el efecto de una eventual parábola de descarga tipo Protodyakonov. Esta bóveda de descarga es tanto más probable que se forme cuanto más cohesivo sea el suelo.

Cálculo de la presión vertical total (P_v) al nivel del eje del túnel

$$P_v = (H-h_w) \gamma_N + h_w \cdot (\gamma_N-1) + h_w \text{ en t/m}^2 \quad [3.8]$$

dónde:

H profundidad del eje del túnel (m)

h_w altura del nivel freático sobre el eje (m)

γ_N densidad natural del material (t/m^3)

Cálculo de la presión horizontal (P_H) al mismo nivel

En nuestro caso, como el material en el que está situado el túnel es de naturaleza cohesiva hasta, por lo menos, un diámetro sobre el eje, tomamos:

$$P_H = [(H-h_w) \gamma_N + h_w \cdot (\gamma_N-1)] K_A + h_w \quad [3.9]$$

dónde:

$$K_A = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right); \text{ Empuje activo}$$

Rango de presiones

Para el rango obtener el rango de presiones recomendadas, se recomienda tomar un aumento del 20% para la presión máxima, $P_M = 1,2 P_H$, y una disminución del 10% para la presión mínima, $P_m = 0,9 P_H$.

Parábola de descarga de Protodyakonov

Cuando la altura de materiales cohesivos supera 1D por encima de la clave del túnel, se reducirá la altura de carga a la resultante de la parábola de descarga para evitar la obtención de presiones de trabajo excesivas. En dicha teoría se hace:

$$P_v = \gamma_N H^* ; \text{ donde } H^* = \left(\frac{B}{2f} \right) ; B = b + m \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad [3.10]$$

Con: $b=m=D$ y $f=1,0$ (para arcillas y arcillas arenosas)

H (m)	h _w (m)	Material	H* (m)	Tipo	γ_N (KN/m ³)	ϕ (°)	K ₀	K _A	P _v (t/m ²)	P _H (t/m ²)	P _M (t/m ²)	P _m (t/m ²)
42,2	10	Pizarra	10	Cohesivo	26	30	---	0,33	26	14,33	17,20	12,90

Observaciones finales

Como ya comentamos al principio del presente capítulo, no es intención de este documento que el ingeniero de turno calcule exhaustivamente las presiones, pues para ello se necesita una amplia experiencia y unos recursos suficientes, pero si que pueda opinar y evaluar ese cálculo, además de detectar variaciones que afecten a éste. Sin embargo, el cálculo aproximado que hemos obtenido nos ha dado resultado satisfactorio que se ajusta dentro del rango de valores proporcionado por un cálculo más fino.

En la figura 3.16 puede observarse que existen diferentes presiones de avance para diferentes tramos; en función de la capacidad del terreno atravesado, o zonas especialmente sensibles en superficie.

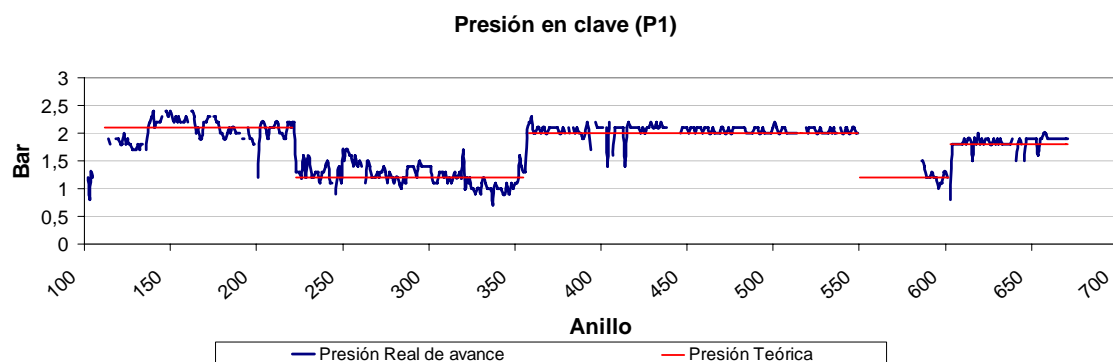


Figura 3.16 Presiones medias de excavación en varios tramos de estudio. Presión real vs Teórica.

La tendencia será trabajar con una presión lo mas baja posible, con objeto de minimizar la fricción en la cámara y el desgaste de las herramientas, así como de aumentar la velocidad de excavación. Por este motivo, se tiende a dar valores próximos a los mínimos, aún siendo conscientes de que esta práctica lleva aparejada una mayor producción de asientos y un incremento del riesgo de colapso. Para zonas de especial sensibilidad en superficie la tendencia será llevar la presión hacia el rango superior.

3.6.2. Gestión de las presiones de trabajo

El control constante de las presiones, incluso durante la construcción del anillo, minimiza la relajación de tensiones en el frente y la generación de asentamientos. Para controlar esta presión de tierras en la cámara de excavación se utiliza la iteración de varios parámetros:

- la velocidad de avance del escudo

- la velocidad de extracción de material a través del sinfín
- el grado de fluidez del material acondicionado (densidad aparente de trabajo).

La forma más fácil de regular la presión de tierras durante el avance es cambiando la velocidad de extracción a través del sinfín. A más rápido sea esta velocidad menor presión, por el contrario si la velocidad del sinfín es inferior a la velocidad de entrada de material en la cámara, la presión aumenta. En cuanto a la velocidad de avance, a mayor velocidad, mayor fuerza de empuje de los cilindros y en consecuencia mayor presión.

En todo caso, el objetivo es mantener la presión constante y lo más homogénea posible durante todo el ciclo, tanto en el avance como en la colocación del anillo, dentro del rango de valores preestablecidos para cada tramo. Para el control de la presión, la tuneladora dispone de varias células o sensores de presión dispuestos en el mamparo de la máquina, figura 3.21.

En la figura 3.17 observamos la evolución de las presiones en un ciclo de avance. En este anillo, la presión teórica de confinamiento a mantener era de 1,8 bar, con un rango de variación admisible de $\pm 0,2$ bar. Para el control de ésta, el piloto e ingeniero de turno deben fijarse en el sensor P1 (en rojo), situado en la parte superior del escudo.

Durante el montaje del anillo existe la tendencia de bajada de presiones debido a fenómenos de sedimentación del material, de disipación de la burbuja de las espumas o por el efecto de recolocación de los gatos. Para mantener las presiones dentro del rango de seguridad existen dispositivos automáticos que inyectan bentonita o espumas directamente en la cámara de excavación, como puede verse en la figura anterior en medio de la fase de montaje hay una subida de presiones que corresponde a este dispositivo.

Este dispositivo, también utilizado en paradas prolongadas, se encuentra conectado al generador autónomo en previsión de posibles cortes de suministro eléctrico.

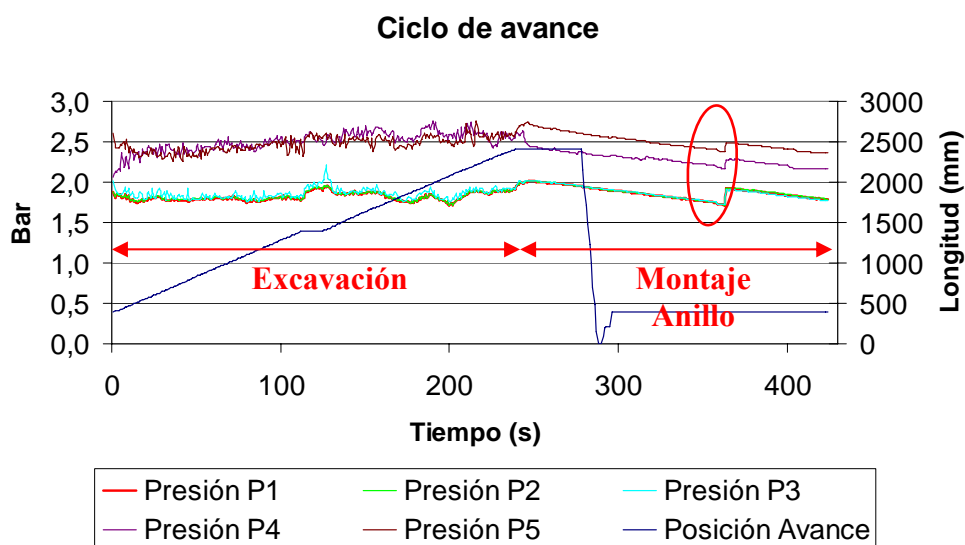


Figura 3.17 Evolución de las presiones en un ciclo de avance

Un buen punto de control sobre las presiones de trabajo se establece durante el montaje del anillo, si estamos en un rango adecuado de trabajo, como ya hemos comentado anteriormente, existe la tendencia de bajada de presiones. Por el contrario, si estamos con presiones de trabajo inferiores al estado tensional del terreno, éstas tenderán a crecer durante las paradas. Si el ingeniero de turno constata este hecho, automáticamente debe corregir la presión al alza en el siguiente avance para evitar arrastre de material y/o agua hacia la cámara de excavación (por diferencia de presiones).

En la figura 3.18 podemos observar que la presión de trabajo se encontraba estable alrededor de 1,9 bar. pero durante la parada se incrementa gradualmente hasta estabilizarse alrededor de 2,3 bar. Así pues, en el siguiente avance la presión de trabajo no debería ser inferior a 2,5 bar. (2,3 bar. del estado tensional + 0,2 bar, para compensar el empuje dinámico y la carga freática del terreno).

Ciclo de avance

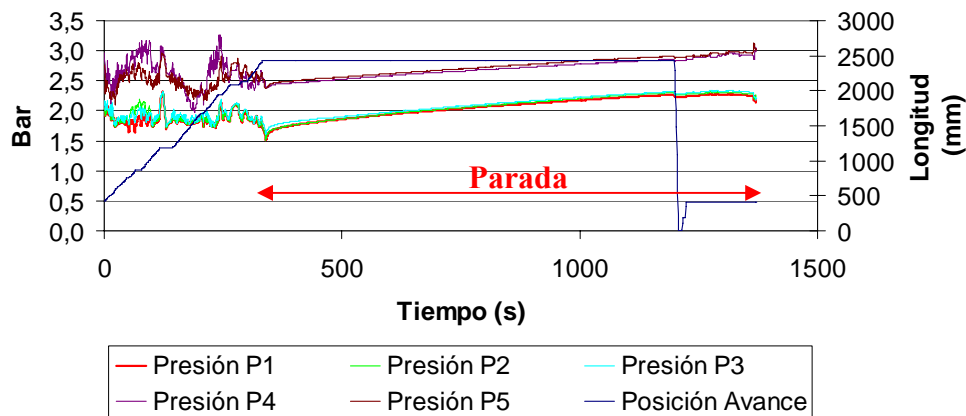


Figura 3.18 Estudio de presiones durante las paradas.

3.6.3. Modo de avance y tratamiento del material

En una tuneladora EPB tenemos básicamente tres modos de avance:

- Modo abierto
 - Modo cerrado
- { Con una burbuja de aire a presión en la parte superior
 { Llenado total de material tratado con espumas

El caso de modo abierto es muy extraño para este tipo de máquinas pero puede realizarse sin ninguna complicación. Los casos de mayor interés serán en modo cerrado.

El avance habitual para una EPB será en modo cerrado y llenado total de material, el mantener la cámara llena de terreno acondicionado con cierta impermeabilidad, determina un correcto trabajo del escudo. Es necesario garantizar que la presión que marcan los sensores se corresponde a la presión de tierras y no a la presión de los acondicionadores en la zona superior de la cámara (burbuja del aire inyectado con las

espumas), es decir; verificar que no tenemos la parte superior de la cámara vacía de tierras.

La densidad del material en la cámara se puede controlar, en tiempo real, por la diferencia de presión entre los sensores situados en el mamparo a diferentes alturas. Este control cualitativo sirve para ver si la cámara está parcialmente llena y de qué material (aire, agua o terreno).

$$\gamma_{ap} = \frac{\Delta P(\text{bar})}{\Delta h(\text{m})} \times 10(\text{t/m}^2) \quad [3.10]$$

Si la densidad aparente baja de $1,4 \text{ t/m}^3$ (posible valor referencia) está indicando que en la parte superior de la cámara la fluidez del material es excesiva. En las experiencias que han venido desarrollándose en España estos últimos años se recomiendan densidades aparentes entre $1,4$ y $1,8 \text{ t/m}^3$.

En la figura 3.19 Podemos observar como existe una diferencia de presiones entre las células de presión P1-P2-P3 que indican un grado de llenado de material en toda la cámara.

Modo de avance cerrado con cámara llena

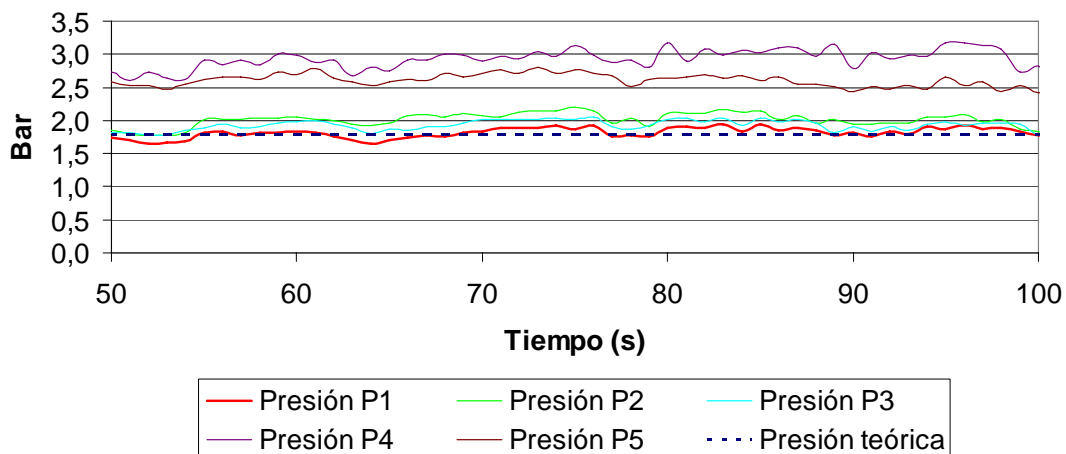


Figura 3.19 Avance en modo cerrado y cámara llena.

A pesar de la recomendación anterior, cuando se está excavando un material competente y autoestable, se puede trabajar con una cierta burbuja de aire a presión en la parte superior de la cámara, sin que ésta provoque subsidencias significativas en superficie. Esta burbuja debe disminuirse en cuanto se observe una disminución en la competencia del frente, aumentando automáticamente el grado de llenado de la cámara. Motivo por el cual se establece como recomendación llevar como mínimo un grado de llenado del 80%.

En la figura 3.20 Podemos observar como no existe diferencia alguna de presiones entre las células de presión P1-P2-P3 que indican una burbuja de aire a presión en la parte superior de cámara de excavación. Para poder comprobar el % de llenado de la cámara podemos utilizar la ecuación [3.10].

Modo de avance cerrado con aire a presión

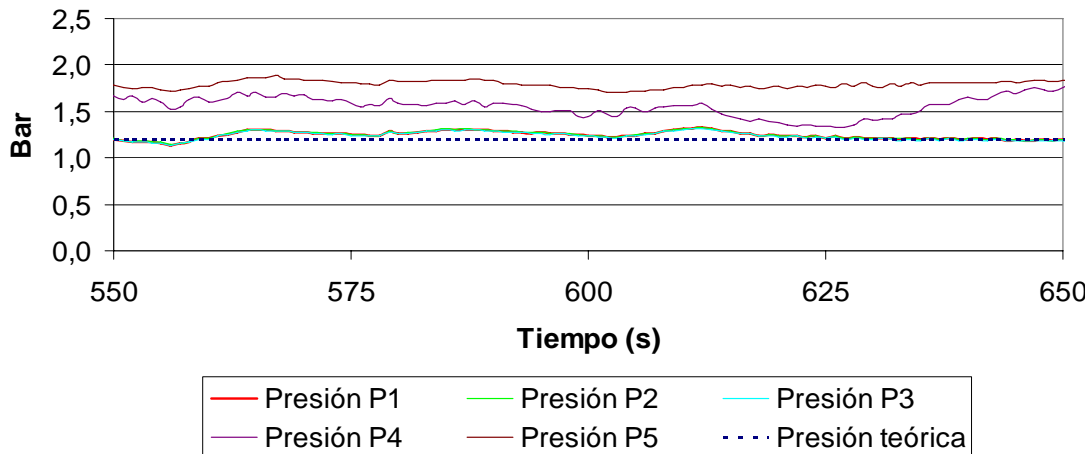


Figura 3.20 Avance en modo cerrado y cámara con aire a presión.

Ejemplo práctico

¿Cómo traducir este control a un control efectivo que pueda desarrollarse en la cabina? No nos olvidemos que el piloto y el ingeniero de turno sólo disponen de la siguiente pantalla para su control, las gráficas de valores reales sólo pueden consultarse a posteriori.

Sea la siguiente distribución de sensores en el mamparo para la EPB correspondiente al panel de control de la figura 3.21:

- Sensor P1: Ubicado a 0,30 m. de la parte superior del escudo
- Sensores P2 – P3: Ubicados a 1,65 m. de la vertical del sensor P1, y separados entre ellos 5,2 m en la horizontal.
- Sensores P4 – P5: Ubicados a media altura en el mamparo, a 3,70 m. de la vertical de la pareja P2 – P3 y separados entre ellos 10,4 m. en la horizontal.
- Sensores P6 – P7: Ubicados a la altura del tornillo sinfín, a 4,20 m. sobre la vertical de la pareja P4 – P5 y separados entre ellos 5,2 m. en la horizontal

Nota: destacar que los sensores ubicados en el cono de descarga del tornillo (P6 y P7), acostumbran a estar colmatados de material con lo cual sus lecturas son erróneas y no corresponden con la realidad del material en la cámara.

A través de la ecuación [3.10]:

$$\gamma_{ap} = \frac{\Delta P(\text{bar})}{\Delta h(\text{m})} \times 10(\text{t/m}^2)$$

podemos elaborar un cuadro de control que nos permita controlar fácilmente la densidad de trabajo del material en la cámara:

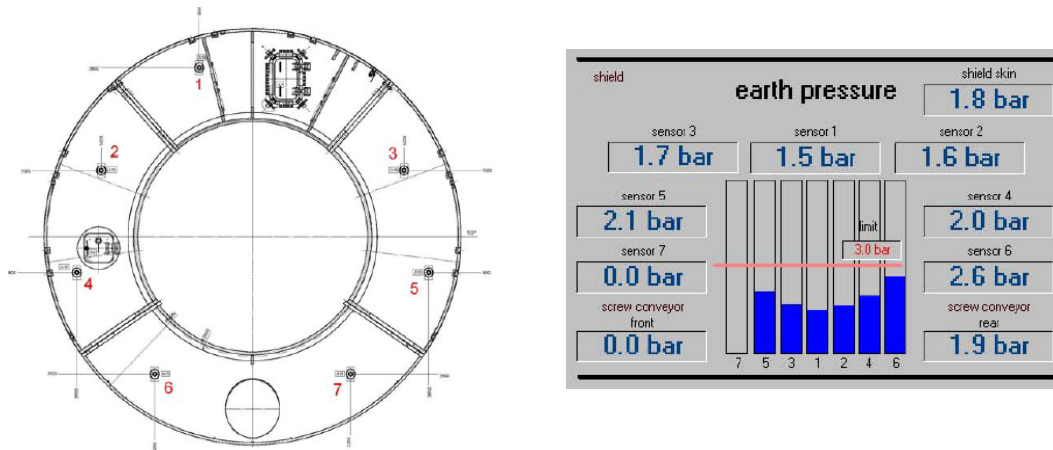


Figura 3.21 Ubicación de los sensores de presión y Panel de control del Operador durante el avance.

$\gamma_{ap} \text{ t/m}^3$			
Diferencia de presión entre células	P1 vs P2-P3	P2-P3 vs P4-P5	P4-P5 vs P6-P7
0,10	0,61	0,27	0,24
0,20	1,21	0,54	0,48
0,30	1,82	0,81	0,71
0,40	2,42	1,08	0,95
0,50	3,03	1,35	1,19
0,60		1,62	1,43
0,70		1,89	1,67
0,80		2,16	1,90
0,90		2,43	2,14
1,00		2,70	2,38
Nota: en gris, el rango de valores óptimos propuesto.			

Tabla 3.8. Densidad aparente en función de la diferencia de presión entre células de presión.

En las posiciones resaltadas en gris se muestra el rango de densidades de trabajo óptimas, relacionadas con la diferencia de presión entre niveles de células de presión.

Analizando los resultados, en primer lugar, definimos la presión teórica de avance para este tramo de 1,6 bar. vemos que la presión P1 está dentro del rango de variación admisible (<0,2 bar.). Además, gracias a la tabla 3.8 podemos ver que en la figura 3.21 la diferencia de presiones entre los sensores P1 vs P2-P3 es de 0,15 bar. indicando una densidad aparente inferior a 1 t/m³ (aire a presión) y una diferencia entre las células P2-P3 y P4-P5 de 0,5 bar. que nos indica una densidad aparente inferior a 1,4 t/m³ (valor de referencia). La recomendación, en condiciones de avance normales, sería aumentar la altura de llenado en cámara para obtener una diferencia de presiones mayor entre los diferentes grupos de presiones, reduciendo la fluidez en la parte superior de la cámara.

3.6.4. Análisis del material extraído

Referente al control de material, como se ha descrito anteriormente, el piloto y los ingenieros de turno, controlan en tiempo real y en todos los anillos los datos de los pesos de cara a evitar sobre excavaciones. Tomemos un peso teórico final de 570 t por anillo como ejemplo práctico.

En la figura 3.22 podemos ver en azul la evolución del peso teórico (P_T), función de la densidad del material, la elongación del sistema de empuje y el área de excavación teórica, y en rojo la evolución del peso real sin aditivos (P_2), obtenido como la semisuma de los pesos de las dos básculas menos el peso de los aditivos añadidos.

Material extraído durante un avance

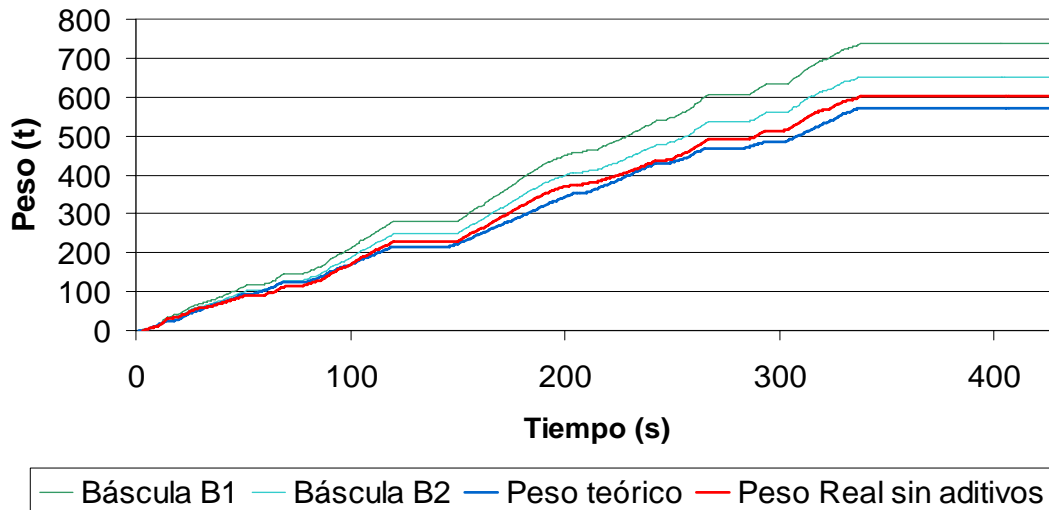


Figura 3.22 Gráfico resumen de material extraído durante un avance.

Estas dos curvas siguen un recorrido prácticamente coincidente siendo en el final del avance $P_T = 571$ t y $P_2 = 601$ t; lo que nos da un error relativo del 5,2% inferior al valor de atención y una sobre-excavación prácticamente inexistente. Además, hay que tener en cuenta que habitualmente las básculas ya conllevan por sí solas un rango de error de más o menos 2,5%, en función del fabricante.

Por otro lado, cabe insistir en la necesidad de analizar el peso excavado por anillo de manera conjunta con el peso de los anteriores y posteriores, ya que el llenado/vaciado de la cámara, la regulación de la burbuja de aire debida a la permeabilidad del terreno, las diferencias de elongación de los cilindros de avance en cada pase, la posible entrada de agua, etc. son factores que influyen de manera significativa en el escombro extraído por la cinta. Por ejemplo, una diferencia de un centímetro (1cm), en la elongación de los cilindros de avance o desplazamiento de la rueda de corte, suponiendo la cámara llena con un área de excavación de 107 m^2 y una densidad de $2,7 \text{ t/m}^3$, nos llevaría a un valor de 2,9 t por centímetro de avance. Siendo un hecho habitual, diferencias de hasta 5cm, en la elongación de los cilindros de avance en pasadas consecutivas según las necesidades de montaje del anillo.

A continuación en la figura 3.23 se presenta la evolución del material extraído para un grupo de anillos, donde nos debería llamar la atención dos valores que se encuentran fuera del rango de alarma establecido. En el anillo 562 el peso extraído es superior mientras que en 563 es sensiblemente inferior.

Este hecho se explica porque en el anillo 562 se realizó una intervención de revisión y mantenimiento de la cabeza. En estos casos, una vez finalizada la excavación

del anillo se continúa con la extracción de material de la cámara para poder entrar a revisar las herramientas, sin que ello suponga una sobre-excavación. Con lo cual, justo en el siguiente anillo el vaciado parcial de la cámara influye en valores inferiores al límite inferior.

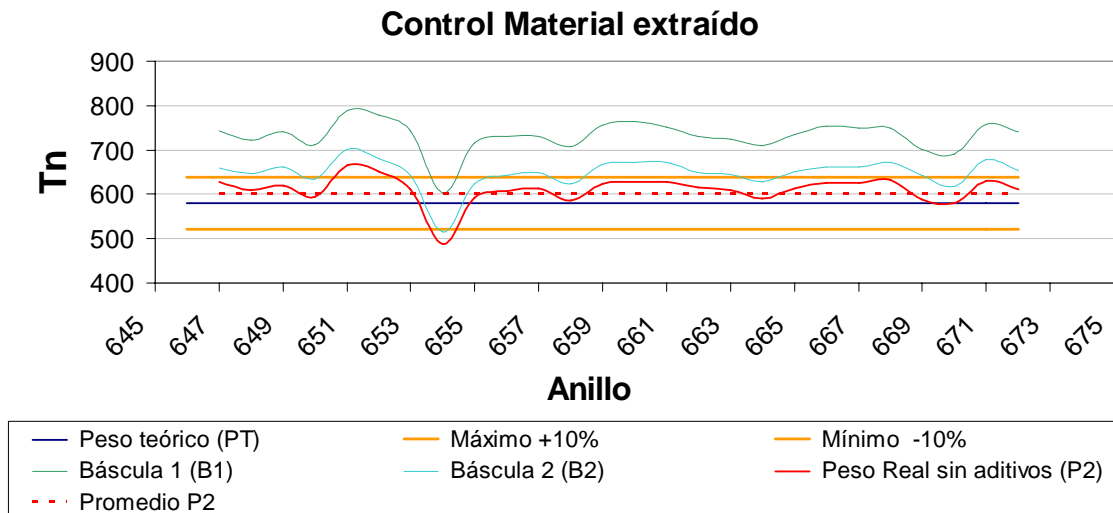


Figura 3.23 Gráfico resumen de material extraído durante un avance.

Capítulo 4.

Sostenimiento y Revestimiento

4.1. INTRODUCCIÓN

En el capítulo anterior, hemos visto como caracterizar el terreno y que opciones tenemos para conseguir un acondicionamiento óptimo de trabajo. Además, nos hemos adentrado en el precálculo de las presiones de trabajo, cómo controlarlas y cómo actuar en frente de los datos obtenidos durante las paradas. Sin olvidarnos del control del material extraído.

Ahora bien, cuando se excava un túnel se producen convergencias, movimientos hacia el interior, ya que al excavar se relaja el estado tensional. Al inicio, el comportamiento del terreno es prácticamente elástico, pudiendo llegar a estabilizarse sin fuerzas externas. Pero si el proceso es inestable habrá que sostenerlo o modificar las características tensodeformacionales y resistentes del mismo.

El sostenimiento empleado trabajará en sentido contrario a las convergencias, ejerciendo fuerzas radiales hasta llegar a un nuevo equilibrio, evitando que se deforme el terreno y que pierda sus propiedades resistentes, sin embargo, la capacidad resistente del sostenimiento será menor que la colaboración del terreno circundante. Adicionalmente protege en el caso de posibles desprendimientos rocosos.

El sostenimiento-revestimiento cuando la excavación se realiza con máquinas tuneladoras escudadas está formado por un anillo de dovelas que se monta al abrigo de la coraza del escudo mediante el encaje de unas con otras.

Entre las hipótesis para el diseño estructural, además del empuje del terreno, se tiene en cuenta la manipulación de las dovelas, el almacenamiento, y el empuje de los gatos. Dependiendo del túnel, cualquiera de las anteriores puede ser la más limitativa.

Aunque el estudio y diseño del anillo queda fuera del ámbito de esta tesina para mayor información remitirse a los trabajos de Blom (2002).

4.2. ANILLO DE DOVELAS

4.2.1. Tipologías

Existe una amplia variedad en cuanto a geometría, tipo de juntas, conexiones, etc. Las más conocidas son las de planta rectangular y clave trapezoidal, figura 4.1, donde tanto las dovelas de un mismo anillo como éstos entre sí se ensamblan mediante tornillos.

La figura 4.1 corresponde a un anillo tipo universal formado por siete dovelas, cuatro de ellas rectangulares y tres trapezoidales para poder cerrar el anillo. En relación con el número de dovelas, destacar que cuanto menor sea su número, menor es el riesgo de ovalización.

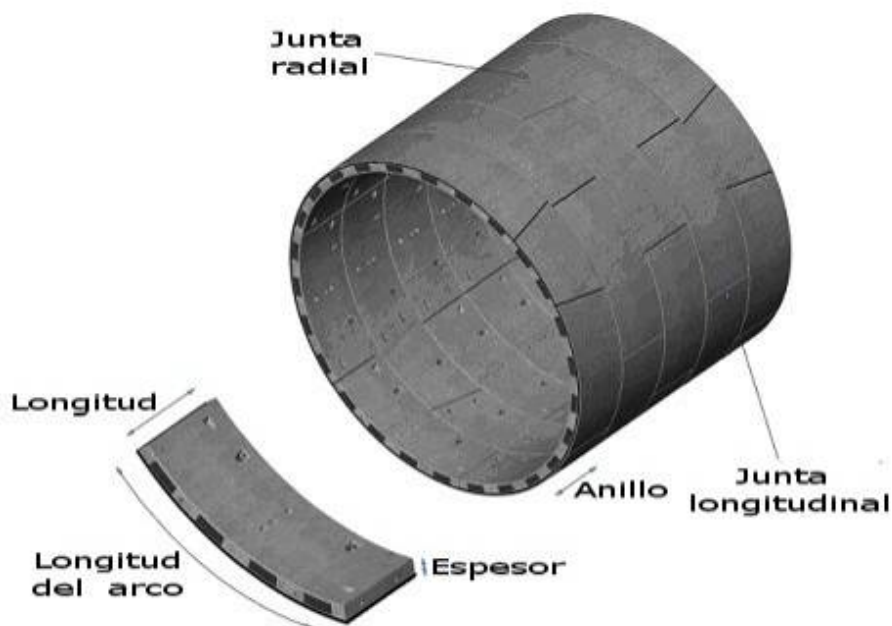


Figura 4.1 Esquema y Nomenclatura de un anillo tipo trapezoidal.

De acuerdo con las experiencias empíricas extraídas del metro de Madrid, Oteo et al. (1997a), se recomienda un espesor de anillo comprendido entre $1/30$ y $1/25$ veces el diámetro interior, por ejemplo, para un diámetro interior de 10,40m, el espesor recomendado se encontraría entre 34 y 41cm.

Las juntas, tanto radiales como circunferenciales, suelen ser lisas con unos rebajes en los que se alojan bandas de neopreno para impermeabilización. El encaje de las bandas de impermeabilización en los rebajes se hace normalmente a presión o mediante el empleo de resinas.

El radio mínimo de curvatura que puede describirse con el anillo universal depende de la conicidad dada al anillo y que debe permitir la corrección de la alineación del escudo en el caso de algún problema de trazado. Situando la dovela de cierre en diferentes posiciones el túnel describe tramos rectos ascendentes, horizontales o descendentes, así como curvas más o menos cerradas hacia uno u otro lado.

Correctamente elegida la posición, permite adaptarnos a cualquier trazado de túnel tanto en alzado como en planta. Simplemente hay que evitar las juntas en cruz, no disponer más de dos anillos consecutivos con la llave en la misma posición o más de tres juntas consecutivas.

Otras dovelas, menos conocidas, son las hexagonales presentadas en la figura 4.2, con las juntas circunferenciales lisas y las radiales con forma cóncava-convexa. Para esta tipología, el anillo lo forman 4 dovelas iguales entre sí, produciéndose un desfase constante de media dovela por anillo. Posteriormente las juntas se sellan.

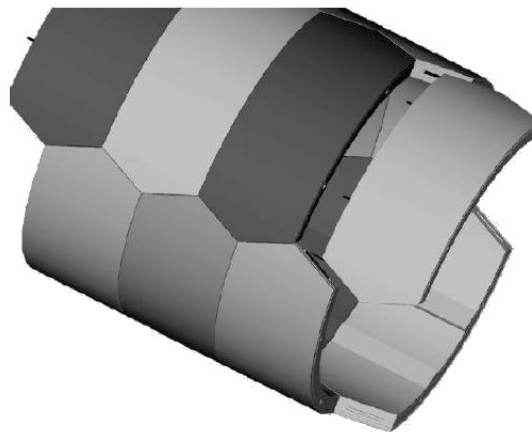


Figura 4.2 Esquema de un anillo tipo hexagonal.

Esta tipología ha sido utilizada por su grado de mayor impermeabilización ver Castanedo (2009) en contra de un menor rango de trazado.

Así pues, el anillo universal, más utilizado hoy en día, presenta una serie de ventajas frente al no universal que pueden resumirse en las siguientes:

- El anillo no universal exige dos juegos de moldes, uno a derechas y otro a izquierdas, para describir curvas en planta; mientras que el anillo universal sólo requiere de uno.
- El anillo universal permite una gama más amplia de radios de curvatura, tanto en planta como en alzado, consiguiendo un mayor ajuste del túnel a la traza del proyecto.

4.2.2. Daños durante la fabricación y transporte

El daño que ocurre durante la producción del anillo no suele ser importante desde el punto de vista del ingeniero de turno ya que, obviamente, las partes dañadas no son aceptadas ni instaladas.

En esta fase, los daños más importantes se producen en esquinas y bordes por un mal fraguado del hormigón y son reparados en la misma fábrica. Sin embargo, algunos pueden pasar desapercibidos durante la aceptación y son estos los que pueden causar problemas mayores en fases posteriores.

Una vez alcanzada la resistencia suficiente, normalmente con hormigones de alta resistencia y fibras para evitar la transmisión de las fisuras durante el montaje, se transportan a la zona última de instalación.

En las figuras siguientes 4.3 se presenta la fotografía de una zona de acopio, puede observarse una grúa pórtico que coloca las dovelas sobre las plataformas de los trenes de entrada a la tuneladora. Durante esta fase, el daño principal ocurre por impacto directo, normalmente durante la carga en camiones con carretillas y como resultado de un manejo incorrecto y evitable.



Figura 4.3 Vista de zona de acopio y descarga. Moncada y Reixac 2009

En la figura 4.4 podemos observar en detalle los daños provocados por las uñas de una carretilla elevadora durante la descarga del camión (fotografía de la izquierda), mientras que en la siguiente el daño es causado por una eslinga de sujeción ó pinza del pórtico. Además, se observa que en la primera fotografía los daños han alcanzado la junta de impermeabilización, lo que si no se detecta y repara a tiempo mediante resinas epoxi puede llevar a posteriores problemas de pérdida del sellado de la junta e infiltración de agua en el túnel. Siendo más costosa y difícil la reparación una vez la dovela colocada.



Figura 4.4 Daños causados por una mala manipulación durante el transporte.

4.2.3. Daños durante el montaje del anillo y el avance

Montaje del anillo

Para evitar un mal contacto entre las dovelas de un mismo anillo y el anillo consecutivo, que desencadene en daños, el anillo debe ser montado completo, con una alta exactitud y transición adecuada entre anillos. Esto requiere una alta disciplina por parte del operador de la EPB durante el avance, del erectorista en el montaje del anillo y del ingeniero de turno a la hora de ejercer su autoridad.

El montaje del anillo es un trabajo que debe ser preciso, sin embargo, la repetición del ciclo durante el turno de trabajo unido a la presión de la producción puede desencadenar en descuidos y roturas evitables. Incluso cuando el cuidado es extremo el desplazamiento relativo entre las dovelas difícilmente se encuentra por debajo de los 5-8mm lo que requiere tolerancias mínimas de 10mm. En la figura 4.5 podemos observar los movimientos necesarios del erector para el correcto montaje del anillo:

1. Desplazamiento en la dirección del eje del túnel
2. Rotación de 360 ° alrededor del eje de la TBM
3. Extensión radial y retractación
4. La inclinación del erector se dirige en la dirección del eje del túnel
5. La inclinación del erector se dirige en la dirección lateral
6. Rotación de la cabeza del erector

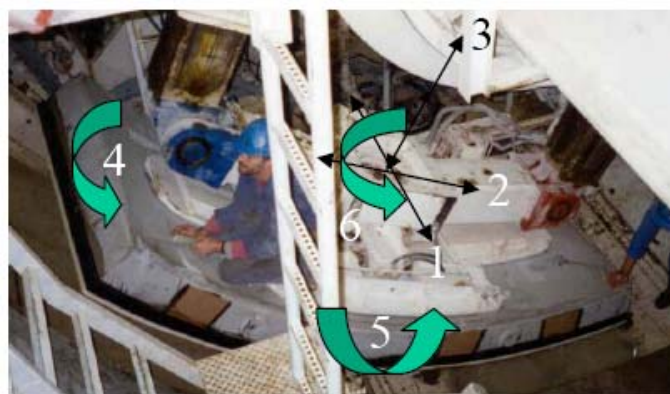


Figura 4.5 Movimientos del erector.

La mayor parte del daño, ocurre durante la inserción de la dovela clave, si se ha producido un movimiento de relajación del resto de dovelas, el espacio disponible puede ser insuficiente para permitir la correcta instalación siendo necesario la ayuda de los gatos de empuje.

En la figura 4.6 observamos el espacio libre dónde insertar la dovela clave o de cierre, mientras que en la figura 4.7 se esquematiza el tipo de rotura por presión al colocar esta dovela de cierre.



Figura 4.6 Espacio libre antes de la colocación dovela de cierre.

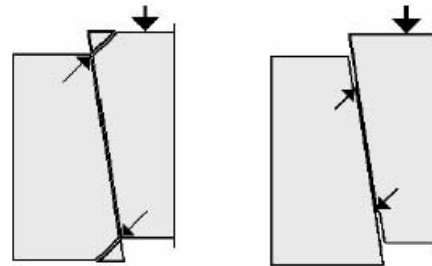


Figura 4.7 Roturas por presión debido a espacio insuficiente en la clave.

Así pues, debe controlarse que el ángulo de abertura disponible y la distancia entre dovelas trapezoidales sea suficiente. En caso contrario antes que dañar las dovelas se recomienda la recolocación de las dovelas trapezoidales adyacentes.

Avance

Una vez finalizado el montaje del anillo, se inicia el siguiente avance mediante los gatos de empuje que apoyan directamente sobre el anillo recién construido y todavía dentro del escudo. En este estado, el anillo sólo debe encontrarse sujeto por dos puntos de contacto; el anillo anterior y los gatos de empuje. Cambiando cada segmento individual hasta alcanzarse posición estable.

Dentro del escudo de cola, existen diferentes accesorios para dirigir los anillos, tales como la protección de los tubos de mortero, bases para los segmentos invertidos, (figura 4.8) etc. Garantizando que la dovela nunca descansa directamente sobre el escudo de cola en ningún punto. Aunque estos elementos dificultan la instalación del anillo, reducen las deformaciones y asientos relativos del anillo.



Figura 4.8. Vista del escudo de cola. En la parte izquierda se observa un tubo de protección de mortero y en la central una base de guiado.

Como se ha comentado, el contacto con los accesorios no debe ocurrir antes del avance. Produciéndose el daño más común en la parte exterior del anillo al salir del escudo de cola, difícilmente reparable, hay que vigilar que fragmentos rotos de hormigón no dañen los cepillos de cola al salir.

Otra fuente de daño durante el avance, son las altas fuerzas de los gatos, el anillo esta sometido a una fuerza longitudinal normal y puntual que puede alcanzar entre los 4000-5000 KN. En la figura 4.9 se esquematiza cómo si la dovela no se encuentra bien colocada o el contacto con el gato de empuje es completamente plano, esta fuerza es recibida excéntricamente y se producen roturas en el punto de contacto.

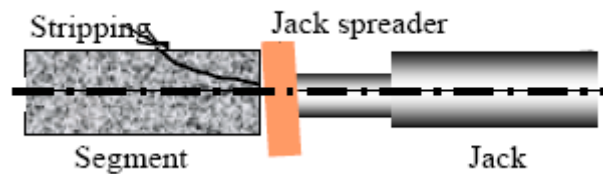


Figura 4.9 Esquema de rotura por mal contacto dovela con cilindro de empuje.

En particular, en el exterior de trazados curvos apretados, se observan grietas longitudinales en el centro del anillo. Observables de 2 a 3 anillos por detrás de la máquina acentuado por el flujo de agua. La figura 4.10 representa este esquema de rotura acompañado de una fotografía real que caracteriza este tipo de daño.

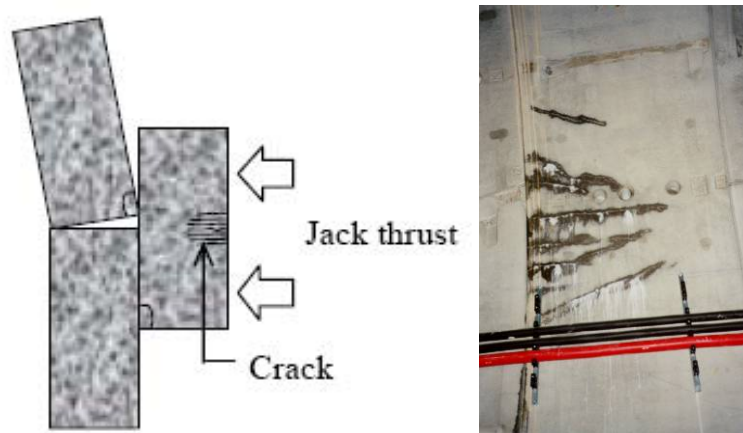


Figura 4.10 Esquema de formación de rotura por fuerzas de empuje y fotografía real del daño.

En curvas estrechas (con radio $< 500\text{m}$ aprox.), las desalineaciones en la unión anular, como resultado de las fuerzas de los gatos de empuje, ocurren a menudo, independientemente del diámetro de máquina. Por motivos geométricos, los gatos empujan el anillo hacia afuera.

En radios de curva convencionales, la inclinación de gato respecto al último (anillo) instalado es aproximadamente de dos a tres por ciento. En el exterior de la curva, con las presiones de gato máximas de por ejemplo 2 MN por gato, esto causa una fuerza transversal de aproximadamente 40 a 50 kN.

La figura 4.11 presenta la excentricidad en la unión de dos dovelas consecutivas que provoca un daño por cizalla y la fotografía real mostrando tal daño.



Figura 4.11 Esquema de formación de rotura por carga excéntrica de empuje y fotografía real del daño.

4.2.4. Daños al dejar la protección del escudo de cola

Coacciones sobre el anillo debido a un montaje excéntrico

Incluso cuando la tuneladora avanza según la alineación teórica, siempre se produce una desviación que el anillo debe ser capaz de asumir. En particular con suelos blandos y alta presión de aguas subterráneas, el sello de cola o cepillo de cola se encuentra comprimido, forzando al anillo hacia el eje.

Así pues, si el anillo es instalado excéntricamente al escudo de cola respecto la alineación del túnel, el sello de cola se marcha hacia atrás, provocando roturas en el anillo al abandonar éste la protección del escudo, figura 4.12.

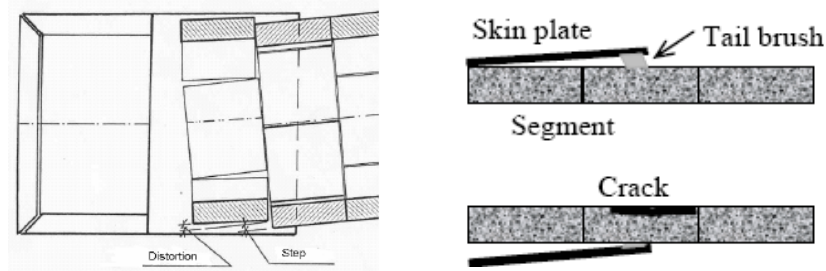


Figura 4.12 Esquema de formación de rotura al abandonar el anillo el escudo de cola.

En la figura anterior vemos que cuando el anillo abandona el escudo de cola, si no antes, busca una posición estable dónde acomodarse, intenta enderezarse y tanto las uniones anulares como longitudinales se cierran. Estas constricciones pueden conducir a la rotura de las mismas produciendo asentamientos.

La figura 4.13 son fotografías reales que muestran estos asentamientos relativos entre anillos y dovelas continuas al abandonar el anillo la protección del escudo de cola. En la fotografía de la izquierda se ha producido un asentamiento/hundimiento del anillo que acaba de abandonar el escudo de cola respecto al que todavía permanece en él. En cambio, en la fotografía de la derecha lo que se ha producido es el giro del anillo respecto el continuo.

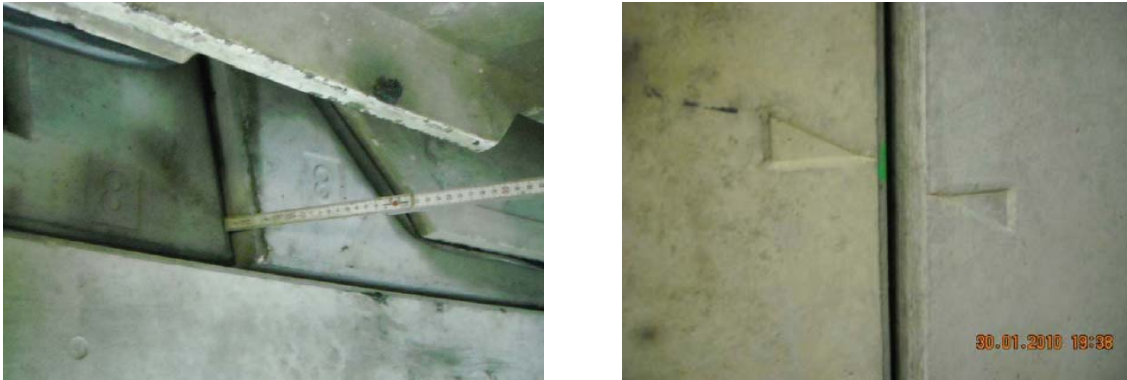


Figura 4.13 Asentamientos relativos entre anillos y entre dovelas continuas al abandonar el anillo la protección del escudo de cola.

Compresiones en la junta longitudinal causadas por el mortero

En cuanto el anillo abandona el escudo de cola, es inmediatamente comprimido por el mortero que rellena el gap o hueco anular, es decir, el hueco diferencia entre la excavación y la cara exterior de la dovela.

Como veremos más adelante, la presión de mortero siempre debe estar unas décimas de bar por encima de la presión de tierra buscando prevenir el asentamiento de ésta, así como también debe ser superior a la presión de aguas subterráneas predominante para evitar su lavado. Las cargas que actúan sobre el anillo en este estado son cuantitativamente más altas que cualquier otra carga actuante en otras etapas constructivas o en su posición definitiva. La tensión en la cara de contacto, puede alcanzar valores de más de 50 MN/m^2 en diámetros y presiones convencionales Gruebl (2006). Cuando el mortero comienza a plastificar, se deforma provocando grandes compresiones sobre la superficie de la dovela llevando a roturas en las esquinas.

En la figura 4.14 observamos un anillo que no ha sido bien colocado, lo cual ha llevado a la rotura del sellado y la entrada de mortero a presión dentro del túnel. Quedando reflejadas las altas presiones, antes mencionadas, que afectan al anillo en esta fase. La descripción más literal sería la aparición de un geiser de mortero dentro del túnel.






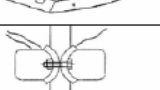
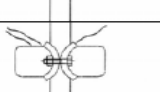
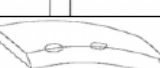
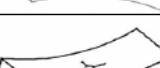






Figura 4.14 Rotura del sellado del anillo y entrada a presión del mortero en la cara interior del túnel.

4.2.5. La experiencia japonesa

En 2003 la JSCE (Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles) empezó sus estudios sobre los daños en los segmentos de dovelas durante la construcción, ya que debido a la tendencia de optimización de las dovelas cada vez más delgadas unido a la saturación de infraestructuras subterráneas, llevando a túneles cada vez más profundos, aumento su preocupación sobre los daño en los segmentos y la durabilidad del túnel.

Table 2. Classification of segment damage during construction (JSCE, 2005, p.17)

No.	Shield segment damage	Figure
1	Crack in axial dir.	
2	Crack in circumferential dir.	
3	Chipping at segment corner	
4	Stripping around segment joint	
5	Stripping around ring joint	
6	Crack/ Stripping around ring joint box	
7	Crack/ Stripping around segment joint box	
8	Stripping at outer surface	
9	Hair crack at inner surface	
10	Appearance of non-visible crack	
11	Buckling of longitudinal rib (steel segment)	
12	Deformation of rib (steel segment)	
13	Break of joint bolt	
14	Others	

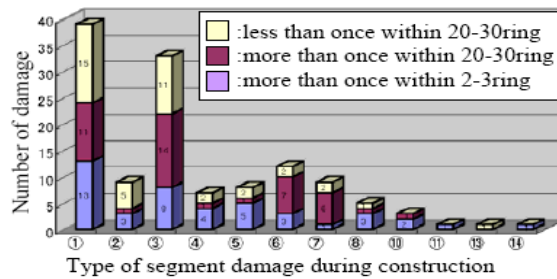


Figure 1. Frequency of segment damage during construction (JSCE, 2005, p.17)

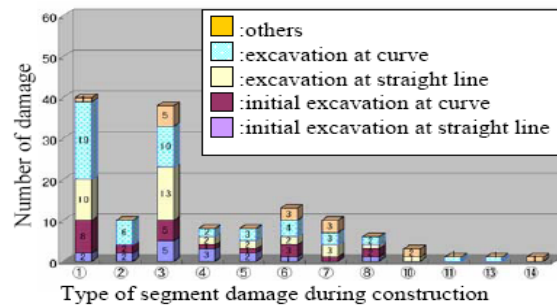


Figure 2. Construction stage at segment damage appearance (JSCE, 2005, p.19)

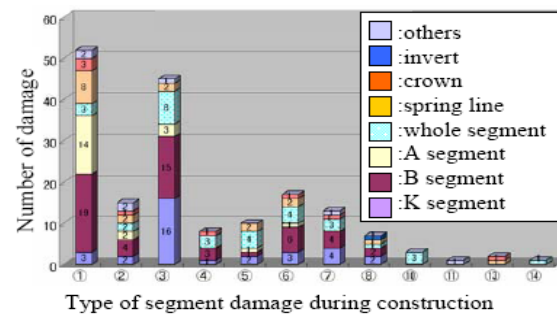


Figure 3. Position of segment damage during construction (JSCE, 2005, p.19)

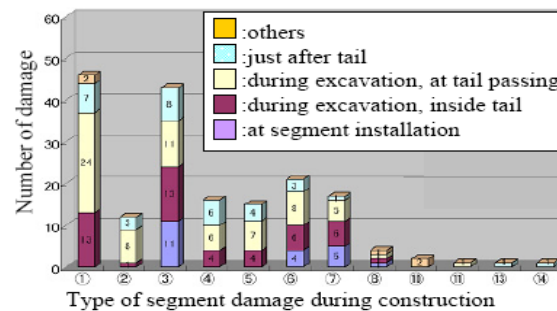


Figure 4. Timing of segment damage during construction (JSCE, 2005, p.19)

Tabla 4.1 Clasificación y frecuencia de los daños en las dovelas durante la construcción.

En las tablas anteriores se presenta un resumen del informe de Mitsutaka (2006) donde se recopilan y relacionan los diferentes daños y frecuencias de un segmento durante la construcción de un anillo. Dicho informe se basa en las experiencias de 15 grandes constructoras Japonesas especializadas en túneles, en 50 obras diferentes y bajo las siguientes características:

- La tipología de terreno comprende desde aluvial hasta rocas blandas.
- Aproximadamente el 80 % corresponde a radios mínimos mayores a 50m.
- Los diámetros de TBM se encuentran dentro de un rango entre 3m a 10m.
- Aproximadamente el 90 % de los segmentos tienen una anchura inferior a 1,5m.

Así pues, de la tabla 4.1 y a modo de análisis podemos extraer como causas principales de daño en los segmentos:

- Problemas de diseño: sobre la forma del segmento (geometría y tipología), la alineación del túnel (alineaciones curvas con menores radios de curvatura, mayores daños), y la tolerancia del escudo de la TBM (contacto entre la cola y el segmento).
- Problemas constructivos: exactitud en la instalación del segmento y el empuje de los gatos.
- Los daños principales son de fisuras en la dirección axial (tipo 1) y rotura en la esquina del segmento (tipo 3). Mientras que el daño de tipo 1 aparece básicamente alrededor del centro del arco longitudinal de la dovela durante la excavación, los daños de tipo 3 se concentran en los segmentos B-C y en la clave K (dovelas trapezoidales de cierre) durante su colocación y el avance.

4.2.6. Actuación sobre los daños

Como hemos comentado en los apartados anteriores, el empuje ejercido para realizar el avance, aplicado directamente sobre las dovelas, ocasiona un cierto desalineamiento entre los anillos, produciendo concentraciones de tensiones, que pueden provocar fisuras en las dovelas.

Una vez detectadas estas fisuras o desperfectos aparecidos, en la tabla 4.2 procedemos a su catalogación según las recomendaciones de MINTRA (2005), puesto que los materiales utilizables para su reparación serán diferentes en función del daño.

Así pues, mientras que para desperfectos importantes podemos recurrir a morteros que proporcionen características similares al hormigón desprendido, tanto en resistencia, como en permeabilidad y durabilidad. Para desperfectos superficiales nos bastará con morteros que cumplan sólo con los requisitos de durabilidad y permeabilidad. Finalmente en pequeñas fisuras donde pueda penetrar el agua y donde el mortero tradicional no funcione correctamente deberemos utilizar productos específicos para corregir dicho problema.

La recomendación utiliza 5 factores físicos para la clasificación según el daño en la dovela unido a la filtración de agua que ellos provocan.

DESPERFECTOS DE DOVELAS EN TÚNEL					
GRADO 1	Fisuras	Roturas	Cejas	Juntas	Filtraciones
	$f < 1\text{mm}$	$r < 15\text{cm}$ $e < 3\text{cm}$	$c < 3\text{cm}$	$s < 3\text{cm}$	Humedad
GRADO 2	Fisuras	Roturas	Cejas	Juntas	Filtraciones
	$1\text{mm} < f < 2\text{mm}$	$r < 15\text{cm}$ y $e < 3\text{cm}$ ó $15\text{cm} < r < 30\text{m}$ y $e < 3\text{cm}$	$3\text{cm} < c < 5\text{cm}$	$s > 3\text{cm}$	Goteo sistemático o pequeño hilo de agua.
GRADO 3	Fisuras	Roturas	Cejas	Juntas	Filtraciones
	$f > 2\text{mm}$	$r > 30\text{cm}$ ó $5\text{cm} < r < 30\text{m}$ y $e > 3\text{cm}$	$c > 5\text{cm}$	---	hilo de agua claramente visible.
dónde: f apertura de fisura r ancho máximo de rotura ; e profundidad máxima de rotura c ceja s separación entre bordes de dovelas					

Tabla 4.2 Clasificación de los desperfectos de dovelas en un túnel. MINTRA (2005).

Procedimiento de reparación

A continuación se dibujan unos pasos guía para una correcta ejecución de los trabajos. En primer lugar hay que comprobar que las condiciones ambientales sean las idóneas para la aplicación de los productos escogidos en cada caso. De no ser así suspender la reparación hasta que estas sean las aceptables.

Daños de grado 1

Este grado corresponde al daño de menor afectación. Mediante cepillado se limpia la zona a reparar. Como recomendación, escoger un producto fácilmente aplicable bien mediante pistola manual como por extensión con espátula y con un tiempo de endurecimiento de pocas horas. Si pasado este tiempo se comprueba que siguen las filtraciones hay que volver a aplicar el producto desde el principio.

Daños de grado 2 (ver figura 4.10)

Al igual que en el caso anterior, para limpiar la zona a reparar, bastará con un cepillado adecuado. Humedeciendo la zona a reparar antes de extender una primera capa de mortero reparador.

El mortero escogido, para este grado de daño, no necesita de altas resistencias simplemente mantener la durabilidad e impermeabilidad. Con tal de asegurar una buena aplicación, éste debe tener una consistencia plástica y sin grumos. Una vez aplicado y antes del fraguado, se comprueba que el desperfecto este adecuadamente rellenado. En caso de ser necesario aplicar otra capa puede rellenarse directamente sobre la anterior si no ha fraguado o aplicar una resina como puente de unión.

Si pasado el tiempo recomendado por el fabricante se observa que la reparación no es adecuada habrá que picar el mortero extendido e iniciar el proceso desde el principio.

Daños de grado 3 (ver figura 4.11)

Este grado corresponde a los mayores daños pudiendo quedar el armado incluso a la vista. Así pues, para limpiar la zona a reparar, habrá que recurrir a medios mecánicos con tal de eliminar el hormigón deteriorado hasta obtener una superficie con irregularidades de al menos 5mm a fin de conseguir una adherencia adecuada. El decapado debe ser suficiente para conseguir una profundidad de reparación mínima de 1 cm.

El mortero escogido necesitará de altas resistencias (compresiones superiores a 40N/mm^2 a los 28 días) pues a parte de durabilidad e impermeabilidad se le exige solicitaciones resistentes. Con tal de asegurar una buena aplicación, éste debe tener una consistencia plástica y sin grumos. En caso de aplicar varias capas (en función del producto las especificaciones técnicas y de uso varían), la siguiente debe ser aplicada antes que fragüe la anterior o bien lijar la superficie y aplicar una resina como puente de unión.

Si pasado el tiempo recomendado por el fabricante se observa que la reparación no es adecuada habrá que picar el mortero extendido e iniciar el proceso desde el principio.

4.3. MORTERO DE RELLENO DEL TRASDÓS DEL ANILLO

Como ya hemos comentado anteriormente, los anillos de dovelas se montan dentro del escudo de cola, lógicamente esto implica que existe una diferencia entre el extradós de la dovela y el corte teórico del terreno excavado, conocido como gap.

El volumen teórico de este espacio anular suele estar comprendido entre los 15-20cm en función del diámetro de la cabeza de corte de la tuneladora y de la posible utilización o no de los “copy – cutter”. Establecido el volumen de referencia, se fijaran sobre éste los límites de alerta y alarma.

La figura 4.15 muestra el esquema del revestimiento y relleno de este gap, tanto en fase de avance (mortero fresco) como en fase de servicio (mortero con plena resistencia alcanzada). Envoltiendo el revestimiento y rellenando el trasdós de las dovelas estas se conectan al terreno circundante.

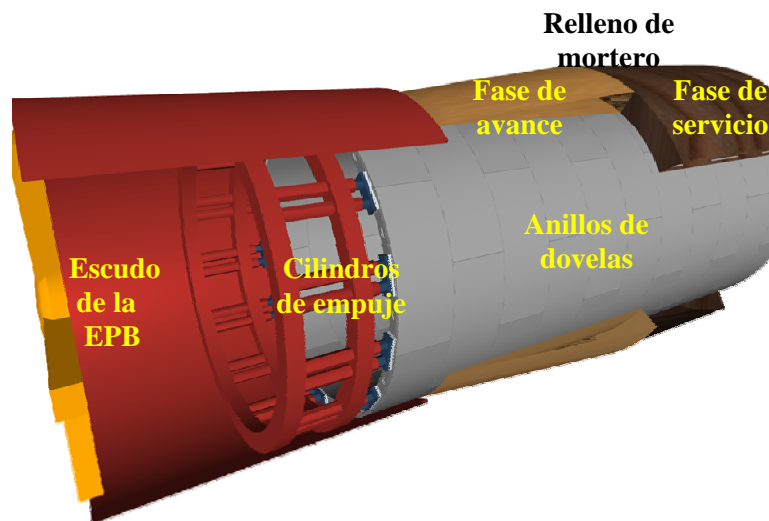


Figura 4.15 Esquema del revestimiento y relleno del trasdós de un túnel de dovelas.

La misión principal de este relleno (mortero) es asegurar el trabajo del anillo para el sostenimiento del terreno, evitando asentamientos e impedir que el agua del terreno se filtre a través de las juntas entre dovelas de un anillo, o entre anillos.

Hay que señalar que el procedimiento de inyección se limitará por presión y nunca por volumen. Teniendo en cuenta que las presiones de inyección deben escogerse con tal de evitar que las aguas subterráneas o el material excavado entren en el espacio anular y sin dañar el cierre en el escudo, dentro de las posibilidades del sistema de inyección con que cuenta la máquina.

Como valor de referencia, se puede establecer que la presión de inyección se sitúe 0,5 bares por encima de la presión de tierras en la parte superior de la cámara, debiendo considerar en el resto de células el peso de la columna de mortero y la diferencia entre líneas de inyección.

4.3.1. Recomendaciones básicas

De estudios y experiencias previas en la construcción de obras de Metro con tuneladoras EPB, MINTRA (2005), se derivan las siguientes recomendaciones básicas relativas a la fabricación de morteros para el relleno del trasdós de los anillos.

- 1.- El mortero debe ser estable en presencia de agua y permanecer homogéneo durante el almacenamiento y el transporte, evitando la segregación.
- 2.- Tiene que ser o volverse bombeable tras un corto remezclado, para evitar riesgos de obstrucción en las tuberías de inyección.
- 3.- El uso de arena silíceas debe evitarse porque se ha comprobado repetidamente su reiterada coincidencia con los atascos del circuito de inyección.
- 4.- La granulometría de la arena caliza debe aproximarse en lo posible a husos de tipo continuo, que aseguran la facilidad de bombeo.

- 5.- El tamaño máximo de la arena no debe superar los 4,8 mm. y es recomendable que el porcentaje de tamaños menores de 2 mm. represente, al menos, un 50%.
- 6.- Deben emplearse morteros de fraguado lento, ya que se trata de sustituir el volumen excavado en exceso (“gap”) de un terreno cuya calidad siempre será inferior a la del mortero de relleno.
- 7.- Se deben establecer las dosificaciones más adecuadas en función del equipo de transporte y bombeo particular disponible en cada caso, así como en función de los áridos empleados.
- 8.- Es recomendable disponer de planta de fabricación de mortero en obra, lo que ofrece la posibilidad de variar con rapidez la dosificación. No obstante, si se utilizan morteros preparados lo recomendable es disponer en obra de una instalación básica de mezclado con posibilidad de variar la dosificación de los aditivos.

4.3.2. Control de fraguado y resistencia

En cuanto al control del inicio y final del fraguado experiencias previas señalan que lo conveniente es moverse en los siguientes límites:

Inicio de Fraguado.....Entre las 5 y 8 horas
 Fin de Fraguado.....Entre + 1,5 y + 3 horas después del inicio

En zonas con agua, con tal de evitar el lavado del mortero nos moveremos en valores más bajos de inicio de fraguado, mientras que en zonas sensibles con valores de velocidad bajos tenderemos a valores más altos de inicio de fraguado.

En cuanto a resistencias a compresión se recomienda respetar los valores:

$$\begin{aligned} \text{RCS 1 día} &\geq 1,25 \text{ N / mm}^2 \\ \text{RCS 28 días} &\geq 7,5 \text{ N / mm}^2 \end{aligned}$$

4.3.3. Dosificación

A título orientativo, a partir de experiencias anteriores, se recomienda ensayar dosificaciones en torno a lo siguiente:

Mortero activo normal

Cemento.....80 a 100Kg/m³
 Cenizas.....250Kg/m³
 Arena.....1500 a 1480Kg/m³
 Aditivos.....8 a 14 l/m³
 % Agua de amasado.....17%

En las zonas que se pueden entender como particulares, el mortero para el relleno del “gap” convendría cumpla las siguientes condiciones:

- Inicio y salida de la tuneladora: Morteros más ricos en cemento, en base a mejorar resistencias (cemento entre 150–200Kg/m³, cenizas en el entorno a los 350Kg/m³).
- Excavación en zonas con gran cantidad de agua y carga freática: Mortero activo normal aditivado en prevención del efecto lavado, y de la reducción de la exudación y segregación.

4.3.4. Ejemplo de dosificación real

Aunque no sea responsabilidad directa del ingeniero de turno el desarrollo de la dosificación del mortero de relleno, si es él quien sufre las consecuencias de los problemas en la dosificación, traducida en atascos de líneas de mortero, en una mala bombeabilidad, etc. De aquí la importancia que esté implicado en su desarrollo y tenga las nociones suficientes para poder modificarla con garantía de seguridad y buen hacer.

A continuación se presentan las pruebas de dos tipos de mortero de relleno del trasdós de la dovela, siguiendo las recomendaciones anteriores. En este caso se optó por aditivos de BASF.

El objetivo era encontrar dos fórmulas de trabajo, una convencional y otra fórmula con aditivo antilavado. Las premisas de partida eran, una trabajabilidad de al menos 4 horas y una resistencia mínima a compresión de 1,1MPa a las 24h.

Según las especificaciones particulares del sistema de bombeo de la tuneladora en cuestión, era necesario una consistencia entre 200-250mm medido en mesa de sacudida (UNE-EN1015-3) y bombeabilidad entre los 240 y 300 minutos. Definiéndose la bombeabilidad como el tiempo en minutos entre el amasado del hormigón y el momento en que el ensayo de consistencia daba un resultado inferior a 18cm. (determinado de modo análogo al ensayo “determinación del periodo de trabajabilidad” (UNE-EN1015-9)).

Con tal de conseguir la consistencia requerida, utilizamos un inhibidor/estabilizador de fraguado, que evita la activación del inicio de fraguado del cemento durante cierto tiempo (dependiendo de la cantidad empleada), este aplazamiento del inicio de fraguado, lleva asociado un desplazamiento temporal del inicio y fin de fraguado, y por lo tanto, un desarrollo de resistencia iniciales más lento. Recordando que el cemento hidratado tiene un tiempo de trabajabilidad como máximo de 90 minutos, sería imposible hacer un mortero trabajable sin este tipo de aditivo.

Caracterización de la arena a utilizar

El primer paso es caracterizar la arena que vamos a utilizar: obtener la granulometría, equivalente de arena y absorción de los áridos a utilizar, comprobando que cumple las especificaciones para morteros (UNE-EN1015).

En la figura 4.16 podemos observar la caracterización mediante la distribución granulométrica de la arena en cuestión, % que pasa en cada tamiz.

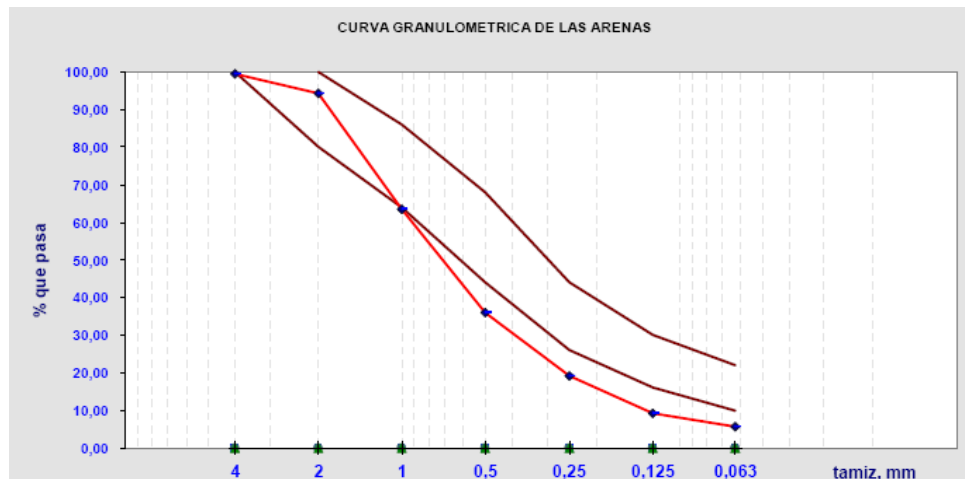


Figura 4.16 Curva granulométrica Arena Caliza machaqueo 0/2.

Arena Caliza machaqueo 0/2: Equivalente Arena: 70
 Absorción: 2.88 %
 Ensayos Arena Saturada; Humedad: 4.4 %
 Densidad Arena: 2.59 g/cm³

Mortero activo normal

En este caso práctico, los aditivos utilizados fueron los siguientes:

- Polyheed SGE: Aditivo reductor de agua para hormigón y mortero de relleno, que gracias a la mejora de la cohesión es especialmente útil en morteros bombeables e inyectables.
- Meyco GA 322: Aditivo para controlar la pérdida de masa / fluido en slurries y morteros cementosos sometidos a presión.
- Meyco GA 40: Aditivo especial para la fabricación de morteros de relleno de baja densidad para TBM.
- Delvocrete Stabilizer E: Aditivo estabilizador de fraguado para el control de la hidratación del cemento.

En la Tabla 4.3 se describen las dosificaciones utilizadas, una serie de tres pruebas dónde manteniendo todos los parámetros constantes sólo variaba la cantidad de Delvocrete Stabilizer (E), relacionado directamente con la trabajabilidad.

		Prueba 1: E=0,4Kg/m ³	Prueba 2: E=0,2Kg/m ³	Prueba 3: E=0Kg/m ³
Cem II/A-V42,5 R	245Kg			
Arena Caliza 0/2mm	1387kg			
Polyheed SGE	5,0Kg			
Meyco GA-40	0,2kg			
Devolcrete Stabilizer E	Variable	0,4Kg	0,2Kg	0Kg
Agua Añadida	232Kg			
Agua Absorción	40kg			
Agua Humedad	0kg			
Relación A/C	0,78			

Tabla 4.3 Dosificación del mortero para las diferentes pruebas.

En la figura 4.17 observamos que a menor concentración de Devolcrete menor tiempo de bombeabilidad, resultado esperable ya que este producto se utiliza como prolongador del tiempo de fraguado y en consecuencia de mejora del tiempo de trabajo. Obteniéndose, que a igualdad del resto de parámetros, por cada 0,2Kg/m³ de éste producto se alarga la trabajabilidad del mortero en aproximadamente 1,5 horas.

Mantenimiento Consistencias

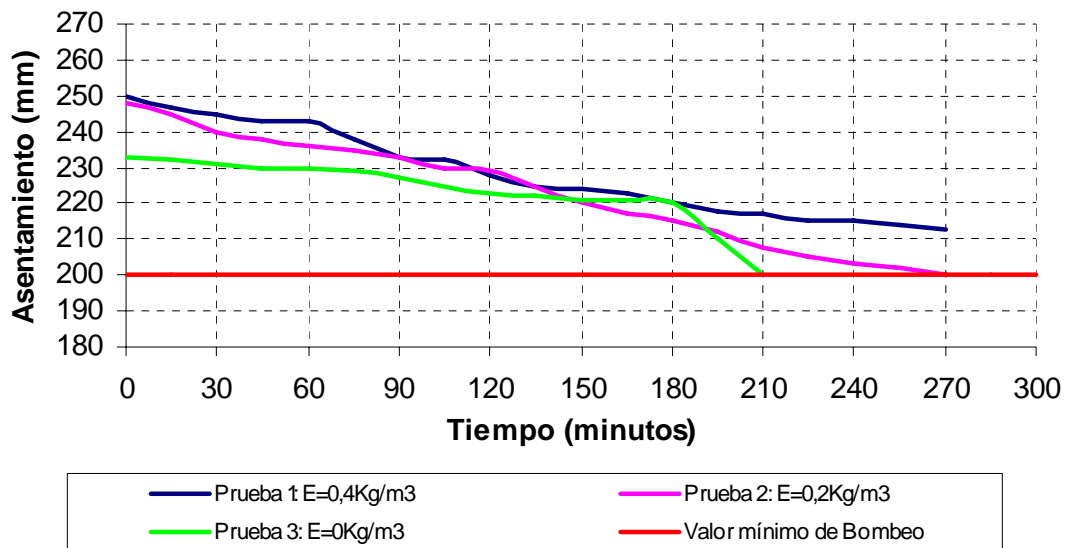


Figura 4.17 Curva de consistencias.

A continuación en la tabla 4.4 se presentan los resultados de resistencia obtenidos para las diferentes pruebas. Como podemos ver entre las 24-30 horas alcanzamos los requerimientos de resistencia exigidos.

	Prueba 1: E=0,4Kg/m ³	Prueba 2: E=0,2Kg/m ³	Prueba 3: E=0Kg/m ³
Densidad en fresco	1,83g/mm ³	1,82g/mm ³	1,81g/mm ³
Aire Ocluido	18%	18%	18%
Curadas en cámara húmeda			
24 horas	0,20MPa	0,41MPa	0,89MPa
29 horas	0,54MPa	0,92MPa	1,47MPa
40 horas	1,82MPa		
7 días	5,28MPa	6,78MPa	4,51MPa
Curadas a Temperatura Ambiente			
24 horas	0,65MPa	1,11MPa	
29 horas			
40 horas	2,55MPa	2,59MPa	
7 días	6,02MPa	5,60MPa	

Tabla 4.4 Resistencias obtenidas para las diferentes pruebas.

Uno de los parámetros que más influirán en la puesta en obra y que hasta el momento hemos mantenido constante, será la humedad ambiente, puesto que las condiciones de trabajo habituales en una tuneladora implica turnos de trabajo durante

las 24 horas del día, tanto en condiciones de sol, como de lluvia. Así pues la siguiente prueba consistirá, tomado el valor de referencia de Devolcrete $0,4\text{Kg/m}^3$ en saturar las arenas y observar como se comporta el mortero. En la tabla 4.4 se presentan las dosificaciones con arenas con y sin saturación.

		Prueba 1: Arenas sin humedad	Prueba 2: Arenas saturadas
Cem II/A-V42,5 R	245Kg		
Arena Caliza 0/2mm	1387kg		
Polyheed SGE	5,0Kg		
Meyco GA-40	0,2kg		
Devolcrete Stabilizer E	0,4Kg		
Agua Añadida	Variable	232Kg	180Kg
Agua Absorción	40kg		
Agua Humedad	Variable	0Kg	61Kg
Relación A/C	Variable	0,78	0,82

Tabla 4.5 Dosificación del mortero con y sin arenas saturadas.

La primera observación que debemos hacer es la corrección del agua añadida inferior, para obtener una relación agua/cemento similar a la original. Relaciones A/C superiores pueden conducirnos a conos fuera de rango que no sean bombeables o que obstruyan las líneas de mortero.

En la figura 4.18 vemos el comportamiento de la consistencia para arenas saturadas respecto con las de humedad cero, teniendo mayores tiempos de bombeabilidad para las primeras, a una relación A/C superior se alarga la trabajabilidad pero con la contrapartida de conos de asentamiento iniciales mayores.

Mantenimiento Consistencias

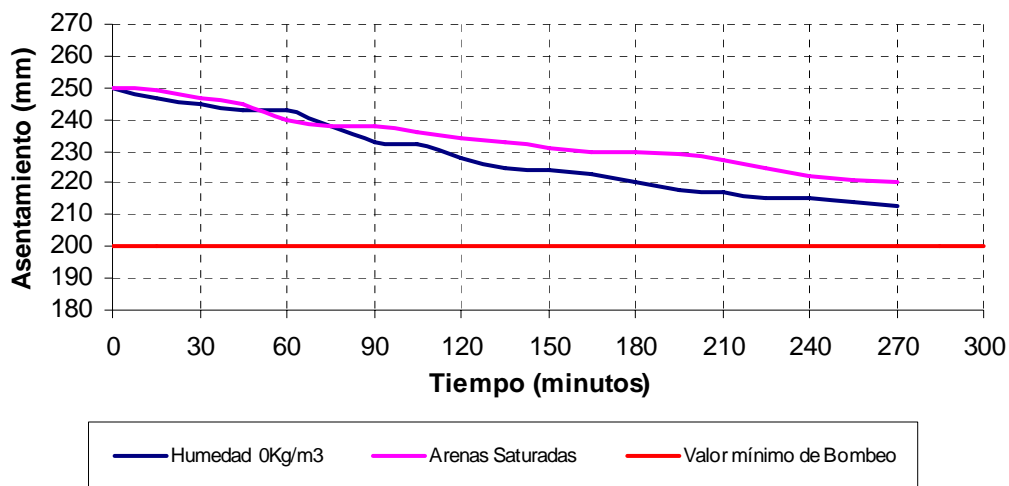


Figura 4.18 Curva de consistencias. Mortero activo normal con humedad 0Kg vs arenas saturadas.

En cuanto a los resultados de resistencia obtenidos, para el caso de arenas saturadas, presentados a continuación en la tabla 4.6, vemos que para este rango de relación A/C seguimos alcanzando los valores requeridos a las 30 horas.

	Arenas saturadas
Densidad en fresco	1,84g/mm ³
Aire Ocluido	16%
Curadas en cámara húmeda	
24 horas	0,56MPa
30 horas	1,03MPa
7 días	6,67MPa

Tabla 4.6 Resistencias obtenidas.

Mortero anti-lavado

Finalmente se realizó una última prueba para zonas con gran cantidad de agua donde podría producirse un efecto lavado. En la Tabla 4.7 se comparan las dosificaciones del mortero activo normal con $E=0,4\text{Kg/m}^3$ y el mortero anti-lavable. Dónde las dosificaciones son muy diferentes, una parte del cemento es sustituido por filler, aparece un producto nuevo, el Meyco GA-322 para controlar la pérdida de masa y se reduce la cantidad de agua.

	Mortero activo normal	Mortero anti-lavable
Cem II/A-V42,5 R	245Kg	164Kg
Filler Calizo		82Kg
Arena Caliza 0/2mm	1387kg	1387Kg
Polyheed SGE	5,0Kg	
Meyco GA-322		17,5Kg
Meyco GA-40	0,2kg	0,1Kg
Devolcrete Stabilizer E	0,4Kg	0,8Kg
Agua Añadida	232Kg	189Kg
Agua Absorción	40kg	40Kg
Agua Humedad	0Kg	0Kg
Relación A/C	0,78	
Relación A/Conlomerante		0,79Kg

dónde Conglomerante = Cemento + 0,3 x Filler

Tabla 4.7 Dosificación del mortero activo normal vs anti-lavable.

En cuanto a los resultados de resistencia obtenidos presentados en la tabla 4.8, al igual que en los casos anteriores, los valores requeridos se alcanzan a las 30 horas, aunque requiere tiempos mayores para alcanzarlos .

	Anti-lavable
Densidad en fresco	1,84g/mm ³
Aire Ocluido	16%
Curadas en cámara húmeda	
24 horas	0,80MPa
40 horas	1,84MPa
7 días	4,0MPa

Tabla 4.8 Resistencias obtenidas.

Además, en la figura 4.19 observamos tiempos de bombeabilidad similares a las dosificaciones anteriores, aunque hemos necesitado duplicar la cantidad de Devolcrete en la dosificación del mortero anti-lavable para alcanzarlos.

Mantenimiento Consistencias

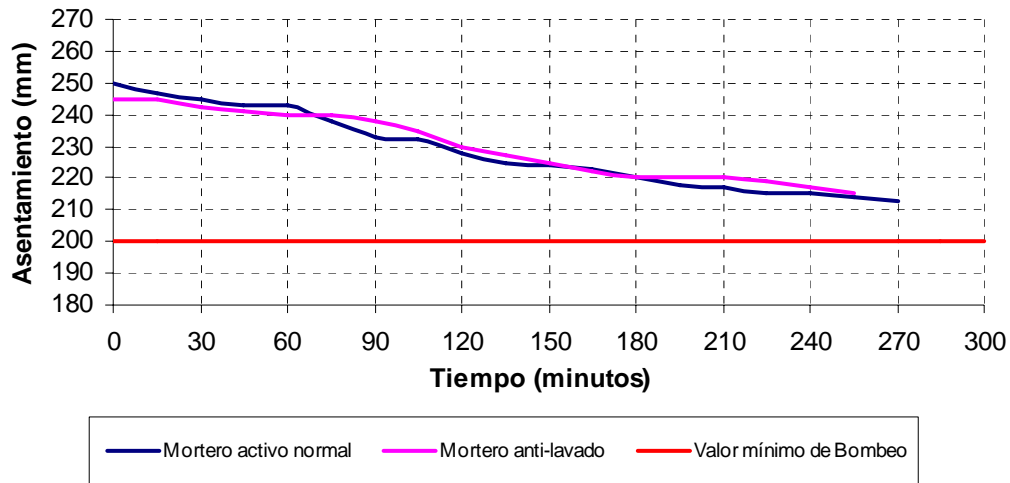


Figura 4.19 Curva de consistencias. Mortero activo normal vs Mortero anti-lavable.

Conclusiones

Las fórmulas expuestas anteriormente, han cumplido con las exigencias de mantenimiento de consistencias, y en algunos casos la resistencia a 24 horas. Pero en todos los casos cumplen entre 24–30 horas, por lo que se cumple lo indicado en los objetivos iniciales; el aplazamiento del inicio de fraguado manteniendo la trabajabilidad al menos 4 horas.

De todas formas estas dosificaciones son aproximaciones prácticas para una obra concreta, con unos materiales concretos partiendo de las recomendaciones teóricas antes mencionadas. Así que será necesario ensayar en las condiciones particulares y reales de cada obra, realizando los ajustes pertinentes respecto a las cantidades de agua, cemento y aditivos elegidos.

4.3.5. Inyección de mortero

Teniendo en cuenta el diámetro de excavación de la máquina y el diámetro exterior del anillo obtenemos el volumen teórico del gap o lo que es lo mismo, nuestro volumen teórico de mortero.

La inyección de mortero se realiza de forma continua por cola a medida que avanza la máquina, regulada por presión y no por volumen para garantizar el correcto llenado del gap.

Lo aconsejable es utilizar la máxima presión compatible con la capacidad del cierre en las juntas de cola y por la limitación en la circulación de mortero hacia el

frente. En la figura 4.20 podemos ver como un esquema de la inyección de mortero a través de la cola del escudo y tres sepillos de cola con la pasta de obturación (habitualmente grasa) que evita que el mortero entre en el escudo de la tuneladora.

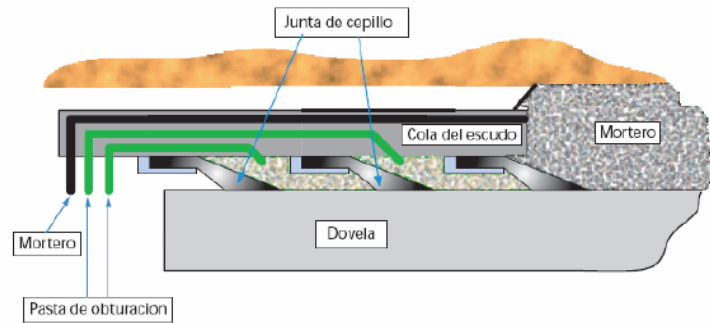


Figura 4.20 Esquema de inyección de mortero.

Las presiones de inyección se fijan en función de la presión de confinamiento en el frente de excavación. Como valor de referencia habitual, en las líneas de inyección superiores se fija una presión de más 0,5 bares respecto a la presión de confinamiento de la célula de presión superior (continua a estas líneas de inyección). El resto de presiones en las células se calculan en base al peso de la columna de mortero y a la diferencia entre líneas de inyección.

En la figura 4.21 vemos el funcionamiento teórico de una bomba de mortero. Cuando hablamos de la presión de inyección, nos referimos al mínimo valor para empezar a bombear y máxima presión a aquella que no dañe los sepillos de cola.

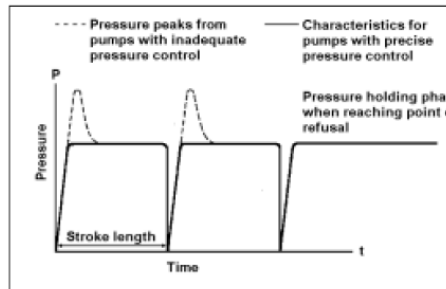


Figura 4.21 Esquema de funcionamiento de una bomba de mortero.

El número de líneas de mortero en una tuneladora varía en función del diámetro y las velocidades que se espera alcance, Mendaña (2004). Siendo 6 el número de líneas mínimo para operar en diámetros superiores a los 9,0m. Respecto a la velocidad y el número de líneas que deben estar operativas podemos tomar como referencia:

- Velocidad $V \leq 15 \text{ mm/min}$ se recomienda trabajar sólo con las 2 líneas superiores, pues trabajar con más líneas a tan baja velocidad puede llevar a atascos en las líneas de mortero. Tenemos un caudal fijo a repartir entre las líneas sin apenas movimiento de avance.
- Velocidades comprendidas entre los $15 \text{ mm/min} \leq V \leq 25 \text{ mm/min}$ necesitan aumentar el número de líneas operativas hasta un mínimo de 4. Incluyendo las 2 superiores.
- Velocidad $V \geq 25 \text{ mm/min}$ necesitamos tener operativas 6 líneas de mortero.

Las líneas superiores siempre deben estar en funcionamiento, ya que el correcto llenado de la parte superior es decisivo en la generación de asientos. En caso de obstrucción de éstas, debe detenerse el avance hasta que vuelvan a estar operativas. Hay que tener especial cuidado en las operaciones de limpieza, pues pueden provocar entrada de material hacia el escudo generando caídas de presión en el frente. En terrenos auto estables, para facilitar estas tareas, se recomienda bajar la presión hasta equilibrarla con la del terreno.

En la figura 4.22 vemos el esquema de las líneas de mortero para una cabeza de corte de 11,7m de diámetro dónde sólo son necesarias 8 líneas de inyección. Aunque las líneas inferiores M4 y M5 rara vez trabajaran por obturación continua. Las líneas superiores son la M8 y M1.

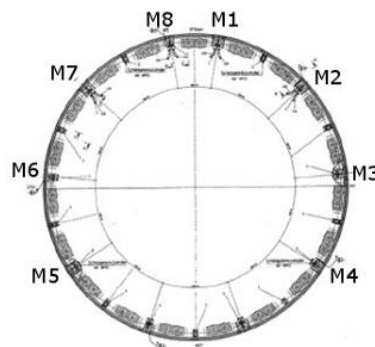


Figura 4.22 Puntos inyección mortero.

Así mismo, en la figura 4.22 podemos ver el funcionamiento real correspondiente para el ejemplo anterior. Observamos las fluctuaciones correspondientes a la presión mínima y máxima para las diferentes células de presión. En la parte inicial, vemos un pico de presión para la línea M3 que corresponde a un intento de limpieza de esta línea.

Inyección Mortero

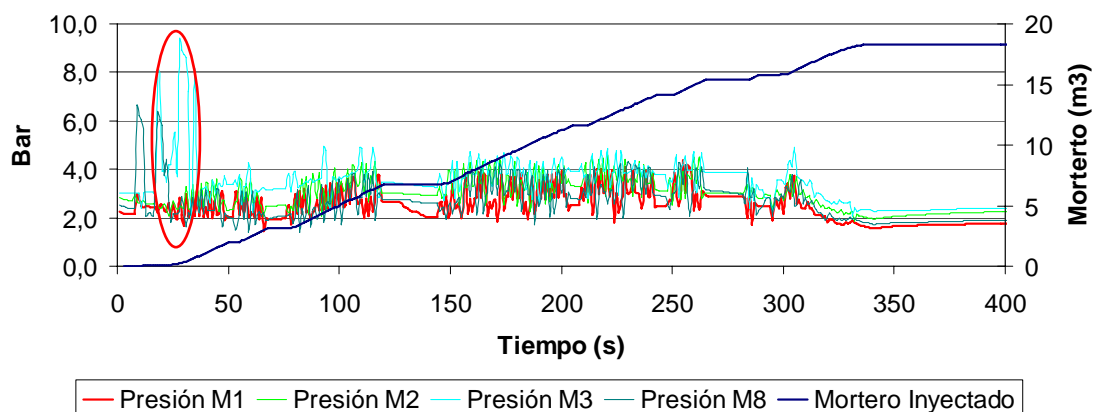


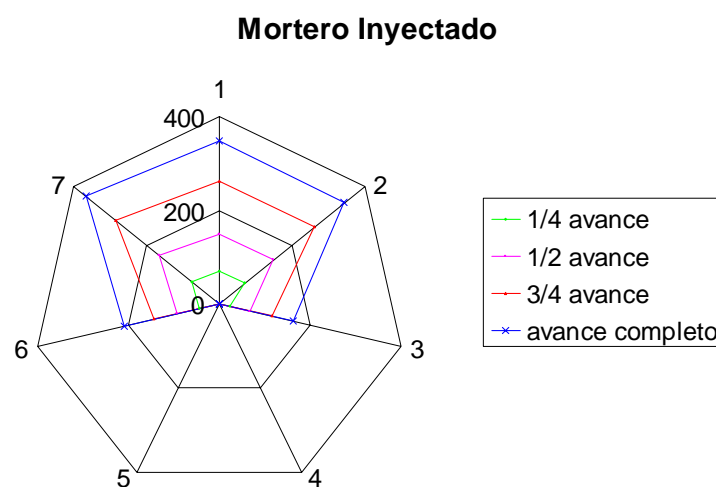
Figura 4.23 Gráfica de funcionamiento real en la inyección de mortero Presiones y Volumen.

Finalmente, para controlar el volumen de mortero inyectado en el gap, tenemos que fijarnos en el sistema de adquisición de datos de la tuneladora. Usualmente, cuando estas máquinas vienen de fábrica, el paquete básico contempla el registro a través del número de emboladas de inyección durante el relleno del gap.

Estas emboladas se cubican en función de las características de las bombas y se corrigen en función de la tipología del mortero, pues en función de su densidad se producirá un llenado u otro. Morteros más fluidos llenaran más el embolo, en cambio morteros más secos lo dejarán más vacío. Por este motivo la homogeneidad del mortero resulta tan importante.

Si el sistema de toma de datos es tal, se recomienda el contraste con los albaranes de mortero fabricado, anillo a anillo para tener un control más exhausto. Aunque la mejor opción es implementar un sistema de caudalímetros en la salida de las bombas.

Otro punto a tener en cuenta, es cómo se inyecta este mortero. En la figura 4.24 podemos ver que la inyección ha sido constante en todas las líneas de mortero y durante todo el avance. Hay que buscar la simetría entre las líneas de mortero M1-M8, M2-M7 y M3-M6.



4.3.6. Control de calidad de las inyecciones

El control de la eficacia en las inyecciones del mortero de relleno de los anillos se hace mediante sondeos con recuperación de testigo. El diámetro del sondeo conviene sea $> 42\text{mm}$. y con una longitud mínima que cubra la zona del gap y se adentre el doble de esta longitud en el terreno, 300mm suele ser una longitud admitida. Los sondeos deben indicar que el espacio entre el trasdós de la dovela y el terreno se encuentra relleno de mortero.

Al inicio de los trabajos deben extraerse tomas al menos cada 50 anillos y, si los controles anteriores han sido satisfactorios, pueden aumentar hasta los 150/200 anillos. Utilizando la información del PLC o pantalla de control podemos escoger los puntos críticos dónde pueden haber quedado huecos, por lo general se priorizará la toma de muestra en los siguientes casos:

- Puntos dónde se han producido sobre excavaciones superiores al valor de alarma del 15% respecto el valor teórico.

- Puntos donde el volumen de mortero haya sido inferior al 15% o superior al 25% sobre el teórico.
- Puntos donde se hayan producido asentamientos superiores en 5mm en superficie.
- Puntos donde existan filtraciones visibles en las dovelas.

A continuación en las figuras 4.25 y 4.26 podemos ver el esquema de toma de muestra en dos anillos diferentes y los testigos que de ellos se extrajeron. En el primero se observa como el mortero ha rellenado completamente el gap y al final del testigo aparece el material del terreno. En cambio, en el segundo el mortero ha sido lavado y apenas llega a rellenar la mitad del gap estando el terreno del final del sondeo fracturado y lavado. Así pues, el segundo punto de muestra es un claro punto de inyección secundaria.

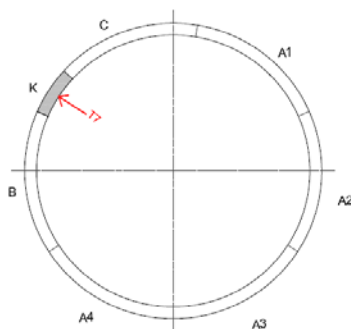


Figura 4.25 Esquema y testigo de mortero. Relleno del gap correcto.

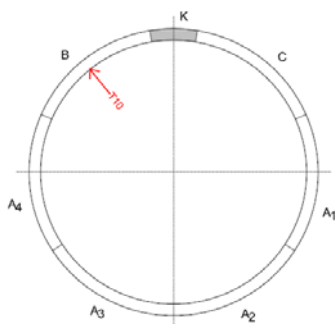


Figura 4.26 Esquema y testigo de mortero. Relleno del gap incorrecto.

Las zonas donde al extraer muestras se detecten huecos, deberán ser reinyectadas.

Inyecciones secundarias

Estas inyecciones tienen por objeto completar el llenado de los espacios vacíos, que no hayan sido completamente rellenados con la inyección de cola. Para su ejecución es necesario un equipo complementario de inyección de lechada en el back-up de la tuneladora.

Las inyecciones secundarias se realizan en el back-up y a suficiente distancia del último anillo colocado para evitar circulación de lechada hacia el escudo, pero no demasiado lejos para evitar que si hay espacios vacíos en terrenos inestables, estos espacios emigren hacia arriba antes de realizar la inyección.

Dosificaciones habituales mantienen relaciones A/C entre (1.0/1.25) y (1.0/1.0), utilizándose sólo aditivos en caso de ser necesario, para aumentar la estabilidad y bombeabilidad de la mezcla, por ejemplo puede añadirse a la mezcla un porcentaje entre el 3% y el 5% de bentonita.

Por lo general, la reinyección se realizará en clave y evitando en lo posible la dovela llave (K). Utilizando presiones de inyección comprendidas entre los 2-5 bar, controladas a través de un manómetro de la propia bomba. Se calculará el volumen del hueco según el volumen de lechada admitido. La reinyección finaliza cuando el terreno no admite más lechada, indicando en este momento un pico de presión de inyección. Si llegados a este punto no ha habido resurgencias de lechada por los taladros superiores de dicho anillo el punto de inyección se desplazará a los taladros adyacentes.

4.4. INYECCIÓN DE BENTONITA

La misión fundamental de las inyecciones de bentonita a través del escudo es proporcionar un sostenimiento positivo en la zona entre la cabeza de corte y el escudo, espacio generado por la propia conicidad del escudo de la tuneladora (figura 4.27).

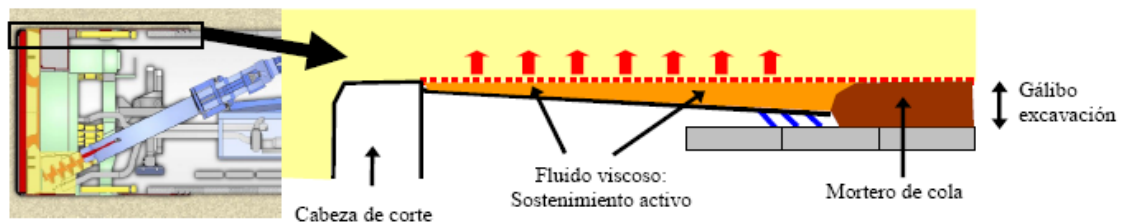


Figura 4.27 Esquema y testigo de mortero. Relleno del gap incorrecto.

El volumen teórico se calculará a partir del volumen del espacio anular entre escudo y el terreno excavado. Para diámetros superiores a 9,0m suele estar comprendido entre 1,0 y 2,0m³ por avance.

Al igual que en el mortero, la inyección debe ser homogénea y fluida a lo largo del avance y nunca debe perjudicar el giro de la tuneladora ($roll \leq 0,5$). Estamos introduciendo un lubricante en el terreno que podría provocar un giro de la tuneladora sobre su mismo eje, con los problemas que ello comporta.

Capítulo 5.

Afectación al entorno

5.1. INTRODUCCIÓN

En el capítulo anterior, hemos visto las distintas tipologías de dovelas así cómo el mortero de relleno del trasdós, cerrando el trinomio de parámetros influyentes en la generación de asientos que el ingeniero de turno debe controlar: presión en la cámara de trabajo, volumen de material extraído y volumen de mortero inyectado.

Como ya hemos comentado, la excavación del terreno en una obra subterránea introduce una clara alteración en el estado tensional inicial del mismo, induciendo como consecuencia a un campo de deformaciones en éste, tendiendo a cerrarse en torno a la excavación (con extensión entre la superficie y la clave del túnel) y que vienen a equivaler a desplazamientos radiales hacia el túnel. Consecuentemente, en ámbitos urbanos, estos movimientos pueden afectar a estructuras existentes en superficie o en profundidad (Franzius, 2003).

El propósito del presente capítulo es introducir los aspectos básicos referentes a la afección del entorno inducido por la construcción de un túnel, obteniendo un cálculo aproximado de los asientos y pérdidas de sección, así como, su seguimiento a través de la instrumentación y auscultación. En ningún caso se pretende explicar exhaustivamente estos procesos, dado que el cálculo preciso es un proceso complejo y de gran envergadura que requiere una amplia experiencia y unos recursos informáticos potentes.

No obstante, lo que sí se pretende es facilitar las herramientas y conocimientos básicos para que un ingeniero de turno pueda opinar y evaluar, con criterio, la validez de estos.

Podemos decir que existen 4 factores principales asociados a la generación de subsidencias, Mair et al. (1997), reflejados en la figura 5.1 y comentados a continuación con las experiencias extraídas en los túneles de Madrid, Oteo et al. (1997b):

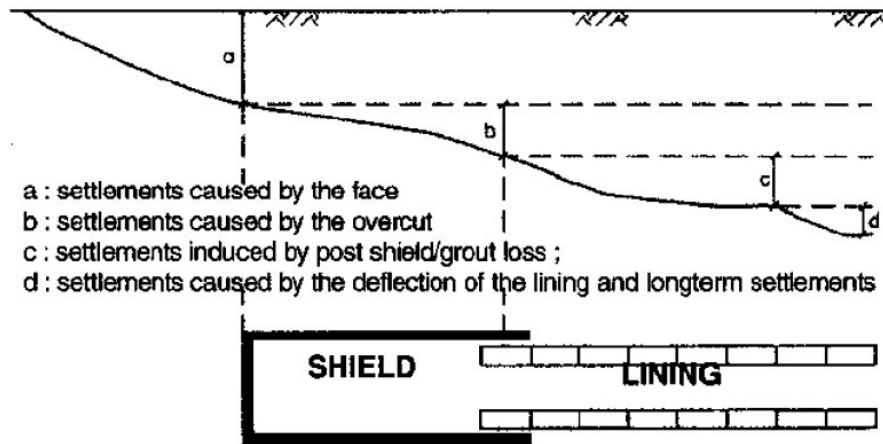


Figura 5.1 Mecanismos asociados a la formación de subsidencias por excavación con tuneladora (Mair et al 1997).

- a) Deformaciones del suelo por delante del frente de excavación debido a las relajaciones de las tensiones. Especialmente importantes en métodos de excavación en abierto, pueden ser controladas en máquinas tuneladoras EPB o hidroescudos gracias al control de las presiones de trabajo. Experiencias en Madrid, Oteo et al. (1997b), cifran este asiento entre un 20-30% del final.
- b) Deformaciones producidas por la sobreexcavación durante el paso de la rueda de corte i el escudo. Las herramientas de corte excavan un diámetro superior al del escudo y al del revestimiento definitivo. Este aspecto depende de la geometría de la tuneladora y de las variaciones en el guiado de ésta. Del orden del 50-60% del asentamiento final se produce por el paso del propio escudo.
- c) Deformaciones producidas por el paso de la zona que lleva ya el revestimiento y ha quedado inyectada. Con una correcta inyección del mortero, homogénea y fluida, se produce un correcto llenado del gap reduciendo los asientos en esta fase. Del orden del 10-40% del asentamiento final se produce en este punto.
- d) Deformaciones producidas por la consolidación. La presión en los huecos se disipa a largo plazo y las modificaciones de las tensiones efectivas originan asientos adicionales en el terreno. En terrenos arcillosos esta consolidación puede jugar un papel muy importante.

Para evaluar el orden de magnitud y la distribución de estos movimientos, vamos a trabajar distintas metodologías, algunas de menor y otras de mayor complejidad que nos permitan prever estos movimientos antes de construir el túnel. Además, mediante la instrumentación mediremos su evolución durante la ejecución del túnel, comprobando si los movimientos producidos se ajustan a los previstos. En el caso que los movimientos registrados no se ajusten el modelo teórico es posible recalibrar el modelo para poder estimar los asientos del túnel aún por construir.

5.2. CÁLCULO DE ASIENTOS Y PÉRDIDAS DE SECCIÓN

5.2.1. Movimientos inducidos

Existe una amplia variedad en cuanto a modelos teóricos se refiere, en este documento se ha optado por el formulado por Peck (1969), basado en un registro de medidas instrumentales reales, dónde la curva de asientos se ajusta a una distribución normal y puede ser expresado mediante una función de Gauss.

A los movimientos de la superficie y sus proximidades tanto con componente vertical (asiento) como horizontal se los denomina subsidencias. En la figura 5.2 se muestra el criterio de signos y geometría de los asientos. Se define la componente x como la distancia del eje del túnel en la dirección longitudinal; la y es la coordenada en la dirección transversal y la z representa el movimiento vertical desde la superficie del terreno. Se considera el origen de coordenadas el frente de la rueda de corte.

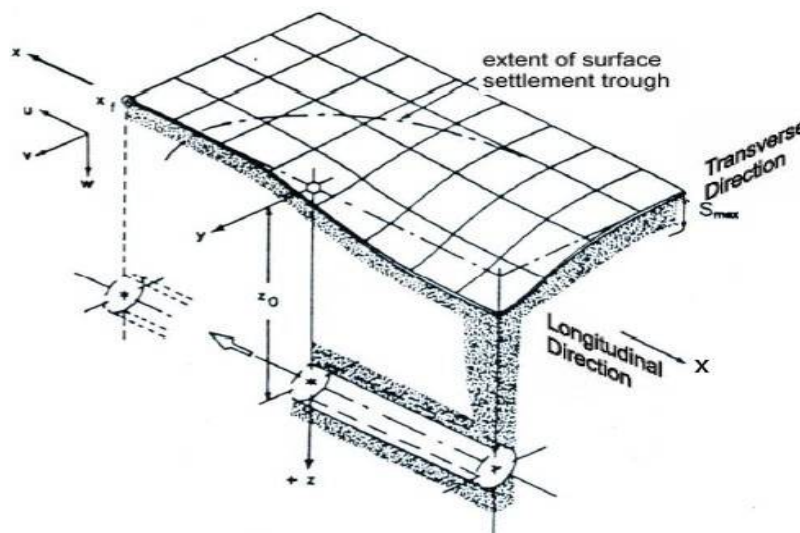


Figura 5.2 Geometría de las subsidencias por excavación de un túnel. (Attewell et al., 1986 i Franzius, 2003).

Como hipótesis se tomará que los parámetros que definen geoméricamente esta curva se obtienen bajo el área definida por la Campana de Gauss, es decir, el volumen de asientos (V_S), es igual a la variación de la sección, o pérdida de sección (V_L), experimentada por la excavación, correspondiente a condiciones no drenadas. De esta forma, el asiento en cualquier punto se puede definir según la expresión que define una campana de Gauss o distribución normal:

$$\delta_V = \delta_{\max} e^{-\frac{y^2}{2i^2}} \quad [5.1]$$

dónde:

δ_V = Asiento vertical en un punto situado a una distancia y del eje de simetría del túnel (mm)

δ_{\max} = Asiento vertical máximo en el eje (mm)

y = Distancia horizontal desde el eje del túnel (m)

i = Distancia al punto de inflexión desde el eje del túnel (m)

En las figuras 5.3 y 5.4 se presenta con mayor detalle la sección transversal teórica a través de la cubeta de Gauss desarrollada por Peck (1969). Se destacan los puntos de cambio de curvatura y las ecuaciones que describen su desarrollo.

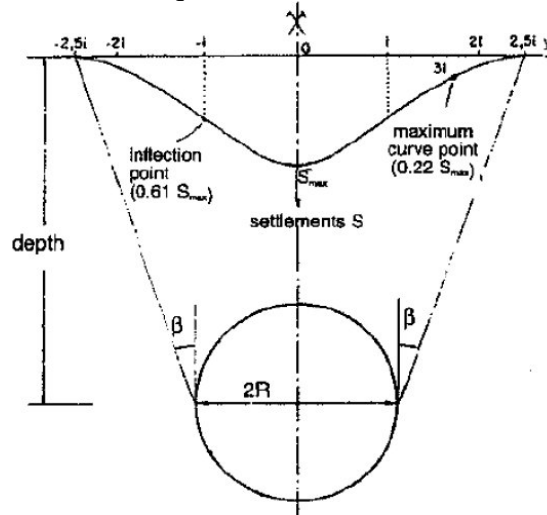


Figura 5.3 Sección transversal teórica a través de la cubeta de Gauss (Peck 1969).

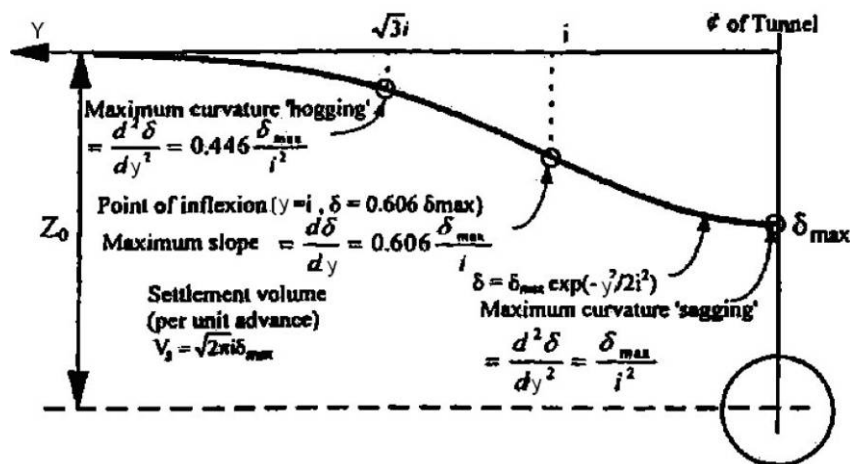


Figura 5.4 Formulación para obtener la sección transversal de la cubeta de Gauss.

Analizando las propiedades geométricas de la campana de Gauss junto con la hipótesis de partida $V_S = V_L$, obtenemos la siguiente ecuación:

$$\delta_{max} = \frac{V_S}{\sqrt{2\pi}i} = \frac{V_L}{\sqrt{2\pi}i} \tag{5.2}$$

Donde, $V_S = V_L =$ volumen de la cubeta de asentamientos = pérdida de sección (m^2/m). Y quedando la curva de desplazamiento vertical, o asiento, en superficie definida a través de los parámetros “i” y “ V_S ” o “ V_L ”.

Para determinar la subsidencia, todavía nos falta obtener el desplazamiento horizontal (δ_H) en superficie, relacionado con el asiento vertical a través de la siguiente ecuación:

$$\delta_h(y) = \frac{y}{H} \delta_v(y) \tag{5.3}$$

donde: $\delta_h(y)$ = Desplazamiento horizontal en el punto y (mm)

y = Distancia horizontal desde el eje del túnel (m)

H = profundidad hasta el eje del túnel (m)

$\delta_v(y)$ = Asiento vertical en el punto y (mm)

Para obtener la deformación horizontal unitaria ε_h simplemente hay que derivar la ecuación anterior obteniendo el gradiente de esta curva y valorándolo en el punto y .

$$\varepsilon_h(y) = \left(1 - \frac{y^2}{i^2}\right) \frac{1}{H} \delta_v(y) \quad [5.4]$$

donde: $\varepsilon_h(y)$ = Deformación horizontal unitaria

y = Distancia horizontal desde el eje del túnel (m)

i = Distancia al punto de inflexión desde el eje del túnel (m)

H = profundidad hasta el eje del túnel (m)

$\delta_v(y)$ = Asiento vertical en el punto y (m)

En las ecuaciones anteriores hemos supuesto que las deformaciones horizontales están dirigidas hacia el eje del túnel, aunque Taylor (1995) aprecia que esta suposición no es precisa, debiendo buscar el punto situado a $0,175H/0,325$ por debajo del túnel. De todas formas el método presentado es más conservador, quedándonos del lado de la seguridad y siendo suficiente para un cálculo preliminar de los asientos.

Finalmente, para obtener el último de los parámetros, la distorsión angular o rotación (θ) asociado a la cubeta de Gauss, simplemente derivando una vez la ecuación [5.1] obtenemos la pendiente de dicha curva:

$$\theta = -\delta_{\max} \frac{y}{i^2} e^{\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right)} \quad [5.5]$$

5.2.2. Estimación del parámetro “i”

Como hemos visto en la figura 5.4, el punto i_0 es el punto de inflexión en superficie, lo que nos permite definir la ley de asientos superficiales además de los puntos de la cubeta donde se produce la máxima distorsión angular, ecuación [5.5]. Por todo ello es un firme candidato a una de las zonas donde pueden producirse los mayores daños para los edificios situados en el área de influencia del túnel. Adicionalmente, en la figura 5.4 podemos ver como $2,5i$ define la línea de asientos nulos, o el ancho total de la cubeta con $5i$.

Retomando la ecuación [5.2], vemos que fijado un volumen de asientos, a partir de datos empíricos, sólo necesitamos determinar i para caracterizar los asientos previsibles. El propio Peck (1969) a partir de datos experimentales dio un gráfico para determinar i en función de la profundidad relativa del túnel, H/D , y del tipo de terreno figura 5.5. Posteriormente otros autores, ampliando el rango de datos reales, han trabajado sobre dicho gráfico obteniendo leyes más adecuadas para un mayor número de casos prácticos.

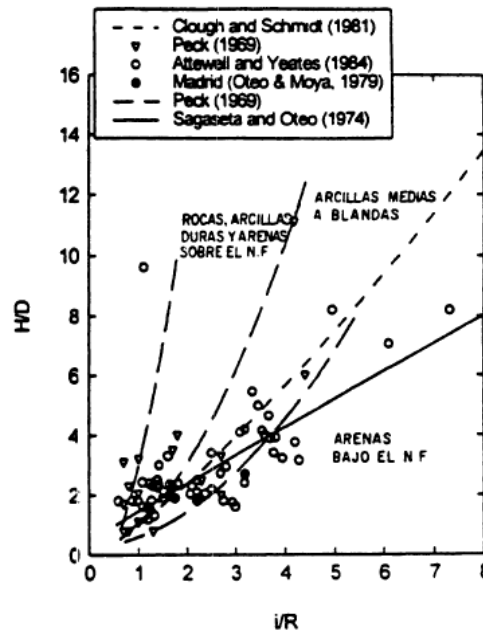


Figura 5.5 Localización del punto de inflexión (Peck 1964, Oteo et al. 1974).

A partir de los trabajos teóricos iniciales de Sagaseta y Oteo (1974), se propuso un procedimiento semiempírico, ya utilizado con éxito en los metros de Madrid, Sevilla, Barcelona, Caracas, Londres, etc, Oteo et al. (1997b), determinando la posición del punto de inflexión, i , mediante la siguiente expresión:

$$i_0 = \eta D \left(0,52 \frac{H}{D} - 0,21 \right) \quad [5.6]$$

donde: i_0 = Distancia al punto de inflexión en superficie desde el eje del túnel (m)

η = Factor del terreno que varía desde 0,7 (suelos muy cohesivos) a 1,3 (suelos sueltos)

D = Diámetro del túnel (m)

H = profundidad hasta el eje del túnel (m)

Aunque en España es de uso habitual, esta expresión semiempírica genera una sensación de falsa exactitud que en realidad no tiene. Otros autores han propuesto para la determinación del punto de inflexión en superficie, las siguientes expresiones:

$$i_0 = 0,25 (1,5H + 0,25D); \quad (\text{Atkinson y Potes, 1977})$$

$$i_0 = D/2((H/D)^{0,8}); \quad (\text{Clough y Schmidt, 1981})$$

$i_0 = kH$; con $k=0,25$ terrenos granulares, $k=0,50$ para arcillas rígidas y $k=0,7$ para arcillas limosas (O'Reilly y New, 1982)

De todas formas como primera aproximación para el punto de inflexión se propone utilizar $i_0=0,5H$, Rankin (1987) ya que ofrece una exactitud suficiente para la estimación de la cubeta de asientos según la campana de Gauss.

Para calcular el punto de inflexión a una cota determinada situada por debajo de la cota de superficie, $i(z)$, se recomienda la utilización de la expresión siguiente, Heath y West (1996):

$$\frac{i}{i_0} = \sqrt{\frac{z_0 - z}{z_0}} \quad [5.7]$$

donde: i_0 = Distancia al punto de inflexión en superficie desde el eje del túnel (m)

z_0 = Profundidad desde superficie a eje del túnel (m)

z = Profundidad desde cota de estudio a eje del túnel (m)

5.2.3. Pérdida de volumen “ V_s ”

La pérdida de volumen, es decir, el volumen comprendido entre la posición inicial de la superficie y la posición final de la misma suele expresarse como un porcentaje de la sección transversal excavada en el túnel. Hay que decir, que no se trata exactamente de la pérdida de sección, V_L , (obtenida a través de las medidas de convergencia en la sección del túnel). Esta relación $V_s \approx V_L$, puede ser en la práctica del orden de 0,65 a 0,75, dependiendo de la tensión del terreno sobre la clave del túnel, de los efectos de dilatancia, etc. No obstante, para facilitar los cálculos y como aproximación inicial, continuaremos con la hipótesis planteada $V_s = V_L$.

En la tabla 5.1 se describen algunas referencias de volúmenes de asientos registrados a partir de datos reales en diferentes obras de excavaciones de túneles. Se puede observar que el orden de magnitud de V_s varía entre 0,5-2% del área excavada en terrenos rígidos, aumentando hasta el 5% en terrenos blandos.

Tipos de suelo	Sistema de excavación	Volumen de asientos relativos V_s (%)
Arcilla rígida fisurada de Londres	Escudo o manual	1,0 – 2,0% (excepcionalmente del 3-16 %)
Arcilla de Londres (Jubilee line)	Escudo abierto	2,0 - 2,5%
Depósitos glaciares	Escudo abierto o de aire comprimido	1,0 – 1,25%
Arcilla limosa cuaternaria ($C_U=10-40\text{kPa}$)	Escudo aire comprimido	2,0 - 10,0 %
Suelos granulares sobre el nivel freático	---	1,0 - 5,0 %
Suelos granulares bajo el nivel freático	Escudo de presión de tierras	1,0 -10,0 %
Arcilla dura y arena compacta (Metro de Madrid, línea 9)	Escudo abierto	0,10 - 0,40%

Arcilla dura (Metro de Madrid, línea 9)	Escudo cerrado	0,33 - 0,64%
Arenas aluviales y rellenos (Metro de Madrid, línea 10)	Escudo de presión de tierras	0,70 - 4,20%
Arenas tosquizas (Metro de Madrid, líneas 8 y 10)	Método Belga	0,30 - 0,50%
Cuaternario aluvial (Metro de Valencia, línea 5)	Escudo de presión de tierras	0,30 - 0,60% (excepcionalmente hasta 1,2%)
Cuaternario – depósitos deltaicos del río Besós (Metro de Barcelona, línea 5)	Escudo de presión de tierras	0,7 - 0,9%
Arenas medio densas (Metro del Cairo, línea 2)	Hidroescudo	0,2 - 1,0%

Tabla 5.1 Datos reales de volúmenes de asientos. Rankin (1987), Puell et al. (2009)

Centrándonos otra vez en el caso que nos ocupa, excavación mediante escudo de presión de tierras EPB, en la tabla 5.2 se resumen las pérdidas de sección en terrenos de compacidad baja o media. Podemos observar que gracias al control de las presiones en el frente las pérdidas de volumen por este motivo se reducen a cero, produciéndose la mayor pérdida por convergencia en torno a la coraza del escudo. Incrementándose ésta en función de la geometría del túnel (duplicándose para trazados curvos).

Pérdida de sección	Túnel en recta	Túnel en curva
En el frente	0%	0%
En el escudo	0,8%	1,8%
Detrás de la cola	0,2%	0,2%
Total	1,0%	2,0%

Tabla 5.2 Pérdidas de sección estimadas mediante escudo EPB, Puell et al. (2009)

5.2.4. Daños inducidos

Una de las preocupaciones cuando se planifica y ejecuta una obra subterránea es el impacto que puede producir sobre los edificios cercanos, toda estructura que entre en la zona de influencia de la cubeta de deformaciones se verá sometida a solicitaciones anormales que hay que valorar, controlar y reducir si procede. Por tanto, en un proyecto de túnel se hace necesario evaluar el nivel de daños (tanto funcionales como estructurales) de las diferentes estructuras a lo largo del trazado.

La práctica habitual aceptada consiste en comparar los movimientos obtenidos en la curva de subsidencias con unos criterios de peligrosidad, función de los asientos máximos (δ_{\max}) admisibles y la distorsión angular (β), definiendo una relación entre el asiento diferencial y la distancia entre dos puntos.

Burland (1995) ha desarrollado gráficos simples que permiten relacionar valores límites de Δ/L (asiento/longitud del edificio) y deformaciones horizontales unitarias (ε_h) para diferentes categorías de daños y varios valores de L/H . Cabe destacar, que este criterio no siempre es fácil de utilizar, pues hay que tener bien definidas las dimensiones y la tipología de las estructuras a utilizar. En la figura 5.6 se muestra la

definición geometría y relación de categorías de daños para ratios de deflexión y deformación horizontal unitaria a flexión; $L/H=1$.

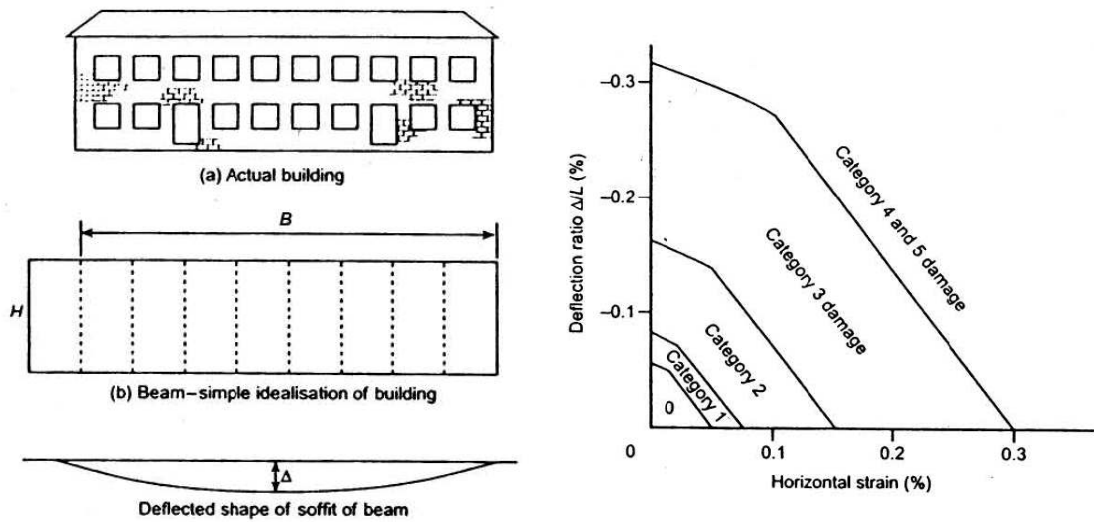


Figura 5.6 Definición geometría y relación de categorías de daños para ratios de deflexión y deformación horizontal unitaria a flexión; $L/H=1$ (alter Burland, 1995)

Por otra parte, Boscardin et al. (1989) analizaran varios casos reales de subsidencias inducidas por la excavación de túneles demostrando una relación entre las magnitudes de daño antes mencionadas con la tensión estimada de los edificios. Fijando el valor de tracción de 0,15% con un límite de riesgo que aparezcan fisuras en los tabiques, y de 0,30% de riesgo que se produzcan daños estructurales.

Calculándose la distorsión angular (β) y las deformaciones horizontales (ϵ_h) mediante las siguientes expresiones:

$$\beta = \frac{\delta_{V,2} - \delta_{V,1}}{d_1} - \alpha \tag{5.8}$$

$$\epsilon_h = \frac{\delta_{h,2} - \delta_{h,1}}{d_2} \tag{5.9}$$

donde: α = Angulo de rotación del edificio

$\delta_{V,i}$ = Asentamiento vertical en un punto i de referencia

$\delta_{h,i}$ = Movimiento horizontal en un punto i de referencia

d_i = Distancia entre dos puntos de referencia

En la figura 5.7 se recoge el criterio de daños de Boscardin et al. (1989) en función de la deformación unitaria horizontal (ϵ_h) versus la distorsión angular (β).

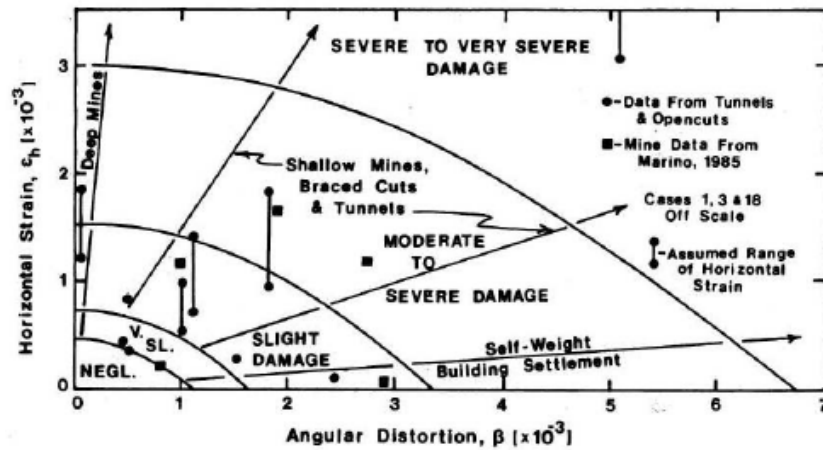


Figura 5.7 Daños según Boscardin et al. (1989).

Finalmente en la tabla 5.3 se presentan la caracterización de los daños visibles elaborada por Burland et al. (1977), partiendo de datos reales aportados por otros autores, y completada por Boscardin et al. (1989) introduciendo que para cada luz de cálculo de la estructura se calcula la deformación unitaria horizontal (ϵ_h). Se definen 6 categorías de daño (de la 0 a la 5); siendo las categorías de la 0 a la 2 daños estéticos, las categorías 3 y 4 daños funcionales y la categoría 5 daños en la estabilidad de la estructura.

Intensidad de la afección	Descripción de la afección típica	Anchura de grieta (mm)	Deformación límite de tracción (%)
0 Despreciable	Fisuras de menos de 0,1mm	< 0,1mm	0,0-0,05%
1 Muy ligera	Finos y fisuras que pueden ser tratadas con la decoración. Fracturas aisladas en paredes de ladrillo.	< 1,0mm	0,05-0,075%
2 Ligera	Fisuras fácilmente rellenables. Probablemente se necesite decoración. Varias fracturas ligeras apreciables en el interior. Las grietas se aprecian externamente, exigiendo un repintado. Puertas y ventanas pueden sufrir deformaciones ligeras en sus marcos.	< 5,0mm	0,075-0,15%
3 Moderada	Las fisuras requieren un picado y obra de albañilería. Los revestimientos adecuados pueden enmascarar las grietas recurrentes. Posiblemente parte de la fachada de ladrillo requiera sustitución. Las puertas y ventanas se atascan. Las cañerías y bajantes pueden romperse. Empeora la resistencia meteorológica del edificio	5 a 15mm en más de 3 grietas	0,15-0,30%
4 Severa	Reparación extensa incluyendo demolición y restitución de porciones de muros, especialmente sobre puertas y ventanas. Los marcos de puertas y ventanas se deforman y el suelo se inclina apreciablemente. La tabaquería se inclina y abomba. Algunas vigas se descuelgan y las cañerías quedan fuera de servicio.	15 a 25mm aunque dependa del número de grietas	>0,30%

5 Muy severa	Se requiere una gran reparación, con reconstrucción parcial o total del edificio. Las vigas se descuelgan, los muros se inclinan tanto que requieren apuntalamiento. Las ventanas revientan por la distorsión. Hay peligro de inestabilidad.	Usualmente > 25mm aunque depende del número de grietas	---
--------------	--	--	-----

Tabla 5.3 Clasificación de las afecciones visibles, Burland et al. (1977) y Boscardin et al. (1989).

5.3. INSTRUMENTACIÓN Y AUSCULTACIÓN DE TÚNELES

En este apartado se pretende dar unas directrices generales referente a la instrumentación de túneles. En principio, los tres problemas que causan una mayor preocupación en la construcción de túneles son la estabilidad del frente durante la excavación, la estabilidad del sostenimiento y/o revestimiento a largo plazo y los movimientos producidos por la excavación.

En el caso que nos ocupa, la estabilidad de frente se controla gracias a las presiones de trabajo tal y como hemos visto en el capítulo 3. Los sostenimientos y revestimientos diseñados en función de los datos geotécnicos parciales han sido tratados en el capítulo 4. Y en cuanto a los movimientos, fenómeno dañino para edificaciones, estructuras y servicios situados en el entorno del túnel han sido descritos en los apartados anteriores. Sin embargo, no basta con calcularlos y predecirlos, hay que hacerles un seguimiento y medidas constantes a todos ellos.

En todos los casos, se realizará una lectura previa al comienzo de los trabajos de excavación. Esta lectura “cero” se deberá verificar mediante la realización de un mínimo de dos lecturas, aunque es aconsejable que se realicen tres, para comprobar que se trata de un origen de registros fiable. Estas lecturas previas son necesarias, previo paso de la tuneladora en la zona afectada, para conocer las oscilaciones normales del terreno, efectos térmicos –diarios o estacionales-, para comprobar la precisión de los equipos topográficos, etc.

Según el proyecto, se definirán unas frecuencias de lectura de la instrumentación, dependiendo de la posición del escudo respecto éstos. Siendo las tres zonas siguientes:

- Zona anterior (de 200 a 50m por delante del escudo). Como hemos comentado los movimientos del terreno se inician antes del paso del frente, siendo necesario caracterizar el terreno antes que se produzcan éstos.
- Zona de influencia (50m por delante a 200 por detrás). Siendo la zona donde se producen mayores asientos durante el paso del escudo. La frecuencia de las lecturas aumenta para realizar un control más exhaustivo.
- Zona posterior (de 200 a 400m por detrás). Siendo la zona donde se producen los asientos diferidos. Las lecturas se ampliarán en el tiempo hasta que los asientos sean inapreciables y se considere la zona estable.

5.3.1. Movimientos en el terreno

Movimientos verticales en superficie

La forma más simple de medir estos movimientos causados por la subsidencia son los hitos de nivelación, barras de acero de entre 1-1,5m ancladas superficialmente al terreno y dotadas de una cabeza avellanada de acero inoxidable para el apoyo de una mira de nivelación. El motivo de su longitud, es salvar la primera capa sometida a variaciones diarias de humedad y al paso de vehículos que pueden causar pequeños asientos.

Sólo en casos muy particulares, como pavimentos que no se permita romper o losas de hormigón, se emplean clavos topográficos aunque no se recomienda su uso habitual por proporcionar muy poca precisión.

Las lecturas se realizan mediante nivelación de precisión y han de estar referidas a bases suficientemente alejadas de la zona de influencia, ancladas a terreno firme para que no tengan el más mínimo movimiento.

Movimientos verticales en profundidad

Esta medida se realiza generalmente mediante extensómetros de varilla, similares a los hitos de nivelación pero de longitud mucho mayor. Se instalan en el interior de un sondeo a la profundidad que queremos medir, especialmente útiles para medir asientos alrededor de tuberías enterradas no visitables, para controlar los movimientos antes de pasar por debajo de edificios con cimentaciones profundas o sótanos. También son muy útiles para determinar si se están produciendo huecos por sobreexcavación en la zona de la clave del túnel, sobretodo en túneles excavados con tuneladora. Para la medida de asientos a múltiples profundidades, podemos utilizar los extensómetros incrementales.

Las medidas se pueden leer por nivelación topográfica o mediante transductores de desplazamiento lineales, en el caso que sean difícilmente accesibles o se automaticen.

Movimientos horizontales

Esta medida en el interior del terreno se realiza mediante el inclinómetro, que mide la deformación normal al eje de una tubería. Para ello se desliza a lo largo de la tubería una sonda en cuyo interior hay un sensor de tipo gravimétrico, capaz de medir inclinaciones de la sonda respecto la vertical (también los hay horizontales).

5.3.2. Movimientos en edificaciones y otras estructuras

Movimientos verticales en edificaciones

Los movimientos verticales que pueden sufrir los edificios en el área de afectación del túnel a causa de las subsidencias, se miden mediante regletas de nivelación, colocadas en los elementos estructurales.

En su versión más sencilla consiste en un soporte adosado firmemente al edificio y sobre éste una regleta portátil con la que se realizan nivelaciones de precisión. Para automatizar la instrumentación se pueden emplear teodolitos automáticos motorizados cambiando las regletas por prismas reflectantes. Éstos son capaces de leer automáticamente un gran número de prismas en un tiempo muy corto (más de 150 prismas por hora).

Giros en edificaciones

Los posibles giros de las fachadas se controlan mediante regletas de desplome y de clinómetros. Los primeros consisten en dos dianas o prismas de puntería situadas una en la parte superior de la fachada y otra en la parte inferior y en la vertical de la anterior. Las componentes vertical y horizontal pueden ser medidas mediante una estación total.

Los clinómetros son sensores de inclinación adosados a la fachada u otros elementos estructurales y miden el ángulo de inclinación de éstas. Para instalaciones a corto plazo y con gran número de medidas se puede optar por clinómetros portátiles, siendo necesario sólo instalar la base para apoyar el clinómetro.

Agrietamiento en edificaciones

Dependiendo del orden de magnitud de los movimientos inducidos por el túnel puede producirse un agrietamiento en los edificios del área de influencia. En este caso se recomienda utilizar un fisurometro tipo Avanguard, en lugar de los testigos de yeso, ya que el primero permite obtener la evolución de la grieta y la tendencia de los movimientos con el tiempo.

5.3.3. Medidas del comportamiento de los elementos estructurales del túnel

Anillos instrumentados

Mediante la instalación de células de presión total se puede medir las presiones totales actuantes sobre pantallas, dovelas o contrabóvedas.

Para conocer la tensión de trabajo podemos instalar extensómetros de cuerda vibrante o eléctricos, preparados para embeberse en el hormigón o soldarse a la armadura. Normalmente se instalan un par en cada punto de medida, uno en cada cara de la armadura principal.

Convergencias

La medida de convergencias es fundamental para conocer el comportamiento del sostenimiento del túnel durante su ejecución. Dependiendo del diámetro del túnel, estas secciones suelen constar de 3 a 5 puntos de medida, de forma que se puedan definir los movimientos de los triángulos inscritos. En la figura 5.8 se presentan los esquemas para la ubicación de líneas de convergencia en túneles con dovelas (excavación con tuneladora) y en herradura (en nuestro caso, este tipo de túnel se utiliza para el acceso a los pozos de evacuación y ventilación desde el túnel principal).

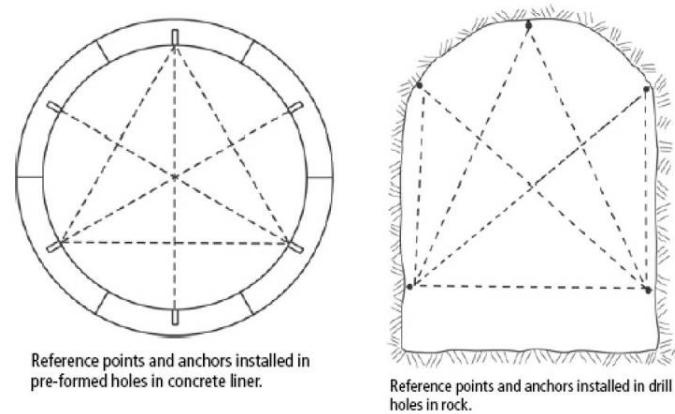


Figura 5.8 Convergencias en túneles con dovelas (izquierda) y en herradura (derecha).

Las lecturas pueden hacerse con estación total o con cinta extensométrica, para estas últimas con una precisión de las medidas de convergencias entre $\pm 0,003$ a $\pm 0,1$ mm dependiendo de una serie de factores entre ellos el enganche de los pernos.

Estas lecturas, se complementan con dianas para que en el caso de movimiento global sea detectado.

5.3.4. Medidas del agua del terreno

La medida del nivel de agua en el terreno y de la presión que ejerce es uno de los parámetros fundamentales para el cálculo y el análisis del comportamiento de los túneles. Su medida se realiza mediante piezómetros.

Piezómetros abiertos

En esta categoría habitualmente se incluyen los pozos de observación, válidos en terrenos con una permeabilidad constante a lo largo del sondeo, donde la presión de agua crece linealmente con la profundidad. Estos pozos, son sondeos en el terreno que unen varios estratos, con lo cual sólo podemos realizar la lectura del nivel del acuífero superior. Con terrenos con muchos finos, el tiempo de respuesta hasta reflejar el nivel freático puede ser muy elevado.

En los piezómetros abiertos propiamente dichos de Casagrande, la tubería sólo se encuentra ranurada en la zona del acuífero que se desea medir sellándose por encima para asegurar que la medida corresponde sólo al nivel piezométrico del acuífero estudiado.

Piezómetros cerrados

Recurriremos a este tipo de instrumentalización cuando existan diferentes niveles freáticos a interceptar o cuando deseemos automatizar el proceso. Se instalan a la profundidad donde queremos medir y se sellan con un tapón de bentonita los diferentes niveles.

Los piezómetros cerrados miden la presión de agua directamente con lo cual el tiempo de respuesta es más rápido, no hay que esperar la formación de la columna de agua.

5.4. DATOS REALES

5.4.1. Cubetas longitudinales

En la figura 5.9, se representan las lecturas de tres hitos de nivelación en la calle Sant Adrià de Barcelona, correspondiente a la construcción de la línea 9 del metro, Colomer (2007), dónde podemos observar una tendencia confirmada el perfil teórico anteriormente mencionado.

El túnel en cuestión se sitúa en un estrato caracterizado por la presencia de gravas con matriz arenoso-arcillosa. Cada línea de diferente color es la representación del movimiento vertical de un punto fijo en función de la distancia al frente, las tres secciones se diferencian según la litología del estrato superior con igual potencia de estrato:

- La sección del hito T4B02444E000HN007W (color azul), tiene un estrato superior compuesto por materiales arenosos en la clave.
- La sección del hito T4B02390E000HN007W (color morado), situada a una distancia de 130m de la anterior, caracterizándose el estrato superior por el paso de los materiales arenosos en clave hacia limos y arcillas orgánicas.
- La sección del hito T4B02260R001HN007W (color naranja), situada a una distancia de 200m de la anterior, donde el estrato superior ya se encuentra compuesto únicamente por los limos y arcillas orgánicas de la plana aluvial.

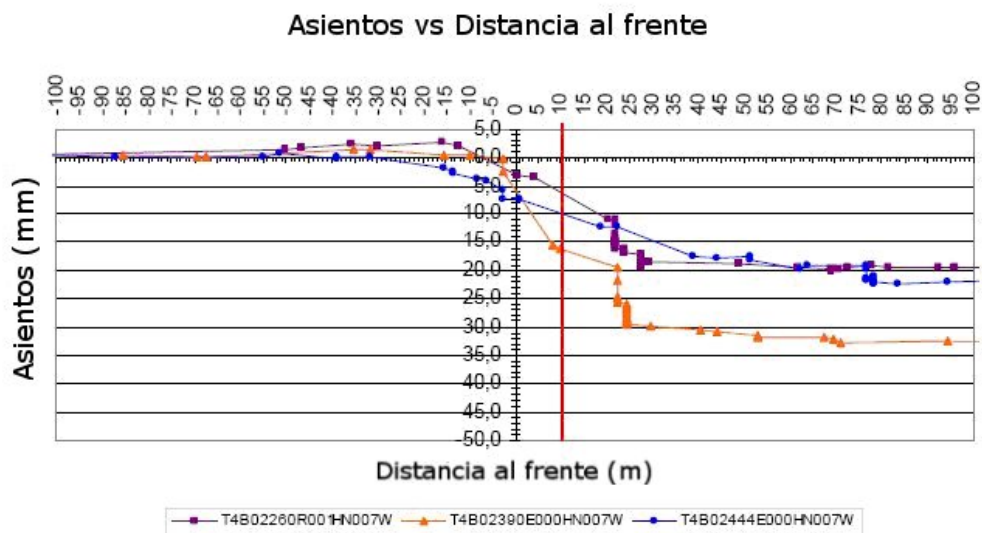


Figura 5.9 Asiento vs distancia al frente de la tuneladora, la línea roja marca la cola del escudo. Colomer (2007)

La línea roja vertical, sitúa la posición de la cola del escudo, delimitando las deformaciones del suelo y relacionándolas con los factores asociados a la generación de subsidencias según Mair et al. (1997), reflejados en la figura 5.1:

- Zona de influencia del frente, previo paso de éste.
- Durante el paso de la rueda de corte-escudo debido a la sobreexcavación.

- Al abandonar el anillo la protección de escudo.

Así por ejemplo, si nos fijamos en la línea azul, podemos afirmar que se produce un asiento previo al paso de la tuneladora iniciándose 25m por delante del frente y alcanzando asientos de hasta 7mm.

En la figura 5.10, se representan los datos para 5 puntos con diferentes características geológicas y geotécnicas distanciados suficientemente entre si para tener recubrimientos diferenciados, Colomer (2007). En todas ellas, se quiere destacar el efecto que tienen las paradas de inspección de la cabeza de corte y herramientas, ya que independientemente de la litología del terreno, más o menos arenosa, del tipo y potencia de recubrimiento, etc. Siempre se produce un asiento, representado para una distancia al frente fija por una caída brusca. No hace falta decir que evidentemente, a peores características del litotipo se producirán mayores asentamientos.

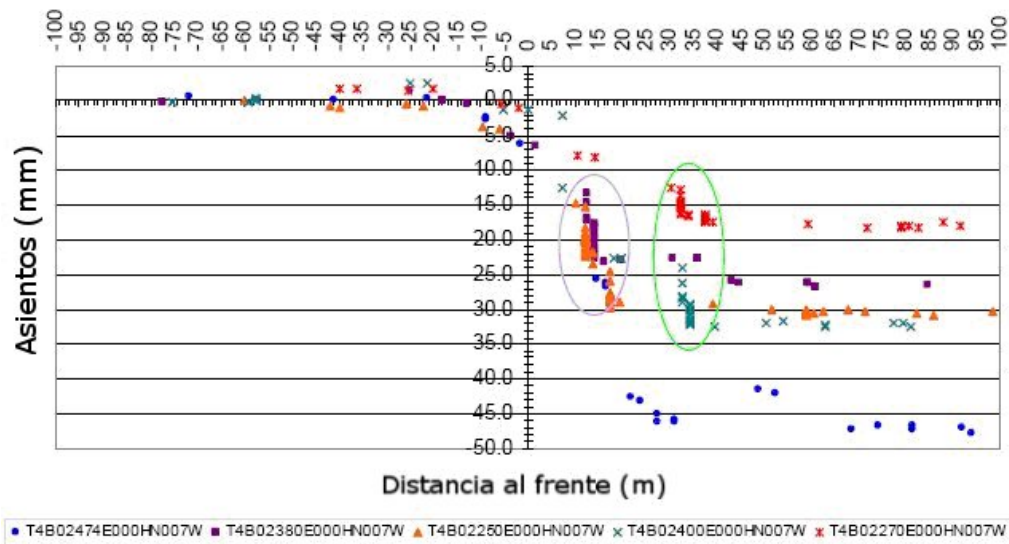


Figura 5.10 Datos de Asiento vs distancia al frente. Colomer (2007)

5.4.2. Cubetas transversales

Otra lectura de los datos que podemos hacer, siguiendo los apartados anteriores, es la representación gráfica de los asentamientos respecto a la cubeta transversal de una sección dada. En la figura 5.11, podemos observar como durante el avance de la tuneladora, en una misma sección de control, la cubeta de asentamientos va aumentando de tamaño tanto en profundidad como en anchura.

Una vez consideremos que se ha alcanzado el 90% del asiento, podemos tomar estos valores como referencia para determinar el binomio “i”-“ V_s ”, según las formulaciones del principio del presente capítulo, determinando de este modo los parámetros característicos de cubeta de asentamientos real, seguramente mucho más precisos que los teóricos iniciales. Y trasladando éstos al estudio de secciones todavía por excavar, podemos actuar sobre los parámetros de manejo de la tuneladora para reducir las afectaciones de la excavación del túnel sobre el entorno.

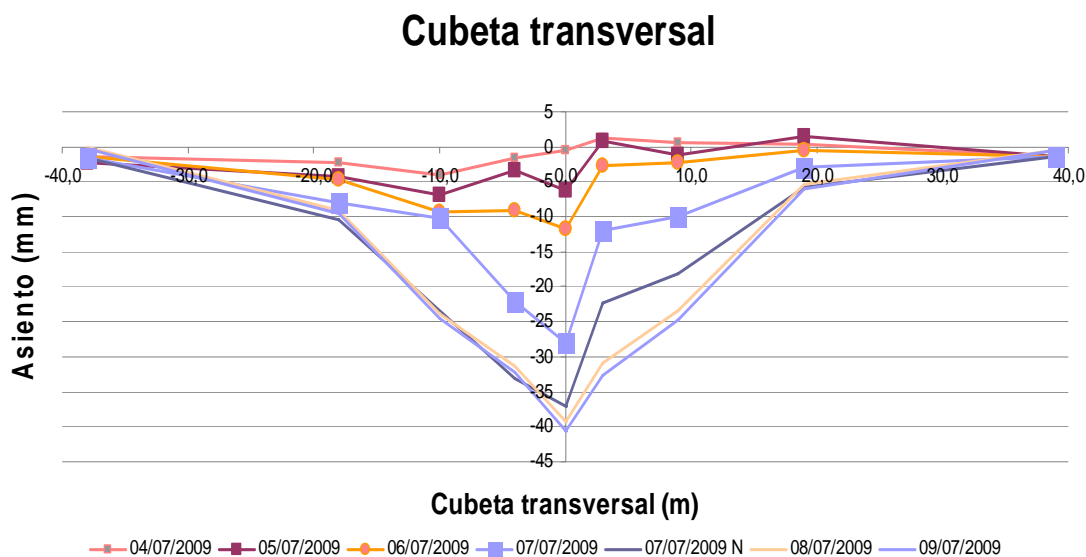


Figura 5.11 Datos de Asiento vs cubeta transversal.

5.4.3. Auscultación robotizada

Un problema frecuente respecto las cubetas de asiento, tanto longitudinales como transversales, se debe a la frecuencia de lectura de los hitos de nivelación, habitualmente 2 por día. Para un buen ritmo de avance (más de 15 metros diarios excavados) son claramente insuficientes para realizar un seguimiento adecuado. Una reflexión, para poder disponer de 4 lecturas que reflejen el paso del escudo por una sección dada, sólo podríamos avanzar como mucho 5 metros al día.

De todas formas, desde el punto de vista del ingeniero de turno, el principal inconveniente recae en no disponer de la información en el momento preciso para poder actuar con criterio. Afortunadamente, hoy en día se dispone de medidas robotizadas que toman los datos casi a tiempo real, con sólo disponer de una conexión a Internet en la tuneladora, el ingeniero puede verse claramente beneficiado, pudiendo tomar decisiones con una mayor información de respaldo.

En la figura 5.12 se muestra un detalle de la vista en planta de la instrumentación utilizada para controlar la calle Sant Adrià de Barcelona, línea 9 del metro, Colomer (2007). Cada elemento recoge un punto de medida, donde se registran sus movimientos en función del tiempo. Con tal de caracterizar la afectación en superficie, estos puntos se sitúan sobre la traza longitudinal (lo que equivaldría a las cubetas de asiento longitudinales), en secciones transversales a éstas (cubetas de asiento transversales) y en puntos singulares de control, tales como edificios y estructuras.

Para facilitar el control sobre elementos, habitualmente se establece un rango visual de colores, donde el verde significa asientos admisibles, dentro del rango de tolerancia fijado, amarillos son valores de atención, rojo indica haber superado los valores de alarma y el resto de colores a más oscuro mayores movimientos.

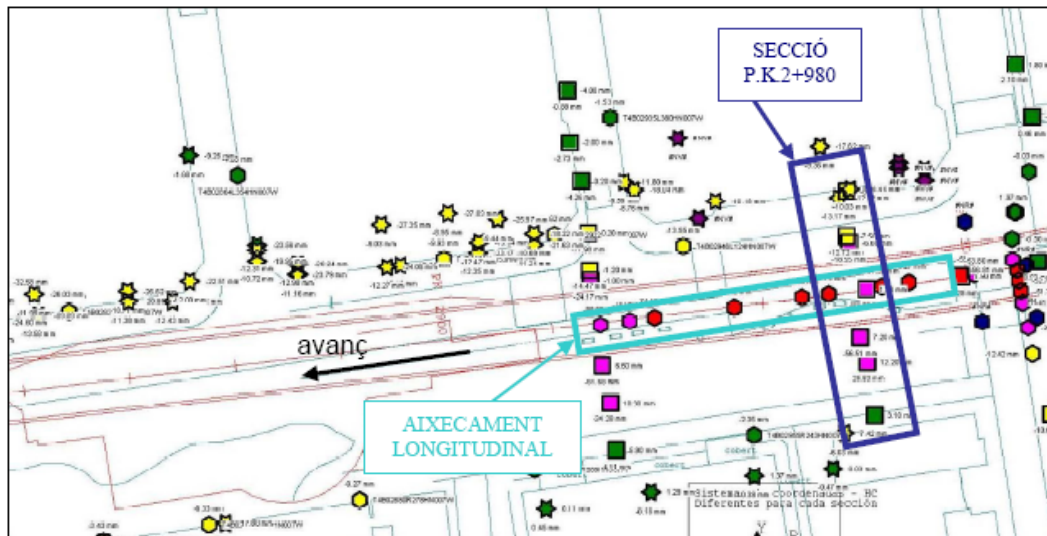


Figura 5.12 Detalle de la vista en planta de la instrumentación utilizada en la calle Sant Adrià de Barcelona, línea 9 de metro, Colomer (2007)

En la figura 5.13 se muestra un gráfico obtenido gracias a la auscultación robotizada continua, donde se representa el movimiento vertical de un prisma de nivelación a lo largo del tiempo. De otras experiencias en tuneladoras EPB, Gutierrez et al. (2008), observan que hasta el 25% del asentamiento total se produce antes de pasar el escudo de cola por el punto de estudio, entre el 50 y 80% se produce entre los 2 a 3 días después de este paso y los asientos diferidos completan el resto del asiento total.

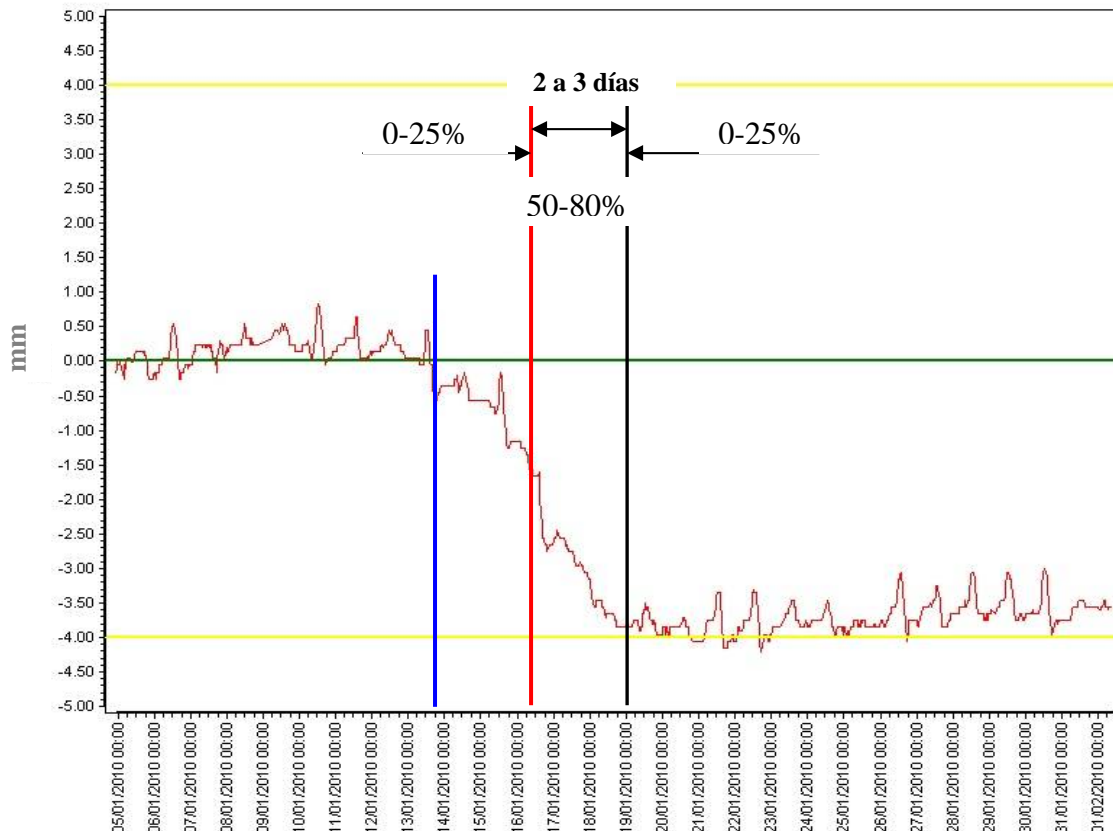


Figura 5.13 Rangos aproximados del desarrollo de los asentamientos medidos en varios túneles ejecutados con EPB.

Relacionando el intervalo de tiempo con la posición de la tuneladora, nos permite identificar claramente los diferentes tipos de asientos. Para la figura 5.12, el asiento en el punto de estudio, se inicia el día 13/01/2010 línea azul, hasta alcanzar el 30% del asiento final el día 16/01/2010, línea roja, durante el paso de la cola del escudo. Durante los siguientes 3 días ya hemos alcanzado el 85% del asiento total, estabilizándose éste alrededor de 4mm.

Levantamientos importantes del terreno antes del paso del escudo, significará que el rango de presiones es muy elevado, produciendo un esponjamiento del terreno y mayores asientos al abandonar la cola del escudo el punto, recomendándose la revisión de presiones a la baja. Por el contrario, si la magnitud de los asientos es superior al 40% significará que nos movemos en un rango de presiones inferior al necesario debiéndose corregir al alza.

Otra información que puede extraerse de éste tipo de gráfico, es la correcta inyección de mortero, la figura 5.14 muestra un punto situado a 200m por delante del punto de la figura 5.13 con propiedad litológicas y geométricas idénticas. Como puede apreciarse, el día 6/01/2012 la cola del escudo abandona el punto de estudio, iniciándose un asiento muy importante, se superan los límites de alarma establecidos (línea horizontal roja).

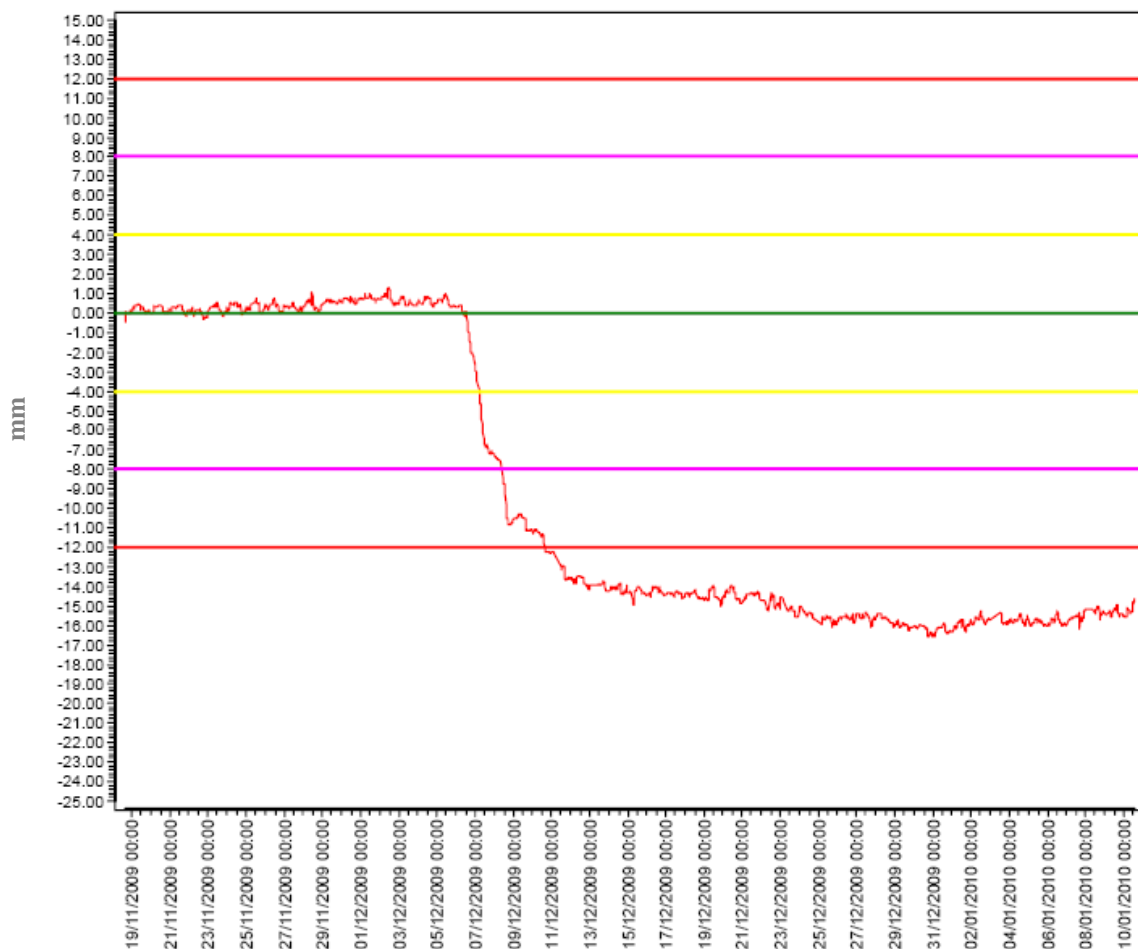


Figura 5.14 Evolución del asiento (mm) en función del tiempo (días).

En un primer momento, se plantean 2 líneas de estudio para analizar las causas de este asentamiento tan importante, es interesante que el lector sitúe este punto de estudio bajo una línea de ferrocarril, dónde movimientos verticales superiores a 20mm pueden producir trastornos y retrasos en la correcta explotación de ésta, siendo un factor muy sensible en la memoria de los usuarios de cercanías del ámbito metropolitano barcelonés:

- Presión en la cámara de trabajo. Si bien las presiones de trabajo eran las determinadas para el tramo en estudio, habiéndose aplicado correctamente los 200m anteriores, además, no se observaban asientos o levantamientos importantes antes de llegar a la zona de influencia de la cabeza, que justificasen tales asientos, con lo cual esta línea de estudio paso a un segundo plano.
- Inyección incorrecta del gap. Si bien el volumen inyectado se encontraba en el orden previsto y aplicado hasta el punto en estudio.

Como otros datos, geométricos del túnel, a tener en cuenta: el diámetro de perforación era de 11,7m ($S=107,42m^2$) y un diámetro exterior del anillo de 11,3m dejando un gap de 20cm.

Los asientos producidos correspondían a un 0,075% del área excavada, es decir: $0,075\% (107,42) = 0,81m^2$. Es decir, área que perdemos en la sección del túnel y que se transmiten arriba (en la práctica puede que el suelo se deforme algo y pierda algo de volumen, pero suele ser pequeño). Los valores deseables en este caso eran del orden de la mitad.

Como hemos dicho, el “gap” completo era de 20 cm, aplicando la longitud del escudo, trabajábamos con una área de la corona circular de aproximadamente $7,13 m^2$. Ese área de asientos de $0,81m^2$ se correspondía a unos 2,25cm de gap en toda la corona. Siendo los asientos muy sensibles a pequeños cambios en los volúmenes de inyección. Un 10% de menos volumen de inyección se correspondía con un área sin rellenar de $0,713 m^2$ y con una pérdida de suelo de casi el 0.7%.

Finalmente la solución adoptada fue corregir los volúmenes de inyección al alza un 20-30% por encima del teórico inicial, considerando que en esta tramificación geológica parte de la inyección se perdía en la fracturación del terreno. Obteniéndose unos resultados muy satisfactorios, como puede observarse en la figura 5.12 donde la magnitud del asiento se redujo un 75% respecto del previo.

Capítulo 6.

Otros parámetros de control

6.1. INTRODUCCIÓN

En el capítulo anterior, hemos visto como obtener un cálculo aproximado de los asientos y pérdidas de sección, así como, su seguimiento a través de la instrumentación y auscultación. Cerrando de este modo, el estudio de los parámetros influyentes en la generación de asientos provocados por la excavación de un túnel con tuneladora EPB.

El propósito del presente capítulo es introducir al ingeniero de turno en el análisis de otros parámetros, que pueden indicar el buen o mal funcionamiento de la tuneladora, cambios en la geología o la necesidad de inspección de la cabeza de corte y las herramientas.

6.2. DEFINICIONES TEÓRICAS

6.2.1. Fuerza de empuje

Alrededor del perímetro del escudo, se encuentran los cilindros de avance, los cuales hacen posible el movimiento. Como hemos comentado en el capítulo 4, apoyándose en las dovelas, proporcionan la fuerza horizontal requerida. Esta fuerza tiene que permitir superar la fricción con el terreno que envuelve el escudo, mantener la presión de trabajo en la cabeza de corte y arrastrar el back-up con la maquinaria auxiliar.

Para facilitar el manejo de la tuneladora, los cilindros habitualmente se agrupan por parejas y las parejas se agrupan por grupos de cilindros, donde a mayores diámetros más grupos de cilindros. El operador controla estos grupos de cilindros para dirigir el avance y guiar la tuneladora, por ejemplo, aplicando más presión al grupo superior que al inferior provocamos un movimiento hacia abajo.

Las bombas hidráulicas, accionadas por motores eléctricos, proporcionan el caudal y la presión necesaria para desarrollar la fuerza nominal de empuje, aunque raramente superaremos el 80% de ésta en las condiciones habituales de trabajo.

Así pues, la fuerza de los cilindros (F_C) puede expresarse como la fuerza necesaria para superar las siguientes resistencias:

$$F_C = F_f + F_c + F_a + F_p \quad [5.1]$$

dónde:

F_f = Fuerza de fricción terreno-escudo (kN)

F_c = Fuerza de contacto o de fricción terreno-herramientas (kN)

F_a = Fuerza de arrastre de los carros auxiliares (kN)

F_p = Fuerza de presión en la cámara de excavación (kN)

6.2.2. Fuerza de fricción

Debido a la superficie de contacto, será uno de los principales factores que afectaran a la fuerza de avance. Aunque mediante la lubricación de bentonita inyectada por el gap, capítulo 4, podemos reducirla.

Evidentemente esta fuerza dependerá de la geometría del escudo de la tuneladora unido a las características geológicas atravesadas, según la siguiente expresión:

$$F_f = \mu N = \mu(SP_t) \quad [5.2]$$

dónde:

μ = Coeficiente de fricción del suelo

P_t = Presiones del suelo

S = Superficie del escudo (m^2); $S = 2\pi rl$ [5.3]

Con : r = radio de la cabeza de corte
 l = longitud del escudo

Estamos considerando que los radios de curvatura son suficientemente grandes para no provocar grandes diferencias respecto tramos rectos, aunque podríamos tramificar por zonas de similares características ya sean geométricas o geológicas.

6.2.3. Fuerza de contacto

Es la fuerza necesaria para que las herramientas de trabajo puedan perforar y disgregar el terreno. El mismo fabricante, nos proporciona unos valores en función de su experiencia para cada tipo de herramienta.

En una cabeza de corte, nos encontraremos, como veremos en el siguiente capítulo, los siguientes elementos: discos de corte, picas de widia, rastreles y en algunos casos broca central (pueden ser discos de corte especiales). Multiplicando los valores característicos con el número de elementos correspondiente obtenemos el valor nominal.

Este valor, habitualmente, es el característico para terrenos consistentes como pueden ser pantallas o jet-grouting, para el terreno de excavación habitual nos encontraremos en valores inferiores al 80% del nominal.

6.2.4. Fuerza de arrastre

Este valor podemos, en pequeños desniveles de avance donde la gravedad no tiene grandes variaciones, podemos considerarlo constante a lo largo de todo el trazado. El mismo fabricante en función de su experiencia facilita tal valor.

6.2.5. Fuerza de presión en la cámara de excavación

Tal como vimos en el capítulo 3, para mantener el terreno estable durante la excavación, necesitamos mantener una presión en la cámara de trabajo superior a la atmosférica y algo superior a la del terreno, evitando la entrada de agua y el consecuente arrastre de materiales hacia la cámara.

Para calcular esta fuerza podemos guiarnos por la siguiente expresión:

$$F_p = SP_i \quad [5.4]$$

dónde:

P_i = Presiones de trabajo en la cámara de excavación

S = Superficie del escudo (m²)

El fabricante, a petición del cliente, marca la presión máxima a la cual esta preparada para trabajar la cabeza de corte, mediante esta podemos encontrar la fuerza de presión nominal de la tuneladora. Aunque evidentemente rara vez se alcanzará este valor (factor de seguridad).

6.2.6. Par resistente

Para que la cabeza de corte pueda girar, ésta debe superar tanto la fuerza de fricción de las herramientas de corte como de toda la superficie de la cabeza (por delante y por detrás). Recordemos que la cabeza de corte puede desplazarse hacia adelante y hacia atrás permitiendo la entrada de más o menos material en la cámara de

trabajo, capítulo 3.

Para que esto sea posible se dispone de un accionamiento compuesto por un número de motores hidráulicos o eléctricos, eficientemente calculados según las características de la tuneladora, impulsados por unas bombas hidráulicas.

Para calcular el Par de avance (T), podemos seguir la siguiente expresión:

$$T = m \cdot K \cdot n \cdot i \quad [5.5]$$

dónde:

m = Número de motores

K = Par nominal de cada motor (kN/rpm)

n = Velocidad nominal de cada motor (rpm)

i = Relación de la transmisión de cada motor respecto el rodamiento principal

T = Par (kNm girando la cabeza de corte a 1 rpm)

Para saber que valor corresponde a las herramientas y cual a la cabeza, podemos descomponer el Par resistente en:

$$T = T_h + T_C \quad [5.6]$$

$$T_h = h \cdot F_x \cdot d \quad [5.7]$$

dónde:

T_h = Par resistente debido a las herramientas de corte (valores habituales se sitúan alrededor del 10% del Par total)

h = Número de todas las herramientas de corte (discos, picas, rastreles, etc.)

F_x = Resistencia al corte, estimado por el fabricante de las herramientas según su experiencia frente a una geología dada (kN)

d = Brazo medio de palanca, según las características geométricas de la cabeza de corte (m)

$$T_C = F_h \cdot \mu \cdot d \quad [5.8]$$

dónde:

T_C = Par resistente debido a la cabeza de corte (valores habituales se sitúan alrededor del 90% del Par total)

μ = Coeficiente de fricción, según el material de la cabeza y el suelo

F_h = Fuerza horizontal recibida por el movimiento de la rueda de corte y el material, estimado por el fabricante según su experiencia (kN)

d = Brazo medio de palanca, según las características geométricas de la cabeza de corte (m)

6.2.7. Penetración y Velocidad de avance

Otro de los parámetros de mando de la tuneladora a tener en cuenta, es la velocidad de avance, medida por la elongación de los gatos de empuje por tiempo en (mm/min). Así pues, el empuje es, en parte, la respuesta a la velocidad que se pretende alcanzar.

La penetración, resulta de la velocidad del avance y de la velocidad de rotación de la rueda de corte, podemos decir, que la penetración es la traslación de las herramientas de corte en la dirección longitudinal recorrida durante un giro completo de la cabeza de corte en (mm/rpm):

$$Pen = \frac{V_{avance}}{V_{rotación}} \quad [5.9]$$

Valores habituales para la velocidad de avance, en función de las características geológicas y de la propia tuneladora, puede situarse entre los 30 a 50mm/min pudiendo alcanzar incluso los 80 mm/min. En condiciones de excavación normal la velocidad de rotación se moverá alrededor de 1-1,3rpm, obteniendo un rango de penetración entre 20 y 50 mm/rpm.

En el caso del paso a través de pantallas de pozos y corralitos, la velocidad de rotación se puede incrementar hasta a 3 rpm y la velocidad de avance disminuir a 5-10mm/min resultando penetraciones del orden de 2-4 mm/rpm.

6.3. RECOMENDACIONES PRÁCTICAS

La recomendación básica, aplicable a todos los ámbitos de la vida, es: cuidado con lo que hablamos y escribimos, tenemos que ser rigurosos, no confundir conceptos y transmitir claramente la información. En este sentido, se presentan algunos de los errores usuales que pueden leerse en informes varios:

- Relacionar el empuje total con el desgaste de herramientas. Aunque como hemos visto parte de este empuje está causado por este fenómeno, tenemos un parámetro, que justamente se relaciona con el desgaste, la fuerza de contacto (Fc). No tiene mucho sentido relacionar el empuje total con el desgaste de los cortadores.
- Otro “error” que podemos encontrar es, en rocas, aumentar la velocidad de giro. Girar más rápido sólo quiere decir que damos más vueltas para avanzar lo mismo. En este caso, el objetivo buscado, es reducir la penetración. En rocas se recomiendan penetraciones inferiores a los 20mm.

El ingeniero de turno no debe desmoralizarse por la gran cantidad de parámetros e información que debe manejar, pues la correcta interpretación de éstos sólo nos lo proporcionara la experiencia, con lo cual se recomienda preguntar al operador, la mejor fuente de información que se dispone y pensar en cada situación como una nueva oportunidad de aprendizaje.

En la figura 6.1 se presenta el display de una tuneladora EPB, en este caso la S-444 o MONTCADA, actualmente en funcionamiento en Moncada i Reixac (2009-2010), donde podemos apreciar parte de la pantalla de control que debe analizar e interpretar el ingeniero de turno. Enmarcados en rojo, se encuentran los parámetros descritos en el apartado anterior.

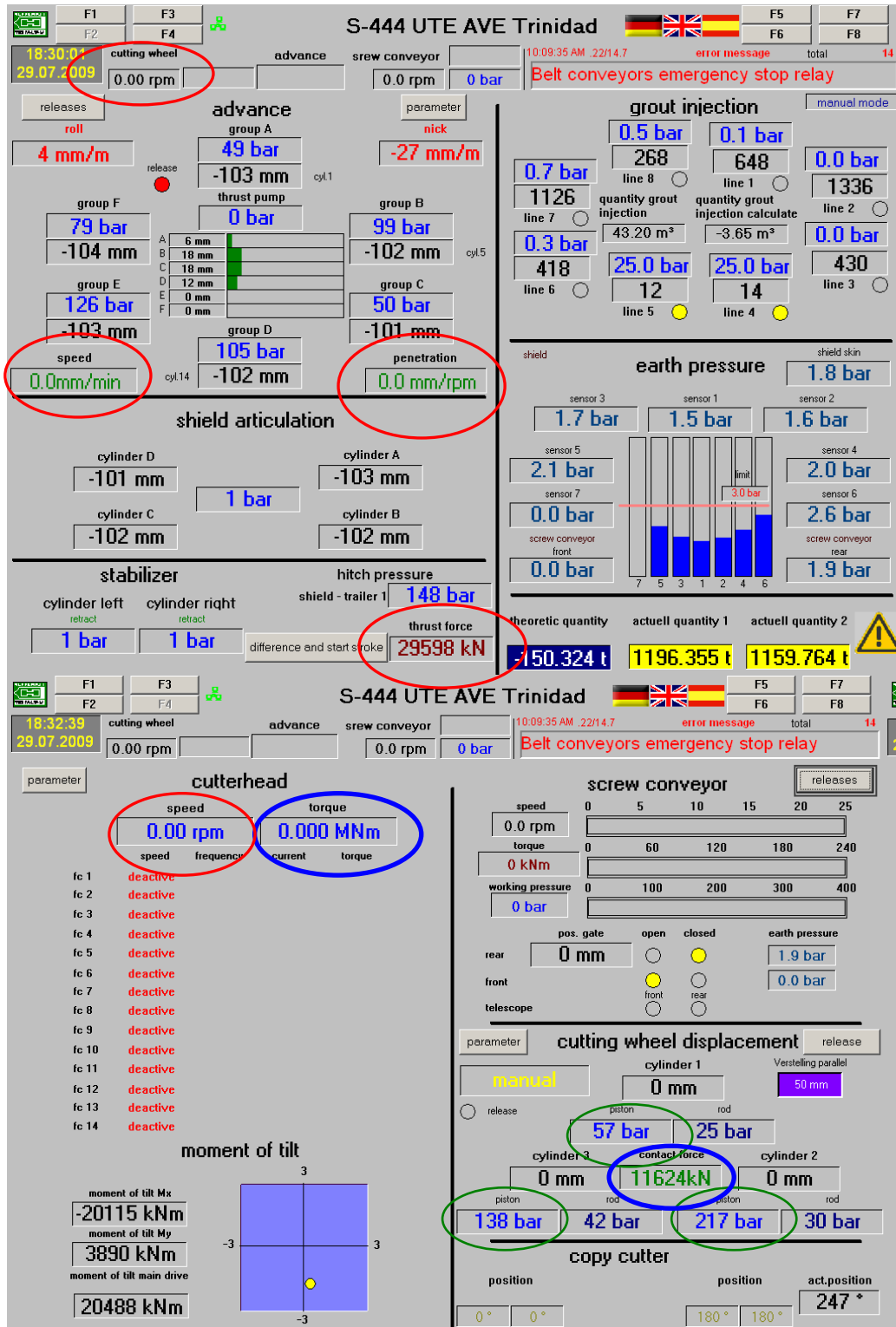


Figura 6.1 Pantalla de control de la tuneladora S-444. (Montcada i Reixac 2009-2010).

6.3.1. Variaciones en el Par de avance y la fuerza de contacto

Enmarcados en azul, tenemos localizados el Par de avance y la fuerza de contacto en el display de control, figura 6.1. Variaciones en estos dos parámetros, pueden estar indicando: cambio en la geología, problemas con las herramientas de corte o simplemente nada. ¿Cómo saberlo?

El primer paso consiste en ver si ha cambiado alguno de los otros parámetros, por ejemplo, si hemos aumentado la aportación de agua, Par y fuerza de contacto tenderán a disminuir. Como parámetros influyentes (habituales) hay que controlar los siguientes:

- Aportación de agua. A mayor aportación de agua, Par y fuerza de contacto disminuirán.
- Presiones de trabajo: valores y grado de llenado de la cámara. A menores valores de presiones y/o llenado de la cámara, menores valores de Par y fuerza de contacto.
- Velocidad de avance y penetración. A mayores valores de éstos, mayores valores de Par y fuerza de contacto.
- Paralelismo de los cilindros de avance y de la rueda de corte. Si avanzamos con grandes diferencias relativos entre cilindros, como es lógico, se traduce en mayores momentos y fuerza de contacto. Además, respecto el paralelismo de los cilindros de la rueda de corte, tenemos información adicional: podemos ver la presión necesaria para mantenerlo (en verde), indicando grandes variaciones de presión terrenos de material mixtos.

Si no hemos variado ninguno de los parámetros anteriores y aún así Par y fuerza de contacto han variado, entonces podemos actuar nosotros sobre los parámetros para comprobar si se trata de una variación geológica o un problema de las herramientas. Respuestas proporcionales a la actuación pueden indicar variaciones en el terreno, por el contrario si la variación no se produce o en una medida mucho inferior a la esperada (según experiencias previas en ese terreno) denotará problemas en la cabeza de corte y/o herramientas siendo necesaria una inspección de éstas.

Imaginemos por un momento que el Par ha aumentado considerablemente durante un excavo, los cilindros de avance permanecen sin diferencias relativas apreciables en su recorrido y la cantidad de agua aportada no ha variado. Podemos pensar en una penetración excesiva (variación geológica) o en las herramientas de corte trabajando incorrectamente (revisión herramientas). El primer paso recomendable, sería variar a la baja el llenado de material en la cámara de excavo, una pequeña variación en éste debería conducir a una disminución apreciable del Par, recordemos la gran importancia en la generación del Par de la cabeza de corte. Sí esta variación no se produce, podemos recurrir a la aportación de agua. Si pese a ello, el Par sigue en el mismo rango de valores y subiendo, decididamente debemos prever una parada para la inspección de la cabeza de corte y las herramientas.

Analicémoslo ahora desde otro punto de vista, imaginemos que tenemos un problema conocido, por ejemplo la formación de una acumulación de material en la parte central de la cámara, comúnmente conocida como “pelota”, ¿como afecta este problema a los parámetros de control?

Cuando se presenta una anomalía en un avance, desafortunadamente, no podemos simplificarla a la variación de un solo parámetros, dado que como hemos visto, son varios los que están relacionados, tenemos que analizar el conjunto para obtener conclusiones razonables.

La formación de una “pelota” la podemos describir como una acumulación de material en la parte central de la cámara de excavación. El material se va apelmazando y aumentando en cantidad provocando a su vez mayores rozamientos hasta conseguir, si no se soluciona el problema antes, que el gradiente de temperatura se multiplique rápidamente y el material cristalice por fricción.

El aumento del Par de avance, será de los primeros parámetros que nos indicaran el problema, dado la acumulación de material en la rueda de corte el par de giro aumentará progresivamente en función de la cantidad de material. Otro de los parámetro, probablemente el más visual, será la oscilación de las presiones de tierras, reflejada de tal manera que con el giro de la rueda, la presión de cada una de las células de presión aumenta con el paso de la “pelota” y disminuye tras el paso de esta. Esta última variación se acentuará en las células superiores, las mas cercanos a la burbuja de aire, y con menores presiones de avance.

Otro de los parámetros, será el momento del till, que oscilará de manera claramente diferenciada. Por último, si el problema persiste y va a mayores, la fuerza de empuje de los cilindros aumentará mientras que la penetración disminuirá.

Capítulo 7.

Herramientas de Corte y Mantenimiento

7.1. INTRODUCCIÓN

En el capítulo anterior, hemos hablado sobre distintos parámetros de control, que pueden indicar el buen o mal funcionamiento de la tuneladora, como identificar cambios en la geología o en la necesidad de inspeccionar la cabeza de corte y las herramientas.

Así pues, el siguiente paso lógico, es introducirnos en el tipo de herramientas de corte que dispone una tuneladora tipo EPB, que tipos de desgastes y/o roturas son los habituales y cuales son las condiciones de cambio de herramientas: en abierto o en condiciones hiperbáricas. En la parte final, se dará unos pasos guía para preparar un intervención hiperbárica, haciendo especial énfasis en la dosificación y los pasos previos para acondicionar el terreno y conseguir un “cake” de bentonita adecuado.

7.2. TIPOS DE HERRAMIENTAS DE CORTE

En la figura 7.1 se muestra la tuneladora HK-S-444 “MONCADA” actualmente en servicio para la Línea de Alta Velocidad Barcelona-Frontera Francesa tramo nudo de la Trinidad-Moncada (2009-2010), hermana mayor de las tuneladoras “BARCINO” y “GERUNDA”. Se trata de una tuneladora compuesta por un escudo tipo EPB con presión máxima de operación 4,5bar y 11,7m de diámetro.

Las tuneladoras tipo EPB, disponen de diferentes elementos de corte, todos ellos montados sobre unos soportes que facilitan la operación de desmontaje y sustitución por

otros nuevos en caso de rotura o desgaste, operación de otro lado muy habitual. A continuación, se presentan las tipologías de herramientas de corte habituales:

- Picas, suelen ser el elemento más numeroso en este tipo de tuneladoras, con la doble función de erosionar y desprender el terreno.
- Rastreles, situados en la periferia de la cabeza de corte, excavan la parte más exterior del túnel, guiando el material hacia la cámara de excavación.
- Discos de corte, distribuidos en toda la cabeza, pueden ser simples o dobles y son los encargados de la excavación en terrenos más competentes desde el punto de vista resistente, así como en las zonas tratadas con jet-grouting, pantallas, etc. Con la misión de alargar la vida de las picas.

Si nos fijamos en la figura 7.1, la tuneladora en cuestión dispone de 240 picas, 23 discos dobles (situados en la zona más central de la cabeza), 14 discos simples (situados hacia la periferia), 4 discos dobles centrales (en función de las características del terreno pueden sustituirse por una nariz de excavo) y 16 rastreles.



Figura 7.1 Cabeza de corte de la tuneladora “MONTCADA” (2009-2010).

7.2.1. Discos de corte

Son herramientas de corte, utilizadas para excavar en rocas o terrenos muy consistentes, compuestos por discos de metal de diferentes durezas (según las características geotécnicas del terreno a atravesar) que giran libremente sobre su eje y fijados en la cabeza de corte mediante unos soportes. Fabricados en acero de alta aleación, están sellados con metal para asegurar la estanqueidad del rodamiento. En la

figura 7.2 vemos las tres tipologías antes mencionadas, en el lado izquierdo un disco doble, en el centro un disco simple y en el lado derecho un disco doble central.

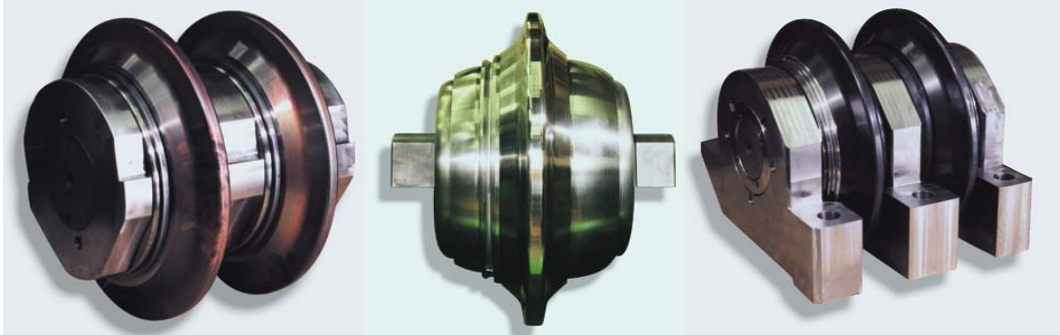


Figura 7.2 Vista de un disco doble, uno simple y uno doble central, respectivamente (Herrenknecht)

Los discos están dispuestos de tal forma que al girar la cabeza de corte describen círculos concéntricos equidistantes, lo cual unido a una ligera conicidad de ésta, facilita el proceso de indentación, siendo necesarios dos discos consecutivos trabajando como se describe a continuación, figura 7.3:

- El primer disco entra en contacto con la roca y gracias a la presión ejercida penetra en ésta, provocando un pequeño desprendimiento.
- Esta pequeña penetración en la roca provoca a su vez la aparición de fisuras.
- La indentación se produce cuando las fisuras de dos discos consecutivos se encuentran, desprendiéndose el material.



Figura 7.3 Proceso de indentación.

La disposición habitual de los discos, concentrará en la parte central de la cabeza de corte los discos dobles, donde no hay espacio suficiente para alojar el número de discos simples necesario, facilitando el avance al concentrar la rotura en esta zona. Y situando los discos simples hacia la corona exterior, los más exteriores de los cuales se llaman de gálibo y pregálibo, con la función de facilitar el trabajo de los rastreles.

Evidentemente, necesitan de revisiones periódicas para asegurar su correcto funcionamiento, desgaste y giro. En caso que el disco se gripe, se clave en su rodamiento y no gire, a parte de los daños evidentes de desgaste asimétrico formando una cara plana o incluso rotura del anillo, provoca que los discos concéntricos a éste tengan que suplir su trabajo aumentando de esta forma su propio desgaste.

7.2.2. Picas

Las picas son herramientas de corte fabricadas con carburo de tungsteno (widia). Este material es uno de los más duros con los que se trabaja pero con la contrapartida de una gran fragilidad en la rotura. Situando los discos sobresaliendo unos milímetros respecto las picas, impactan primero contra los muros, reduciendo el trabajo de las picas en condiciones que no han sido diseñadas para ello y evitando de esta forma roturas frágiles.

Las picas consisten en una pieza de widia montada sobre un soporte y recargada con metal duro a su alrededor para alargar su vida, figura 7.4. Distribuidas a lo largo de toda la cabeza de corte, mediante la compresión y el giro de la cabeza de corte desgranar poco a poco el suelo, y de esta forma pueda ser extraído. Su rango optimo de funcionamiento se desarrolla en suelos poco consistentes, debiéndose extremar las revisiones en terrenos heterogéneos o rocas donde es habitual la rotura de algún extremo por impacto.



Figura 7.4 Vista de una pica.

7.2.3. Rastreles

Los rastreles, rascadores o scrapers, son herramientas de corte consistentes en una base metálica donde se insertan 4 filas de widia, recubiertas de metal duro para protegerlas. Pueden tener varias composiciones, en la figura 7.5 podemos observar en la parte izquierda un rastrel compuesto por una sola pieza maciza, aunque la tendencia actual consiste en dos juegos de piezas diferentes para facilitar las labores de montaje y desmontaje, lado derecho.



Figura 7.5 Vista de dos tipologías de rastreles. Composición de una sola pieza lado izquierdo y configuración en dos piezas lado derecho.

Como ya hemos comentado, montados en la parte más exterior de la cabeza de corte, tienen como misión principal conducir el material erosionado hacia el centro de la cámara de excavación y así extraerlo por el tornillo sinfín. Hay que tener especial cuidado con el desgaste de estas herramientas ya que condicionan la sobreexcavación y desgastes muy marcados pueden conducir a problemas en el paso del escudo para curvas muy cerradas.

7.3. DESGASTE Y CAMBIO DE HERRAMIENTAS

Los cambios de herramientas puede ser uno de los factores que más retardan la excavación de un túnel. Las herramientas siempre tienen que estar en un estado óptimo, desgastes de milímetros en una de ellas, puede provocar que no trabaje correctamente y al asumir otras su función se acelere el desgaste de las otras.

El punto “óptimo” de cambio de herramientas es en pozos o estaciones donde la cabeza de corte queda al descubierto al pasar, facilitando las labores de inspección y mantenimiento, naturalmente esto raramente ocurre. La mayoría de los cambios se realizan a media excavación donde si el terreno es autoportante se realizaran en abierto o por el contrario en ambiente hiperbárico cuando es necesario compensar la presión del frente para evitar que este colapse.

Los trabajos a presión, aumentan considerablemente la dificultad de las tareas, necesitan de operarios que puedan trabajar en estas condiciones (buzos), la duración de las tareas se multiplica respecto las mismas en intervenciones en abierto, aumentando riesgo y coste exponencialmente. Existiendo siempre la inseguridad de la correcta realización del mantenimiento, antes del inicio del siguiente excavo al no poder realizar una inspección previa por parte del personal cualificado habitual.

7.3.1. Discos de corte

En cuanto a los discos se refiere, existen diferentes tipos de desgastes y roturas, indicando todas ellas la forma como ha trabajado el disco, pudiéndose extraer conclusiones y modificaciones por ejemplo en la dureza del material, la tipología de disco etc.

Desgastes normales

Se entiende desgaste habitual o normal, cuando éste se produce uniformemente en el anillo de corte. Los discos se cambian según unos límites, recomendación del propio fabricante, a partir de los cuales pueden provocar problemas tanto en el propio disco como en los continuos. El desgaste se mide mediante unas galgas, cada fabricante y tipología de disco tiene las suyas propias, tal y como podemos ver en la figura 7.6 donde en la parte izquierda se encuentra el disco en perfecto estado y en la derecha se ha producido un desgaste y unafilamiento.



Figura 7.5 Desgaste de un disco simple de Palmieri.

Alojamiento bloqueado

Se produce cuando el disco de corte no gira correctamente, desgastándose el anillo de corte por un lado, debido al movimiento relativo entre el frente de excavación y el anillo de corte. En la figura 7.6 puede distinguirse un desgaste de esta tipología donde se han producido dos planos en el anillo de corte del disco.



Figura 7.5 Desgaste por alojamiento bloqueado.

Fisuras o rotura en el anillo de corte

Los anillos de corte pueden romper debido a una presión aplicada muy fuerte o al pasar por un objeto muy duro. Si se detecta a tiempo simplemente aparece una fisura pero si no se detecta el anillo puede romper en dos o más puntos, figura 7.6, depositándose el anillo de corte roto o parte de éste en la cámara de excavación y saliendo por el sinfín.



Figura 7.6 Fisura y rotura de un anillo de corte por presión aplicada muy fuerte.

Desprendimiento de fragmentos del anillo de corte (chipping)

Cuando se produce la rotura del anillo de corte, saltando pequeños fragmentos pero sin que se rompa totalmente, hablamos de “chipping”, figura 7.7.



Figura 7.7 Detalle rotura de fragmentos del anillo de corte “chipping”.

Fuerte deformación del anillo de corte (mushrooming)

Cuando la superficie de ataque del anillo de corte se ensancha en el frente y se deforma hacia fuera en forma de seta, hablamos de “mushrooming” o de anillo en forma de seta, figura 7.8.



Figura 7.8 Detalle de deformación por “mushrooming”.

Carcasa de los rodillos defectuosa

Si el disco rueda sobre metal (piezas del anillo de corte, tornillos, etc. perdidos) puede destruirse la carcasa o bien producirse un atasco entre el cuerpo base del rodillo y la tapa lateral que impida que gire el disco en torno a su propio eje, figura 7.9.



Figura 7.9 Detalles de rotura por carcasa de los rodillos defectuosa.

Así pues, como acabamos de ver, existen diferentes tipos de rotura que indican diferentes problemas del disco de corte. En cada inspección y cambio de herramientas de corte debe rellenarse una ficha de cambio de herramientas, indicando desgaste, tipo de rotura y los números de serie de los discos entrantes y salientes.

Mediante el estudio de ésta, tendremos una base estadísticas de las posiciones de discos que más se han cambiado y el motivo de éste, obteniendo un criterio válido para posibles soluciones. Por ejemplo: los discos dobles, los más usuales son los de doble aro independiente, si nos encontramos con un número elevado de rotura por fisura y/o pérdida de paralelismo entre los anillos de corte de un mismo anillo en una misma posición relativa dentro de la cabeza de corte, nos están indicando claramente cambiar a una tipología de disco doble monobloc, donde los dos anillos de corte forman una única pieza de metal más resistente a este tipo de rotura.

7.3.2. Picas

Como ya hemos comentado, los discos de corte sobresalen unos milímetros respecto las picas con la misión de protegerlas de roturas frágiles. En una situación óptima de trabajo de los discos, el mayor daño que suele producirse son desgastes prácticamente imperceptibles, en el material de recarga que protege la widia, con algunos daños ligeros por golpes en las picas más exteriores. Siendo posible la reparación de éstas mediante la recarga del metal de protección de la widia.

Los desgastes importantes aparecen cuando los discos no trabajan correctamente, bien porque por condicionantes constructivos no se han podido realizar las tareas de mantenimiento y cambio herramientas cuando debían, bien por rotura de discos de corte. El primer desgaste aparece en el metal de protección de la widia, pasando luego a desgastar rápidamente ésta, en las figuras 7.10, se presenta una vista frontal de una pica nueva (izquierda) y una desgastada (derecha). Como podemos ver, el metal de protección de la widia ha desgastado completamente, afectando el desgaste a las dos widias inferiores en la parte central.



Figura 7.10 Vista frontal del desgaste de una pica.

La figura 7.11 presenta una vista lateral de una pica nueva (izquierda) y una desgastada (derecha) donde se ha dañado el diente frontal superior hasta desaparecer completamente



Figura 7.11 Vista lateral del desgaste de una pica.

Si se prosigue con la excavación, sin realizar el cambio de herramientas necesario, el daño puede llegar incluso a los portapicas, soportes instalados en la cabeza de corte donde se montan las picas mediante tortillería, facilitando la maniobra de cambio. En la figura 7.12 vemos el desgaste que se ha producido en cuatro portapicas (15, 17, 19, 21) habiendo desaparecido incluso el portapicas número 19 y con grandes desgastes el resto.



Figura 7.12 Desgastes en portapicas. Portapicas posiciones 15,17 y 21 desgastados, posición 19 ha desaparecido.

En este caso en particular, se optó por soldar las picas directamente sobre el soporte allí donde todavía existiese y soldar un soporte provisional donde faltase el original, figura 7.13. Medida provisional hasta llegar a un pozo de inspección donde pudiesen ser sustituidos los portapicas y picas dañados por otros nuevos, ya que tal operación exige trabajar desde el frente de la cabeza de corte.



Figura 7.13 Detalle de la solución provisional picas 17 y 19: Soldadura directa de la pica sobre el portapicas.

7.3.3. Rastreles

Son las herramientas de corte situadas en la parte más exterior de la cabeza de corte, condicionantes directas de la sobreexcavación. Debido a su posición, su control de desgaste es básicamente visual, marcando atención cuando se observa una ondulación del metal de protección de la widia en la cara exterior, ver figura 7.14, y controlando las widias mediante el tacto.



Figura 7.14 Detalle de desgaste (ondulación) de un rastrel posición interior izquierda (imagen izquierda) y de un rastrel posición exterior derecha (imagen derecha).

En la imagen 7.15, vemos una imagen frontal (izquierda) y en planta (derecha) del anterior rastrel posición exterior derecha. Como vemos el metal de protección de la widia ha sido comido, afectando el desgaste a la primera línea de widia, desapareciendo un 85% de ésta) y desgastando la 2 y 3 líneas de widia. Cuando los desperfectos son leves, se pueden reparar.



Figura 7.15 Detalle de desgaste de un rastrel, vista frontal y en planta.

Cuando observamos un desgaste de este tipo, lo recomendado es cambiar el rastrel con tal de evitar problemas mayores tanto en el desgaste como en la sobreexcavación. Algunas veces, el casquillo del soporte del rastrel resulta dañado, creándose una rosca dada de sí que no soportaría la tracción de la excavación, siendo la reparación un poco más larga de lo habitual ya que se necesitan de roscas especialmente torneadas para

cada caso, es habitual soldar una platina provisional que proteja el soporte del rastrel durante la excavación, figura 7.16, hasta que puede ser sustituido por uno nuevo.



Figura 7.16 Detalle de una platina de protección del soporte de un rastrel.

7.4. MANTENIMIENTO

Durante las paradas por cambio de herramientas, además de realizar las anteriores tareas, se utilizan para realizar la inspección y mantenimiento de otros elementos esenciales para el correcto trabajo de la tuneladora, situados en la cabeza de corte y en el mamparo. Entre los elementos más comunes a chequear en cada parada, nos encontramos los siguientes:

- Células de presión de tierra. Aprovechando el vaciado parcial de la cámara de trabajo, se chequea si los valores indicados son lógicos, se limpia la parte frontal de las células instalada en el mamparo y se hace una inspección visual de ésta.
- Lanzas de espuma y boquillas de agua a alta presión. Se hace una inspección visual de su funcionamiento, se inspecciona la membrana exterior de las lanzas y en caso necesario se desmontan y reparan. En la figura 7.17, vemos en el lado izquierdo, la parte posterior de una lanza de espuma situado en un brazo de la cabeza de corte, y en el lado derecho una lanza desmontada para su comprobación y limpieza.



Figura 7.17 Detalle del registro y forma de una lanza de espuma.

- Comprobación del correcto engrase del laberinto. Se observa como la grasa HBW protege todas las juntas de sellado del accionamiento, tanto interiores como exteriores, de la rueda de corte. Controlando el consumo de la grasa tenemos una idea previa del engrase, si vemos que el consumo se está multiplicando, es de suponer que se está ensanchando la salida de grasa, siendo necesaria una mayor cantidad de ésta para el correcto sellado.
- Desgaste de las planchas de acero y elementos de protección de la cabeza de corte. En la figura 7.18, observamos un croquis del desgaste producido en el perímetro exterior de una cabeza de corte.

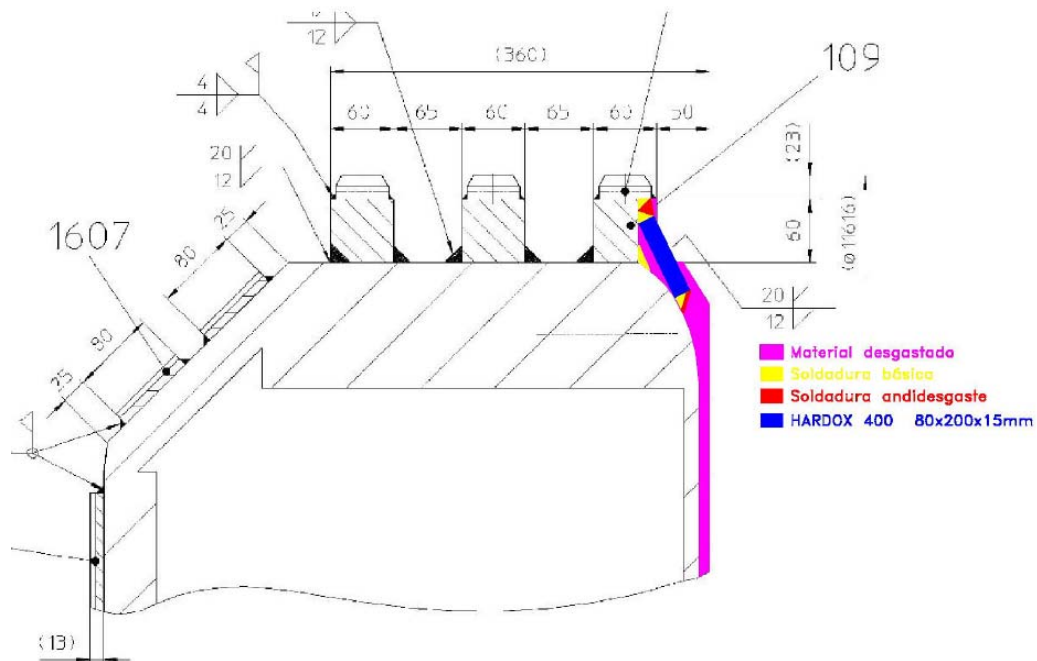


Figura 7.18 Detalle del desgaste producido en el perímetro exterior de una cabeza de corte.

En la figura 7.19, podemos ver fotografías reales del desgaste correspondiente al croquis anterior. En el lado izquierdo observamos como las placas hardox (azul) y la soldadura antidesgaste han desaparecido, e incluso se ha producido un desgaste importante del material, apareciendo a la vista, las juntas entre las diferentes planchas de acero (derecha).



Figura 7.19 Desgastes reales producido en el perímetro exterior de una cabeza de corte.

7.5. TRABAJOS HIPERBÁRICOS

Como ya hemos comentado, la mayoría de las veces, es necesario realizar una parada para inspección de la cabeza y de las herramientas de corte a media excavación. Donde si el terreno no es autoportante, es necesario compensar la presión del frente para evitar que este colapse, habrá que recurrir a trabajos en ambiente hiperbárico.

El presente apartado tiene como finalidad orientar al ingeniero de turno sobre los preparativos y operaciones de los trabajos en ambiente hiperbárico.

7.5.1. Puntos de intervención

Como norma general, se plantean inspecciones periódicas distanciadas entre sí alrededor de 500 metros, sin embargo, las paradas deben estar referenciadas a la geología del material de excavación y al estado de las herramientas observado hasta la fecha.

En cualquier caso, plantear una intervención hiperbárica debe abordarse con las suficientes garantías, evitar afecciones en superficie y considerándose, como mínimo, los siguientes datos:

- Características de la superficie (vía pública, propiedad privada, zona con acceso restringido, etc.)
- Distancia a edificios próximos
- Existencia de servicios en la zona de influencia de la tuneladora
- Geología del suelo: tipo, resistencia, potencia, etc.
- Cobertura sobre la clave de la tuneladora

La principal recomendación: evitar zonas con acceso al público y con servicios afectados.

7.5.2. Trabajos previos

Antes de proceder a la preparación de los trabajos hiperbáricos, debe conocerse el tipo de material del frente, el recubrimiento superficial, tipología de edificación próxima y los posibles servicios afectados en la zona de influencia, con tal de determinar el valor de la presión de intervención. A mayores presiones, menores rendimientos de trabajo, pues el tiempo de descompresión aumentará.

Antes del inicio de los trabajos, se verificará el correcto funcionamiento de los siguientes equipos:

- Band recorder: Registra los gradientes de presión durante la presurización y despresurización de las cámaras hiperbáricas. Verificar que tenga papel y tinta.
- Teléfonos y manómetros de la cámara y precámara hiperbárica.
- Correcto sellado de las puertas.

- Generador de aire comprimido (aire respirable) y de sus respectivos filtros.
- Generador de emergencia (un electricista deberá estar cerca del generador durante el desarrollo de toda la intervención hiperbárica).

Como medidas de seguridad complementarias se recomienda:

- El último anillo debe estar ya montado y la cinta transportadora operativa, con tal de poder reiniciar la excavación rápidamente en caso de pérdida de estabilidad en el frente.
- Disponer de un tren preparado en el back-up para una eventual evacuación de heridos. Esta vía debe estar completamente libre de cualquier obstáculo que entorpezca la evacuación.
- Todos los tanques de bentonita de la tuneladora y de los trenes tienen que estar llenos preparados para suministrarla en caso necesario, bajada de presión en la cámara de trabajo.

Con tal de detectar cualquier afectación en superficie, durante toda la operación, desde el inicio del vaciado de la cámara hasta tener excavados 5 anillos posteriores a la intervención, se recomienda extremar la vigilancia en superficie. Durante una intervención clasificada como de riesgo, se recomienda limitar todo acceso a la zona de afectación por parte de cualquier personal no necesario.

7.5.3. Dosificación de la bentonita

Con tal de optimizar la formulación del lodo bentonítico que más se adecue a las necesidades concretas de cada proyecto, al igual que en la dosificación del mortero, es necesaria la realización de diferentes ensayos que representen los diferentes comportamientos de las bentonitas en función de su calidad y concentración.

Para ello, en primer lugar debe realizarse un ensayo de lecturas con viscosímetro a partir del cual se obtiene la reología del lodo. A continuación, se le somete a un filtrado a 2 bar para simular las condiciones reales de trabajo hiperbárico, si bien los ensayos usuales de filtrado según normativa API se realizan a 7 bar de presión.

Dada la variedad de litologías que se atraviesan habitualmente en la traza de un túnel y la más que probable aparición de diferentes terrenos en una misma sección del frente de excavación, se propone trabajar con modelos de tres materiales de distinta permeabilidad para la elección de la bentonita óptima, por ejemplo figura 7.20.

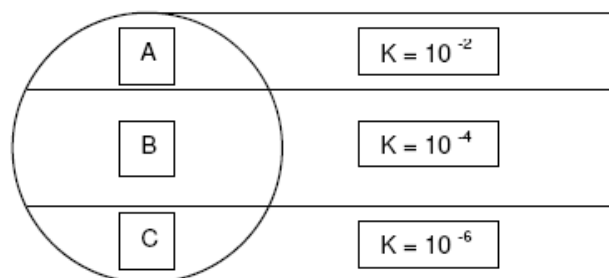


Figura 7.20 Esquema de sección mixta de trabajo con tres materiales de diferentes permeabilidades.

Las distintas permeabilidades, influyen de manera notable en la formación de la membrana impermeable o “cake”, necesaria para la aplicación de una presión hidrostática uniforme sobre el terreno así como para garantizar el sostenimiento de éste, así pues tenemos que:

- En terrenos abiertos o muy permeables se requiere tipologías de lodos con gran capacidad de retención en sólidos en suspensión que limite la penetración en el terreno, es decir altos valores de Yield Point. En estos casos, hablamos de “cake de impregnación” o “cake externo”
- En terrenos cohesivos pero porosos y filtrantes, se precisa que el lodo tenga una alta capacidad de retención de agua, es decir, un bajo valor de filtrado. En estos casos, hablamos de “cake de infiltración” o “cake interno”.

Caso práctico

A continuación, se presenta a modo de ejemplo, el estudio y resultados para un caso práctico real. Retomando las características litológicas del ejemplo práctico del subcapítulo 3.6.1, unido a las dos premisas anteriores, tenemos los siguientes objetivos a alcanzar:

- Yield Point $YP \geq 40 \text{ lb}/100\text{ft}^2$
- Viscosidad Plástica $VP < 10 \text{ cP}$
- Viscosidad Aparente $VA > 30 \text{ cP}$
- Filtrado $F < 10 \text{ ml}$

Como recomendación práctica, las pruebas hay que realizarlas con el agua que vaya a utilizarse en el lugar de fabricación de la bentonita y en las mismas condiciones que en el punto de conexión, con tal de garantizar que no existe incompatibilidad entre ambos que pueda desestabilizar la estructura química de la bentonita y sus propiedades resistentes. También debe estudiarse la iteración entre la bentonita y los diferentes productos de acondicionamiento del terreno para garantizar la no reactividad entre ellos.

En el estudio en cuestión, se consideraron tres calidades de bentonita diferentes: A, C2 y THR (Süd-Chemie) en concentraciones acordes con sus características y calidad:

- Clase A: 4 lodos bentoníticos, en concentraciones del 6%, 7,5%, 9% y 12%
- Clase C2: 3 lodos bentoníticos, en concentraciones del 4,5%, 6%, y 7,5%
- Clase THR: 2 lodos bentoníticos, en concentraciones del 4,5% y 6,5%

La metodología de preparación de los lodos, constó en una agitación durante 3 minutos a 1.500 rpm, dejando posteriormente reposar la suspensión durante 1 h. Antes de comenzar las mediciones se agitaron las muestras durante 30 segundos con tal de deshacer cualquier posible segregación. Tras la preparación de los lodos, se realizaron las mediciones de reología con un viscosímetro Fann. Posteriormente, se realizaron las pruebas de filtrado con un filtro de prensa a 2 bar, presión habitual de trabajos hiperbáricos.

En la figura 7.21, observamos los valores de filtrado de las diferentes muestras, donde para conseguir valores inferiores a 10 ml la mejor tipología, desde el punto de vista de ahorro en material, debemos recurrir a concentraciones del 5% para el tipo THR, seguido de la tipología C2 con concentraciones del 7,5%. En cambio para la clase A necesitamos recurrir a concentraciones muy superiores.

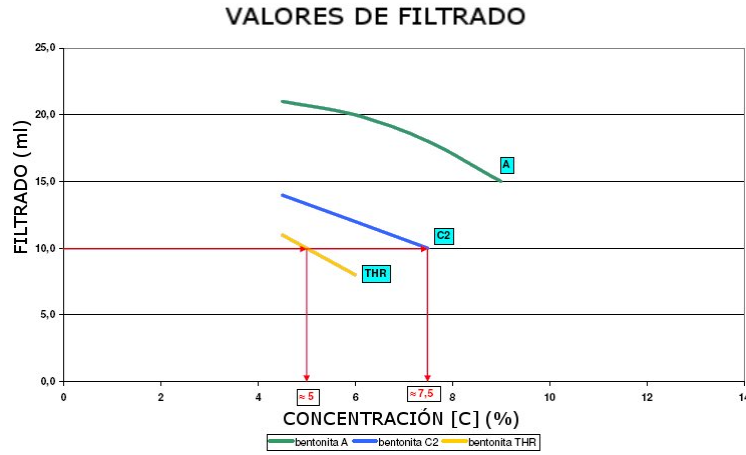


Figura 7.21 Valores de filtrado para las tres tipologías de lodos bentoníticos.

Del estudio de las gráficas correspondientes a las lecturas del viscosímetro, figura 7.22 y 7.23, y del Yield Point, figura 7.24, distinguimos tres familias de curvas:

- Clase A: prácticamente horizontales, debido a que los lodos de bentonitas de calidades estándares a altas concentraciones tienen tendencia a formar grumos o coágulos, consecuentemente los valores de fann no son representativos.
- Clase C2: se distingue claramente el régimen turbulento del laminar, con valores de VP intermedios (mayor pendiente en régimen laminar) aunque los valores de YP no son suficientemente altos, figura 7.23.
- Clase THR: podemos observar valores de VP notables con valores de YP altos, es decir, la formación de geles inmediata.

Si nos fijamos en los valores del Yield Point, según la recomendación inicial, tenemos que descartar la clase A por tener valores por encima del límite fijado.

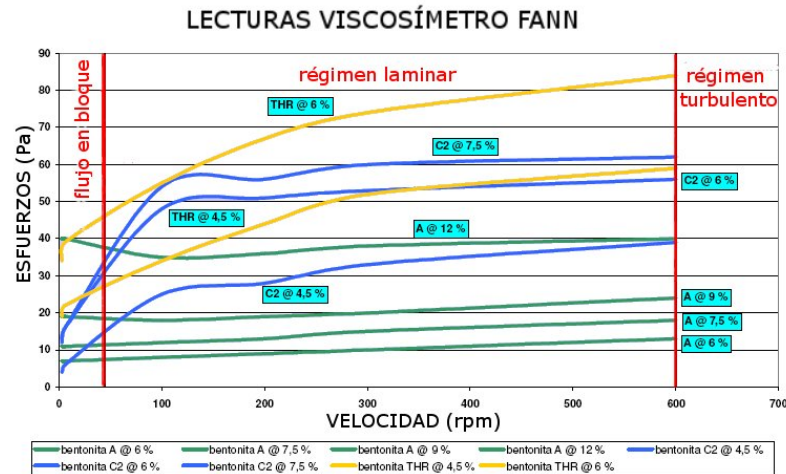


Figura 7.22 Valores viscosímetro Fann para las tres tipologías de lodos bentoníticos.

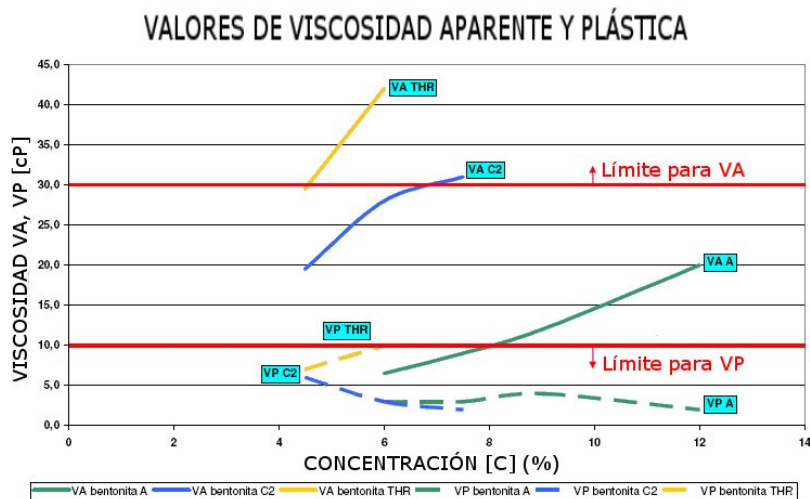


Figura 7.23 Valores de viscosidad aparente y plástica para las tres tipologías de lodos bentoníticos.

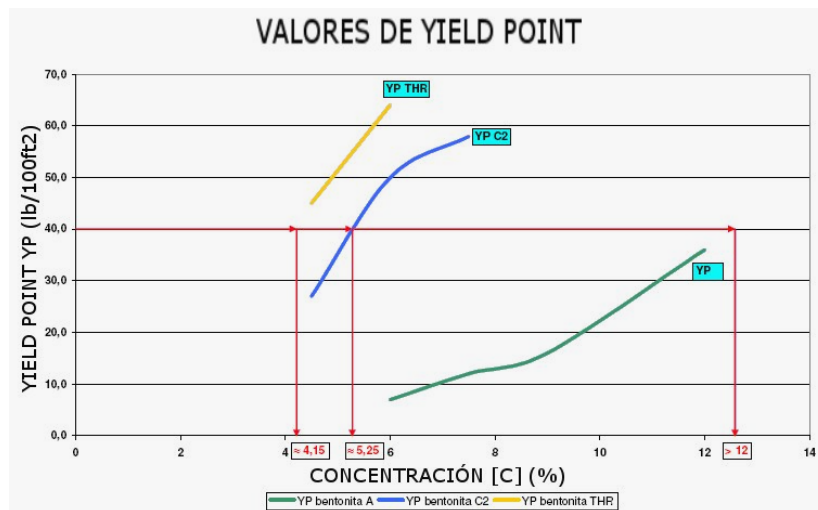


Figura 7.24 Valores de Yield Point para las tres tipologías de lodos bentoníticos.

A modo de reflexiones finales, podemos decir:

- Debido a la metodología de trabajo (inyecciones) se van a encontrar terrenos de permeabilidad media con capacidad filtrante, por lo que es esencial fijar un bajo valor de filtrado para el lodo.
- Con tal de reducir el empleo de materiales en obra, se recomienda el uso de lodos bentoníticos de baja dosificación, como el de THR.
- Con tal de reducir el empleo de materiales en obra, se recomienda el uso de lodos bentoníticos de baja dosificación, como el de THR. Además, los menores tiempos de agitación de este tipo de lodo, aseguran una perfecta hidratación con una mayor flexibilidad en caso de fugas.

En el caso eventual de atravesar planos de falla o zonas milonitizadas donde el empleo de bentonita no sería suficiente, se optó por el uso de los siguientes productos y dosificación:

- N-SEAL: Fibra hilada mineral, que en superficies permeables genera una malla suficientemente tupida para permitir la formación del cake de bentonita.
- DIAMOND SEAL: Polímero policristalino sintético que actúa como súper absorbente, aumentando su tamaño hasta 400 veces. Su función es bloquear el flujo a través de posibles fisuras.
- PAC-L; Polímero celuloso polianiónico de baja viscosidad. Su función es mantener el filtrado por debajo de 8 ml a los 30 minutos a una presión de 7 bares. Debe colaborar para evitar la sequedad del cake debido al aire a presión.

Dosificación de la bentonita en planos de falla

Bentonita SÜD-CHEMIE.....	75Kg/m ³
N-Seal.....	45Kg/m ³
Diamond Seal.....	5Kg/m ³
Pac-L.....	5Kg/m ³

7.5.4. “Cake” de bentonita

Antes de comenzar debe comprobarse que el tanque de bentonita del “Samson” (bomba de aire a la cámara de escombros) esté lleno, que las bombas de inyección de bentonita al frente y a la cámara de escombros funcionen correctamente y tener la previsión del suministro de bentonita a la tuneladora.

El anillo anterior a la ejecución del “cake” se excavará normalmente, no alargándose la extensión de los cilindros de empuje más de lo necesario para la construcción del anillo. Durante este avance se extenderá la rueda de corte hasta un valor de 200mm.

Una vez montado el último anillo se hará un avance de entre 200 y 300mm a una velocidad de la rueda de corte de 1,0 r.p.m. con muy pocas o sin usar ningún tipo de inyección al frente (ni tensoactivo ni agua a alta presión, para evitar la desestructuración química de la bentonita), pudiéndose utilizar las lanzas de espuma a la cámara de escombros.

Una vez terminado este avance parcial de 200-300mm con cámara llena y a la presión de trabajo correspondiente (P1) en las células de presión superiores, se pondrá en marcha el “Samson” de aire, habilitando la entrada de aire de los compresores del exterior. Como presión de referencia en el “Samson” de aire tendremos P1+0,1 bares.

A partir de este punto un operario debe de estar al lado del “Samson” para poder comunicar al Ingeniero de Turno cualquier anomalía en los caudales de entrada de aire en la cámara de escombros.

Sin girar la rueda de corte se pone en marcha el tornillo sinfín y se extraen aproximadamente 25-30 toneladas de material, a la vez que se va inyectando bentonita en el frente con la bomba. Una vez evacuado ese peso de material se sigue inyectando bentonita hasta que P1 alcance el valor de la presión de trabajo correspondiente más una

sobrepresión de 0,3 bar ($P = P1 + 0,3$), girando la rueda de corte a una velocidad de 0,5 r.p.m., con el objetivo que la bentonita rellene adecuadamente las fisuras del terreno.

Una vez alcanzada la presión deseada, se retrae la rueda de corte hasta que marque una extensión de 50mm, dejando un espacio de trabajo de 150mm necesario para un posible cambio de herramientas. Mantenemos esta presión con la bomba de bentonita durante un periodo aproximado de 20 minutos y se sigue girando la rueda de corte a una velocidad de 0,3 a 0,5 r.p.m.

A continuación se baja el “Samson” de aire a la presión de trabajo dada por la orden de trabajo y se observa si hay pérdidas importantes de aire por el frente durante al menos 15 minutos.

A continuación el Ingeniero de Turno dará la orden correspondiente de vaciado de la cámara hasta por debajo del nivel de la compuerta del mamparo. Este vaciado se hará lentamente y siempre observando el caudal de entrada de aire que da el “Samson”.

Para comprobar que el nivel de material haya bajado por debajo de la compuerta del mamparo ($P1=P2=P3$) hay que abrir la válvula que se encuentra por debajo de ésta, observando si el material que sale es bentonita o suelo.

Debe controlarse la cantidad de material extraído (peso de báscula), comparándolo con la presión observada en el frente, para detectar posibles sobre-excavaciones. Debe vigilarse posibles fluctuaciones de presión en todos los captadores de presión durante toda la operación, con el objetivo de observar posibles anomalías en el frente (inestabilidad, vías de agua...)

Una vez que se ha bajado el nivel de material y que no existen problemas con pérdidas de aire en el frente, el Ingeniero de Turno dará la orden de bajar la presión en la cámara a la establecida para la entrada de los técnicos en trabajos hiperbáricos.

Durante todo el tiempo que dura la intervención hiperbárica se hace un seguimiento del aire que se fuga a través de la cámara de amasado. Para verificar esa cantidad de aire hay dos caudalímetros uno en cada línea del Samson. Indicando Caudal instantáneo (m^3/h) y Volumen acumulado (m^3). Estos valores se vigilan y registran en un parte (parte de control de caudal) cada 10 min.. Los valores de estos caudalímetros indican el estado en el que se encuentra el frente, así en función de dichos valores se podrán tomar decisiones:

- 0 a 600 m^3/h frente óptimo
- 600 a 1200 m^3/h frente aceptable
- 1200 a 1800 m^3/h frente regular, alarma
- > 1800 m^3/h frente deficiente

Se considera que no hay pérdidas de aire significativas si se cumplen las condiciones de frente aceptable. En el caso que se observen pérdidas de presión por el frente, con valores de alarma, o cualquier anomalía en el frente el Ingeniero de Turno

deberá comunicarlo al Jefe de Producción del Túnel para tomar la decisión adecuada. Sobre decir que valores de frente deficientes implicarán el aborto de los trabajos automáticamente.

En caso de abortar la operación después de haber hecho el “cake” de bentonita por falta de seguridad, se debe de llenar la cámara de escombros con bentonita hasta volver a tener la presión de trabajo en el captador P1.

Por orden del Jefe de Producción, se puede optar por rehacer el “cake” siguiendo las mismas instrucciones anteriores o se puede optar por desconectar el “Samson” y hacer un mínimo de 2 avances, distancia mínima recomendada, antes de volver a intentar hacer el “cake”. En el caso de optar por avanzar, el Ingeniero de Turno debe controlar de manera muy intensa el volumen de material extraído (pesaje de báscula) en los dos anillos siguientes para detectar posibles sobre-excavaciones.

En el caso de que el frente esté estable y se haya alcanzado la presión de entrada a la cámara hiperbárica se realizará una inspección rutinaria de la cámara por parte del camarista y su ayudante antes de permitir la entrada de los trabajadores. Siendo lo primero que hay que comprobar, el estado del frente (está estable o tiene alguna coquera o entradas de agua,...) y el nivel de material de excavación en la cámara.

En caso de observar que el “cake” de bentonita no tiene suficiente grosor, o que hay vías de agua, o escapes de aire, se procede a comunicarlo al Jefe de Producción que valorará la opción de abortar la intervención.

Los técnicos en trabajos hiperbáricos avisarán al Ingeniero de Turno si hay necesidad de bajar el nivel de material de la cámara de escombros. Debiéndose situar los trabajadores dentro de la cámara hiperbárica y cerrando la compuerta durante las operaciones de vaciado de material por si éstas producen una bajada de presión.

7.5.5. Reinicio de la excavación

Durante la descompresión de los últimos técnicos en trabajos hiperbáricos, se da la intervención hiperbárica por finalizada, procediendo al llenado de la cámara. Esto se hará iniciando el excavo de manera normal y regulando la presión en el frente mediante la salida de material por el sinfín. Asimismo se irá extrayendo el aire de la cámara de escombros mediante la apertura de las válvulas situadas en el interior de la cámara hiperbárica.

En caso de considerarse necesario se puede inyectar bentonita en la cámara, antes del inicio del avance, hasta llenarla. Debe controlarse de manera intensa el material extraído (peso de báscula) durante los primeros 3 anillos, para verificar que no se haya provocado una sobre-excavación del frente.

7.6. REVISIÓN DE LA ESTRUCTURA DE LA RUEDA DE CORTE

Con independencia de lo anterior, es norma habitual en túneles excavados en materiales abrasivos, realizar inspecciones de la estructura metálica de la rueda de corte de la tuneladora, para efectuar recargues necesarios en las piezas de desgaste; en las protecciones de las herramientas y en las protecciones del acero de la propia estructura de la rueda. Es habitual no espaciar estas reparaciones más allá de los 1500m pero dependerá de la abrasividad particular del terreno.

En la práctica totalidad de los casos de escudos que excavan en roca, puede decirse que los desgastes estructurales de la rueda de corte y, por tanto, su reparación, se concentran en el borde exterior de la misma. Por ello, experiencias previas, recomiendan revisiones de la parte intermedia entre la periferia y el centro de la rueda cada 2500 a 3000m de avance de la máquina.

En todo caso, en cada una de las soluciones que se proponen a continuación, se indica la forma de ampliar la revisión hacia el centro de la rueda de corte, cuando existan indicios para ello. Las dos últimas soluciones sólo pueden aplicarse en túneles de roca. En casos de suelos bajo carga de agua, son imprescindibles soluciones a base de recintos estancos (pozos verticales centrados en el túnel) construidos previamente a la llegada de la tuneladora.

7.6.1. Pozo vertical centrado en el túnel

Como hemos comentado, en el caso de suelos bajo carga de agua, ésta es la única solución de inspección y reparación para la parte central de la rueda de corte. El pozo se construye previo paso de la tuneladora y habitualmente permite la reparación completa de la rueda de corte.

En la figura 7.25, se presentan las imágenes de entrada (izquierda) y salida (derecha) de la tuneladora “Hades” de la línea 9 del metro de Baecelona en uno de los pozos verticales de inspección y reparación. Dónde apreciamos la sección total de la rueda de corte (derecha), siendo necesario la construcción de andamios para acceder a la parte central y una imagen del escudo y los cepillos de cola, a reparar (derecha).



Figura 7.25 Pozo vertical de la línea 9 del metro Barcelona, Tuneladora “Hades”.

7.6.2. Galería de inspección desde un pozo del proyecto

Aprovechando alguno de los pozos del proyecto (ventilación, salida de emergencia o recogida de aguas) realizar una galería de sección reducida (3m de ancho x 4m de alto), de longitud que alcance el centro de la futura sección de túnel, excavada a la cota del diámetro superior horizontal de la futura sección del túnel, de tal forma que girando la rueda de corte, alcance la totalidad de la rueda de corte. En la figura 7.26 vemos un esquema de una galería de inspección correspondiente al túnel de Moncada i Reixac (2010) de la línea de alta velocidad, donde se aprecia la galería definitiva y la de inspección con unas secciones que dependerán del diámetro de la máquina, a mayores diámetros necesitaremos galerías mayores. Con el objetivo de no dañar la tuneladora, el armado de la galería de inspección debe ser no metálico, armadura de fibra de vidrio.

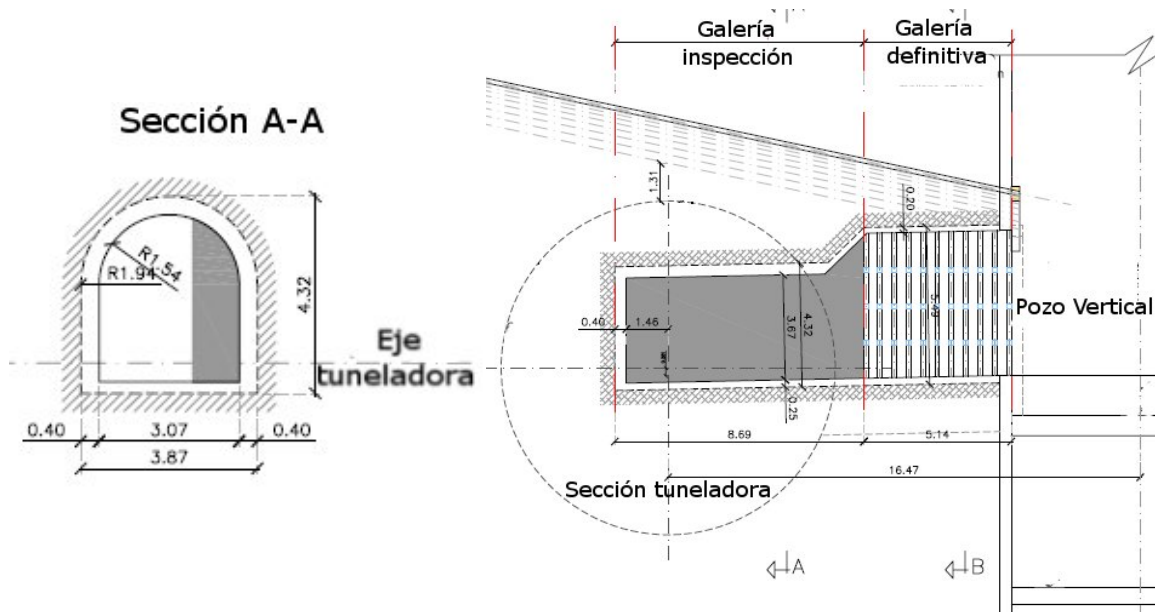


Figura 7.26 Esquema de galería de inspección.

En la figura 7.27 se presentan unas fotos de dicha galería y tuneladora. En la parte izquierda podemos ver una foto de las galerías definitiva e inspección con refuerzos de vigas de acero previa llegada de la tuneladora. En las fotos centrales y derecha, la tuneladora ya ha entrado en la galería de inspección.



Figura 7.27 Fotografías de una galería de inspección y una tuneladora situada en ella.

7.6.3. Realces excavados desde la tuneladora

Esta solución, es la más complicada de las tres, sólo válida en terrenos de roca competente, dónde la calidad de ésta permita proponer la revisión desde realces (conocidos usualmente como nichos) excavados a partir de los huecos de la zona perimetral de las aberturas para entrada de material que tiene la rueda de la máquina.

Girando poco apoco la rueda de corte, desde cada nicho un operario puede revisar, y reparar si procede la zona perimetral afectada por el desgaste.

Procedimiento de creación de los realces

A continuación, una vez comprobada la estabilidad del terreno, se propone el siguiente procedimiento para la creación de la sobre-excavación necesaria para ejecutar los trabajos de reparación:

- Avanzar con la rueda de corte 400mm para generar hueco.
- Limpiar bien toda la rueda (especialmente la zona periférica) y vaciar la cámara hasta la altura necesaria de trabajo.
- Montar un andamiaje consolidado para acceder a las posiciones de trabajo, se recomiendan tramos de plataformas de 2 metros de largo por 1,2 metros de anchura. Dichas plataformas montadas sobre guías adosadas al mamparo por su cara exterior que permitan dar de 3 a 4 posiciones distintas, para acceder a los dos puntos de trabajo previstos, a las 11h y a la 1h. Si es necesario se pueden fijar a la rueda para consolidarlas mientras se ejecutan las excavaciones.
- Una vez montadas las plataformas se ejecutarán dos excavaciones (realces), entre las 10h y las 11h y entre la 1h y las 2h, se recomiendan las siguientes dimensiones mínimas adecuadas para el trabajo de un soldador: una longitud aproximada de 1300mm y un canto 500mm hacia el exterior del escudo, una anchura total de 1100mm, los aprox. 700mm más los 400mm de avance de la rueda.
- Creados los realces, es usual realizar una entibación con chapas estriadas 6/4 y perfiles metálicos UPN 100 curvados, soldados a la visera del escudo.

El objetivo principal de la sobre-excavación es crear un espacio suficientemente amplio para que los soldadores, que deberán ejecutar los trabajos, puedan realizarlos de la mejor manera posible. Los realces se llevarán a cabo desde las plataformas habilitadas a tal efecto y se adecuarán a las condiciones geológicas en el momento exacto de la parada, intentando mantener las dimensiones mínimas indicadas.

A continuación, figura 7.28, se presenta un posible esquema de realces con la disposición de pasarelas para una tuneladora de diámetro 11,7m. Usualmente se construyen dos realces simétricos para mejorar los rendimientos de trabajo, en nuestro esquema, el primero de ellos situado entre las 10h y las 11h y el segundo entre la 1h y las 2h. No hay que olvidar, considerar el radio de giro de los batidores de la rueda de corte, con tal de evitar desmontar los andamiajes durante la operación de giro, perdiéndose de esa forma un tiempo importante en cada maniobra.

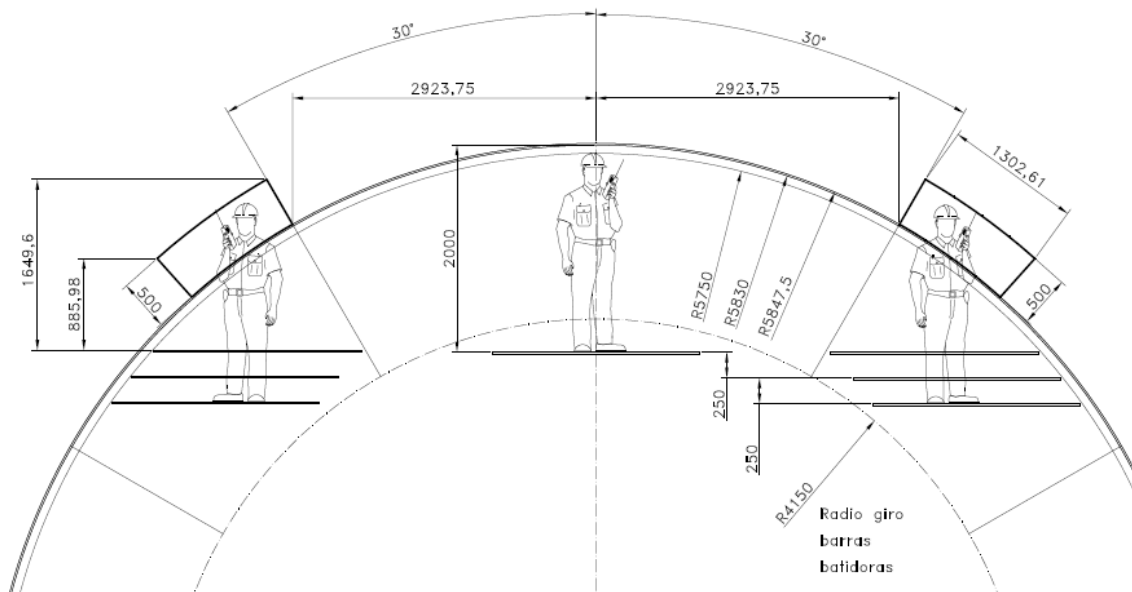


Figura 7.28 Esquema de realces para una tuneladora de diámetro 11,7m.

En la figura 7.29, se presenta dos fotografías de la ejecución de dos realces simétricos. En el lado izquierdo podemos ver a un soldador trabajando y en el lado derecho un detalle del realce y el andamiaje.



Figura 7.29 Detalle de realces ejecutados siguiendo el esquema anterior.

Capítulo 8.

Caso práctico: Formación de una chimenea

8.1. INTRODUCCIÓN

En el capítulo anterior, hemos introducido las diferentes herramientas de corte de que dispone una tuneladora, sus desgastes habituales y sus roturas, así como, diferentes operaciones y tipologías de revisión de herramientas. Cerrando de este modo las operaciones habituales que debe conocer un ingeniero de turno.

El propósito del presente capítulo es presentar y analizar un problema basado en un caso real, la formación de una chimenea, recopilando todo lo que hemos visto en los anteriores capítulos, y proponiendo una serie de soluciones tanto desde la tuneladora como desde el exterior.

8.2. ANTECEDENTES

El túnel en cuestión, estaba siendo excavado con tuneladora EPB en terreno aluvial a techo (arenas y gravas esencialmente) en la zona superficial, coincidiendo en varios puntos con la “clave” de ésta, y pizarras en la base (fracturadas y posiblemente meteorizadas en su parte superior, siendo más compactas y duras en la zona inferior).

La traza del túnel, en su parte superior, estaba situada a unos 20m de la superficie, siendo el recubrimiento total del orden de diámetro y medio el de la tuneladora, cuando se formo una chimenea.

Para el tramo geológico en cuestión, la presión de avance estaba calculada en 1bar para la célula de presión superior (P1), el peso de material extraído rondaba las 850Tn por excavación y con un recorrido de los cilindros de 2m por avance.

El primer problema lo encontramos cuando analizamos los excavos previos a la formación de la chimenea, figura 8.1, donde vemos que la presión para la célula P1 (rojo) que debería ser de 1bar \pm 0,2 se encontraba permanentemente en el límite superior incluso sobrepasándolo, lo cual provocaba un levantamiento del terreno, blow-up, desestabilizando la capa superior e induciendo a asentamientos mayores. Además, no existía control alguno de las presiones durante la fase de colocación del anillo con caídas de presión de 1bar hasta casi alcanzar la presión atmosférica. Todo lo cual producía una desestabilización del terreno.

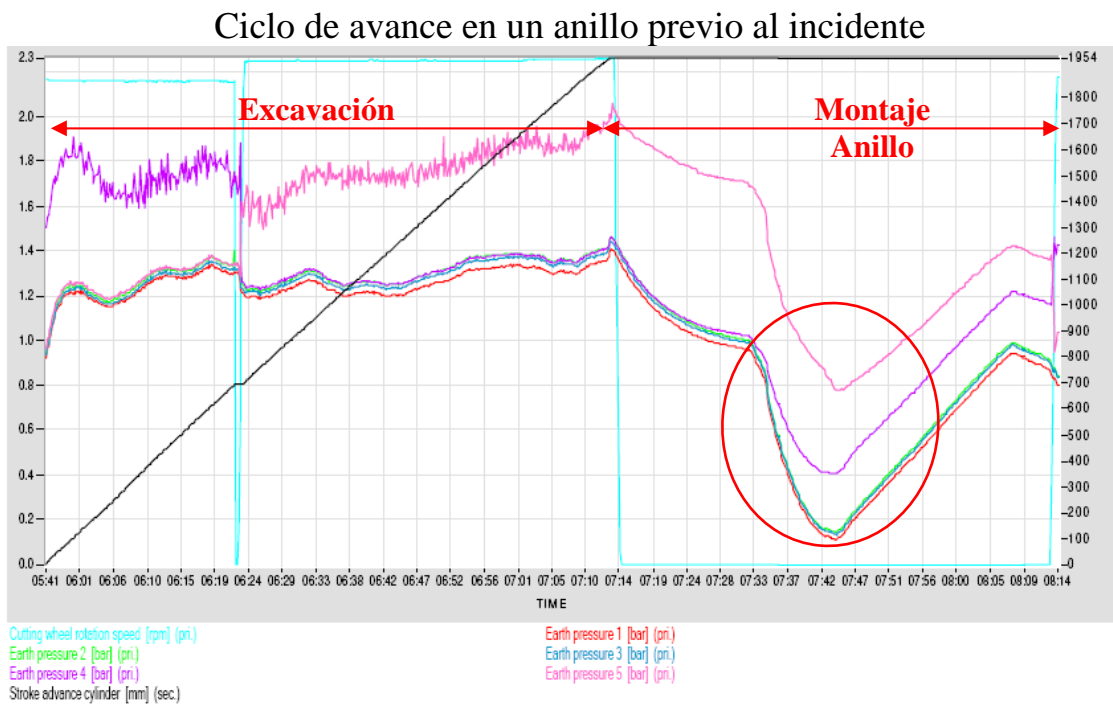


Figura 8.1 Evolución de las presiones vs el recorrido de los cilindros en un ciclo de avance .

El incidente se produjo entorno a la 1:41h, figura 8.2, cuando se observa un pico de presión en la célula P1 (rojo), pasando de una presión de avance de aproximadamente 1bar a 2,3bar. Indicando la rotura del estrato superior y llenado de la cámara de trabajo con material y agua procedente de éste. Como podemos observar en la fase inicial del excavo, se producían oscilaciones de presión en la célula P1 de hasta 0,4bar en tiempos reducidos, lo cual desestabilizaba en parte al terreno.

Una vez producida la rotura del terreno, se intentó sin éxito tratar el material en la cámara con los productos acondicionadores, pero como ya hemos comentado, el material hay que acondicionarlo en el frente al mismo tiempo que se excava. Una vez dentro de la cámara ya es tarde, pues normalmente tendremos unos 50m³ de material en movimiento formado un fluido plástico difícilmente homogeneizable. Realizándose a continuación un intento de reinicio de excavo.

Ciclo de avance del anillo del incidente

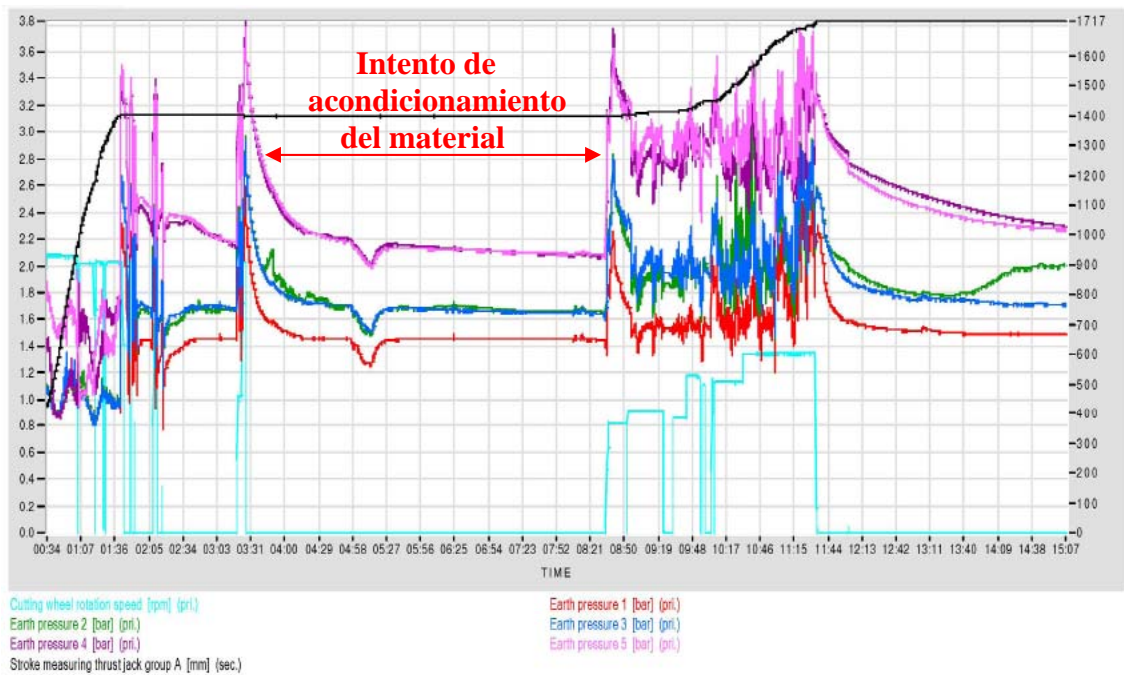


Figura 8.2 Evolución de las presión vs el recorrido de los cilindros en el anillo del incidente.

El último de los errores que condujo al incidente, lo podemos ver en el siguiente gráfico, figura 8.3, donde apreciamos dos cosas. La primera de ellas, que con solo la mitad del recorrido del avance ya se había extraído el 70% del material teórico por excavación; La segunda, el intento de retirar más material sin avanzar para regular las presiones en las células, llegando al 85% del teórico.

Relación de pesos vs avance

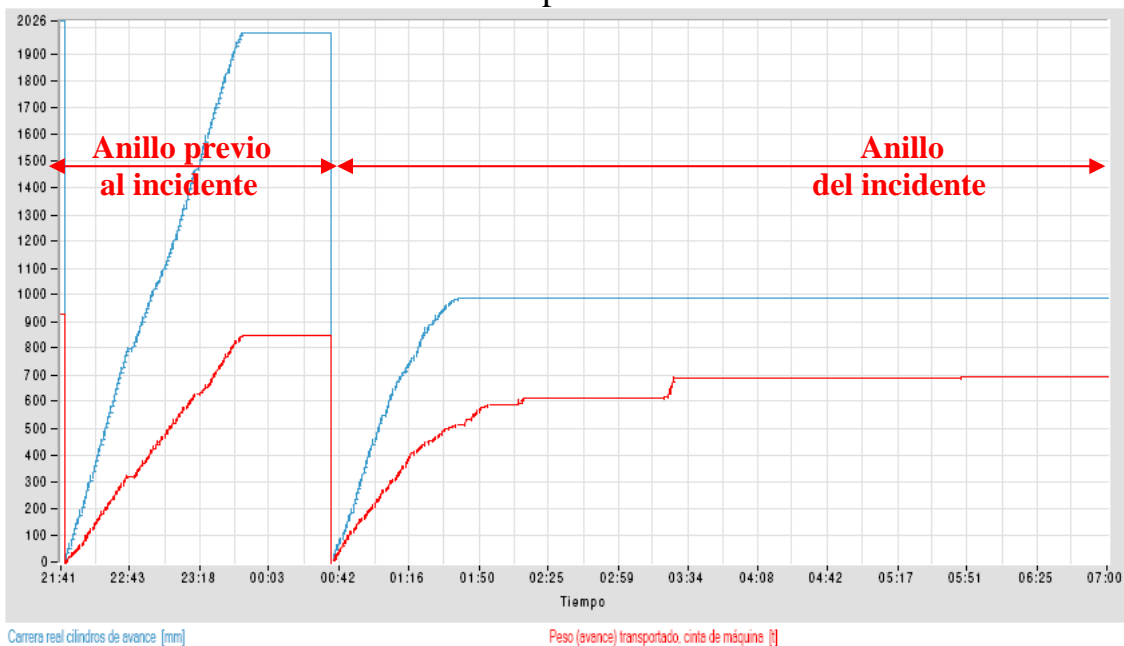


Figura 8.3 Evolución de los pesos de material extraído, anillo previo al incidente y anillo del incidente.

8.3. ACTUACIONES DESDE EL EXTERIOR

La primera mediada de acción que se tomo desde el exterior de la máquina, fue la ejecución de una pantalla de pilotes perpendicular al eje del túnel, con el objetivo de frenar la rotura del terreno que pudiese producirse al reiniciar el excavo.

La profundidad elegida de las columnas fue de 24m, suficiente para cubrir los 18m que se estimaban de aluvial más 6m de pizarra para empotrarse en roca competente, con un diámetro de pilotes de 1000mm y solape entre columnas de 25cm. En la figura 8.4, tenemos una vista en planta y alzado de la pantalla de pilotes.

Los pilotes deben ser de mortero de baja resistencia, para que la tuneladora lo rompa sin afeción para las herramientas.

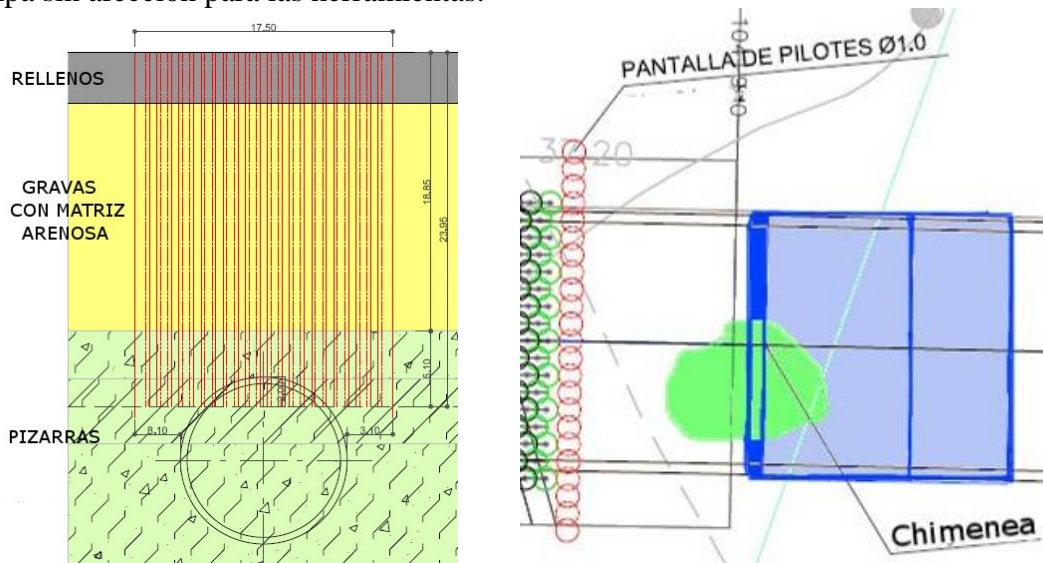


Figura 8.4 Vista en planta y alzado de la pantalla de pilotes.

La segunda protección que se llevo a cabo, fue una protección de jet grouting, mediante columnas inclinadas tipo tienda de campaña, desde la pantalla de pilotes hasta 1,30m antes de la cabeza de corte.

El diámetro de las columnas de jet grouting fue de 1000mm con un solape entre columnas de 0,25 m. La longitud de las columnas estaba comprendida entre los 28 y 34m, en función de la geología encontrada, el rechazo y las presiones de inyección, que empezaban a partir de los 12 m. La distancia de las columnas al túnel, medida perpendicular y horizontalmente al eje del túnel y en la zona de los hombros, no era superior a 1,30 m, con tal de garantizar la no desestabilización del terreno al inyectar la lechada. En la figura 8.5, tenemos una vista en alzado de las columnas de jet.

Una vez finalizada la última columna del tratamiento de jet grouting, debe esperarse un tiempo prudencial de mínimo 10 días para el correcto fraguado del jet antes de reiniciar excavación del túnel.

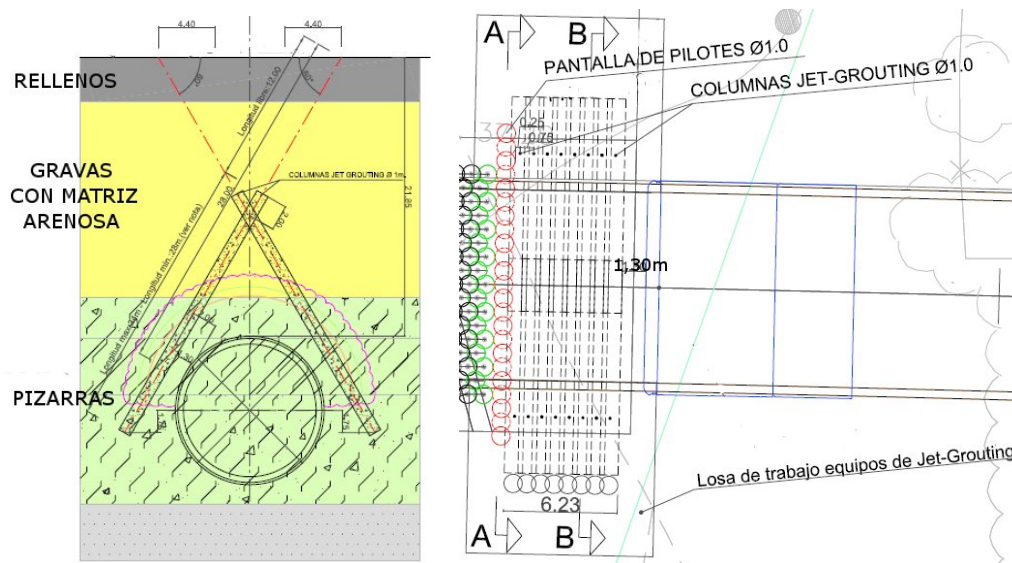


Figura 8.5 Vista en planta y alzado de la columnas de jet-grouting.

Todas estas operaciones, deben estar perfectamente coordinadas con el ingeniero de turno, el cuál ante una subida inesperada de presión en las células de presión, debe abortar la ejecución de la columna en cuestión, esperar la estabilización del terreno y ordenar pasar a la ejecución de otra columna más alejada. Todo con tal de prevenir la entrada de mortero que podría fraguar en la cabeza de corte y provocar mayores problemas.

8.4. ACTUACIONES DESDE LA TUNELADORA

Hoy en día, las tuneladoras vienen equipadas con orificios en la parte superior del escudo desde donde, mediante una perforadora acoplada al erector, pueden sacarse sondeos del terreno. Aprovechando éstos, pueden realizarse inyecciones de resinas, en forma de abanico a modo de paraguas de protección, mejorando las propiedades del terreno fracturado.

Para las perforaciones se utilizaron tubos de polietileno ranurados, en caso de desvío de algún taladro no se dañe la cabeza de corte al avanzar, desde donde se realizaron las inyecciones de resinas. La parte más cercana a la tuneladora debe inyectarse con algún tipo de resina expansiva donde la presencia de agua no sea necesaria para su activación y desarrollo, ni tampoco impida su proceso. En nuestro caso de estudio, se inyectó una resina bicomponente llamada GEOFOAM, resina que mejora el terreno, permite a la cabeza de corte romperlas en caso de inyectarse en el frente y protege a la tuneladora de un segundo tipo de resinas más resistentes. El segundo tipo de resina, inyectado en la parte más alejada, necesita adquirir una rigidez mayor que proporciona mayores resistencias, necesarias para cohesionar el terreno. En el caso se optó por resina tipo GEOFLEX.

En la figura 8.6 se presentan las vistas en alzado, planta y perfil del tratamiento desde la tuneladora. Como nota final, destacar que la ejecución de las perforaciones, no pueden ser realizadas todas de forma consecutiva y posteriormente inyectadas, ya que corremos el riesgo de que la resina alcance la boca del siguiente bulón ya colocado, e impida su inyección. En el perfil de la figura 8.6 vemos el orden que se desarrollo en nuestro caso de estudio.

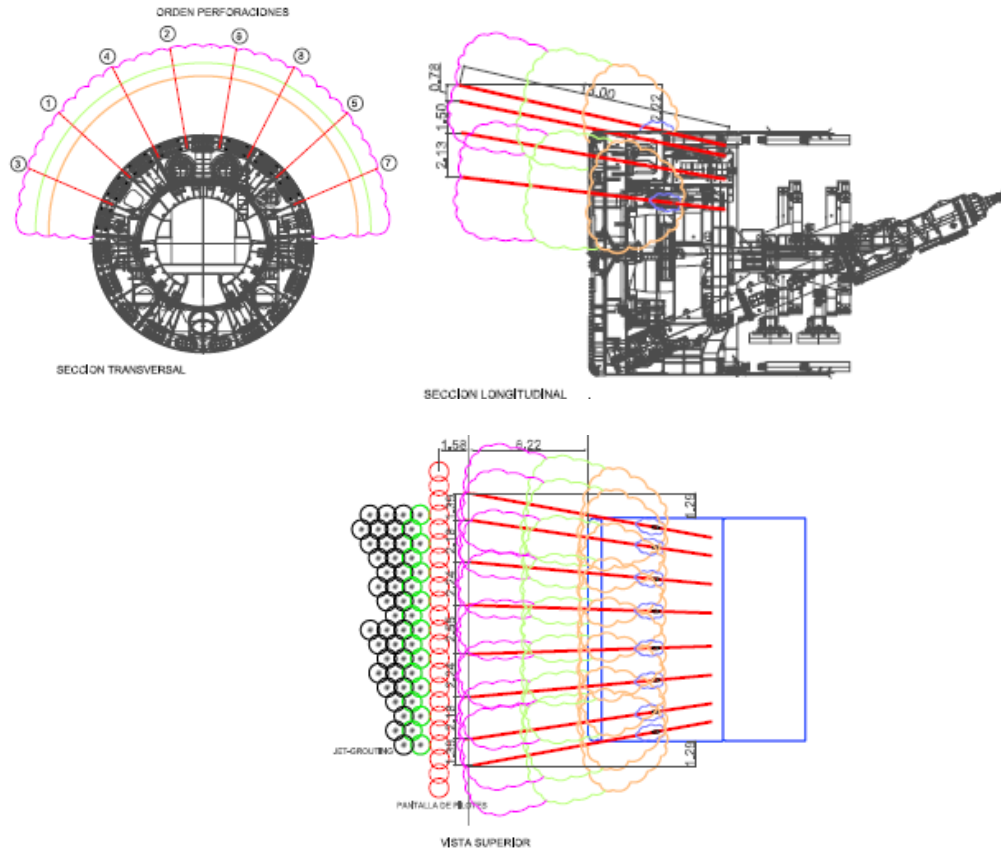


Figura 8.6 Vista en planta, alzado y perfil de las inyecciones de resina.

Finalmente en la figura 8.7 se presentan algunas fotos de los orificios de la tuneladora por donde se realizaron los taladros (izquierda) y del martillo perforador acoplado al erector (derecha).

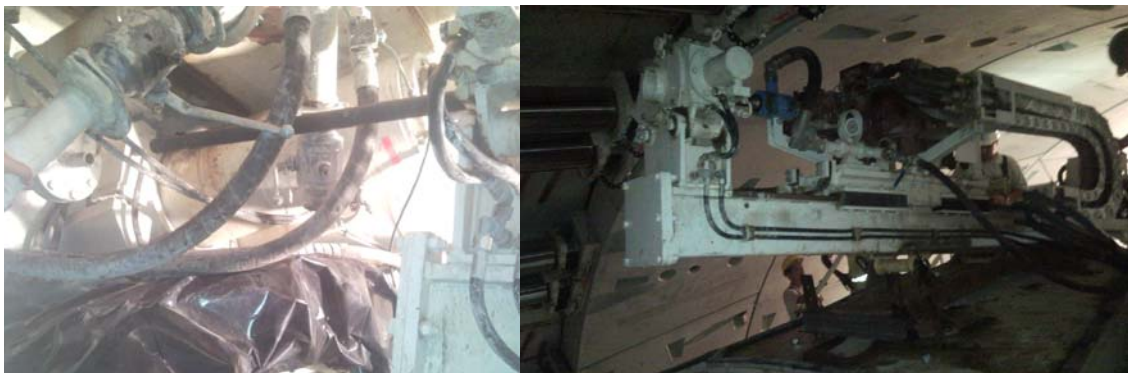


Figura 8.7 Vista del orificio de la tuneladora y el martillo perforador adaptado al erector.

Capítulo 9.

Conclusiones

Como hemos visto el trabajo de un ingeniero de turno no siempre es fácil, sobretodo cuando inicia su camino en el mundo de la tuneladoras EPB, puede verse sobrepasado por la gran cantidad de parámetros a controlar y las diferentes relaciones entre ellos.

Con la presente tesina se ha intentado facilitar las herramientas y conocimientos básicos para que un ingeniero de turno de una tuneladora tipo EPB pueda opinar y evaluar, con criterio, la validez de los diferentes parámetros de control de este tipo de tuneladoras. No se pretendía, en modo alguno, explicar exhaustivamente estos procesos dado que son complejos y de gran envergadura requiriendo una amplia experiencia que sólo con el tiempo y formación constante serán plenamente alcanzados.

Básicamente, hemos visto que son tres los parámetros influyentes en la generación de asientos a controlar durante la excavación con tuneladora, que el ingeniero de turno debe controlar: presión en el frente o cámara de trabajo, volumen de material extraído y volumen de mortero inyectado.

Presión en el frente

Es tarea del ingeniero verificar la presión durante la excavación y aprovechando cortas paradas en el avance o en el montaje del revestimiento observar la presión en reposo que carga sobre los sensores para actuar en consecuencia. Así pues, si vemos que la presión aumenta durante las paradas, deberá corregirse al alza en el siguiente excavo, por el contrario si la tendencia es a la baja, significa que estamos en el rango correcto de presiones de trabajo y deberá inyectarse de forma automática espumas u otros

acondicionadores del terreno para no tener escalones bruscos de presión durante las paradas.

Recordar que trabajando bajo el nivel freático no solo se deben tener tierras en la zona superior, sino un material con alguna impermeabilidad para evitar que el gradiente hidráulico entre el exterior del escudo y la cámara de presión arrastre material de forma incontrolada.

Peso del material extraído

El control del material extraído es básico para la detección de sobre-excavaciones, pero no debemos alarmarnos por variaciones en un solo anillo. Cabe insistir en la necesidad de analizar el peso excavado por anillo de manera conjunta con el peso de los anteriores y posteriores, ya que el llenado/vaciado de la cámara, la regulación de la burbuja de aire debida a la permeabilidad del terreno, las diferencias de elongación de los cilindros de avance en cada pase, la posible entrada de agua, etc. son factores que influyen de manera significativa en el escombro extraído por la cinta.

Volumen teórico de mortero

La inyección de mortero se realiza de forma continua por cola a medida que avanza la máquina. Hay que señalar que el procedimiento de inyección ha de limitarse por presión y no por volumen. Una mala inyección de mortero, provoca asentamientos mayores al salir el anillo del escudo de cola.

Lo aconsejable es utilizar la máxima presión compatible con la capacidad del cierre en las juntas de cola y por la limitación en la circulación de mortero hacia el frente. Como valor de referencia, se establecen presiones de inyección 0,5 bares por encima de la presión de tierras en el sensor de presión más cercano al de inyección correspondiente.

Control de subsidencias

Aunque las subsidencias no son un parámetro que el ingeniero de turno pueda controlar directamente desde la cabina de la EPB, mediante los tres anteriores parámetros podemos llegar a reducirlas en un % importante. Así mismo, es interesante realizar un seguimiento continuo de los asientos en superficie, que junto con los parámetros de funcionamiento de la tuneladora y las características del terreno nos sirve para analizar si las presiones de trabajo utilizadas en la tuneladora son las adecuadas.

Si se producen asientos importantes antes de la llegada del frente, la presión debe ser corregida al alza, de la misma manera si se produce una elevación del terreno el resultado es una presión alta que debe ser corregida a la baja.

Además, la posibilidad de inyectar bentonita en el espacio anular (entre el escudo y el terreno excavado), a una presión superior en 0,2 bares a la de confinamiento es muy recomendable para controlar asientos en zonas críticas, pero evitando que la lubricación de ésta nos aumente el giro del escudo.

Otros parámetros de control

También hemos visto que existen otros parámetros de control, de donde el ingeniero de turno puede obtener información muy útil y nada desestimable, tales como: el Par de avance, fuerza de contacto, velocidad de avance, penetración, etc.

Considerando una variación entre el 40-60% sobre el valor nominal del Par y el empuje, como valores normales, podemos tomar una penetración referencia para cada tramo geológicamente similar (para una misma presión de avance). Así pues, variaciones en las relaciones de estos parámetros pueden indicarnos des de cambios en la litología del terreno, formación de pelotas por material incorrectamente tratado, desgastes en herramientas y/o cabeza de corte, etc.

Mantenimiento y cambio de herramientas

En este capítulo, nos hemos adentrado en los desgastes habituales de las herramientas de corte, en como según los tipos de roturas y frecuencias pueden estar indicándonos un cambio en la tipología y/o composición de éstas.

Un buen control del desgaste de las herramientas y cambios en el momento oportuno previene la aparición de desgastes peores que pueden afectar a la misma estructura de la cabeza de corte.

Capítulo 10.

Bibliografía

10.1. REFERENCIAS sobre libros y revistas

En este apartado están expuestas las referencias de todos aquellos libros y revistas utilizadas durante la realización de la tesina. Algunas han sido citadas y el resto han servido de formación para la posterior redacción de la tesina.

- Alonso, E. 2002. *Apuntes de la asignatura de Túneles*. Barcelona, Universitat Politècnica de Catalunya, E.T.S.E.C.C.P.B.
- Anagnostou, G. y Kovári, K. 1996 a. *Face stability in slurry and EPB shield tunnelling*. Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London (eds R. J. Mair and R. N. Taylor), Balkema, pp. 453-458.
- Anagnostou, G. y Kovári, K. 1996 b. *Face stability conditions with Earth-Pressure-Balanced Shields*. Tunnelling and underground space technology, Vol 11, No. 2, pp 165-173.
- Atkinson, J. H. y Potts, D. M. 1977. *Subsidence above shallow tunnels in soft ground*. Proc. ASCE Geotechnical Eng. Div. Vol. 103, GT 4, pp. 307-325.
- Basf 2002. *Tratamiento de terreno en la construcción de túneles con tuneladoras de equilibrio por presión de tierra (TBM-EPB. Aplicación del Metro de Madrid*. Symposium Ingeo Tuneles Madrid 2002
- Blom, C.B.M. 2002. *Design philosophy of concrete linings for tunnels in soft soils*. Delft University Press.

- Boscardin, M.D. i Cording, E.J. (1989). *Building Response to excavation-induced settlement*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115(1), pp 1-21.
- Broms, B y Bennermak, H 1967. *Stability of clay at vertical openings*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings ASCE, Vol. 93, Nº SM1, pp 71-95.
- Burland, J. B., Broms, B.B. and de Mello, V. F. 1977. *Behaviour of foundations and structures*. Artículo publicado 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo, State-of-the-Art Report. Vol. 2, pp 495-546.
- Burland, J. B. 1995. *Assessment of risk of damage to buildings due to tunneling and excavations*. Artículo publicado en 1st International Conference Earthquake Geotechnical Engineering IS-Tokyo 1995, pp 1189-1201.
- Castanedo, F. 2009. *Master de ingeniería geológica. Módulo de excavaciones subterráneas. Tema XIII Drenaje e impermeabilizaciones*. Madrid, Universidad Complutense de Madrid. Facultad de Ciencias Geológicas.
- Davies, E.H., Gunn, M.J. Mair, R.J. y Seneviratne, H.N. 1980. *The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material*. Géotechnique, 30, pp 397-416.
- Eisenstein, Z. y Ezzeldine, O. 1994. *The role of face pressure for shields with positive ground control*. Tunneling and ground conditions, Balkema, pp. 557-571
- Fernández, R. 1997. *Manual de Túneles y Obras Subterráneas Capítulo 8, Excavaciones con máquinas integrales: Topos y escudos*. Gráficas Arias Montano, 1997 (1082p.) 1ª edición.
- Franzius, J. N., 2003. *Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence*. A thesis submitted to the University of London for the degree of Doctor of Philosophy and for the Diploma of the Imperial College of Science, Technology and Medicine, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London, SW7 2BU.
- Gutiérrez, J.M. y Plana, D. 2008. *Experiencias obtenidas en túneles con EPB. Modo de operación, movimientos de los anillos y asientos en superficie*. Jornadas técnicas de túneles con EPB. Simulación y control de la tuneladora. Barcelona, Mayo 2008, pp 49-76.
- Gruebl, F. 2006. *Segmental Rings (Critical Loads and Damage Prevention)*. International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling. Bangkok, Thailand febrero 2006.
- Hoek, E., C. Carranza-Torres, and B. Corkum 2004. *El Criterio de Rotura de Hoek-Brown*. Edición 2002. In Carlos López Jimeno (Ed.), IngeoTÚNELES, Capítulo 1, Libro 7, 2003, pp. 35-47. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros en Minas.

- Jancsecz S. and Steiner W. 1994. *Face support for a large Mix-Shield in heterogeneous ground conditions*. Tunnelling 94, London.
- Kanayasu, S. 1994. *Estimación Tokio Metropolitan Subway y Kubota, Maeda Construction Co.* Symposium “Underground Construction in Soft Ground”. New Delhi enero de 1994.
- Mair, R.J. 1993. *Developments in Geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavations*. Proc. Inst. Civil Engineers, Civil Engineering. Vol. 93, pp. 27-41.
- Mair, R.J., Taylor, R.N. 1997. *Theme lecture: Bored tunnelling in the urban environment*. Proc. 14th Int. Conf. Soil Mechanics & Foundation Engineering, Hamburg, vol. 4, pp. 2353-2385. Balkema, Rotterdam.
- Mendaña Saavedra, F. 2004. *Algunas novedades importantes de los actuales escudos de frente en presión de tierras*. Madrid, Artículo publicado en la revista Obras Públicas. Octubre 2004 N° 3448, pp 7-18.
- Mitsutaka, S. 2006. *Causes of Shield Segment Damages During Construction*. Symposium “Underground Excavation and Tunnelling”. Bangkok 2-4 febrero 2006.
- MINTRA 2005. *Criterios recomendados para el establecimiento de un sistema de calidad en la ejecución de túneles con tuneladora*. Editado por la Comunidad de Madrid para la Ampliación de la red de metro de Madrid 2003-2007. Madrid, Marzo 2005.
- Oteo, C. y Mendaña, F. 1997a. *Diseño del anillo prefabricado para el revestimiento del Metro de Madrid*. Artículo publicado en la revista Obras Públicas. Octubre 1997 N° 3.369
- Oteo, C. y Rodríguez, J.M^a. 1997b. *Subsidencia y auscultación en los túneles del metro de Madrid*. Artículo publicado en la revista Obras Públicas. Octubre 1997 N° 3.369 pp 49-68.
- Oteo, C. y Sagasetta, C. 1974. *Análisis de la subsidencia originada por la excavación de túneles*. 1er simposio nacional de túneles, Vol 1.
- Peck, R. B., (1969). *Deep excavations and tunnelling in soft ground*. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City 1969.
- Puell Marin, F. y Colin Pugh, R. 2009 *Apuntes curso de Ejecución de Túneles*. Centro Virtual de estudios Structuralia.
- Rankin, W.J. 1987. *Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects*. Artículo publicado en Engineering geology of underground movements. The geological Society, London 1987 pp 79-92.
- Sugimoto, M. 2006. *Causes of Shield Segment Damages During Construction*. International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling. Bangkok, Thailand febrero 2006.

- Taylor, R. N. 1995. *Tunnelling in soft ground in the UK*. Artículo publicado en Underground construction in soft ground. Balkema, Róterdam 1995 pp 123-126.

10.2. REFERENCIAS sobre tesinas y proyectos del CDDECMA

En este apartado están expuestas las referencias de todas aquellas tesinas y proyectos que han sido consultados para llevar a cabo el estudio inicial. Todos ellos se encuentran disponibles en la página web de trabajos académicos de la UPC en la siguiente dirección electrónica: <http://upcommons.upc.edu>

- Chamorro Ramos, Olga. 2005. *Análisis de los movimientos del terreno producidos por la excavación mecánica del túnel de la L9 en la zona de Santa Coloma de Gramanet*. Alberto Ledesma i Villalba (tutor).
- Colomer i Missé, Montserrat. 2007. *Anàlisi de les deformacions del terreny i resposta dels edificis associats a l'excavació de la tuneladora EPB de la L9 del Metro de Barcelona*. Gens, Antonio Di Mariano, Alessandra (tutors).
- Ros Avila, Joan. 2008. *Análisis comparativo de los criterios de rotura de Hoek&Brown y Mohr-Coulomb en el estudio de estabilidad en macizos rocosos*. Hürlimann, Marcel (tutor).

10.3. REFERENCIAS sobre páginas webs de interés

En este apartado de las referencias se citan diferentes páginas Web relacionadas con el campo de los túneles. Han servido entre otras cosas para extraer información de las experiencias de otros países en la construcción de túneles así como esquemas, diagramas y fotografías de interés.

- www.asoc_aetos.es/ (Asociación Española de Túneles y Obras Subterráneas).
- www.etcg.upc.es/asg/tuneles (web asignatura de túneles de ETCG Barcelona).
- www.geoconsult.com (Ingenieros Consultores, s.a.).
- www.herrenknecht.com (Herrenknecht AG Tunnelling Systems. Tunnelling Machines).
- www.madrid.org/metro (web obras del metro de Madrid).
- <http://membres.lycos.fr/aetos/main.htm> (Asociación Española de túneles y obras subterráneas).
- www.robbinstbm.com (Robbins Company).
- <http://ropdigital.ciccp.es/public/index.php> (Revista de obras públicas).
- www.shield-method.gr.jp/english/ (Shield Tunneling Association of Japan).
- www.tunnelbuilder.com (web noticias grandes túneles en construcción).