

DRAGADOS



Sociedad Española de
Mecánica del Suelo e
Ingeniería Geotécnica

CÁLCULO DE VELOCIDAD CRÍTICA DE SECCIONES FERROVIARIAS. CALIFORNIA HIGH SPEED RAIL

55 Jornadas de Interés Geotécnico

21 de abril de 2021

Manuel Pita Olalla (gGRAVITY Engineering)

José Estaire Gepp (CEDEX)

Inés Crespo Chacón (CEDEX)

ÍNDICE DE LA PRESENTACIÓN

1. INTRODUCCIÓN

2. ANTECEDENTES

- 2.1. Concepto de Velocidad Crítica.
- 2.2. Caso de Ledsgard (Suecia).
- 2.3. Métodos de cálculo existentes hasta la fecha.

3. NUEVO PROCEDIMIENTO: MÉTODO SASW PARA CALCULAR V_{cr}

- 3.1. Explicación del Método.
- 3.2. Pasos para la determinación de la Velocidad Crítica.
- 3.3. Ventajas del Método.
- 3.4. “Limitaciones” del Método.

4. OTROS MÉTODOS DE CÁLCULO

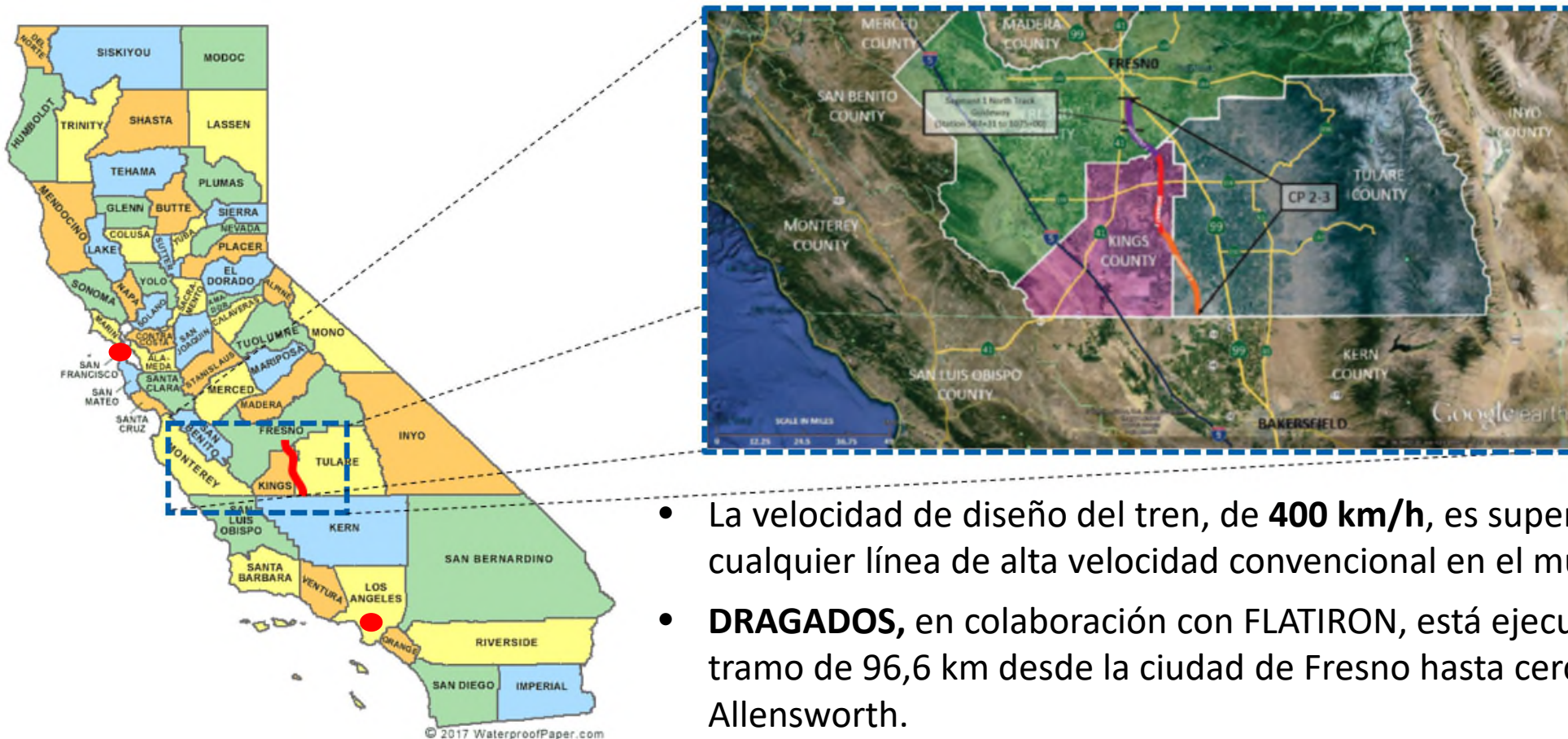
- 4.1. Método Basado en Teorías Clásicas de la Mecánica de Suelos.
- 4.2. Método de Elementos Finitos en 3D.

5. APLICACIÓN EN CALIFORNIA HIGH SPEED RAIL

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

1. INTRODUCCIÓN

- El Tren de Alta Velocidad de California («CHSR») es una de las conexiones más importantes del primer sistema ferroviario de alta velocidad con financiación pública de Estados Unidos.
- CHSR conectará las zonas metropolitanas de **San Francisco y Los Ángeles** en 2 h y 30 min.



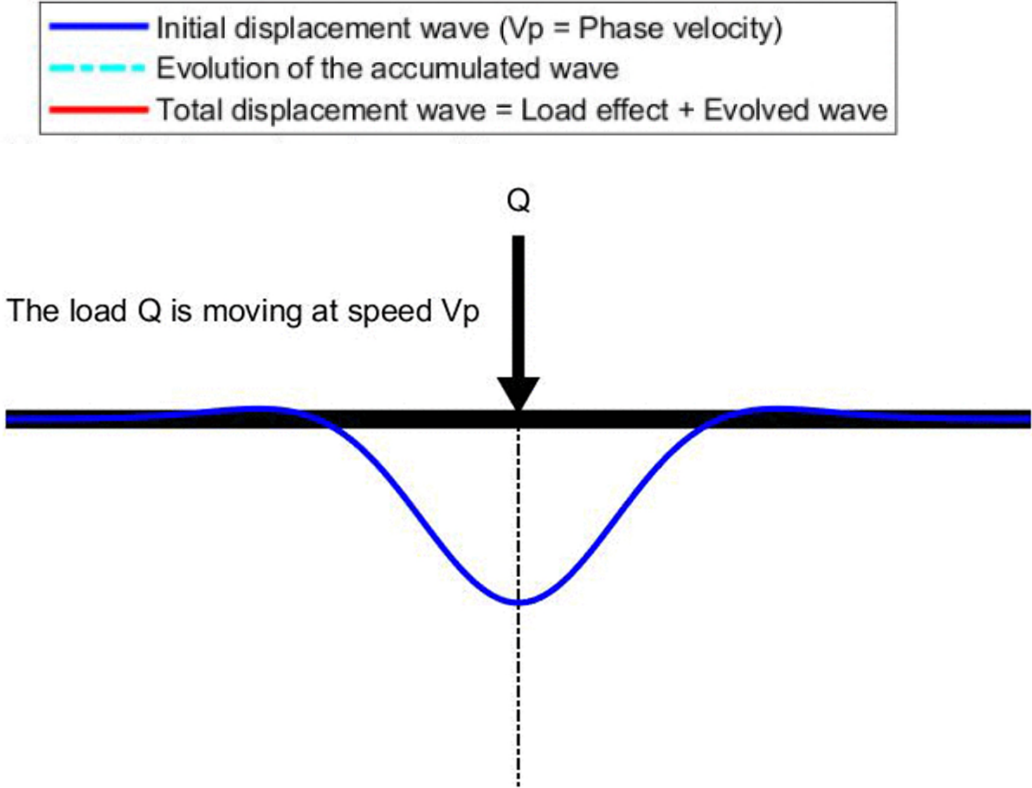
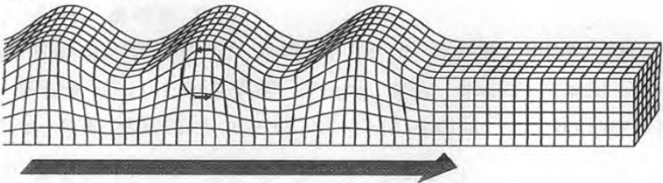
- La velocidad de diseño del tren, de **400 km/h**, es superior a la de cualquier línea de alta velocidad convencional en el mundo.
- **DRAGADOS**, en colaboración con FLATIRON, está ejecutando un tramo de 96,6 km desde la ciudad de Fresno hasta cerca de Allensworth.

2. ANTECEDENTES

2.1. Concepto de Velocidad Crítica

- Debido a la alta velocidad de diseño de la línea de CHSR, uno de los condicionantes más importantes ha sido la **velocidad crítica**.
- Una carga, al desplazarse por la vía:
 - Produce movimientos en el terreno, que se transmiten en forma de **ondas Rayleigh (superficiales)** que viajan por el terreno a una determinada velocidad.
 - Transmite energía al terreno, que se propaga a una determinada velocidad (velocidad de grupo).

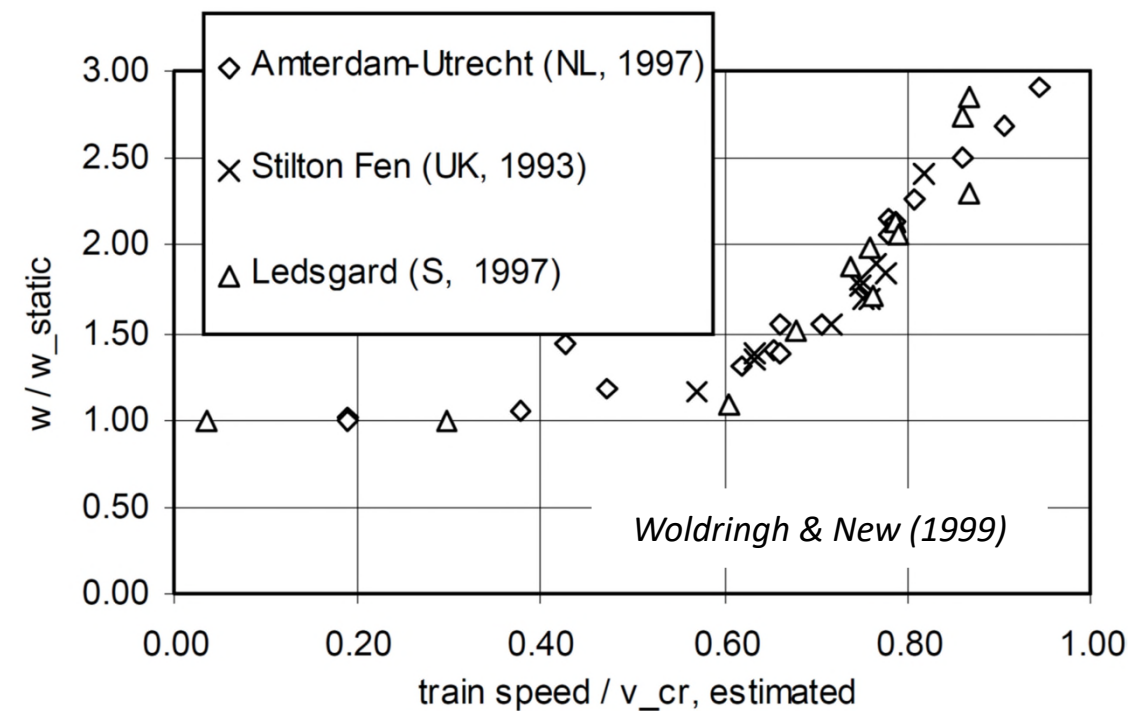
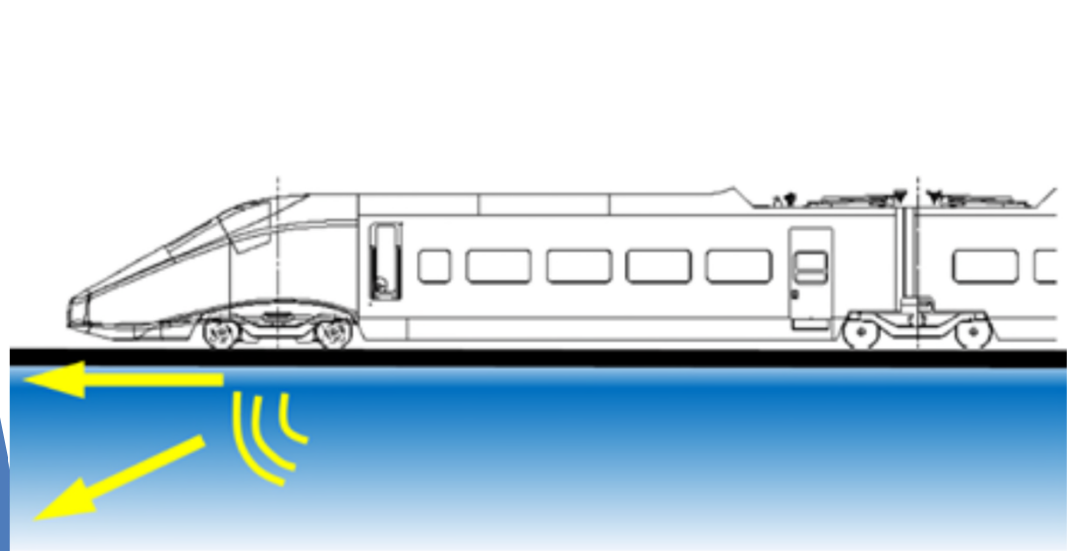
Rayleigh wave



2. ANTECEDENTES

2.1. Concepto de Velocidad Crítica

- La **velocidad crítica** se produce cuando la **velocidad de la carga iguala a la vez la velocidad de propagación de las ondas** (velocidad de fase) **y a la velocidad de transmisión de la energía** (velocidad de grupo).
- A esta velocidad el medio entra en “resonancia” (la energía no se disipa) y se producen **importantes desplazamientos (amplificación dinámica)**, incrementando la **necesidad de mantenimiento de la vía**.



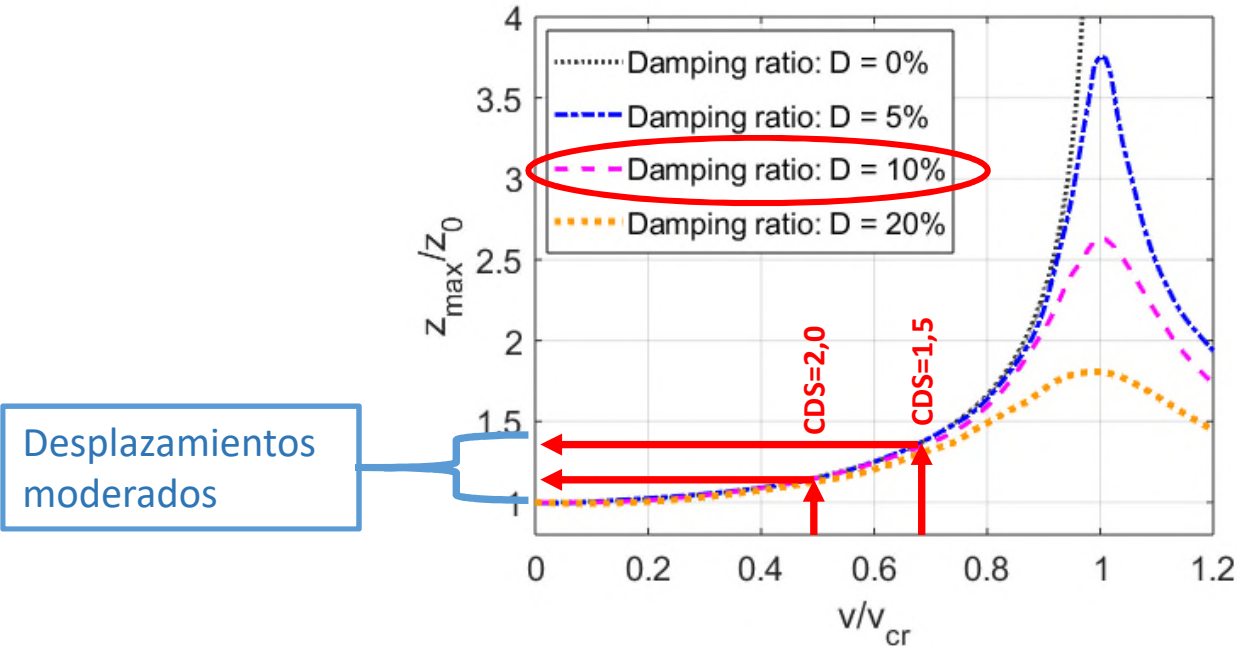
2. ANTECEDENTES

2.1. Concepto de Velocidad Crítica

- Se debe conocer la velocidad crítica de la vía, puesto que el tren debe tener una **velocidad máxima** que esté lo suficientemente lejos de la velocidad crítica para evitar este efecto de resonancia.

$$v_{tren} \leq v_{adm} = \frac{v_{crít}}{CDS}$$

- Coeficiente de Seguridad (CDS)** exigido normalmente entre 1,5 y 2,0.

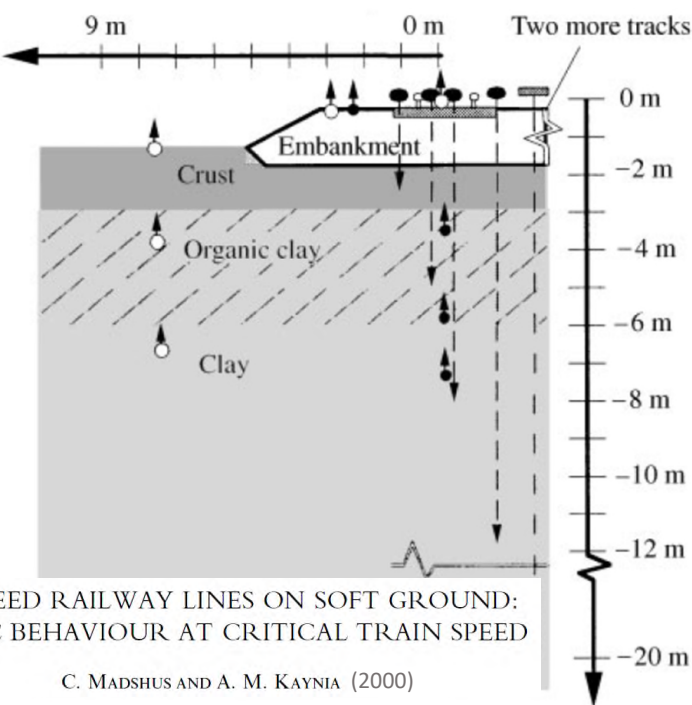


Si el tren circulase a la velocidad crítica, en ausencia de amortiguamiento se produciría un desplazamiento infinito.

2. ANTECEDENTES

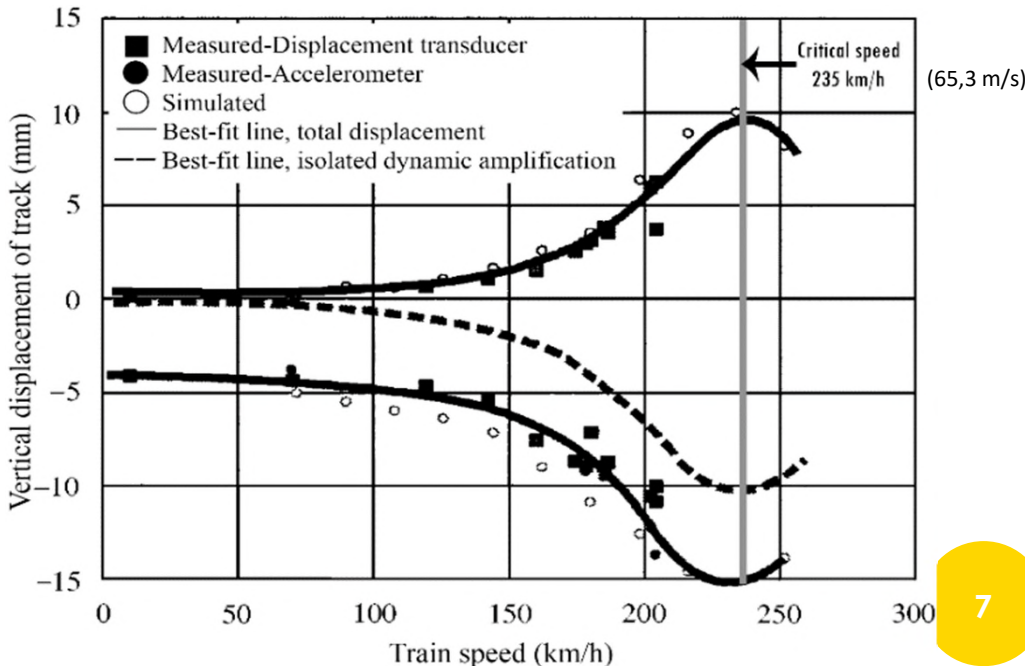
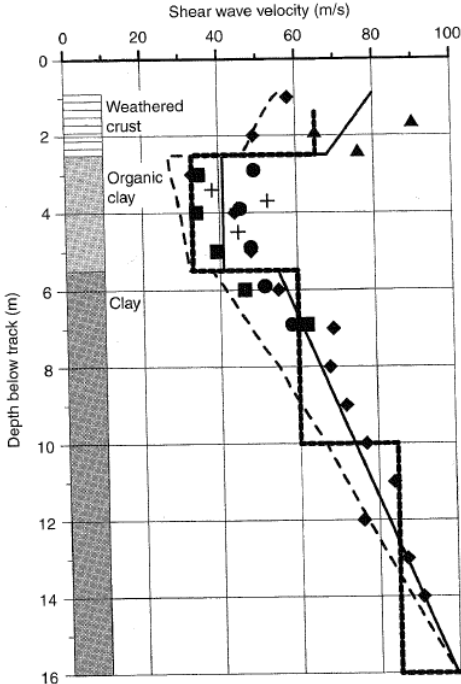
2.2. Caso de Ledsgard (Suecia)

- La Administración Nacional de Ferrocarriles de Suecia abrió un servicio con trenes de alta velocidad X-2000 a lo largo de una línea entre Goteborg y Malmo en 1997.
- Poco después de comenzar el servicio, **se detectaron vibraciones excesivas** del ferrocarril y el suelo circundante en varios lugares de **suelo blando** durante el paso del tren a velocidades de unos **200 km/h (55,6 m/s)**.



HIGH-SPEED RAILWAY LINES ON SOFT GROUND:
DYNAMIC BEHAVIOUR AT CRITICAL TRAIN SPEED

C. MADSHUS AND A. M. KAYNIA (2000)



2. ANTECEDENTES

2.3. Métodos de cálculo existentes hasta la fecha

2.3.1. Modelo de Winkler:

- Método de cálculo propuesto por “CHSR Authority”.
- Consiste en simular el terraplén como una **viga** (con su momento de inercia y módulo de deformación) sobre una **fundación elástica** (muelles) que simula el terreno natural.
- Este método se basa en la siguiente expresión (Kenney 1954):

$$V_{cr} = \sqrt[4]{\frac{4 k EI}{m^2}}$$

Quantities:

EI	$[Nm^2]$
m	$[kg/m]$
c	$[Ns/m^2]$
k	$[N/m^2]$
q	$[N/m]$
Q	$[N]$
v	$[m/s]$
x	$[m]$
t	$[s]$
w	$[m]$

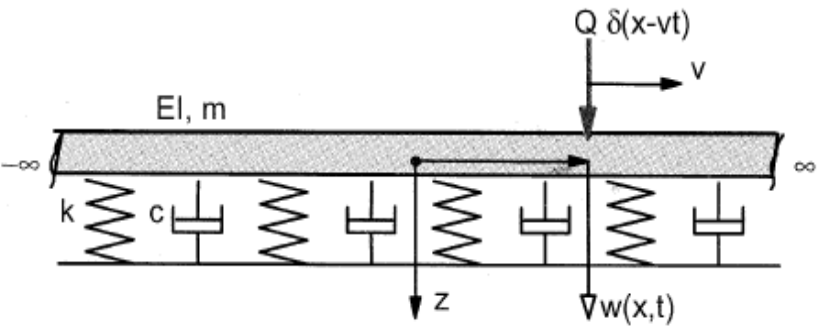
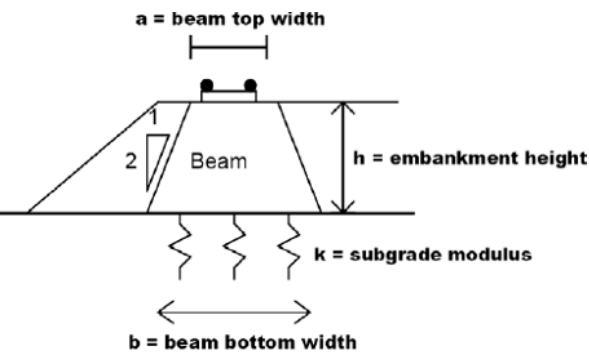


Figure 6.15: Beam model with moving load



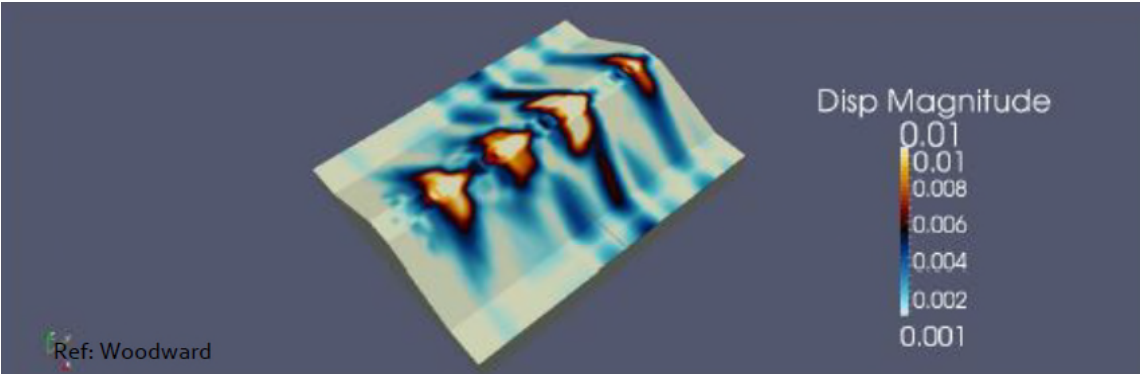
- Deficiencias** de este modelo:
 - Considera las ondas de flexión y la velocidad crítica está relacionada con las ondas de Rayleigh.
 - El terraplén no se comporta como una viga.
 - El terreno no es un estrato único con unas propiedades únicas.

2. ANTECEDENTES

2.3. Métodos de cálculo existentes hasta la fecha

2.3.2. Métodos de Elementos Finitos en 3D:

- Método de cálculo que estaban analizando para HS2 (Inglaterra) y que pedía la Autoridad en secciones comprometidas.
- Estudios realizados por el Profesor P. Woodward de la Universidad Heriot-Watt University (Edimburgo).



DART3D

- **Deficiencias** de este método:
 - Trabajo complejo aún en desarrollo. No existían conclusiones claras.
 - Requiere muchos parámetros geotécnicos (mayor incertidumbre).
 - Importante dependencia de:
 - El modo de introducir las cargas móviles.
 - Modelo constitutivo de los materiales.
 - Tiempos de cálculo excesivos.

2. ANTECEDENTES

2.3. Métodos de cálculo existentes hasta la fecha

2.3.3. Adoptar parámetros de la peor capa de terreno:

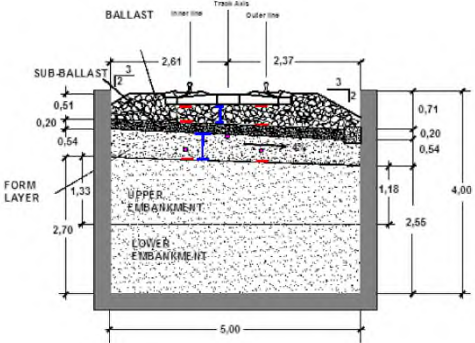
- Método de utilizado en otros tramos de CHSR.
- Consiste en adoptar para el cálculo de la velocidad crítica a partir de la **velocidad de las ondas de corte (v_s)** de la peor capa de terreno.

$$V_{crit} = mínima V_R = mínima\left(\frac{0,87 + 1,12 \cdot v}{1 + v} \cdot V_s\right)$$

$$V_R \approx 0,93 V_s \text{ (para } v=0,3)$$

- Deficiencia** del método: es muy conservador e implica un importante sobrecoste en tratamientos del terreno.

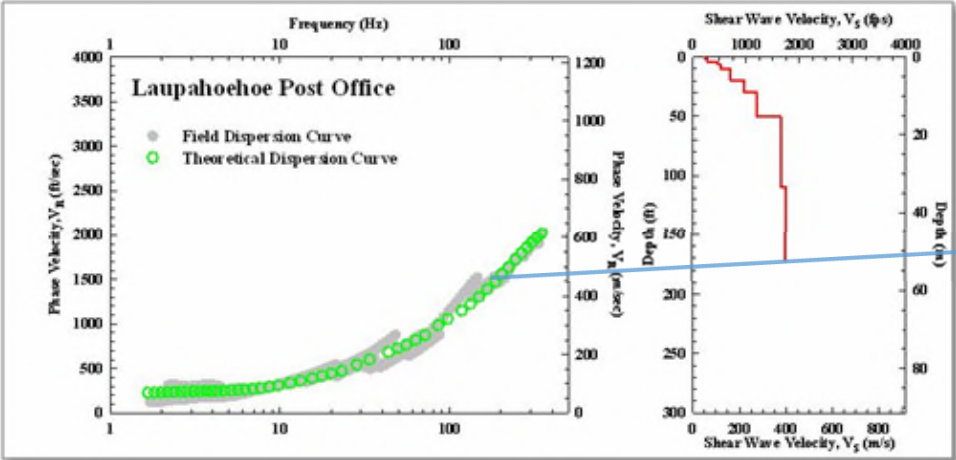
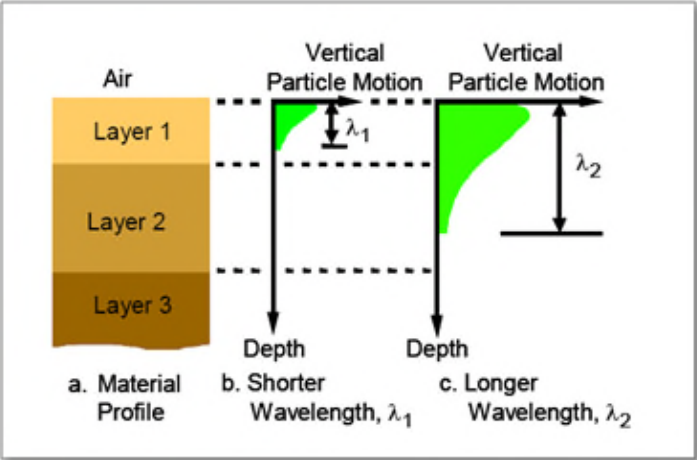
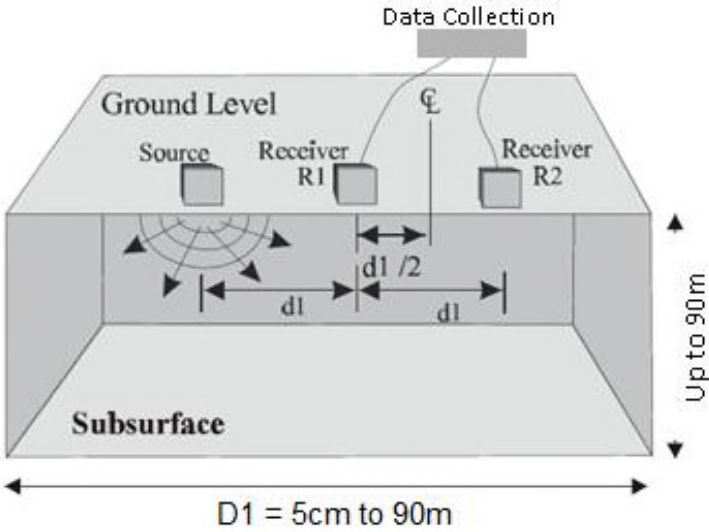
- ✓ Ante estos antecedentes, gGRAVITY decide contactar con los expertos del **CEDEX** para buscar su asesoramiento técnico en esta cuestión.
- ✓ Inicialmente el CEDEX intentó desarrollar un método de cálculo con Elementos Finitos en 2D, pero posteriormente desarrolló el **Método SASW**.



3. NUEVO PROCEDIMIENTO: MÉTODO SASW PARA CALCULAR V_{cr}

3.1. Explicación del Método

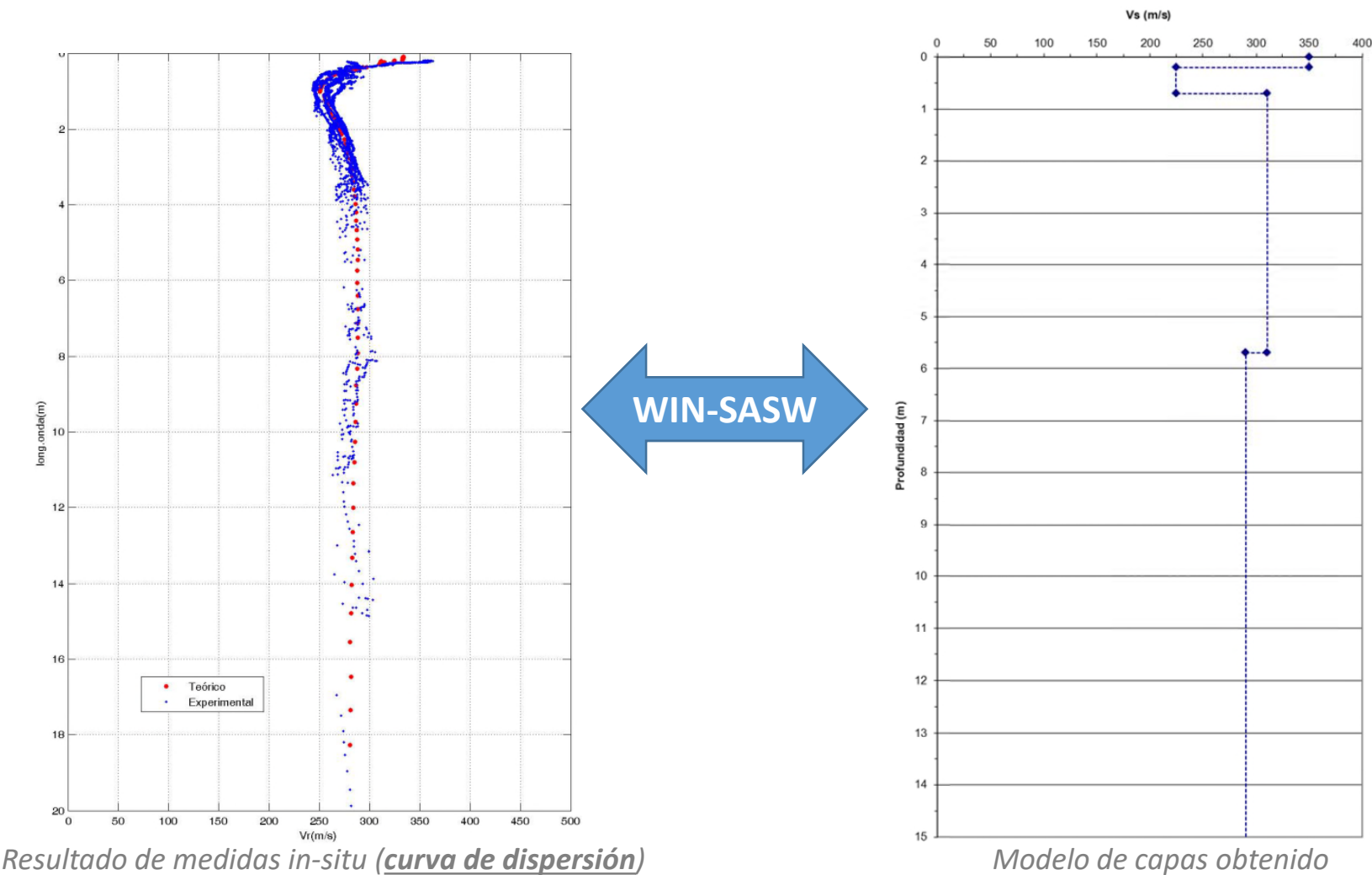
- El SASW (**Análisis Espectral de Ondas Superficiales**) es un método geofísico utilizado normalmente para determinar la v_s de las distintas capas de terreno.
- Se basa en el análisis de la **Transformada Rápida de Fourier** (FFT) de ondas superficiales generadas mediante el uso de una fuente impulsiva.



Curva de dispersión (velocidad de fase de las ondas superficiales con respecto a su longitud de onda/frecuencia).

3. NUEVO PROCEDIMIENTO: MÉTODO SASW PARA CALCULAR V_{cr}

3.1. Explicación del Método



3. NUEVO PROCEDIMIENTO: MÉTODO SASW PARA CALCULAR Vcr

3.2. Determinación de la velocidad crítica

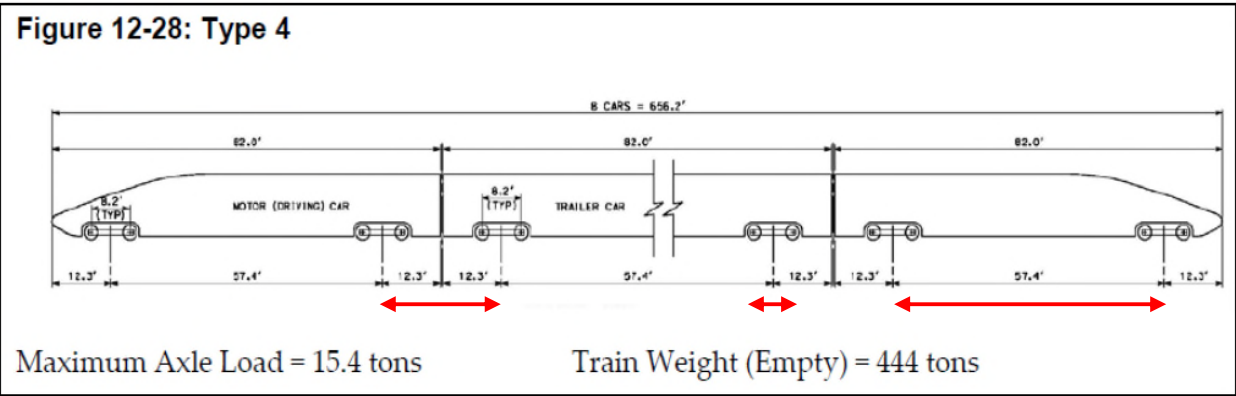
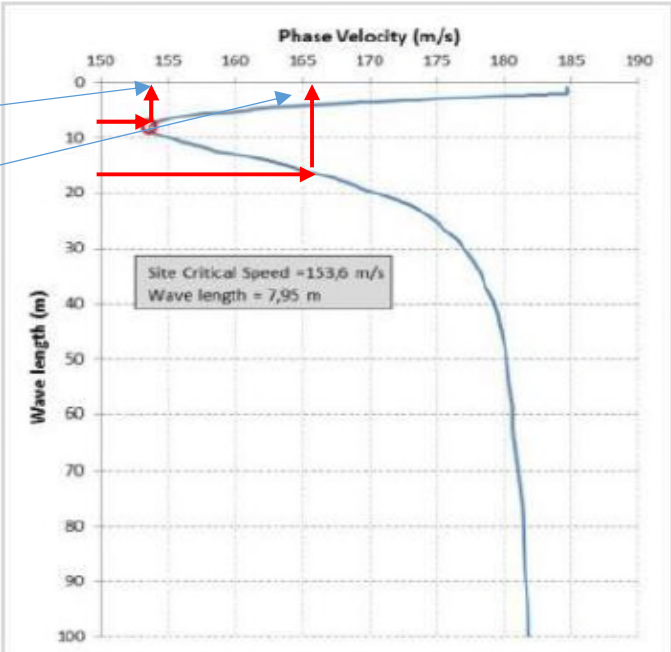
Pasos:

1. Determinar el sección del terreno y terraplén con v_{si} .
2. Cálculo de la curva de dispersión (Programa WinSASW).
3. Determinación de la velocidad crítica:

1. **Velocidad crítica del sistema (velocidad crítica mínima).**

2. Velocidad crítica teórica para una determinada longitud de onda.

Layer 1	V_{S1}, V_{P1}, ρ_1	H_1
Layer 2	V_{S2}, V_{P2}, ρ_2	H_2
Layer 3	V_{S3}, V_{P3}, ρ_3	H_3
Layer 4	V_{S4}, V_{P4}, ρ_4	H_4
...		
Layer $n-1$	$V_{Sn-1}, V_{Pn-1}, \rho_{n-1}$	H_{n-1}
Layer n (half space)	V_{Sn}, V_{Pn}, ρ_n	∞



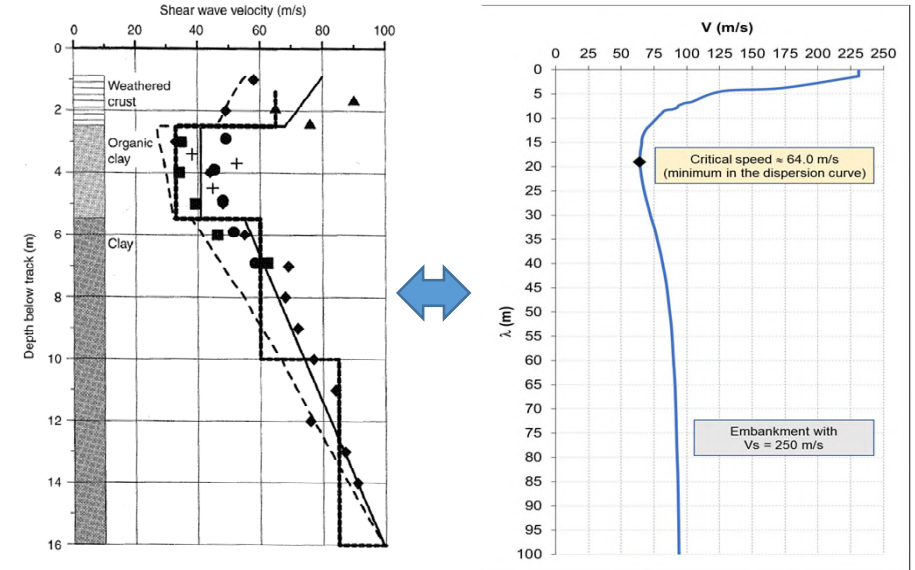
- Investigaciones posteriores realizadas por **E. Kausel (MIT)** que la **velocidad crítica del sistema viene fijada por el mínimo de la velocidad de fase.**

3. NUEVO PROCEDIMIENTO: MÉTODO SASW PARA CALCULAR V_{cr}

3.3. Ventajas del Método:

✓ **Fiabilidad** de resultados:

- Diferencias menores del 2% con los resultados del caso estudiado en Ledsgard.
- Corroborado matemáticamente en un artículo del que Eduardo Kausel (profesor del M.I.T.) es primer autor.
- Diferencias del orden del 5% con los resultados con MEF 3D.



✓ Facilidad y rapidez de **cálculo**.

✓ Necesita pocos **parámetros** geotécnicos para el cálculo.



Los parámetros fundamentales para el cálculo son el **espesor de las capas** y la **velocidad de corte de cada capa (v_s)**, que es la que interviene directamente en el fenómeno resonante.

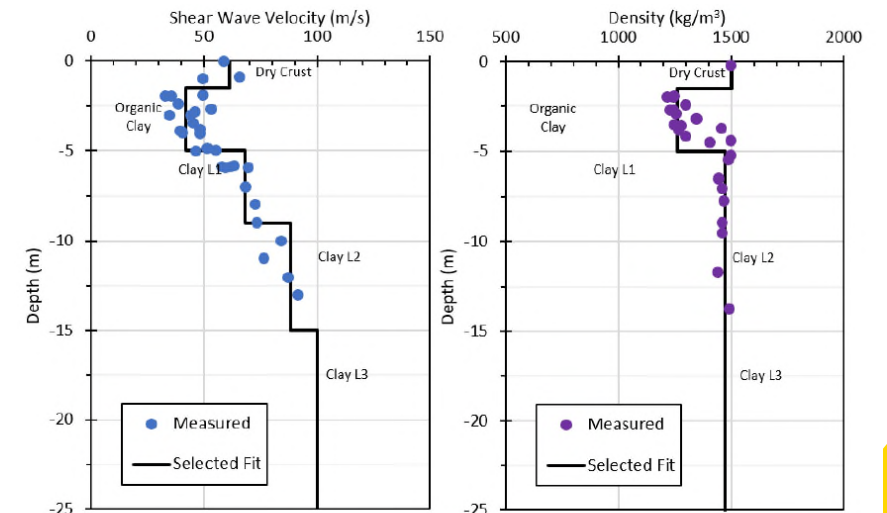


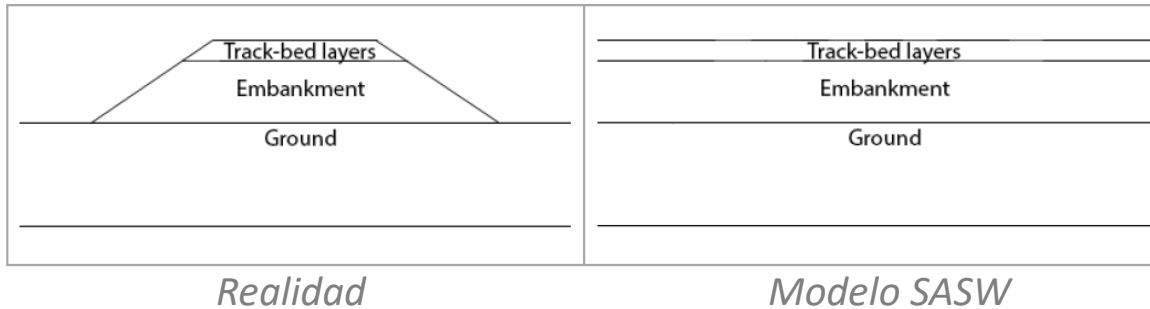
Figure 9: Site measurements of shear wave velocity and density.

3. NUEVO PROCEDIMIENTO: MÉTODO SASW PARA CALCULAR V_{cr}

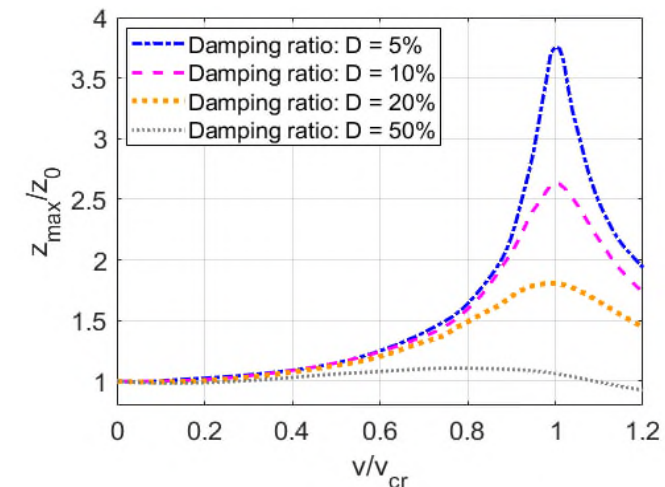
3.4. Limitaciones del Método:



- Incertidumbre en la estimación de v_s .
- El **terraplén** se supone **indefinido** en los cálculos. Diferencias en torno al 5% o inferiores.



- Este método no calcula **deflexiones** en la vía. Habría que recurrir a las siguientes curvas:

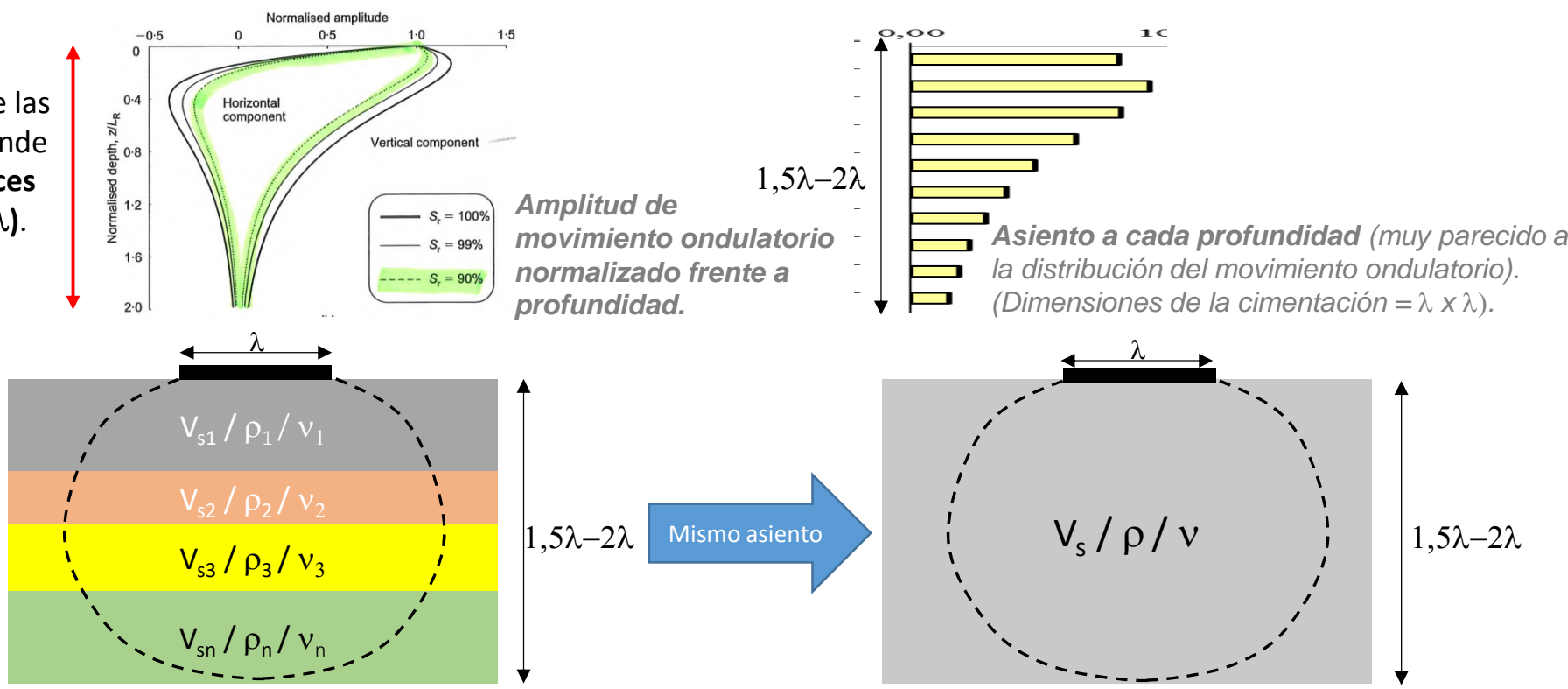


4. OTROS MÉTODOS DE CÁLCULO

4.1. Método Basado en Teorías Clásicas de la Mecánica de Suelos

- Desarrollado por gGRAVITY y el CEDEX en paralelo al Método SASW.
- Este método basa su cálculo en encontrar el terreno de una sola capa con mismos asientos que el multicapa.

La zona de influencia de las ondas Rayleigh se extiende del orden de **1,5 a 2 veces su longitud de onda (2λ).**



$V_{si} + \rho_i \rightarrow G_{0i} \rightarrow E_{0i} \rightarrow$ Estimación de asiento con Steinbrenner (u otro método) $\rightarrow E_0 \rightarrow G_0 + \rho \rightarrow V_s \rightarrow V_R \rightarrow V_{Allowable}$

$$G_{0i} = \rho_i \cdot V_{si}^2$$

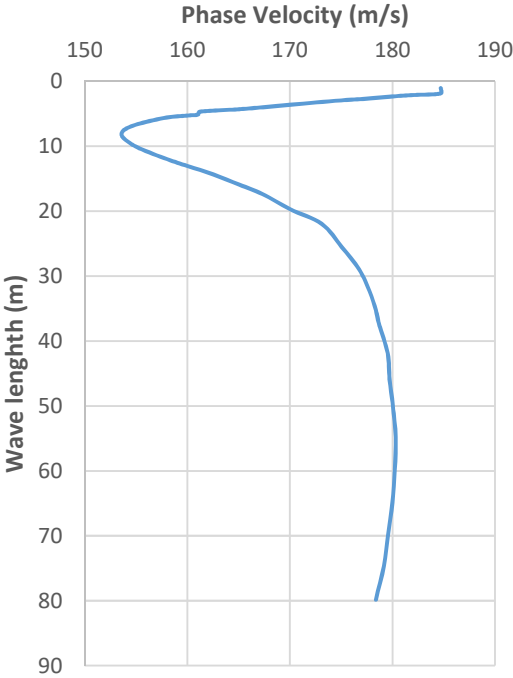
$$E_{0i} = 2G_{0i} \cdot (1 + \nu_i)$$

$$V_R = \frac{0,87 + 1,12 \cdot \nu}{1 + \nu} \cdot V_s$$

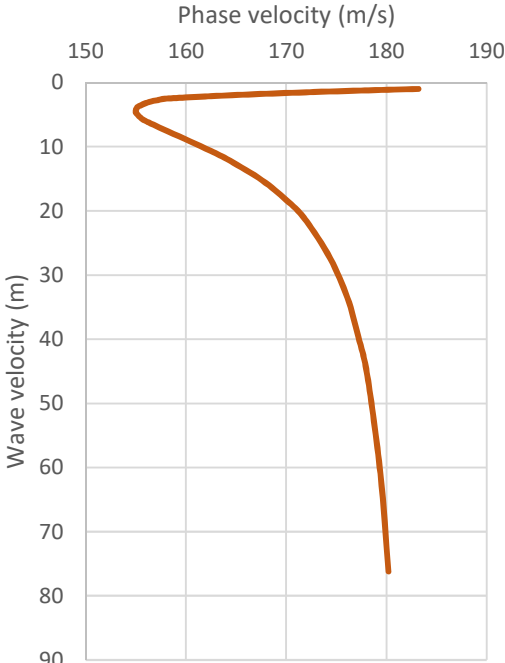
4. OTROS MÉTODOS DE CÁLCULO

4.1. Método Basado en Teorías Clásicas de la Mecánica de Suelos

- Haciendo este cálculo para diferentes longitudes de onda, se obtiene la **curva de dispersión y con ello la v. crítica**
- Este método se comparó con los resultados del SASW obteniendo **resultados muy similares** (valor mínimo casi idéntico pero para una longitud de onda menor).



SASW



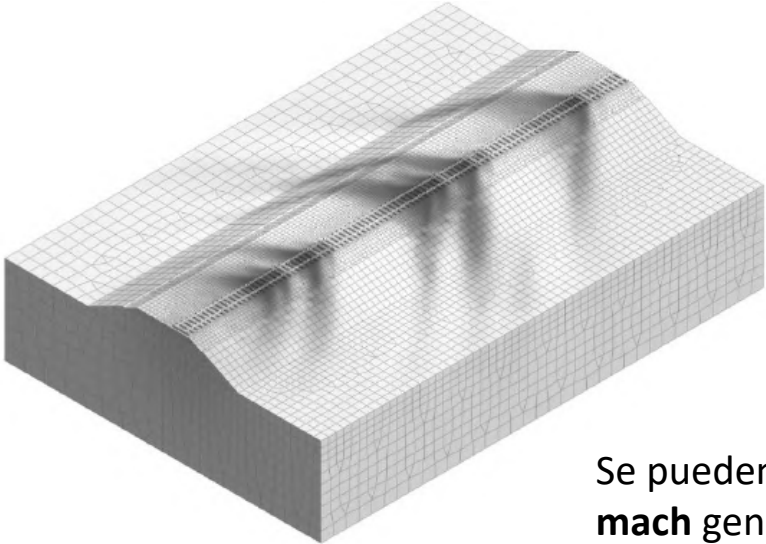
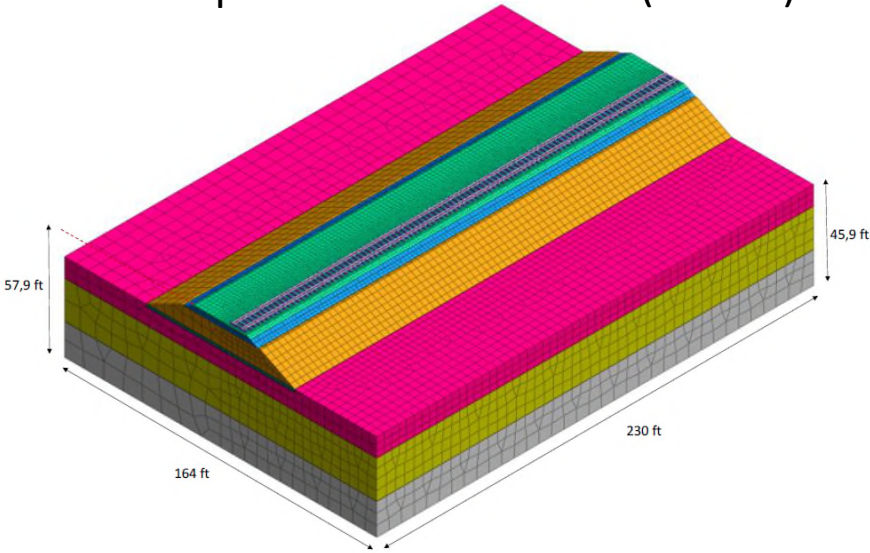
Método basado en teorías clásicas

- La gran ventaja de este método es que permite la determinación de la velocidad crítica con un **cálculo a mano o con una hoja de cálculo**, sin necesidad de tener el programa WinSASW.

4. OTROS MÉTODOS DE CÁLCULO

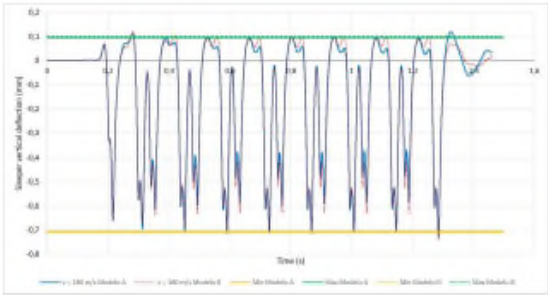
4.2. Método de Elementos Finitos en 3D

- Trabajo desarrollado por J. Moreno Robles (CEDEX).

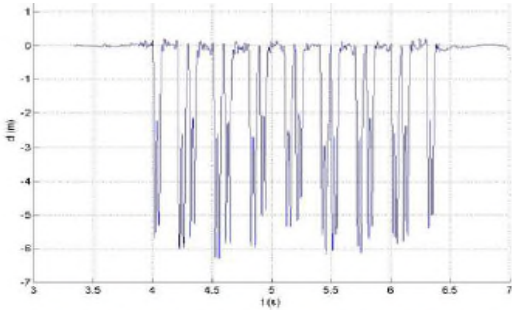


Se pueden observar los **conos de mach** generados por el tren.

Desplazamientos calculados muy parecidos a los medidos en vía.



Train speed: 180 m/s = 400 mph
Asientos calculados con MIDAS 3D

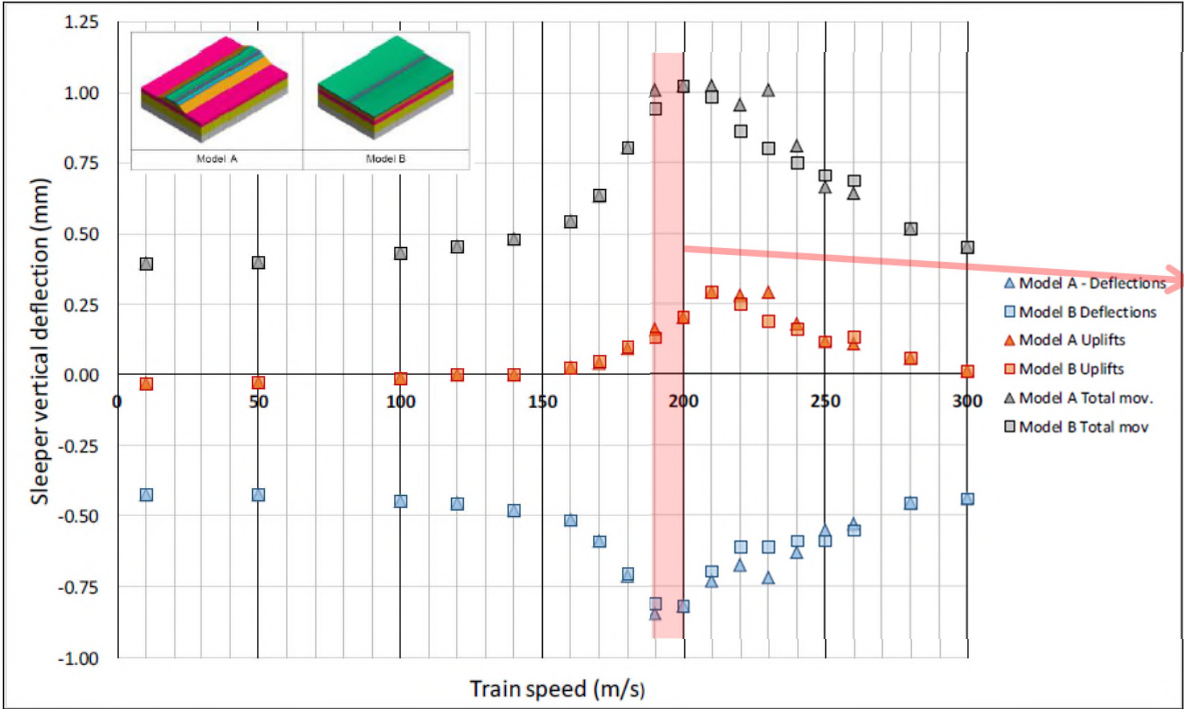


Train: S103 - $V_{train}=300$ km/h (185 mph)
Asientos Medidos en vía

4. OTROS MÉTODOS DE CÁLCULO

4.2. Método de Elementos Finitos en 3D

- Este método permite el cálculo de tensiones y deformaciones.



Vcrit MEF 3D ≈ 190-200 m/s

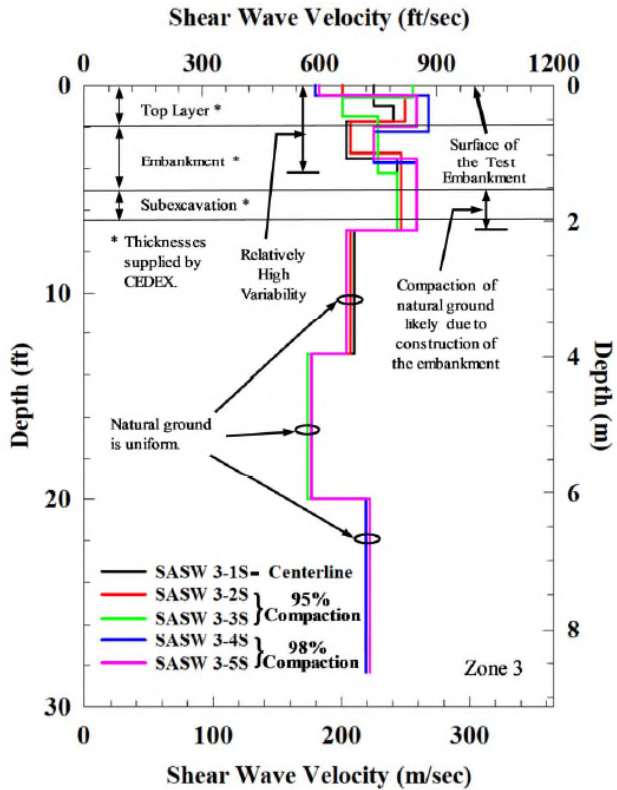
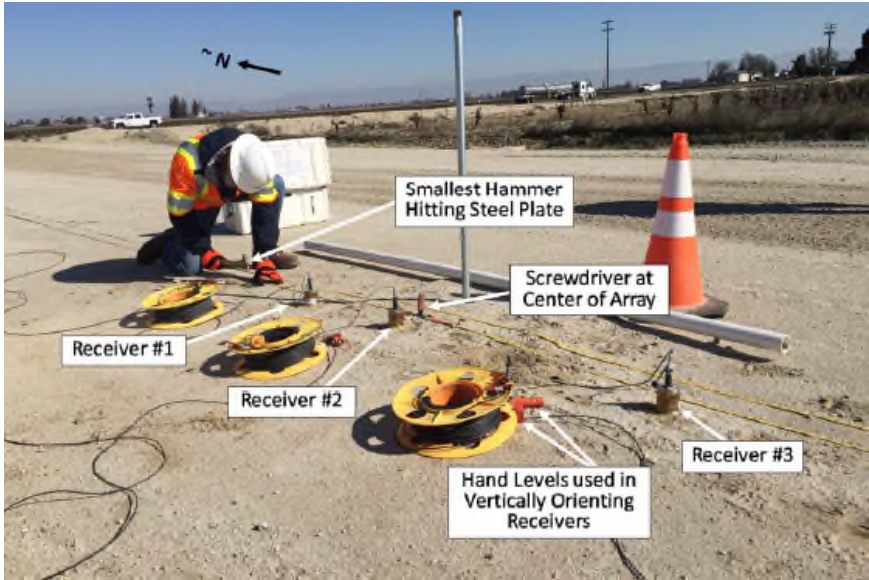
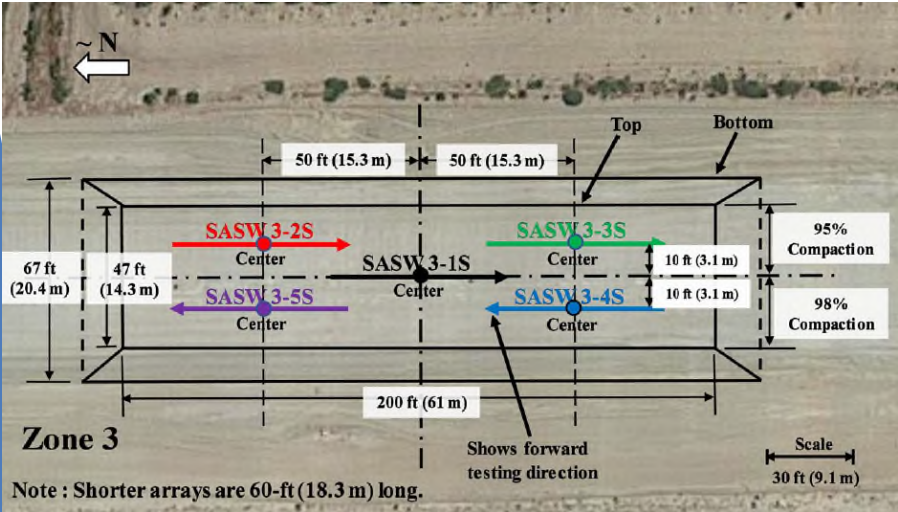
Vcrit SASW = 194 m/s

Vcrit Met Clasi = 196 m/s

- Deficiencias del método:
 - Necesidad de introducir muchos parámetros geotécnicos.
 - Dificultad en la simulación de las cargas móviles del tren.
 - Importantes tiempos de preparación del modelo y de cálculo (varias semanas).

5. APLICACIÓN EN CALIFORNIA HIGH SPEED RAIL

- Se realizó un **terraplén de prueba** para comprobar la fiabilidad de los resultados. Para realizar los ensayos SASW en el terraplén de prueba, contamos con el profesor Stokoe, de la Universidad de Texas, seguramente el mayor experto en este tipo de ensayos a nivel internacional.



- Para la definición de la necesidad de tratamientos en el terreno en este tramo de CHSR, se han calculado **centenares de secciones** con el Método SASW.
- La aplicación de este método para el cálculo de la velocidad crítica ha permitido la **optimización de los tratamientos del terreno**.

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

- Nuevo tren de Alta Velocidad entre California y San Francisco con una velocidad de diseño de **400 km/h** (hito a nivel internacional).
- Necesidad de calcular la **velocidad crítica** (cuando el tren se acerca a la velocidad con las que se transmiten las ondas y la energía, en el sistema se produce una acumulación de la energía que lleva a una **amplificación dinámica** de los desplazamientos).

Inexperiencia a nivel internacional sobre cómo calcularla hasta la fecha de comienzo de la obra.

Posibilidades de cálculo existentes inicialmente: Modelo Winkler, MEF 3D y modelos muy simplificados.

- Con la ayuda del CEDEX, se desarrollaron 3 nuevos **métodos de cálculo**:
 - ✓ **Método SASW**: fácil y rápido cálculo. Representa el fenómeno fielmente con pocos datos → **RECOMENDADO**
 - ✓ **Método basado en fórmulas de la Mecánica Clásica**: permite cálculo a mano con bastante precisión.
 - ✓ **MEF 3D**: necesita más parámetros y largos tiempos de cálculo. Calcula también deformaciones y tensiones.
- Importante colaboración del **CEDEX** y de **profesores de primera línea a nivel internacional** con las **empresas españolas** para el desarrollo del proyecto. Este hecho nos ha situado **a la cabeza del conocimiento mundial** en este aspecto.

7. REFERENCIAS

- HWU Peter Woodward (2015), Geo-dynamic Modelling of Track Bed and Earthworks, C469-HWU-PM-REP-000001 RevP02, Heriot-Watt University.
- Madshus, C., and Kaynia, A. M. 2000. High-speed railway lines on soft ground: dynamic behaviour at critical train speed. J. Sound Vibration 231 (3): 689-701.
- Kausel, E., Estaire, J., and Crespo-Chacón, I. 2020. Critical speed of high speed rail underlain by stratified media. Proceedings of the Royal Society A. 476: 20200083. (<http://dx.doi.org/10.1098/rspa.2020.0083>)
- Kausel E. 2018 Generalized stiffness matrix method for layered soils. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 115, 663–672. (<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.09.003>)
- Dörr, J. 1943. Der unendliche, federnd gebettete Balken unter dem Einfluß einer gleichförmig bewegten Last (Infinitely long beam on an elastic foundation subjected to an unchanging moving load). Ing. Arch. Band XIV, 167–192. (doi:10.1007/BF02085990)
- Kenney, JT. 1954. Steady state vibrations of beam on elastic foundation for moving load. J. Appl. Mech. 21, 359–364.
- Woldringh, R. F. & New, B. M. 1999. Embankment design for high speed trains on soft soils. In Proceedings of the 12th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: 1703-1712.

DRAGADOS



Sociedad Española de
Mecánica del Suelo e
Ingeniería Geotécnica

Tratamientos del terreno y cimentaciones en los accesos y en el puente Queensferry Crossing (Edimburgo)

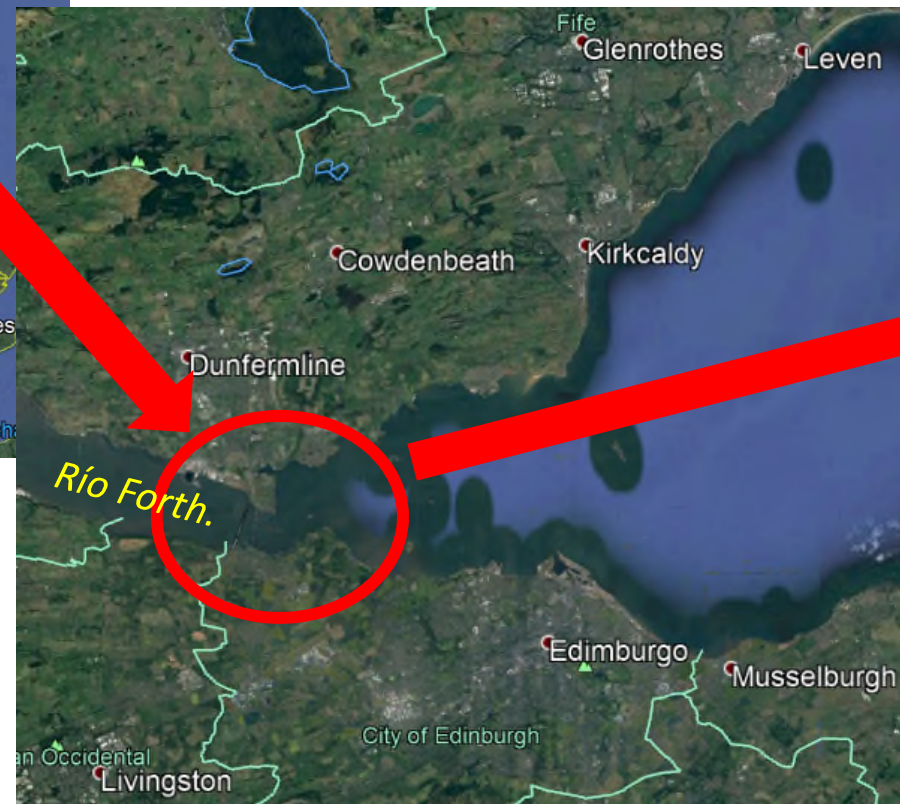
55ª Jornada de Interés Geotécnico

21 de abril de 2021

Nicolás Burbano Pita



*Estuario del río Forth.
Escocia.
Reino Unido*



INTRODUCCIÓN

El Estuario del río Forth, disponía de dos puentes que lo atravesaban; uno de ferrocarril, construido entre 1883 y 1890, actualmente declarado patrimonio de la humanidad y otro de carretera, construido entre 1958 y 1964



El puente de carretera, soportaba más carga de tráfico de la que estaba estimada cuando se diseñó. Esto, unido a problemas de corrosión acelerada no contemplados, llevó a la necesidad de construir un nuevo puente sobre el estuario del río Forth.

El nuevo puente, que se denominó “Queensferry Crossing” por votación popular, tiene una longitud de 2.640 m, con dos vanos principales de 650 m cada uno, sustentados por tirantes de tres torres de 210 m de altura. Para el acceso al nuevo puente se han llevado a cabo nuevas carreteras tanto en la zona sur como en la norte que enlazan con las existentes. Para la construcción de las mismas ha sido necesaria la ejecución de diversos tratamientos del terreno, así como cimentaciones profundas para las diversas estructuras existentes.



*Carreteras de
enlace Norte*

Puente principal

*Carreteras de
enlace Sur*

GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

Tipos de suelos:

Suelo vegetal (Top soil): En general suelo vegetal, con poca o ninguna característica resistente

Fluvio – Glacial Deposits: Son en general depósitos granulares compuestos por cantos y bolos redondeados con poca o ninguna matriz, la potencia de los mismos varía entre los centímetros y los pocos metros.

Glacial Till: Son depósitos glaciales cohesivos (arcillas) entre los que se encuentran embebidos cantos y bolos de tamaños muy variables (de entre pocos centímetros a métricos). Son en general duros a muy duros pero excavables con maquinaria convencional (retroexcavadoras medias o cucharas).

Depositos marinos / Terrenos ganados al mar: Formados en general por rellenos blandos de tipo marisma. También son denominados RED (Reclaimed Estuarine Deposits) o CRED (Cohesive Reclaimed Estuarine Deposits)

Turba (Peat): Suelo orgánico muy blando y de difícil caracterización debido a los diferentes orígenes (vegetal o animal) y grados de descomposición.

Spent oil Shale (SoS): Material granular procedente del quemado de los esquistos de donde se extraía el aceite bituminoso antiguamente. Es un material reciclado inerte utilizado para la construcción de rellenos y terraplenes de carreteras.

Tipos de Rocas donde apoyan las diferentes cimentaciones:

Areniscas (Sandstone): Rocas sedimentarias, variables en su composición y dureza, desde los 20 MPa hasta los 60 – 70 MPa

Argilitas (Mudstone): Roca sedimentaria algo más débil que la arenisca aunque apta para cimentación, Las resistencias varían entre los 3 y los 30 MPa por regla general.

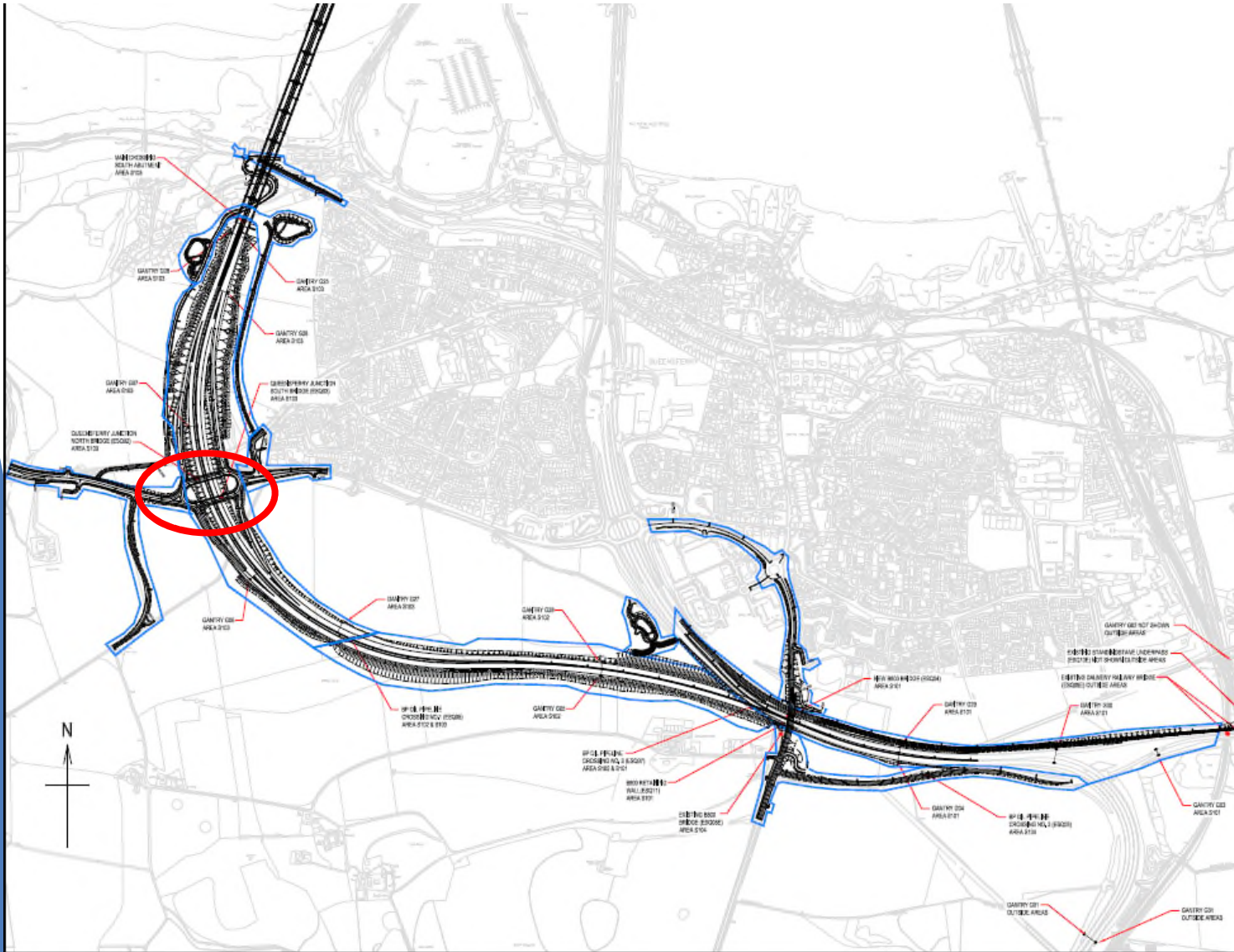
Dolerita (Dolerite): Roca ígnea de elevada dureza (de entre 60 y 120 MPa), excavable mediante voladura o martillo picador pesado.

Limolitas (Siltstone): Roca sedimentaria de grano más fino que la sandstone pero generalmente más dura, pudiendo llegar a los 130 MPa.

Toba (Tuff): Se clasifica como roca, si bien es un conglomerado formado por arenas y gravas de diferentes rocas y cenizas volcánicas. De dureza media – baja, es muy alterable frente al agua. Cuando no está alterada, la resistencia está en torno a los 10 MPa.

CARRETERAS DE ENLACE SUR

DESCRIPCIÓN DEL TRAZADO

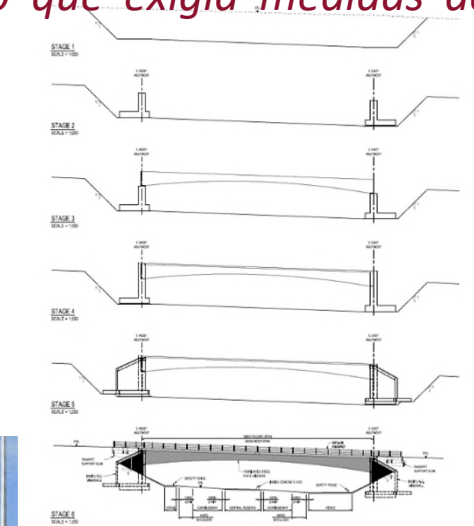


Circunvala la zona de South Queensferry enlazando la M-90 a su salida de Edimburgo.

En general los terraplenes son bajos y hay poco desmante, Dada su geología favorable, no ha hecho falta ningún tratamiento del terreno significativo.

La estructura más importante en lo que a tamaño se refiere es el “Queensferry giratory” que hace de salida de la autovía principal del puente hacia el pueblo de South Queensferry y se eleva sobre la autovía.

Para las carreteras de enlace sur, de las actuaciones más importantes desde el punto de vista geotécnico eran los taludes de excavación para la construcción de estructuras. En especial el Queensferry giratory, con un vano único de unos 60 m. Algunas excavaciones se llevaron a cabo en taludes de carretera existentes lo que exigía medidas de contención provisionales



PUENTE PRINCIPAL

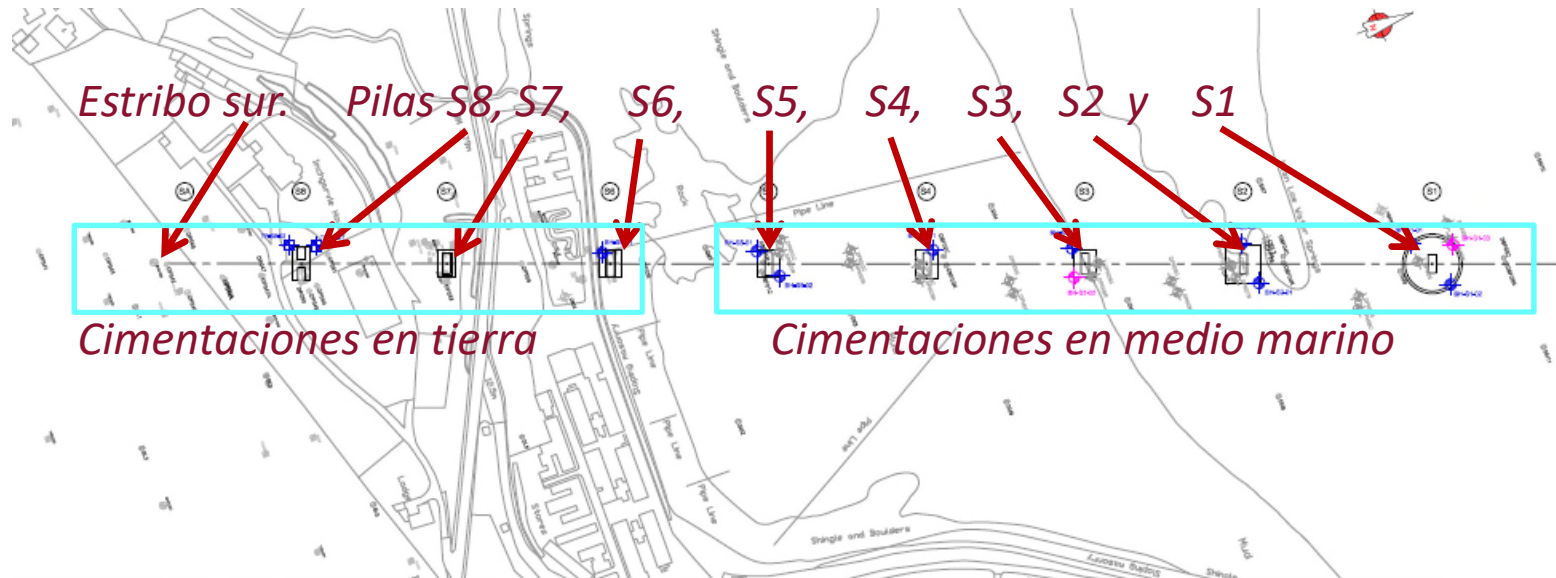
GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

En el estuario del Forth, aparecen superficialmente unos depósitos aluviales flojos, unos depósitos fluvio-glaciares granulares de compacidad media y “Glacial Till”, fundamentalmente cohesivo, de consistencia dura o muy dura y con presencia de bolos. El espesor total de estos depósitos es de unos 20-25 m en la mayor parte del estuario.

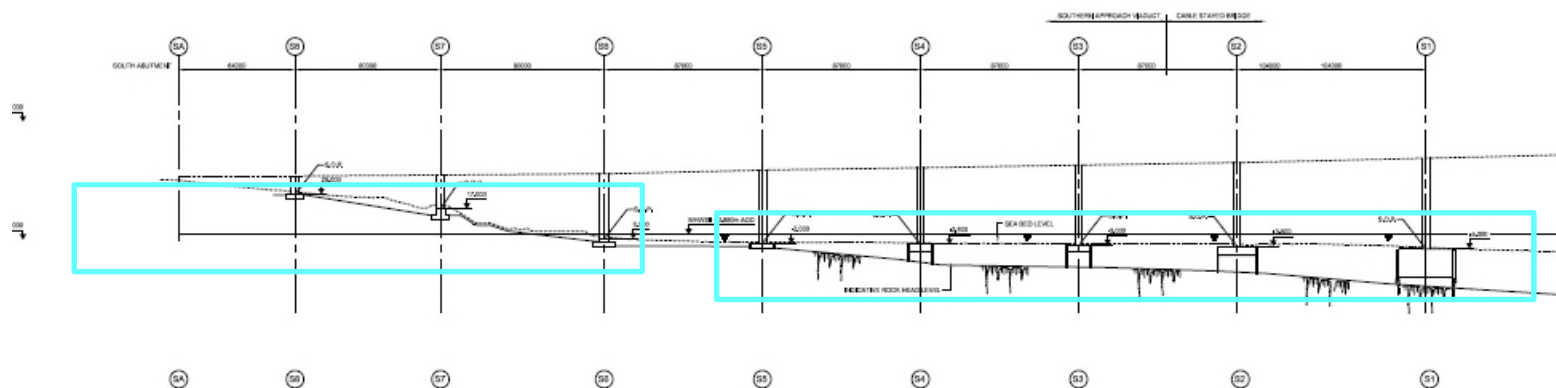
Por debajo de estos depósitos cuaternarios aparece el sustrato rocoso compuesto por areniscas (Sandstone), argilitas (Mudstone) y limolitas (Siltstone) sobre las que apoyan la S1, la NT y la ST. Por debajo de estas formaciones aparece la dolerita, que aflora en la isla donde se apoya la Torre Central. Todo este sustrato rocoso presenta un RQD muy alto y resistencias a compresión simple elevadas.



DESCRIPCIÓN DE LAS CIMENTACIONES



VIADUCTO SUR



DESCRIPCIÓN DE LAS CIMENTACIONES

Estribo sur y pilas en tierra, S8 y S7



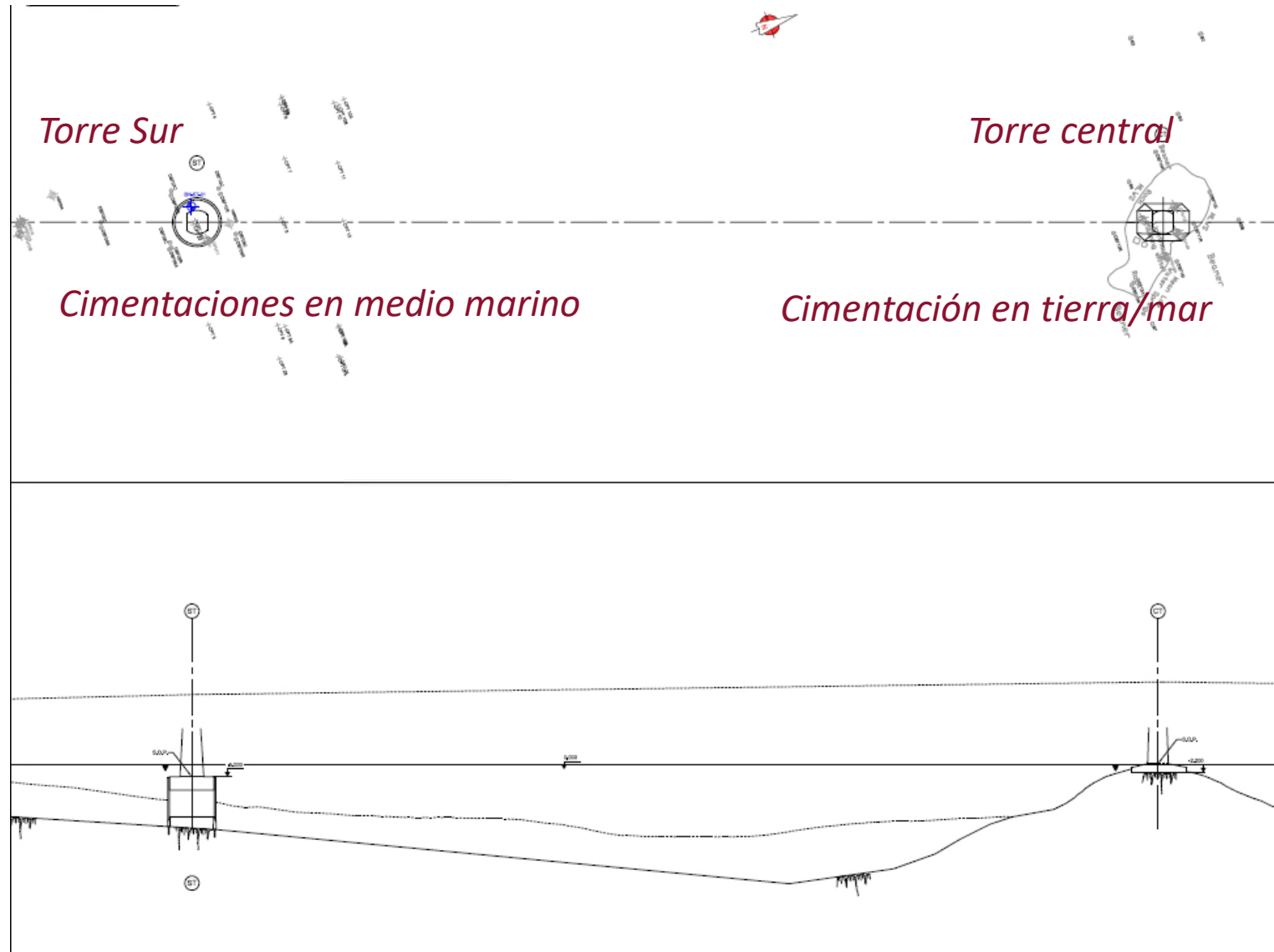
DESCRIPCIÓN DE LAS CIMENTACIONES



Pilas en mar

- S6 Cimentada en Dolerite*
- S5 Cimentada en
Mudstone/Siltstone/Dolerite*
- S4 Cimentada en Mudstone*
- S3 Cimentada en Mudstone/
Sandstone*
- S2 Cimentada en Sandstone*
- S1 Cimentada en Mudstone/
Sandstone*

DESCRIPCIÓN DE LAS CIMENTACIONES



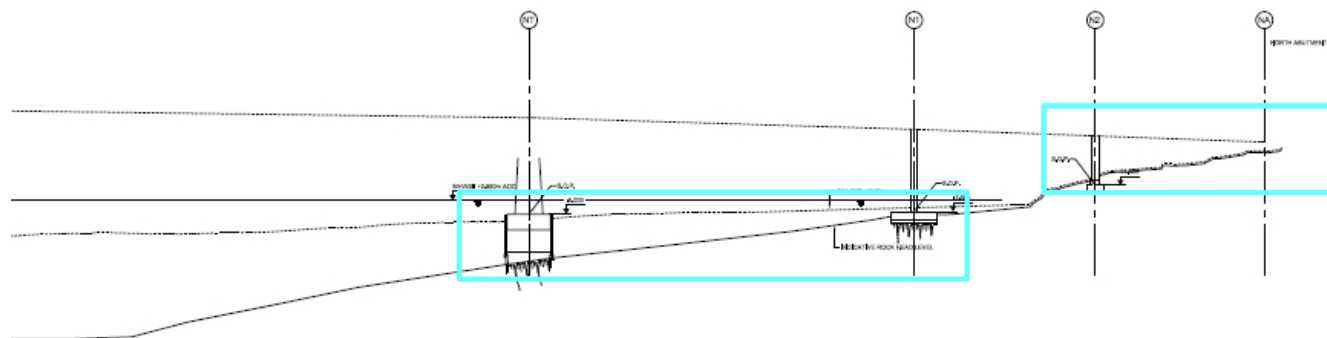
DESCRIPCIÓN DE LAS CIMENTACIONES



DESCRIPCIÓN DE LAS CIMENTACIONES



VIADUCTO NORTE

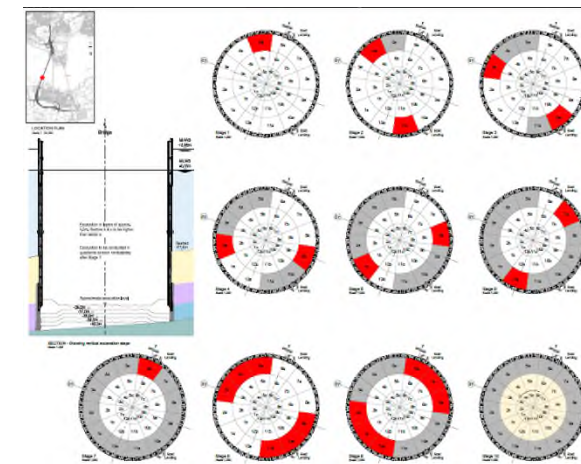
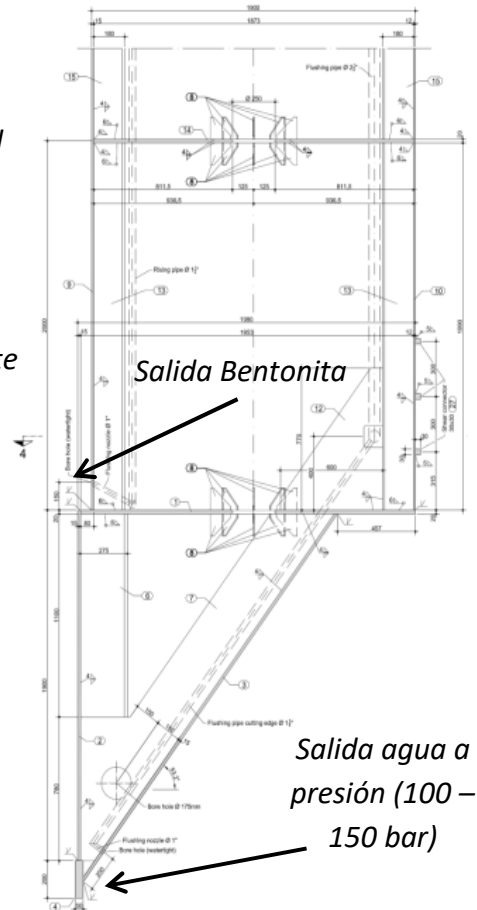
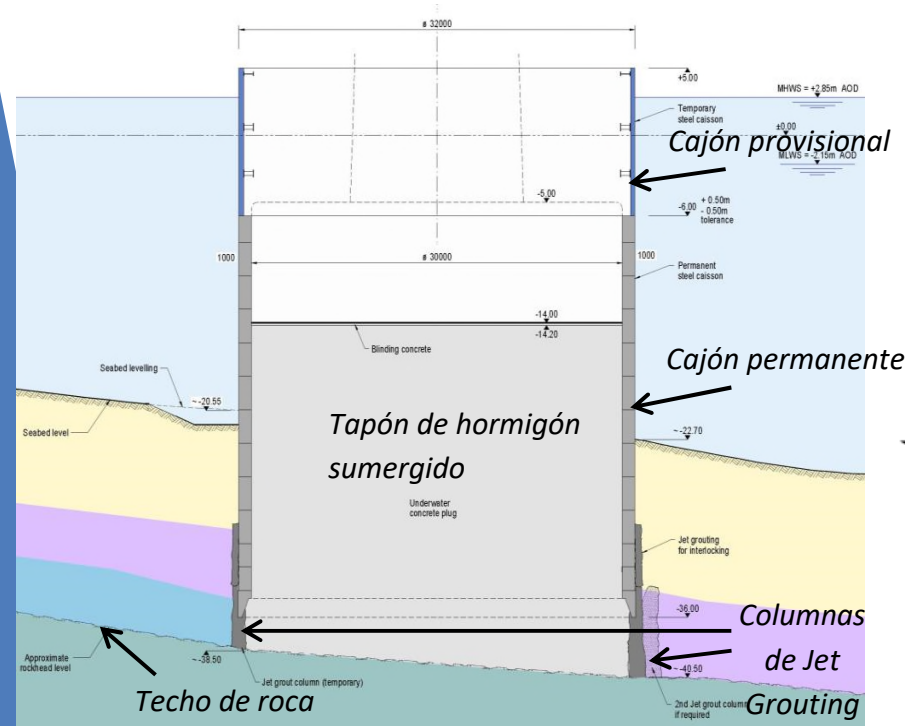


DESCRIPCIÓN DE LAS CIMENTACIONES



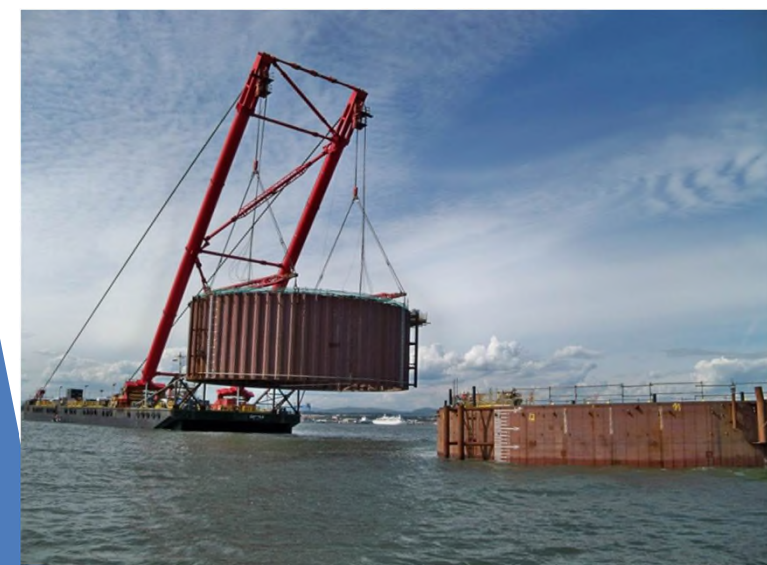
CAJONES HINCADOS. PERMANENTES Y PROVISIONALES

La hinca de los cajones PERMANENTES (Pila S1 y Torres Sur y Norte del puente), se realizaba rellenando el hueco perimetral del cajón con hormigón a modo de lastrado y excavando en el interior del cajón con dos cucharas bivalvas de manera simultánea y en lados opuestos. Durante la hinca se inyectaba bentonita en el perímetro para reducir la fricción con el terreno y se inyectaba agua a alta presión (100-150 bar) por la punta para “abrir camino” al cajón. La inclinación del cajón se controlaba con un lastrado selectivo de los diferentes segmentos y excavando de manera diferencial en el interior del recinto



Los cajones provisionales, se ensamblaban encima de los permanentes una vez que se había realizado un primer fondeo de éstos y consistían en una chapa plegada, simulando tablestacas, de 11 m de altura a modo de cilindro, con arriostramientos circulares y diagonales. El peso de estos cajones provisionales rondaba los 3.000 kN.

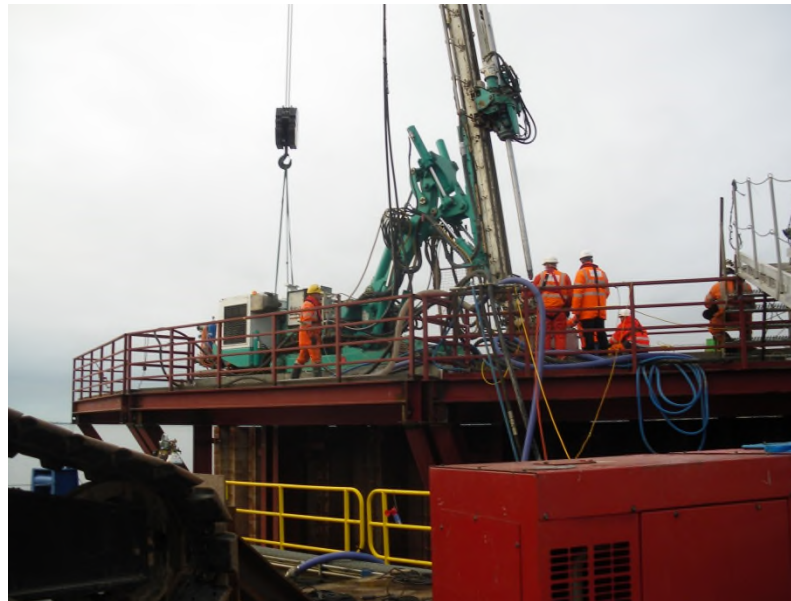
PILA S1 Y TORRES SUR Y NORTE COLUMNAS DE JET



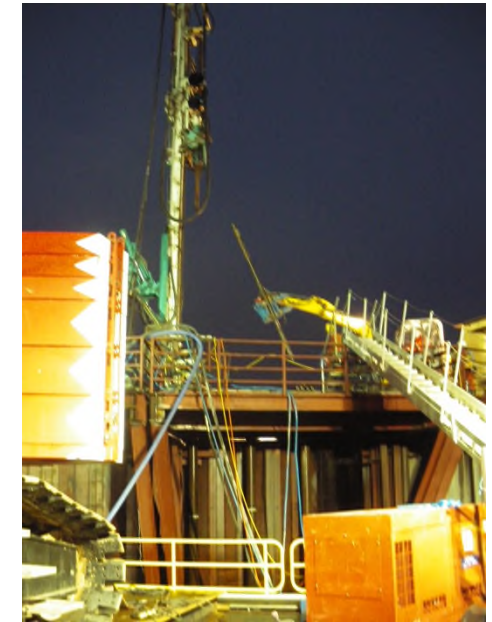
Colocación cajón provisional Torre Sur



Una vez realizada la hinca definitiva, se llevaba a cabo un sellado perimetral del fondo entre la roca y el cajón mediante columnas de jet grouting, para poder terminar la excavación interior hasta alcanzar la roca.



Replanteo de las columnas en las estructuras superiores



Ejecución de las columnas de Jet Grouting

PILA S1 Y TORRES SUR Y NORTE COLUMNAS DE JET

Las columnas de Jet se realizaron con una configuración de 1 o 2 anillos dependiendo de si se encontraban en terreno granular (fluvio glacial deposits) o Cohesivo (Glacial Till).



www.tempjet.com

THERMISCHES BERECHNUNGSMODELL ZUR REICHWEITENERMITTLUNG VON DÜSENSTRAHLSÄULEN

ALLGEMEINES

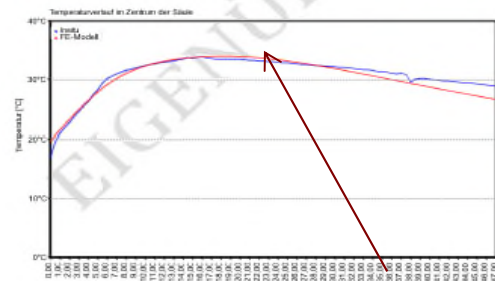
Baustelle: FCBC
 Ausführende Firma: Rodio
 Säulennummer / Herstelldatum: ST15 / 14.11.2012
 DSV-Oberkante / Unterkante: 32.50 / 40.50 [m] / [m] *Posición del sensor*
 Einbautiefe des Temperaturfühlers: 38.50 [m]

BODEN

Bodentyp: SCHLUFF, sandig *Tipo de terreno*
 Lagerungsdichte / Konsistenz: halbfest
 Dichte feucht / Dichte trocken: 2090 / 1750 [kg/m³] / [kg/m³]
 Wassergehalt / Sättigung: 0.34 / 1.00 [-] / [-]
 Wärmespeicherkapazität / Wärmeleitfähigkeit: 2923 / 0.00 [kJ/(m³.K)]/[kJ/(m.h.K)]
 Der Wert für Wärmespeicherkapazität wurde manuell verändert.
 Der Wert für Wärmeleitfähigkeit wurde manuell verändert.

DSV-SUSPENSION

W/Z - Wert: 1.0
 Bindemittel: 1367_Schottland_NaCl_CEM1525



ERGEBNIS

Durchmesser: 1.30 m
 Zementgehalt: 230 kg/m³

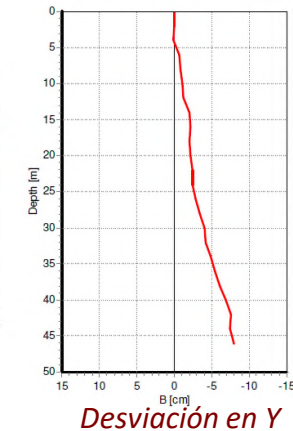
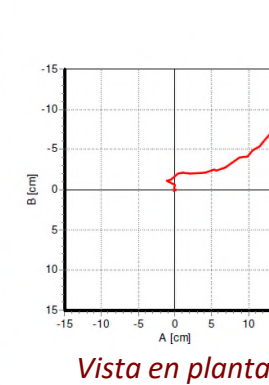
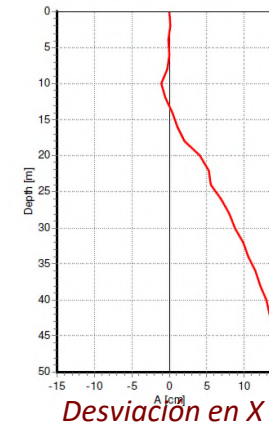
*Diámetro estimado y
 Contenido de cemento por m³*

Se ajusta la curva medida en terreno a una "teórica"

Se controlaba la desviación de los taladros mediante inclinómetros dentro del varillaje (previa a la ejecución de la columna), si bien los resultados procesados se obtenían con la columna terminada.

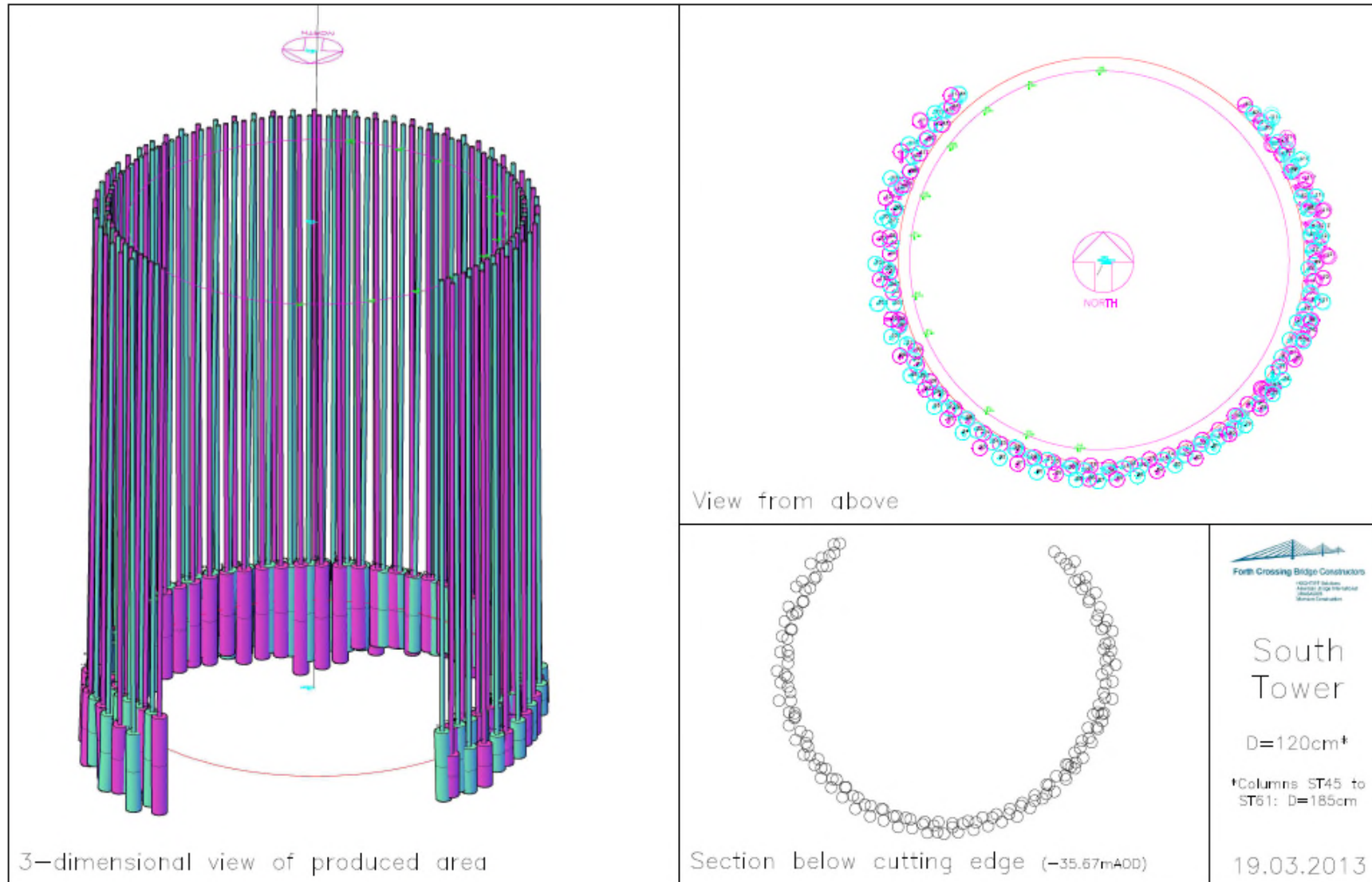
Project: Forth Crossing Bridge

Bohrlochverlauf



El diámetro de las columnas se controlaba mediante el método del Temp – Jet. Este método consiste en situar una serie de sensores de temperatura en el eje de la columna todavía fresca a diferentes alturas y medir la variación de temperatura con el tiempo en el interior.

PILA S1 Y TORRES SUR Y NORTE COLUMNAS DE JET

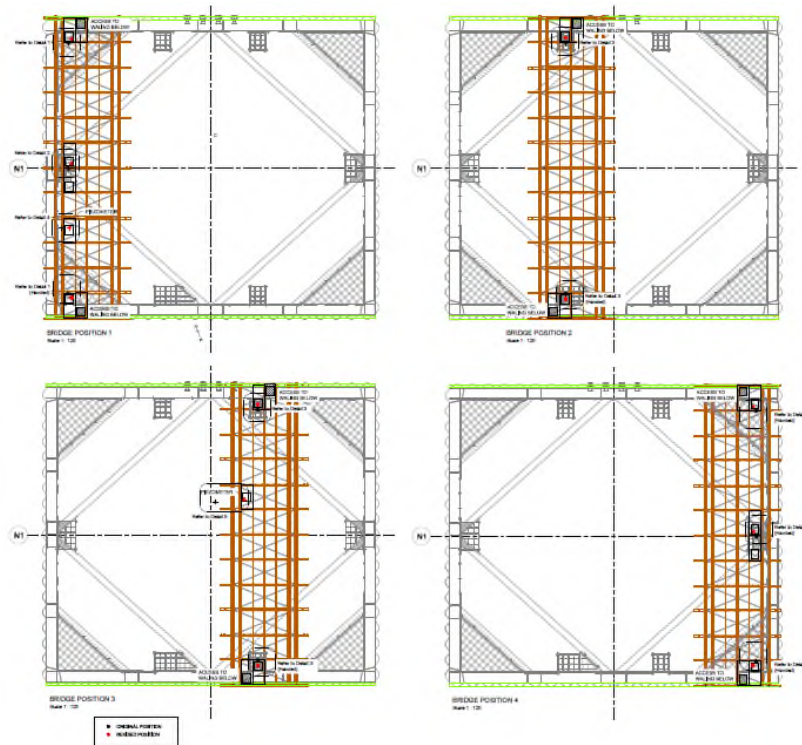


PILA N1

La pila N1 está cimentada en Tuff, Un conglomerado formado por gravas de diversos tipos cementadas con cenizas volcánicas. Es muy alterable en contacto con el agua, por lo que debía estar expuesta el mínimo tiempo posible.

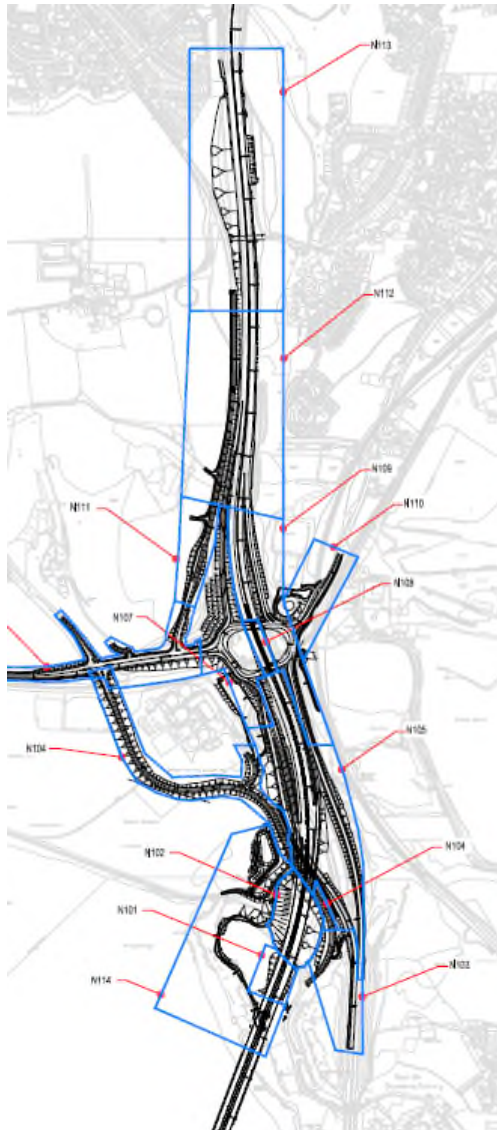
Se dragó hasta 0.5 – 1m por encima de cota definitiva de cimentación y se realizó una zanja perimetral. Se colocó el cofferdam y se hormigonó la zanja tanto por el interior como por el exterior.

Para permitir el vaciado se realizaron 10 pozos para el rebajamiento del nivel de agua interior.





CARRETERAS DE ENLACE NORTE Y ZONA PORTUARIA



DESCRIPCIÓN DEL TRAZADO

Entronca con la M90 a su salida del puente antiguo de carretera. Este enlace es más complicado que el tramo sur ya que presenta la interferencia de numerosas estructuras existentes además de un desnivel considerable entre la zona del estribo del puente principal y el enlace con la M90.

Este desnivel, inicialmente estaba pensado salvarlo mediante una estructura metálica pilotada pero se sustituyó en fase de oferta por un terraplén de unos 20 m de altura realizado con Spent Oil Shale, material reciclado que permitió abaratar sustancialmente el proyecto.

En general, en esta zona, la geología del trazado es bastante desfavorable ya que en poco espacio están presentes una gran diversidad de suelos, en general con poca capacidad portante

GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

Conforme nos aproximamos al puente las zonas con terrenos blandos y complicados se acentúan. Los tipos de terreno presentes en el área incluyen:

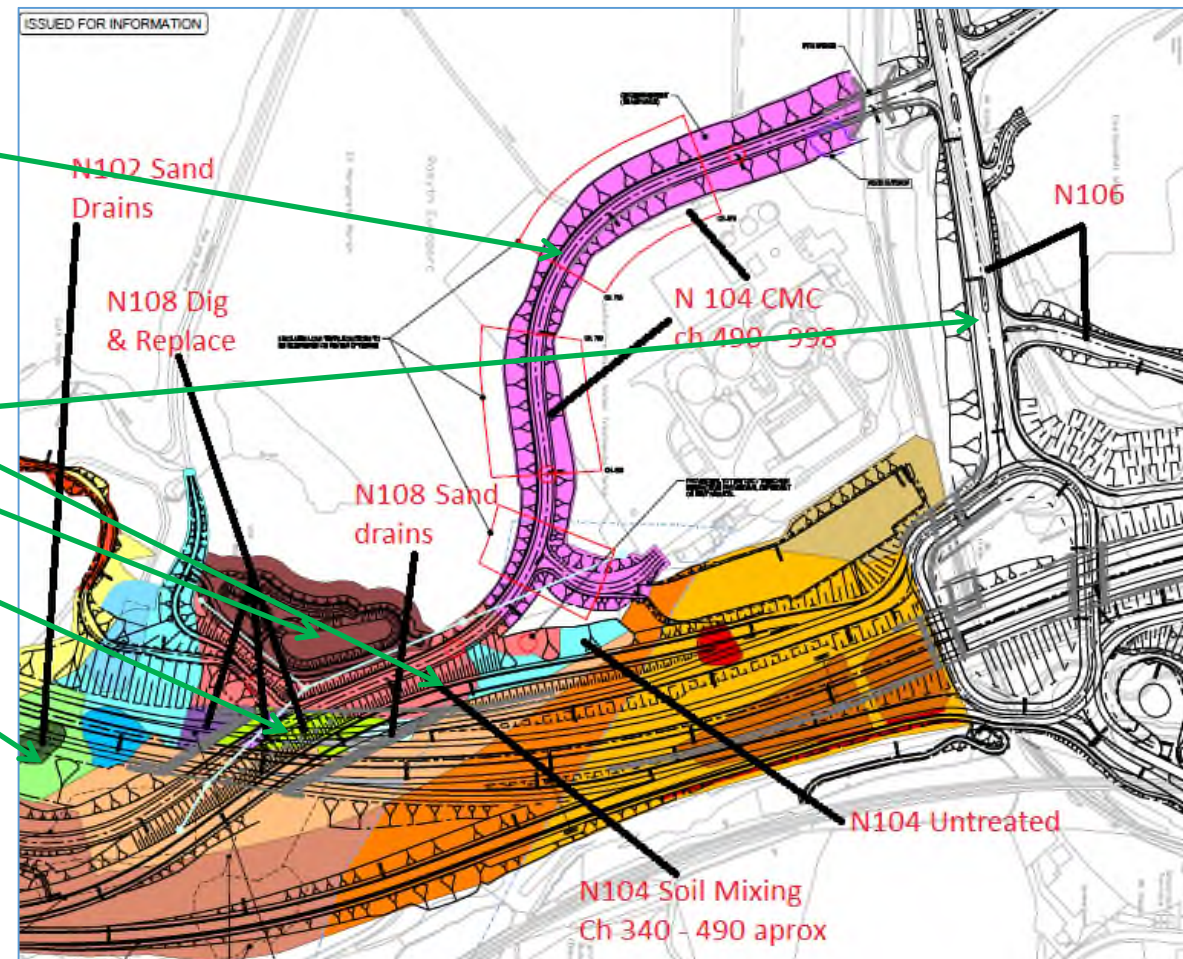


- *Zonas portuarias antiguas (cubiertas por terrenos ganados al mar)*
- *Turbas*
- *Marismas*
- *Zonas de antigua cantera rellenadas*
- *Zonas de afloramientos rocosos.*
- *En un mismo area existen los tres tipos de roca principales:*
 - *Sandstone*
 - *Mudstone*
 - *Dolerite*

ACTUACIONES GENERALES

Para las carreteras de enlace norte, las actuaciones desde el punto de vista geotécnico incluían (tanto para situación permanente como provisional):

- Columnas de módulo controlado (CMC)
- Trenchmix
- Precarga
- Sustitución
- Drenes de arena
- Drenes mecha
- Anclajes sin inyección
- Pilotaje in situ
- Pilote hincado de hormigón (zona portuaria)
- Pilote hincado metálico (dentro de edificaciones en el puerto)



COLUMNAS DE MÓDULO CONTROLADO (CMC) y TRENCHMIX:

Terraplenes a colocar sobre las columnas de entre 5.5 y 7 m de altura. El diseño de detalle se realizó con ayuda del programa PLAXIS v10.

CARACTERÍSTICAS:

- Columnas de 350 mm de diámetro y de entre 12 y 16 m de profundidad*
- Zanjas de hasta 7 m de profundidad*
- Espaciamiento variable en función de la altura del terraplén*
- Geomalla de refuerzo sobre la plataforma de trabajo y bajo la capa de reparto (500 mm)*
- Precarga final 2 – 3 meses*
- Medición aproximada 35000 ml*



PILOTES 1500 mm in situ:

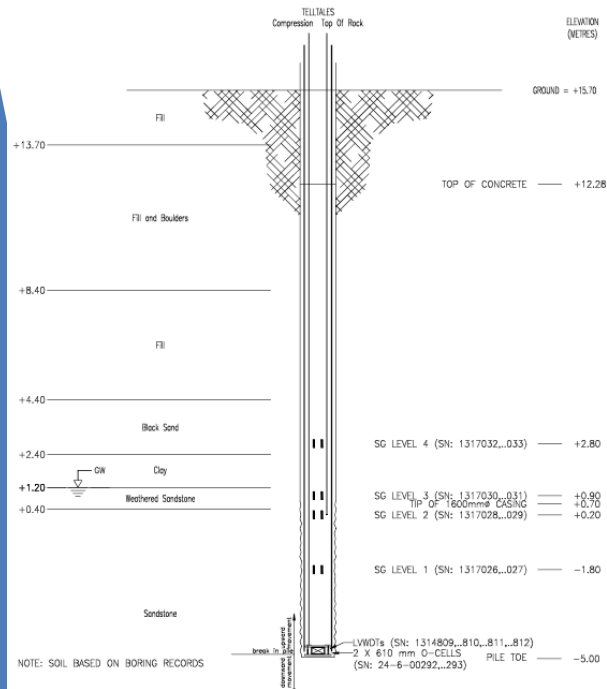
Utilizados para los estribos y pilas centrales de la estructura FT01, un puente de 2 vanos de unos 65 m de largo cada uno. Esta estructura estaba inicialmente planteada con pilotaje de 1200 mm en los estribos y 1500 mm en las pilas centrales. Existían un total de 182 pilotes de 1200 y 9 de 1500 mm. Finalmente se cambió por un total de 35 pilotes de 1500 mm. 17 en el estribo norte, 9 en las pilas centrales y 9 en el estribo sur

A estos pilotes se le añadieron 2 estructuras de suelo reforzado (tierra armada) en los accesos a los estribos norte y sur. Los terraplenes de acceso inicialmente planteados descansaban sobre pilotes.

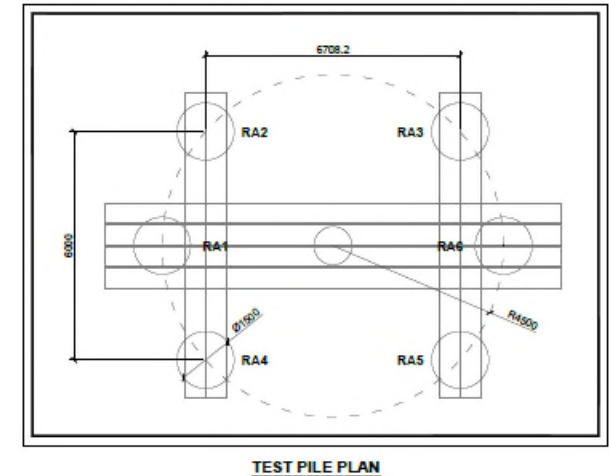
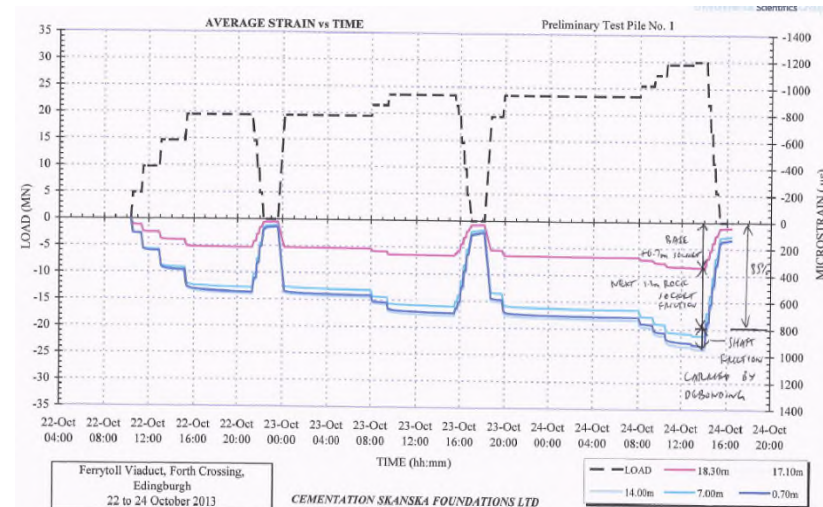
Los pilotes ejecutados empotraban en roca sana un mínimo de 5 m. La roca presente en la zona podía ser de tres tipologías, Mudstone, Sandstone o Dolerite. Para el caso de encontrar Dolerite se trajo un multimartillo Atlas Copco de 1500 mm de diámetro. La pilotadora era una BG 40. Para el caso de empotramiento en Sandstone o Mudstone los pilotes se ejecutaron con entubación y hélice. Se realizaron 2 pruebas de carga sobre los pilotes. Una mediante el sistema bidireccional (O-Cell) y otra mediante estructura anclada a pilotes de reacción.



Prueba de carga 1: Célula Osterberg



Prueba de carga 2: Pilotes de reacción





Pilotes prefabricados

Se ejecutaron en la zona portuaria. Se valoró la realización de un tratamiento del terreno tipo columnas de grava o drenes mecha + precarga, pero por problemas de disponibilidad de espacio y plazo se descartó.

Se instalaron pilotes individuales o por parejas y se dispusieron los plintos de apoyo para las secciones del puente.

PILOTES PREFABRICADOS DE HORMIGÓN HINCADOS:

Utilizados para los apoyos en el exterior de las secciones del puente tras su hormigonado.

Se instalaron 988 pilotes de longitudes comprendidas entre los 7 y los 15 m.

PILOTES PREFABRICADOS METALICOS HINCADOS:

Utilizados para los apoyos en el interior de las naves de las secciones del puente para su hormigonado. Diámetros 273 y 323 mm. Las longitudes medias estaban del orden de 8 – 10 m



MUCHAS GRACIAS POR SU ATENCIÓN

ANCLAJES SIN INYECCIÓN: Utilizados para excavaciones provisionales en taludes. Son un tipo de anclajes muy versátiles que se (pueden instalar a cualquier profundidad) o medianamente profundos.

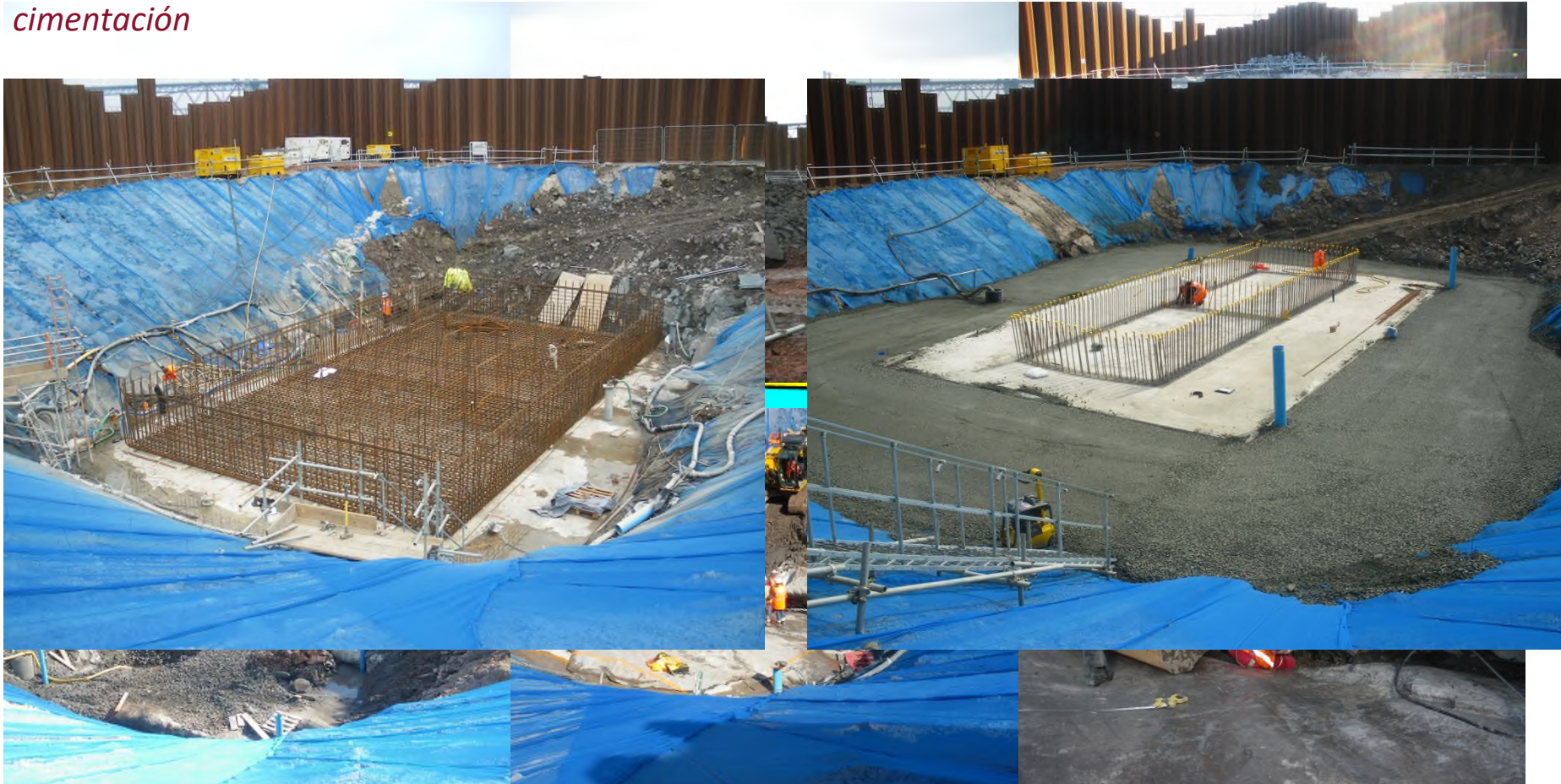


3 m de

PILA S6

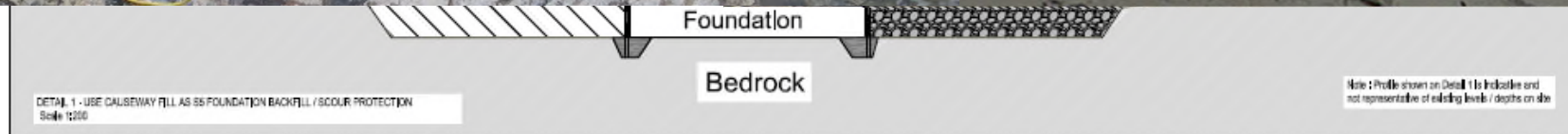
ACTUACIONES GENERALES

Pila S6: Se construyó una península – presa con espaldones de escollera, cuerpo de SoS y núcleo de arcilla. Se hincaron tablestacas hasta cota de roca. Se ejecutaron 6 pozos de alivio para vaciar el interior de la península y ejecutar la cimentación. Se echó hormigón en masa desde roca hasta cota inferior de cimentación



PILA S5 ACTUACIONES GENERALES

Pila S5: dragado y colocación de cofferdam de tablestacas. Pozos de alivio para vaciar el interior. Se prolongó la península de la S6 para poder acceder desde tierra.

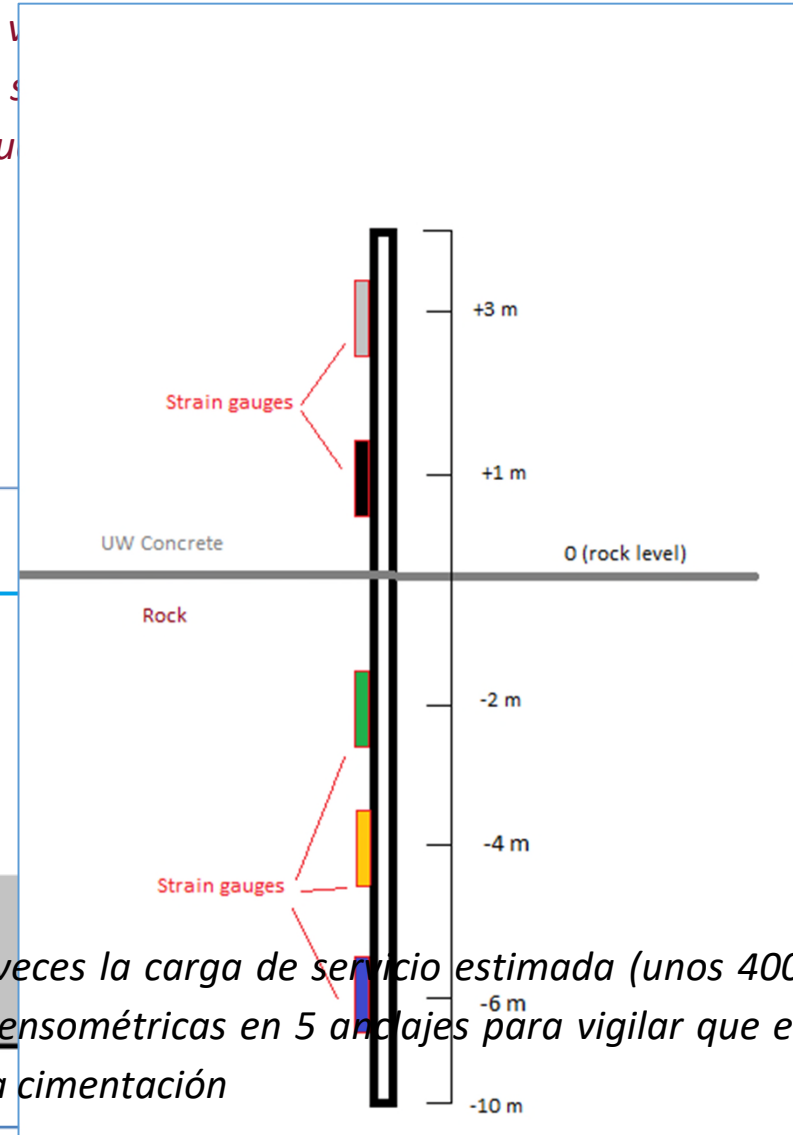


PILA S4

ACTUACIONES GENERALES



ides 1/1. Se v
de hormigón s
subpresión cu



Se realizó una prueba de carga en los anclajes hasta 1.5 veces la carga de servicio estimada (unos 400 kN). Como medida de seguridad se instalaron galgas extensométricas en 5 anclajes para vigilar que el tapón no se levantase durante el vaciado y realización de la cimentación

TORRE CENTRAL ACTUACIONES GENERALES



DRAGADOS



Sociedad Española de
Mecánica del Suelo e
Ingeniería Geotécnica

SUPERJET GROUTING PARA EL AUMENTO DE CALADO EN EL PUERTO DE RAOS (SANTANDER)

55 Jornadas de Interés Geotécnico

21 de abril de 2021

Diego Gómez Santiago





Proyecto: “Aumento de calado en el Muelle 1 de Raos. Puerto de Santander”

UTE CALADO MUELLE RAOS

DRAGADOS

GEOCISA

DRACE
infraestructuras

 **Arruti**
EMPRESA CONSTRUCTORA

Muelle Raos 1

Puerto de Santander

OBJETIVO DE LA OBRA

Aumento de calado desde la cota -13.00 a la -15.00

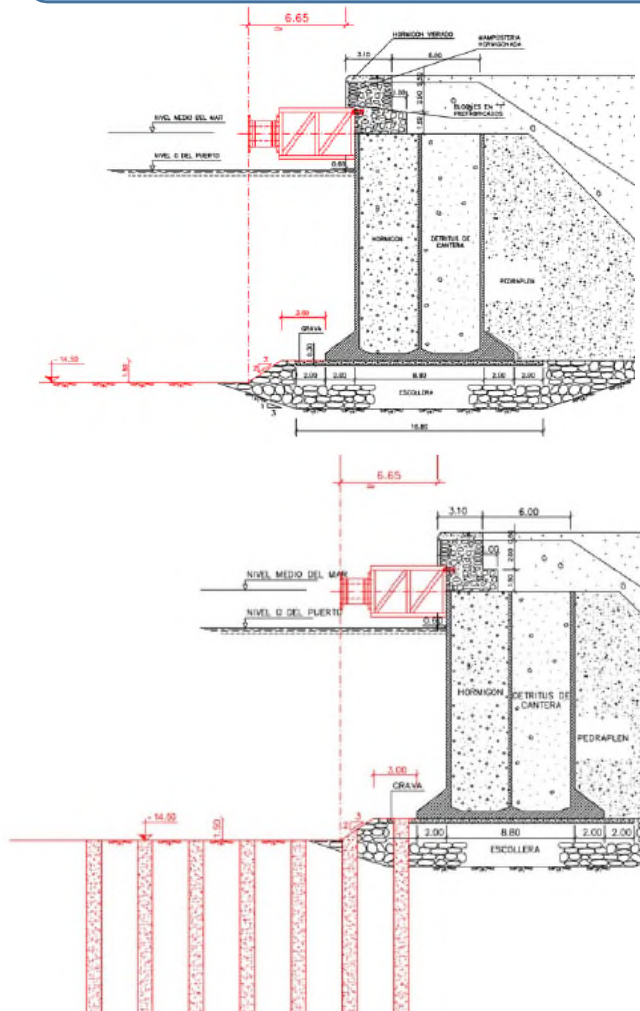


Tabla 1. Parámetros de los buques máximos que podrán atracar en el Muelle 1 de Raos.

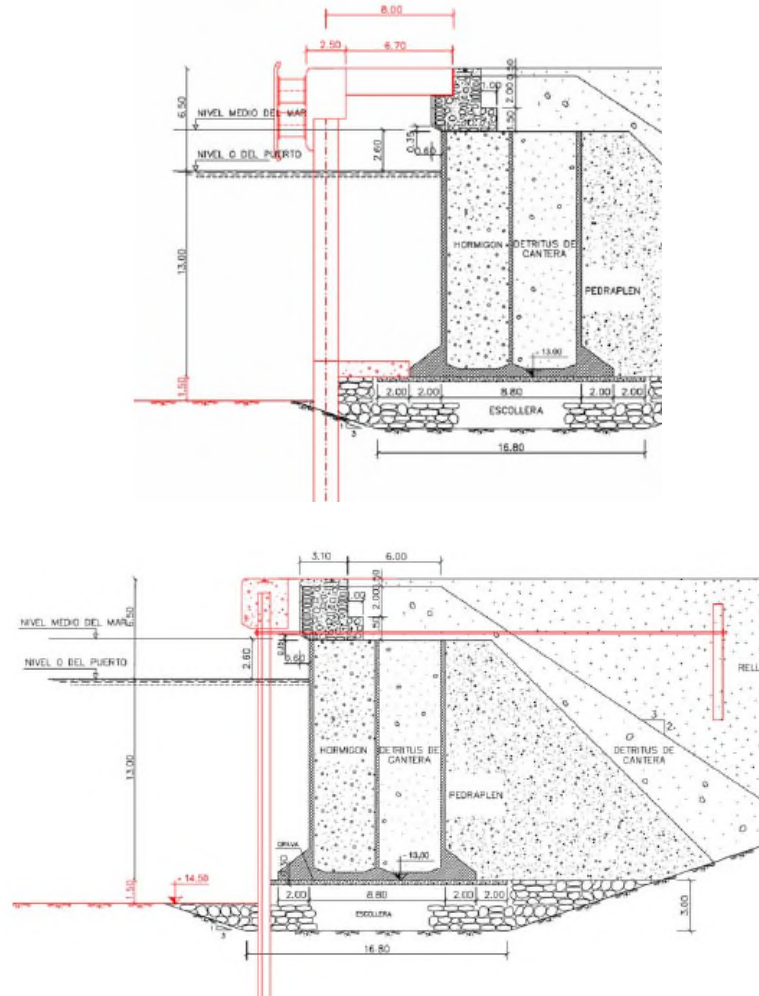
TIPO DE BUQUE		PARAMETROS REPRESENTATIVOS DEL BUQUE				
	CLASE	TPM	Desplazamiento Δ_{pc} (t)	Eslora (m)	Manga (m)	Calado a plena carga (m)
Granelero	Panamax	70.000	86.000	236	32.30	14.00
Mercante de carga general	Handy-Sized	40.000	54.700	224	31.60	14.00
	CLASE	TEUs				
Portacontenedores	Panamax	2.000	59.100	256	32.30	12.60

ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

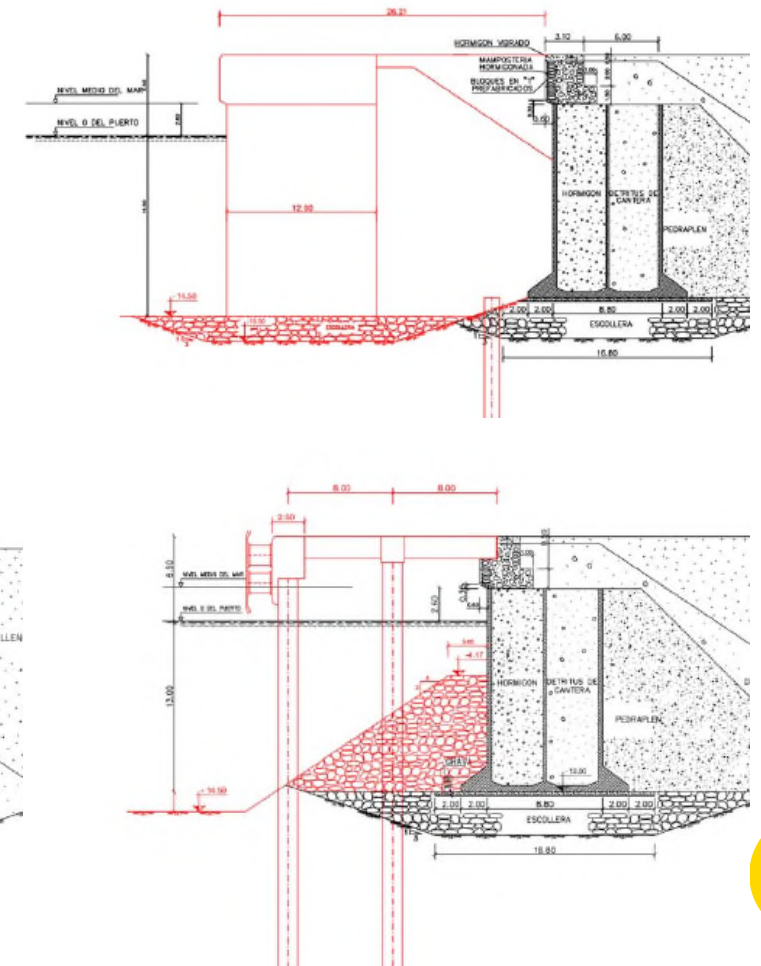
Dragado con/sin tratamiento
del terreno



Filas Pilotes.
Pantalla tablestacas



Adelantamiento de la línea
de atraque.



SOLUCIÓN ADOPTADA.

1. Super Jet Grouting

315 m de muelle / 14.635 m³

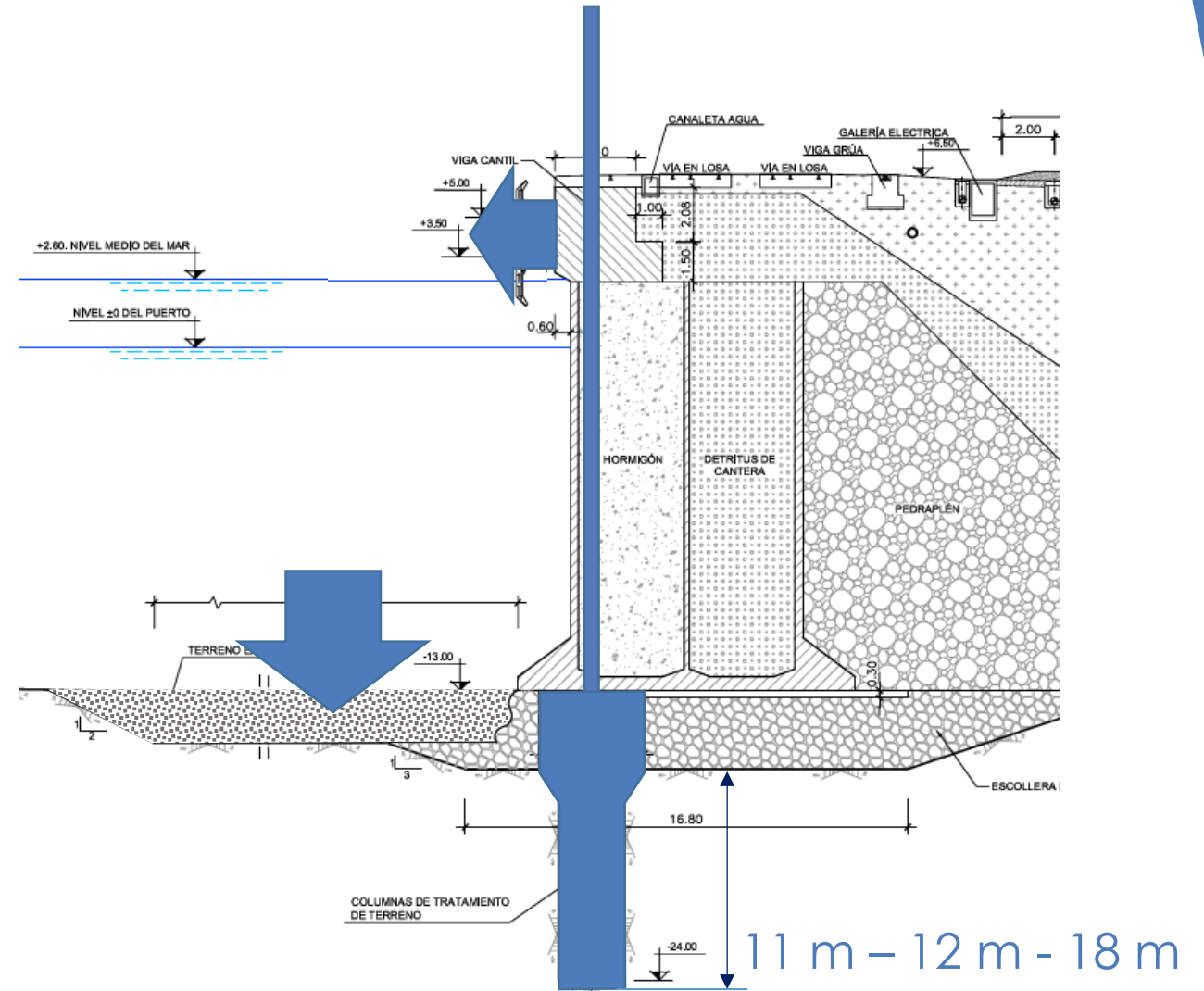
Long. tratamiento de 11 a 18m

2. Dragado

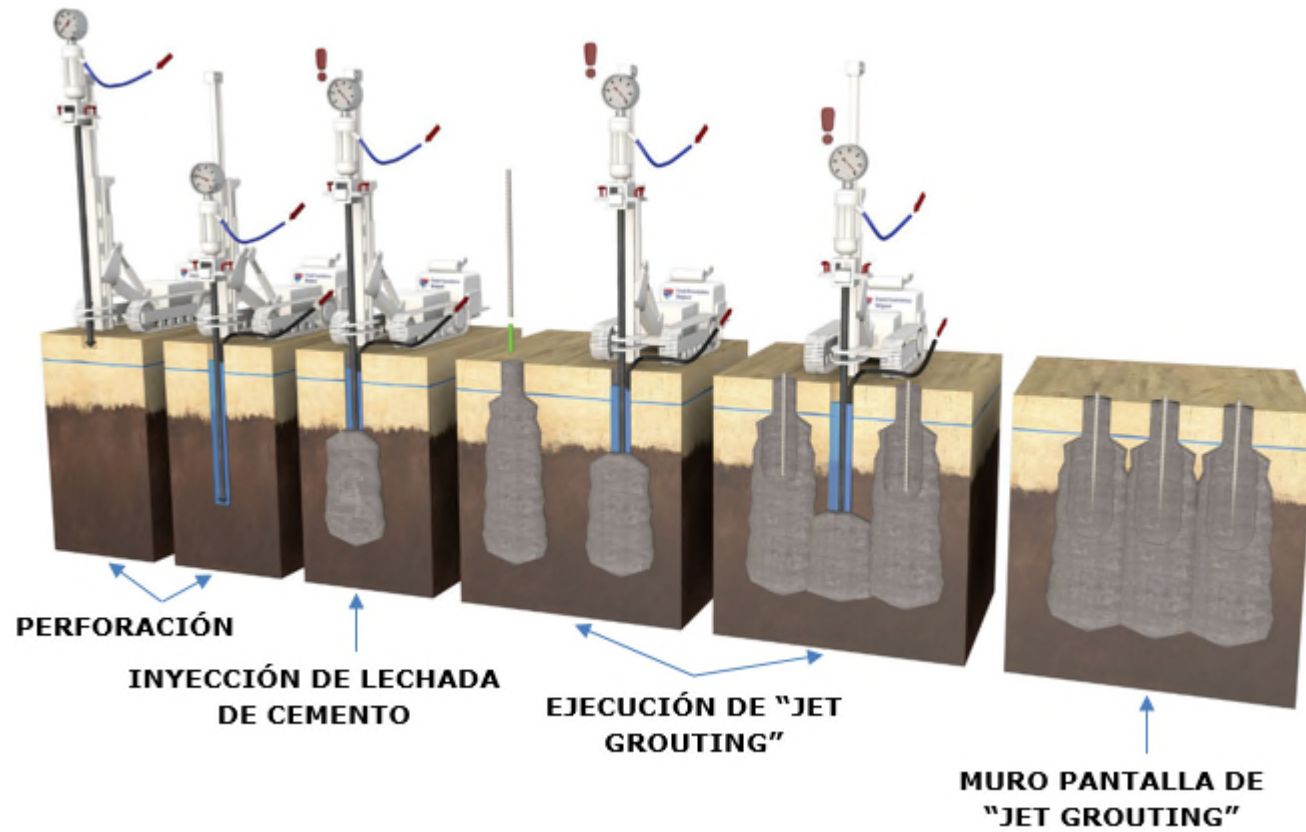
42.000 m³

3. Defensas

Adelantan 1,40 m

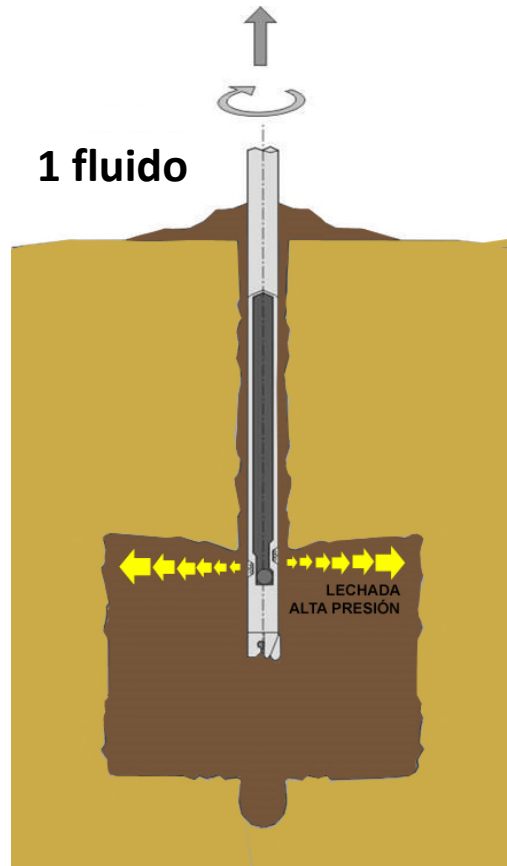


SUPER JET GROUTING

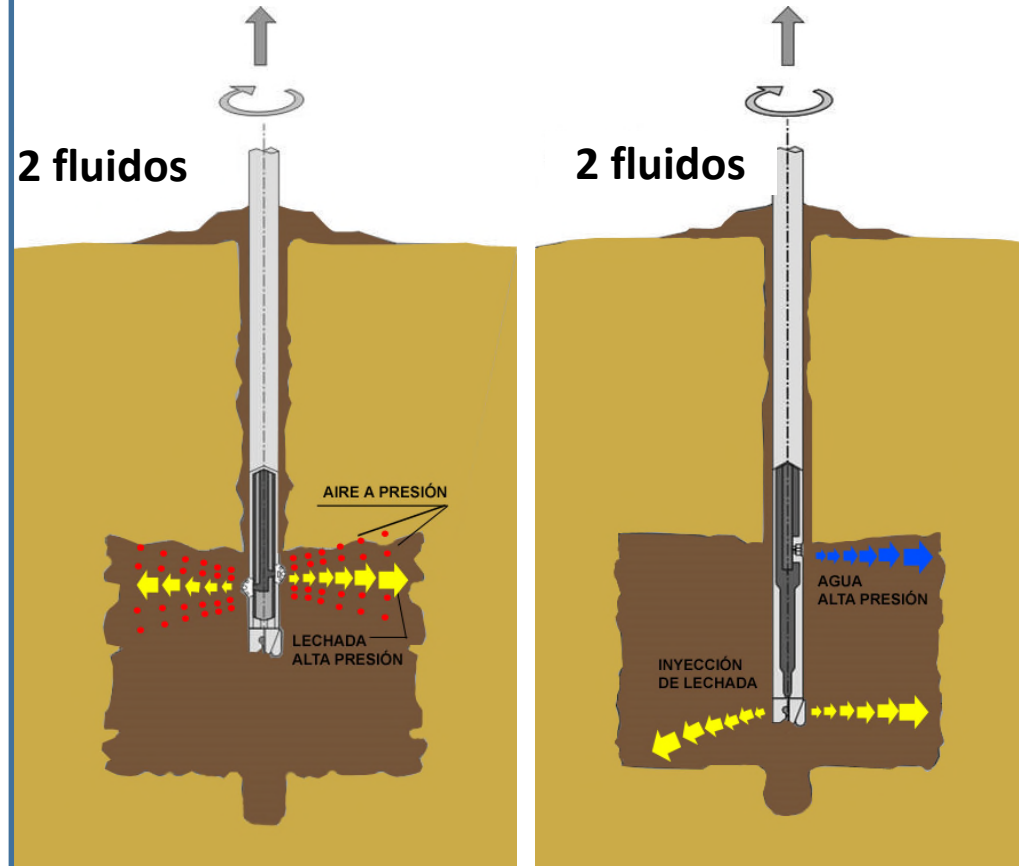


Tipos de Jet Grouting

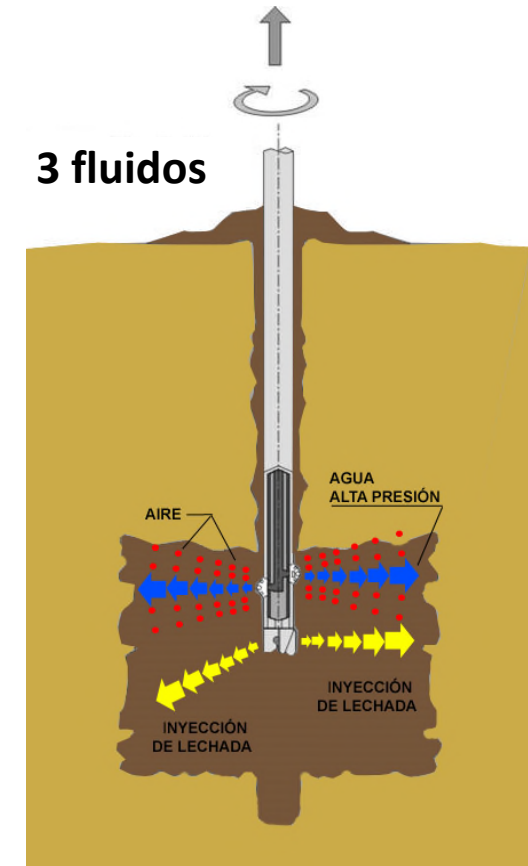
Jet 1



Jet 2



Jet 3



Super Jet Grouting

OBJETIVO DEL TRAMIENTO

1. Parámetros terreno

TERRENO	DESCRIPCIÓN	(KN/m ₃) γ _{nat}	CORTO	LARGO PLAZO	
			Cu (kPa)	C' (kPa)	φ (°)
K2 (lg)	Limos grises alterados	20	150	8	27,5 °
	Limos grises sanos	21,5	300	12	29,5 °
K2	Arcillas y margas granates	20,4	120	20	18 °
K3 V-VI	Conglomerados alterados	19,3	150	15	18 °
K3 I-IV	Brechas calcáreas	21,7	450	28	25 °

C' = 15 KPa

2. Parámetros del terreno tratado

	γ _d (t/m ³)	γ _{sat} (t/m ³)	φ	c (t/m ²)	v	E (t/m ²)
Super jet	2,00	2,00	10	57	0,25	700.00

C' = 570 KPa

Testigos extraídos de terreno tratado **RCS > 3,0 Mpa**
(tanto en la banqueta de escollera como en el Keuper)

CAMPO DE PRUEBAS.

Elección del tipo de jet:

- Jet 2: —————→ 9 COLUMNAS
 - 1ª fase: aire + agua
 - 2ª fase: aire + lechada.
- Jet 3. —————→ 3 COLUMNAS

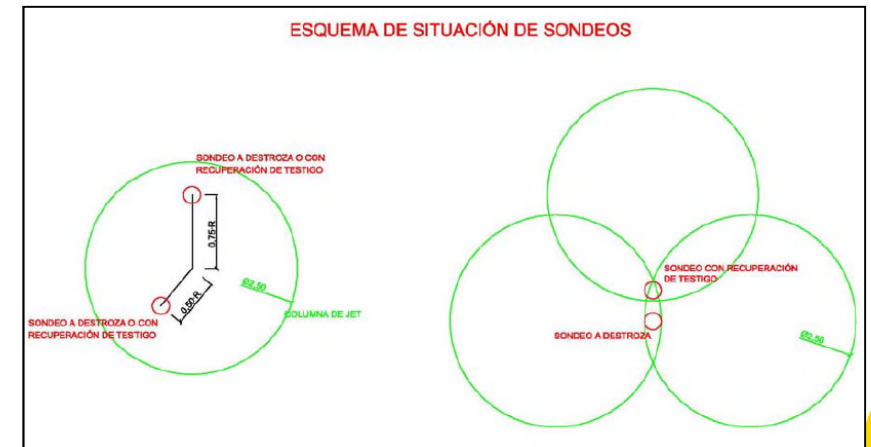
Presiones de inyección: 450 – 500 bar.

Consumos de cemento:

- 1.600 – 2.100 kg/m Keuper (6 – 8 min/m) + Precorte
- 1.800 – 2.600 kg/m Escollera (8 – 12 min/m)

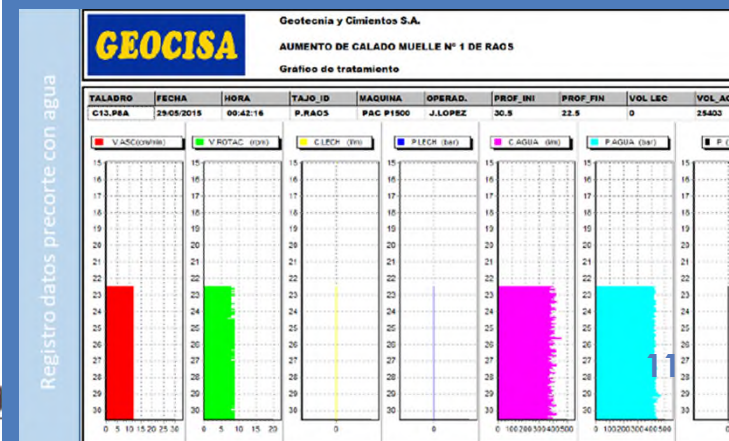
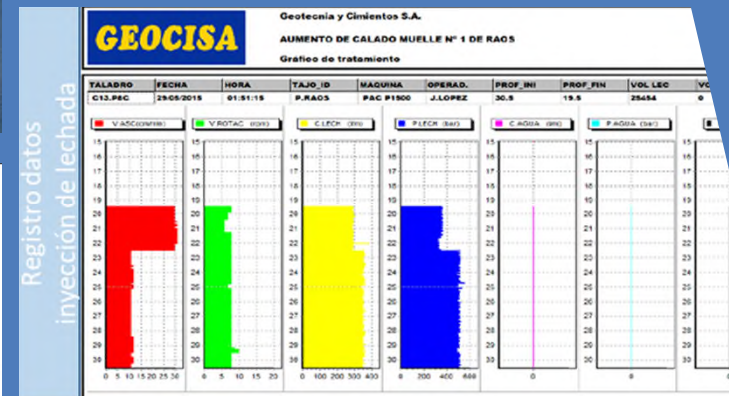
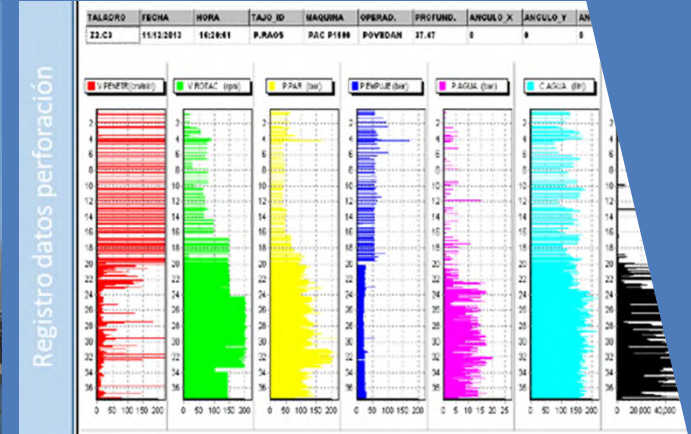
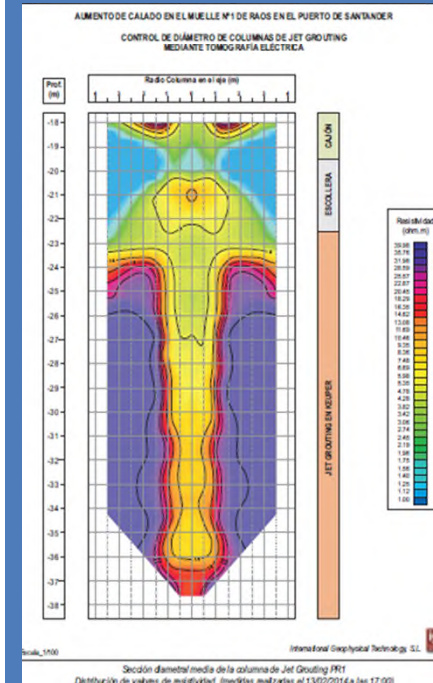
Objetivos:

- Diámetro: Keuper: 2,00 – 2,50 m. Escollera: 3,00 – 3,50 m
- RCS en Keuper > 3,0 Mpa.
- Reducir la permeabilidad en escollera > 2 órdenes magnitud.
- Analizar lavado de lechadas y contacto entre estratos.



CAMPO DE PRUEBAS.

- ✓ Registro de parámetros
- ✓ Desvío de los taladros.
- ✓ Registro de parámetros en perforación de terreno ya tratado.
- ✓ Diámetro de columna
 - ✓ Geofísica.
 - ✓ Instalación de dos tubos sounding.
- ✓ Rechazo de inyección: densidad y resistencia.
- ✓ Sondeos con recuperación de testigo en suelo tratado.
- ✓ Movimientos en el entorno.



CONCLUSIONES. ANÁLISIS TENSO-DEFORMACION.

Respecto a los diámetros de columna conseguidos ...

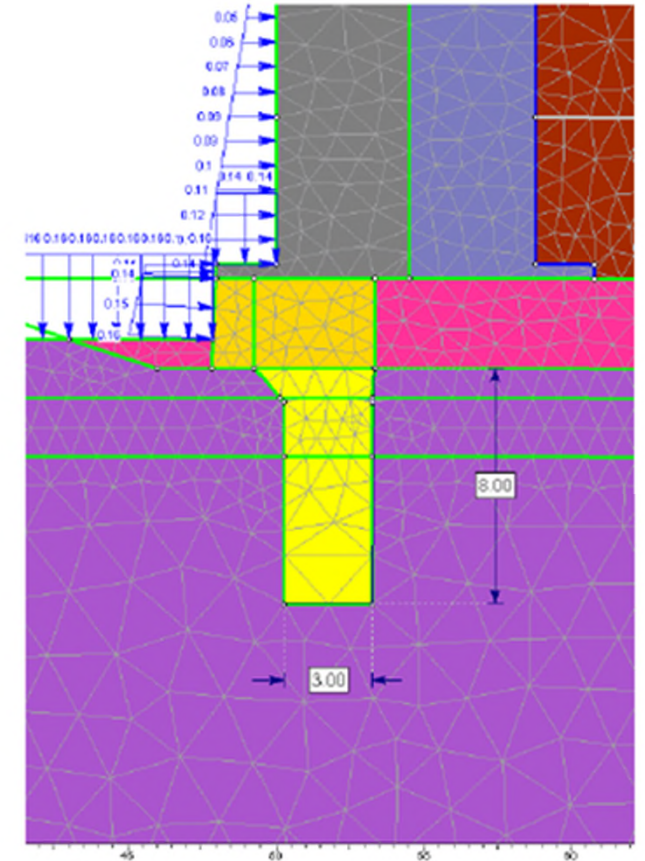
- ✓ En Keuper de **2,50 m** o superiores.
- ✓ En escollera superiores a 3,50m.

Respecto a RCS y permeabilidad conseguida ...

- ✓ RCS con presiómetros alcanza los **3 MPa**
- ✓ RCS con testigo-sondeo. **Alta dispersión de valores.**
- ✓ La permeabilidad en escollera disminuye en al menos dos órdenes de magnitud.

Camino a seguir ... análisis tenso-deformacional.

- ✓ Necesidad de un buen tratamiento de la banqueta de escollera.
- ✓ Confirmación de tratamiento **hasta la puntera del cajón.**
- ✓ **8 m de profundidad del tratamiento en Keuper.**
- ✓ Coeficientes de seguridad según ROM 05 05.
- ✓ Criterio de aceptación del tratamiento:
Percentil 80% de RCS > 3,0 MPa
- ✓ Propuesta de batería de ensayos de confirmación



Banqueta de escollera. Tratamiento ejecutado.

Recalce Puntera:

Semicolumnas diámetro 3,50 m.

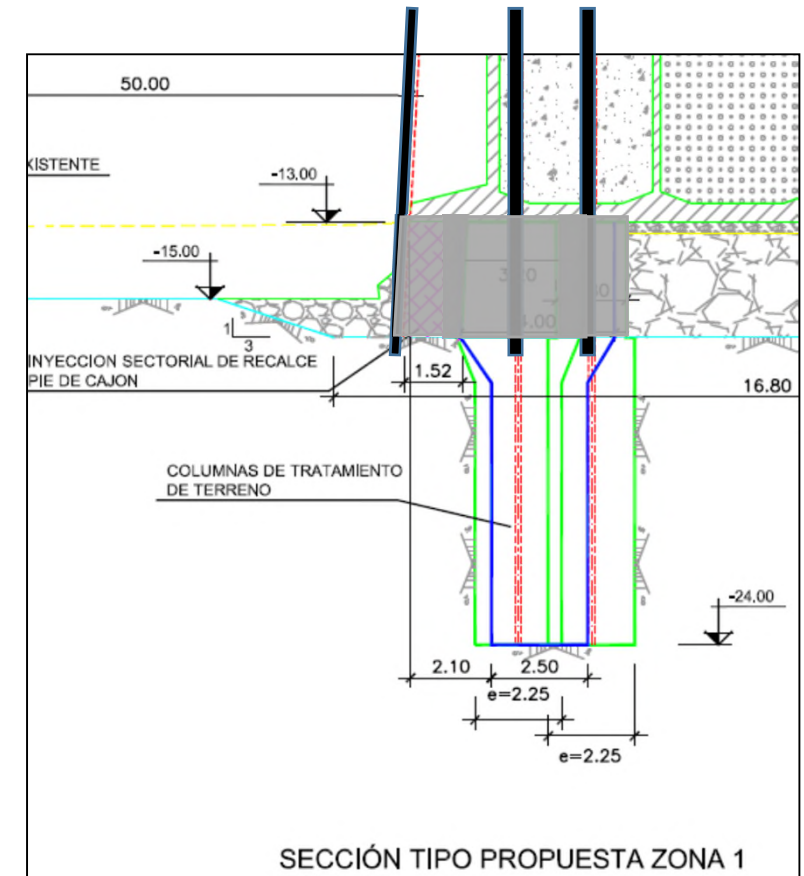
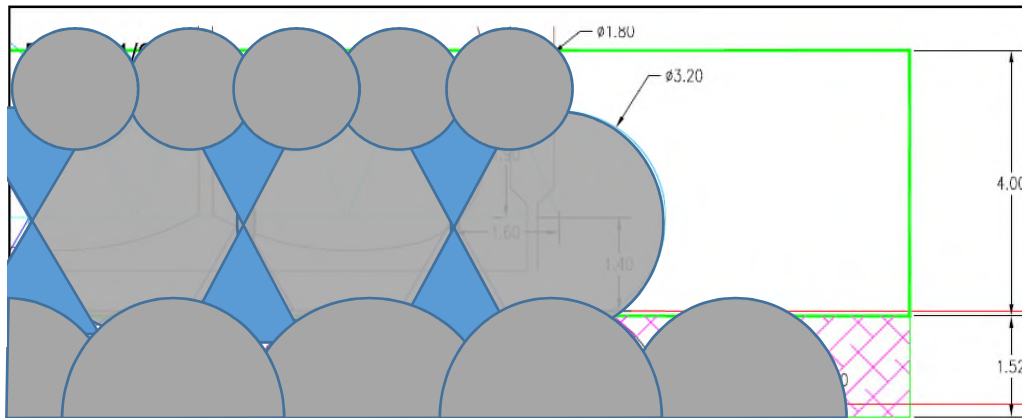
Lechada a/c = 1/1,5 con 1% de bentonita; 0,2 % de Antilavado y 0,2% Fluidificante.

Banqueta escollera:

Fila exterior: columnas dim. 1,80 m.

Fila interior: col. dim. 3,50 m y **col. sectoriales** 120° y dim. 3,50 m;

Lechada 1/1,2 con 1% bentonita y 0,2% fluidificante.



Keuper. Tratamiento ejecutado.

Keuper Zona 1:

Fila delantera: Dim. 2,25m

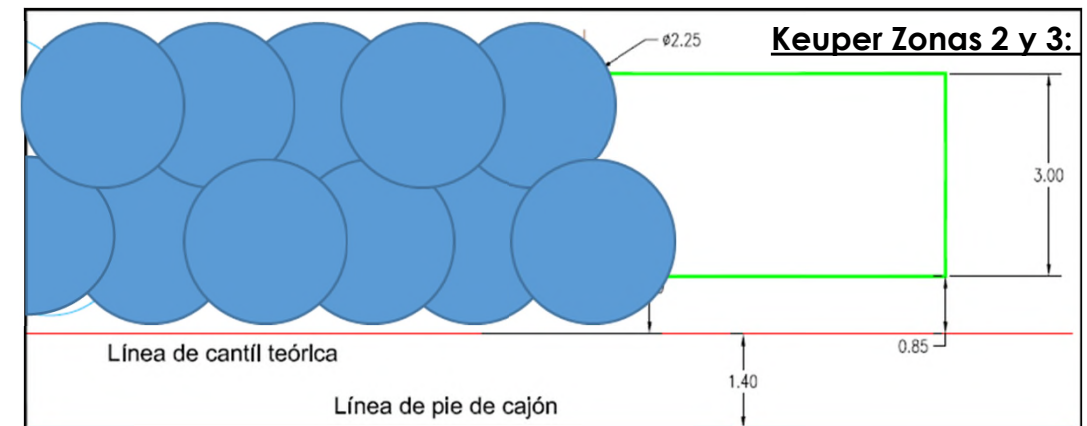
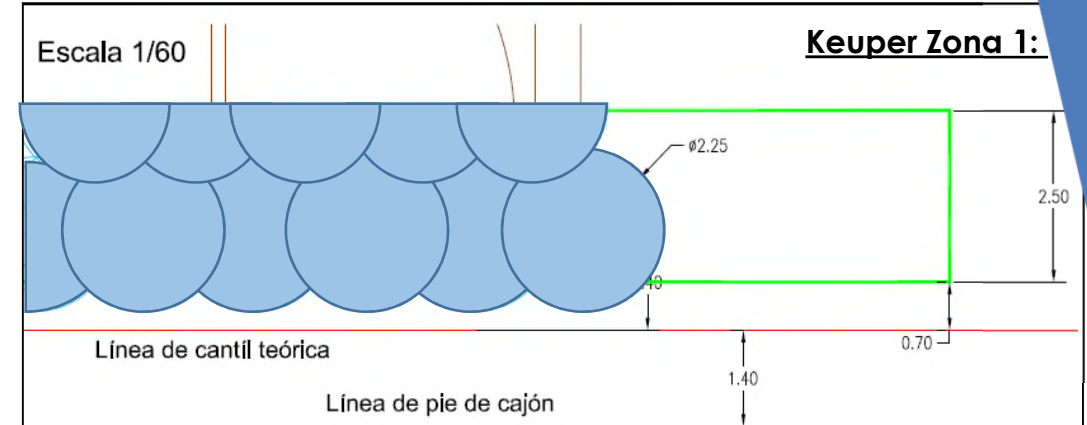
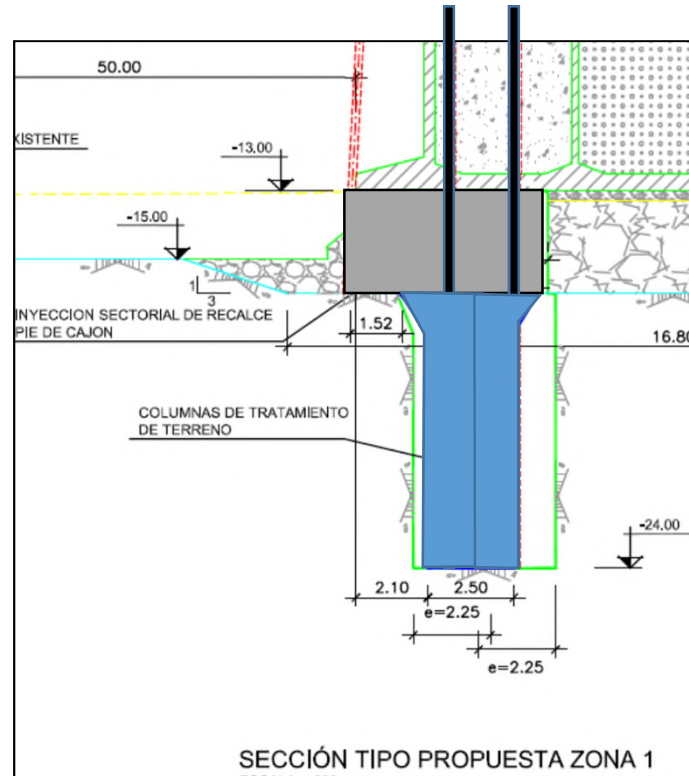
Fila trasera: semicolumnas 2,25m

Longitud tratamiento: 8m.

Keuper Zonas 2 y 3:

Columnas dim. 2,25 m en dos filas.

Longitud tratamiento: 8m.



Inyección: 8 min/ml de precorte + 8 min/ml de inyección

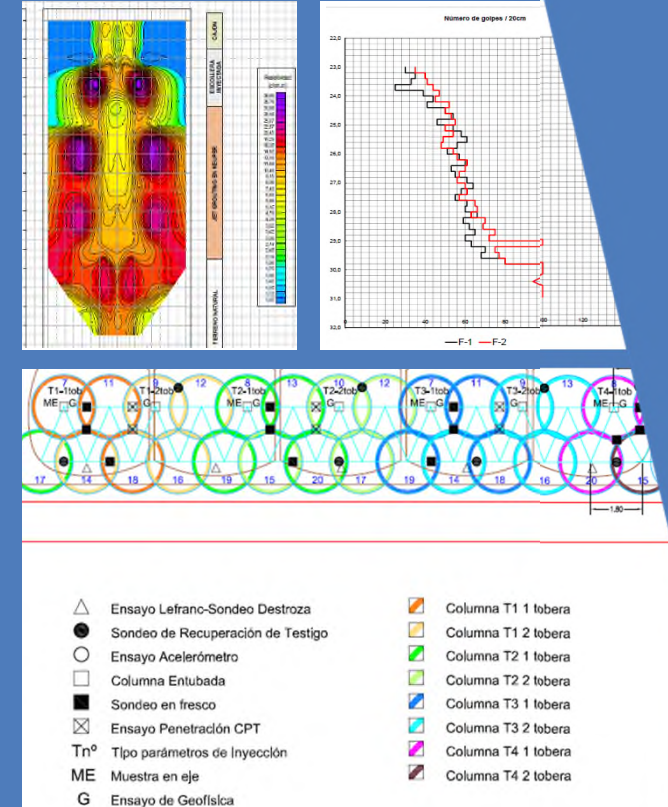
Lechada a/c = 1/1

CONTROL INTENSO Y ACEPTACIÓN.

- ✓ Diámetros superiores a los 2,50 m.
- ✓ DPSH para constatar la presencia de terreno tratado.
- ✓ Correcto contacto entre la columna en la escollera y el cajón (ensayos de geofísica)
- ✓ Columnas con diámetros 2,25 – 2,50 m en Keuper. (ensayos de geofísica)
- ✓ Mejora en la permeabilidad de la escollera de 4 órdenes
- ✓ Sondeos en fresco: el percentil del 80% RCS es superior a 3,0 Mpa



APS autoriza la continuidad del tratamiento.



EJECUCIÓN DEL TRATAMIENTO EN 4 MESES.



UTE CALADO MUELLE RAOS

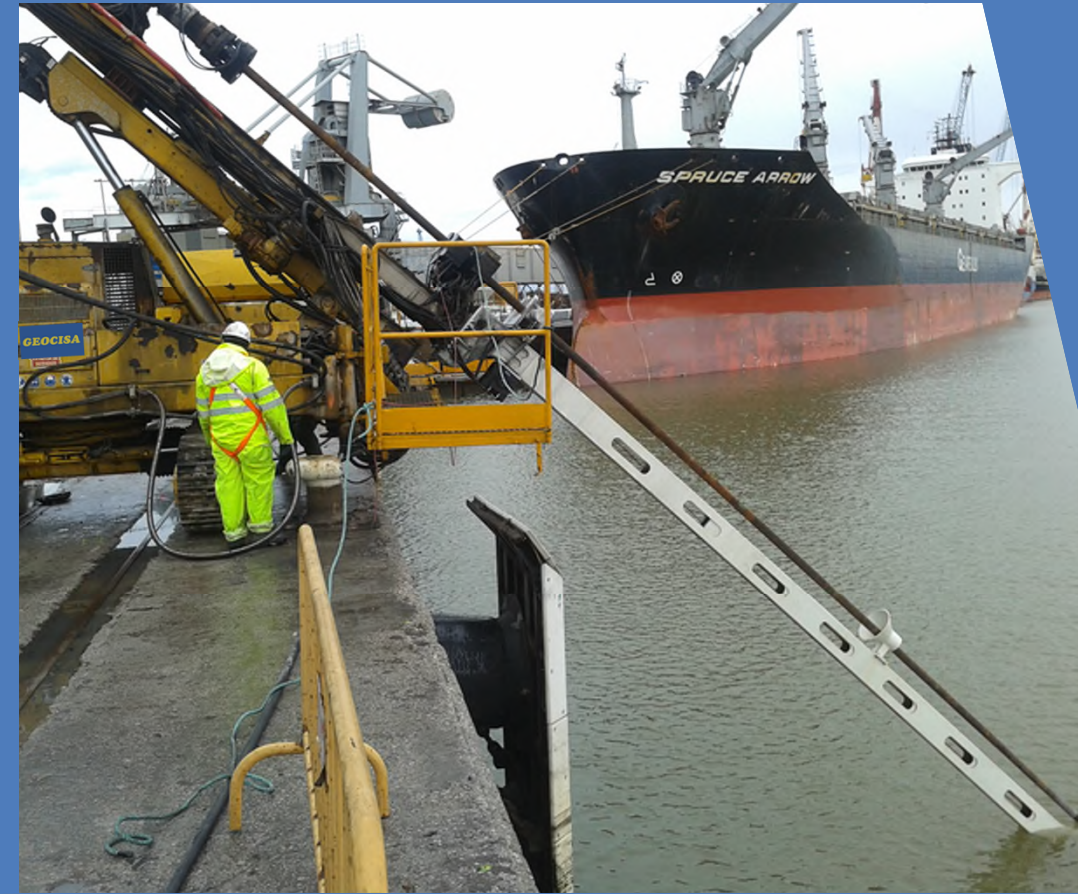
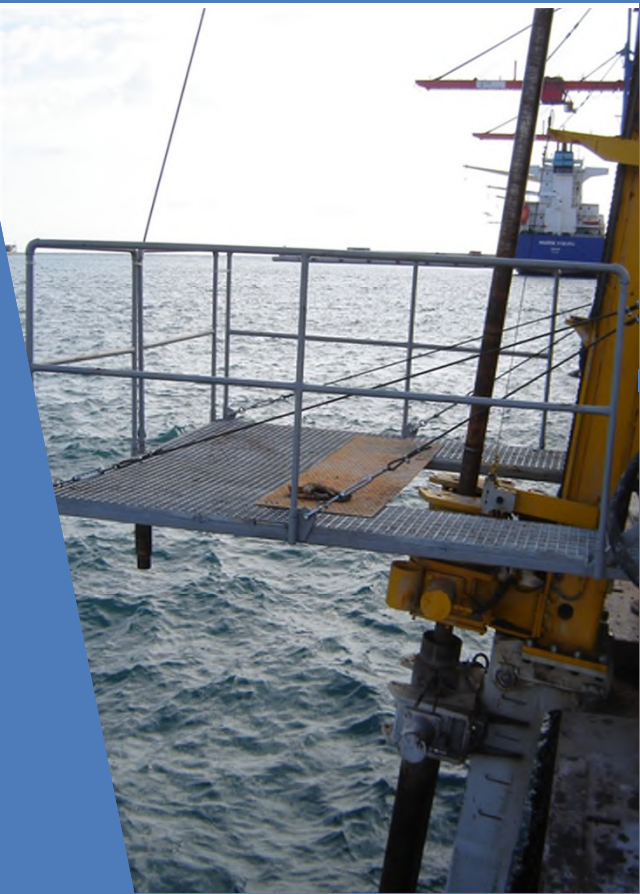
DRAGADOS

GEOCISA

DRACE
infraestructuras

Arruti
CONSTRUCCIONES

14.000 m³ de terreno tratado con el muelle operativo.

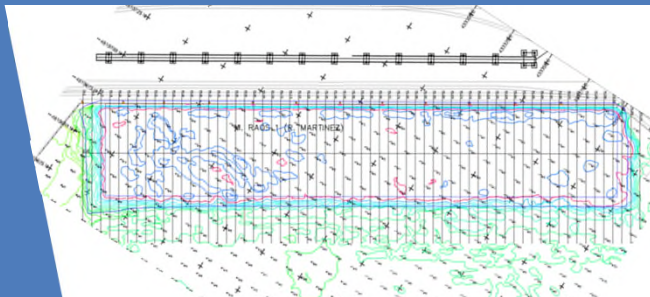


42.000 m³ de Dragado.

Draga Von Rocks con retro de 18 m con
ripper y martillo hidráulico.

Gánguiles Drace Uno y Manzanares, de 900 m³ de
capacidad de cántara con rendimientos medios de 1.600
m³/día.

Draga gánguil Omvac Doce con cántara de 1.100 m³ con pulpos y cazos
de dragado de 8 m³ de capacidad y 12 Tn de peso.



Adelantamiento de las defensas.

