

# Intervención hiperbárica para la inspección de la rueda de corte de una máquina EPB: análisis numérico



**Ángel del Amo**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Intecsa-Inarsa (SNC-Lavalin)



**Carlos Herranz**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Intecsa-Inarsa (SNC-Lavalin)



**Alberto González**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Intecsa-Inarsa (SNC-Lavalin)



**Ángel Silvestre**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Intecsa-Inarsa (SNC-Lavalin)

## Resumen

La ingeniería española Intecsa-Inarsa ha formado parte del equipo de diseño del túnel SR 99 en Estados Unidos, el de mayor diámetro ejecutado hasta la fecha (17,56 m). El propósito del análisis numérico es el de definir las dimensiones y características adecuadas del tratamiento del terreno para acomodar una intervención hiperbárica. El análisis numérico se centró en la variación de las presiones dentro de la cámara de excavación con el fin de obtener un valor mínimo que garantizase un buen equilibrio en relación con (1) el flujo de agua, (2) los movimientos del terreno y (3) la estabilidad del frente.

## Palabras clave

Túnel SR99, Alaskan Way, bloque técnico, intervención hiperbárica, presión de frente, rueda de corte, asientos, FLAC<sup>3D</sup>, mejora del terreno

## Abstract

Spanish engineering firm Intecsa-Inarsa was part of the Design Team for the SR 99 Bored Tunnel in the USA, the largest in diameter (17,56 m) thus far. The numerical analysis purpose is defining a ground treatment to accommodate a hyperbaric intervention. The analysis was focused on varying air pressure conditions within the half-filled excavation chamber to get a minimum value that guarantees a good equilibrium concerning (1) water ingresses, (2) ground movements and (3) tunnel face stability.

## Keywords

SR 99 tunnel, Alaskan Way, safe haven, hyperbaric intervention, face pressure, cutter-head, settlement impacts, FLAC<sup>3D</sup>, ground improvement

## 1. Antecedentes

Debido a la necesidad ineludible de sustituir el viaducto Alaskan Way, gravemente dañado tras el terremoto “Nisqually” producido en el año 2001, el departamento de Transportes del Estado de Washington (WSDOT), junto con la Administración Federal de Autopistas y la ciudad de Seattle, plantearon la necesidad de ejecutar un túnel urbano para garantizar las futuras demandas del sistema local de transportes. El túnel SR 99 fue proyectado bajo las siguientes

premisas: túnel carretero de tablero doble, mediante dove-las prefabricadas de 0,60 m de espesor, con un diámetro exterior de 17,56 m, excavado bajo el centro urbano de la ciudad de Seattle y paralelo a la línea de costa (Fig. 1).

El trazado propuesto del túnel SR 99 comienza al sur del viaducto Alaskan Way y la calle King, finalizando junto al norte de la Sexta Avenida y de la calle Thomas. El túnel alcanza uno de sus puntos bajos a la altura de la calle Ma-



Fig. 1. Vista panorámica del centro de Seattle, línea de costa y el viaducto Alaskan Way

dison con un recubrimiento de 37 metros bajo el nivel de la calle. En su paso por debajo de la calle Virginia, la montera del túnel alcanzará su valor máximo, 64 metros.

Intecsa-Inarsa (SNC-Lavalin) formó parte del equipo de diseño, liderado por HNTB, desde la fase de licitación hasta el diseño final, siendo responsable del estudio de asientos producidos por la excavación, así como de las medidas de mitigación y protección de edificios.

Este túnel pondrá en juego un innovador escudo de presión de tierras (EPB) del fabricante Hitachi de 98,2 m de longitud (incluyendo el *backup*) y aproximadamente 7.000 toneladas de peso (Fig. 2). La tuneladora permitirá inyectar bentonita a través del escudo, así como bicomponente en la cola, con el fin de disminuir los movimientos del terreno asociados a las operaciones de excavación. El éxito del diseño de la máquina reside en la limitación de las afecciones en las estructuras existentes en superficie.

Debe entenderse que las condiciones variables del entorno geológico de los suelos de Seattle, junto con las dimensiones masivas de la subestructura, convierten la construcción del túnel SR 99 en una tarea de extrema dificultad siendo necesario basar el diseño en modelos numéricos precisos. Conscientes de esta complejidad, el equipo de diseño desarrolló una serie de modelos tridimensionales de diferencias finitas (FLAC<sup>3D</sup>) con el objetivo de predecir los



Fig. 2. Montaje de la rueda de corte (Ø= 17.56 m)

desplazamientos producidos por la excavación del túnel SR 99. Un sistema de medidas de mitigación secundarias fue recomendado en el caso de que las medidas primarias (diseño de la tuneladora y operación de la misma) no fueran suficientes para evitar el daño en las estructuras existentes.

## 2. Intervenciones hiperbáricas

Adicionalmente al plan de mantenimiento continuo de la EPB, la máquina se parará para permitir la inspección y

reparación de las herramientas y de la cabeza de corte en ciertas ubicaciones predeterminadas.

El plan de inspección está basado en el objetivo de realizar intervenciones hiperbáricas cada 125 o 150 metros evitando, en la medida de lo posible, las zonas con presiones de agua elevadas.

El empuje hidrostático y del terreno podría traducirse en presiones demasiado elevadas en el frente del túnel. En el caso de producirse presiones elevadas, el tiempo de trabajo de los buzos profesionales dentro de la cámara de excavación podría verse reducido drásticamente. Uno de los objetivos principales del bloque técnico es reducir las presiones dentro de la cámara de excavación, disminuyendo al mismo tiempo la permeabilidad del terreno, con el fin de mejorar el escenario durante las operaciones de inspección.

Una de estas inspecciones, el bloque técnico nº 3, se encuentra justo antes del paso de la tuneladora por debajo del viaducto Alaskan Way (Fig. 3).

El bloque técnico nº 3 consiste en un volumen de terreno mejorado diseñado para acomodar la inspección de la rueda de corte en condiciones hiperbáricas. El proceso de reconocimiento de la rueda de corte tiene lugar dentro de la cámara de excavación bajo un entorno presurizado.

Durante el proceso de mantenimiento de la EPB, la estabilidad del frente es controlada mediante aire a presión en la mitad superior de la cámara de excavación. El equipo de

diseño decidió desarrollar un modelo numérico tridimensional mediante FLAC<sup>3D</sup> con el fin de valorar mejor todos los aspectos que influyen en el diseño de la intervención hiperbárica: propiedades geotécnicas, condiciones hidráulicas, presión del frente, tratamientos del terreno, factor de seguridad y asentamientos producidos en las proximidades del viaducto Alaskan Way.

### 3. Definición de la geometría del tratamiento del terreno

El doble objetivo del bloque tratado es crear un ambiente seguro durante la inspección de la rueda de corte así como reducir las deformaciones en las cimentaciones del viaducto durante los trabajos hiperbáricos.

El tratamiento del terreno consiste en una batería de columnas de *jet grouting* inclinadas combinadas con una malla de pilotes verticales de mortero (Figuras 4 y 5).

En una primera fase inicial, la batería de columnas de *jet grouting* con distintas inclinaciones se ejecuta desde el nivel de superficie. A continuación, se realiza la malla de pilotes verticales de mortero hasta donde lo permite el gálibo máximo existente bajo el viaducto.

El bloque de tratamiento ocupa prácticamente la totalidad de la huella de la tuneladora hasta 4,30 m por debajo del eje del túnel con el fin de tratar también los terrenos más permeables (ESU-5). Desde la parte superior del bloque hasta la superficie del terreno, los pilotes verticales se rellenan con mortero de baja resistencia con el fin de mejorar el terreno alterado durante la perforación de los pilotes.

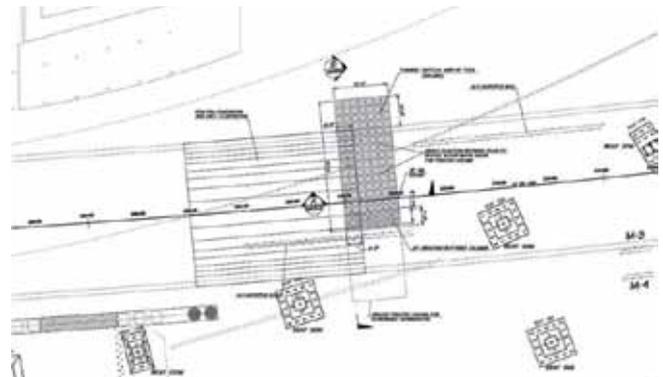


Fig. 3. Posición del bloque técnico nº 3 con respecto al viaducto Alaskan Way. Vista en planta

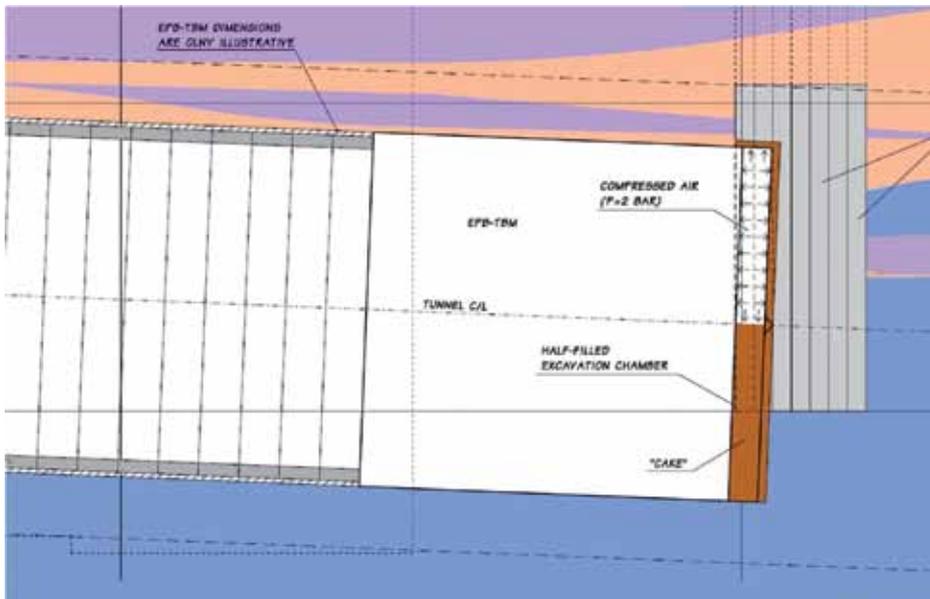


Fig. 4. Tratamiento del terreno y tuneladora.  
Sección longitudinal

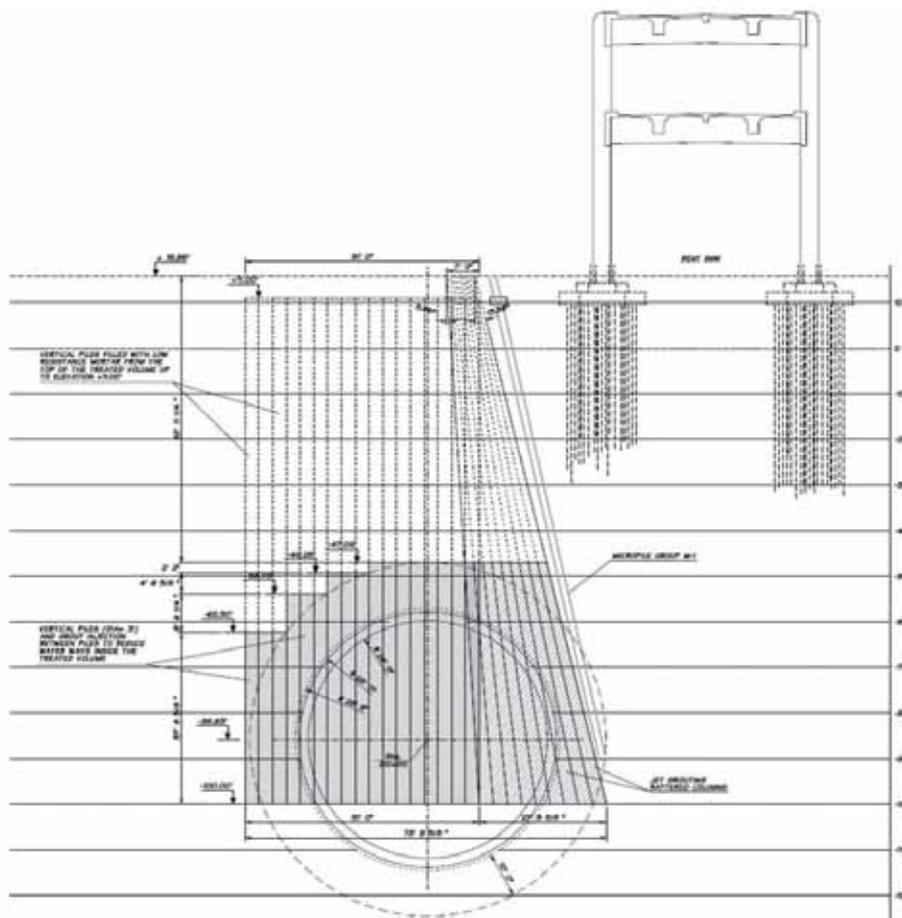


Fig. 5. Tratamiento del terreno y tuneladora.  
Sección transversal

Con el fin de reducir la permeabilidad, el espacio entre la malla de pilotes verticales se rellena mediante inyecciones de mortero.

El espesor del terreno tratado en la dirección radial es de 3,30 metros aproximadamente. El tratamiento en frente de la máquina tiene una longitud de 6,40 metros.

El tratamiento del terreno creará un arco alrededor de la tuneladora que protegerá al viaducto durante las operaciones hiperbáricas.

#### 4. Marco geológico y parámetros geotécnicos

##### 4.1. Descripción general

La distribución de sedimentos en la ciudad de Seattle es compleja, porque cada avance glacial erosionó parcialmente los materiales más antiguos y depositó nuevos sedimentos: arcillas y limos glaciolacustres, arenas y gravas depositados por corrientes originadas al pie del glaciar, tilitas y una serie de depósitos de composición parecida a las tilitas. Es común que los depósitos glaciales contengan cantos y bloques en depósitos de morfología entrelazada, fragmentos rocosos desprendidos de los glaciares, que si son de gran tamaño se conocen como bloques erráticos. Durante los episodios interglaciares, la actividad geológica consistió en erosión, transporte y resedimentación de los materiales procedentes de los glaciares, originando sedimentos con rasgos fluviales, lacustres o marinos, dependiendo en el tipo de ambiente en el que sucedía la resedimentación de los depósitos glaciales previamente

depositados. La consecuencia es que hay una mezcla de depósitos acumulados en ambientes muy distintos, lo que complica profundamente la interpretación geológica.

Por otro lado, el recubrimiento glacial en épocas anteriores llegó a alcanzar alturas superiores a 1.000 metros, lo que implica que parte de las unidades geológicas se encuentran fuertemente sobreconsolidadas.

En la figura 6 se muestra una vista general del perfil geotécnico del terreno.

##### 4.2. Parámetros del terreno y modelos constitutivos

El túnel SR 99 se excavará principalmente a través de unidades de origen glacial, muy frecuentes en la ciudad de Seattle. Se trata de suelos sobreconsolidados que presentan un comportamiento particular debido a su orogénesis, siendo un tipo de terreno muy rígido para pequeñas deformaciones. El modelo constitutivo que mejor refleja la variación de la rigidez en función de la deformación es el *small-strain*, comúnmente empleado en materiales sobre-consolidados como la arcilla de Londres donde el efecto fue intensamente estudiado.

Los parámetros geotécnicos y los modelos constitutivos empleados fueron deducidos a partir de una campaña geológica y geotécnica muy extensa (Tabla 1).

Nótese que para las unidades ESU 1-3 (suelos normalmente consolidados) se adoptó un modelo de comportamiento Mohr-Coulomb del tipo elasto-plástico. En este tipo de unidades, el módulo de Young se mantiene constante durante

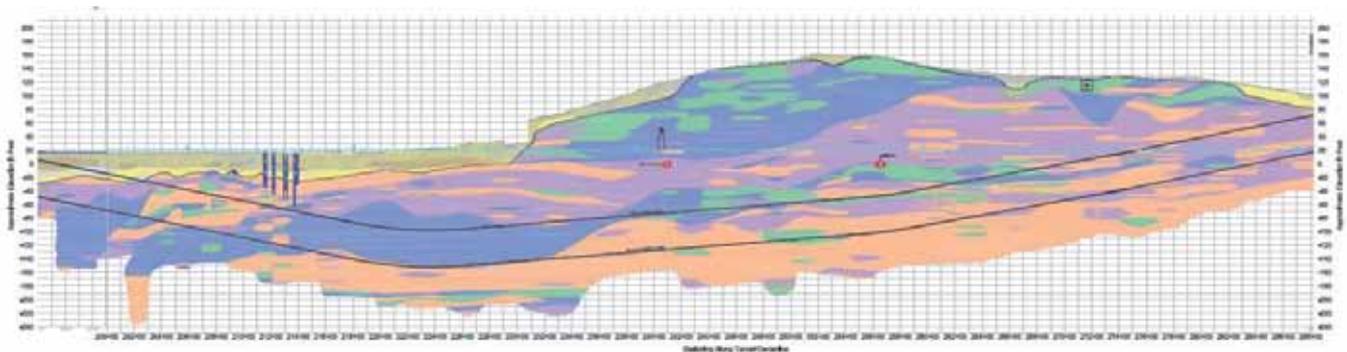


Fig. 6. Perfil geológico

Unidad	Densidad (t/m <sup>3</sup> )	K0	Ángulo de rozamiento efectivo	Cohesión efectiva (t/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de Poisson	Módulo de deformación (t/m <sup>2</sup> )
ESU 1	1,90	0,441	34	0	0,3	500
ESU 2	1,90	0,441	34	0	0,3	500
ESU 3	1,82	0,5	30	0,50	0,35	500
ESU 4	2,32	0,6	40	15	0,35	No-Lineal
ESU 5	2,08	0,8	39	0	0,35	No-Lineal
ESU 6	2,08	0,8	39	0	0,35	No-Lineal
ESU 7	1,90	1,4	25	6,39	0,35	No-Lineal
ESU 8	2,32	1,0	40	3,16	0,35	No-Lineal

Tabla 1. Parámetros geotécnicos

todo el proceso deformacional. Para las unidades ESU 4-8 (suelos sobreconsolidados), se optó por emplear un modelo de comportamiento no-lineal del tipo *small-strain* en el cual el módulo de Young depende del nivel de deformaciones alcanzado. En este tipo de unidades, se decidió que el proceso de plastificación del terreno quedase también gobernado por el criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

El interés de usar una ley de comportamiento del tipo *small-strain* reside en que simula con mayor precisión el proceso deformacional debido a la excavación de un túnel. Tanto la

experiencia como los ensayos de laboratorio, han demostrado que la rigidez del terreno, representado mediante su módulo de Young (E), depende del nivel de deformaciones al que esté sometido a partir de una acción determinada. El modelo *small-strain* considera esta dependencia entre la rigidez del terreno y el valor de las deformaciones, resultando en una simulación más realista y precisa de los asientos inducidos por la excavación de un túnel (Fig. 7).

El nivel freático está situado a nivel de superficie. El comportamiento del agua es del tipo anisotrópico, puesto que

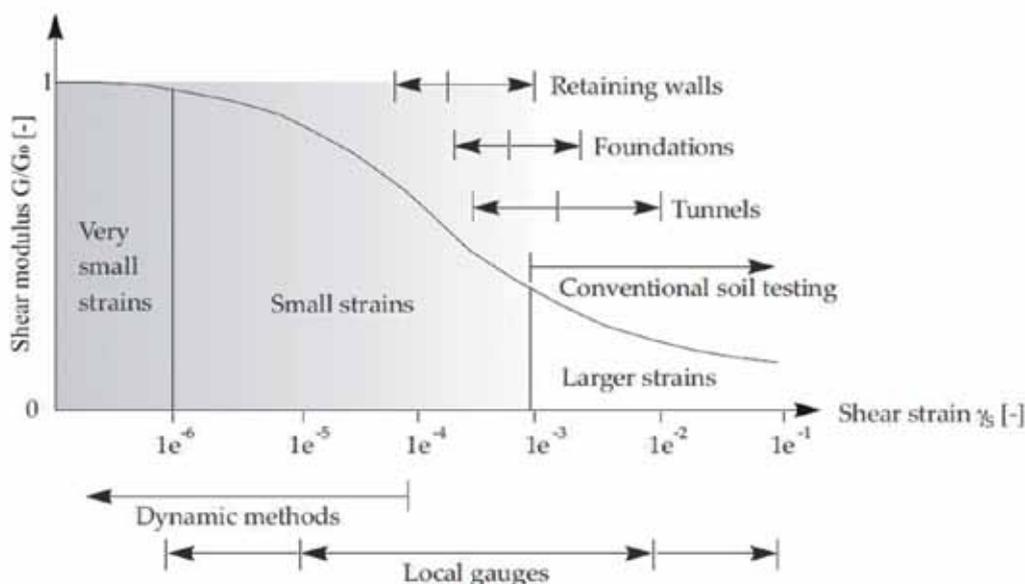


Fig. 7. Curva *small-strain* de degradación de módulos (Atkinson & Salfors and Mair in Benz, D., 2007)

los materiales presentan distintos valores de permeabilidad horizontal y vertical. En el caso de los suelos del tipo ESU 2 (depósitos granulares recientes) y ESU 5 (gravas), ambos materiales presentaban valores de permeabilidad muy elevados, decidiéndose fijar en el modelo el valor de las presiones de poro (se asume que cualquier variación será rápidamente recuperada debido al flujo del agua), con el fin de disminuir el tiempo de cálculo del modelo.

#### 4.3. Parámetros adoptados para el tratamiento del terreno y el cake

Los parámetros asignados para el terreno tratado se muestran en la tabla 2.

Los parámetros geotécnicos del bloque tratado deben considerarse como un límite inferior. Un programa de ensayos de laboratorio e in situ fue diseñado para confirmar que el tratamiento cumple con los requerimientos geométricos, parámetros resistentes y permeabilidad.

Los parámetros geotécnicos asignados al cake de la cámara de excavación se muestran en la tabla 3.

La permeabilidad asignada tanto al tratamiento del terreno como al cake se asumió que sería al menos igual a la unidad geotécnica más impermeable (ESU-7).

## 5. Modelo numérico

### 5.1. Introducción

El equipo de diseño desarrolló un modelo tridimensional considerando un análisis de flujo-mecánico acoplado. Se modelizó la excavación secuencial de la máquina EPB hasta alcanzarse la zona en la cual está prevista la intervención

con un avance de 10 m/día. La duración de la intervención hiperbárica se asumió que tendría una duración inferior a 3 días (72 horas). La totalidad de la cabeza de corte se situó dentro del volumen de terreno tratado.

El tratamiento del terreno de pilotes de mortero y *jet grouting* se analizó con el fin de determinar su efectividad en términos de estabilidad del frente y deformaciones a nivel de superficie.

Tres escenarios diferentes fueron analizados en el modelo numérico:

- Presión del frente = 0 bar
- Presión del frente = 1 bar
- Presión del frente = 2 bar

Para cada uno de los escenarios se obtuvieron los siguientes resultados:

- Factor de Seguridad (FS)
- Flujo de agua dentro de la cámara de excavación.
- Movimientos del terreno a nivel de superficie.

### 5.2. Metodología de modelización

Algunas de las unidades incluidas en el terreno tenían valores muy bajos de permeabilidad y eran a su vez muy deformables (módulo volumétrico bajo). Cuando este tipo de unidades se encuentran saturadas, la presión de poro no se encuentra gobernada por el flujo (Ley de Darcy) sino por una interacción flujo-mecánica. Esta interacción hidro-

Unidad	Densidad (t/m <sup>3</sup> )	Ángulo de rozamiento efectivo	Cohesión efectiva (t/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de Poisson	Módulo de deformación (t/m <sup>2</sup> )
Tratamiento del terreno	2,24	35°	30	0,2	600.000

Tabla 2. Parámetros del tratamiento del terreno

Unidad	Densidad (t/m <sup>3</sup> )	Ángulo de rozamiento efectivo	Cohesión efectiva (t/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de Poisson	Módulo de deformación (t/m <sup>2</sup> )
'Cake'	1,50	0°	0,20	0,3	1.000

Tabla 3. Parámetros del cake de la cámara de excavación

mecánica acoplada se produce tanto en el rango elástico como en el plástico. Cambios en la presión de poro generan variaciones de las deformaciones volumétricas, lo cual significa que tanto el flujo como el análisis mecánico se encuentran fuertemente relacionados.

Un volumen de terreno confinado hidrostáticamente (mismo valor de tensiones en todas las direcciones) está compuesto de la matriz del suelo, caracterizada por su módulo volumétrico y por los huecos rellenos de agua. El porcentaje de poros dentro del volumen total es la porosidad, “n” y “K<sub>w</sub>” es el módulo volumétrico del agua. Un incremento de las presiones de confinamiento será transmitido en parte a la matriz de suelo y al agua, dependiendo de su compresibilidad relativa. En suelos, es comúnmente aceptado que el agua es mucho más incompresible que las partículas sólidas, por lo tanto, todo incremento de carga producirá aumento de la presión de poro. En realidad, el agua no es incompresible. Para el agua pura a temperatura ambiente K<sub>w</sub> = 2 GPa (Itasca, 2006), aunque debido a la presencia de burbujas de aire el modulo de compresibilidad volumétrica puede reducirse hasta 0,2 GPa (Trostmann, 2001). En 1954, Skempton consideró el sistema agua/terreno como dos muelles paralelos definidos por el “parámetro B” relacionando el incremento de presión de poro con el incremento de las tensiones principales (Fig. 8). Para suelos saturados, el “parámetro B” alcanza valores próximos a 1, mientras que para rocas los valores se sitúan entre 0,3 y 0,6.

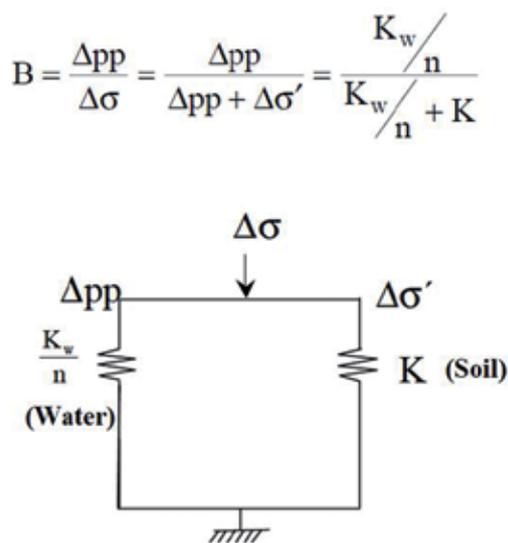


Fig. 8. Sistema agua-terreno (sistema de muelles acoplados)

Esta lógica es aplicable tanto en procesos de carga como de descarga, el caso que nos ocupa, donde la reducción de la presión del frente produce una disminución de las tensiones principales que conlleva a una reducción inmediata de la presión de poro. Lógicamente, este beneficio no es permanente, puesto que la despresurización induce un gradiente en la presión de poro y el flujo del agua hacia las zonas en descompresión. En materiales altamente permeables, como las gravas, la interacción hidro-mecánica es despreciable puesto que la disminución de la presión de poro se recupera rápidamente debido a la velocidad del flujo. En materiales impermeables (como las arcillas) la recuperación de la presión de poro puede desarrollarse a lo largo de un largo periodo de tiempo (días, meses e incluso años).

### 5.3. Descripción del modelo

Tal y como se mencionó anteriormente, el modelo diseñado reproduce, en primer lugar, la excavación secuencial hasta alcanzar el terreno tratado y, en segundo término, la intervención hiperbárica propiamente dicha. Una vez que la máquina alcanza la zona de tratamiento, la máquina para durante tres días para proceder a las tareas de inspección de la rueda de corte (aplicándose la presión correspondiente en la mitad superior de la cámara).

Con el fin de reducir los tiempos de cálculo, el viaducto Alaskan Way, próximo a la zona de tratamiento, no fue incluido dentro del modelo.

La distancia del área de estudio a los límites del modelo está suficientemente alejada para evitar cualquier alteración en los resultados.

El siguiente esquema fue reproducido en el modelo:

- Para cada paso de excavación, se alcanzó un equilibrio mecánico inicial.
- Después de alcanzar el equilibrio, la lógica de flujo fue aplicada entre los pasos de excavación (relacionado con el avance estimado de 5 anillos al día).
- Una vez alcanzada la zona de tratamiento, la EPB se retrae ligeramente hacia atrás para proceder a la formación del cake en el frente, con la mitad inferior de la cámara llena de terreno procedente de la excavación y un soporte parcial de aire en la parte superior de la cámara. Esta maniobra solo es posible realizarla en condiciones de seguridad en un frente estable.

- Para determinar la estabilidad del sistema, se calculó el Factor de Seguridad en dos situaciones distintas: en el instante en que la máquina se retrae y después de tres días de parada.

Tal y como se dijo anteriormente, el tratamiento propuesto para el bloque técnico nº 3 consistía en pilotes de mortero, columnas de *jet grouting* de inclinación variable e inyecciones de mortero formando un volumen compacto alrededor de la huella de la tuneladora.

La figura 9 muestra una vista general del modelo con la tuneladora situada cerca del área tratada.

La figura 10 muestra una vista en planta del tratamiento y su posición con respecto al túnel.

Finalmente, la figura 11 muestra el modelo durante el proceso de intervención, con parte del material procedente de la excavación situado en la parte inferior de la cámara

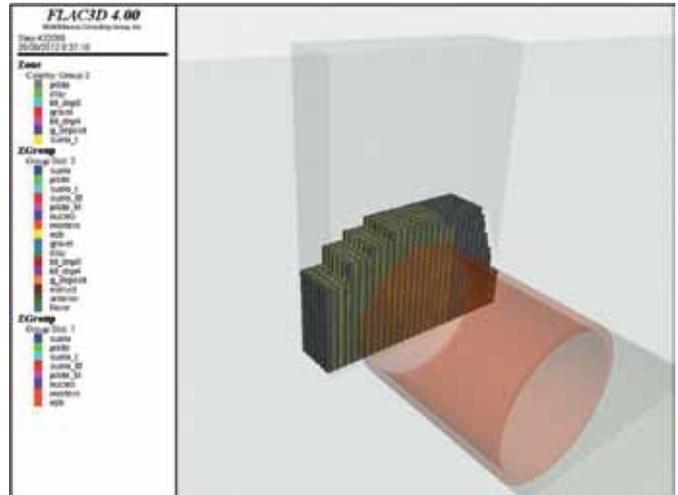


Fig. 9. Modelo FLAC<sup>3D</sup> de la intervención.  
Vista general

**Intecsa-Inarsa**  
Grupo SNC-Lavalin

## PROYECTAMOS TÚNELES INNOVADORES EN EL MUNDO

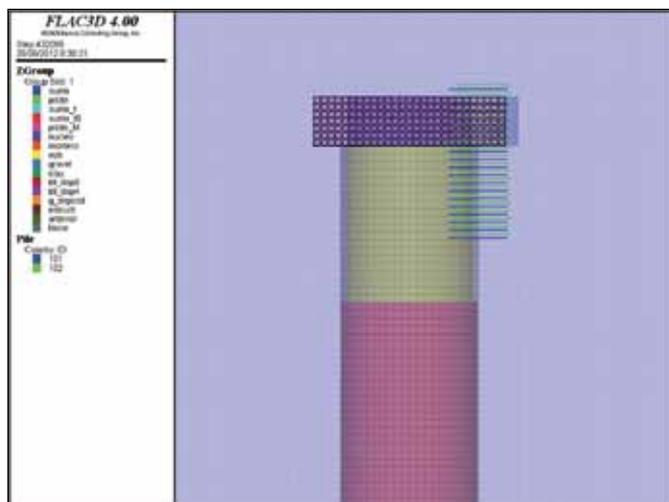


Fig. 10. Modelo FLAC<sup>3D</sup> de la intervención.  
Vista en planta

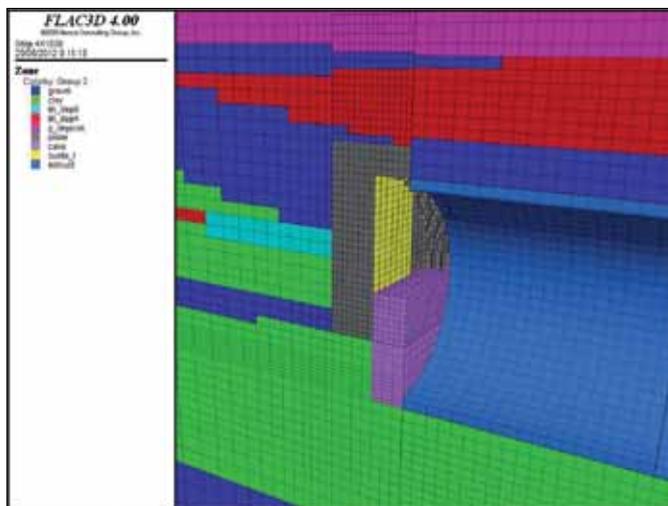


Fig. 11. Modelo FLAC<sup>3D</sup> de la intervención.  
Detalle

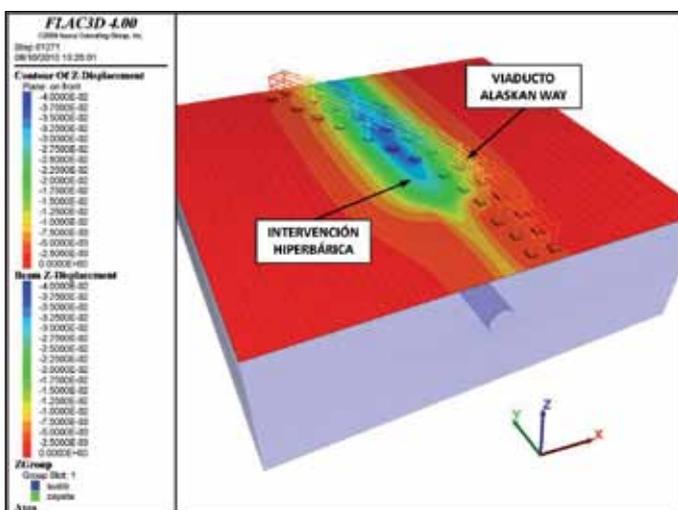


Fig. 12. Vista general del túnel SR 99 y del viaducto Alaskan Way General. Asientos en superficie, modelo adicional

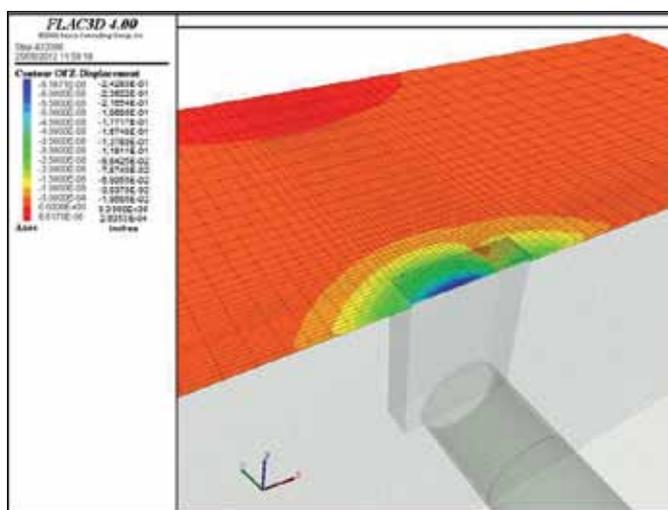


Fig. 13. Desplazamientos en superficie de la zona tratada

y el hueco de la mitad superior presurizada mediante una burbuja de aire comprimido.

#### 5.4. Resultados del cálculo

##### 5.4.1. Excavación secuencial mediante máquina EPB

La excavación secuencial mediante EPB hasta alcanzar la zona de parada, considerando un avance previo de 10 m/día, produce un asiento vertical máximo de 30 mm en el eje de túnel a cota de superficie sin medidas de mitigación. Estos asientos son del mismo orden de magnitud que los

obtenidos en modelos adicionales en los cuales se incluyó la geometría detalla del viaducto Alaskan Way (Fig. 12).

El área de terreno tratado reduce considerablemente los desplazamientos en superficie. La figura 13 muestra los asientos a cota de terreno, con un máximo de 6,1 mm al comienzo de la zona tratada.

Por delante de la zona de terreno mejorado, donde se sitúa el viaducto Alaskan Way, los desplazamientos ver-

ticales y horizontales son de 2 y 4 milímetros respectivamente.

#### 5.4.2. Intervención hiperbárica

Los tres escenarios estudiados modelizaron distintas presiones de aire en la parte superior de la cámara de excavación.

Se obtuvieron resultados en los siguientes instantes:

1. Respuesta instantánea: justo después de retraer la cabeza de corte.
2. Después de tres días: correspondientes al tiempo máximo estimado de duración de las tareas de mantenimiento (72 h).

La distribución de presiones de poro alrededor del área de intervención se muestra en la figura 14. La figura muestra la diferencia de presión de poro entre gravas (donde se fijó el valor de la presión, asumiendo que la recuperación es instantánea) y arcillas con valores de permeabilidad bajos.

La instrumentación y monitoreo de varios puntos del modelo durante la intervención se muestra en la figura 15, manifestando todos ellos el mismo comportamiento: un asiento instantáneo durante la fase de retracción de la rueda de

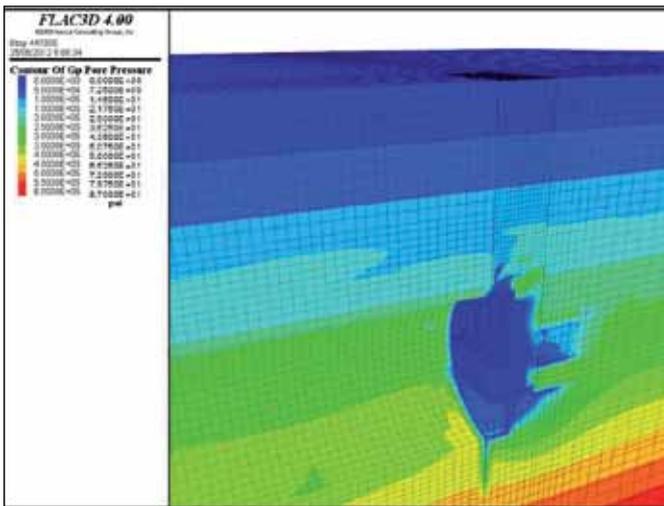


Fig. 14. Respuesta instantánea. Presión de poro alrededor de la intervención

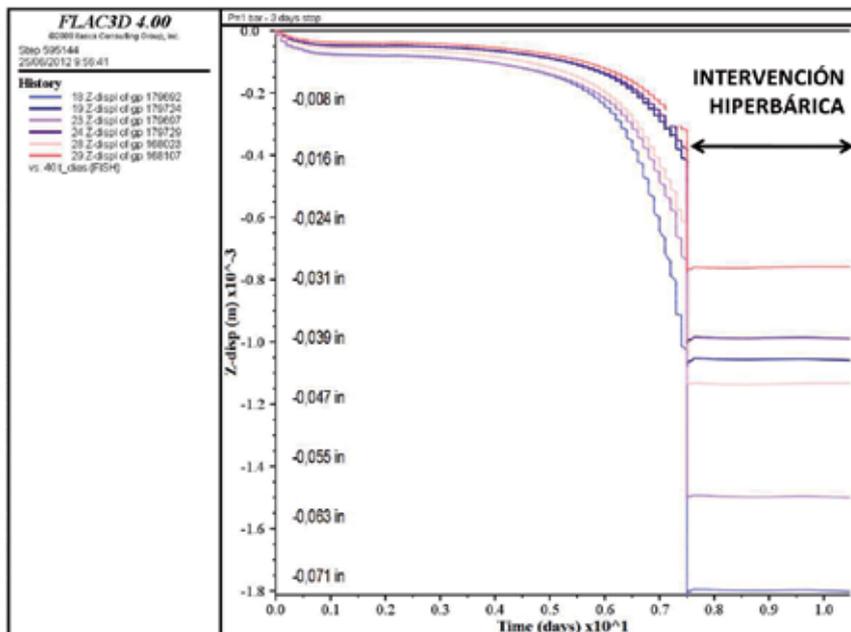


Fig. 15. Intervención hiperbárica. Evolución de los asientos con el tiempo

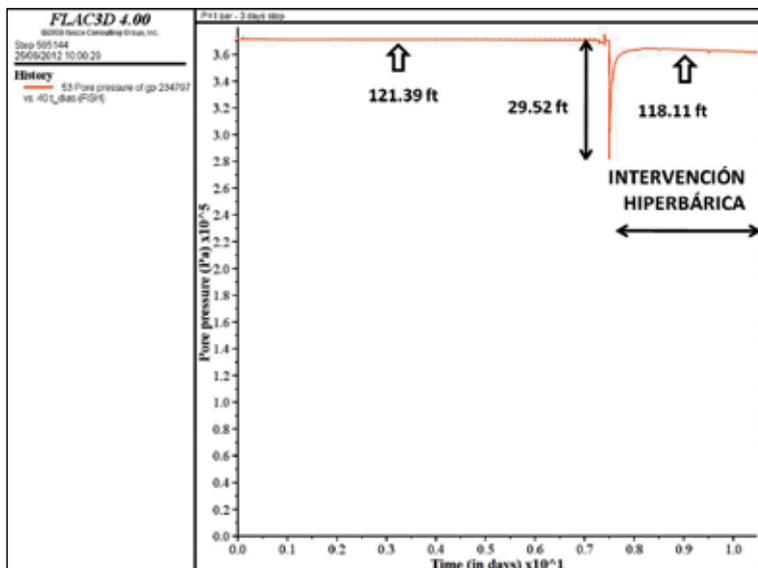


Fig. 16. Intervención hiperbárica.  
Evolución de la presión de poro en frente del túnel

Escenario		Xdesp	Ydesp	Zdesp
Final de la excavación secuencial		3,68	7,11	6,09
Presión de frente = 0 bar	Instantáneo	4,36	8,38	7,87
	3 días después	4,49	7,62	8,63
Presión de frente = 1 bar	Instantáneo	3,93	8,38	7,11
	3 días después	3,93	8,38	7,11
Presión de frente = 2 bar	Instantáneo	3,97	8,12	6,85
	3 días después	3,97	8,12	6,85

Tabla 4. Resumen de resultados.  
Desplazamientos en superficie

corte y un desplazamiento despreciable debido a procesos de consolidación durante los tres días siguientes.

La figura 16 muestra la evolución de la presión de poro de un punto situado en frente del túnel. La disminución instantánea de la presión de poro se recupera parcialmente después de tres días de parada, pero con una disminución parcial en la columna de agua.

Finalmente, integrando el flujo en todos los puntos del modelo alrededor del frente de la EPB, se obtuvo el caudal de agua que será necesario bombear durante la intervención hiperbárica en cada uno de los escenarios estudiados.

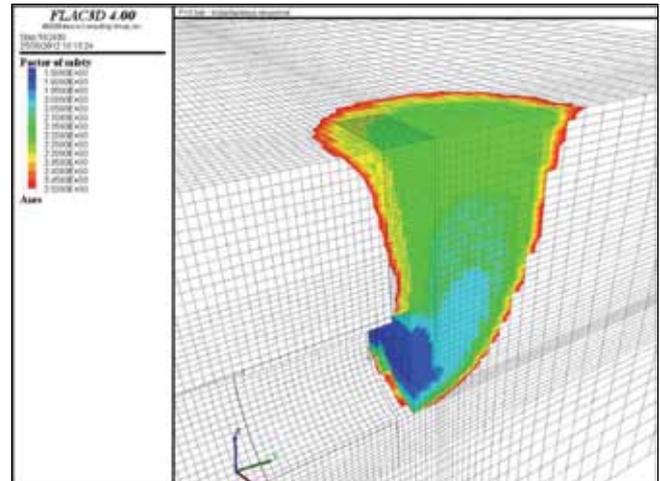
#### 5.4.3. Factor de Seguridad

El análisis de estabilidad del frente del túnel se llevó a cabo considerando el comportamiento hidro-mecánico acoplado del terreno (Fig. 17).

#### 5.5. Resumen de resultados y conclusiones

El propósito del análisis numérico es el de definir las dimensiones y características adecuadas del tratamiento del terreno para acomodar la intervención hiperbárica. Las dimensiones iniciales del bloque técnico fueron establecidas a partir de experiencias anteriores del equipo de diseño. El análisis numérico se centró en la variación de las presiones dentro de la cámara de excavación con el fin de obtener un valor mínimo que garantizase un buen equilibrio en relación con (1) el flujo de agua, (2) los movimientos del terreno y (3) la estabilidad del frente.

Se realizaron cálculos para distintas presiones aplicadas en la cámara, obteniéndose resultados inmediatamente



**Fig. 17. Mecanismo de inestabilidad durante la intervención hiperbárica (factor de seguridad)**

después del inicio de la intervención y transcurridos tres días.

La tabla 4 resume los desplazamientos máximos (en tres direcciones) obtenidos a nivel de superficie para cada una de las tres hipótesis analizadas. Para valorar la influencia de la intervención hiperbárica, también se incluyen los desplazamientos producidos al final de la fase de excavación secuencial. En todos los casos, las deformaciones debidas a la intervención hiperbárica en la zona tratada producen incrementos en los desplazamientos inferiores a 2 mm. En las proximidades al viaducto Alaskan Way, los desplazamientos máximos esperados están en el rango

Escenario		Factor de Seguridad (FS)
Presión de frente = 0 bar	Instantáneo	1,1
	3 días después	0,7
Presión de frente = 1 bar	Instantáneo	1,3
	3 días después	1,2
Presión de frente = 2 bar	Instantáneo	1,9
	3 días después	1,85

**Tabla 5. Resumen de resultados. Factores de seguridad**

de los 6 mm, por lo tanto, la intervención hiperbárica no comprometerá estructuralmente al viaducto.

La tabla 5 resume los Factores de Seguridad (FS) obtenidos para cada uno de los escenarios analizados, tanto instantáneos como al cabo de tres días de intervención. En situación instantánea, cada uno de los escenarios de presión en la cámara de excavación produce situaciones estables, siendo P=0 bar la situación en la cual se obtiene el factor de seguridad menor (FS=1,1). Transcurridos tres días desde el inicio de la intervención, únicamente la hipótesis con una P=0 bar resulta ser inestable, siendo el Factor de Seguridad (FS) de las demás superior a 1.

El objetivo del diseño era obtener un Factor de Seguridad (FS) superior a 1,50. La intervención hiperbárica está previsto que no exceda las 72 horas con la mitad inferior de la cámara llena con el material procedente de la excavación. Bajo estas condiciones, se recomendó que la presión en la mitad superior en la cámara fuese al menos de 2 bar. Valores próximos a 1 bar fueron descartados al no cumplirse el requerimiento mínimo de FS >1,50.

Finalmente, la tabla 6 muestra los caudales medios a bombear dentro de la cámara de excavación para cada uno de los escenarios estudiados. Aunque el modelo arrojó distintos valores (mayores caudales al inicio de la intervención que decrecen con el tiempo) las variaciones fueron suficientemente pequeñas considerándose poco representativas del caudal medio.

Escenario	Caudal medio (l/h)
Presión de frente = 0 bar	155,61
Presión de frente = 1 bar	107,99
Presión de frente = 2 bar	39,59

Tabla 6. Resumen de resultados – Caudales medios esperados.

## 6. Agradecimientos

Los autores de este artículo quieren agradecer a Seattle Tunnel Partners (STP); Dragados USA –Tutor Perini – HNTB su inestimable asistencia y apoyo durante todo el proceso de diseño.

Los autores también agradecen la colaboración de Itasca Consultores involucrados en el desarrollo de los modelos numéricos mediante FLAC<sup>3D</sup>. **ROP**

## Referencias

- [1] Dawson, E., W.H. Roth & A. Drescher (1999). "Slope stability analysis by strength reduction", Prospect Geotechnique, January 1999
- [2] FLAC<sup>3D</sup> (2005). "Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions", Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, Minnesota, USA
- [3] Wood (1990). "Soil behavior and Critical State of Soil Mechanics", Cambridge University Press (pp. 277-280)
- [4] "Geotechnical Parameters for Deformation Analysis and Deformation Mitigation Design" (STP April, 2012)
- [5] Ashraf Abu-Krishna (2007). "Numerical Modeling of face stability for TBM tunneling, Underground space – 4th Dimension of Metropolises"
- [6] G.J. Zhang & F.Q. Yang (2008). "Construction technology of shield inspection environment in Shanghai Yangtze River Tunnel". Taylor & Francis Group, London.
- [7] Juan Miguel Alcaide Alonso (2011). "Procedimiento de estimación de la presión de trabajo óptima en la cámara de mezclado de un escudo de presión de tierras. Implicación en los parámetros de diseño del escudo" Tesis doctoral, UPM.
- [8] Thomas Benz (2007). "Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences" Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.