



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

TESINA PARA EL TÍTULO DE ESPECIALISTA
EN GEOTECNIA

TÍTULO

OPERACIÓN DEL ESCUDO EPB Y UN CASO PRÁCTICO EN EL
TRAMO I DEL TUNEL EMISOR ORIENTE

Autor

RUBEN CALVA DE LA FUENTE

ASESOR DE TESIS

ING. ULISES TALONIA VARGAS



NAUCALPAN, ESTADO DE MEXICO A 19 DE SEPTIEMBRE DE 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

TESINA PARA EL TITULO DE ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

TITULO

**OPERACIÓN DEL ESCUDO EPB Y UN CASO PRACTICO EN EL TRAMO I
DEL TUNEL EMISOR ORIENTE**

Autor

RUBEN CALVA DE LA FUENTE

ASESOR DE TESIS

ING. ULISES TALONIA VARGAS

Naucalpan, Estado de México a 19 de septiembre de 2013

RESUMEN

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.

De esta forma surge la siguiente tesina como necesidad de proporcionar información de la operación 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 consiste, en una recopilación de experiencias de profesionales que han participado en el proyecto de construcción del Túnel Emisor Oriente, tramo I mediante tuneladoras tipo EPB. (figura 1)

Con toda la información recopilada, se identificaron los tres parámetros básicos influyentes en la generación de asentamientos que el ingeniero 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.

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.

En especial a los apuntes de Joan Bertomeu Bo quien indirectamente fueron de gran ayuda para los fines académicos de esta tesina.

INDICE

1. OBJETIVOS

- 1.1. Objetivos
- 1.2. Metodología de trabajo

2. HISTORIA E INTRODUCCIÓN

- 2.1. Introducción
- 2.2. Tuneladoras
 - 2.2.1. Tuneladoras en roca (Topos)
 - 2.2.2. Tuneladoras en suelos (Escudos)
- 2.3. Operación de la tuneladora EPB
 - 2.3.1. El ciclo de avance de excavación
 - 2.3.2. El peso del material extraído
 - 2.3.3. Control de presión de sostenimiento del frente
 - 2.3.4 Acondicionamiento del terreno en la cámara
 - 2.3.5 Control de las inyecciones para el relleno del “gap”
- 2.4 Control de subsidencias y otros parámetros de control

3. ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO

- 3.1. Introducción
- 3.2. Caracterización del terreno
- 3.3. Análisis de estabilidad en el frente
 - 3.3.1. Introducción
 - 3.3.2. Estabilidad en condiciones no drenadas
 - 3.3.3. Estabilidad en condiciones drenadas
 - 3.3.4. Órdenes de magnitud
- 3.4. Control del peso del material excavado
- 3.5. Acondicionamiento del terreno
 - 3.5.1. Acondicionadores del suelo
 - 3.5.2. Características de deformabilidad y consistencia
- 3.6. Aplicación practica
 - 3.6.1 Introducción del Túnel Emisor Oriente
 - 3.6.2 Litología
 - 3.6.3 Estratigrafía
 - 3.6.4. Análisis de las presiones de trabajo
 - 3.6.5. Gestión de las presiones de trabajo
 - 3.6.6. Modo de avance y tratamiento del material
 - 3.6.7. Análisis del material extraído

4. SOSTENIMIENTO Y REVESTIMIENTO

- 4.1. Introducción
- 4.2. Anillo de dovelas
 - 4.2.1. Tipologías
 - 4.2.2. Daños durante la fabricación y transporte
 - 4.2.3. Daños durante el montaje del anillo y el avance
 - 4.2.4. Daños al dejar la protección del escudo de cola
 - 4.2.5. La experiencia japonesa
 - 4.2.6. Actuación sobre los daños
- 4.3. Mortero de relleno del trasdós del anillo
 - 4.3.1. Recomendaciones básicas
 - 4.3.2. Control de fraguado y resistencia
 - 4.3.3. Dosificación
 - 4.3.4. Ejemplo de dosificación real
 - 4.3.5. Inyección de mortero
 - 4.3.6. Control de calidad de las inyecciones
- 4.4. Inyección de bentonita

5. AFECTACIÓN AL ENTORNO

- 5.1. Introducción
- 5.2. Cálculo de asientos y pérdidas de sección
 - 5.2.1. Movimientos inducidos
 - 5.2.2. Estimación del parámetro “i”
 - 5.2.3. Pérdida de volumen “Vs”
 - 5.2.4. Daños inducidos
- 5.3. Instrumentación y auscultación de túneles
 - 5.3.1. Movimientos en el terreno
 - 5.3.2. Movimientos en edificaciones y otras estructuras
 - 5.3.3. Medidas del comportamiento de los elementos estructurales
 - 5.3.4. Medidas del agua del terreno

6. COMENTARIOS FINALES

7. BIBLIOGRAFÍA

Capítulo 1.

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 México no es la excepción: 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 el proyecto Túnel Emisor Oriente en estos momentos se encuentran operando tuneladoras con este tipo de características.

De esta forma surge la presente tesina como necesidad de formar a los ingenieros en el conocimiento 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.

1.2. METODOLOGÍA DE TRABAJO

Para llegar a las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo, 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 y 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 asentamientos en la superficie del terreno 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 el ingeniero de la importancia de su labor y posición, teniendo una herramienta de aproximación que permita desarrollar correctamente sus tareas habituales. Bertomeu, J. 2010.



Figura 1 Presentación de la tuneladora EPB marca Herrenknecht (Túnel Emisor Oriente, México)

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 los ingenieros ha sido perforar el macizo rocoso mediante fracturación, excavación y extracción de la roca; ya que con frecuencia la excavación es auto portante. 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 un ademado elaborado para sostener los hastiales, la bóveda y a veces, incluso el frente. Este sistema se sigue empleando hoy día en sistemas tradicionales de construcción en México. Cabe destacar que el sistema descrito no resultó 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.

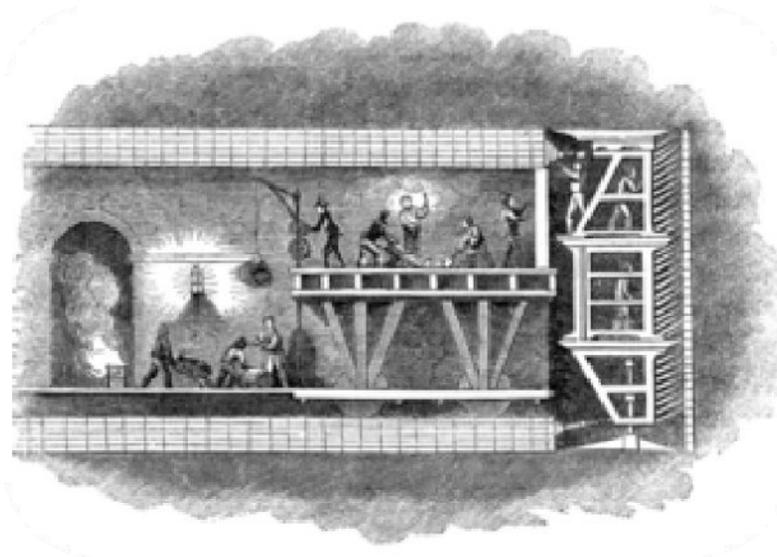


Figura 2.1 Esquema del escudo de Marc Lambeth Brunel 1818.

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. Bertomeu, J. 2010.

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 escombros 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 incluyen los tipos y en seguida se describen. Bertomeu, J. 2010.

TIPOS DE MAQUINAS TUNELADORAS

PARA ROCAS: TOPOS

1. Abiertas
2. Escudadas
3. Doble escudo



PARA SUELOS: ESCUDOS

1. Escudos a Presión de Lodos
2. Escudos a Presión de Tierra
3. Escudos Presurizados



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

2.2.1 Tuneladoras para rocas: topos

En general los topos 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.

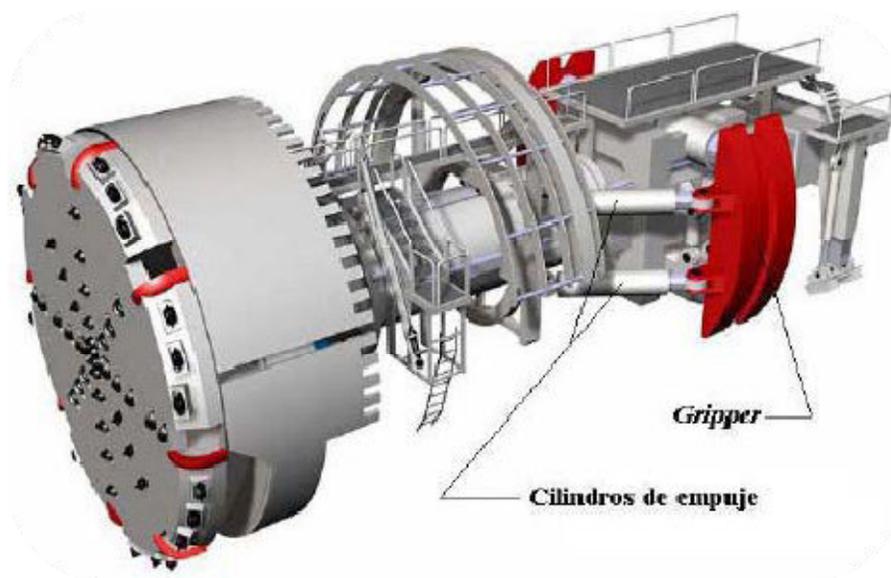


Figura 2.3 Vista en perspectiva de una TBM para roca. Tipo abierto.

Los grippers son las zapatas que apoyan 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 Figura 2.3.

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 sueltan 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 TBM para roca. Tipo escudada.

Tuneladoras doble escudo

Evolucionando hacia los escudos, estas son máquinas que pueden trabajar en terrenos de muy diferente naturaleza, presentando características comunes a los topes 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 mala calidad. Cuando el terreno resiste la presión de los grippers, existe la posibilidad de hacer simultaneas 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.

Como puede observarse en la figura 2.5 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 excavación 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.

2.2.2. Tuneladoras en suelos (Escudos)

En las tuneladoras llamadas “escudos” los trabajos se realizan bajo la protección de una coraza metálica 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 primario (anillos de dovelas) 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 (slurryshields)

Este tipo de máquina es especialmente útil en la excavación de suelos aluviales 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.

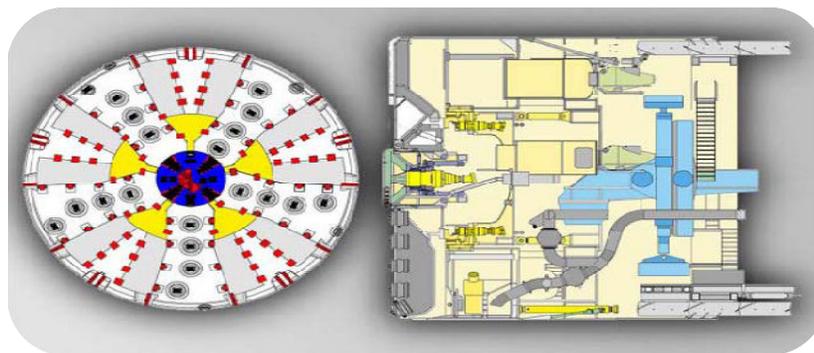


Figura 2.6 Esquema de un escudo de bentonita (frente presurizado)

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 boleos 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 mantos 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.



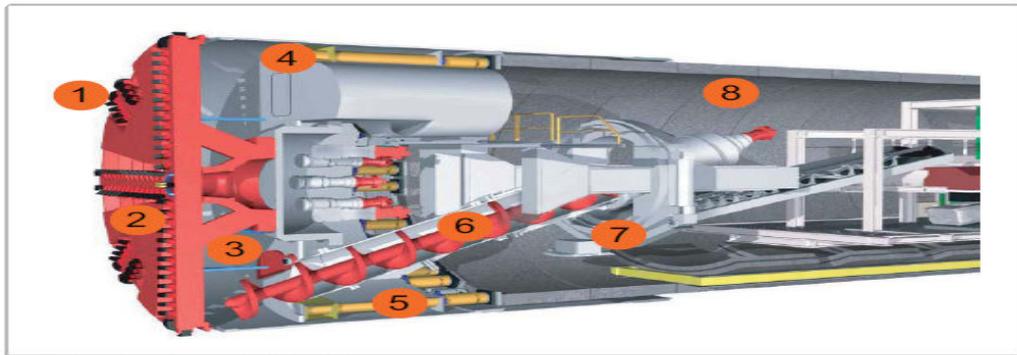
Figura 2.7 Fotografía de un escudo presurizado

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



- Escudo: Generalidades

- | | |
|--------------------------|------------------------|
| [1] Frente de excavación | [5] Cilindro de avance |
| [2] Rueda de corte | [6] Tornillo sinfin |
| [3] Cámara de excavación | [7] Dovelas |
| [4] Mamparo estanco | [8] Cola del escudo |

Figura 2.9. Partes de un escudo tipo EPB de frente cerrado

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 escombros 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 2.10.

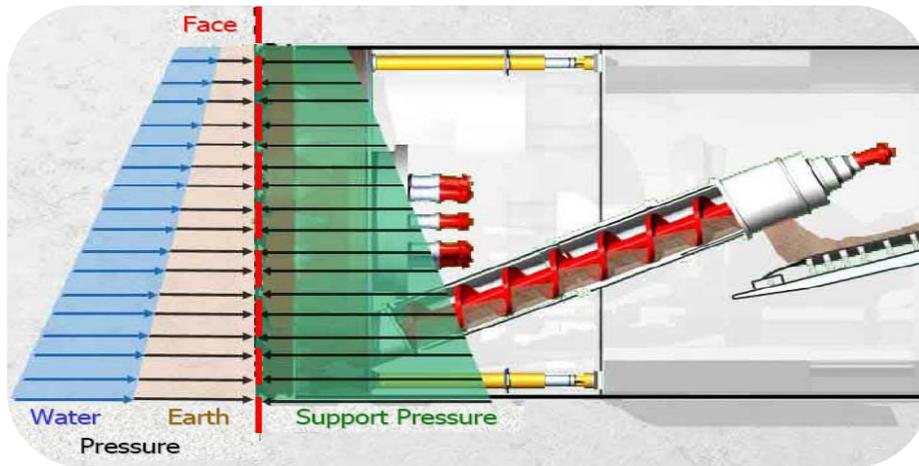


Figura 2.10 Esquema de presiones ejercidas por el escudo sobre el frente

En este escudo se trata correctamente el material excavado, ya que 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 sin fin. 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 escombros desalojados (rezaga) en el tornillo sin fin 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 una computadora permiten el control de la estabilidad del frente. Bertomeu, J. 2010.

2.3 Operación de la tuneladora EPB

Una vez conocidos los diferentes tipos de tuneladoras nos concentraremos en especial en la tuneladora EPB, caso al que está enfocado este estudio.

2.3.1 El ciclo de avance de excavación.

Al excavar con una tuneladora EPB en un entorno urbano, la principal preocupación es reducir, tanto como sea posible, la pérdida de volumen de terreno, de modo que los asentamientos que se puedan producir se mantengan dentro de límites aceptables. Para ello es fundamental operar la máquina de acuerdo a un plan de avance con valores de referencia y rangos de operación de los siguientes parámetros básicos:

- Peso del material extraído.
- Presión de sostenimiento del frente.
- Volumen del material extraído y acondicionamiento del material en la cámara que se debe extraer.
- Presión y volumen en la inyección de mortero para el relleno del "gap".

En un segundo nivel, y siguiendo la tendencia del trabajo de la máquina, así como toda la información de utilidad disponible, acerca de las condiciones del terreno, se pueden recomendar parámetros operacionales para el correcto funcionamiento de la tuneladora, entre los que cabe destacar:

- Índices de penetración.
- Empuje total y empuje de contacto.
- Par de giro de la rueda de corte.
- Consumo y tasas de tratamiento de los acondicionadores del terreno.

2.3.2 El Peso del material extraído

El Peso del material extraído se obtiene a través de sondeos y análisis, esto nos ofrece la caracterización del terreno que se divide por tramos de similares características. 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.

Para efectos prácticos 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, dados por las básculas con las que la máquina cuenta.

2.3.3 Control de la presión de sostenimiento del frente.

La Presión en el frente es obtenida, a través de la geología, se fija una presión de trabajo teórica que es 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. Conjuntamente con el control del peso del material extraído en cada avance, el control de la presión de sostenimiento del frente es de importancia vital para garantizar un funcionamiento satisfactorio de una tuneladora EPB

La consecuencia operacional de que la cámara este llena de material sólido con una densidad adecuada, establecida aproximadamente en 14-15 KN/m³, es conseguir los siguientes compromisos

- Aplicar la presión efectiva necesaria en función de las condiciones del terreno (empuje activo + carga freática).
- Mantener la cámara llena de un material sólido e incomprensible, con lo cual, en el caso de inestabilidad en el frente no hay suficiente espacio vacío para que el terreno se derrumbe dentro de la cámara evitando así asentamientos incontrolados en superficie.

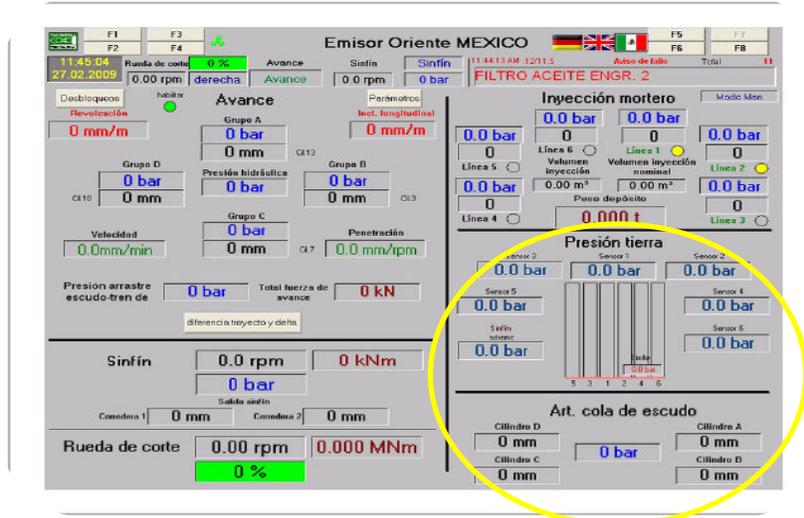


Figura 2.11. Sistema de visualización de la presión de tierra. En el control de mando

Como medida de seguridad; la presión de sostenimiento se mide siempre en el sensor de la parte superior del mamparo (normalmente colocada 1 m por debajo de la clave del túnel) de modo que

la lectura de otras presiones (de los sensores que van a distinta altura del mamparo) deberá ser siempre más alta. La densidad de los escombros en la cámara se estima en función de diferencias de presión en distintas alturas del mamparo estanco.

2.3.4 Acondicionamiento del terreno en la cámara.

Como el terreno natural rara vez posee propiedades que le permitan ser fácilmente moldeado y confinado a nivel de la presión deseada en la cámara, la tecnología EPB depende de manera crítica del acondicionamiento del terreno para modificar sus propiedades. Esto se hace comúnmente inyectando espumas, soluciones de polímeros o una combinación de estos productos en la rueda de corte y en la cámara de excavación para convertir el material excavado en una mezcla homogénea de relativa baja resistencia al corte, de baja permeabilidad y con un comportamiento elástico que permita mantener la presión de sostenimiento necesaria en la cámara de excavación. La cantidad de agua en el terreno debe estar comprendida entre un 20-30%. Por debajo de este rango, la mezcla terreno / agua es difícilmente maleable y por encima de un 30% la mezcla es demasiado líquida, con problemas para asegurar la estanqueidad en el tornillo sinfín y dificultades para transportar mezclas tan líquidas en las cintas. Si al excavar el contenido de agua no es suficiente, se añade agua en la cámara mediante puntos de inyección.

La espuma es una mezcla de aire y agua con tensoactivo, producto capaz de producir una burbuja como el jabón, con buenas características de estabilidad bajo presión a lo largo del tiempo. Los polímeros son productos constituidos de moléculas de cadenas largas, que le dan una verdadera característica mecánica a la burbuja.

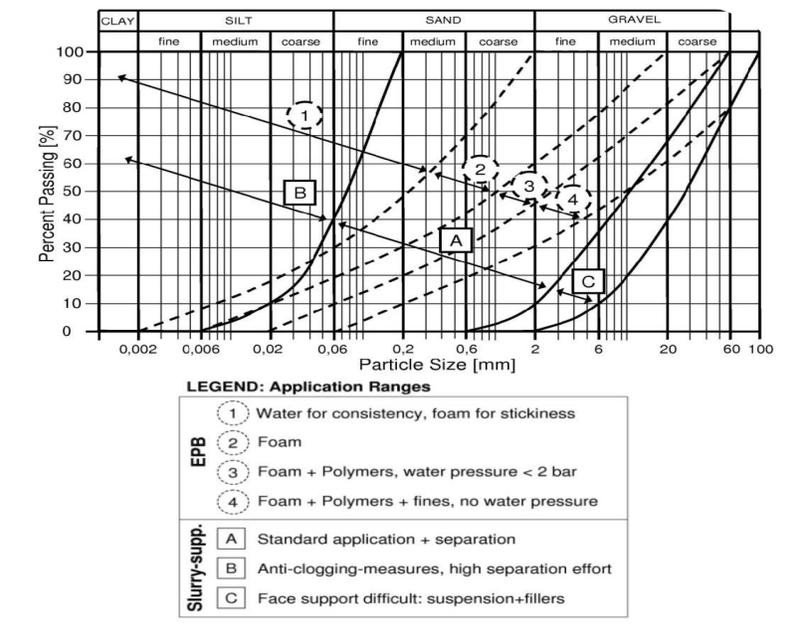


Figura 2.12 Rangos de aplicación del uso de espumas y polímeros en una EPB y una Slurry-supp

La selección del tipo de estos aditivos depende principalmente de la clase de terreno y de las

características de la tuneladora y como parámetros generales de los mismos, para el acondicionamiento del terreno, puede comentarse lo siguiente:

Solución espumante: La concentración de la solución espumante (CF) se encuentra en el rango del 0,5 al 5%, en la mayoría de los casos alrededor del 3%. Estas concentraciones dependen fuertemente de la cantidad de agua que se inyecta o la que ya está presente en el terreno.

Ratio de expansión: El ratio de expansión de las espumas (FER) debe estar comprendido entre 5 y 30, en la mayoría de los casos alrededor de 10. Cuanto más alto es el FER, la espuma generada debe ser tanto más seca. Cuanto más húmedo sea el suelo la espuma deberá ser muy seca y viceversa.

Ratio de inyección: El ratio de inyección de las espumas (FIR) suele estar comprendido entre el 10% y el 80%, en la mayoría de los casos del 30% al 60%. Para determinar el mejor valor del FIR deben realizarse ensayos de laboratorio.

Polímeros: En algunos casos se agregan polímeros para mejorar la estabilidad de la espuma o para ajustar la consistencia del suelo que circula a través de la cámara o del tornillo sinfín. Un ejemplo típico podría ser el de en los suelos arenosos saturados y con poca cohesión. La concentración suele estar entre el 0,1 y el 5% en la solución espumante pero también pueden inyectarse directamente en su versión sin diluir.

Otros aditivos pueden ser los productos desestructurantes, que evitan taponamientos cuando se excavan materiales muy arcillosos, además de la bentonita como adición de partículas finas en los suelos con carencias de finos.

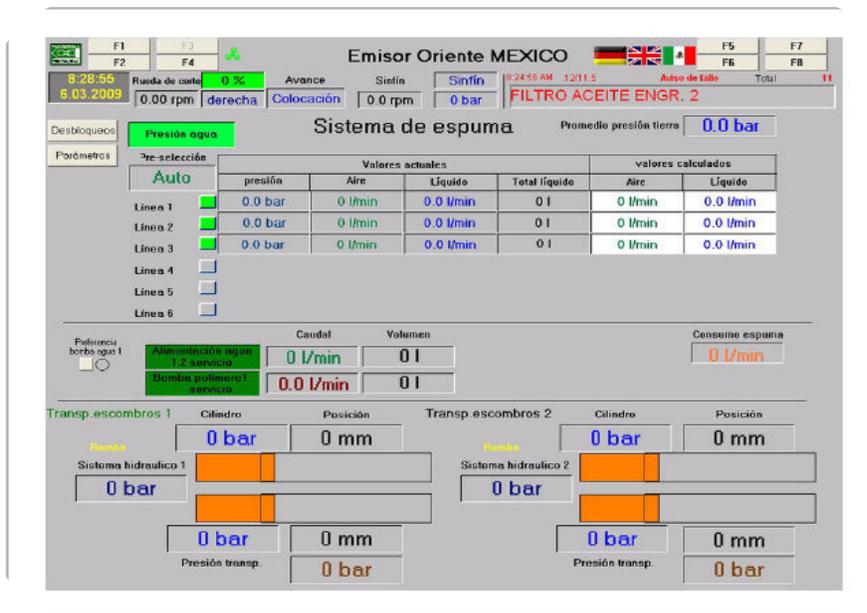


Figura 2.13 Sistema de visualización del control de espumas. En el control de mando

2.3.5 Control de las inyecciones para el relleno del “gap”

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 que rellena el espacio anular entre la excavación y el anillo. El relleno del “gap” se realiza empleando un sistema de inyección continua de mortero de cemento en la cola del escudo a medida que avanza, procedimiento de inyección que ha de controlarse por presión y no por volumen, es decir, hay que considerar que se ha terminado de inyectar cuando la presión alcance el límite superior, y no cuando se llega al volumen teórico en el relleno del “gap”. Las presiones en la inyección se deben elegir teniendo en cuenta:

- Para evitar que las aguas subterráneas o el material excavado entren en el espacio anular.
- Lo aconsejable es utilizar la máxima presión compatible con la capacidad del cierre en las juntas de la cola y por la limitación en la circulación de mortero hacia el frente. Inyectar de forma continua y a medida que avanza la máquina, manteniendo la presión de la inyección de 0,3 bares a 0,5 bares por encima de la presión de tierras (medida en el sensor de presión más cercano a la parte superior de la cámara).

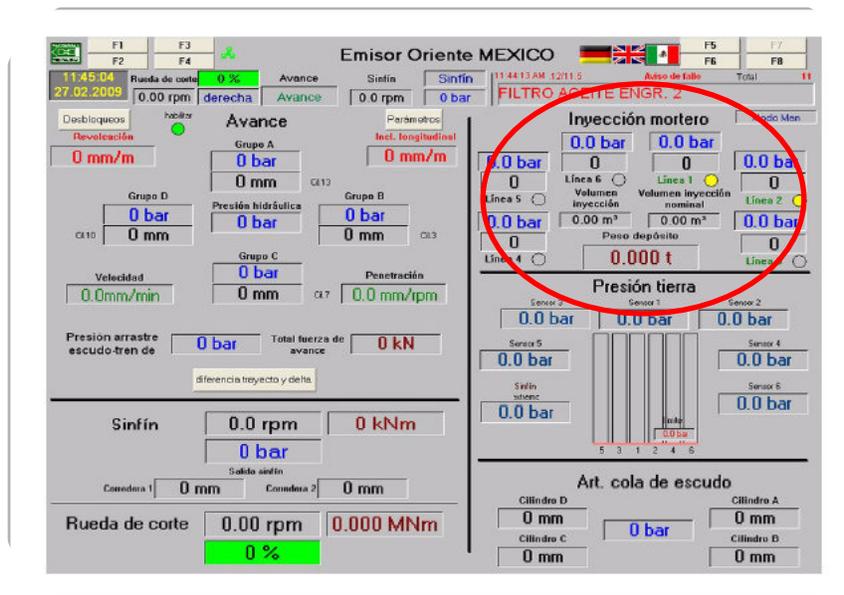


Figura 2.14. Sistema de visualización de la inyección de mortero. En el control de mando

2.4 Control de subsidencias y otros parámetros de control

Aunque las subsidencias no son un parámetro que el ingeniero pueda controlar directamente desde la cabina de la EPB, es interesante realizar un seguimiento continuo de los asentamientos en la superficie, que junto con los parámetros de funcionamiento de la tuneladora y las

características del terreno sirven para analizar si las presiones de trabajo utilizadas en la tuneladora son correctas.

Si se producen asentamientos, 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 asentamientos en zonas críticas.

Otros parámetros de donde el ingeniero de turno puede obtener información muy útil, 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.

Existen algunas recomendaciones para mantenimiento y revisión de herramientas, en base a experiencias anteriores con tuneladoras EPB junto a las características de los terrenos a excavar:

- Hacer un mantenimiento general del conjunto maquina/back-up cada 1.000-1.500 m aprovechando el cruce de lumbreras, estaciones 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 de 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.

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 desastres innecesarios de las herramientas, que si no se cambian a tiempo, pueden dar lugar a desgastes de los soportes de las mismas. Bertomeu, J. 2010.



Figura 2.15 Montaje de la rueda de corte donde se pueden apreciar las “herramientas” de la misma (Proyecto: Túnel Emisor Oriente México).

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 asentamientos del terreno 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 pueda opinar y evaluar, con criterio, la validez de estos. De modo que al encontrarse permanentemente en obra, es el primero en detectar posibles desviaciones sobre los datos teóricos. Bertomeu, J. 2010.

3.2. CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO

Mediante los estudios geotécnicos se analiza cómo es el terreno y cómo se comportará durante la excavación como durante su explotación a largo plazo. De esta forma, a través de una buena campaña de sondeos y análisis, se obtiene la caracterización del terreno subdividida en tramos de similares características, 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, nos interesará:

- Las propiedades elásticas: Modulo de deformación y Coeficiente de Poisson
- Las propiedades plásticas según los criterios de:

Mohr-Coulomb: el ángulo de fricción interna y la cohesión efectiva y Rotura de Hoek-Brown.

- La densidad aparente para litotipos rocosos

- 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 excavación 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 asentamientos 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. Bertomeu, J. 2010.

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.

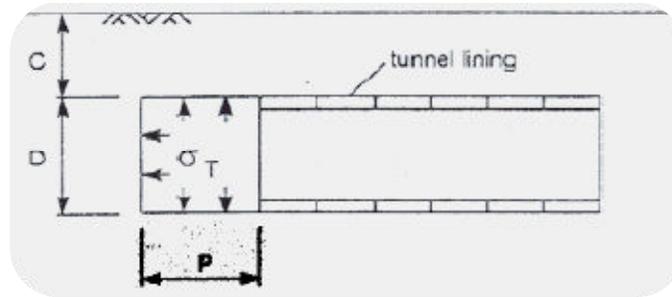


Figura 3.1 Simplificación de la estabilidad del frente en un túnel (Mair 1997)

Es importante 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 (1980) y Mair (1993):

$$N = \frac{\sigma_s - \sigma_T + \gamma (C + D/2)}{C_u} \quad \text{Ec. 3.1}$$

dónde:

N= número de estabilidad

σ_s = Presión de sobrecarga en la superficie (kPa)

σ_T = Presión interior del túnel (kPa)

γ = densidad aparente del terreno (KN/m³)

C= Cobertura hasta clave del túnel (m)

D= Diámetro del túnel (m)

C_u = Resistencia al corte sin drenaje (kPa)

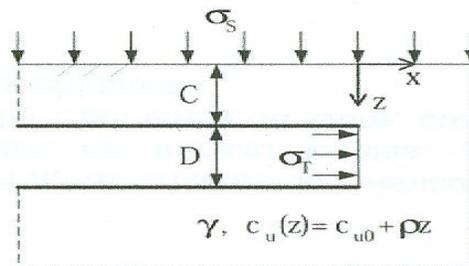


Figura 3.2. Esquema y definición de términos empleados para el análisis de inestabilidad del frente.

En la tabla 3.1 se recoge la interpretación del número de estabilidad N obtenido de la ecuación [3.1]. A través de la observación de casos reales y ensayos de laboratorio, concluyen que para valores de N inferiores a 6,0 en el frente del túnel se considera estable, mientras que para valores superiores en 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 (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 (1980) dedujeron soluciones de plasticidad relacionando N con el binomio cobertura-diámetro del túnel, figura 3.3.

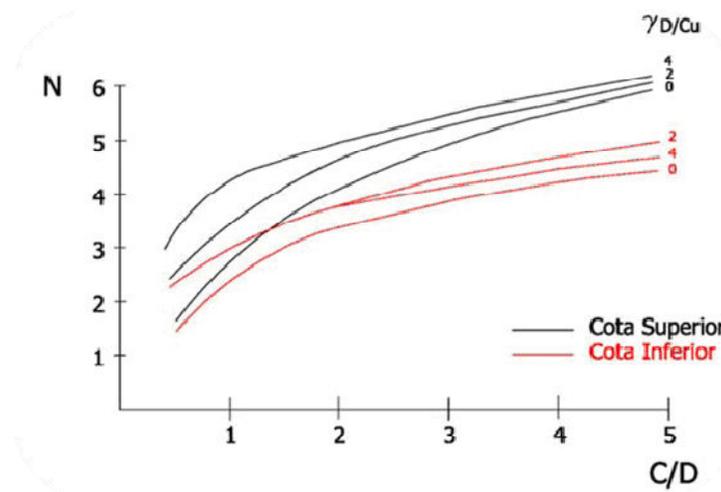


Figura 3.3. Solución de plasticidad según teoremas de la Cota Superior e Inferior. Davis (1980)

De la figura 3.3 se desprende que a mayores profundidades 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 (1980).

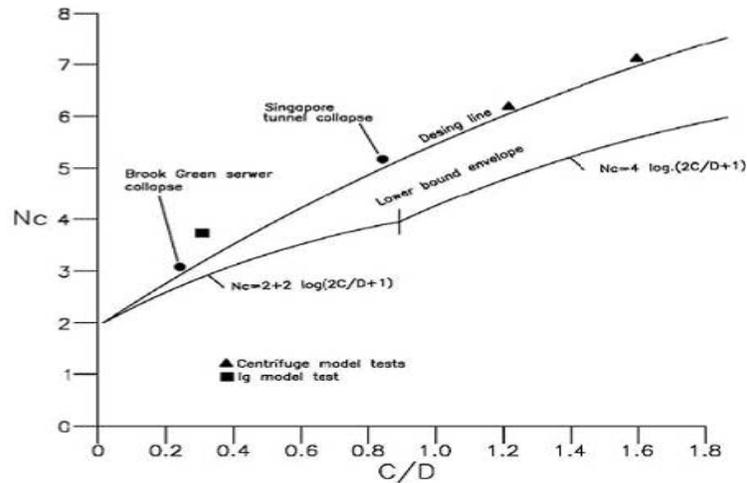


Figura 3.4 Valores de N_c para frentes abiertos en terrenos cohesivos (Mair, 1993)

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 (1977) en el cual aplicando los teoremas de la cota Superior e Inferior 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 (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 (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 escombros 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 escombros se obtiene aplicando un modelo tridimensional independiente, cuyos resultados se suman a los del modelo en cuña. El resultado se presenta con 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 fricción. Bertomeu, J. 2010.

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

1. Método de Jancsecz y Steiner (1994)

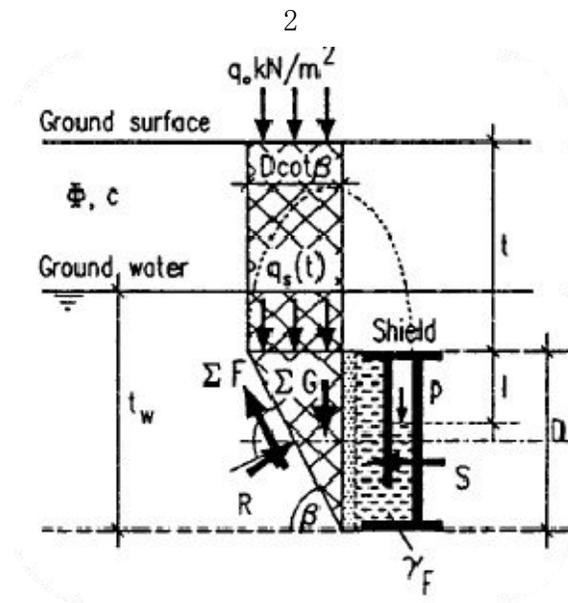
Basado en el modelo de Horn (1961), el esquema de fallo tridimensional consiste en una cuña (parte baja) y un prisma (parte alta). La presión vertical que es resultado del prisma superior actuando sobre la cuña es calculada según la solución de Terzaghi.

Se calcula un coeficiente de presión de tierras en 3D; K_{a3} definido como:

$$K_{a3} = \frac{\sin \beta \cos \beta - \cos^2 \beta \tan \phi - ((K \alpha \cos \beta \tan \phi) / 1.5)}{\sin \beta \cos \beta + \sin^2 \beta \tan \phi}$$

donde:

$$K \approx \frac{1 - \sin \phi + \tan^2(45 + \phi / 2)}{2}$$



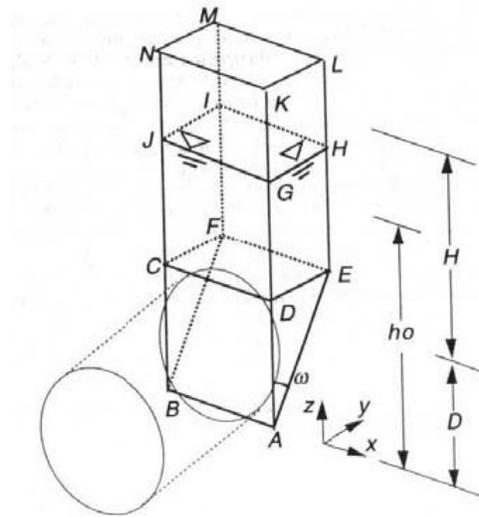
2. Método de Anagnostou y Kovari (1996)

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:

$$S' = F_0 \gamma' D - F_1 c' + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c' (\Delta h/D)$$

Cuando el material de la cámara se encuentra en estado fluido $s'=0$ y resolver la ecuación para Δh es la condición de equilibrio.

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 γ_d/γ' .



Nota: el análisis original considera una $K_0=0,8$ y $0,4$ para el prisma y la cuña (nivel del túnel), respectivamente.

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:

$$S' = F_0 \gamma' D - F_1 c' + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c' \Delta h/D \quad [3.2]$$

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'

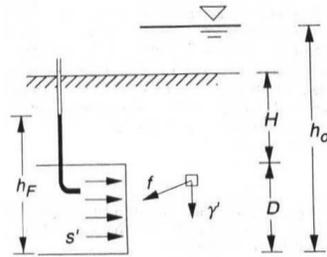


Figura 3.5. Esquema y definición de términos empleados Anagnostou y Kovari (1996 b)

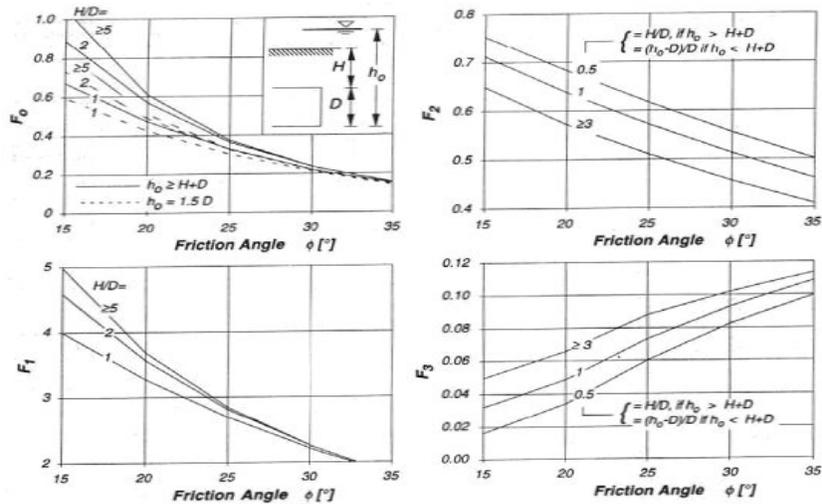


Figura 3.6. Nomogramas para los coeficientes adimensionales F₀, F₁, F₂ y F₃ (Anagnostou y Kovári 1996 b)

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. Órdenes 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 asentamientos 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 asentamientos. 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

$\sigma'_{v'}$ = 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	$\Sigma \sigma$
EPB	8,21	Arenoso, cohesivo	$\sigma \sigma + p + 0,2 \text{ Kg/cm}^2$
EPB	5,54	Arena fina	$\sigma \sigma + p + \text{variable}$
EPB	4,93	Arenoso, cohesivo	$\sigma \sigma + (0,3-0,5) \text{ Kg/cm}^2$
EPB	2,48	Grava y Cohesivo	$\sigma \sigma + p$
EPB	7,78	Grava y Cohesivo	$\sigma \sigma + p$
EPB	7,35	Limo blando	$\sigma \sigma + 0,1 \text{ Kg/cm}^2$
EPB	5,86	Cohesivo, blando	$\sigma \sigma + 0,2 \text{ Kg/cm}^2$
SLURRY	6,63	Gravas	$\sigma \sigma + (0,1-0,2) \text{ Kg/cm}^2$
SLURRY	7,04	Cohesivo	$\Sigma \sigma$
SLURRY	6,84	Cohesivo, blando, arenoso	Máxima= $\sigma \sigma + \text{variable} + \text{adicional}$ Mínima = $\sigma \sigma + \text{variable} + \text{adicional}$ (variable + adicional = 0,2 Kg/cm ²)
SLURRY	7,45	Cohesivo, arenoso, gravas	$p + 0,3 \text{ Kg/cm}^2$
SLURRY	10,00	Cohesivo, arenoso, gravas	$p + (0,4 - 0,8) \text{ Kg/cm}^2$
SLURRY	7,45	Arenoso	$\sigma \sigma + p + \text{variable}$
SLURRY	10,58	Cohesivo, arenoso	Máxima= $\sigma \sigma + p + \text{variable} (0,2 \text{ Kg/cm}^2)$ Mínima = $\sigma \sigma + p + \text{variable} (0,2 \text{ Kg/cm}^2)$
SLURRY	7,25	Cohesivo, blando, arenoso, gravas	$U + 0,3 \text{ Kg/cm}^2$

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:

$$PT (t) = VT \gamma \quad [3.4]$$

dónde:

P_T = Peso teórico (t)

V_T = Volumen teórico (m³); función de la elongación del sistema de empuje

γ = Densidad terreno natural (γ (t/m³))

y

$$B (t) = PT + PA + PB + PO \quad [3.5]$$

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);

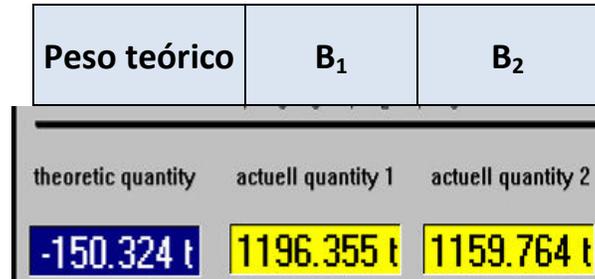


Figura 3.7. Ejemplo real de display que se visualiza en la pantalla del piloto de una tuneladora.

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 (PT) (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:

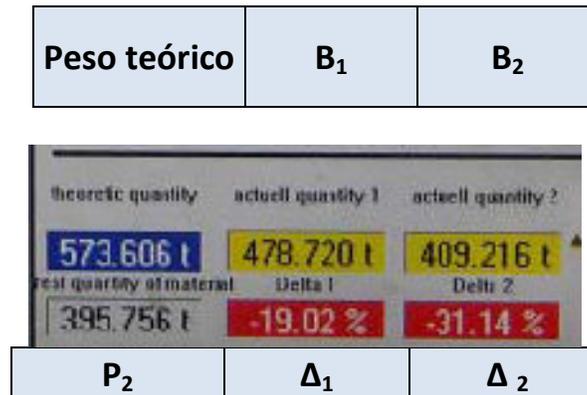


Figura 3.8. Ejemplo de display modificado según nuevo esquema.

dónde:

$$P_2 = B_1 + B_2 - (P_A + P_B + P_O) \text{ en (t)}$$

2

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 contra 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 sinfín 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. Bertomeu, J. 2010.

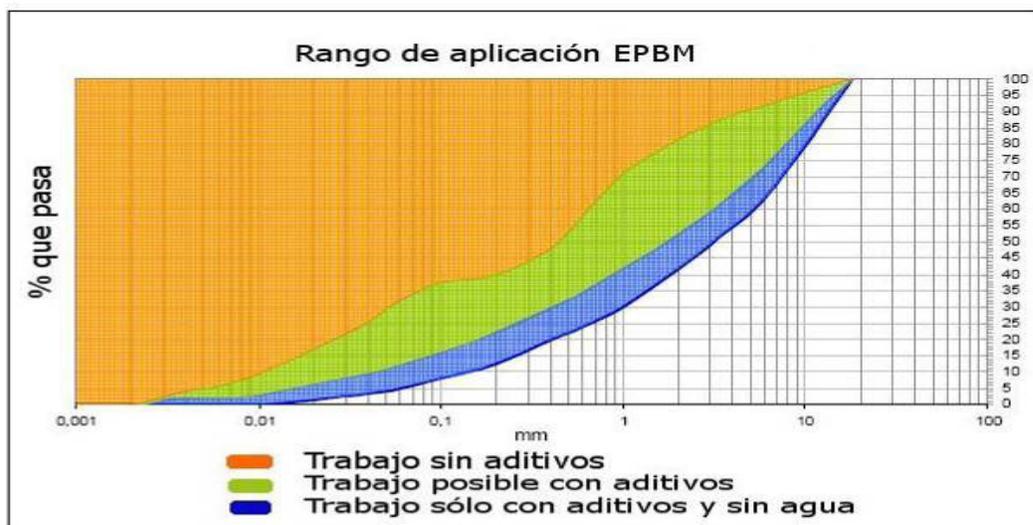


Figura 3.9. Rango de aplicación de una EPB

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. Bertomeu, J. 2010.

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.

Nota: El FIR = "Foam Injection Ratio" indica el Volumen de espuma por m³ de suelo.

FIR = 100 x (Vespuma/Vsuelo)

Un FIR del 40% indica que se han mezclado 400 litros de espuma con 1m³ de suelo.

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 perfecta extracción 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 204KN.m, figura 3.14.

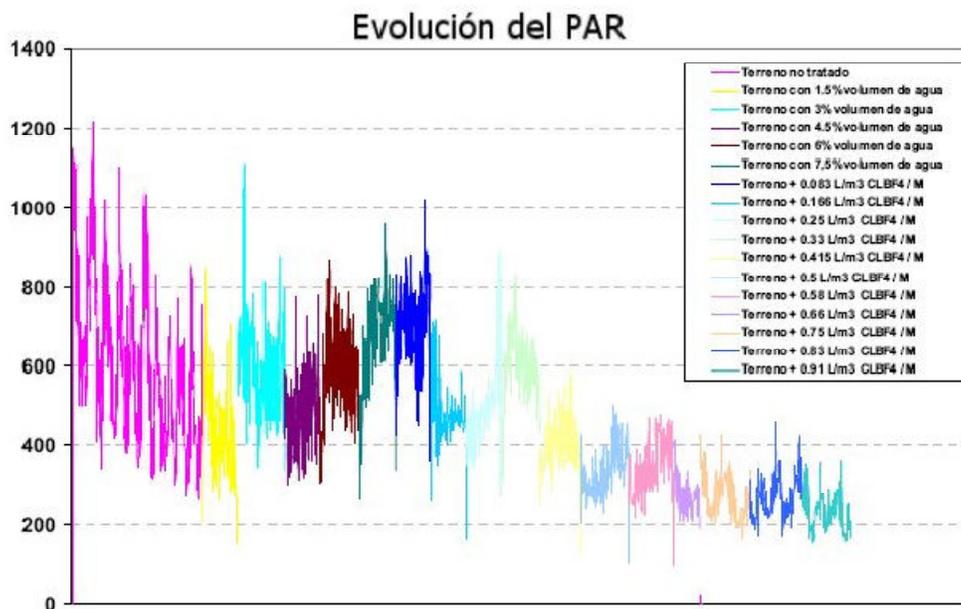


Figura 3.13 Reducción del PAR y de su amplitud partiendo de terreno no tratado y aplicando diferentes espumas



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

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 costos 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. Bertomeu, J. 2010.

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 adicionar aditivo en la cámara, tiene un alto porcentaje de probabilidad de falla. Experiencias anteriores 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 INTRODUCCIÓN DEL TUNEL EMISOR ORIENTE

El Túnel Emisor Oriente tendrá una longitud aproximada de 62 km; un diámetro interior de 7 m, un diámetro máximo de excavación de 8.4m, una capacidad de desalojo de hasta 150 m³/s. y profundidades de rasante de 23.3 a 148.2 m; el proyecto se auxiliará con 24 lumbreras de 12 y 16 m de diámetro interior y un Portal de Salida. Su trazo inicia en la segunda lumbrera del túnel interceptor del Río de los Remedios (en los límites del Distrito Federal y el Estado de México) y termina en el municipio de Atotonilco de Tula, Hidalgo, cerca del actual portal de salida del Túnel Emisor Central.

En la trayectoria del túnel se presenta una gran variedad de unidades litológicas y estratigráficas encontradas, sin embargo, nos centraremos en la zona de estudio para el caso práctico en el inicio de excavación de lumbrera 1-A correspondiente a los cadenamientos 1+013.85 al 1+090.25(ver figura 3.15):

3.6.2 Litología

Depósitos no consolidados (Qhoal).- Depósitos lacustres intemperizados, intercalados con suelos residuales de color pardo, depósitos aluviales, materiales de relleno y suelos orgánicos de color negro; constituidos por arcillas, limos y arenas en diferentes proporciones, prevaleciendo los materiales de consistencia blanda a media.

Derrames basálticos (Qpt A-B).- Conjunto de rocas volcánicas extrusivas constituido por basaltos, andesitas, basaltos andesíticos, brechas y cenizas de composición andesita basáltica; en ocasiones en forma de tefra de composición básica.

Depósitos lacustres (TplQptla1).- Corresponden a depósitos de lago, constituidos por arcillas, limos y, en menor proporción, arenas. Son de color verde con horizontes de cenizas basálticas y pumíticas; su consistencia varía de blanda a durísima.

3.6.3 Estratigrafía

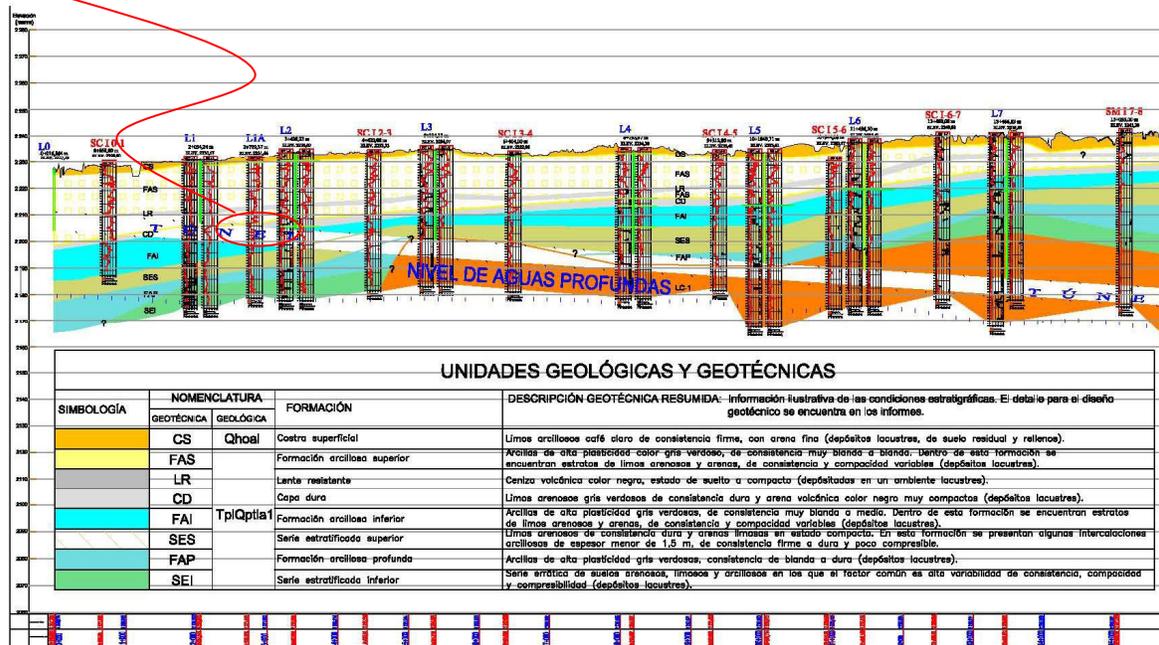
Formación arcillosa superior (FAS), la cual se subdivide en FAS1, de 2 a 10 m de espesor y FAS2, de 4 a 8 m de espesor. Localizada del cad 0+000 al 38+000. Los espesores mayores se presentan en los primeros 12 km. Arcillas de alta plasticidad color gris verdoso, de consistencia muy blanda a blanda. Dentro de esta formación se encuentran estratos de limos arenosos y arenas, de consistencia y compacidad variables (depósitos lacustres).

Primera capa dura (PCD), de 2 a 5 m de espesor. Localizada claramente del cad 0+000 al 25+000. Limos arenosos color gris verdoso de consistencia dura y arena volcánica color negro, muy compactos (depósitos lacustres).

Formación arcillosa inferior (FAI), de 5 a 12 m de espesor. Localizada del cad 0+000 al 25+000. Los espesores mayores se presentan en los primeros 12 km. Arcillas de alta plasticidad color gris

verdoso, de consistencia muy blanda a media. Dentro de esta formación se encuentran estratos de limos arenosos y arenas, de consistencia y compacidad variables (depósitos lacustres). Ver figura 3.15 y 3.16.

Zona de estudio



Zona de estudio

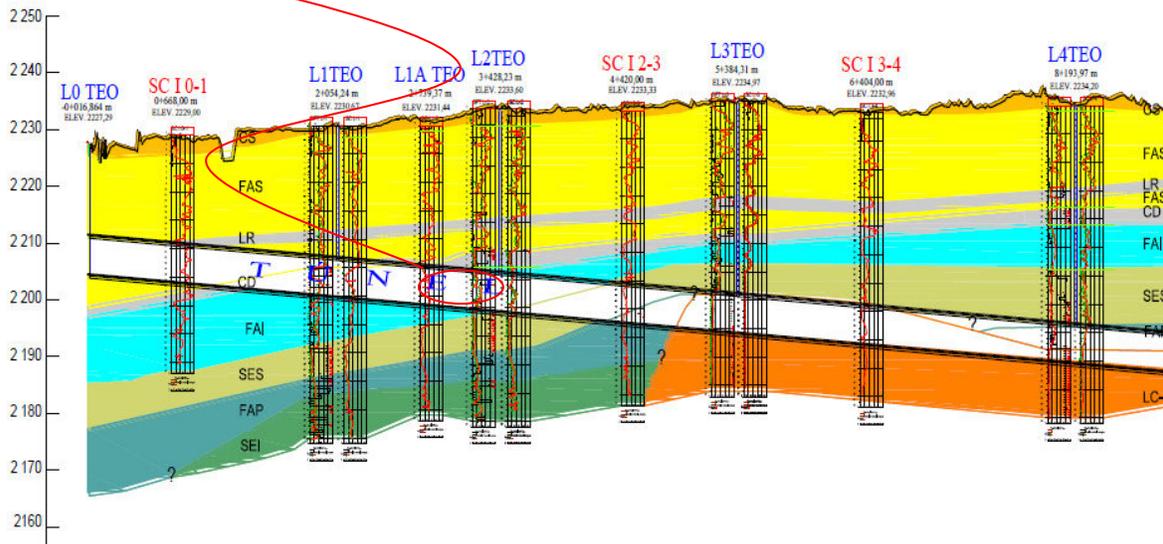


Figura 3.15. y 3.16. Perfil de descripción litológica y estratigráfica del subsuelo en la trayectoria del túnel

3.6.4. Análisis de las presiones de trabajo

Como punto de partida para contrastar una presión dada, es hacer una buena aproximación general 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 .

$$p_c = k_A \cdot p'_v + p_w + 20 \text{ kPa} = p_o + 20 \text{ kPa};$$

dónde:

k_A = Coeficiente de empuje activo

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

1kpa=0.1019716 T/m²

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 en materiales arcillosos, obtendremos la presión horizontal efectiva aplicando k_a (coeficiente de empuje activo).
- si el frente es inestable en materiales granulares, obtendremos la presión horizontal efectiva aplicando k_o (coeficiente de empuje al reposo).

Ejemplo

A continuación se presenta la interpretación de los sondeos realizados y obtención de las propiedades índice y mecánicas en la zona de estudio, en 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.

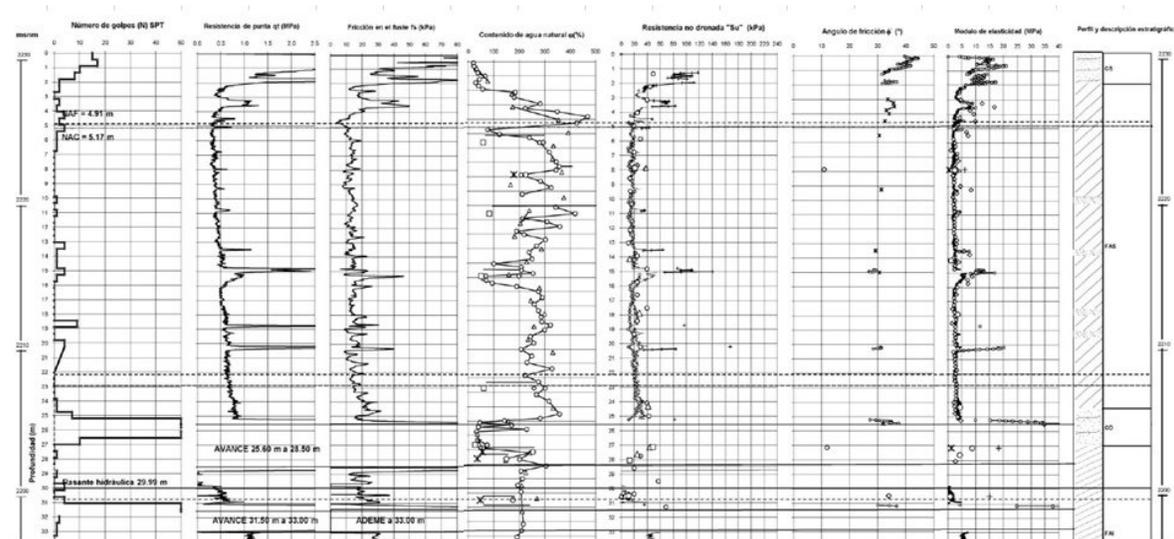


Figura 3.16. Interpretación de sondeos en la zona de estudio del Túnel Emisor Oriente.

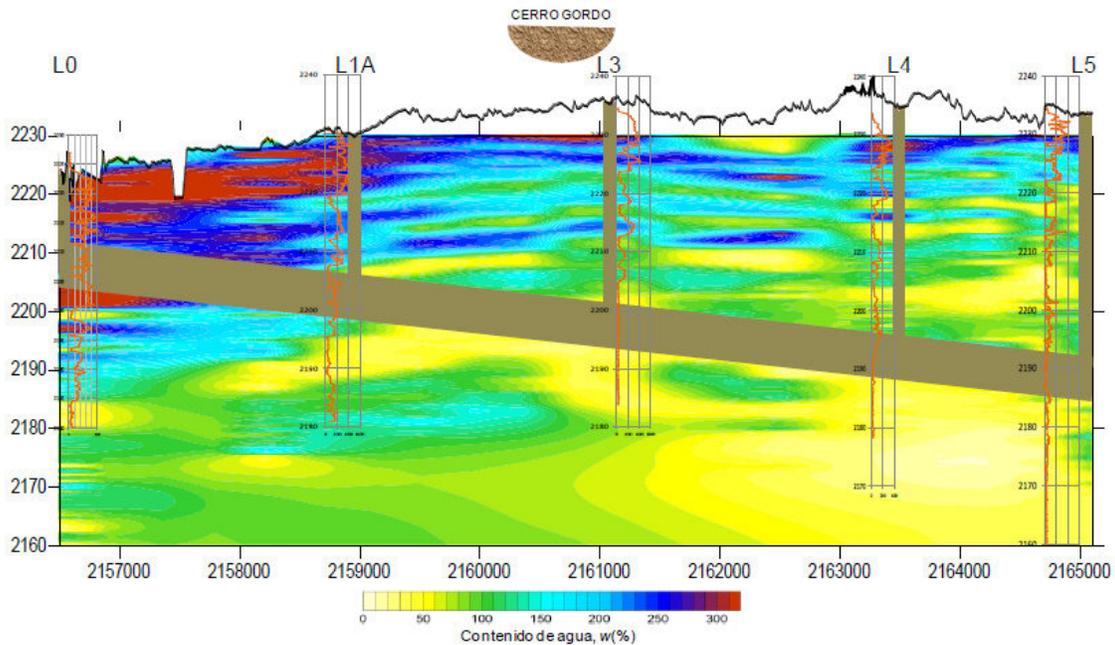


Figura 3.17. Corte estimado de contenido de agua, tramo de L0 a L5

La zona de estudio tiene un nivel máximo de excavación de 2198.766 m.s.n.m. y un nivel en la superficie de 2231.746m.s.n.m. El recubrimiento máximo es de 32.98m dividido en: 2.1m arcilla de consistencia firme con arena fina, 22.4m de arcilla de alta plasticidad; seguidos de 2.3m de la llamada capa dura de limos arenosos y arena volcánica color negro y 6.18m de arcilla de alta plasticidad con limos arenosos y arenas.

MODELO GEOTÉCNICO											
Unidad Estratigráfica	Profundidad			γ (t/m ³)	c (t/m ²)	Φ ° grados	W% Prom.	Su kPa	E MPa	Ko	Ka
	Desde	Hasta	Espesor (m)								
CS	0	2.1	2.1	1.50	8	30	34	50	8	0.5	0.333
FAS	2.1	24.5	22.4	1.18	2.57	4	240	40	5	0.93	0.87
CD	24.5	26.8	2.3	1.76	3.62	25	46	100	30	0.58	0.406
FAI	26.8	32.98	6.18	1.35	4.05	0	115	50	4	1	1

Tabla 3.7. Propiedades de los diferentes materiales

Tomando un diámetro de excavación $D=8.4\text{m}$ y frente inestable, aplicando la ecuación [3.7] obtenemos:

$$P_c = k_A \cdot p'_v + p_w + 20 \text{ KPa} = 18.509 \text{ t/m}^2$$

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 impermeable. Asumiendo que en general, las arcillas se comportarán de manera impermeable en profundidad, y sólo los 4.9 primeros metros en contacto de la capa superficial se considerarán no saturados.
- Debido a las características de la arcilla, 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.

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

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

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/m³)

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:

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

dónde:

$$K_A = \tan^2 (45 - \phi / 2) ; \text{ Empuje activo}$$

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, $P_m = 0,9 P_H$.

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:

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

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

H (m)	h_w (m)	Materia l	H* (m)	Tipo	γ_N (T/m ³)	ϕ (°)	K0	KA	Pv (t/m ²)	PH (t/m ²)	PM (t/m ²)	Pm (t/m ²)
24.58	19.67	Arcilla	32.98	Cohesivo	1.35	0	---	0,33	38.85	38.85	33,20	26,90

Observaciones finales

Como ya comentamos al principio del presente capítulo, no es intención de este documento que el ingeniero calcule exhaustivamente las presiones, pues para ello se necesita una amplia experiencia y unos recursos suficientes, pero sí 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.

La tendencia será trabajar con una presión lo más 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 asentamientos y un incremento del riesgo de colapso. Para zonas de especial sensibilidad en superficie la tendencia será llevar la presión hacia el rango superior.

3.6.5. 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 3.16 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. Bertomeu, J. 2010.

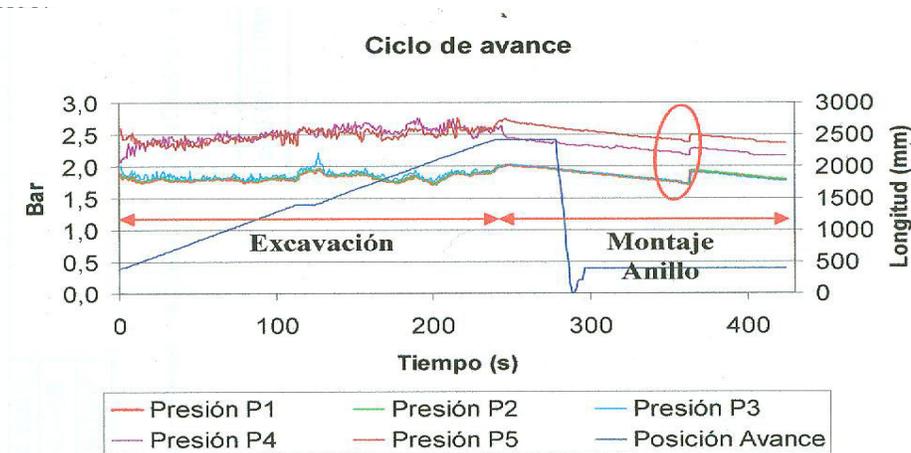


Figura 3.16 Evolución de las presiones en un ciclo de avance

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 3.17 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).

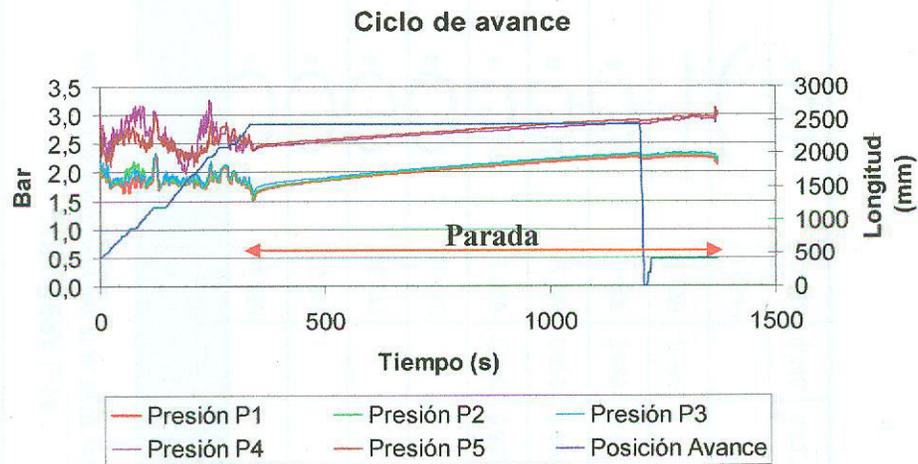


Figura 3.17 Estudio de presiones durante las paradas.

3.6.6 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. Bertomeu, J. 2010.

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).

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

Si la densidad aparente baja de 1,4 t/m³ (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 t/m³. En la figura 3.18 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.

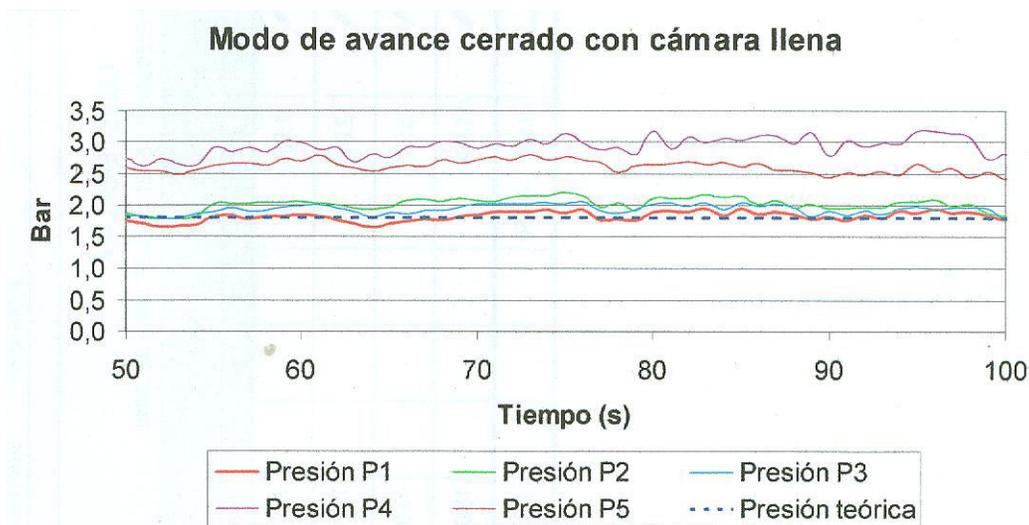


Figura 3.18 Avance en modo cerrado y cámara llena.

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 3.19 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]. Bertomeu, J. 2010.

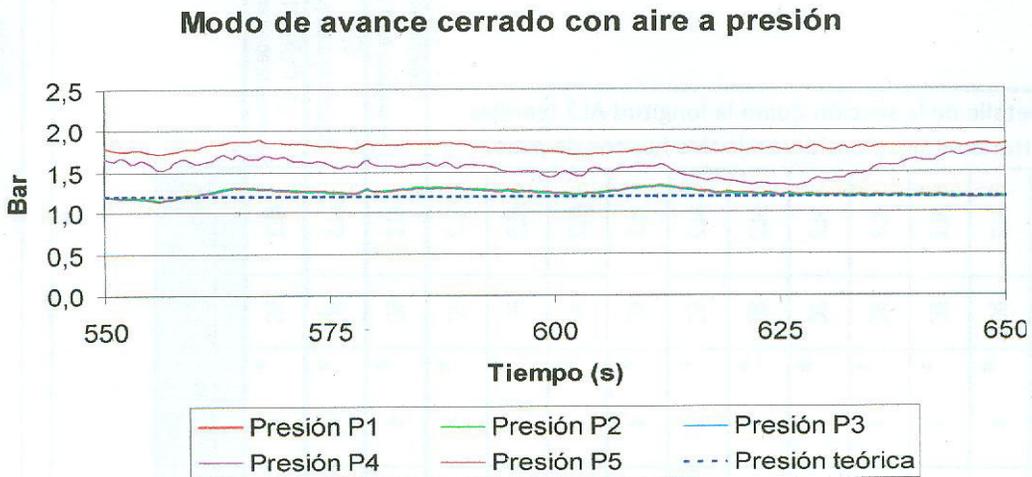


Figura 3.19 Avance en modo cerrado y cámara con aire a presión.

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]:

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

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

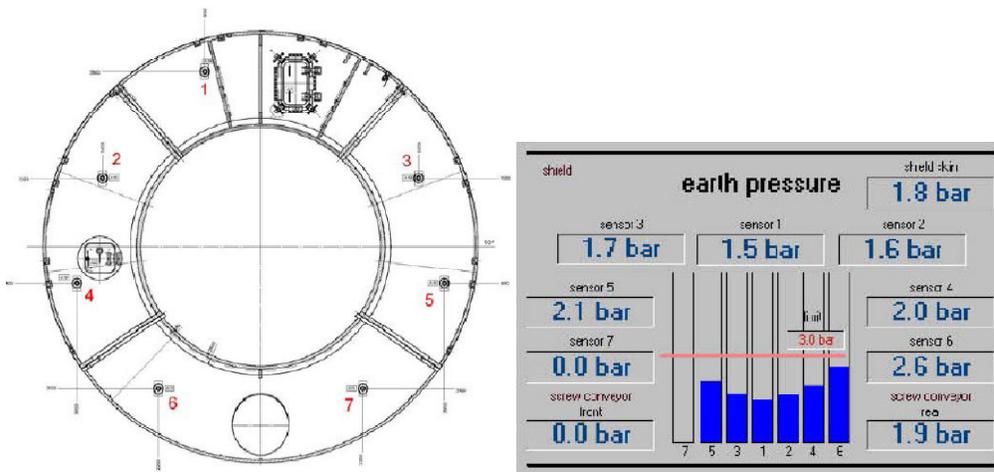


Figura 3.20 Ubicación de los sensores de presión y Panel de control del Operador durante el avance.

γ_{apt}/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	0,19
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 3.20 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 presión es mayor entre los diferentes grupos de presiones, reduciendo la fluidez en la parte superior de la cámara. Bertomeu, J. 2010.

3.6.7. 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 3.21 podemos ver en azul la evolución del peso teórico (PT), 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 (P2), obtenido como la semisuma de los pesos de las dos básculas menos el peso de los aditivos añadidos.

Material extraído durante un avance

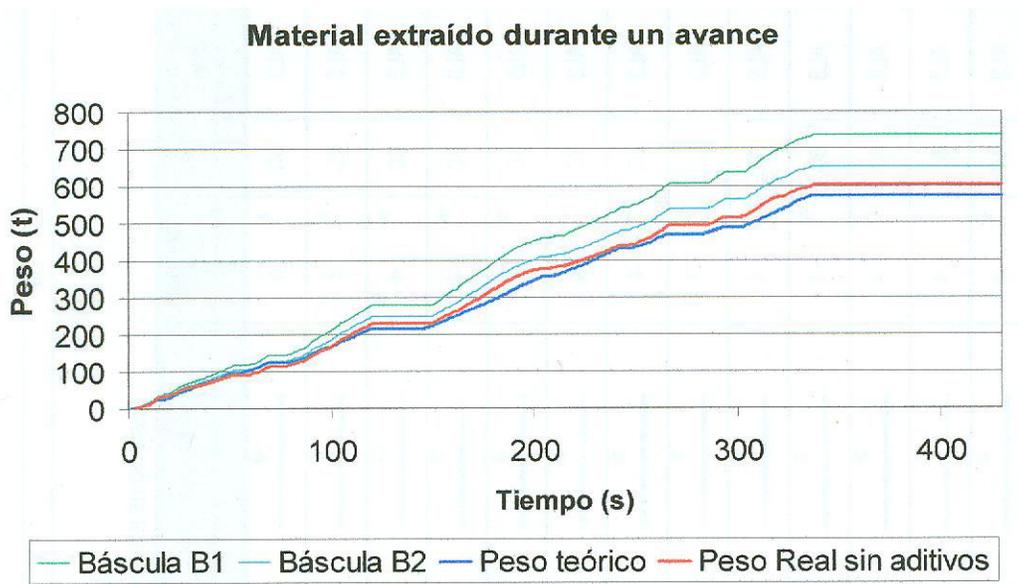


Figura 3.21 Gráfico resumen de material extraído durante un avance.

Estas dos curvas siguen un recorrido prácticamente coincidente siendo en el final del avance PT = 571 t y P2 = 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 si solas un rango de error de más 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 m² y una densidad de 2,7 t/m³, 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 3.22 se presenta la evolución del material extraído para un grupo de anillos, dónde nos debería llamar la atención dos valores que se encuentran fuera del rango de alarma establecido. En el anillo 662 el peso extraído es superior mientras que en 663 es sensiblemente inferior.

Este hecho se explica porque en el anillo 662 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. Bertomeu, J. 2010.

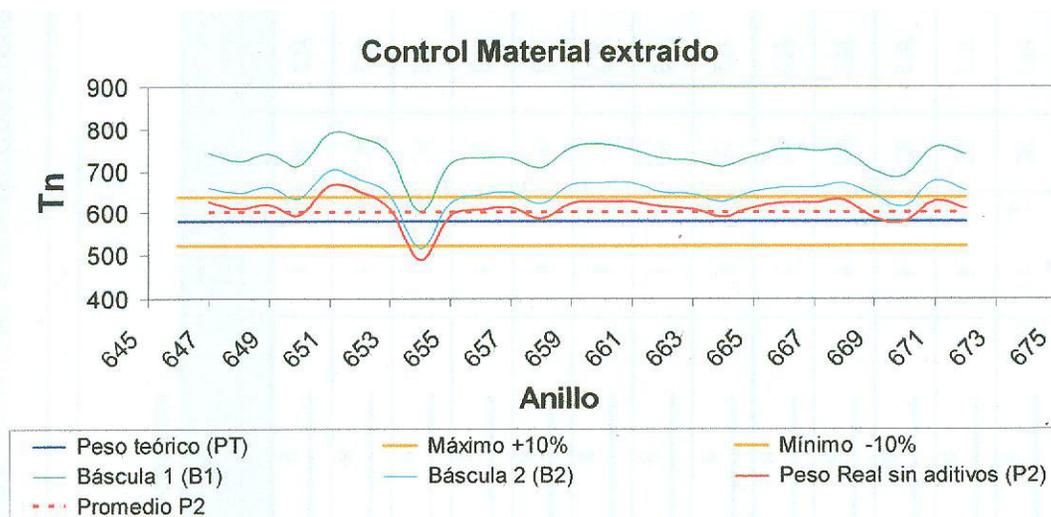


Figura 3.22 Gráfico resumen de material extraído durante un avance.

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 pre cálculo 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 de tensión. 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. Bertomeu, J. 2010.

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, dónde 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 ovalarse.

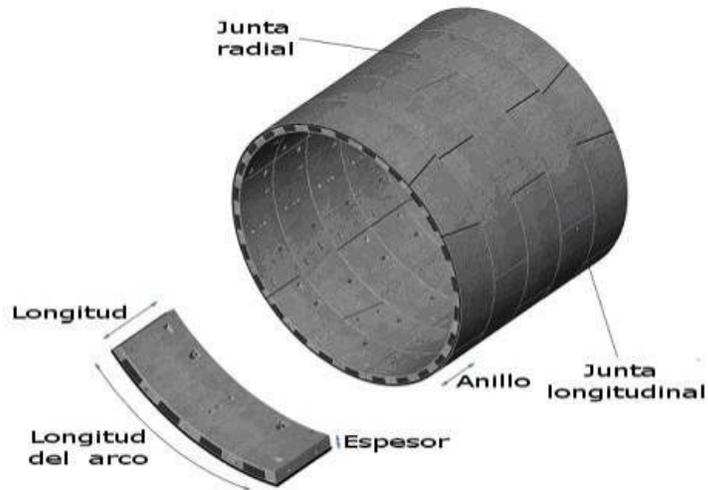


Figura 4.1 Esquema y Nomenclatura de un anillo tipo trapecoidal.

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.

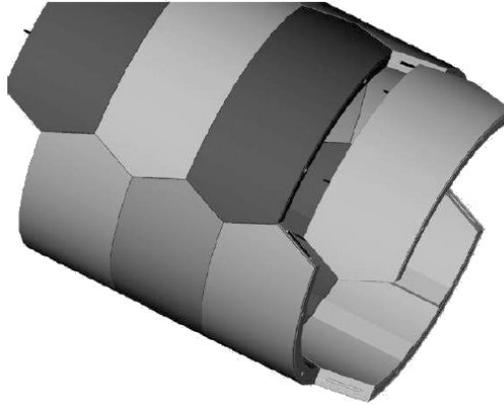


Figura 4.2 Esquema de un anillo tipo hexagonal.

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 concretos de alta resistencia y fibras para evitar la transmisión de las fisuras durante el montaje, se transportan a la zona última de instalación.

En la figura siguiente (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. Bertomeu, J. 2010.



Figura 4.3 Vista de zona de acopio y descarga

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

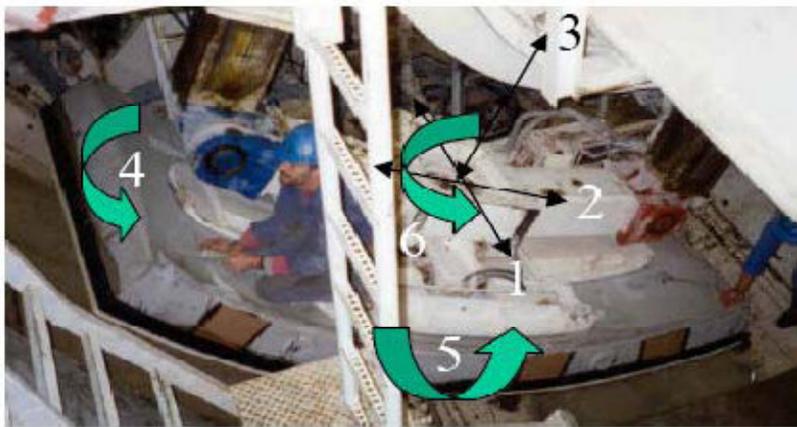


Figura 4.5 Movimientos del erector.

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.

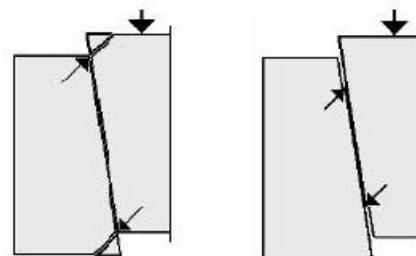


Figura 4.6 Espacio libre antes de la colocación Figura 4.7 Roturas por presión debido a dovela de cierre con espacio insuficiente en la clave.

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 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 asentamientos relativos del anillo. Bertomeu, J. 2010.

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 concreto no dañen los cepillos de cola al salir.

Otra fuente de daño durante el avance, son las altas fuerzas de los gatos, el anillo está 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.

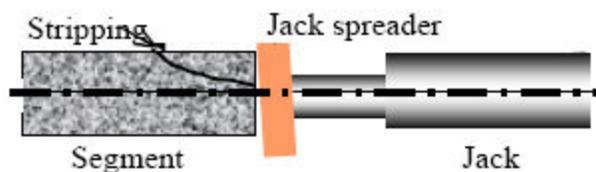


Figura 4.9 Esquema de rotura por mal contacto dovela con cilindro de empuje.

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.

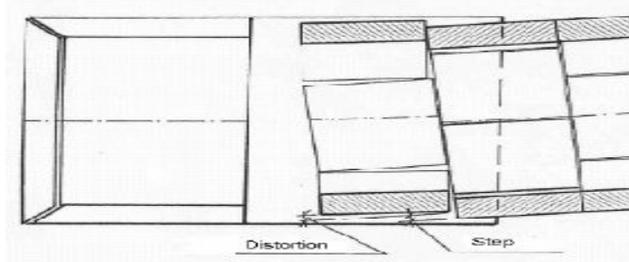


Figura 4.12 Esquema de formación de rotura al abandonar el anillo el escudo de cola.

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/m² 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.

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 concreto 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					
	Fisuras	Roturas	Cejas	Juntas	Filtraciones
GRADO 1	$f < 1\text{mm}$	$r < 15\text{cm}$ $e < 3\text{cm}$	$c < 3\text{cm}$	$s < 3\text{cm}$	Humedad
GRADO 2	$1\text{mm} < f < 2\text{mm}$	$r < 15\text{cm}$ y $e < 3\text{cm}$	$3\text{cm} < c < 5\text{cm}$	$s > 3\text{cm}$	Goteo sistemático
GRADO 3	$f > 2\text{mm}$	$r > 30\text{cm}$	$c > 5\text{cm}$	---	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.

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 concreto 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/mm² a los 28 días) pues aparte 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 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 silíceo debe evitarse porque se ha comprobado repetidamente su reiterada coincidencia con los atascos del circuito de inyección.
- 4.- La granulometría de la arena debe aproximarse en lo posible a usos 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 representa, 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:

RCS 1 día = 1,25 N / mm²

RCS 28 días = 7,5 N / mm²

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 anti lavado. 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 concreto 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 inicial 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.

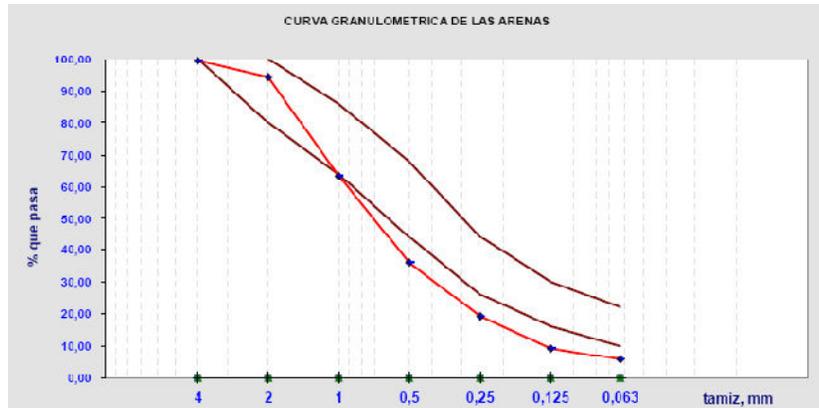


Figura 4.16 Curva granulométrica Arena Caliza

Arena Caliza 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 concreto 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: Prueba 2: Prueba 3:

E=0,4Kg/m³ E=0,2Kg/m³ E=0Kg/m³

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.

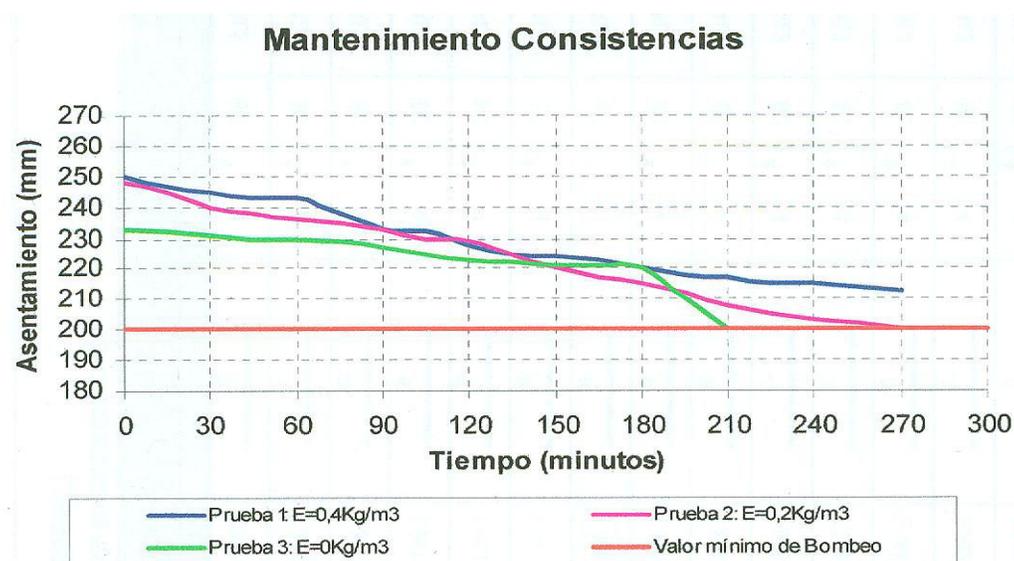


Figura 4.17 Curva de consistencias.

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 0,4Kg/m³ en saturar las arenas y observar cómo 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			
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 inicial mayores.

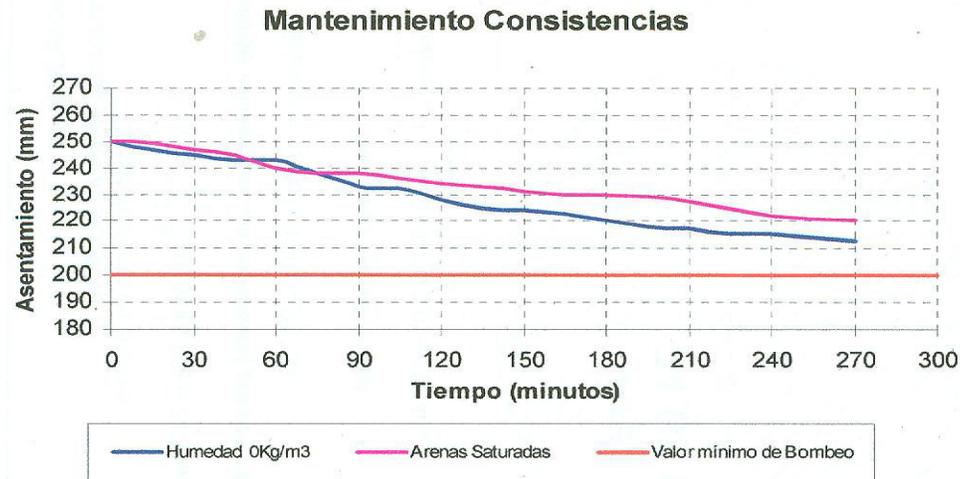


Figura 4.18 Curva de consistencias. Mortero activo normal con humedad 0Kg vs arenas saturadas.

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/mm³
 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=0,4Kg/m³ 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/Conglomerante		0,79Kg

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/mm³
- 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.

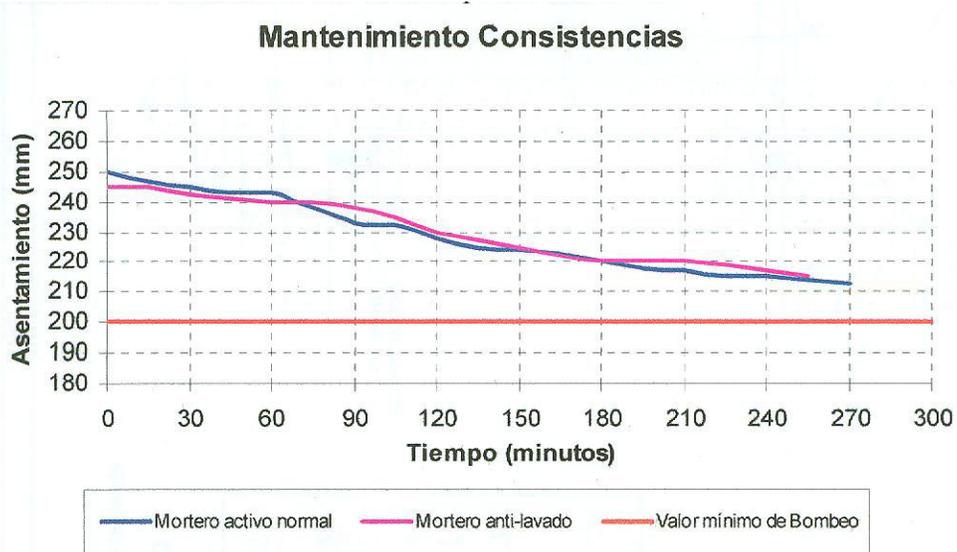


Figura 4.19 Curva de consistencias. Mortero activo normal vs Mortero anti-lavable.

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 de inicio, 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 cepillos de cola con la pasta de obturación (habitualmente grasa) que evita que el mortero entre en el escudo de la tuneladora. Bertomeu, J. 2010.

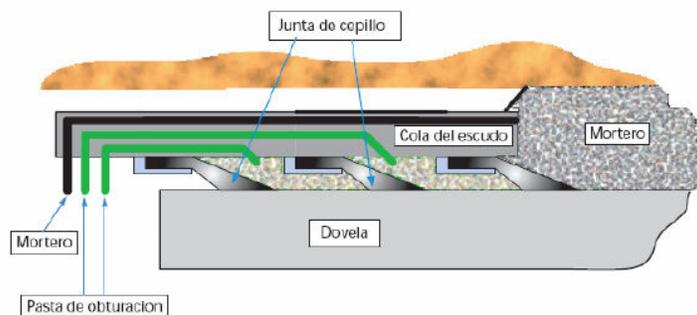


Figura 4.20 Esquema de inyección de mortero.

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.

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 $V = 15\text{mm/min}$ 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 $15\text{mm/min} = V = 25\text{mm min}$ necesitan aumentar el número de líneas operativas hasta un mínimo de 4. Incluyendo las 2 superiores.
- Velocidad $V = 25\text{mm/min}$ 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. Bertomeu, J. 2010.

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.

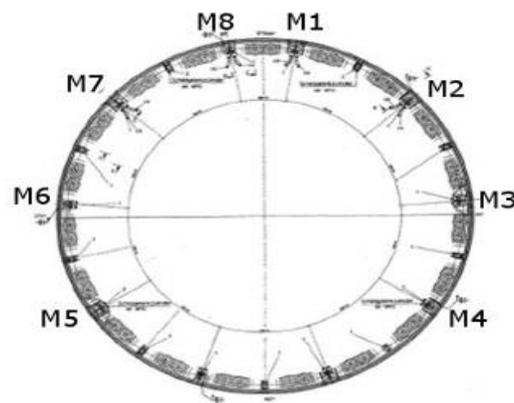


Figura 4.22 Puntos inyección mortero.

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.

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 llenarán 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. Bertomeu, J. 2010. Otro punto a tener en cuenta, es cómo se inyecta este mortero, el cual deberá ser cuando 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 dónde 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. Bertomeu, J. 2010.

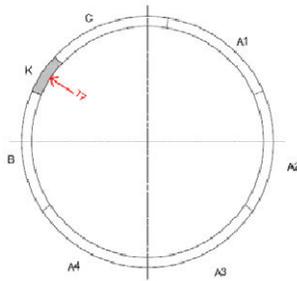


Figura 4.25 Esquema y testigo de mortero. Relleno del gap correcto.

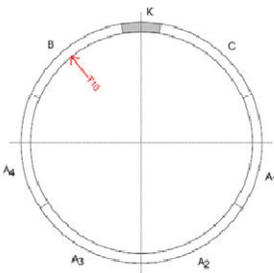


Figura 4.26 Esquema y testigo de mortero. Relleno del gap incorrecto.

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 rellenos 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. Bertomeu, J. 2010.

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).

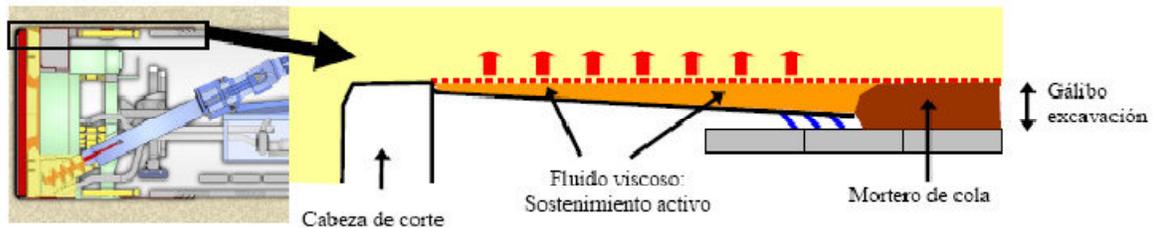


Figura 4.27 Esquema y testigo de mortero. Relleno del gap incorrecto.

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 = 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 de tensión 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 asentamientos 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):

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 México cifran este asentamiento entre un 20-30% del final.

b) Deformaciones producidas por la sobreexcavación durante el paso de la rueda de corte y 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.

Bertomeu, J. 2010.

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 concreto, 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 Avonguard, 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 concreto 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).

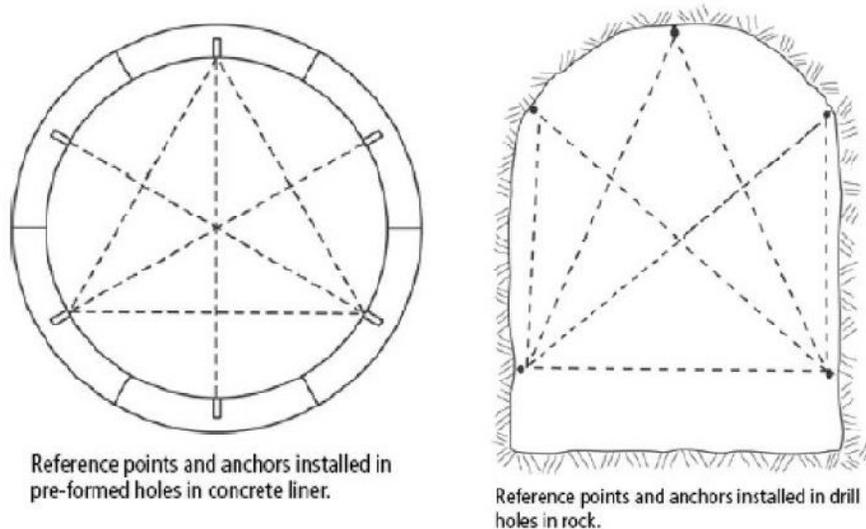


Figura 5.8 Convergencias en túneles con dovelas (izquierda) y en herradura (derecha).

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 $\pm 0,1\text{mm}$ 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.



Portal de entrada en la Lumbra "0" (Proyecto: Túnel Emisor Oriente, México).

Capítulo 6.

Comentarios finales

Habría que hacer más sondeos a menor distancia debido a que los trabajos de avance de la tuneladora se retrasan durante la utilización de los diferentes métodos de extracción de la rezaga (material producto de la excavación), ya sea por medio de bandas, del uso de vagonetas o por medio de bombeo, obviamente, esta última resulta ser la de más eficiencia. Sin embargo, no todo está dicho debido a que en el segundo tramo de excavación del Túnel Emisor Oriente la presencia de arena fue quien desmitificó el uso del bombeo debido a que provoca taponamiento y pérdida de fluidez por asentamiento del material en la tubería durante el bombeo.

Las deformaciones presentadas en el interior del túnel fueron despreciables debido a que en la superficie no se presentó alguna sobrecarga de algún tipo, dada la trayectoria del túnel paralela al Gran Canal en la que existe nula presencia de edificaciones, excepto en un caso aislado donde se construyó un de los pozos auxiliares para la extracción de rezaga, debido a que éste pozo se canceló y no se rellenó adecuadamente, derivado de ello se llenó su interior con agua producto de la filtración de la superficie, lo cual incrementó la carga, aumentando ligeramente las deformaciones (datos obtenidos por topografía en las lecturas de las convergencias menores a 2mm), debido a ello, se tuvo que reforzar en el interior con una serie de marcos metálicos y que posteriormente se tuvieron que revestir.

Sin duda las tuneladoras son una herramienta eficaz para la excavación de túneles y seguirán teniendo el mismo auge que hoy en día tienen, algo que no se mencionó es que siguen representando un costo elevado para los países en subdesarrollo como el nuestro que adoptan estos sistemas y que podrían utilizar nuevos esquemas de gestión durante la planeación para que su uso tenga continuidad en un gran variedad de obras, como por ejemplo las carreteras subterráneas en las grandes ciudades, ya que en un futuro más del cincuenta por ciento de la población se concentrará en ellas.

Capítulo 7.

Bibliografía

- 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, Vol11, 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.
- Auvinet Gabriel, Edgar Méndez y Moisés Juárez, 2000: "Actualización de la zonificación geotécnica del D.F. y del valle de México e interrelación con los datos de información sísmica", Proyecto: 0558. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Bertomeu Bo, Joan, 2010. Libro de ruta para un ingeniero de turno de una tuneladora EPB. Universidad Politecnica de Cataluña.
- Boscardin, M.D. 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. Behavior 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.
- Comisión Federal de Electricidad (CFE) (2009). "Estudio de factibilidad técnica e ingeniería básica para la elaboración del proyecto ejecutivo y la construcción del túnel emisor oriente, ubicado en el Distrito Federal y los estados de México e Hidalgo. Recopilación de información. Interpretación de pruebas de campo, laboratorio y elaboración de modelo geotécnico del sitio del proyecto, túnel Emisor Oriente", informes técnicos, México, D.F.
- COMISSA (2009). Sondeos geotécnicos realizados para el proyecto túnel Emisor Oriente, México, D.F.
- Dávalos, D. (2000). "Sistema de apoyo al análisis geoestadístico", Tesis de Licenciatura, ENEP Aragón, UNAM.
- Departamento Del Distrito Federal (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones", Gaceta Oficial, 6 de Octubre del 2004, México, D. F.
- 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.
- Demant, A. y Robin C, (1975). "Las Fases del Vulcanismo en México: Una síntesis en relación con la evolución geodinámica desde el Cretácico". Revista Instituto de Geología, UNAM, 1, 70-82.
- 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. Behavior of buildings due to tunnel induced subsidence. A thesis submitted to the University of London.

- 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. Facultad de Ingeniería de la UNAM, México, Capítulo 1, Libro 7
- 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.
- Luna González O. 2011. Consideraciones Generales de la Ingeniería Geotécnica de túneles y lumbreras. Symposium sobre túneles AMITOS.
- Mitsutaka, S. 2006. Causes of Shield Segment Damages During Construction. Symposium "Under ground 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.
- Peck, R. B., (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City 1969.
- 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.
- Tamez E., Rangel J. y Holguín E. (1997). Diseño geotécnico de túneles, Edición TGC, México.
- 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.
- Varios autores (1992). "Experiencias Geotécnicas en la Zona Poniente de la Ciudad de México", Simposio, Publicación SMMS, México D. F.

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.geoconsult.com (Ingenieros Consultores, s.a.).
- www.herrenknecht.com (Herrenknecht AG Tunnelling Systems. Tunnelling Machines).
- <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).

