



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECÁNICA DEL SUELO
E INGENIERIA GEOTECNICA



ASOCIACIÓN
DE EMPRESAS DE LA
TECNOLOGÍA DEL SUELO Y
DEL SUBSUELO

Jornades Tècniques SEMSIG-AETESS

Murs Pantalla en Àmbit Urbà

Muros Pantalla en Ambito Urbano

Barcelona, 29 de novembre

Amb el suport de/ Con el patrocinio de:

CONSELLERIA DE POLITICA TERRITORIAL
I OBRES PUBLIQUES (GENERALITAT DE CATALUNYA)

Amb la col.laboració de / Con la colaboración de:

GESTIÓ D'INFRAESTRUCTURES, S.A. (GISA)
E.T.S ENGINYERS DE CAMINS, CANALS I PORTS
(UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA)



Jornades Tècniques SEMSIG-AETESS
Murs pantallas en àmbit urbà
Muros pantallas en ámbito urbano



**Murs pantalla: moviments produïts per
l'excavació**

**Muros pantalla: movimientos producidos
por la excavación**

Antonio Gens & Marcos Arroyo
Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona



Barcelona, 29 de novembre/noviembre 2007

Esquema de la presentació

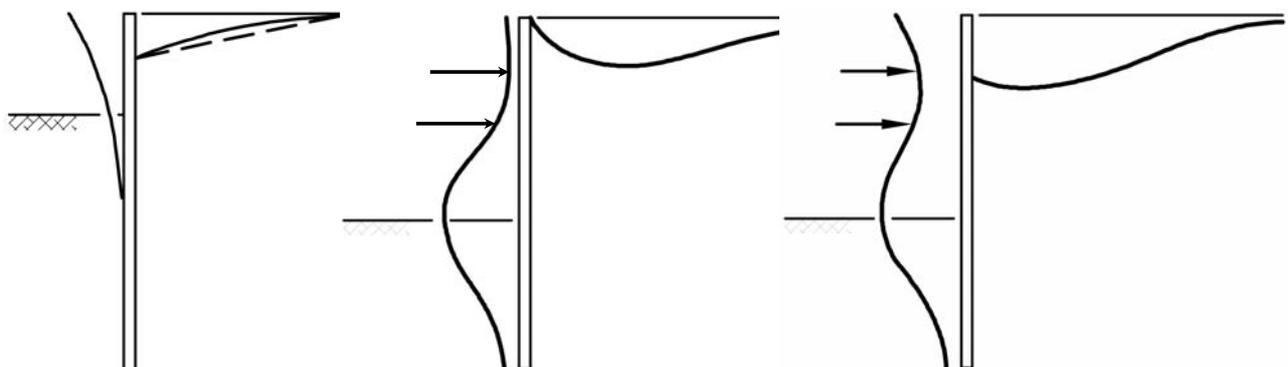
- Introducció
- Mecanismes de deformació
- Experiència prèvia. Mètodes empírics de evaluació de moviments
- Mètodes de càlcul
- Una sistemàtica de treball: gestió del risc
- Mètodes de control i reducció de moviments
- Conclusions

Muros pantalla: movimientos producidos por la excavación

- ❑ La ejecución de una excavación al abrigo de muros pantalla, inevitablemente produce movimientos en la pantalla y en el terreno circundante
 - Solo vamos a considerar movimientos “normales” (es decir los correspondientes a una ejecución adecuada y no debidos a circunstancias accidentales)
 - Movimientos asociados fundamentalmente al proceso de excavación
- ❑ La tolerancia sobre el nivel de deformaciones aceptable (en condiciones urbanas) ha disminuido de forma notable en los últimos años
 - Supone una mayor exigencia para la estimación y control de movimientos

Mecanismos de deformación

- Dos modos fundamentales de deformación



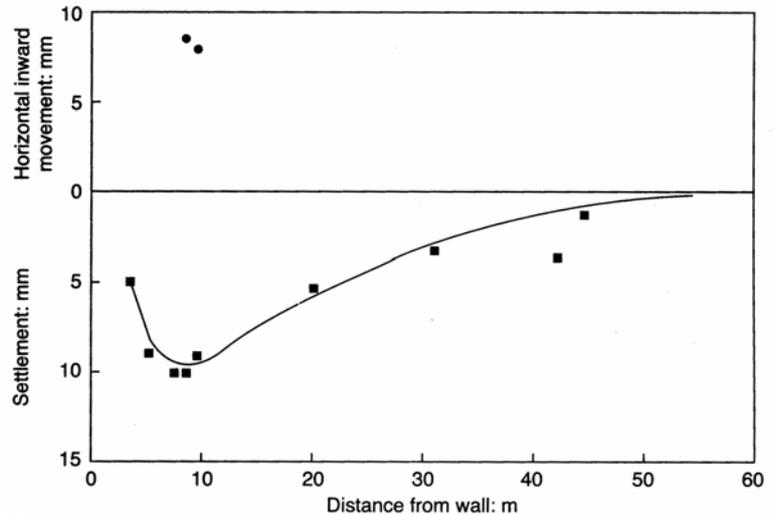
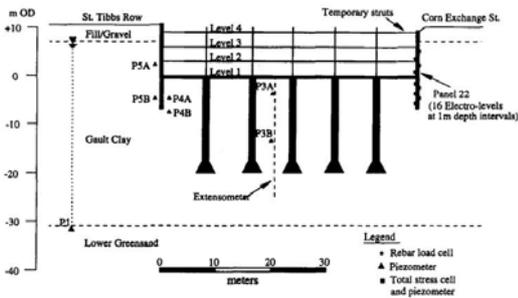
Pantalla en voladizo

Pantalla apuntalada

Desplazamientos
totales

Mecanismos de deformación

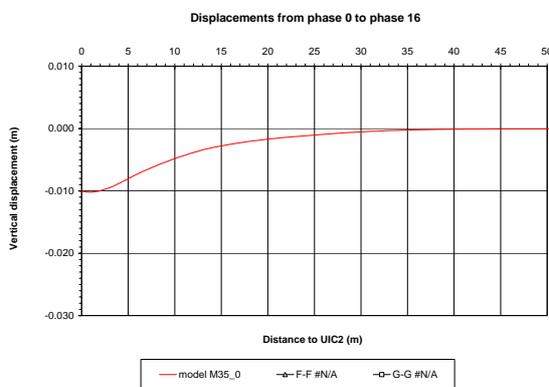
- Desplazamientos horizontales en superficie frecuentemente ignorados
 - son más difíciles de medir (menor experiencia)



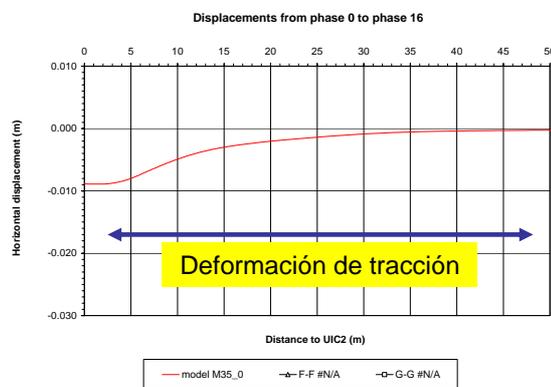
Lion Yard excavation (Ng, 1998)

Mecanismos de deformación

- Desplazamientos horizontales en superficie frecuentemente ignorados
 - son más difíciles de medir (menor experiencia)
 - según cálculos, el perfil es semejante al de los asientos en superficie
 - la mayor parte producen deformaciones horizontales de tracción (desfavorables)



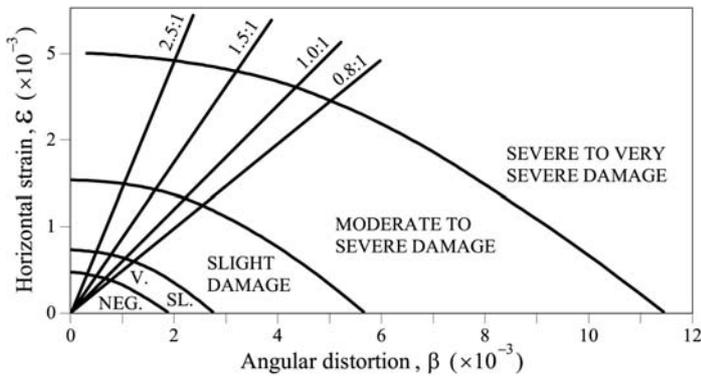
Asientos en superficie



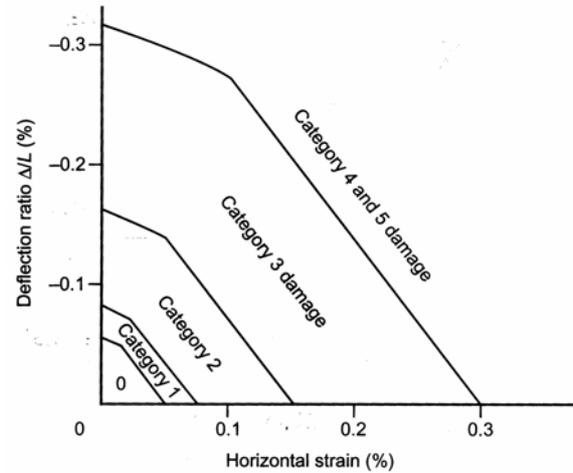
Desplazamientos horizontales en superficie

Mecanismos de deformación

- La deformación horizontal de **tracción** contribuye de manera importante al daño de edificios y estructuras



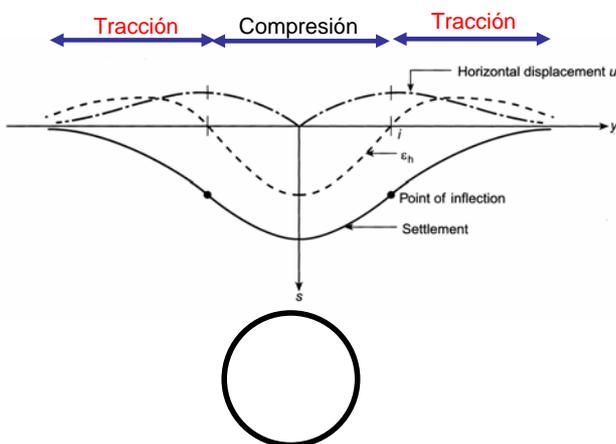
Boscardin & Cording (1989)



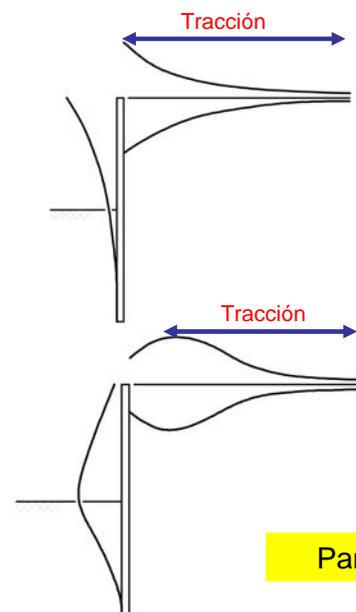
Burland (1998)

Mecanismos de deformación

- La deformación horizontal de **tracción** contribuye de manera importante al daño de edificios y estructuras
 - la mayoría de las deformaciones horizontales asociadas a la excavación con pantallas son de tracción (más desfavorables que en el caso de túneles)
 - la respuesta del edificio puede depender de forma significativa de su rigidez horizontal



Túneles



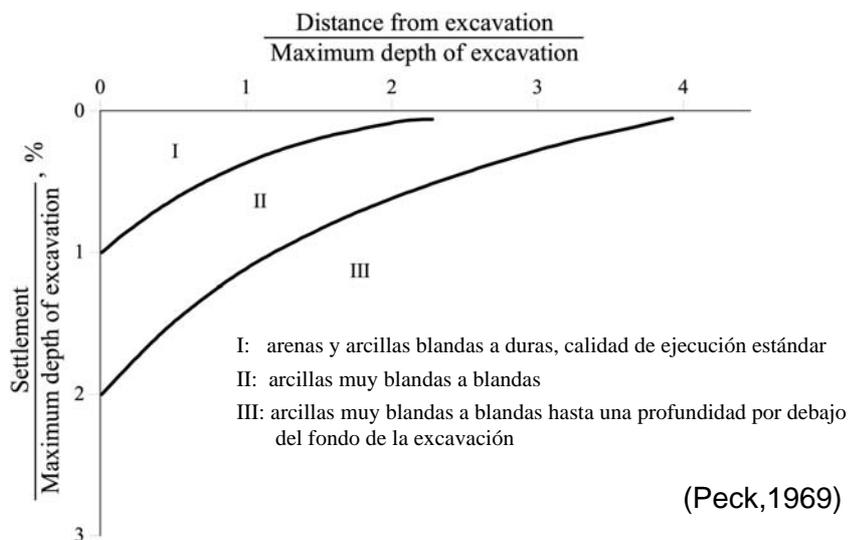
Pantallas

Mecanismos de deformación

- Factores que influyen en los movimientos causados por la excavación
 - cambios de tensiones en el terreno (asociados a excavación y construcción)
 - tamaño de la excavación (**profundidad** y anchura)
 - **propiedades del suelo**
 - tensiones horizontales iniciales en el terreno
 - **condiciones hidráulicas y su variación**
 - rigidez de las pantallas y del apuntalamiento
 - precarga de puntales o anclajes
 - cargas exteriores
 - método constructivo
 - calidad de ejecución
 - etc...

Experiencia previa. Métodos empíricos de evaluación de movimientos

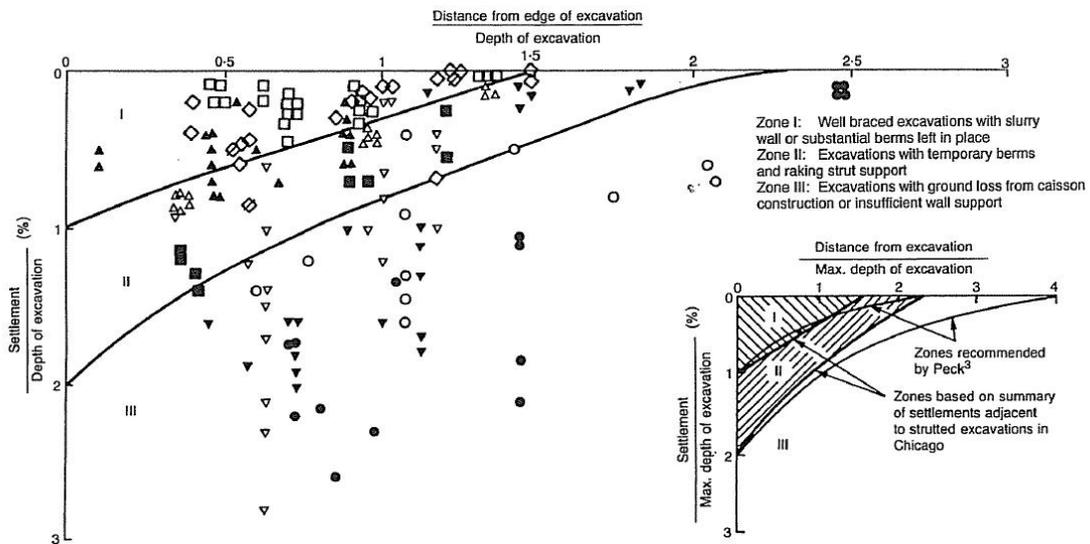
□ Asientos



- Curvas derivadas de excavaciones con tablestacas o muro berlinés (soldier piles). Empotramiento reducido.

Experiencia previa. Métodos empíricos de evaluación de movimientos

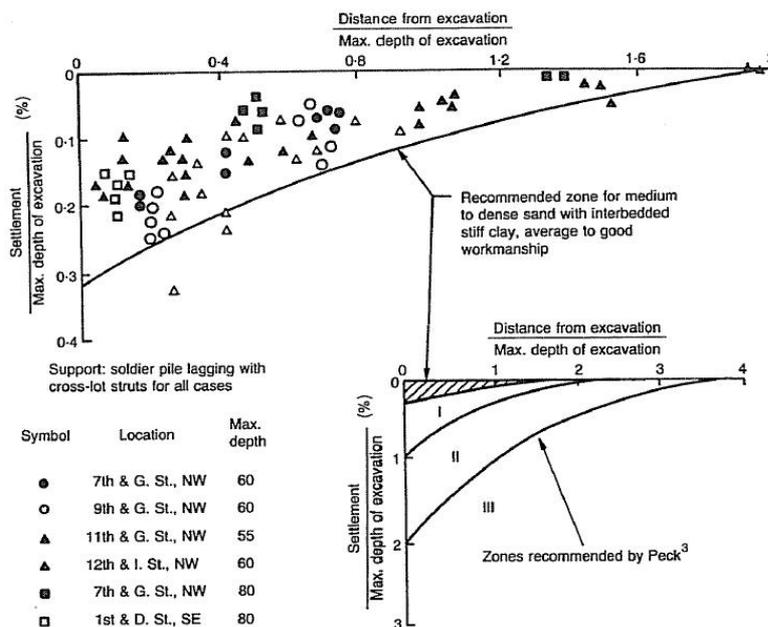
○ Curvas derivadas de excavaciones con tablestacas o muro berlinés



Excavaciones en Chicago (O'Rourke, 1976)

Experiencia previa. Métodos empíricos de evaluación de movimientos

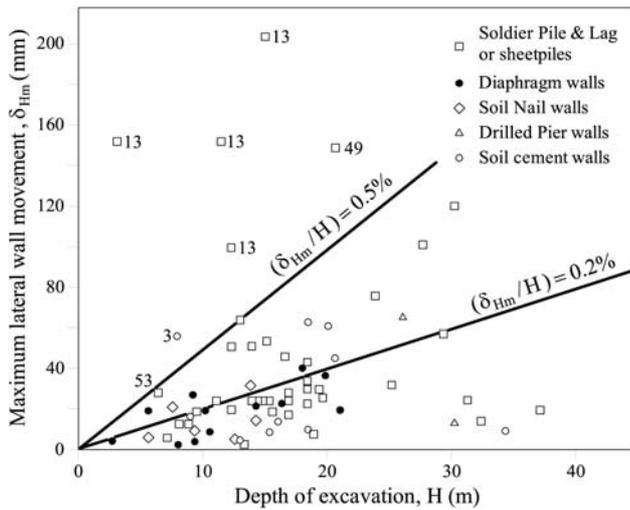
○ Curvas derivadas de excavaciones con tablestacas o muro berlinés



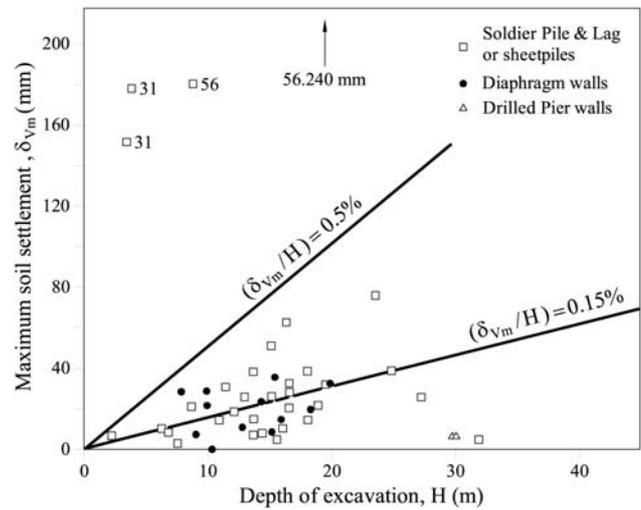
Arenas densas y arcillas interestratificadas
Excavaciones en Washington D.C. (O'Rourke, 1976)

Experiencia previa. Métodos empíricos de evaluación de movimientos

- Arcillas rígidas, suelos residuales y arenas (Clough & O' Rourke, 1990)



Movimiento lateral máximo

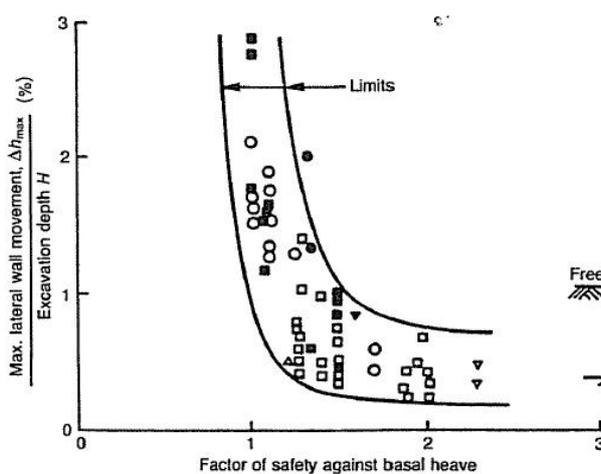


Asiento máximo

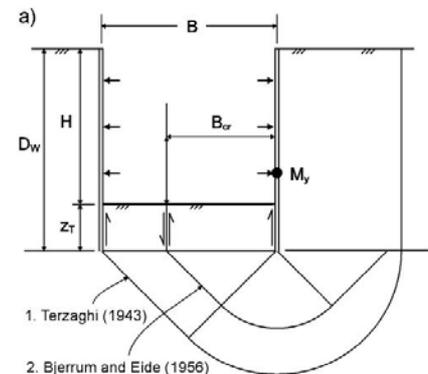
- Los movimientos horizontales máximos medios alrededor del 0.2%
- Los asentamientos máximos medios alrededor del 0.15 %
- Amplia dispersión, más en movimientos horizontales
- No hay diferencias significativas entre distintos tipos de muros
- La rigidez del muro y del sistema de apuntalamiento tienen poca influencia

Experiencia previa. Métodos empíricos de evaluación de movimientos

- Arcillas blandas (Mana & Clough, 1981)



Movimiento lateral máximo

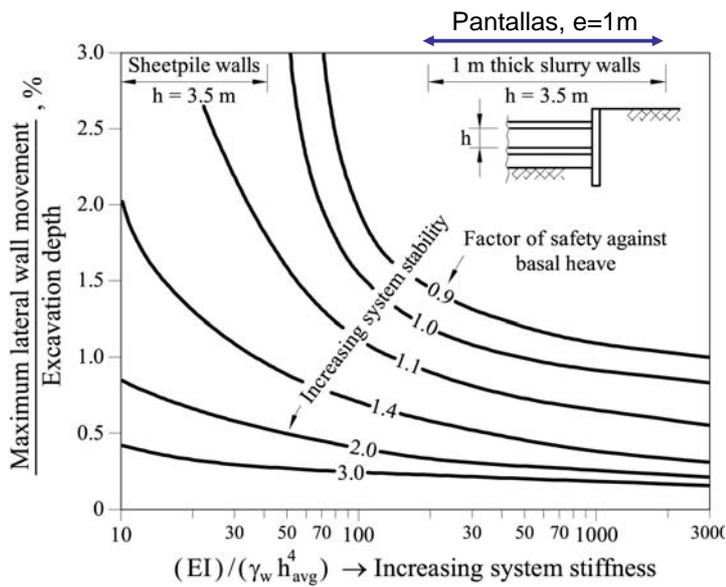


Inestabilidad de fondo

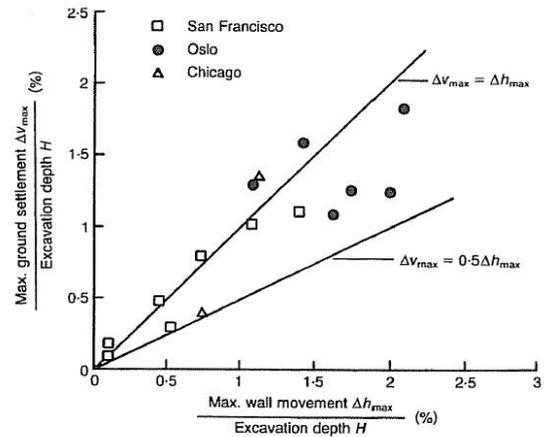
- Los movimientos asociados a la inestabilidad de fondo son dominantes cuando el factor de seguridad es bajo

Experiencia previa. Métodos empíricos de evaluación de movimientos

○ Arcillas blandas (Clough & O' Rourke, 1990)



Movimiento lateral máximo



Asientos

- Rigidez del sistema: $(EI)/(\gamma_w h^4)$
- Addenbrooke et al. (2000) definen la rigidez del sistema como $(EI)/(\gamma_w h^5)$

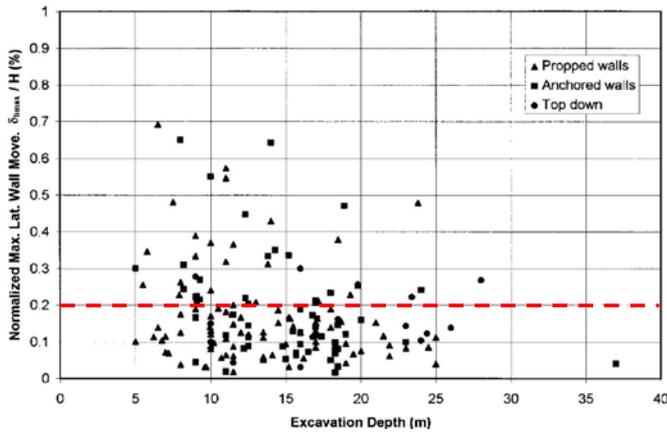
Experiencia previa. Métodos empíricos de evaluación de movimientos

○ Otras recopilaciones

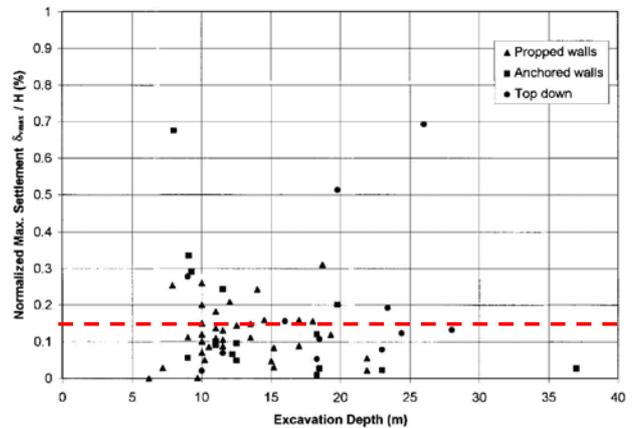
- Karlsrud (1986): Oslo soft clay
- Ou et al. (1993): Taipei soft clay
- Wong et al. (1997): Singapore
- Carder (1995): UK
- Fernie and Suckling (1996): UK
- Long (2001): 296 casos! (COST Action C-7)

Experiencia previa. Métodos empíricos de evaluación de movimientos

- Recopilación de Long (2001). Excavaciones en suelos medios y rígidos



Movimiento lateral máximo

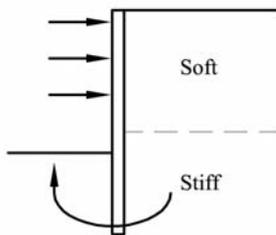


Asiento máximo

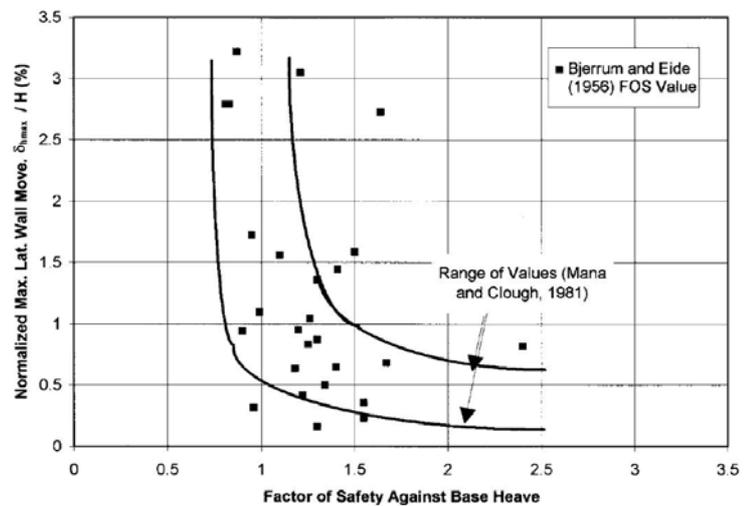
- Amplia dispersión
- En general valores menores de los recogidos por Clough & O'Rourke (1990)
- Poca influencia del tipo de sostenimiento (puntales, anclajes, arriba-abajo)

Experiencia previa. Métodos empíricos de evaluación de movimientos

- Recopilación de Long (2001). Excavaciones en suelos blandos



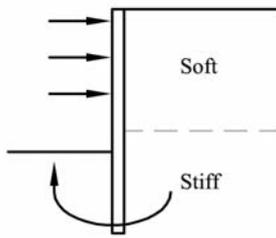
$h > 0.6H$
Bajo FS



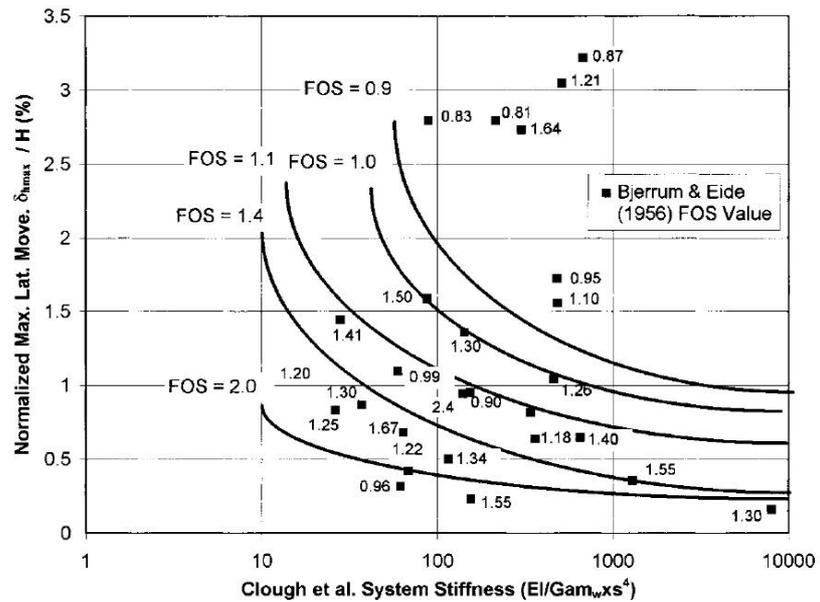
Movimiento lateral máximo

Experiencia previa. Métodos empíricos de evaluación de movimientos

○ Recopilación de Long (2001). Excavaciones en suelos blandos



$h > 0.6H$
Bajo FS



Movimiento lateral máximo

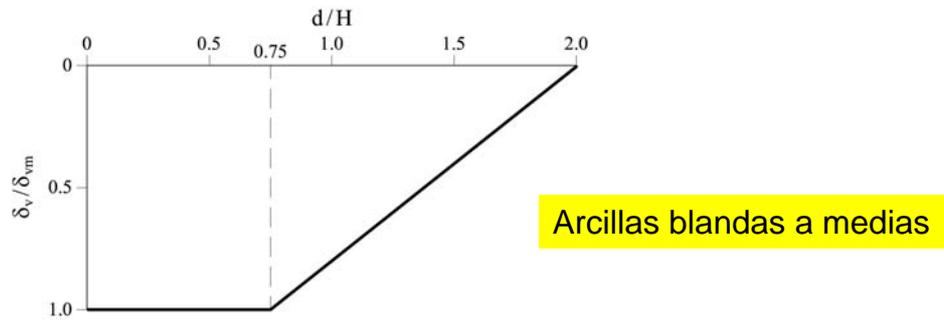
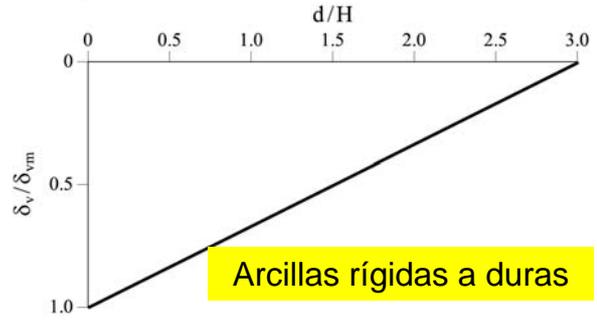
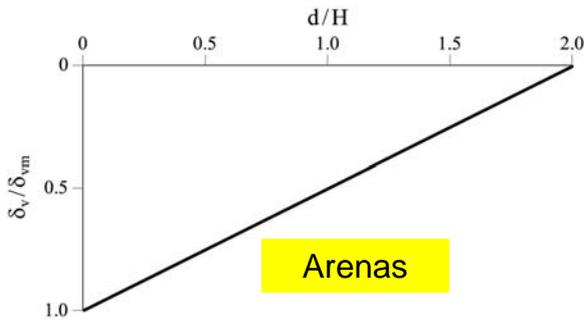
Experiencia previa. Métodos empíricos de evaluación de movimientos

○ Recopilación de Long (2001): causas de excesivos movimientos (respecto a la mayoría de obras en circunstancias similares). 36 casos analizados

- Excesivos movimientos en situación de voladizo: 12 casos
- Muro excesivamente flexible: 8 casos
- Fluencia de anclajes/apuntalamientos: 3 casos
- Plastificación estructural: 2 casos
- Entrada de agua: 1 caso
- Hinca de pilotes: 1 caso
- Desconocidas: 9 casos

Experiencia previa. Métodos empíricos de evaluación de movimientos

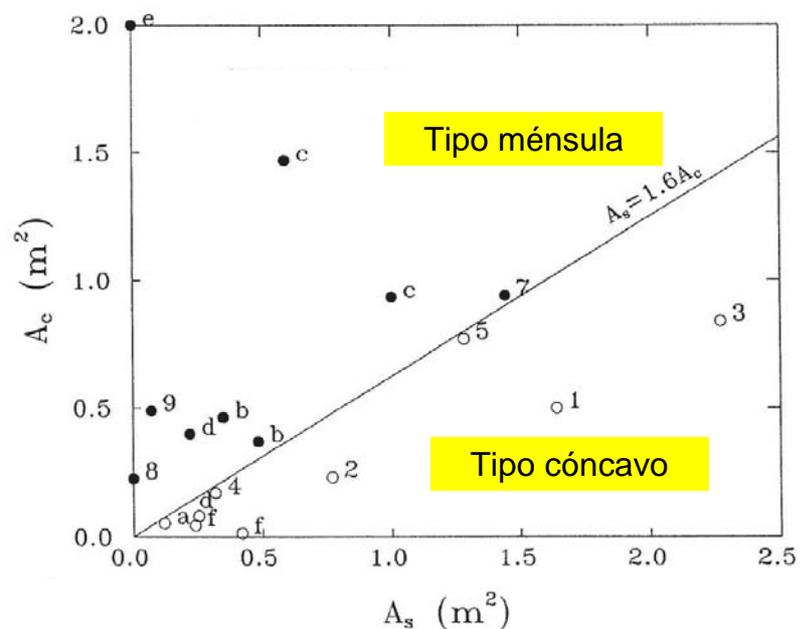
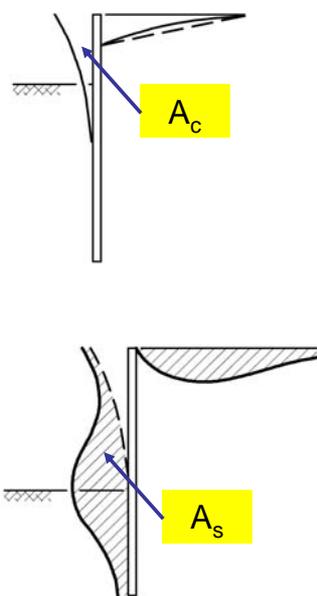
○ Distribución de asientos en superficie (Clough & O'Rourke, 1990)



Experiencia previa. Métodos empíricos de evaluación de movimientos

○ Distribución de asientos en superficie (Hsieh and Ou, 1998)

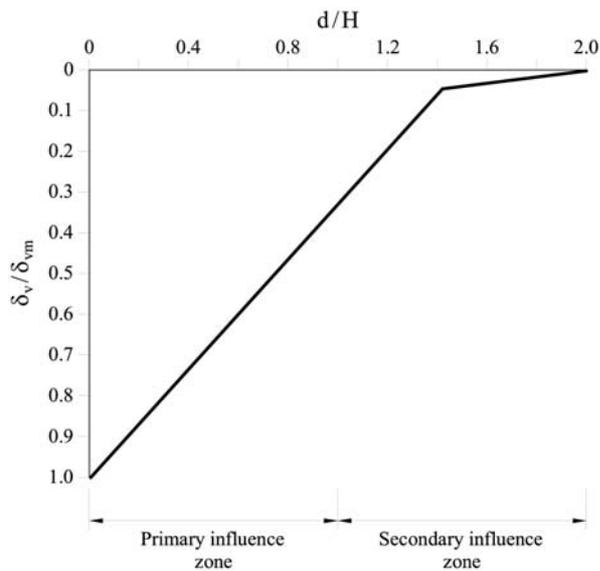
- Sugieren que la forma de la distribución de asientos está más relacionada con el tipo de deformación del muro



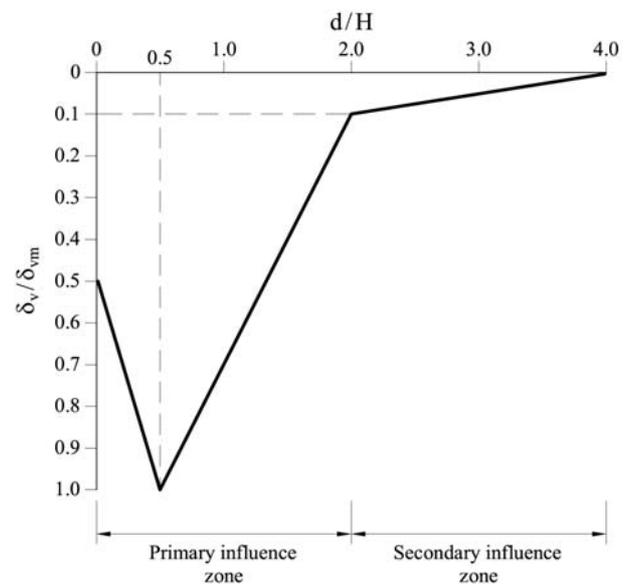
Experiencia previa. Métodos empíricos de evaluación de movimientos

○ Distribución de asientos en superficie (Hsieh and Ou, 1998)

➤ Método de evaluación



Tipo ménsula

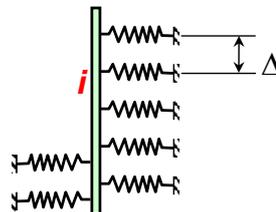


Tipo cóncavo

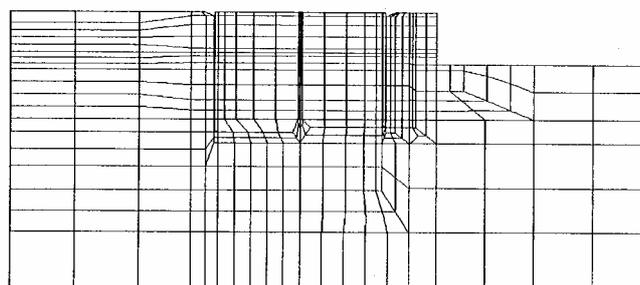
Métodos de cálculo de movimientos

□ Métodos de cálculo

- Métodos de equilibrio límite (no dan información sobre movimientos)
- Pantallas consideradas como vigas elásticas apoyadas en una serie de muelles (modelo de Winkler): RIDO, PARATIE, WALLOP...



- Simulación del problema por métodos de elementos finitos o diferencias finitas: ABAQUS, FLAC, PLAXIS



Métodos de cálculo de movimientos

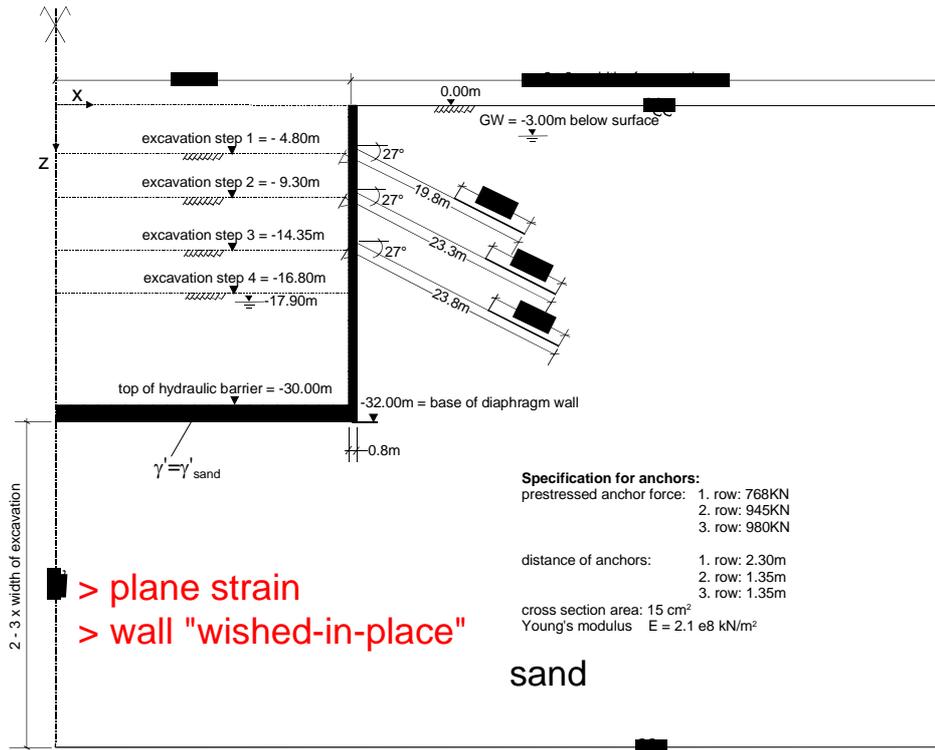
- ❑ Pantallas consideradas como vigas apoyadas en muelles
 - Relativamente simples, requieren un número limitado de hipótesis y decisiones
 - Existe una amplia experiencia de uso práctico
 - Permite introducir un cierto grado de no linealidad
 - El coeficiente de balasto (parámetro fundamental en este tipo de cálculo) es un parámetro con graves limitaciones
 - No consideran el problema de forma global
 - Se obtienen los desplazamientos horizontales de la pantalla, los movimientos del terreno deben calcularse de forma separada

Métodos de cálculo de movimientos

- ❑ Métodos de elementos finitos / diferencias finitas
 - Más complejos, requieren un mayor número de hipótesis / decisiones (modelo constituido, tipo de análisis, tensiones iniciales, condiciones de contorno...)
 - Existe menos experiencia de uso en la práctica
 - Algunos modelos requieren un nivel de información no siempre disponible
 - Permiten considerar todo el problema de una forma conjunta, contribuye notablemente a la comprensión de los mecanismos de deformación y resistencia
 - Proporcionan una información completa sobre tensiones, deformaciones, desplazamientos
 - Progresivamente está sustituyendo a los métodos más simplificados
 - Validación / calibración con medidas reales son esenciales

Métodos de cálculo de movimientos

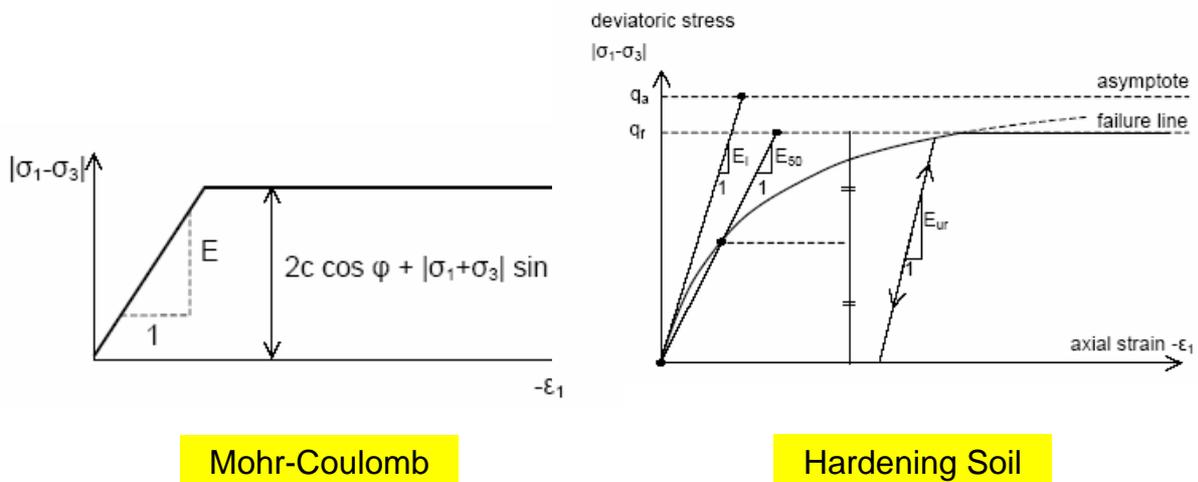
□ Efecto del modelo constitutivo



Métodos de cálculo de movimientos

□ Efecto del modelo constitutivo

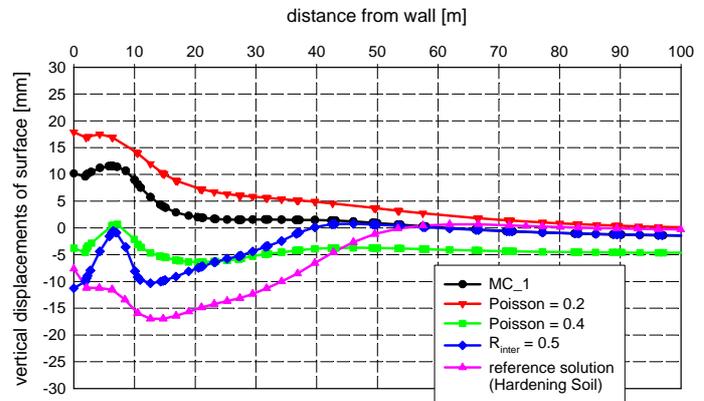
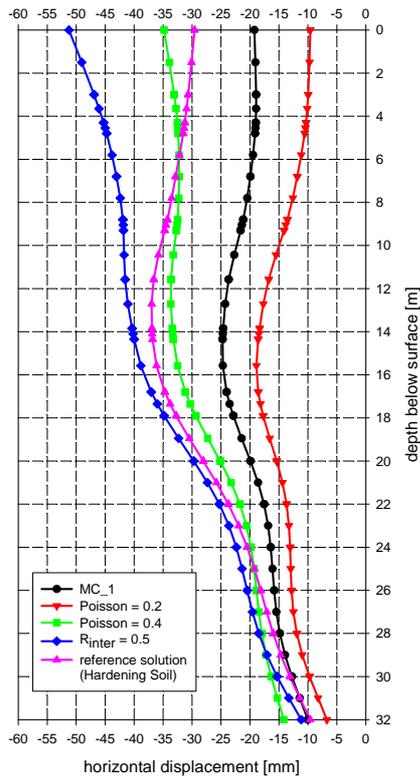
○ Mohr Coulomb vs. Hardening Soil



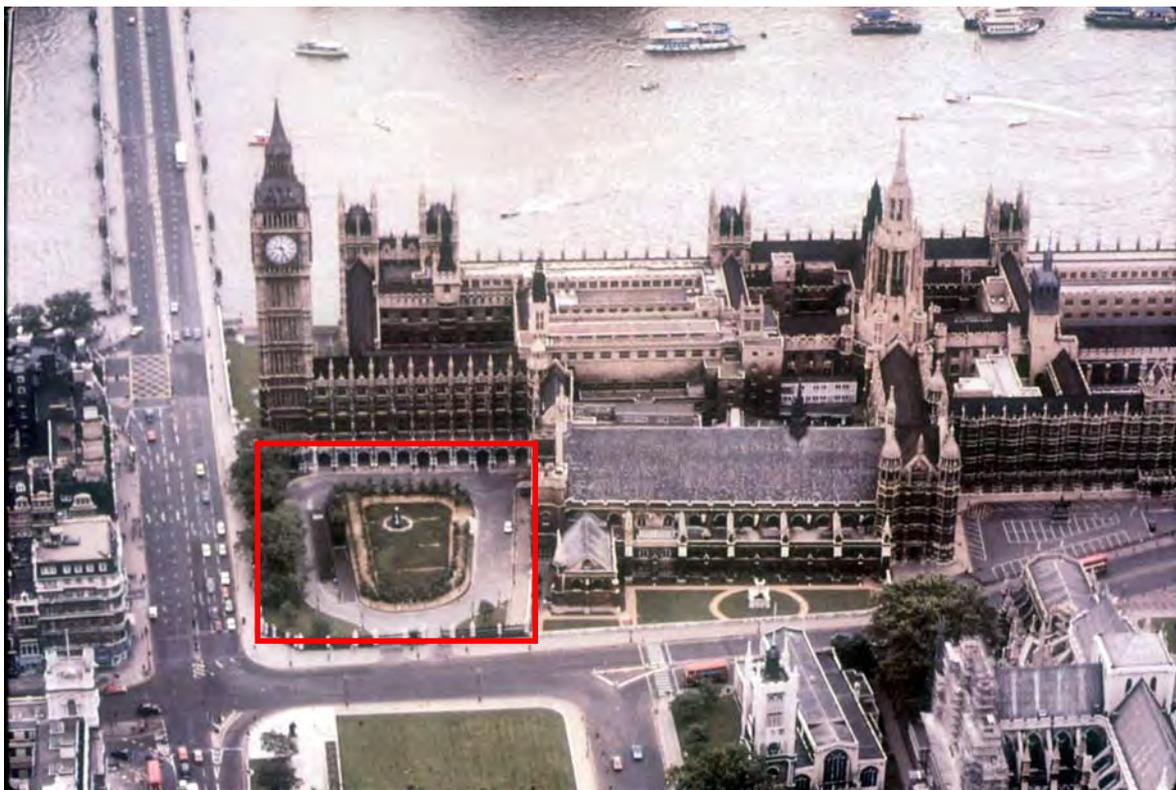
Métodos de cálculo de movimientos

□ Efecto del modelo constitutivo

○ Mohr Coulomb vs. Hardening Soil

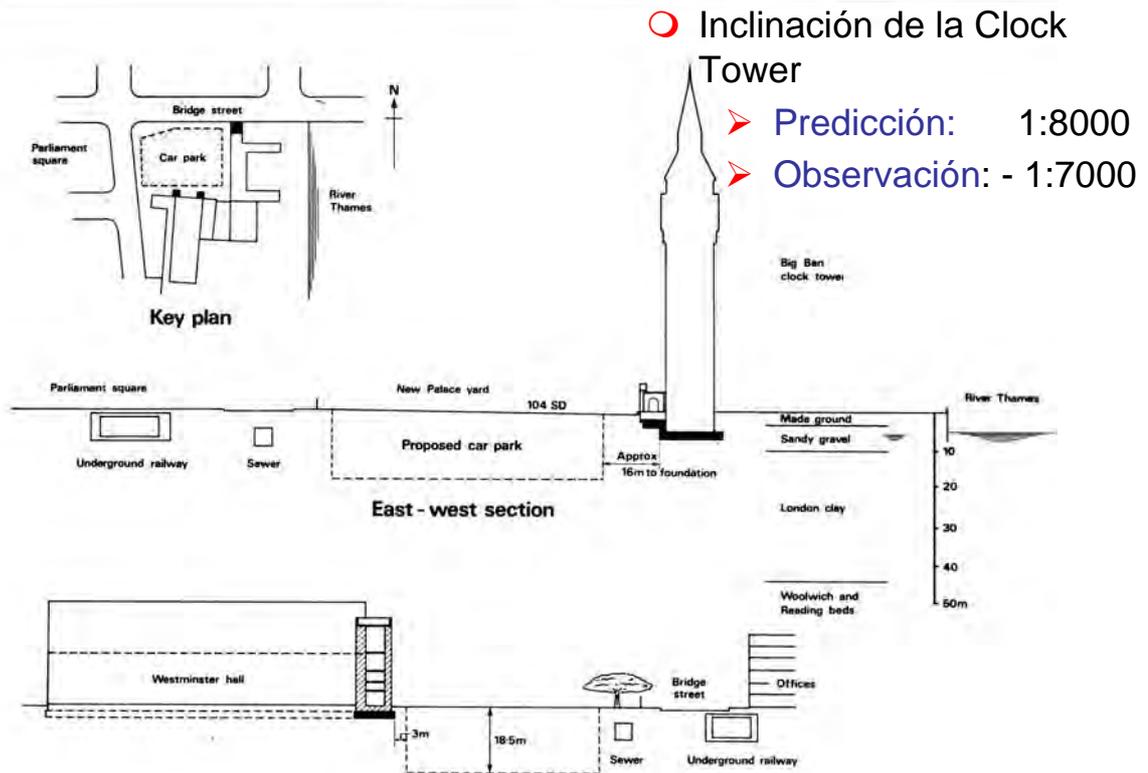


Métodos de cálculo de movimientos



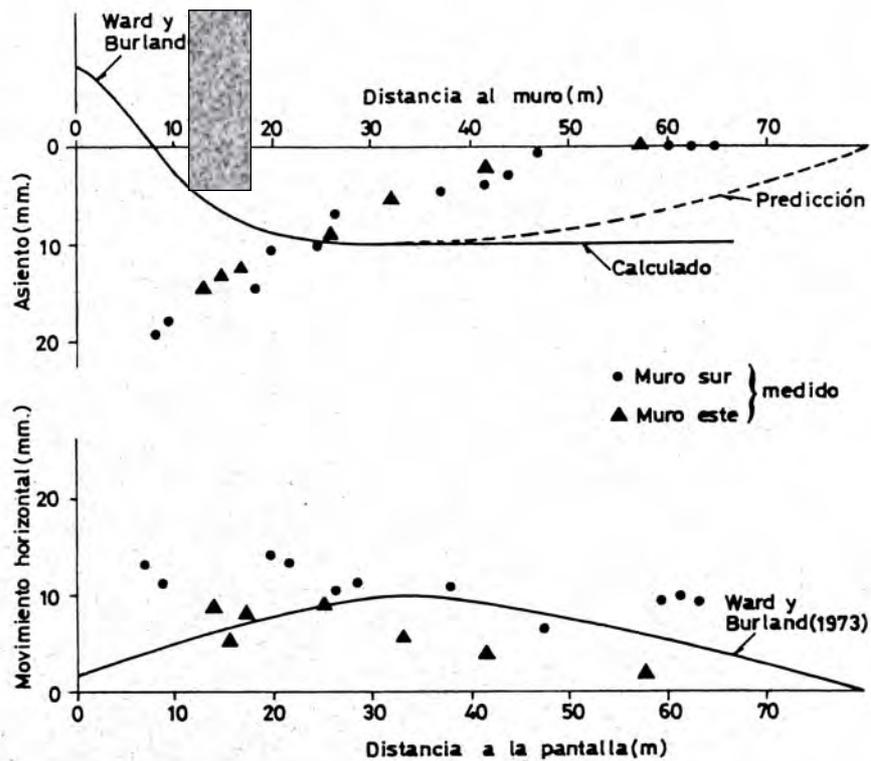
Palacio de Wesminster, Londres

Métodos de cálculo de movimientos



Palacio de Wesminster, Londres

Métodos de cálculo de movimientos



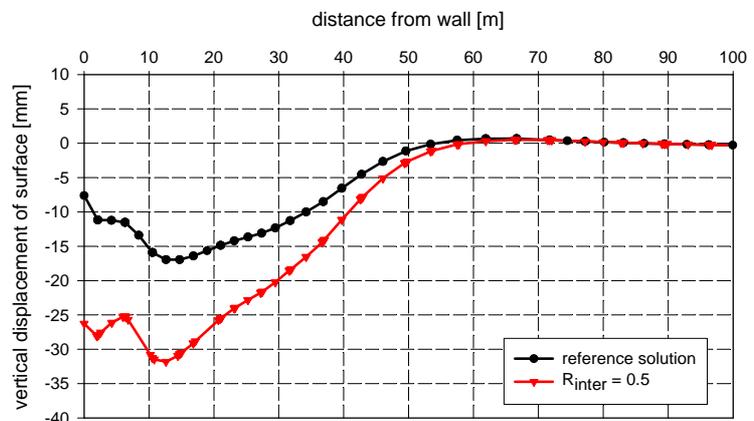
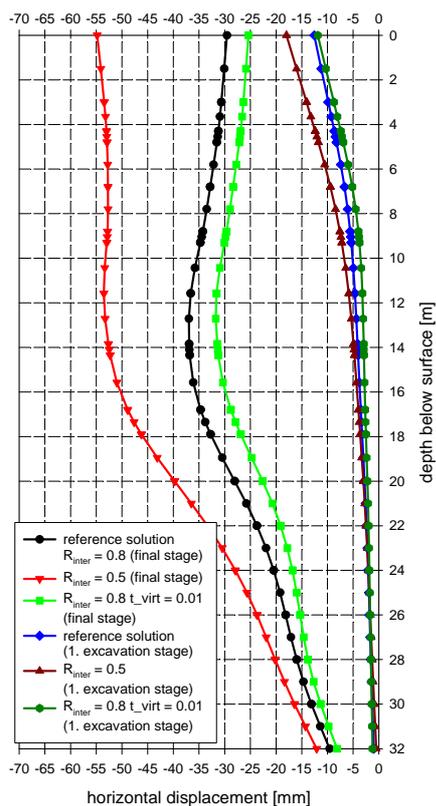
Desplazamientos verticales y horizontales

Métodos de cálculo de movimientos

- ❑ Modelo de Mohr-Coulomb (u otro que incluya una componente elástica lineal)
 - Aunque se pueden obtener movimientos laterales del muro pantalla razonables, los asentamientos calculados son generalmente erróneos
 - Se sobreestiman de una forma considerable los levantamientos del fondo de la excavación
 - La posición del límite inferior de la malla tiene una influencia decisiva en los movimientos calculados
 - En el caso de excavaciones en arcillas blandas, los efectos son menos acusados pues la resistencia del terreno tiene un papel preponderante
 - Se recomienda el uso con una componente elástica no lineal

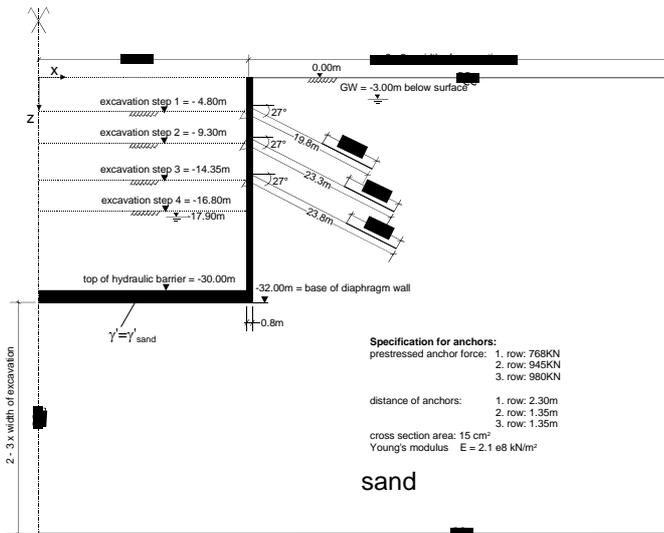
Métodos de cálculo de movimientos

- ❑ Efecto de la fricción suelo/muro pantalla



Métodos de cálculo de movimientos

□ Benchmark (Schwiger, 2006)



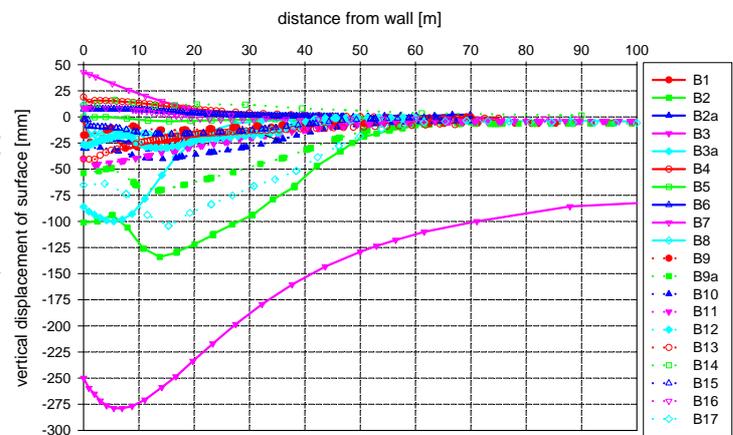
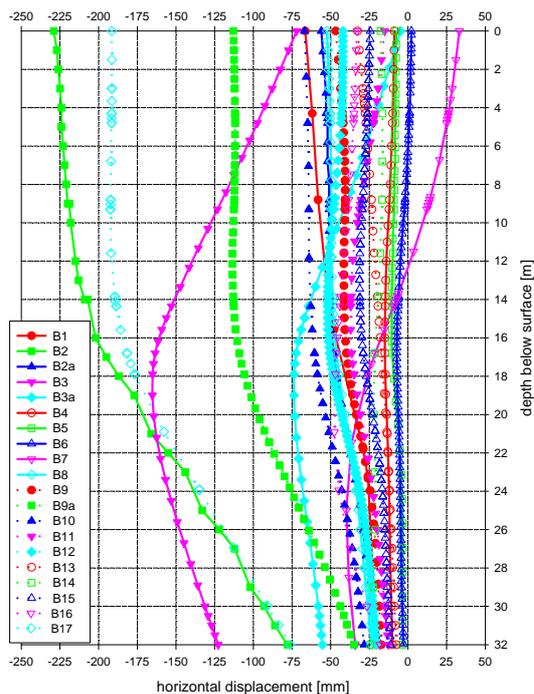
○ 17 participantes

- tamaño del dominio
- elementos estructurales, interfaces
- modelos constitutivos: Mohr-Coulomb, elastoplásticos no lineales, hipoplásticos

○ parámetros de resistencia similares, mayor diferencia en los parámetros de deformabilidad

Métodos de cálculo de movimientos

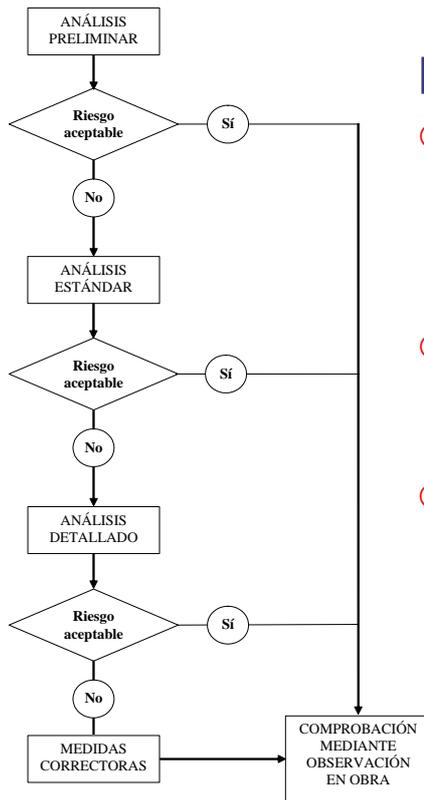
□ Benchmark (Schwiger, 2006)



Asientos en superficie

Movimientos horizontales del muro pantalla

Gestión del riesgo asociado a movimientos

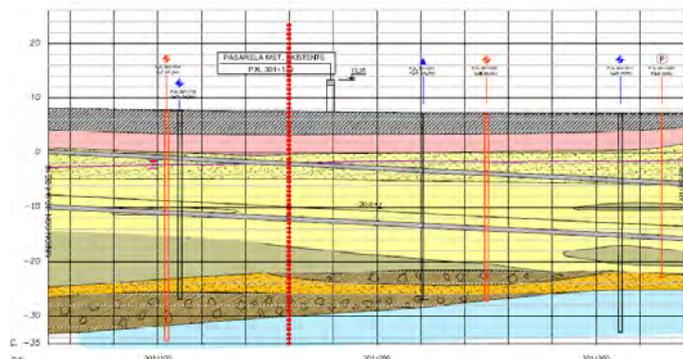


Principios de actuación

- Secuencial
 - progresivamente más trabajado
 - progresivamente más preciso
 - simplificación siempre conservadora
- Sistemático
 - reducción progresiva casos de estudio
- Transparente
 - criterios aceptabilidad claros
 - consideración explícita de vulnerabilidad

Gestión del riesgo asociado a movimientos

□ Ejemplo de aplicación



- Zona de influencia deltaica
- Excavación hasta 20 m de profundidad
- Abundante edificación de altura a 10 m excavación

Gestión del riesgo asociado a movimientos

❑ Niveles de análisis

ANÁLISIS	CÁLCULO MOVIMIENTOS	EFECTO MOVIMIENTOS	VULNERABILIDAD
Preliminar	Extrapolación movimientos pantalla (Hsieh y Ou)	Niveles fijos $s < 10 \text{ mm}$ $\theta < 1/750$	No
Estándar	Extrapolación movimientos pantalla (Hsieh y Ou)	Viga equivalente (Burland)	Si
Avanzado	Análisis bidimensional MEF	Viga equivalente (Burland)	Si

○ Para análisis preliminar y estándar

- Se extrapolaron los movimientos de la pantalla calculada por el modelo de Winkler

○ Para análisis avanzados

- Se reexaminaron las características del terreno
- Se reexaminó la caracterización de las cargas de los edificios

Gestión del riesgo asociado a movimientos

❑ Vulnerabilidad

The image shows a form titled 'Índice de Vulnerabilidad de Edificaciones Afectadas por la Traza' (IVETA) with the OHL logo. The form is divided into several sections: 'RESEÑA DE LA EDIFICACIÓN' (Building Description), 'CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES' (Structural Characteristics), 'CARACTERÍSTICAS DE SERVIDO' (Service Characteristics), 'CARACTERÍSTICAS ESTÉTICAS' (Aesthetic Characteristics), 'ESTADO DE CONSERVACIÓN' (Conservation State), and 'ORIENTACIÓN' (Orientation). A photograph of a building is included on the right. At the bottom, there is a grid for damage categories and a calculation for the vulnerability index I_v .

➤ Índice de vulnerabilidad

- valores I_v de 0 a 100

➤ Factor de seguridad para deformaciones de tracción límite (categorías de daño)

$$F_s = 1 + \frac{I_v}{100}$$

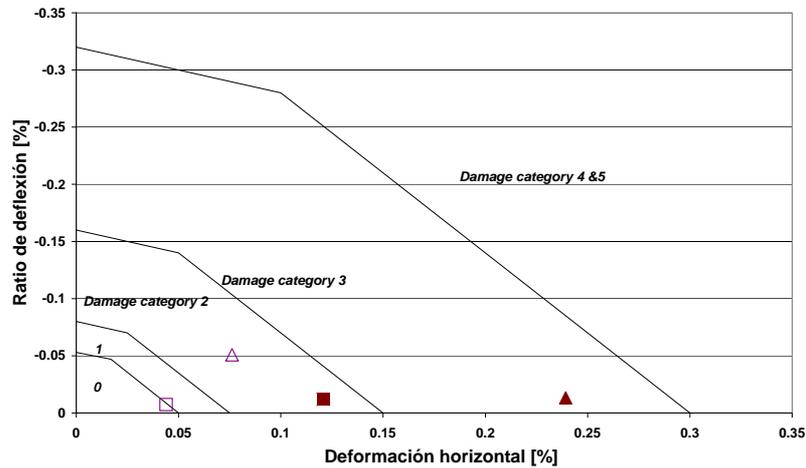
➤ Tiene en cuenta

- limitaciones del modelo (si es 2D: orientación edificio...)
- información estructural (tipo de cimentación, estado de la estructura...)
- aspectos estéticos (acabados, facilidad de reparación...)
- aspectos funcionales (vivienda, uso industrial)

Gestión del riesgo asociado a movimientos

Estimación del daño por el método de la viga equivalente

Categoría de daño	Descripción del daño	Deformación de tracción (%)	Reparaciones
0	Inapreciable	0 - 0.05	
1	Muy ligero	0.05 - 0.075	
2	Ligero	0.075 - 0.15	pintor
3	Moderado	0.15 - 0.3	albañil
4 o 5	Severo o muy severo	> 0.3	juez

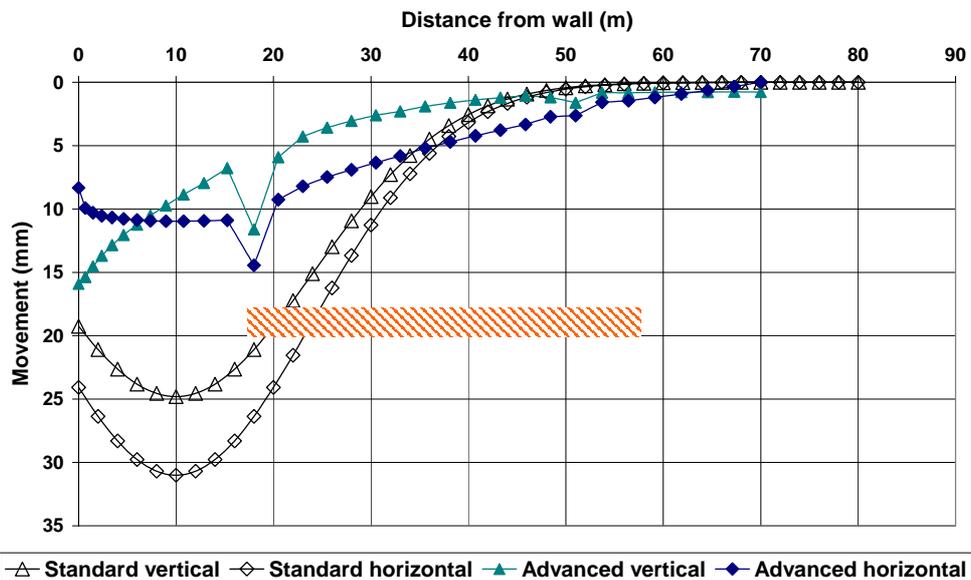


Burland (1998)

➤ Diferencias importantes entre análisis detallado y estándar

Gestión del riesgo asociado a movimientos

Desplazamientos de superficie calculados

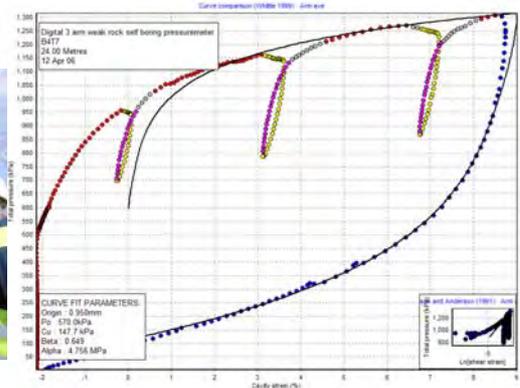


➤ Diferencias importantes entre análisis detallado y estándar

Gestión del riesgo asociado a movimientos

❑ Caracterización del terreno

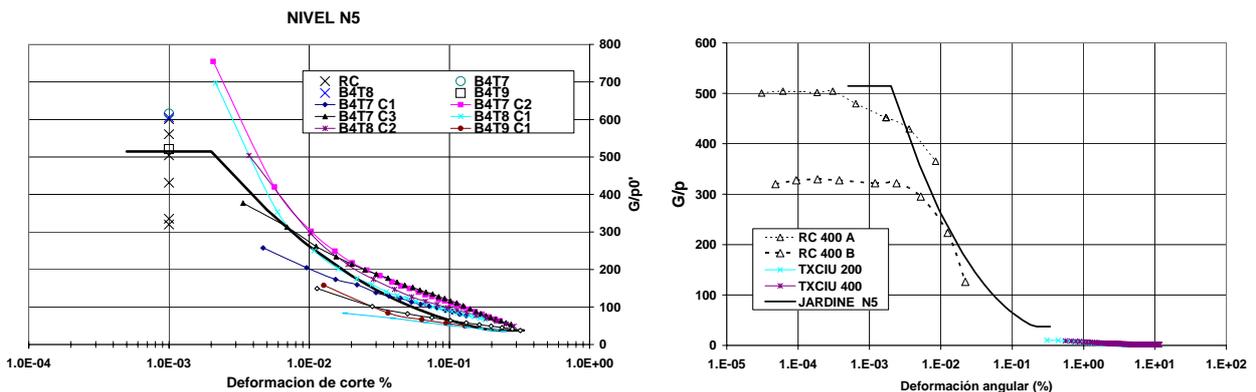
- Ensayos de laboratorio (columna resonante y triaxiales)
- Ensayos CPT y CPTU
- Ensayo con presiómetro autopercutor



Ensayo: Cambridge In Situ

Gestión del riesgo asociado a movimientos

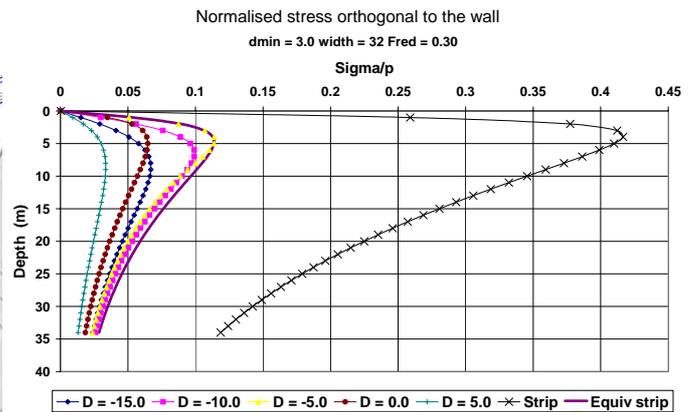
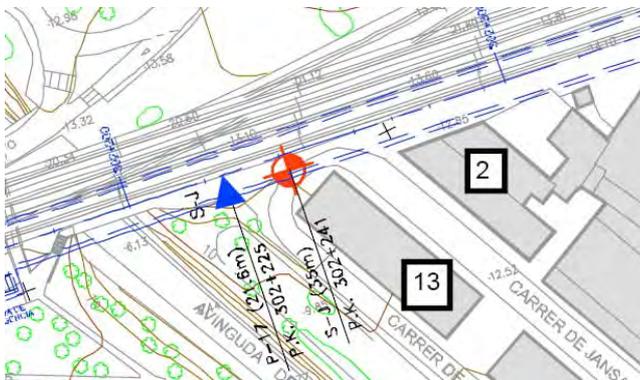
❑ Caracterización del terreno



- Elasticidad no lineal (modelo R. Jardine, implementación M. Rouainia)
- Degradación del módulo de corte normalizado
 - Presiómetro autopercutor: entre 0,01% y 0,1% (rango de deformaciones dominante)
 - Columna resonante: menor de 0,01%
 - Triaxial CIU (sin medidas sobre probeta): mayor de 0,1%

Gestión del riesgo asociado a movimientos

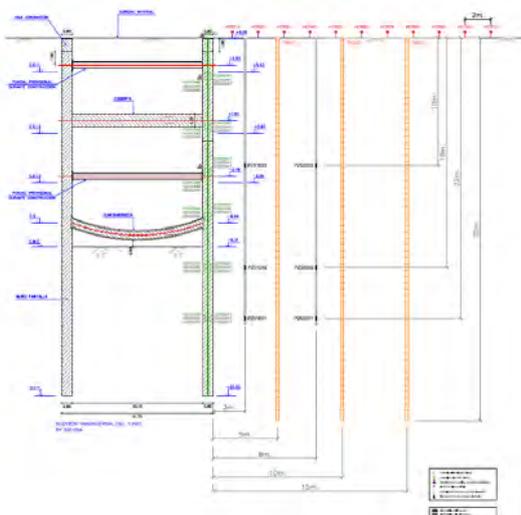
❑ Cargas de los edificios



- Cálculo de las presiones del terreno sobre la pantalla (3D elástico)
- Determinación de una carga en faja equivalente

Gestión del riesgo asociado a movimientos

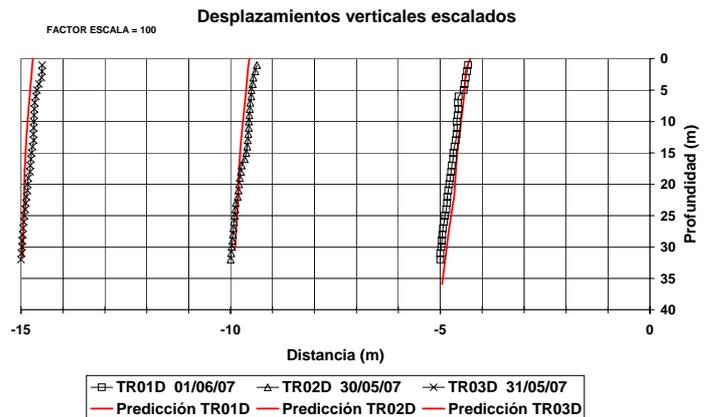
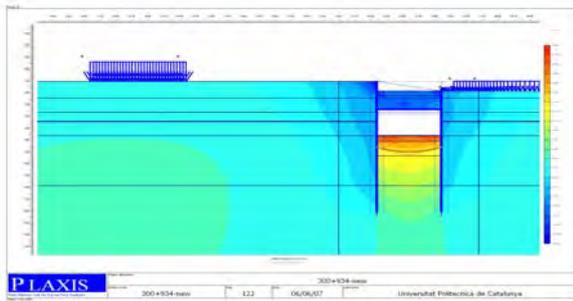
❑ Método observacional



- Instrumentación extensiva en 2 secciones “de prueba”
- Paradas de obra previstas para confirmar/corregir el proyecto

Gestión del riesgo asociado a movimientos

❑ Método observacional

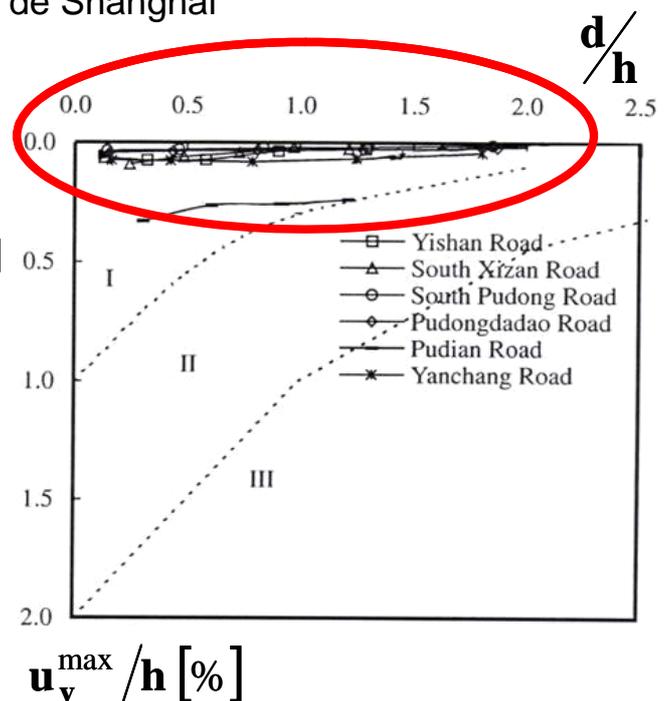
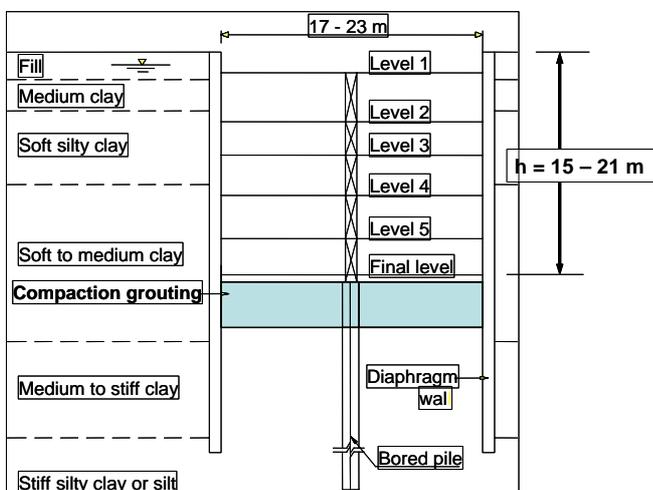


➤ Buena concordancia entre previsiones y observaciones

Métodos de control y reducción de movimientos

❑ Tomando medidas adecuadas, es posible minimizar movimientos, incluso en suelos blandos

○ Un ejemplo reciente: el metro de Shanghai



Wong et al. (2005)

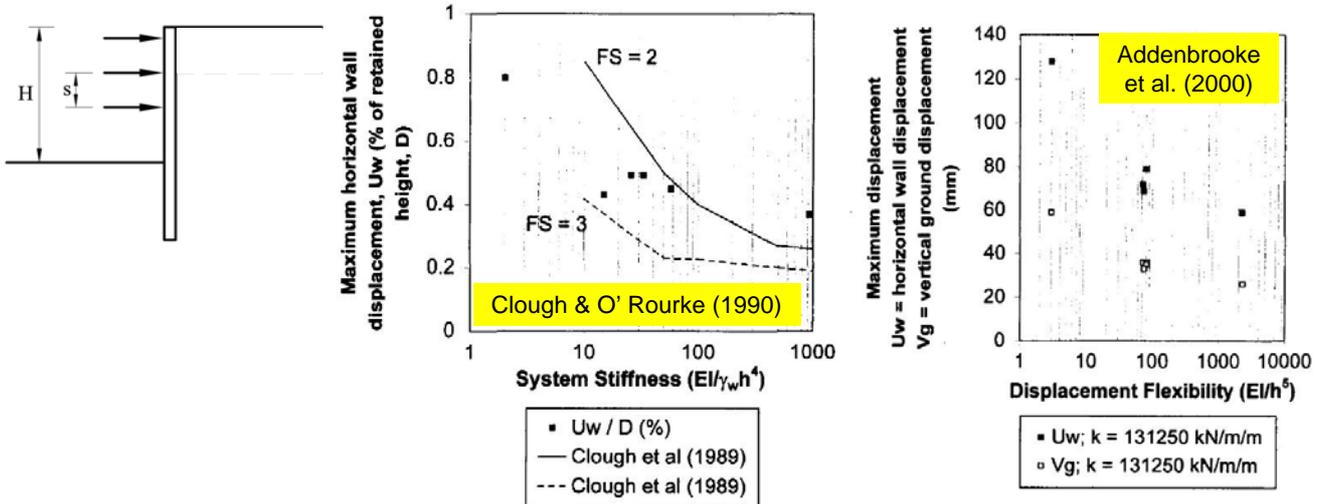
Métodos de control y reducción de movimientos

1. Incrementar la rigidez del sistema de contención

- aumentar la rigidez (espesor, contrafuertes) de la pantalla
- aumentar la rigidez de los arriostramientos (separación, rigidez de los puntales)

Rigidez del sistema: $(EI)/(\gamma_w h^4)$ (Clough & O' Rourke, 1990)

Flexibilidad de desplazamientos: $(h^5)/(EI)$ (Addenbrooke et al., 2000)

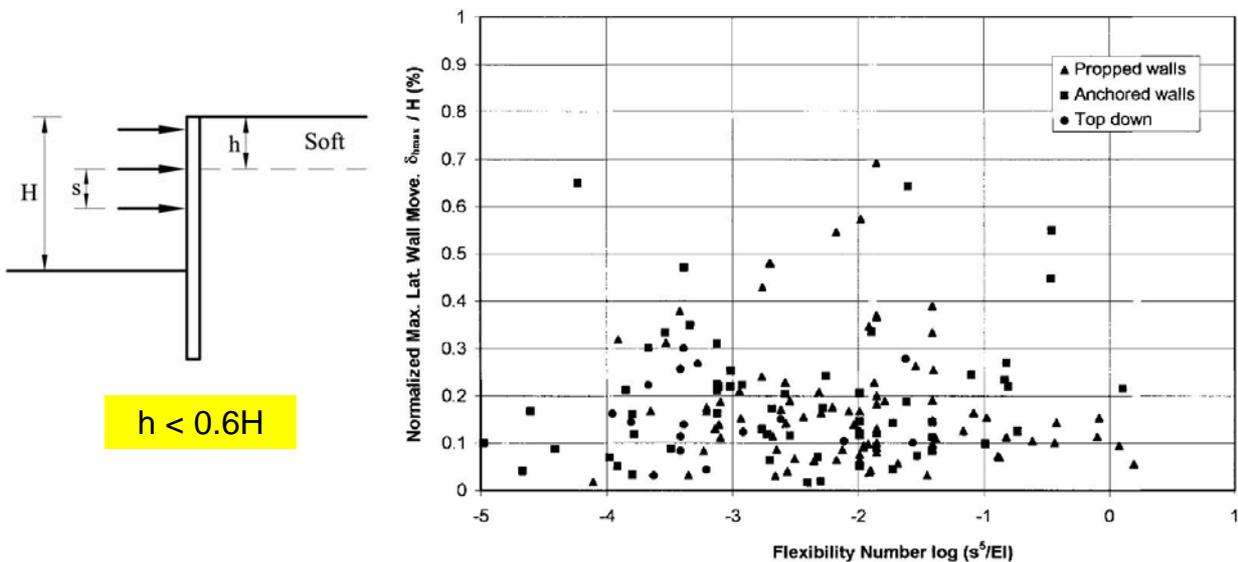


- basado en análisis de elementos finitos (modelo no lineal con pequeñas deformaciones)

Métodos de control y reducción de movimientos

□ Influencia de la rigidez del sistema

- Recopilación de Long (2001). Excavaciones en suelos medios y rígidos



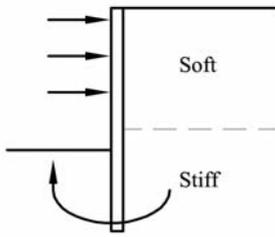
Movimiento lateral máximo

- La rigidez del sistema no parece ser un parámetro tan determinante en estos casos

Experiencia previa. Métodos empíricos de evaluación de movimientos

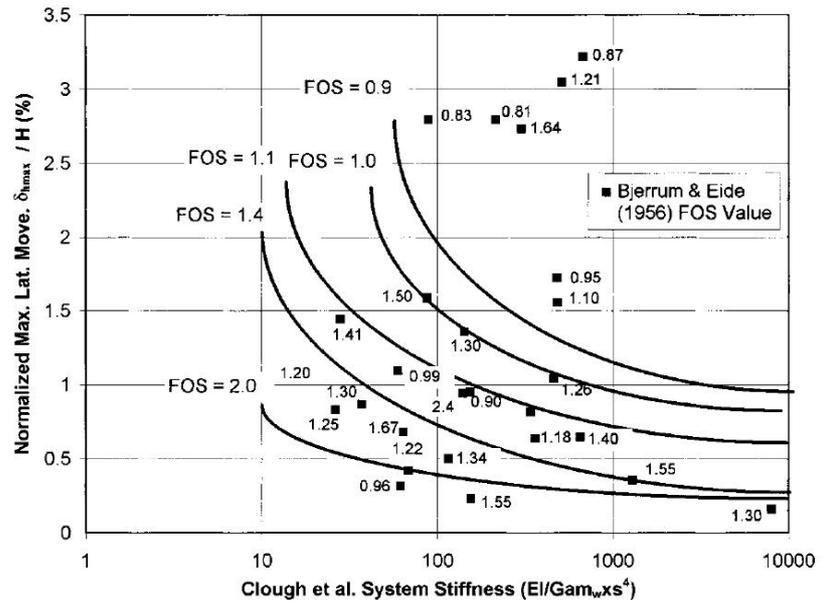
☐ Influencia de la rigidez del sistema

○ Recopilación de Long (2001). Excavaciones en suelos blandos



$h > 0.6H$

Bajo FS



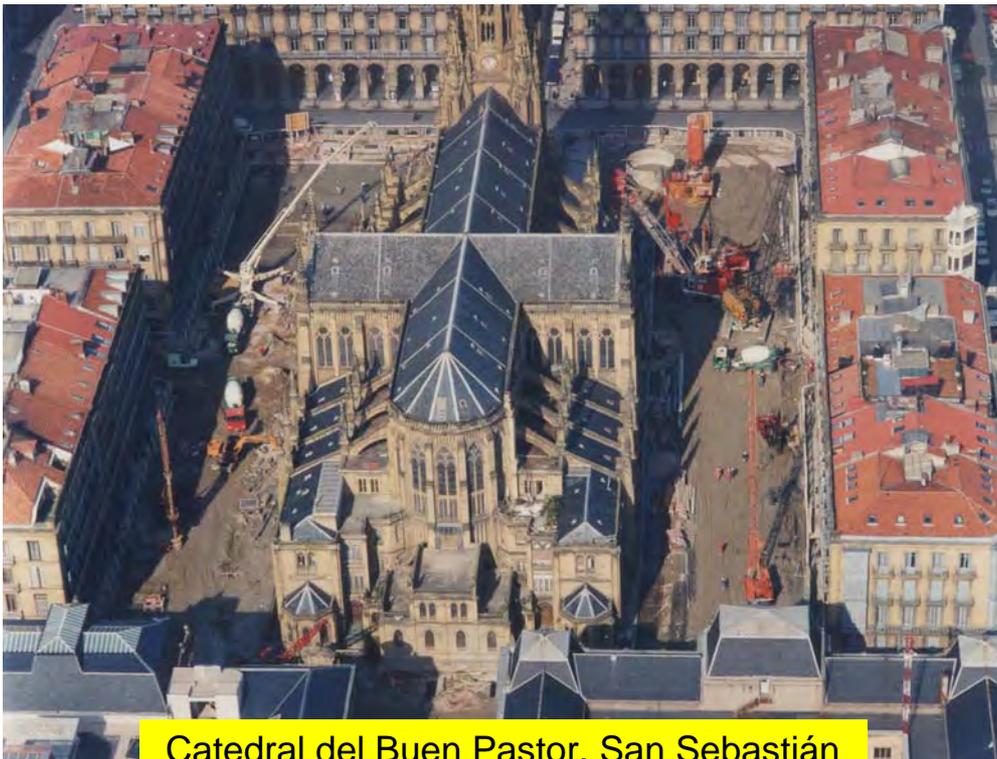
Movimiento lateral máximo

- Parece que existe una cierta influencia de la rigidez para factores de seguridad bajos

Métodos de control y reducción de movimientos

○ 2. Instalación temprana de la primera fila de arriostramientos

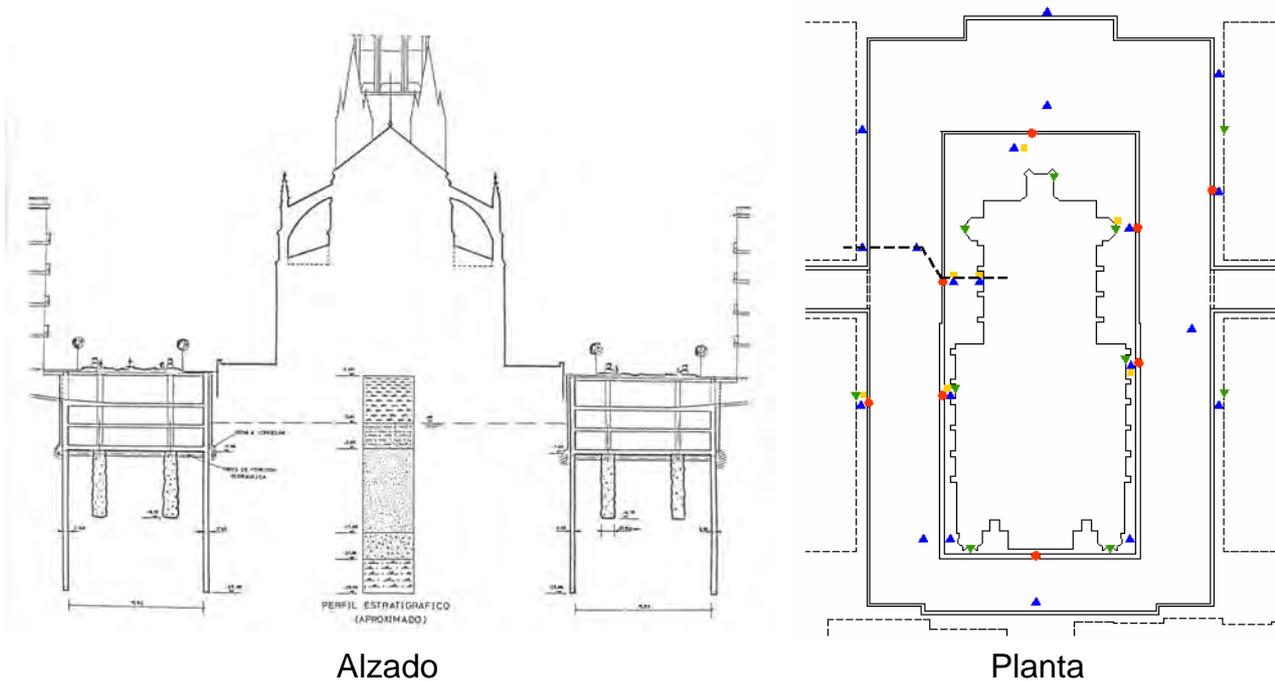
- procedimiento clásico de construcción "arriba-abajo" (top-down)



Catedral del Buen Pastor, San Sebastián

Métodos de control y reducción de movimientos

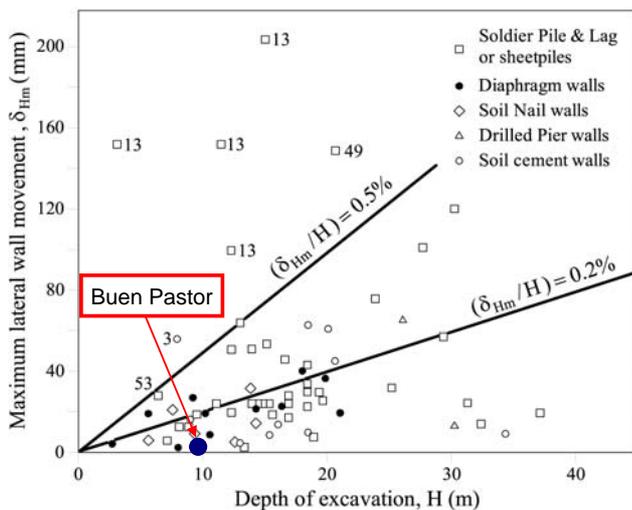
- 2. Instalación temprana de la primera fila de arriostramientos
 - procedimiento clásico de construcción “arriba-abajo” (top-down)



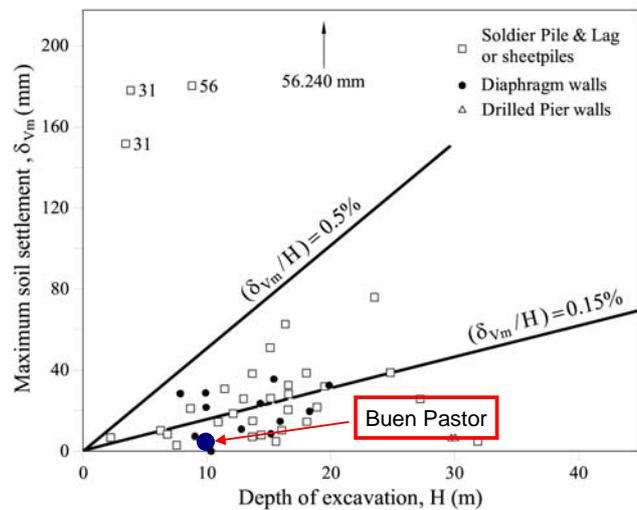
Catedral del Buen Pastor, San Sebastián

Métodos de control y reducción de movimientos

- 2. Instalación temprana de la primera fila de arriostramientos
 - procedimiento clásico de construcción “arriba-abajo” (top-down)



Movimiento lateral máximo



Asiento máximo

Catedral del Buen Pastor, San Sebastián

Métodos de control y reducción de movimientos

○ 3. Atención al contacto entre arriostramiento y pantalla



Metro de Lisboa



Nicoll Highway, Singapur

Métodos de control y reducción de movimientos

○ 4. Pretensado del arriostramiento (puntales y anclajes)



Metro de Lisboa



Diagonal Mar, Barcelona

- el pretensado disminuye los movimientos causados por la excavación
- el pretensado no aumenta la rigidez de los arriostramientos

Métodos de control y reducción de movimientos

4. Pretensado del arriostramiento (puntales y anclajes)

- los anclajes con zona libre de cierta longitud tiene una deformabilidad importante



- ❑ Muro de pilotes (65 cm dia.)
- ❑ Longitud del muro: 80 m
- ❑ Prof. máx.. de excavación: 20 m
- ❑ Excavación en granito meteorizado

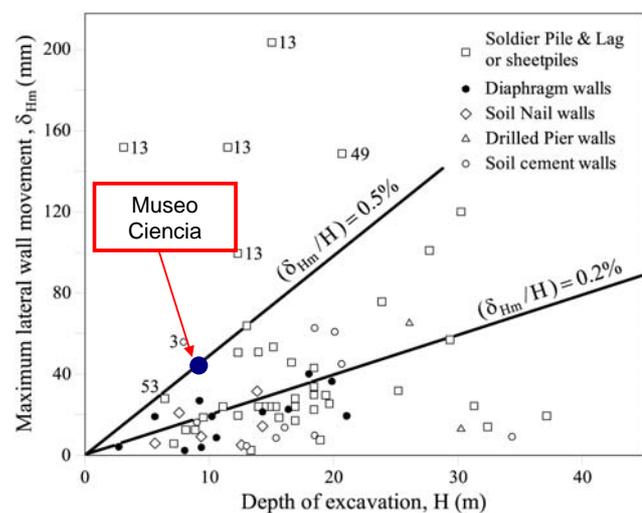
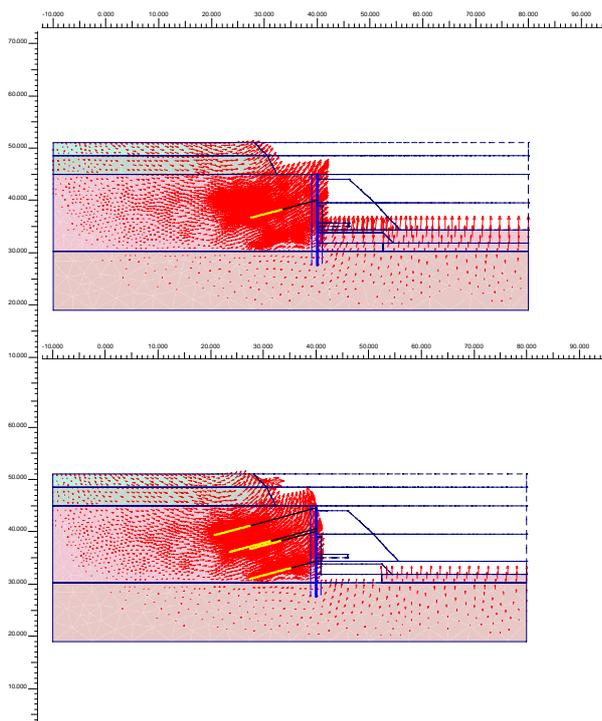


Museo de Ciencia, Barcelona

Métodos de control y reducción de movimientos

4. Pretensado del arriostramiento (puntales y anclajes)

- los anclajes con zona libre larga tiene una deformabilidad importante



Movimiento lateral máximo

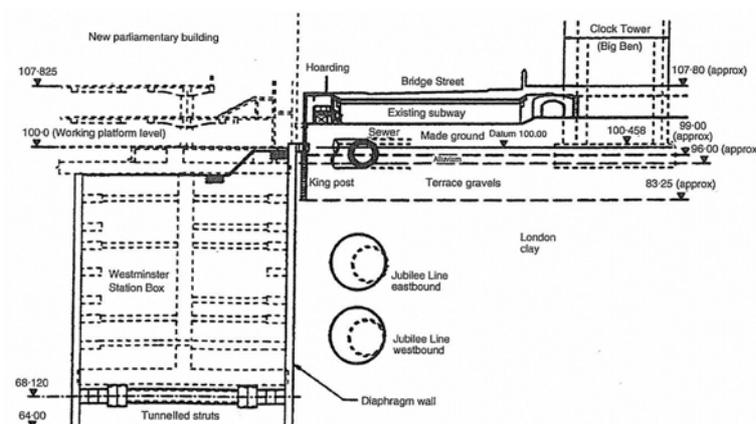
Museo de Ciencia, Barcelona

Métodos de control y reducción de movimientos

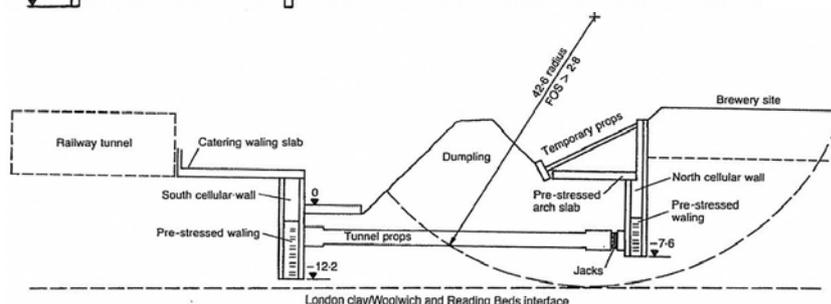
- 5. Evitar sobreexcavaciones
- 6. Empotrar la pantalla en un estrato rígido (si es posible)
- 7. Arriostramiento por debajo del nivel de excavación máxima
 - Procedimientos:
 - Arriostramientos colocados en zanjas o túneles pre-excavados
 - Filas de módulos de pantalla
 - Losas o puntales de jet grouting
 - Losas o puntales con columnas de mezcla de terreno (cal, cemento)
 - Losas o puntales de inyecciones de compactación
 - Para arriostramientos utilizando técnicas de inyección/mejora
 - No existe consenso sobre si es mejor utilizar una losa continua de espesor limitado o arriostramientos discontinuos de mayor espesor
 - Los materiales que resultan de la inyección/mejora del terreno son frágiles y pueden perder resistencia si se supera su deformación de rotura
 - La ejecución del arriostramiento puede debilitar el terreno suprayacente

Métodos de control y reducción de movimientos

- 7. Arriostramiento por debajo del nivel de excavación máxima
 - Arriostramientos colocados en zanjas o túneles pre-excavados



Westminster Station
London



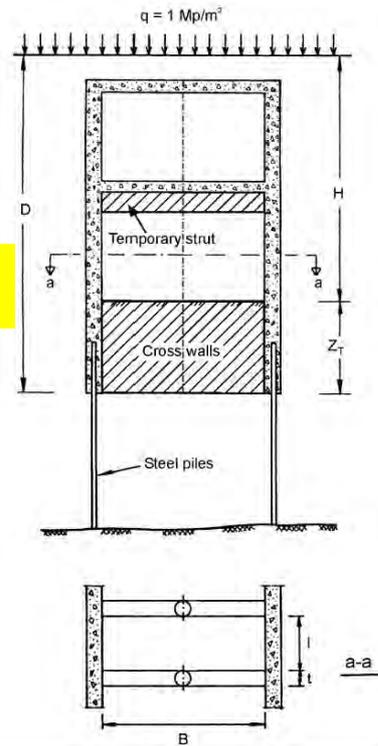
Barbican Arts Centre
London

Métodos de control y reducción de movimientos

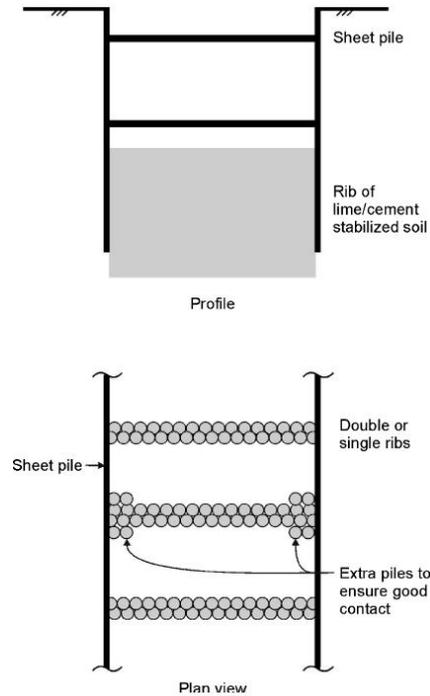
7. Arriostramiento por debajo del nivel de excavación máxima

(Karlsrud & Andresen, 2007)

Studenterlinden
Oslo



Módulos de pantalla

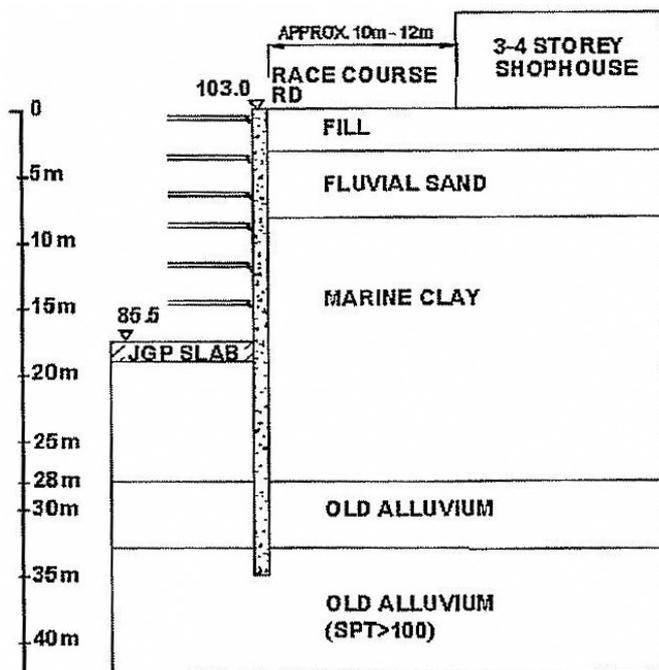


Columnas de cal - cemento

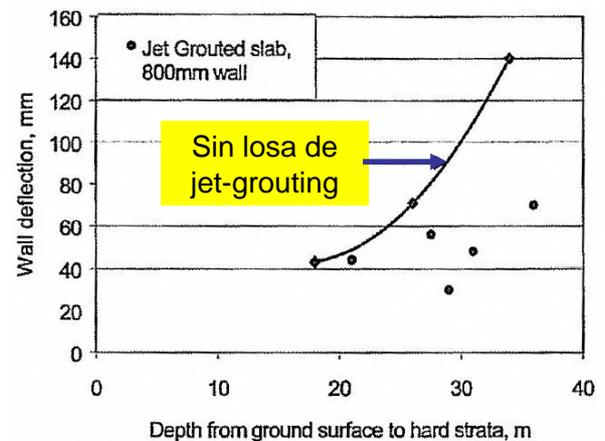
Métodos de control y reducción de movimientos

7. Arriostramiento por debajo del nivel de excavación máxima

- Losas o puntales de jet grouting



Race Course Road Metro
Singapore

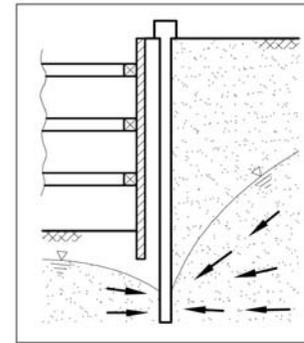
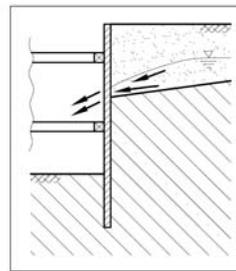
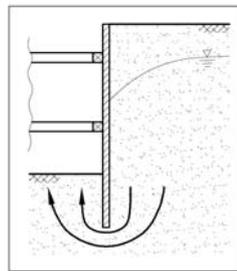
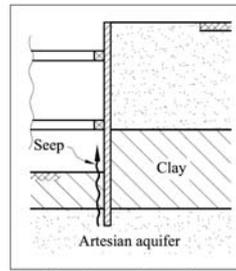
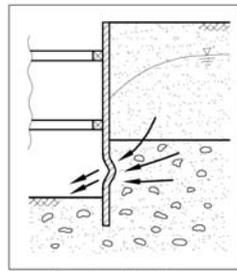


Movimientos laterales de
excavaciones en Singapur
(Shirlaw, 2006)

Métodos de control y reducción de movimientos

8. Muro impermeable y control del flujo de agua

- La falta de control del flujo del agua o los cambios de condiciones hidráulicas producen movimientos del terreno a corto y/o a largo plazo



Bombeo

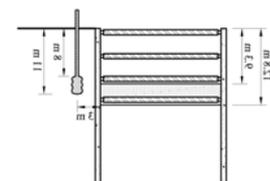
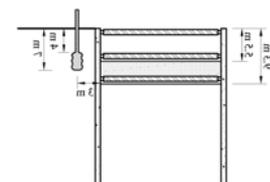
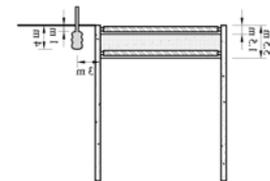
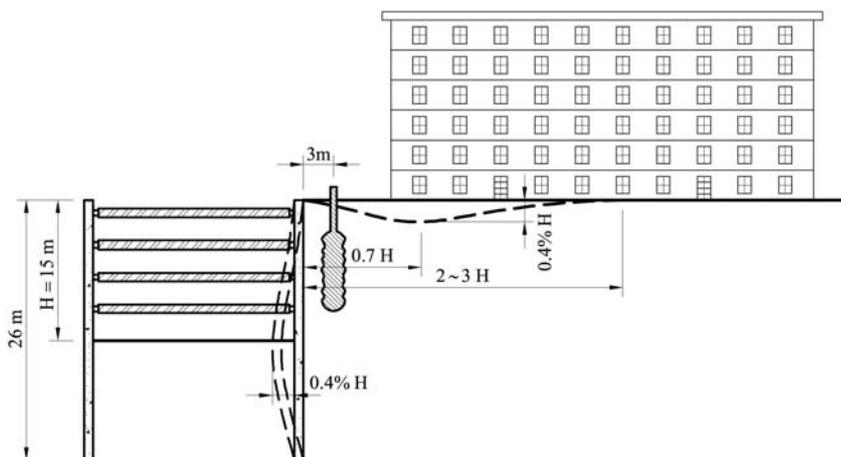
Defectos de sellado

Métodos de control y reducción de movimientos

9. Inyecciones de compensación?

- Excavación en arcilla blanda de Shanghai (Liu, 2003)

- Riesgo de afectación al muro (inyección se realiza después de colocado el arriostramiento)
- Es generalmente contraproducente realizar inyecciones de compensación en arcillas blandas



Métodos de control y reducción de movimientos

1. Incrementar la rigidez del sistema de contención
2. Instalación temprana de la primera fila de arriostramientos
3. Atención al contacto entre arriostramiento y pantalla
4. Pretensar los arriostramientos
5. Evitar sobreexcavaciones
6. Empotrar la pantalla en un estrato rígido
7. Arriostramiento por debajo del nivel de excavación máxima
8. Muro impermeable y control del flujo de agua
9. Inyecciones de compensación?

Resumen y conclusiones

- La ejecución de una excavación al abrigo de muros pantalla produce, inevitablemente, movimientos en la pantalla y en el terreno circundante
- La tolerancia sobre el nivel de deformaciones aceptable (en condiciones urbanas) ha disminuido de forma notable en los últimos años
- Los mecanismos de deformación del terreno debido a la excavación están bien identificados. Las deformaciones horizontales son mayoritariamente de tracción, más desfavorables que en el caso de excavación de túneles
- Existe una amplia experiencia previa documentada que proporciona información muy útil para estimar los posibles movimientos debidos a la excavación y los daños potenciales sobre estructuras vecinas
- Los métodos de análisis por elementos finitos (o diferencias finitas) se van generalizando cada vez más para el cálculo de pantallas y de los movimientos que producen. Estos métodos proporcionan una perspectiva más completa del problema pero requieren validación y calibración.
- Existe un importante arsenal de procedimientos constructivos que permiten reducir los movimientos causados por la excavación hasta los límites deseados

ALGUNOS TEMAS DE INTERES EN EL DISEÑO DE MUROS PANTALLA

José M^a Rodríguez Ortiz
Catedrático de Mecánica del Suelo
y Cimentaciones de la U.P.M.

1. INTRODUCCIÓN

Se desarrollan en esta ponencia algunos aspectos singulares a tener en cuenta en el diseño de muros-pantalla. Algunos de ellos se refieren a temas teóricos que inciden sobre el dimensionamiento de las pantallas mientras que otros pueden tener una mayor repercusión práctica.

2. MÉTODOS DE CÁLCULO

Resulta curioso que, al cabo de tantos años calculando y construyendo pantallas, no se disponga de un método generalmente utilizado y aceptado. Los métodos suelen agruparse en las modalidades siguientes:

- Métodos analíticos de equilibrio límite, generalmente solo aplicables para pantallas en ménsula o con un anclaje (los denominados “método europeo”, método americano”, etc.)
- Pantallas simuladas como vigas elásticas, asimilando el terreno a una serie de muelles (modelo de Winkler).
- Modelos que introducen leyes empuje-desplazamiento partiendo de los empujes en reposo.
- Programas de elementos o diferencias finitas, con modelos elásticos, elastoplásticos, etc.

Ante este amplio panorama la Comunidad de Madrid realizó un esfuerzo de unificación imponiendo a los consultores el uso del programa francés RIDO para el proyecto de pantallas pero los resultados no siempre han sido satisfactorios, aunque la adopción de parámetros conservadores ha conducido siempre a diseños del lado de la seguridad.

Como es sabido, el programa RIDO, puesto a punto durante la construcción del Metro de Lyon, utiliza la hipótesis de Winkler, con un coeficiente de balasto que puede variar con la tensión vertical

$$k_h = k_{h0} + \alpha \sigma_v'$$

Los empujes varían linealmente con el desplazamiento de la pantalla desde la posición de reposo inicial, hasta los valores de plastificación correspondientes a los valores de empuje activo o pasivo.

Actualmente bastantes consultores se están orientando hacia los métodos de elementos finitos, sin que pueda decirse que los resultados sean mejores ni que coincidan con los obtenidos por otros métodos.

Por último aun subsisten algunos métodos de elaboración artesanal que muchas veces no tienen en cuenta el comportamiento tenso-deformacional, operando con valores límites de los empujes. Estos métodos, no obstante, llevan sus propias correcciones como es la de aumentar la longitud de empotramiento calculada hasta un 40%. En otros casos se introduce una reducción de hasta el 50% en los empujes pasivos. Con estas correcciones no puede decirse que estos métodos sean inaplicables y, de hecho, han funcionado durante muchos años. Lógicamente sus mayores limitaciones se refieren a la estimación de deflexiones.

Estudios comparativos realizados por Delattre et al. (2001) sugieren que los métodos que emplean el coeficiente de balasto serían aconsejables para los casos en que

$$C = \frac{l-z}{L_0} > 3,5$$

siendo z la profundidad del punto de empuje nulo (equilibrio de empujes activos y pasivos bajo el fondo de excavación) y $L_0 = (EI/k_h)^{1/4}$ la longitud elástica de la pantalla.

Para $C < 3,5$ los métodos clásicos, con aumento a posteriori de la longitud de empotramiento podrían resultar adecuados.

Hay que señalar que el problema no es solo del método ya que, en muchos casos, la calidad de la caracterización geotécnica del terreno es bastante deficiente, con lo que el resultado final es necesariamente pobre.

Esto ha podido comprobarse en diversos concursos de predicción sobre ensayos cuidadosamente instrumentados (Kudella et al. 1997; Kort et al., 2001). Los participantes no coincidían en la selección de parámetros de cálculo a partir de los datos geotécnicos (sobre todo en la cohesión y el módulo de deformación) y se obtuvo una gran dispersión en los valores de los desplazamientos y momentos flectores, sin que destacara ningún método sobre los demás. Los errores de predicción todavía eran mayores en lo referente a los valores a largo plazo, teniendo en cuenta el comportamiento en fluencia de suelos blandos.

En la fig. 1 se muestra una comparación de desplazamientos calculados con un programa de elementos finitos y otro basado en el modelo Winkler (SEI/ASCE, 2000). Como puede verse las diferencias son notables.

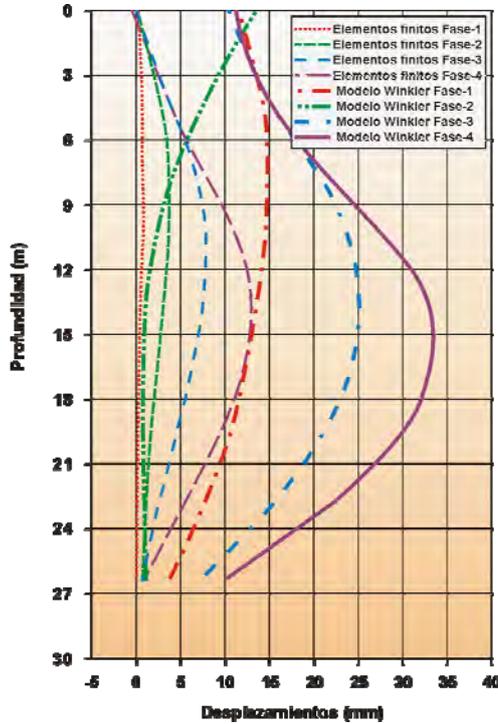


Fig. 1. Comparación entre los desplazamientos calculados por elementos finitos y por el coeficiente de balasto (SEI/ASCE, 2000)

En las numerosas pantallas instrumentadas en la Ampliación del Metro de Madrid y el Metrosur se ha podido comprobar que, en general, las flechas medidas eran inferiores (entre el 40 y 60%) a las calculadas pero esto no es atribuible al método de cálculo sino al probablemente valor conservador de los parámetros geotécnicos adoptados como característicos de los suelos de Madrid (fig. 2)

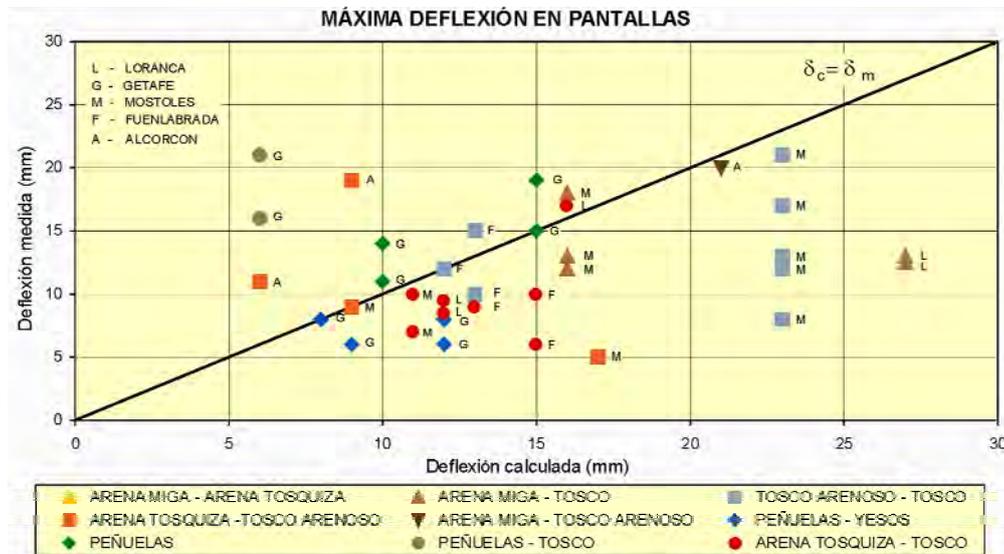


Fig. 2. Comparación entre las flechas máximas medidas y calculadas en varias obras del Metrosur.

Sobre los métodos de cálculo mas empleados pueden hacerse algunas observaciones:

2.1 Determinación del coeficiente de balasto

Es un parámetro básico en los métodos que utilizan modelos tipo Winkler combinados con las teorías de equilibrio límite. El problema es que este parámetro no es una propiedad intrínseca del terreno sino que depende de la superficie de carga. Probablemente haya que admitir la afirmación de Horvath de que “*el coeficiente de balasto es un resultado observable y no una propiedad del terreno*”. Es decir, el coeficiente de balasto es la relación entre la flecha de una pantalla y la presión en ese punto, sin que haya forma de determinarlo a priori.

Por otra parte un único coeficiente de balasto no es capaz de predecir simultáneamente las deflexiones y los momentos flectores. También es sabido que el modelo de Winkler es bastante mas aproximado en el caso de cargas puntuales que en el de empujes repartidos.

Sin ser excesivamente pesimistas hay que admitir que, en el caso de las cimentaciones se ha conseguido, con cierto éxito, relacionar k_h con el módulo de deformación del terreno a través de expresiones del tipo:

$$k = 1,330 \frac{E_s}{\sqrt[3]{lb^2}}$$
$$k = \frac{E_s}{l} \qquad k = \frac{E_s}{b}$$

siendo E_s el módulo de deformación del terreno, l la longitud de la parte cargada y b el ancho de la misma.

En el caso de las pantallas podría considerarse l como la profundidad de pantalla enterrada por el lado pasivo, pero es mucho más difícil estimar b ya que no se trata del ancho del batache sino de todo el frente de empuje de la pantalla, con una pequeña reducción por el efecto de las esquinas.

Tampoco es fácil determinar el valor correcto de E_s ya que suele ser función de la deformación (al igual que el ángulo de rozamiento) y para deformaciones inferiores al 0,1% como se dan en muchas zonas de las pantallas en suelos duros puede tener valores muy superiores a los habitualmente asignados a partir de ensayos en los que se alcanzan deformaciones muy superiores. Sin embargo la tendencia puede ser la contraria en suelos blandos. Probablemente las correlaciones que proporcionan el habitual módulo secante correspondiente al 50% de la resistencia a compresión simple E_{50} , como $350 q_u < E_{50} < 1000 q_u$ deban rebajarse a $50 q_u < E_{50} < 150 q_u$.

En Francia se utiliza bastante la expresión dada por Ménard en 1964:

$$\frac{1}{k_h} = \frac{1}{E_M} \left[\frac{a \alpha}{2} + 0,133 (9 a)^\alpha \right]$$

siendo E_M el módulo presiométrico, $a = 2h/3$ (con h = longitud enterrada en el lado pasivo) y α es un coeficiente que puede tomarse igual a 0,5 para suelos cohesivos y a 0,35 para suelos granulares.

Tanto de esta fórmula como de las elásticas anteriores se deduce que el coeficiente de balasto va variando a medida que se va excavando y va disminuyendo de longitud la parte enterrada. La variación no es muy grande en pantallas cortas pero si puede serlo en pantallas muy profundas. Sin embargo no conocemos que esta circunstancia se esté introduciendo en los cálculos.

Algunos autores proponen, en el caso de pantallas, un coeficiente de balasto proporcional a la tensión vertical, $k_h = \alpha \sigma_v'$, lo cual parece razonable, pero resulta muy difícil establecer el factor de proporcionalidad.

También es interesante la expresión

$$k = 2,1 E_s^{4/3} / (EI)^{1/3} \text{ (MN/m}^3\text{)}$$

dada por Bazin y Schmitt (2001) y que parece ajustarse bastante bien a los valores medidos en el Metro de El Cairo en terrenos granulares.

Según dichos autores la expresión anterior puede ponerse como

$$k = 3,6 E_s / a, \text{ siendo } a = 1,7 (EI/E_s)^{1/3}$$

donde a sería la parte realmente solicitada pasivamente por la pantalla, la cual puede estimarse en 1,5 veces la longitud elástica.

También ha tenido bastante difusión el ábaco de Chadeisson (ver en Arroyo y Feijoo "Simp. Sobre Estructuras de Contención de Terrenos", Santander 1996, 435-442), simplificado posteriormente por Monnet (1994) según la expresión:

$$k_h = \left[20EI \left(\frac{K_p \gamma (1 - K_0/K_p)}{dr_0} \right)^4 \right]^{1/5} + A_p c' \frac{\text{tg}(c'/c_0)}{dr_0}$$

siendo A_p un coeficiente modificador de la cohesión del suelo, dr_0 = un desplazamiento característico = 0,015 m y c_0 = cohesión de referencia = 30 kPa.

Normalmente la expresión anterior da valores bastante superiores a los Ménard.

Podría concluirse que los métodos basados en el coeficiente de balasto permiten una primera aproximación a la evaluación de deflexiones y esfuerzos, pero, salvo si se calibran con medidas reales, no permiten estimaciones suficientemente precisas cuando hay que moverse entre límites estrictos.

2.2 Ancho de la excavación

Se ha comprobado que el ancho de la excavación es un parámetro de cierta importancia en el control de los desplazamientos de la pantalla y las cargas sobre los apoyos. Este ancho afecta al desarrollo de la zona pasiva y, cuando es pequeño, mejora notablemente las condiciones de empotramiento.

Podría entenderse este efecto como la formación de un arco de transmisión de empujes a través del terreno entre ambas cuñas pasivas. Si la excavación es muy amplia este arco no puede formarse y los empujes se transmiten según trayectorias que tienden a la vertical (fig. 3) (Weissenbach y Gollub, 1995).

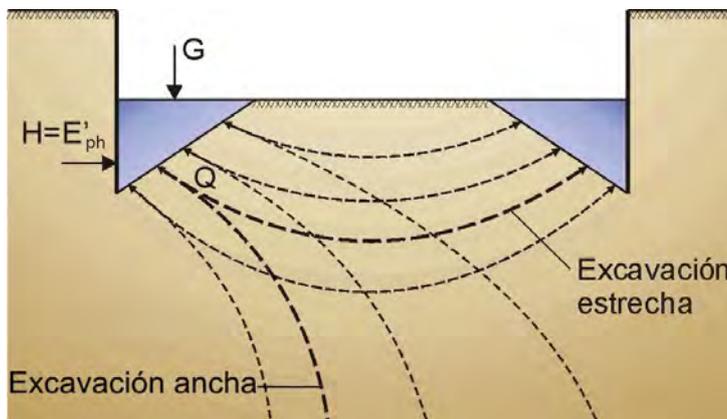


Fig. 3. Efecto arco entre pantallas opuestas (Weissenbach y Gollub, 1995).

Evidentemente este parámetro no es tenido en cuenta en los modelos de viga elástica por lo que no son de extrañar las diferencias con los cálculos por elementos finitos.

2.3 Cálculos por elementos finitos

Los cálculos por elementos finitos parecen más aproximados que los de equilibrio límite pero, no obstante, están sujetos a notables incertidumbres. En los modelos elásticos o incluso elastoplásticos la adherencia perfecta que se establece entre la pantalla y el terreno circundante puede dar resultados muy alejados de la realidad sobre todo en la parte que puede quedar en voladizo y en la zona de intradós, donde el levantamiento del terreno puede modificar notablemente las acciones sobre la pantalla (fig. 4).

El levantamiento del fondo excavado es en gran parte una deficiencia de los programas usuales ya que son incapaces de adoptar un módulo de deformación diferente en carga que en descarga, con lo que resultan levantamientos excesivos. Únicamente los modelos que siguen una determinada trayectoria tensión-deformación, como el de la *cam-clay* pueden mitigar este efecto.

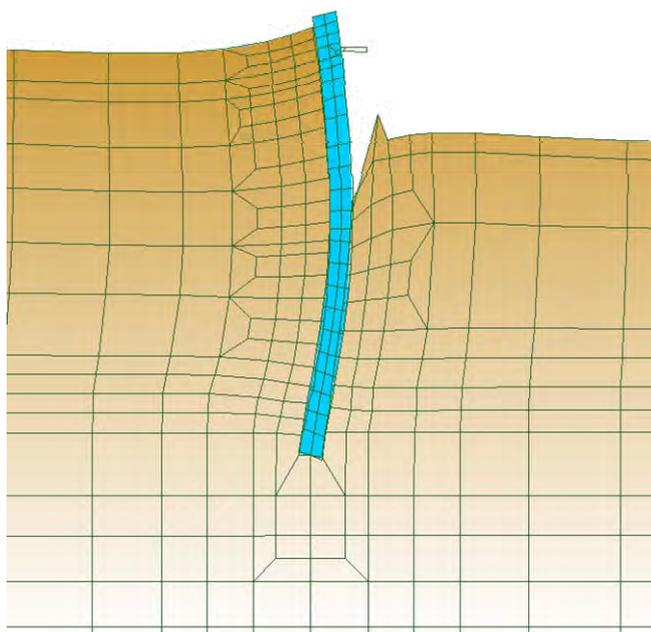


Fig. 4. Distorsión anormal de una pantalla por una deficiente evaluación numérica del levantamiento elástico del fondo de la excavación

El problema puede solucionarse en parte con la introducción de elementos junta entre la pantalla y el terreno. A estos elementos se les puede asignar propiedades de contacto que dependen considerablemente del tipo de terreno. En suelos cohesivos donde el batache queda con paredes lisas y verticales las condiciones de adherencia pueden ser muy pobres, todo lo contrario de los que sucede en suelos granulares. Por otra parte la presencia de lodo hace difícil estimar los valores de adherencia o rozamiento a introducir.

También es sabido que el rozamiento movilizado es función de las deformaciones de la pantalla, pero es muy difícil introducir esta variación en los cálculos.

Por otra parte, en la definición del estado inicial hay que tener en cuenta el K_0 lo cual dista mucho de ser fácil. En realidad habría que estimar el K_0 “después de la ejecución de la pantalla”, lo cual es todavía mucho más incierto.

No es menos difícil la asignación de módulos de deformación en modelos lineales tipo Mohr-Coulomb o similares, que sean consistentes con la amplia gama de deformaciones esperables.

2.4 Cálculo en tensiones efectivas o totales

En los frecuentes casos de terreno estratificado con existencia de nivel freático los cálculos se complican si se considera las propiedades sin drenaje de los suelos cohesivos y las drenadas de los suelos granulares por lo que existe una tendencia generalizada al cálculo en tensiones efectivas, con drenaje, para cualquier tipo de terreno. Suele aducirse que los empujes en situación drenada, con pequeñas o nulas cohesiones efectivas, son mayores que los iniciales, sin drenaje, por lo que se quedaría del lado de la seguridad.

La tendencia general es hacia cálculos en tensiones efectivas. La duda solo se plantea en el caso de suelos cohesivos. Si los suelos son blandos las condiciones de drenaje dependerán

de la duración de las distintas fases de la construcción, siendo plausible el cálculo no drenado si se trata de capas potentes. En los demás casos sigue siendo válido el cálculo con drenaje. En arcillas preconsolidadas, peñuelas, etc. la fisuración de los suelos permite un fácil drenaje en el trasdós al abrirse las fisuras con la descarga horizontal derivada de la excavación, mientras que en el intradós se producen entumecimientos e hinchamientos que favorecen la disipación de presiones intersticiales, con lo que el cálculo drenado también está justificado. Esto hace que en el Report 104 del CIRIA se acepte un diseño mixto, considerando tensiones totales en el metro superior de la zona excavada y por debajo del nivel de grietas de tracción en el lado retenido. En el resto se calcularía en tensiones efectivas. No obstante el mismo Report se inclina por el cálculo en tensiones efectivas en la generalidad de los casos.

Hay que señalar, por otra parte, que los parámetros de resistencia al corte deberían corresponder al mismo nivel de deformaciones esperable en las pantallas. Con deformaciones bajas, la curvatura de la línea de resistencia intrínseca suele proporcionar valores de ϕ' algo superiores a los usuales.

Este problema no se da en los cálculos sin drenaje ya que la resistencia al corte aparente depende de la historia anterior de consolidación (normalmente las tensiones efectivas preexistentes), por lo que es poco sensible a las excavaciones que implica el proceso constructivo.

2.5 Otros aspectos del cálculo

Algunos calculistas, siguiendo recomendaciones que aparecen en la literatura y en diversos códigos, introducen reducciones en los empujes pasivos, para tener en cuenta que las deformaciones horizontales de la pantalla pueden ser insuficientes para alcanzar el estado pasivo. Es cierto que se requieren deformaciones importantes para alcanzar dicho estado límite pero si se emplean métodos tenso-deformacionales como hace el RIDO, o los elementos finitos, ya se generan estados intermedios entre el reposo y el pasivo, por lo que no es necesaria simplificación alguna.

También se discute sobre la conveniencia o no de tener en cuenta el rozamiento terreno-pantalla, lo cual equivale a considerar los empujes según Coulomb o Rankine. Es evidente que el rozamiento proporciona empujes y esfuerzos más reducidos (fig. 5). Algunos autores sugieren que la bentonita puede reducir considerablemente el rozamiento por lo que no debe tenerse en cuenta. Además la no consideración del rozamiento deja del lado de la seguridad, principalmente del lado pasivo.

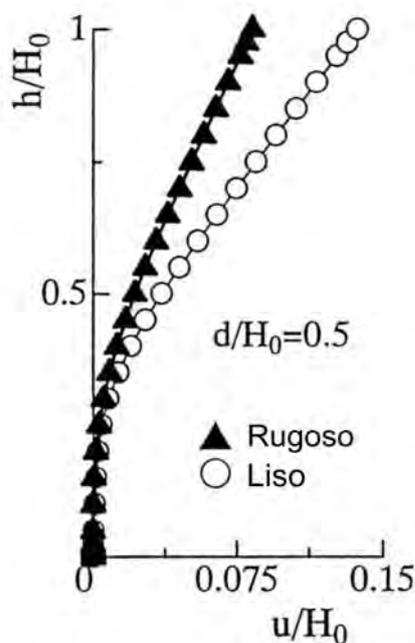


Fig. 5. Flechas observadas en una pantalla en voladizo, en función del rozamiento terreno-pantalla (Nakai et al., 1999)

3. CONDICIONES DE EXTREMO

En los modelos de cálculo usuales deben especificarse las condiciones de empotramiento en cabeza y pie de la pantalla. En zona urbana es usual que en cabeza de pantalla solo existan cargas de pilares o los cortantes transmitidos por el forjado de calle. En túneles urbanos o estaciones pueden adoptarse soluciones de losa empotrada en la pantalla. Las ventajas respecto a la solución biapoyada no son muy grandes en cuanto al armado si bien el cálculo es mucho más complicado. También es difícil el hormigonado del empotramiento dada la gran cantidad de armaduras de espera a dejar en la pantalla.

El cálculo estructural debe igualar los giros de la pantalla y la losa en el nudo de unión. El método habitual consiste en aplicar en la cabeza de la pantalla diversos momentos para obtener el giro correspondiente. Análogamente se calculan los momentos de empotramiento en la losa permitiendo diversos giros. Por último se busca el punto de intersección de ambas leyes $M-\phi$ (fig. 6).

El problema es la escasa fiabilidad de la ley de giros obtenida para la pantalla por las citadas incertidumbres en cuanto al cálculo en deformaciones. También hay que contar con los fenómenos diferidos por la posible fluencia del terreno en la parte superior de la pantalla, donde las reacciones pasivas son muy moderadas. La única solución es una considerable prudencia respecto a los valores de cálculo, no escatimando armadura en la parte central de la losa.

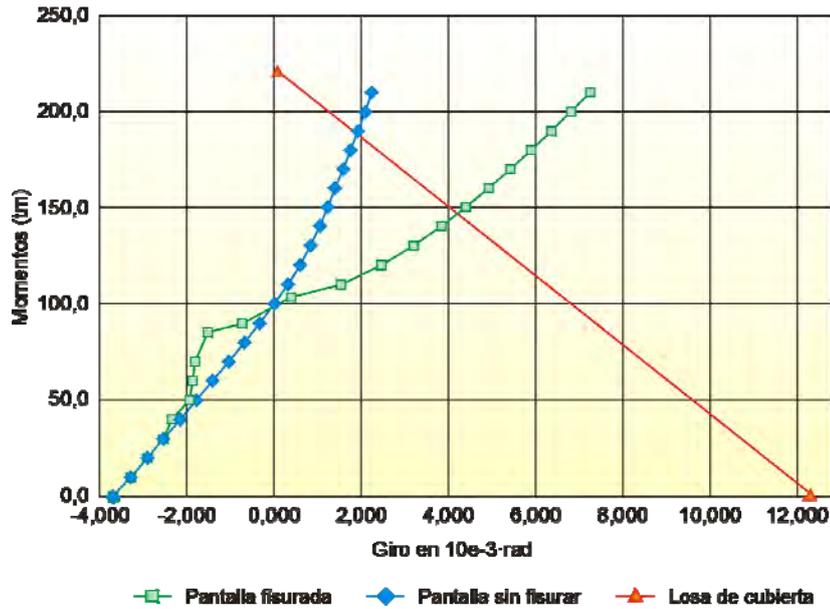
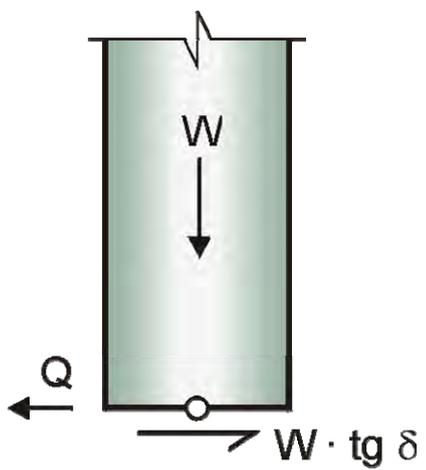


Fig. 6. Obtención del momento en el empotramiento losa-pantalla. Metrocur.

Por lo que respecta al pié de la pantalla la tendencia natural es a hacer las pantallas lo mas cortas posible por lo que generalmente el pie queda libre en cuanto a giros y desplazamientos. Sin embargo la condición de pié libre suele conducir a inestabilidades en la zona pasiva y a flechas excesivas en la pantalla.

En realidad está bastante justificada la consideración del pie como articulado ya que el desplazamiento se verá impedido por el rozamiento desarrollado en la base de la pantalla por efecto del peso propio de la misma y la componente vertical de anclajes o forjados. Basta con comprobar que el cortante Q movlizado en la articulación es inferior a la componente tangencial del contacto (fig. 7):



$$Q < 1,3 (W + R_v) \cdot \text{tg } \delta$$

siendo W el peso efectivo de la pantalla, R_v la suma de componentes verticales actuantes sobre la pantalla y δ el ángulo de rozamiento entre pantalla y terreno que puede tomarse igual a los 2/3 del de rozamiento del terreno existente en la base. El coeficiente de seguridad 1,3 puede variar de unos casos a otros.

Fig. 7. Estabilidad del pié de la pantalla

Por otra parte se pueden colocar micropilotes dentro de la pantalla para que absorban el cortante, ver fig. 8. Esta es una solución bastante usada cuando el empotramiento de las pantallas es nulo o insuficiente, por haber alcanzado un estrato de roca, no atravesable por la cuchara.

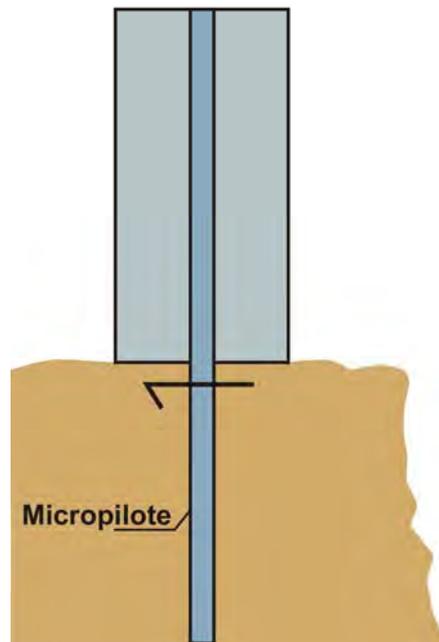


Fig. 8. Micropilote en pantalla

4. RIGIDEZ DE LOS APOYOS

Englobamos en la denominación de “apoyos” todos los sistemas usuales de arriostramiento o acodalamiento como

Anclajes
Codales metálicos
Forjados

Salvo los modelos de cálculo elementales en los que los apoyos se consideran rígidos, los modelos mas elaborados exigen definir la ley fuerza-deflexión de los mismos.

En el caso de los **anclajes** el alargamiento vendría definido en teoría por la longitud libre, lo cual conduciría a una deflexión nula si las cargas a absorber no superasen las de tesado de los anclajes. En general la realidad se desvía de esta hipótesis simplificadora por causas diversas:

- Los cables sufren una cierta relajación.
- Los movimientos de la pantalla permiten el acortamiento del cable
- El bulbo puede sufrir deformaciones diferidas (fluencia)
- La pantalla puede comprimirse contra el terreno (suelos blandos)

Todo ello excluyendo las deformaciones asociadas a problemas de estabilidad global.

En el caso de los **codales metálicos** el principal problema son las dilataciones térmicas. Según las variaciones de temperatura entre el momento de instalación y acuñado del codal

y las que pueden producirse a lo largo de la vida de la obra, los codales pueden tirar de la pantalla o ejercer fuerzas muy elevadas sobre la misma. En este último caso podrían alcanzarse cargas próximas a las de pandeo, peligrosas para los codales. El efecto puede verse agravado por el giro de los apoyos extremos al flexionar la pantalla con las excavaciones bajo el nivel de acodamiento.

Lo ideal sería poder controlar y modificar la carga de los codales según las circunstancias climáticas pero esto no pasa de ser una entelequia.

Se ha prestado bastante atención al tema de separar las cargas debidas a los empujes del terreno y los originados por la temperatura con objeto de comparar adecuadamente los valores calculados (sin efecto de temperatura) y los medidos. Richards et al. (1999) han constatado valores de hasta el 37% de la carga total en codales atribuible a efectos de temperatura.

Lógicamente la carga retenida por los codales depende de la rigidez del sistema pantalla-terreno en la medida que las dilataciones permitidas por la deformabilidad de dicho sistema no se traducen en cargas de compresión en el codal.

Boone y Crawford (2000), después de revisar propuestas anteriores de Chapman y Endo & Kawasaki, llegan a la siguiente expresión del valor de la carga debida a la temperatura.

$$P_T = \frac{-\alpha_s \Delta T L}{(2I)/(s E_{s(m)}) + L/(A_s E_s)}$$

con

$$E_{s(m)} = \frac{-2 I m}{s[\alpha_s L + m L/(A_s E_s)]}$$

siendo: L = longitud del codal; A_s = área de acero ; E_s = módulo de elasticidad del acero; m = pendiente de la línea carga-incremento de temperatura del codal.

ΔT = incremento de temperatura ; α_s = coeficiente de expansión térmica del acero = 11,7 x 10⁻⁶ °C⁻¹.

E_{s(m)} = módulo secante de deformación del terreno (movilizado); s = separación vertical entre codales en la sección considerada.

I = coeficiente de influencia del asiento de la pantalla en el punto de aplicación del codal, considerando la pantalla como una placa de ancho s y largo la separación horizontal entre planos de codales.

Estas expresiones tienen el interés adicional de permitir una evaluación del módulo de deformación del terreno a partir de las cargas medidas en los codales.

En la figura 9 se muestra el registro de carga en un codal con indicación de la parte correspondiente a temperatura.

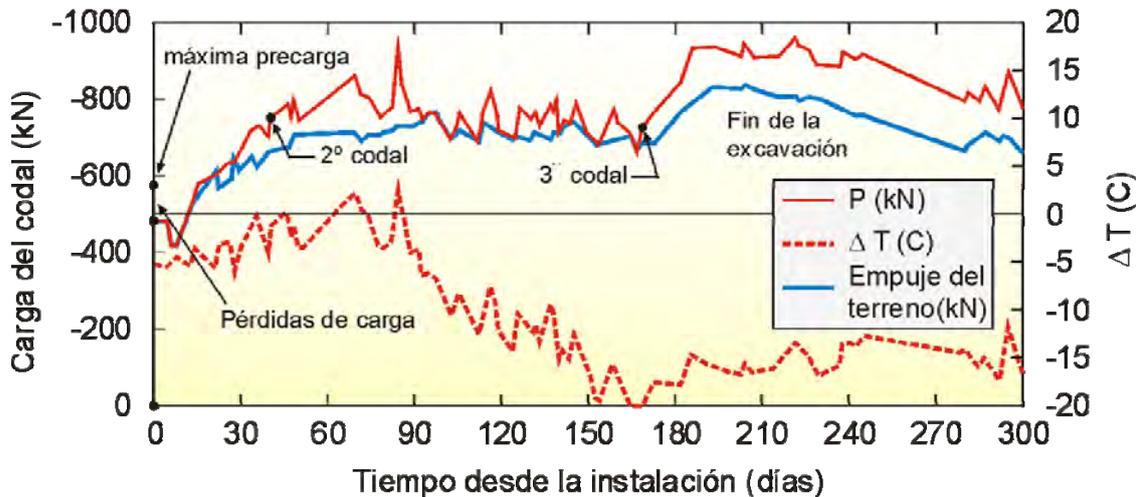


Fig. 9. Efecto de la temperatura en un codal metálico (Boone y Crawford, 2000)

En cuanto a los **forjados** el principal problema es la retracción, sobre todo en las construcciones actuales en las que se disponen grandes superficies con ausencia de juntas.

La retracción de los forjados puede mitigarse algo con cementos especiales y con una secuencia adecuada de hormigonado, pero suelen ser inevitables movimientos finales de orden centimétrico.

Salvo si se introducen elementos compensatorios para rellenar el hueco creado entre la pantalla y el forjado, la retracción se suma a las flechas de la propia pantalla, con lo que puede llegarse a situaciones no admisibles, sobre todo cuando existen edificios o instalaciones medianeras. Por otra parte los momentos finales en la pantalla pueden diferir de los de cálculo si no se ha tenido en cuenta este efecto.

En el caso de forjados con vigas metálicas existen soluciones relativamente sencillas para controlar la fuerza de contacto o limitar los desplazamientos (fig. 10). Para los forjados normales de hormigón se han propuesto soluciones a base de gatos pero casi nunca se han llevado a cabo por la complejidad del sistema y su elevado coste (fig. 11).

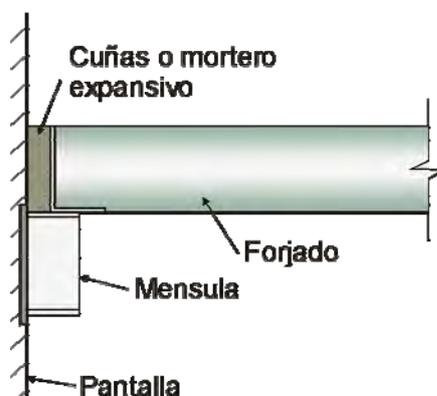


Fig. 10. Dispositivo de acañamiento en un forjado.

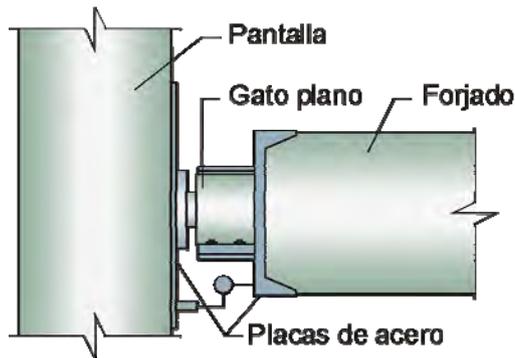


Fig. 11. Gatos correctores de la retracción del forjado

Hay que tener en cuenta la dificultad de calcular las pantallas cuando los apoyos se van separando de forma asintóticamente decreciente.

Comentaremos por último la habitual solución de dejar **bermas de tierra** como contrafuerte pasivo hasta la ejecución de los forjados (fig. 12).

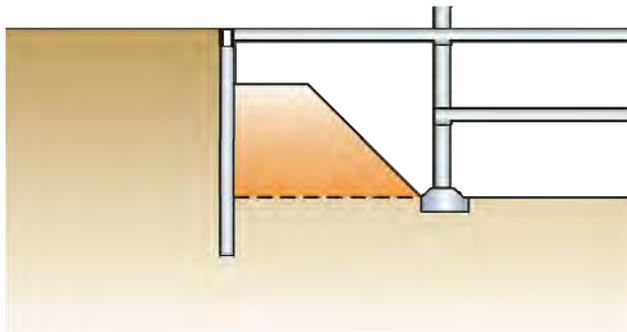


Fig. 12. Solución de excavación con berma

No existe una teoría generalmente aceptada para el dimensionamiento de estas bermas y en muchos casos se ponen a ojo. Una orientación es que al menos el 75% de la máxima cuña pasiva a movilizar (por ejemplo la de Rankine) quede dentro de la berma.

Algunos estudios numéricos realizados por Potts et al. (1992) parecen indicar que para alturas de berma entre 2,5 y 5 m lo importante es el volumen de la berma (fig. 13) pero para alturas menores la geometría tiene bastante importancia.

Lógicamente su eficacia depende de su resistencia y baja deformabilidad, lo cual es difícil de conseguir en suelos blandos saturados.

Las bermas son bastante útiles cuando la pantalla ya está sujeta en la parte superior por codales o anclajes, pero es poco eficaz en la limitación de movimientos cuando se trata de pantallas en voladizo.

Se trata de una solución con cierto riesgo ya que muchas veces se adopta aparte del proyecto de la estructura y su forma se encaja para que entre en la crujía adyacente a la pantalla. Por otra parte las bermas están sujetas a las acciones climáticas. Con el calor pueden desecarse y retraer, separándose de la pantalla, mientras que la lluvia puede reblandecerlas.

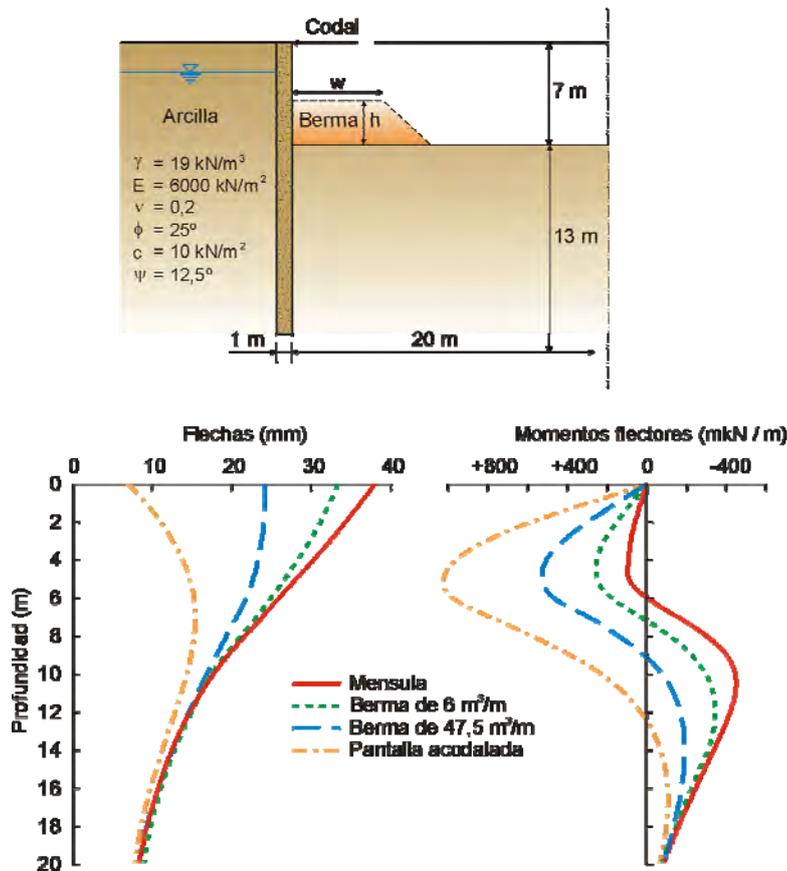


Fig. 13. Efecto de las bermas de tierra (Potts et al., 1992)

5. POSICIÓN DE LOS APOYOS

Normalmente se tiende a colocar el primer apoyo a la máxima profundidad compatible con que los momentos negativos en la ménsula superior sean del mismo orden que los positivos en zonas inferiores y, al mismo tiempo, se obtengan flechas admisibles. Esta segunda condición suele ser mucho más estricta, sobre todo cuando existen edificios medianeros.

Por otra parte ya se ha señalado anteriormente que, en esta situación de máxima altura de tierras en la zona pasiva la deformabilidad de la pantalla es muy elevada. Los movimientos producidos ya son irreversibles y se suman a los de fases subsiguientes. Ello hace aconsejable la colocación del apoyo lo mas alto posible, como ya habían indicado Littlejohn y Macfarlane en 1974. Estos autores aconsejaban apoyos a profundidades no muy superiores a 1,50 m. No siempre es posible colocar anclajes tan altos por la presencia de las cimentaciones adyacentes o por la baja resistencia de los niveles superiores del terreno. En estos casos es aconsejable recurrir a codales o arriostramientos externos.

Estas ideas entran en conflicto con la habitual tendencia a realizar las pantallas desde preexcavaciones lo mas profundas posibles y a evitar apoyos muy próximos a la viga de atado.

En el resto de los apoyos existe una mayor libertad si bien se tiende a evitar anclajes bajo cargas de agua importantes, en terrenos permeables.

6. APOYOS ENTERRADOS

En muchos casos la peor situación corresponde a la excavación mas profunda ya que los empujes sobre la pantalla son máximos, mientras que es mínima la longitud en la que se desarrollan las reacciones pasivas. La estabilidad de la pantalla puede conseguirse prolongando la misma, pero con ello es difícil reducir las flechas a valores admisibles.

Una posible solución, usual en estaciones o excavaciones estrechas, consiste en realizar la solera de fondo por bataches, manteniendo un desnivel de tierras suficiente para limitar los movimientos de la zona inferior. La eficacia de esta banqueta depende de la competencia del terreno, siendo poco útil en terrenos blandos.

En el caso de excavaciones muy amplias en las que el acodamiento entre paredes opuestas es imposible esta solución no resulta práctica, si bien sería posible realizar franjas de solera que por rozamiento en su base o zarpas de encaje en el terreno, opusieran suficiente resistencia pasiva a la pantalla.

No debe olvidarse la solución de la solera sumergida, en la que una solera de hormigón es vertida sin extraer el agua de la excavación, con lo que los movimientos de la pantalla son muy reducidos.

Recientemente se está utilizando con cierta profusión la solución de mejorar el terreno en la zona pasiva mediante inclusiones o tratamientos, previamente a la excavación final.

Los métodos más utilizados comprenden (fig. 14):

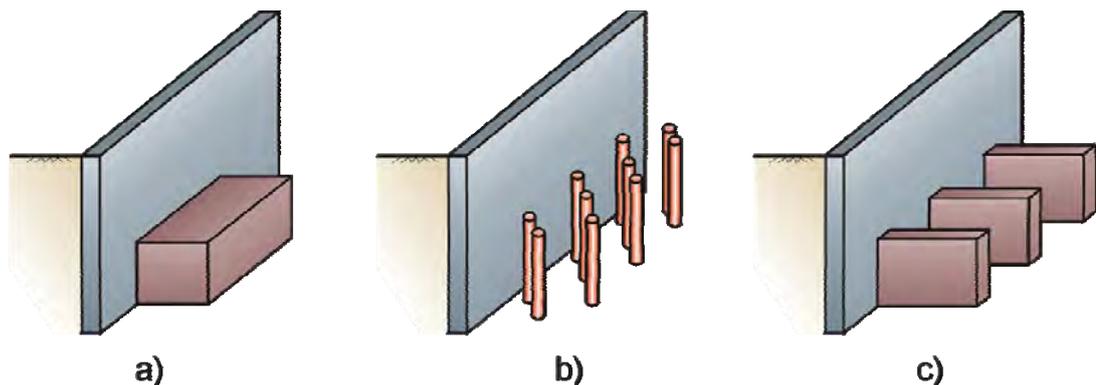


Fig. 14. Métodos de refuerzo en la zona empotrada de la pantalla (Ou, Wu y Hsieh, 1996)

- Macizos de terreno inyectado
- Pilotes de sustitución. Son frecuentes pilotes de mortero o los ejecutados por las técnicas de “deep-mixing” o jet-grouting.
- Paneles de mortero o pantallas de pilotes tangentes.

Estos refuerzos deben estudiarse mediante cálculos tridimensionales. No obstante Ou et al. (1996) han propuesto una forma sencilla de mayorar los parámetros del terreno para tener en cuenta el refuerzo:

$$P_{eq} = P_t I_r^m + P_0 (1 - I_r^m)$$

siendo: P_{eq} el valor resultante de la propiedad considerada (E , s_u , etc.)

P_t , el valor correspondiente al suelo tratado

P_0 , el valor correspondiente al suelo original, sin tratar

I_r^m , un factor de mejora definido como la relación entre el área tratada y la total

m , un exponente que en casos normales vale 1 pero que puede oscilar entre 0,6 y 2.

La eficacia de estas soluciones se incrementa notablemente cuando es posible establecer auténticos codales enterrados, conectando pantalla enfrentadas.

En las figs. 15 y 16 se muestran diversos ejemplos de estampidores realizados con jet-grouting. Deben evitarse diseños demasiado esbeltos, con una sola fila de columnas. También es conveniente realizar ensanchamientos o vigas de jet para una mejor absorción de los empujes de las pantallas (fig. 17).

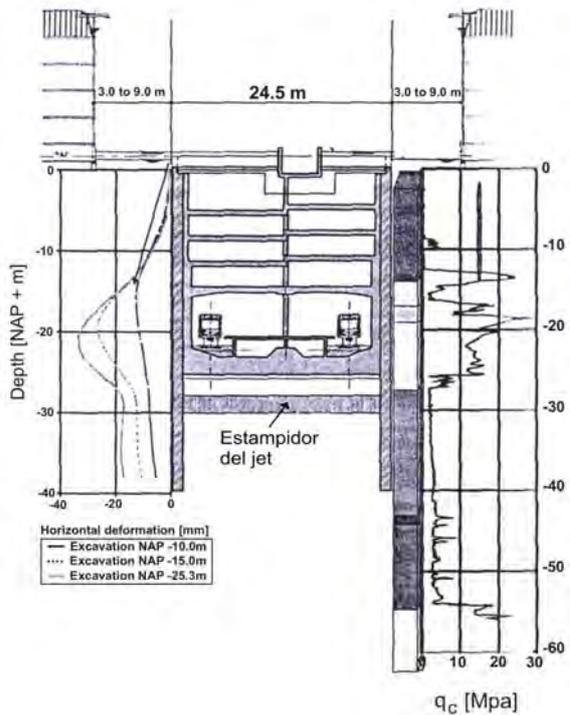


Fig. 15. Ejecución de una estación del Metro de Ámsterdam con ayuda de estampidores de jet (Herschleb et al. 2006)

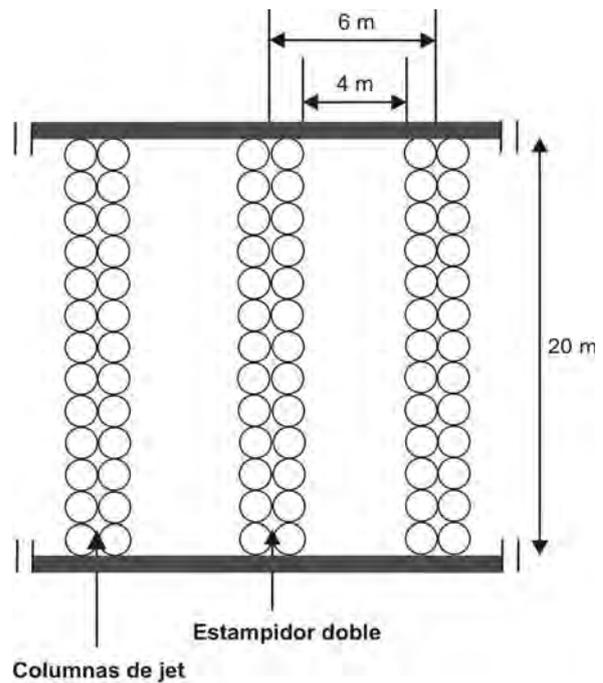


Fig. 16. Estampidores de jet de doble columna (Benson, Hsiung et al. 2006)

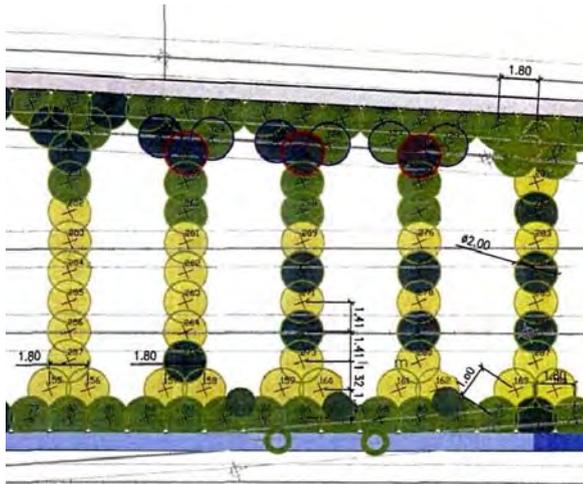


Fig 17. Estampidores de jet-grouting en las pantallas del Acceso del AVE a Barcelona (cortesía de CORSÁN-CORVIAN)

Hay que tener en cuenta, no obstante, que los estampidores no son monolíticos y pueden estar sujetos a diversas inestabilidades. En excavaciones profundas las columnas pueden no quedar en contacto por desviaciones de inclinación en la perforación, al igual que en terrenos muy heterogéneos en los que el diámetro de las columnas varía de unos puntos a otros.

Bajo compresiones importantes los estampidores pueden "pandear" desviándose lateralmente algunas columnas bajo el empuje de las adyacentes (fig. 18).

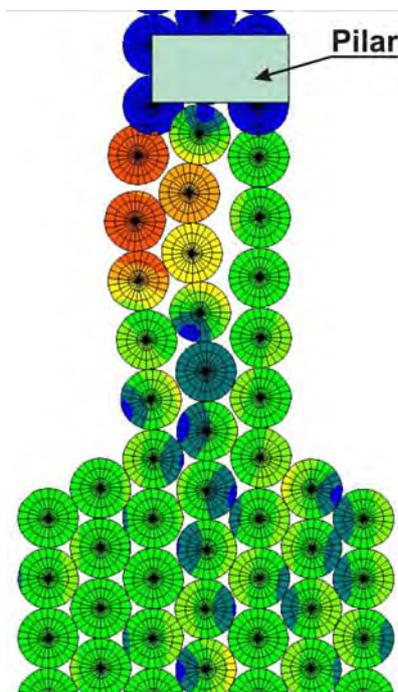


Fig. 18. Pandeo de estampidores de jet grouting

Cuando se concentra un número elevado de columnas en las proximidades de las pantallas éstas pueden sufrir desplazamientos hacia el exterior por efecto de las fuertes presiones transmitidas por el jet.

7. DEFORMACIONES DE CONSTRUCCION

En el cómputo de movimientos totales en el entorno de una pantalla hay que tener en cuenta que la construcción no es inocua y que, en terrenos blandos, la mera excavación y relleno con hormigón fresco pueden producir desplazamientos horizontales.

Ya advirtieron de este fenómeno Clough y O'Rourke (1990) de quienes hemos tomado la fig. 19.

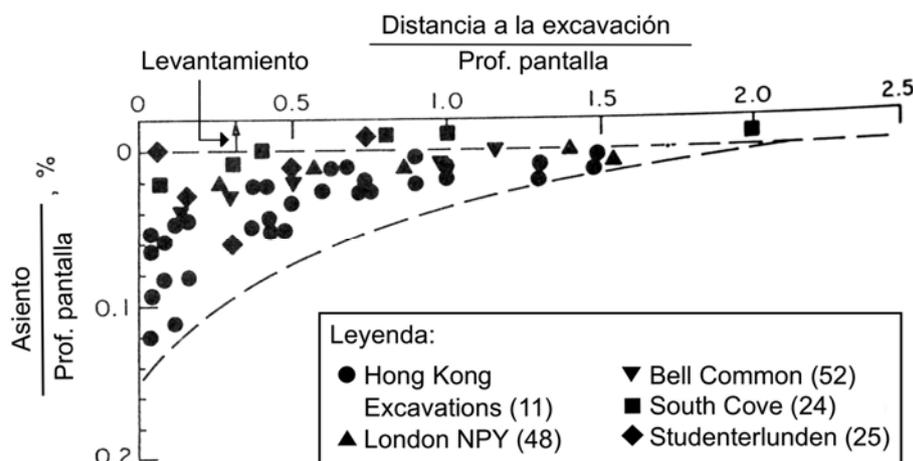


Fig. 19.
Movimientos producidos por la construcción de pantallas (Clough y O'Rourke, 1990)

En experiencias en el Metro de Málaga hemos medido asentamientos en edificios próximos de hasta 4 mm.

Lógicamente estos movimientos son tanto mayores cuanto más grandes son las dimensiones de los bataches, lo cual justifica la reducción de dichas dimensiones en la proximidad de estructuras sensibles o incluso el recurrir a pantallas de pilotes secantes.

8. ESTABILIDAD DE LOS BATACHES

A la hora de definir las dimensiones de los paneles o bataches hay que tener en cuenta las dimensiones mínimas de las cucharas (entre 2,40 y 3,40 m) y los riesgos asociados a bataches demasiado grandes (por encima de 4,50 m). En general los constructores de pantallas prefieren los paneles grandes ya que aumentan los rendimientos y reducen el número de juntas, con lo que en seguida proponen paneles de 6 m o superiores.

Aparte de las mayores deformaciones asociadas a los paneles grandes, ya comentadas, existe un mayor riesgo de inestabilidad o colapso de la excavación.

Existen diversos métodos para analizar la estabilidad de los bataches (la cuña prismática, Schneebeli (1964), Piaskowski-Kovalewski (1965), Huder (1972), Karstedt (1982), etc.). (Fig. 20). Algunos de ellos han sido recogidos en la norma DIN 4126.

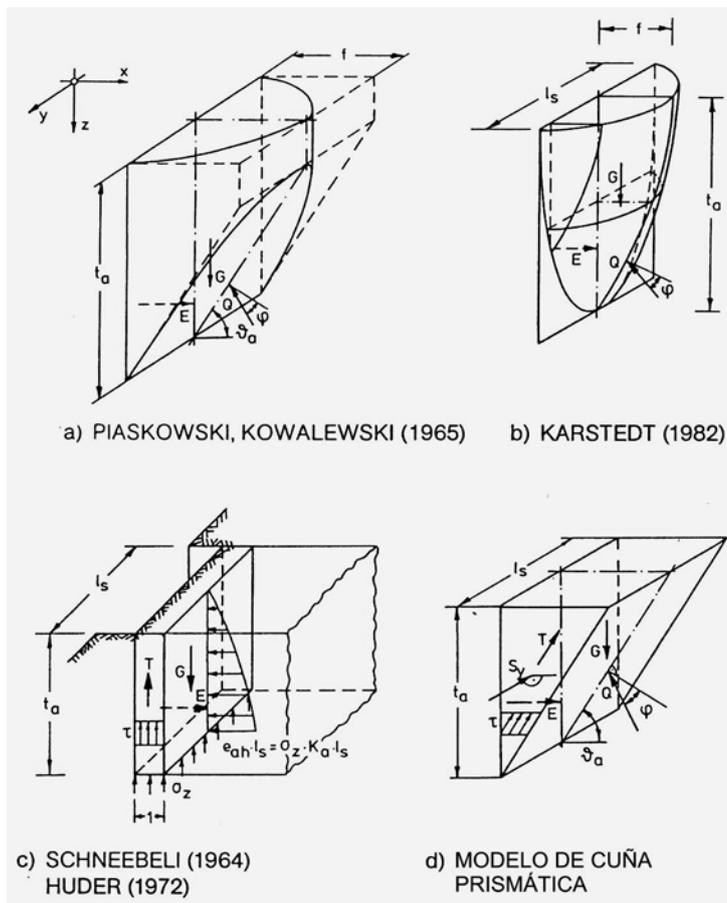


Fig. 20. Métodos de análisis de la estabilidad de los bataches (Norma Alemana DIN 4126, 1984)

En terrenos poco resistentes y saturados, no deben ejecutarse bataches grandes (superiores a 4,50 m) sin un estudio específico de estabilidad. Aunque las condiciones pueden mejorarse con lodos densos ya sabemos que los constructores son poco amigos de su empleo.

A veces los bataches colapsan por haberlos dejado abiertos demasiado tiempo, favoreciendo la floculación de los lodos o el escape de los mismos a través de capas permeables. Esta circunstancia es cada vez más frecuente al aumentar la profundidad de los bataches, no siendo posible en una jornada de trabajo (limitada necesariamente en zona urbana por condiciones ambientales) la excavación, armado y hormigonado.

En algunos casos se han dejado los bataches abiertos una noche, con vigilancia respecto a la pérdida de lodo. En la proximidad de edificios es buena práctica amorterar el batache hasta poderlo hormigonar. También se ha utilizado la excavación parcial del batache para terminarlo al día siguiente.

En casos dudosos, cuando no es segura la estabilidad de los bataches o las deformaciones asociadas a la construcción de los mismos, la norma DIN 4126 recomienda realizar un batache de prueba en la obra y, si éste es positivo, utilizar un lodo con un límite de fluencia mayorado en 1,5. También admite la experiencia adquirida en al menos 20 bataches en terrenos semejantes o peores que los de la obra.

9. PRESIONES DE AGUA

Como es sabido, una vez que se inicia el rebajamiento del agua dentro del recinto apantallado se establece un flujo en régimen transitorio hasta que se completa la excavación y se cierra el fondo de la misma, por ejemplo mediante una losa. El flujo se mantiene, no obstante, si se dispone una solera drenada.

Las presiones intersticiales resultantes difieren de las consideradas hidrostáticas, en el sentido de disminuir en el lado de trasdós, hacia el pie de la pantalla y aumentar por el intradós. Las diferencias no son muy grandes por lo que la hipótesis hidrostática es aceptable en la mayor parte de los casos.

Se plantean dudas, sin embargo, sobre la magnitud y continuidad de las presiones cuando en el terreno existen capas suficientemente impermeables como para romper la transmisión vertical de presiones. Además de la baja permeabilidad dichas capas deben encontrarse en estado no saturado para poder asegurar que no transmiten las presiones intersticiales.

Con motivo de la ejecución de estaciones en el Metro de Madrid se ha podido comprobar la existencia de capas de tosco con humedades muy bajas a pesar de llevar a techo acuíferos arenosos colgados. Con bastante frecuencia también existían acuíferos en la parte inferior, si bien no llegaban a ponerse en carga normalmente.

En estas condiciones y siempre que se tratase de capas de espesor apreciable (generalmente superior a 3 m) se adoptaban leyes no lineales de presiones en el diseño de las pantallas, de los tipos que aparecen en la fig. 21.

Hay que advertir que para la adopción de estas leyes hay que asegurarse de que la capa impermeable no se satura por puesta en carga del acuífero inferior, al menos durante periodos suficientemente largos.

También debe comprobarse que el estado natural de presiones no es ya hidrostático, como podría suceder cuando los acuíferos por encima y por debajo de la capa impermeable se comunican a una cierta distancia de la excavación o del sondeo. A este respecto hay que señalar que los sondeos deben hacerse con un cuidado especial, separando los acuíferos y controlando su presión independientemente. Si existe continuidad en las presiones no es lícito introducir ninguna reducción en las mismas.

En algunos proyectos se opta por trabajar con los empujes de agua derivados del cálculo del flujo hacia la excavación, trabajando con las condiciones transitorias correspondientes a cada fase. Los resultados son algo más favorables que en el caso hidrostático ya que se reducen las presiones del lado terreno y aumentan ligeramente del lado de la excavación. Sin embargo no es lícito el método de adoptar una ley hidrostática lineal en el lado pasivo y trasladar la presión de agua en el pie de la pantalla al lado activo, uniéndola linealmente con el nivel freático, ya que las presiones pueden tardar en equilibrarse si existen capas de baja permeabilidad. (fig. 22).

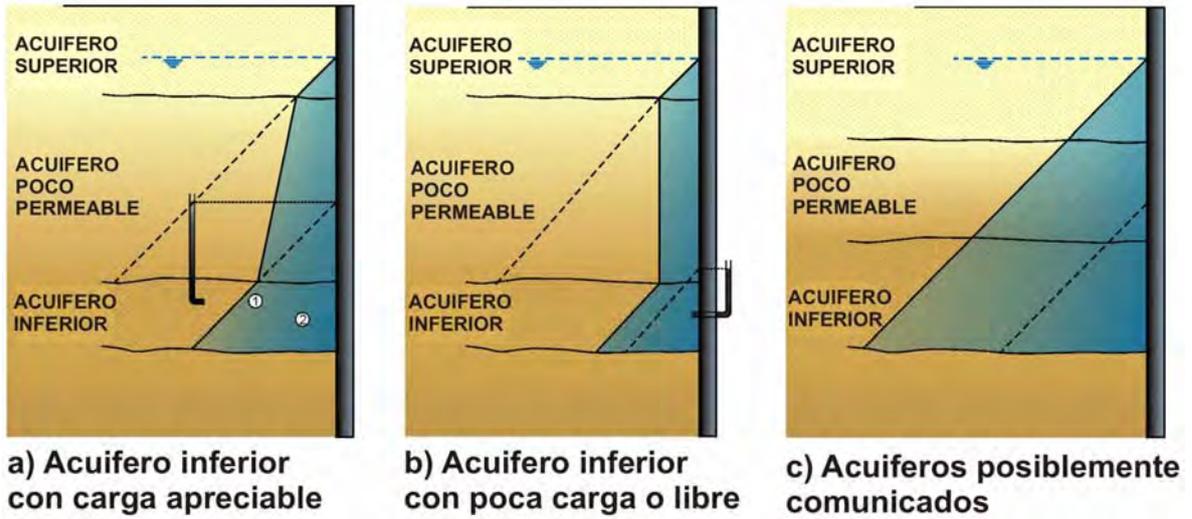


Fig. 21. Leyes de presiones hidrostáticas adoptadas en el cálculo de pantallas (Ampliación de Metro de Madrid)

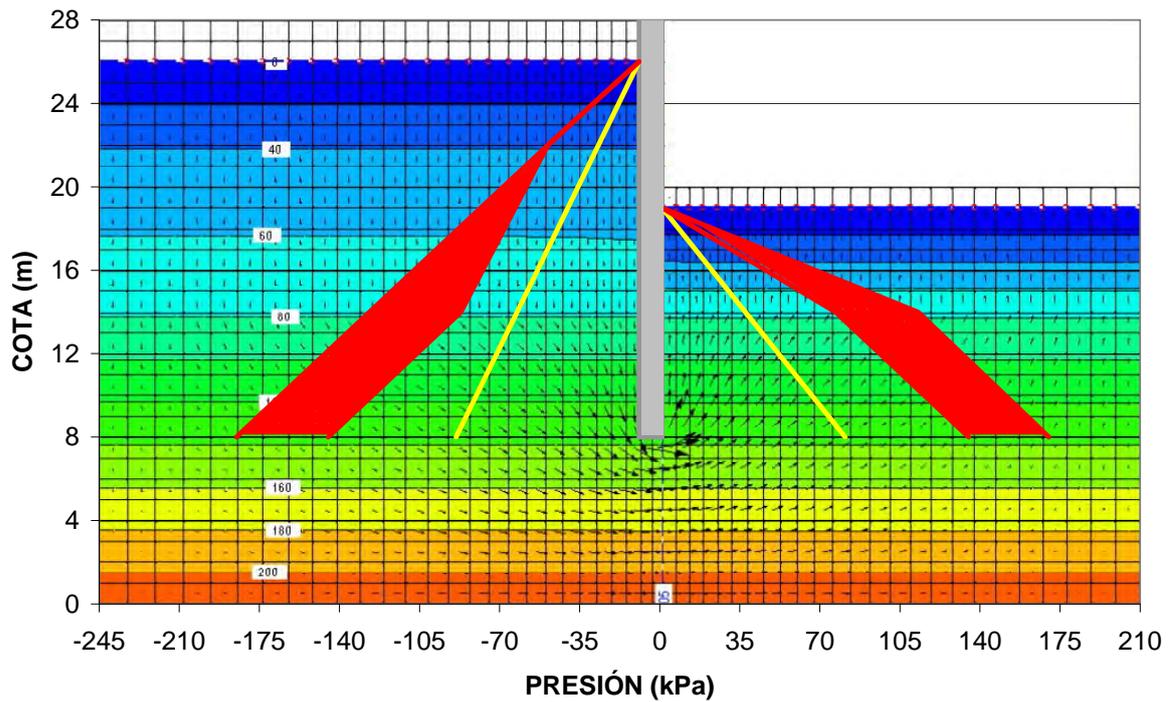


Fig. 22.- Presiones hidrostáticas en un terreno estratificado (entre las cotas 14,00 y 22,00 existe una capa poco permeable). Las líneas amarillas representan una simplificación no aceptable mientras que las rojas corresponden a las leyes de presiones en régimen transitorio entre 1 día y un mes de espera.

Recientemente están apareciendo proyectos en los que se alivian las presiones de trasdós mediante drenes o mechinales, hasta que se ejecutan los forjados. Es una solución algo arriesgada pero que puede tener éxito en materiales de permeabilidad media a baja. En la fig. 23 se muestra una solución de este tipo utilizada para una excavación profunda en Frankfurt (Moormann y Katzenbach, 2001).

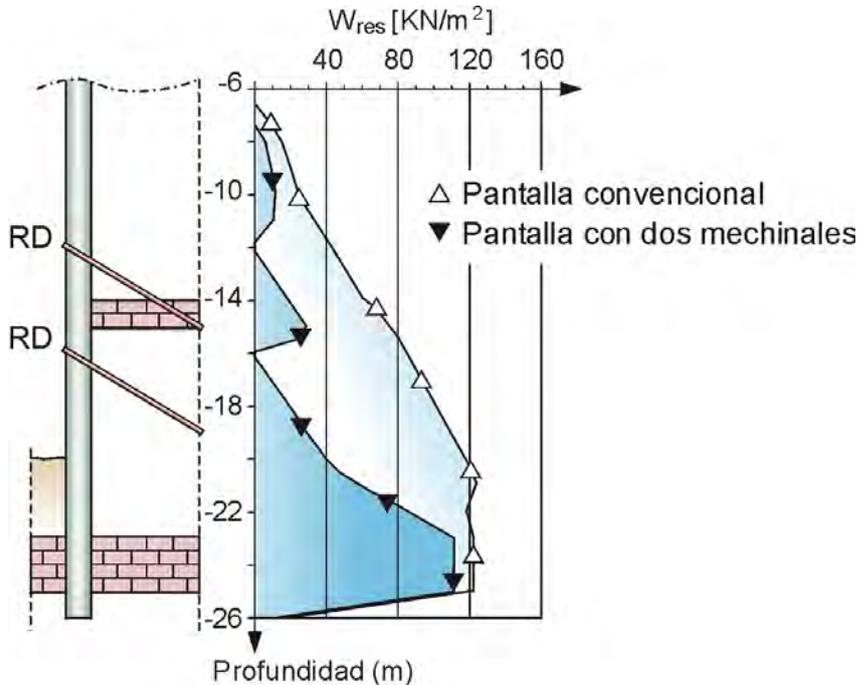


Fig. 23. Reducción de las presiones de agua en trasdós mediante drenes de alivio (Moormann y Katzenbach, 2001)

En otros casos se han proyectado pantallas permanentemente drenadas con salida del agua a una cámara paralela a la pantalla pero existen dudas sobre el comportamiento a largo plazo de tales soluciones.

Comentaremos, por último, un efecto que habitualmente no se tiene en cuenta debidamente. Se trata del rebajamiento del agua por el lado de la excavación. En general se intenta mantener el agua lo más elevada posible, con objeto de aprovechar el empuje hidrostático en el lado pasivo. Sin embargo resulta muy sencillo comprobar que es mayor el empuje pasivo del terreno saturado (si se rebajara el agua hasta las proximidades del pie de la pantalla) que la suma del empuje del terreno sumergido y del agua (fig. 24). La diferencia asciende aproximadamente a

$$\Delta E = \frac{\gamma_w t^2}{2} (K_p - 1)$$

El efecto es claro, si bien pueden existir otras limitaciones a rebajamientos importantes, como la conveniencia de evitar gradientes fuertes, reducir el riesgo de sifonamiento, etc.



$$E_t = \frac{1}{2} \gamma_{\text{sum}} t^2 K_p$$

$$E_w = \frac{1}{2} \gamma_w t^2$$



$$E_t = \frac{1}{2} \gamma_{\text{sat}} t^2 K_p$$

Fig. 24. Influencia del rebajamiento del agua en la excavación sobre los empujes pasivos.

10. EFECTOS TRIDIMENSIONALES

Aunque los cálculos de pantallas se realizan habitualmente en dos dimensiones la forma de los recintos hace que en determinadas zonas tengan también influencia las deformaciones diferenciales entre paneles. El caso mas claro es el de las esquinas.

En muchos casos las esquinas funcionan como nudos rígidos por lo que la viga de atado actúa como una ballesta horizontal (fig. 25), limitando las deformaciones en cabeza de las pantallas de la zona central. Lógicamente este efecto es despreciable en el caso de pantallas muy largas.

Fenelli y Pagano (1999) han propuesto un modelo sencillo para introducir una reacción elástica y torsional en cabeza de las pantallas para tener en cuenta este efecto. Para el caso estudiado se observan variaciones de 1 a 2 en los desplazamientos según se introduzca o no la citada coacción en cabeza (fig. 26).

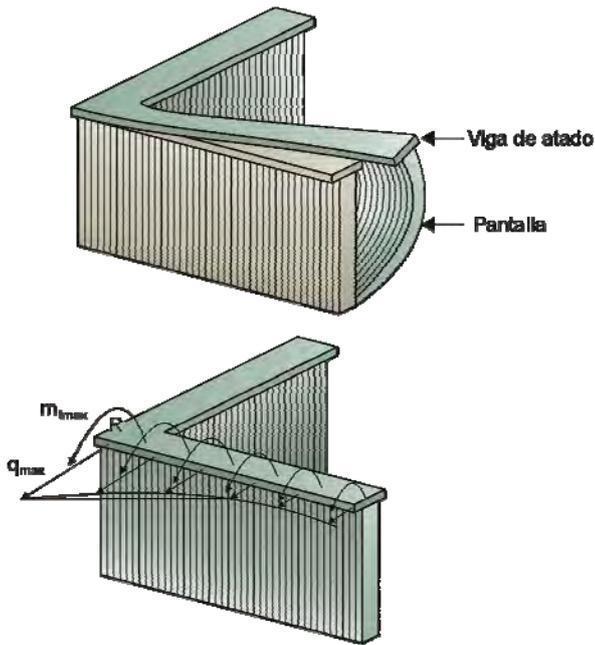


Fig. 25. Deformación de la viga de atado y esfuerzos inducidos en la pantalla (Fenelli y Pagano, 1999)

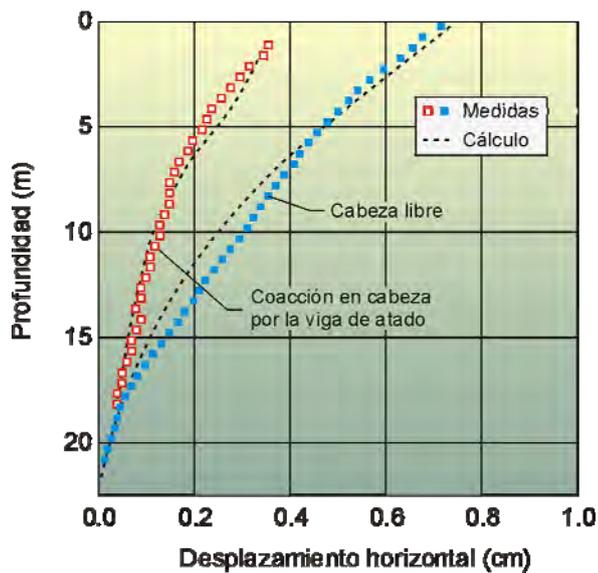


Fig. 26. Variación de flechas por el efecto de la coacción de la viga de atado (Fenelli y Pagano, 1999)

Este efecto de esquina también puede traducirse en un abovedamiento horizontal del terreno con lo que los empujes disminuirían en la parte central de la pantalla.

Indudablemente estas circunstancias pueden dificultar notablemente los análisis retrospectivos de deformaciones mediante cálculos 2-D.

También es interesante el caso de recintos curvilíneos. Los recintos circulares cóncavos trabajan fundamentalmente como membranas a compresión circunferencial por lo que la armadura vertical es casi innecesaria.

No sucede lo mismo en los recintos de planta convexa, en los que los paneles tienden a abrirse bajo los empujes radiales. En estos caso el atado que proporciona la viga de encepado debe completarse con zunchos a diversas alturas, no siendo en general suficiente la acción de los anclajes radiales.

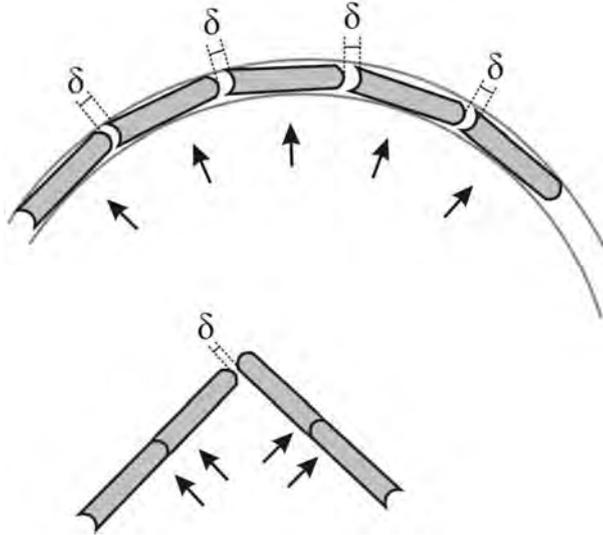


Fig. 26. Empujes sobre paneles de pantalla en recintos curvilíneos y en recintos convexos.

Los desplazamientos de apertura de estos recintos tienen como consecuencia la apertura de las juntas, lo cual puede dar lugar a problemas en excavaciones bajo el nivel freático.

Los quiebras en las alineaciones de pantallas pueden producir movimientos longitudinales que afecten a los anclajes, sobrecargándolos, o poniendo en flexión los codales (fig. 27).

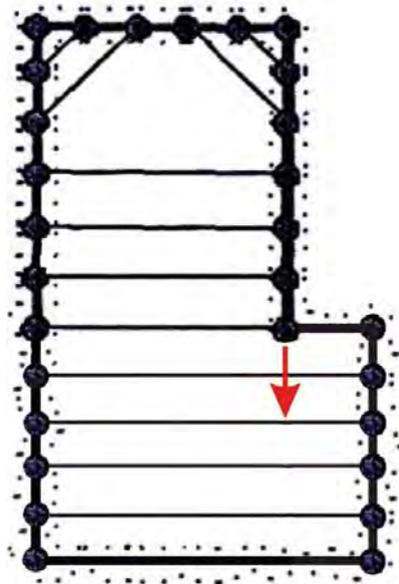


Fig. 27. Distorsión de codales por movimientos longitudinales.

11. MOVIMIENTOS ADMISIBLES

En zona urbana las pantallas deben dimensionarse por limitación de movimientos en los edificios o servicios próximos. Este tema se trata en detalle en otra ponencia de estas Jornadas por lo que no lo desarrollaremos aquí.

12. ESTABILIDAD GLOBAL

Comentaremos, aunque sea de pasada, los frecuentes casos en que el terreno tras las pantallas se rompe, generalmente por insuficiente longitud de los anclajes. Normalmente las longitudes se establecen añadiendo a la longitud de bulbo la longitud libre necesaria para que éste quede fuera de una superficie teórica de rotura, si bien se manejan muchas teorías sobre la forma de dicha superficie.

En algunas publicaciones hemos propuesto la comprobación de la fig. 28 que supone que el bulbo queda fuera de la cuña de empuje activo. Es la hipótesis recogida en la norma B.S. 8081:1989 y en otros lugares. Es la que da menores longitudes de anclaje y no es raro que sea la preferida de muchos proyectistas.

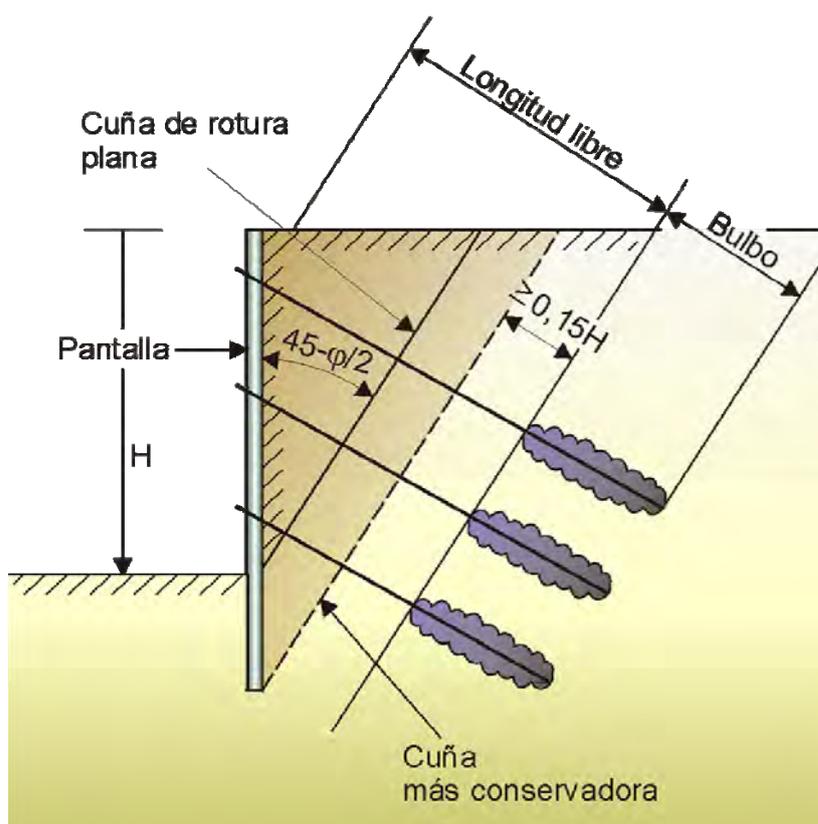


Fig. 28. Criterio tradicional para definir la longitud de anclajes

Sin embargo el cálculo en deformaciones, por ejemplo por elementos finitos, indica unas zonas mucho mas amplias de movimientos en torno a las pantallas. En la figura 29 se muestra la zona de influencia sugerida por Koutsoufas (1999).

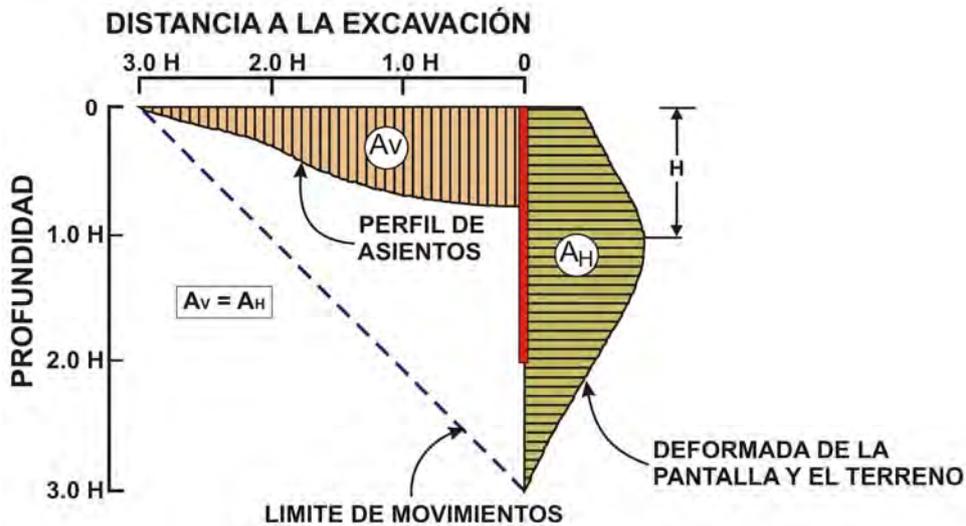


Fig. 29. Zona de influencia de una pantalla (Koutsoufas, 1999)

En terrenos blandos predomina claramente la estabilidad global, por encima de los movimientos inmediatos a la pantalla por lo que parece mas justificada la hipótesis de una posible rotura circular por el pié de la pantalla (salvo si el empotramiento es muy competente) (fig. 30). Esta es la comprobación que propone la DIN 4084, estando también recogida en diversos textos técnicos.

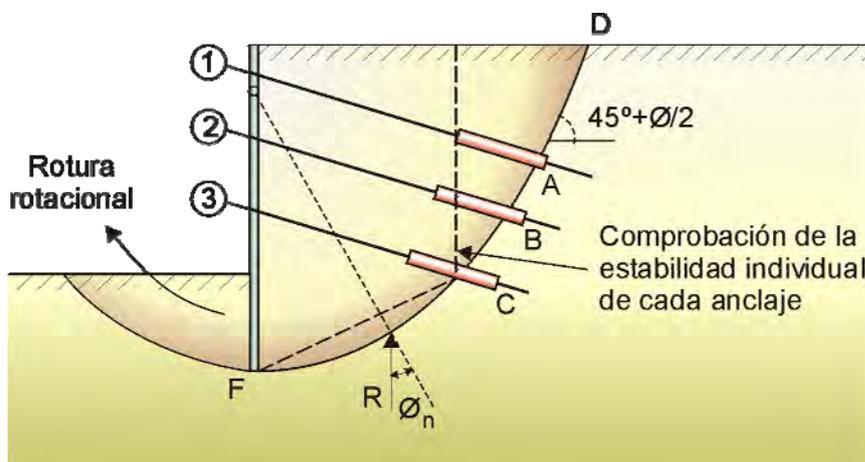


Fig. 30. Posible rotura circular englobando los anclajes

También es frecuente la comprobación de estabilidad del sistema anclaje-pantalla como bloque rígido, siguiendo el método inicialmente propuesto por Kranz, si bien este autor adoptaba el empuje activo sobre la pantalla como reacción de ésta sobre el bloque de terreno. Parece más razonable considerar la reacción pasiva en la zona frontal, tal como han propuesto Broms, Ostermayer y otros autores (fig. 31).

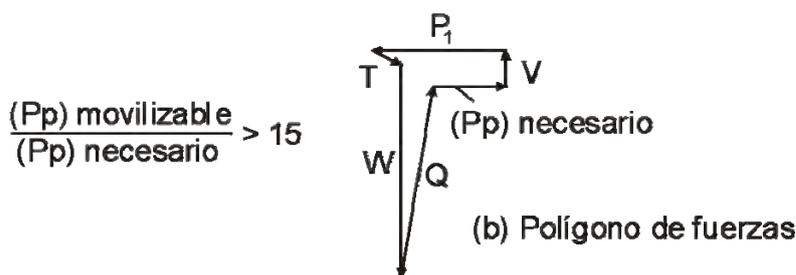
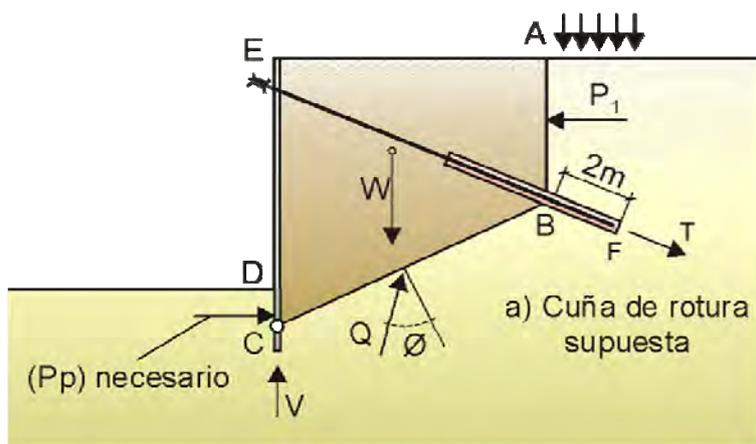


Fig. 31. Método de Kranz modificado por Brams y otros autores

En todo caso creemos que la hipótesis de la cuña activa debe abandonarse, salvo en suelos relativamente competentes con una aceptable componente cohesiva. En el caso de suelos blandos debe estudiarse la estabilidad global frente a superficies de rotura curvas. También requieren un diseño y cálculo específicos los anclajes que atraviesan deslizamientos planos.

13. INFLUENCIA DEL LODO SOBRE LA ADHERENCIA DE LAS ARMADURAS

Este problema, que preocupa a algunos proyectistas, ha sido tratado sobre todo en pilotes perforados con lodos, aunque la situación es muy semejante en pantallas. Cabe esperar que gran parte del lodo adherido a las barras sea arrastrado hacia arriba por el hormigón pero esto no puede garantizarse en todos los casos. Diversos ensayos de adherencia realizados en Japón y citados por Xanthakos (1979) muestran que, efectivamente, la adherencia disminuye con la presencia de bentonita en el lodo (fig. 32). Esto ha llevado a diversos autores (por ejemplo Millet y Perez, 1981) a recomendar una reducción del 20% en la tensión de adherencia de cálculo, así como a evitar solapes en las zonas de mayores tensiones y adoptar longitudes de solape del orden de 1,5 a 2 veces las habituales

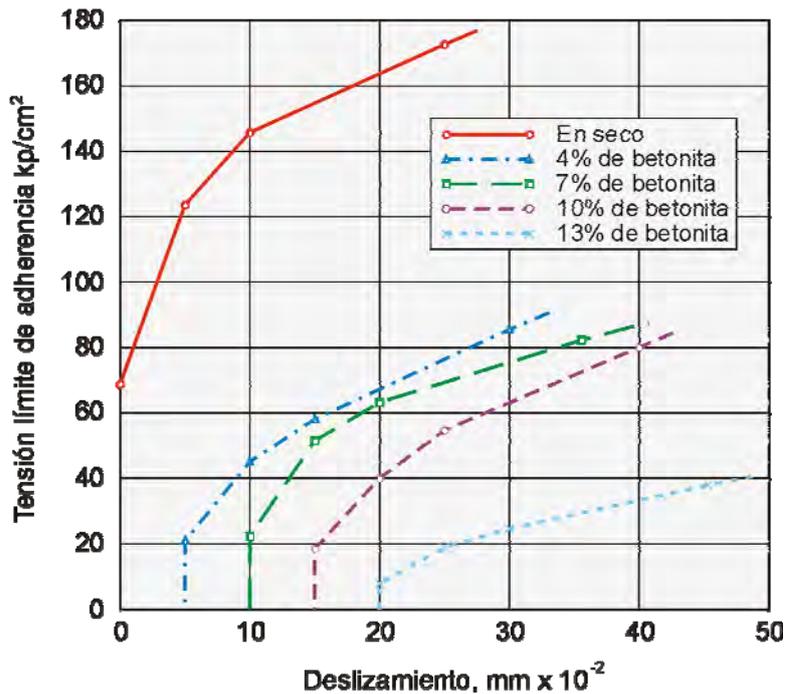


Fig. 32. Disminución de la adherencia con la presencia de bentonita en el lodo (Xanthakos, 1979)

Parece, no obstante, que este problema podría reducirse considerablemente si los cercos transversales se soldaran a las barras principales, al menos en las zonas más delicadas.

Por otra parte la presencia de los cercos crea una anisotropía en el hormigón que los rodea. Así, mientras el hormigón que descansa sobre la parte superior del cerco está fuertemente comprimido por el hormigón suprayacente, en la parte inferior cabe esperar la acumulación del agua y aire segregados del hormigón en el proceso de fraguado. Sin embargo estos problemas parecen ser despreciables en cuanto la carga de hormigón supera algunos metros.

De hecho no hay que ser excesivamente estrictos respecto a la resistencia de cálculo del hormigón ya que la fuerte compresión que produce el propio hormigón da lugar a resistencias muy superiores a la teórica, determinada mediante probetas en salida de cubas. Tampoco están justificadas reducciones por hormigonado vertical.

14. RECUBRIMIENTOS NECESARIOS

Actualmente se están siguiendo las prescripciones de la Instrucción EHE 99, en su artículo 37.2.4. Dicho artículo contiene una nota e) en la que especifica que “*en piezas hormigonadas contra el terreno el recubrimiento mínimo será de 70 mm*”. Como en otros muchos artículos no se está pensando en pantallas ni pilotes ya que se admite una reducción de dicho recubrimiento si se dispone una capa de hormigón de limpieza. Si existiera dicha capa el recubrimiento mínimo para el tipo de exposición IIa sería de solo 25 mm.

La citada especificación no es original y se viene arrastrando desde los años 80. La norma British Standard BS8004:1986 Code of Practice for Foundations exige un recubrimiento

adicional de 40 mm sobre el normal, en los casos de hormigonado contra el terreno. Tamaro y Poletto (1992) ya señalan que “debe exigirse un recubrimiento de 75 mm en cada cara de la armadura”. Por otra parte el proyecto de norma europea prEN 1992-1 dice claramente en su Apdo. 4.4.1.3 que “el recubrimiento debe ser como mínimo de 75 mm para hormigón colocado directamente contra el terreno”. Sin embargo este requerimiento no aparece en el documento que respalda dicho capítulo (Zilch y Schiessl, 2001).

Estos recubrimientos gruesos parecen justificarse por la necesidad de asegurar el recubrimiento mínimo normal incluso con las irregularidades de las excavaciones. Sin embargo tales irregularidades son mínimas en el caso de las pantallas ya que la pared es muy lisa o, si llegan a producirse desprendimientos, habrá un exceso local de espesor.

Es evidente que un doble recubrimiento de 7 cm reduce considerablemente el canto útil de las pantallas, sobre todo en los espesores pequeños. Además hay que tener en cuenta que dicho recubrimiento se mide respecto a las armaduras más salientes, generalmente los estribos.

El problema de corrosión de las armaduras es bastante más complejo de lo que pretende la Instrucción. Por supuesto no se considera la posibilidad de ataque al hormigón por sulfatos u otros agentes químicos ya que se supone que se han utilizado los cementos adecuados.

Parece que la Instrucción contempla únicamente el caso de corrosión por carbonatación del hormigón para elementos enterrados. No todos los terrenos son peligrosos a este respecto. Es necesario que las aguas contengan suficiente ácido carbónico, lo cual no suele darse en aguas que circulan por terrenos calcáreos o cuando el pH es superior a 8 o el contenido de CO₂ es inferior a unos 20 mg/litro. Podría estudiarse el recubrimiento necesario en función de la posible agresividad carbónica del terreno.

Hay que tener en cuenta además que en suelos de baja permeabilidad o cuando no existe circulación de agua estos fenómenos de agresividad son de muy baja intensidad.

En las recomendaciones inglesas de la FPS, de 1993, no se especifica ningún recubrimiento concreto. Se insiste, sin embargo, en la utilización del cemento adecuado a la agresividad esperable y en el empleo de relaciones agua/cemento bajas. A este respecto parece que los cementos Portland normales son bastante favorables en frenar la carbonatación, mientras que lo contrario sucede con los de alto horno o los puzolánicos. Sin embargo ocurre lo contrario respecto a la penetración de los cloruros.

En cuanto a la relación agua/cemento es desfavorable la reducida consistencia del hormigón exigida por su puesta en obra, pero hay que tener en cuenta que el hormigón sufre una fuerte compresión bajo su peso propio con lo que hay una considerable expulsión de agua en el proceso de fraguado.

Digamos para terminar que son bastantes los autores que prestan mayor atención a los separadores y al correcto posicionamiento de las armaduras que a la especificación de un determinado recubrimiento por encima de 35-40 mm.

15. ESTADO DE FISURACIÓN

De acuerdo con las recomendaciones de la EHE bastantes proyectistas arman las pantallas a fisuración y calculan las flechas en estado fisurado o de inercia reducida. Ello lleva a cuantías de armadura muy elevadas por lo que en bastantes proyectos se prescinde de esta hipótesis.

Los problemas de fisuración se han acrecentado con el empleo en las pantallas de hormigones de alta resistencia, por lo que algunas normas, como la DIN 4126 recomiendan no pasar del HA-25. Posiblemente es más ventajoso emplear HA-25 sin tener en cuenta la fisuración, que utilizar HA-30 con armado a fisuración.

Se conocen algunos casos en que las tensiones de origen térmico asociadas a hormigones de alta resistencia y pantallas gruesas han provocado fisuras apreciables en paneles secundarios, donde las condiciones de dilatación y curado son peores que en paneles primarios.

Por supuesto la fisuración solo debería considerarse en los estados permanentes y definitivos, pero no en las situaciones temporales (considerando periodos de hasta 2 años).

Normalmente las mayores flechas de flexión se producen del lado de la excavación donde las condiciones de agresividad son bastante favorables, lo cual podría justificar no calcular a fisuración. En nuestra opinión este cálculo solo sería necesario en terrenos saturados de alta permeabilidad y sobre todo cuando se trata de aguas marinas o ricas en cloruros que pueden resultar muy nocivas para las armaduras.

16. REFERENCIAS

- Bazin, E. y P. Schmitt (2001). Analyse des mesures de déformation des parois moulées du métro du Caire. *Proc. XV ICSMFE, Estambul, Balkema, 2, 1081-1084.*
- Benson Hsiung, B.C., Lin, H.D. y Lin, W.B. (2006). Influences of use of pile-type cross-walls on deep excavations. *5th Int. Conf. TC28 of the ISSMGE, Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Amsterdam, Taylor & Francis ed., 803-808.*
- Boone, S.J. (1996). Ground-movement-related building damage. *J. Geot. Eng., ASCE, 122 (11), 886-896.*
- Boone, S.J., J. Westland y R. Nusink (1999). Comparative evaluation of building responses to an adjacent braced excavation. *Canadian Geotechnical Journal, 36, 2, 210-223.*
- Boone, S.J. y A.M. Crawford (2000). Braced excavations: Temperature, Elastic Modulus and Strut Loads. *J. Geotech. And Geoenviron. Eng. ASCE, Oct., 870-881.*
- Boscardin, M.D. y E.J. Cording. (1989). Building response to excavation-induced settlement. *J. Geot. Eng., ASCE, 115 (1), 1-21.*
- CIRIA 1999. Temporary propping of deep excavations. *C-517.228 p.*

- Clough, G.W. y O'Rourke, Th. D. 1990. Construction induced movements on in situ walls. *En Design and Performance of Earth Retaining Structures, Ed. Lambe y Hansen, ASCE, G.S.P. n° 25, 439-470.*
- Delattre, L., H. Josseaume, L. Mespoulhe y T. Delmer (2001). Flexibilité et dimensionnement des écrans de soutènement ancrés. *Bull. Lab. Ponts et Ch. 230, Enero-Febrero, 39-56.*
- Fenelli, G.B. y L. Pagano (1999). Computing top-beam effects in retaining walls. *J. Geot. & Geoenv. Eng., ASCE, Agosto, 665-672.*
- Herbschleb, J. et al. (2006). The North/Southline from site investigation to diaphragm wall installation. *5th Int. Conf. TC28 of the ISSMGE, Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Amsterdam, Taylor & Francis ed., 829-834.*
- Hsieh, P-G. y Ch-Y. Ou (1998). Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. *Canadian Geot. J. , 35, 6, 1004-1017.*
- Kort, D.A., A.F. van Tol y A. Jonker (2001). Predictions for the Rotterdam sheet pile wall field test. *Proc. XV ICSMFE, Estambul, Balkema, 2, 1289-1293.*
- Koutsoftas, D.C. (1999). Excavations in San Francisco Bay mud: Design for deformation control. *ASCE. Geot. Sp. Publ. n° 90, 377-392.*
- Kudella, P., P.-M. Mayer y P.A. von Wolffersdorff (1997). Observational method as a significant part of serviceability limit state concept. *Proceedings XIV ICSMFE, Hamburgo, Balkema, 1181-1184.*
- Littlejohn, G.S. e I.M. Macfarlane (1974). A case history of multi-tied diaphragm wall. *Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages, ICE, Londres, 91-99.*
- Millet, R.A. y J-Y. Pérez (1981). Current USA Practice: Slurry Wall Specifications. *J. Geot. Eng. Division, ASCE, 1041-1056.*
- Monnet, A. (1994). Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élastoplastique. *Revue Française de Géotechnique 66, 67-72.*
- Moormann, Chr. y R. Katzenbach (2001). Performance of deep watertight excavations in urban area and their impact on adjacent high-rise buildings. *Proc. XV ICSMFE, Estambul, Balkema, 2, 1497-1501.*
- Nakai, T. et al. (1999). Model tests and numerical simulation of braced excavation in sandy ground: Influences of construction history, wall friction, wall stiffness, strut position and strut stiffness. *Soils and Foundations, Vol. 39. n° 3, 1-12.*
- Ou, Ch-Y., T-S. Wu y H-S. Hsieh (1996). Analysis of Deep Excavation with Column Type of Ground Improvement in Soft Clay. *J. Geotech. Eng., ASCE, Sept., 709-716.*
- Richards, D.J., G. Holmes y D.R. Deadman (1999). Measurement of temporary prop loads at Mayfair car park. *Proc. ICE, Geot. Eng. 137, 3, 165-174.*
- SEI-ASCE Committee (2000). Effective Analysis of Diaphragm Walls. 98 p.
- Thompson, P. (1991). A review of retaining wall behaviour in overconsolidated clay during the early stages of construction. *MSc. Dissertation, Imperial College.*
- Weissenbach, A. y P. Gollub (1995). Neue Erkenntnisse über mehrfach verankerte Ortbetonwände. *Bautechnik 72, n° 12, 780-799.*
- Xanthakos, P.P. (1979). Slurry walls. *McGraw-Hill, 622 p.*
- Zilch, K. y A. Schiessl (2001). The Determination of the Nominal Concrete Cover by Durability Design. *Background document to chapter 4 in EN 1992-1-1.*

CONTROL DE VERTICALIDAD, JUNTAS E INTEGRIDAD

**LEONCIO PRIETO TERCERO (RODIO)
MIGUEL ANGEL DE JUAN GARCIA (KRONSA)**

INDICE:

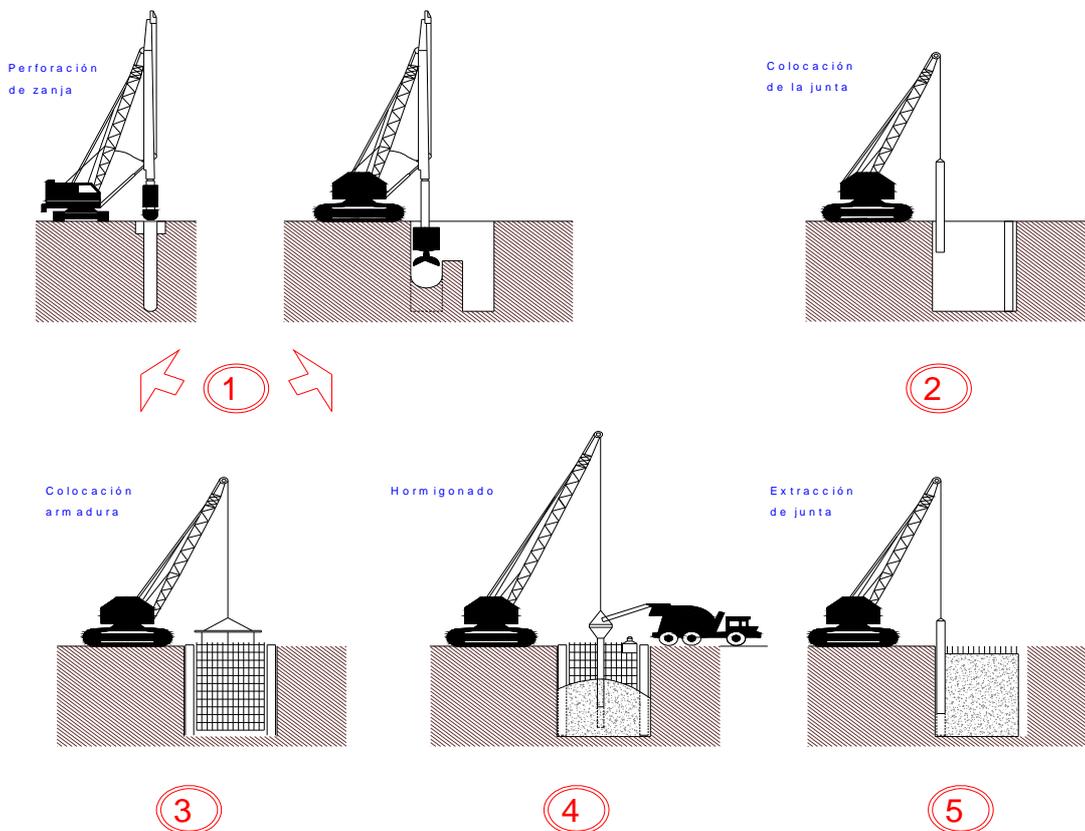
1. Introducción
2. Juntas entre paneles
3. Control de verticalidad
4. Integridad

1. INTRODUCCION.-

Podemos definir las pantallas como unas paredes que se construyen antes de efectuar una excavación, con la doble misión de resistir los empujes del terreno cuando se realice el vaciado y evitar o limitar la entrada de agua al recinto excavado.

Las pantallas continuas se moldean "in situ" mediante la perforación en el terreno de zanjas profundas y alargadas. Si las características del terreno lo exigen, la perforación de la zanja se realizará con la utilización de lodos tixotrópicos. La ejecución de la pantalla se efectúa por paneles independientes, e incluye las operaciones siguientes:

- ✓ Operaciones previas (plataformas y muretes guía) (1)
- ✓ Perforación de zanjas con empleo eventual de lodos tixotrópicos.(1)
- ✓ Colocación de juntas entre paneles.(2)
- ✓ Colocación de armaduras.(3)
- ✓ Hormigonado de paneles.(4)
- ✓ Extracción de juntas.(5)



OPERACIONES PARA LA EJECUCION DE PANTALLAS CONTINUAS

Tal y como se ha descrito, las pantallas continuas están constituidas por una serie de elementos discontinuos, denominados “bataches” o “paneles”. Los paneles que componen la pantalla han de conservar la verticalidad dentro de las tolerancias permitidas, en toda su profundidad, también han de conservar su geometría y dimensiones y deben tener continuidad geométrica entre ellos. La forma de asegurar la “continuidad” (estructural e hidráulica) de las pantallas es la correcta ejecución de cada uno de los paneles que la componen, así como la perfecta unión entre los mismos, conseguida mediante el moldeo de las juntas entre paneles. El desplazamiento entre paneles a lo largo de la junta deberá estar en unos límites compatibles con el buen funcionamiento de la pantalla, especialmente en las configuraciones circulares, donde es de suma importancia asegurar el perfecto contacto entre paneles contiguos

Las grandes profundidades de excavación exigen incrementar los controles de ejecución de pantallas de forma que se pueda garantizar la correcta “continuidad” de las pantallas.

Cada día es más frecuente la ejecución de pantallas más profundas. Las razones de esta situación hay que buscarlas en la necesidad de resolver los problemas planteados para la realización de grandes excavaciones en ámbito urbano, con los condicionantes que conllevan este tipo de obras (terrenos complicados, edificios próximos, limitación de deformaciones, problemas con el nivel freático, etc.). Como ejemplos podemos poner, la ubicación de infraestructuras (túneles urbanos, pasos inferiores, colectores, etc), bajo otras infraestructuras,

llevándonos a grandes profundidades de excavación, o la necesidad de construir un mayor número de plazas de aparcamiento, en superficies reducidas, para cumplir normativas municipales cada vez más exigentes. La contención de esas grandes excavaciones lleva a la ejecución de pantallas muy profundas cuya ejecución y verticalidad se hace preciso controlar con la mayor precisión posible.

Estas exigencias actuales obligan a las empresas del sector a dotarse de equipos más potentes y a modificar ciertos métodos de ejecución tradicionales para introducir otros nuevos que permitan superar el reto de alcanzar esas profundidades.



GRAN EXCAVACION URBANA EJECUTADA CON PANTALLAS

2. JUNTAS ENTRE PANELES.-

La primera operación, una vez excavado el panel de una pantalla y antes del hormigonado, es la colocación en los extremos del mismo de un elemento vertical que será el que va a moldear la junta entre paneles, cuya misión principal es dar continuidad a la pantalla, asegurando la impermeabilidad, dando trabazón a los distintos paneles entre sí y guiando la excavación de los paneles contiguos.

La norma UNE EN 1538, sobre Muros pantalla indica sobre la realización de juntas:

“Las juntas se realizarán utilizando encofrados de acero u hormigón, o bien cortando el hormigón o el material endurecido del panel adyacente. En ciertos casos, las juntas podrán comportar juntas de estanqueidad. Los encofrados de las juntas deberán tener una resistencia adecuada y ser muy rectos en toda su longitud. Cuando las juntas se extraigan verticalmente, la operación se realizará progresivamente a medida que endurece el hormigón. El procedimiento para realizar las juntas se deberá establecer cuando se ejecute el primer panel. Cuando las juntas se extraigan lateralmente, esta operación se realizará una vez terminada la excavación del panel adyacente.”

Existen diversos sistemas para la creación de las juntas entre paneles, siendo preferibles los que tienen una anchura igual al espesor de la pantalla.

Por extensión, se denomina JUNTA al elemento que se coloca en el panel para moldear la misma.

Podemos distinguir principalmente tres tipos de juntas:

- Junta plana
- Junta moldeada (semi-circular, circular, trapezoidal, etc.)
- Junnta prefabricada

Las más habituales son:

- a) Juntas circulares (formadas por tubos metálicos del mismo diámetro que el espesor del panel excavado).
- b) Juntas trapezoidales (formadas por elementos metálicos rectos que conforman un prisma de base trapezoidal).



JUNTA CIRCULAR COLOCADA EN LA PERFORACION



TRAMOS DE JUNTA TRAPEZOIDAL

Las ventajas o inconvenientes de una u otra junta dependen de muchos factores:

- 1.- Profundidad de perforación
- 2.- Presencia de agua
- 3.- Espesor de la pantalla
- 4.- Terreno a perforar

Centrándonos en pantallas profundas bajo el nivel freático, en las cuales el control de verticalidad es imprescindible, la utilización de juntas del tipo trapezoidal es recomendable, debido a los inconvenientes que presenta la utilización de cualquier otro tipo de juntas. En concreto, para grandes profundidades, es muy complicada la puesta en obra y, sobre todo, la extracción de la junta circular.

Cuando se trabaja a grandes profundidades una de las fases de obra que más influye en la buena ejecución, no sólo del panel aislado sino de toda la pantalla, es la extracción de la junta.

Cuando se emplea la junta circular, tradicional entre las empresas del sector, hay que asegurar la correcta colocación y extracción de la misma, para evitar alguno de estos problemas:

- a) Si la junta no se clava bien bajo el terreno puede producirse el sifonamiento del hormigón del panel, dando por segura la pérdida de la junta, creando un grave problema para excavar el panel adyacente y la entrada de agua por la junta perdida.
- b) Si el hormigón del panel no ha iniciado su fraguado en algún nivel, al retirar la junta se desprenderá el hormigón al interior de la junta provocando problemas en la pantalla (entrada de agua, corrosión, etc.).
- c) Si, por el contrario, el hormigón ha fraguado antes de empezar a retirar la junta, será casi imposible la retirada de la misma.

Esos problemas, bien conocidos por todos, se agravan mucho más a medida que aumenta la profundidad de la pantalla.

A los inconvenientes anteriores hay que añadir el problema del propio peso de la junta. El medio clásico de extracción, el gato extractor, tiene que ser cada vez mayor y por lo tanto de mayor fuerza de reacción para conseguir su objetivo, que no es otro que levantar el tubo que constituye la junta. Ello implica superficies de apoyo adecuadas a esos esfuerzos. Esas superficies son los muretes-guía: una estructura, que dada su provisionalidad, la mayoría de las veces no está preparada para resistir grandes esfuerzos.



**GATO EXTRACTOR DE
JUNTA CIRCULAR**



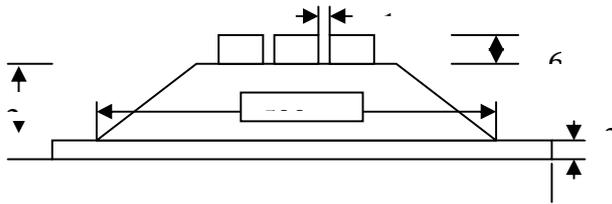
**PANEL CON JUNTA CIRCULAR
COLOCADA**

Por tanto, disponer de un tipo de junta que se pueda extraer una vez que el hormigón haya fraguado evita los problemas anteriores.

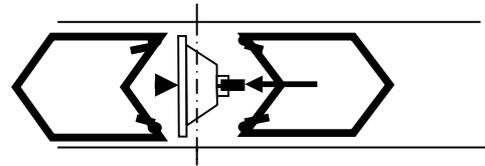
La junta trapezoidal cumple con esas exigencias y presenta una serie de ventajas adicionales:

- Posibilidad de colocar juntas “water-stop” (simples o dobles).
- Se extrae cuando se perfora el panel adyacente.
- Control de verticalidad.

A continuación se muestran una serie de fotografías y esquemas con los detalles de la junta trapezoidal.



ESQUEMA DE JUNTA TRAPEZOIDAL



JUNTA CON WATER - STOP ENTRE DOS PANELES



COLOCACION Y CENTRADO DE UNA JUNTA



COLOCACION DE DOBLE JUNTA WATER - STOP

3. CONTROL DE VERTICALIDAD.-

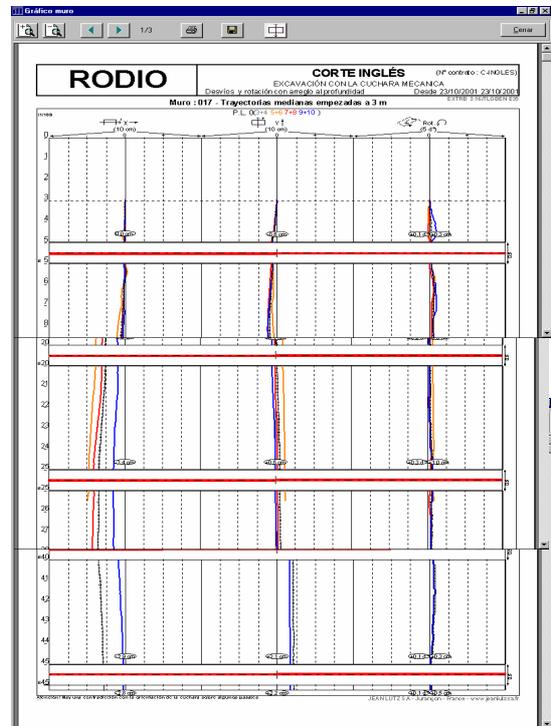
Para asegurar la verticalidad en pantallas, especialmente cuando son pantallas profundas (mayores de 25,00 m.), existen diferentes sistemas.

Los tres sistemas más utilizados son:

- Mediante un inclinómetro, que da en cualquier momento la posición de la cuchara en dos direcciones: movimiento del cuerpo de cuchara en la dirección del panel (izquierda o derecha) y movimiento en la dirección perpendicular (adelante o atrás). La información aparece en la cabina del maquinista. Este sistema permite conocer la tendencia que adquiere el cuerpo de cuchara. En función de hacia dónde tiende la cuchara se pueden tomar medidas correctoras. Este sistema se complementa con los dos que se describen a continuación
- Una plomada clásica, que mide los desplazamientos de la parte superior del cuerpo de cuchara en dos direcciones y además permite conocer el giro según un eje vertical. Estos datos sumados a los obtenidos con el ordenador nos darán la posición exacta del fondo de la excavación.
- Mediante un giróscopo. Su funcionamiento es por radio. Y además de los dos movimientos en dos direcciones (adelante y atrás, izquierda y derecha) da el giro de la cuchara según un eje vertical. Lo más importante a tener en cuenta es que la lectura del ordenador se vuelca una vez que la cuchara sale del panel. Lee mientras está dentro del panel, pero vuelca los datos cuando sale. Su salida es gráfica y numérica de fácil interpretación.



TOMA DE DATOS – EMISOR Y RECEPTOR



PANTALLAS DE LECTURA EN LA CABINA Y DIAGRAFIAS OBTENIDAS

Tanto el sistema mediante giróscopo, como el del inclinómetros se emplean haciendo barridos, es decir, una vez que se han perforado 10, 15, 20, 25 ó más metros, se baja la cuchara, se leen los datos de posición de la misma y permite medir la tendencia de la desviación para poder corregirla.

La corrección se puede realizar mediante el atornillado de unos patines a la cuchara o al cuerpo de la cuchara lo que permite cualquier corrección (adelante o atrás, izquierda o derecha y giros).

Ambos sistemas (control de verticalidad y junta trapezoidal con “water-stop”) fueron utilizados con éxito en la ejecución de un centro comercial en Valencia, donde fue necesario ejecutar pantallas con una profundidad máxima de 54,00 metros para asegurar el empotramiento de las mismas en un terreno impermeable. La solución adoptada en el Proyecto obligó a incorporar sistemas de ejecución que aseguraran el cumplimiento de los estrictos condicionantes de la excavación (verticalidad y correcta ejecución de las juntas para asegurar la estanqueidad del recinto).

El solar tenía forma cuasi-triangular y se proyectó la construcción de seis plantas bajo la rasante de las calles, lo que implicaba una excavación máxima de 22,00 m aproximadamente. Los tres laterales del solar en cuestión eran otras tantas calles y durante la ejecución de las obras se encontraban en construcción los edificios colindantes.

Tomando como nivel de referencia la rasante de calle, en líneas generales, se distinguen las siguientes capas principales de terreno:

- a) Relleno heterogéneo, hasta ~ 2,00 / 2,50 m de profundidad.
- b) Limo arenoso y/o arcilloso que alcanza una profundidad de 4,50 a 6,00 m
- c) Arcilla limosa con materia orgánica y con nódulos calcáreos de consistencia blanda; se extiende hasta 19,00 m de profundidad; los valores del S.P.T. son por lo general inferiores a 10
- d) Arenas más o menos limosas, hasta 20,0 / 22,0 m de profundidad. Los valores del S.P.T. son generalmente altos, alcanzando el rechazo en bastantes ocasiones.
- e) Arcillas limosas con nódulos calcáreos blandas, hasta 29,0 / 32,0 m de profundidad. Las hincas del S.P.T. son de nuevo muy irregulares, aunque predominan los valores inferiores a 20, e incluso menores de 10.
- f) Gravas con matriz arenosa, hasta 40,0 / 46,0 m de profundidad; dentro de este estrato se ha detectado, salvo en un sondeo, un paquete arcilloso de 1,0 a 4,0 m de espesor, alrededor de los 35,0 m de profundidad. Los valores del S.P.T. son de rechazo, en una gran mayoría
- g) Arcillas marrones compactas, a partir de los 40,0 / 46,0 m de profundidad, en donde los sondeos más largos han penetrado del orden de 1,0 a 2,0 m. Los valores del S.P.T. son bastante elevados.

El vaciado del recinto presentaba una serie de problemas a los que había que dar debida respuesta. En principio, y como anteriormente se ha indicado, la excavación se realizaría al abrigo de una pantalla continua perimetral, que en su situación definitiva estará apoyada en los forjados de los sótanos; la pantalla tendría un metro de espesor y la plataforma de trabajo se ha situado a la cota -1,55.

Durante el proceso de vaciado, dada la altura de vaciado prevista (del orden de 22 m desde el nivel de calle), el empuje hidrostático del agua (unos 18 m de columna de agua) y la baja calidad general del terreno, es necesario ir apoyando la pantalla en fases descendentes a medida que progresa la excavación.

El aspecto más importante a considerar es el correspondiente al empotramiento de la pantalla por debajo de la cota de excavación máxima. En condiciones normales, un empotramiento de la pantalla en la capa de gravas sería suficiente para garantizar tanto la estabilidad de la pantalla frente a los empujes horizontales, como su capacidad ante las cargas verticales. Sin embargo, en nuestro caso existía otro condicionante particular, que era fundamental para definir el empotramiento de las pantallas y que se debe a los siguientes hechos:

- La excavación máxima del recinto se encuentra a ~22,00 m de profundidad.
- El techo de la capa de gravas se sitúa a los 31,00 m de profundidad, aproximadamente.
- Los ~9,0 m de terreno situado entre estas dos profundidades corresponden principalmente a la capa de arcillas blandas.
- El nivel freático se puede considerar a unos 4,0 m de profundidad, aproximadamente.

En esta situación se presentan dos fenómenos de tipo hidráulico: por un lado, la filtración del agua desde la capa de gravas al fondo de la excavación, a través de la capa de arcillas intercalada, se realiza con un gradiente hidráulico tres veces superior al gradiente crítico, lo que implica un riesgo importante de sifonamiento de la mencionada capa de arcillas y, por otro lado, si consideramos la mencionada capa arcillosa como suficientemente impermeable, la subpresión del agua en su base sería superior a $25,0 \text{ t/m}^2$, lo que implicaría el levantamiento del fondo de la excavación.

Estos dos fenómenos (sifonamiento y levantamiento del fondo) se evitarían empotrando la pantalla en la capa arcillosa compacta inferior, que según los sondeos aparece a partir de los 40,0 / 46,0 m de profundidad, por lo que hubo que ejecutar pantallas de profundidad superior a 50,00 m con un control estricto de verticalidad. Para la ejecución de las pantallas se utilizaron juntas trapezoidales equipadas con doble “water-stop”, para eliminar las posibles filtraciones de agua a través de las juntas. El control de la verticalidad se ha realizado en cada uno de los paneles obteniendo desviaciones que rara vez han superado los 20,00 cm.

En la foto siguiente se aprecia el correcto funcionamiento de la pantalla, una vez completada la excavación del solar.



VISTA DE LA EXCAVACION TOTALMENTE EJECUTADA

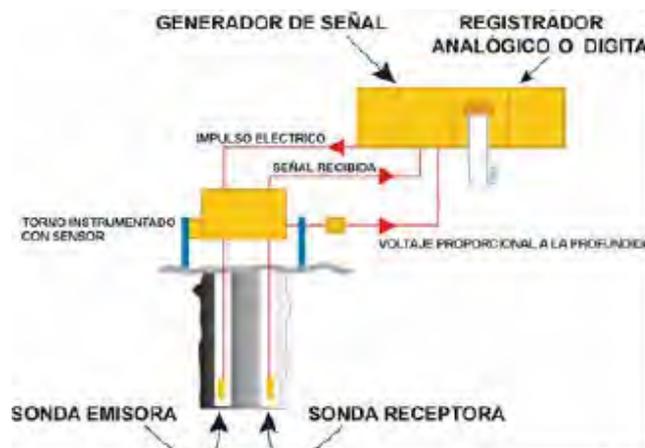
4. CONTROL DE INTEGRIDAD DE PANTALLAS.-

Los métodos no destructivos más usuales de control de la integridad y homogeneidad del hormigonado de cimentaciones profundas son los siguientes:

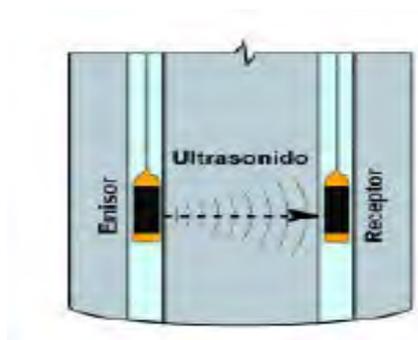
- Transparencia sónica
- Ensayos de Eco
- Ensayos de Impedancia Mecánica

El método más apropiado para verificar la integridad de los paneles de pantallas es la Transparencia Sónica. Consiste en el seguimiento a lo largo de toda la profundidad de la pantalla del tiempo que tarda en propagarse una onda de presión, desde un emisor a un receptor que están colocados en posiciones conocidas.

El ensayo se realiza introduciendo las sondas emisora y receptora en los tubos que previamente se han instalado en las pantallas. Las sondas se introducen por los tubos previamente llenos de agua y se descienden, manteniéndolas a nivel hasta la máxima profundidad de la pantalla. Con las sondas en el fondo y colocadas al mismo nivel se izan registrando, a intervalos constantes de profundidad, el tiempo que la onda ultrasónica tarda en recorrer la distancia entre sondas, atravesando el hormigón que las separa.



ESQUEMA DEL SISTEMA DE TRANSPARENCIA SONICA



ESQUEMA DEL METODO DE REGISTRO

El panel de pantalla a auscultar debe estar instrumentado antes del ensayo, con tubos solidarios con las armaduras, colocados en el interior y que dejan que la sonda pase adecuadamente. Los tubos deben permitir que las sondas estén centradas, sin producirse inclinaciones significativas respecto de la vertical.



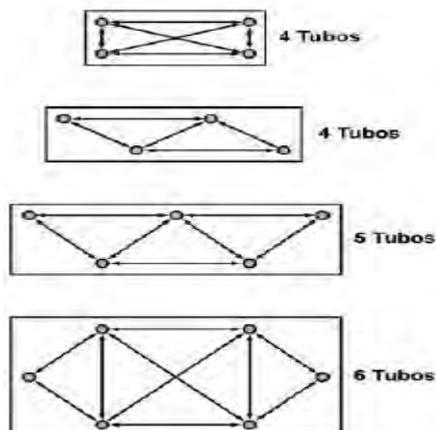
PANELES DE PANTALLA INSTRUMENTADOS

La disposición de los tubos en pantallas puede ser muy variada y dependerá del ancho y canto de la pantalla, así como de la potencia que tenga la sonda emisora y del grado de control que se quiera realizar.

No se deberían realizar barridos a distancias mayores de 2,50 m, para respetar los límites de medida de los equipos más comunes, especialmente si el barrido es paralelo al borde del elemento.

A continuación se muestran varias disposiciones de tubos de auscultación en paneles de pantalla, intentando que la medida entre tubos implique el máximo volumen de pantalla. Esto significa que siempre será más interesante realizar un barrido entre dos tubos cruzados que entre dos tubos que definan una línea paralela al canto de la pantalla. El tubo más próximo a la junta entre paneles se ha de separar una distancia superior a 30 cm.

La auscultación de las juntas entre paneles debe analizarse como un ensayo especial, ya que la interpretación de las diagrfías de juntas no es tan sencilla como aquellas que barren el núcleo de junta.



DISPOSICIONES DE TUBOS EN PANTALLAS

PANTALLAS DE PILOTES SECANTES. PANTALLAS EJECUTADAS CON HIDROFRESA

PILAR BERMEJO DEL REY
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
PILSON, S.A.

GUSTAVO ARMIJO PALACIO
Dr. Ingeniero Caminos, Canales y Puertos
(GEOTECNIA Y CIMENTOS, S.A.)

Índice

1.	Introducción.....	1
2.	Pantallas de pilotes secantes	3
	2.1. Procedimiento de ejecución	3
	2.2. Controles y tolerancias	7
3.	Pantallas ejecutadas con hidrofresa	9
	3.1. Descripción del equipo.	9
	3.2. Fases de ejecución de las pantallas con hidrofresa.	11
	3.3. Campo de aplicación de la hidrofresa.	12
	3.4. Cuchara bivalva e hidrofresa: diferencias en la excavación y en el tratamiento de lodos.	15
4.	Conclusiones.....	18
5.	Referencias	19

1. Introducción

En muchos casos de ejecución de muros de pantalla en ámbito urbano, debido a las características del terreno, la geometría de las pantallas y los condicionantes del entorno, las pantallas de pilotes secantes o ejecutadas con hidrofresa constituyen una buena alternativa a las construidas con medios convencionales (cuchara bivalva).

Dentro de las pantallas de pilotes nos encontramos con un tipo de pantalla denominada de pilotes secantes (Figura 1) cuya diferencia fundamental con las tradicionales pantallas discontinuas de pilotes es que en ellas existe una intersección de cada pilote con los adyacentes, dando lugar a una estructura continua y asemejándose con ello a las pantallas continuas.



Figura 1 Aspecto general de pantalla de pilotes secantes con anclajes en viga de coronación

Por tanto, las pantallas de pilotes secantes constituyen una alternativa a estudiar y comparar con las pantallas continuas en los siguientes casos:

- Pantallas en terrenos competentes y con presencia de nivel freático: Cuando la dureza del terreno no permita utilizar una máquina de pantallas con cuchara, y exista un nivel freático superficial, la pantalla de pilotes secantes ofrece en muchos casos una solución competitiva con otros sistemas, como preforos o hidrofresa, dependiendo del grado de resistencia que ofrezca a la perforación el terreno.

En obras urbanas se reducen notablemente las vibraciones al no ser necesaria la utilización del trépano.

- Pantallas en zonas donde no es posible la utilización de lodos de perforación: En los casos especiales en que, por razones medioambientales o de otra índole (como por ejemplo, falta de espacio para la ubicación del depósito de lodos), no sea posible realizar la excavación al amparo de lodos tixotrópicos siendo éstos necesarios para la estabilidad de la zanja, las pantallas de pilotes secantes constituyen una alternativa a estudiar para resolver este problema.

Este tipo de pantallas está formado por pilotes primarios separados entre caras una distancia menor que el diámetro de los secundarios, que solapan con los primeros una magnitud variable que oscila entre 15 y 30cm. Esta dimensión será fijada en función de los condicionantes del proyecto y de las características del terreno.

Los pilotes primarios no tienen porqué tener el mismo diámetro y profundidad que los pilotes secundarios, y en función del diseño y forma de resistir esfuerzos de la pantalla pueden adoptar diferentes configuraciones. En general, por facilidad de murete-guía, los pilotes primarios y secundarios son del mismo diámetro.

Normalmente, los pilotes primarios son de mortero u hormigón en masa y los secundarios de hormigón armado. Esta es la tipología habitual aunque también puede haber otras, por ejemplo, que los pilotes primarios también dispongan de armadura a flexión pero, colocada de forma que luego no interfiera con el solape posterior de los pilotes secundarios (ej. perfiles metálicos).

La hidrofresa permite construir pantallas en roca, incluso en grandes espesores y de gran dureza, sin necesidad de utilizar trépano, lo cual asegura la ausencia de vibraciones, ruidos y molestias y la disminución de los excesos de consumo de hormigón. Adicionalmente, garantiza una excelente verticalidad, incluso a grandes profundidades (desviaciones menores del 0.5%), lo cual, junto con la ausencia práctica de juntas, la hace especialmente útil para los casos en que se debe alcanzar una alta estanqueidad.

Si bien las grúas que soportan las hidrofresas son más grandes que las grúas de equipos de pantalla convencionales, el hecho de no tener camiones de tierra en el tajo permite trabajar con hidrofresa en obras en las cuales el espacio sea pequeño. A pesar de ser un equipo caro, su rendimiento al menos duplica al de los equipos de pantallas convencionales.

En España, y hasta el momento, se han realizado unas 15 a 20 obras básicamente para dos tipos de proyectos distintos, como son, los muros pantalla de hormigón armado para protección de excavaciones, y las pantallas plásticas para la impermeabilización de cimientos de presas nuevas o regeneración de núcleos de presas antiguas.

2. Pantallas de pilotes secantes

2.1. Procedimiento de ejecución

En líneas generales lo que se indica a continuación es de aplicación para todo tipo de pantallas de pilotes. Se hará especial hincapié en las peculiaridades más significativas que conlleva la ejecución de pantallas de pilotes secantes.

2.1.1 Información, estudios previos y planificación

En todas las obras, y en especial en la ejecución de elementos tan singulares como los que conforman este tipo de pantallas, es necesario que todos los elementos estén bien definidos antes de comenzar los trabajos, de forma que no existan ambigüedades en la descripción de las unidades de obra.

Se deberá disponer como mínimo de la siguiente información:

- Estudio geotécnico
- Planos de ejecución
- Características de los materiales
- Pliego de Condiciones
- Condiciones de la obra
- Etc.

Basándose en el estudio de la información previa suministrada, se llevará a cabo la planificación de los trabajos, tanto desde el punto de vista de la definición de la secuencia de los mismos, como de la ubicación e instalación de todos los medios necesarios durante la construcción.

2.1.2 Ejecución de los trabajos

Lo primero a tener en cuenta es la preparación de la plataforma de trabajo adecuada, lo cuál influirá, no sólo en la seguridad de los trabajos, sino también en los rendimientos y en el acabado final de la obra. También es importante el replanteo de los pilotes para una correcta alineación de los mismos, especialmente en puntos singulares (ej. esquinas).

Posteriormente se procede a la perforación de los pilotes:

- En caso de terrenos coherentes que permitan que se mantengan estables las paredes de la perforación, es posible la perforación sin entubación siempre y cuando no se causen problemas al entorno y se emplee herramienta rígida que evite desplomes en los pilotes.
- Con ayuda de lodos tixotrópicos o de entubación recuperable para el mantenimiento de las paredes de la excavación, en caso de terrenos no coherentes y zonas que por sus condiciones lo requieran (medianerías, etc.), y con los mismos requisitos antes expuestos.

A continuación, se limpia el fondo del pilote para poder realizar la colocación de la armadura y el hormigonado del mismo.

Un posible esquema del proceso a seguir para la ejecución de los pilotes secantes es el que se muestra en la Figura 2:

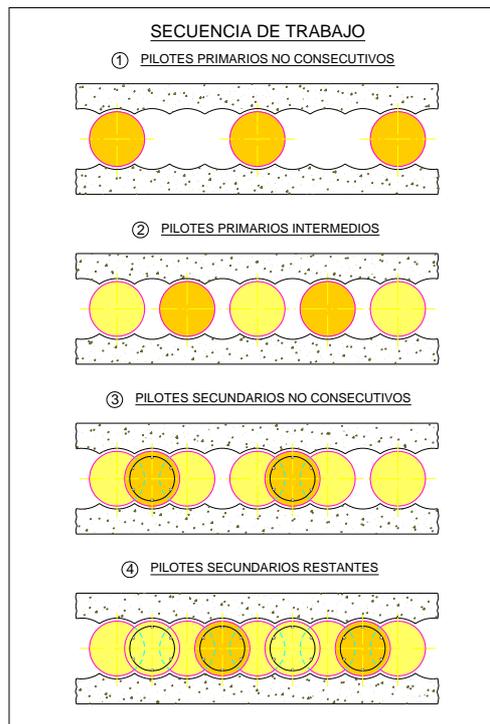


Figura 2 Ejemplo de una secuencia de pantalla de pilotes secantes

2.1.3 Particularidades en la ejecución de pantallas de pilotes secantes

La ejecución de este tipo de pantallas conlleva una serie de singularidades, que diferencian este sistema de las pantallas discontinuas de pilotes, que se resumen a continuación:

➤ Construcción del murete-guía

El murete guía, al igual que en las pantallas continuas convencionales, tendrá como finalidad fundamental garantizar la alineación de la pantalla, guiar las herramientas de excavación y servir de soporte a las jaulas de armaduras.

La construcción de este muro guía es muy conveniente en este tipo de pantallas.

El murete guía se construirá de hormigón ligeramente armado, definiendo el perímetro curvo de la pantalla de forma exacta para garantizar la correcta implantación de los equipos de perforación (ver Figura 3). Su profundidad estará comprendida entre 0.70 y 1.50m.

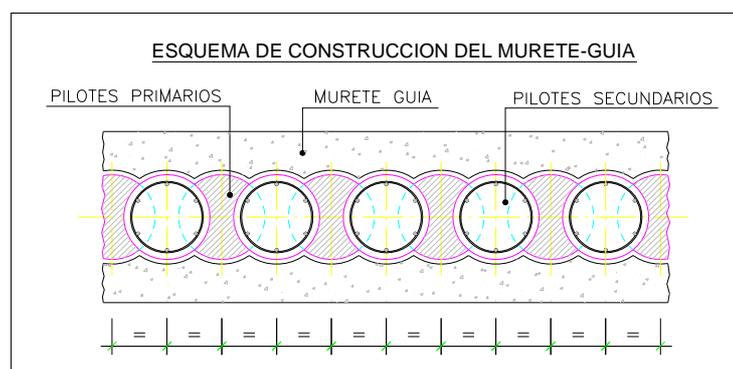


Figura 3 Detalle en planta de construcción de murete-guía

➤ Perforación de pilotes

Como norma general la perforación de los pilotes, ya sean primarios o secundarios, se ejecutará con entubación recuperable. Se podrán ejecutar pilotes secantes sin entubación, cuando el terreno lo permita y se cuente con equipos con la suficiente rigidez para efectuar las perforaciones de pilotes primarios y secundarios (barrena continua de eje grueso o equipos pesados de kelly).

➤ Limpieza, colocación de armaduras y hormigonado de pilotes

Al terminar la perforación se procede a la limpieza del fondo del pilote de acuerdo con el procedimiento habitual en este tipo de cimentaciones.



Figura 4 Izado y centrado de la armadura



Figura 5 Colocación de armadura

Los pilotes se armarán y hormigonarán (Figura 4 y Figura 5) de acuerdo con la Normativa existente para su puesta en obra (pilotes “in situ” de extracción y/o pilotes barrenados).

En referencia al hormigonado se deberá tener en cuenta las recomendaciones que se recogen en el documento publicado por Aetess (“*Recomendación sobre las características del hormigón a colocar en pantallas y pilotes mediante el procedimiento “Tremie”*”), dada la relevancia que tiene el hormigón en la calidad final de la pantalla ejecutada (Figura 6).



Figura 6 Colocación del tubo tremie para el hormigonado del pilote

2.1.4 Unión viga-pantalla

Previamente a proceder al vaciado se ejecutará una viga de coronación de hormigón armado, que servirá para el atado de los pilotes y hacer que trabajen solidariamente. Esta unión se materializa mediante la entrega de la armadura del pilote en el hormigón de dicha viga (Figura 7).



Figura 7 *Detalle de viga de coronación ejecutada para pantalla discontinua de pilotes*

2.1.5 Vaciado y ejecución de elementos de sostenimiento

Finalizada la pantalla, se procederá al vaciado del recinto llevando a cabo los distintos niveles de sostenimiento necesarios (anclajes y/o arriostramientos provisionales) para llegar a la cota de máximo vaciado (ver Figura 8 y Figura 9)



Figura 8 *Ejemplo de sostenimiento de pantallas de pilotes secantes (anclajes)*



Figura 9 *Ejemplo de sostenimiento de pantallas de pilotes secantes (arriostramientos)*

2.1.6. Acabado de pantalla

Dependiendo de las necesidades o de lo que se haya definido en el proyecto, el acabado final de la pantalla se puede realizar de varias maneras (gunitado, muro forro, etc.), o incluso, se puede recurrir simplemente a una limpieza superficial y posteriormente pintar los pilotes.

2.2. Controles y tolerancias

2.2.1. Control de ejecución

Los procedimientos específicos para la verificación, el control y la aceptación tendrán que ser establecidos antes del comienzo de los trabajos.

El proceso constructivo de los pilotes será controlado y se tomará nota de cualquier dato significativo como por ejemplo:

- replanteo, tipo de pilote, dimensiones y profundidades;
- procedimiento de excavación, herramientas y equipamiento;
- obstáculos;
- estratificación del terreno y niveles freáticos;
- limpieza de la perforación;
- tipo, dimensiones, montaje y longitud de las armaduras;
- colocación, duración, subida y cota final del hormigón;
- etc.

Se observará el comportamiento del terreno durante la excavación y deberá comunicarse cualquier cambio o característica imprevista.

El control del hormigón comprenderá tanto los relativos a ensayos iniciales y ensayos característicos, como a ensayos de recepción.

La frecuencia de ensayos y la formación de lotes se ajustarán a lo indicado en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, o en su defecto a lo que establezca el Director de las Obras.

2.2.2. Control postconstructivo

Como métodos no destructivos más usuales de control de la integridad y homogeneidad del hormigonado de cimentaciones profundas, se tienen:

- Transparencia sónica
- Ensayos de Eco
- Ensayos de Impedancia Mecánica

Normalmente para grandes diámetros y pilotes que tienen profundidades importantes el método más apropiado es la Transparencia Sónica.

Para realizar el ensayo de Transparencia Sónica es necesario instalar al menos un par de tubos de auscultación solidarios con la armadura y también es necesario rellenar los tubos con agua.

En la actualidad existe un documento publicado por el Ministerio de Fomento y el Cedex, en el que se tratan estos temas bajo el nombre de *“Recomendaciones para la Ejecución e Interpretación de ensayos no destructivos para el control de la integridad de los pilotes y pantallas”*

2.2.3. Tolerancias de ejecución

El código Técnico de la Edificación en el Documento Básico SE-C Cimientos establece que en el caso de pilotes hormigonados in situ se deben cumplir, salvo especificación en contra del Pliego de Condiciones del Proyecto, las siguientes tolerancias:

- a) Posición de los pilotes a nivel de la plataforma de trabajo
 $e < e_{\max} = 0,1 \times D_{\text{eq}}$ para pilotes con $D_{\text{eq}} \leq 1.5\text{m}$
 $e < e_{\max} = 0,15\text{m}$ para pilotes con $D_{\text{eq}} > 1.5\text{m}$
siendo D_{eq} el diámetro equivalente del pilote
- b) Inclinación
 $i < i_{\max} = 0.02\text{m/m.}$ para $\theta \leq 4^\circ$
 $i < i_{\max} = 0.04\text{m/m.}$ para $\theta > 4^\circ$
siendo θ el ángulo que forma el eje del pilote con la vertical.
- c) Cuando se requieran tolerancias más estrictas que las anteriores, se deben establecer en el Pliego de Condiciones del Proyecto, y, en cualquier caso, antes del comienzo de los trabajos.
- d) Para la medida de las desviaciones de ejecución se considerará que el centro del pilote es el centro de gravedad de las armaduras longitudinales, o el centro del mayor círculo inscrito en la sección de la cabeza del pilote para los no armados.



Figura 10 Panorámica de obra ejecutada con pantallas de pilotes secantes a distintos niveles

3. Pantallas ejecutadas con hidrofresa

3.1. Descripción del equipo.

La hidrofresa ha sido descrita en detalle en los artículos de Echave (2002), De Juan García (2002) y García (2006). Debido a ello, en este apartado sólo se describe brevemente este equipo y su funcionamiento.

Consta de un chasis guía de acero (Figura 11), que va suspendido de una grúa de 100t a 120t, en cuya parte inferior se sitúan dos ruedas de corte colocadas en un plano vertical, que giran en sentidos de rotación inversos, impulsadas cada una por un motor hidráulico. Estas ruedas de corte están especialmente diseñadas para romper el terreno (Figura 12) y se pueden equipar con diferentes tipos de dientes, de acuerdo con la dureza del mismo. La sustitución de los dientes puede ser realizada de una forma rápida. La rotación de las ruedas afloja o disgrega de forma continua el material del suelo, reduciéndolo a partículas de un tamaño tal, que mezclados con una suspensión de bentonita, son fácilmente extraídos mediante una bomba centrífuga situada sobre las ruedas de cortes.

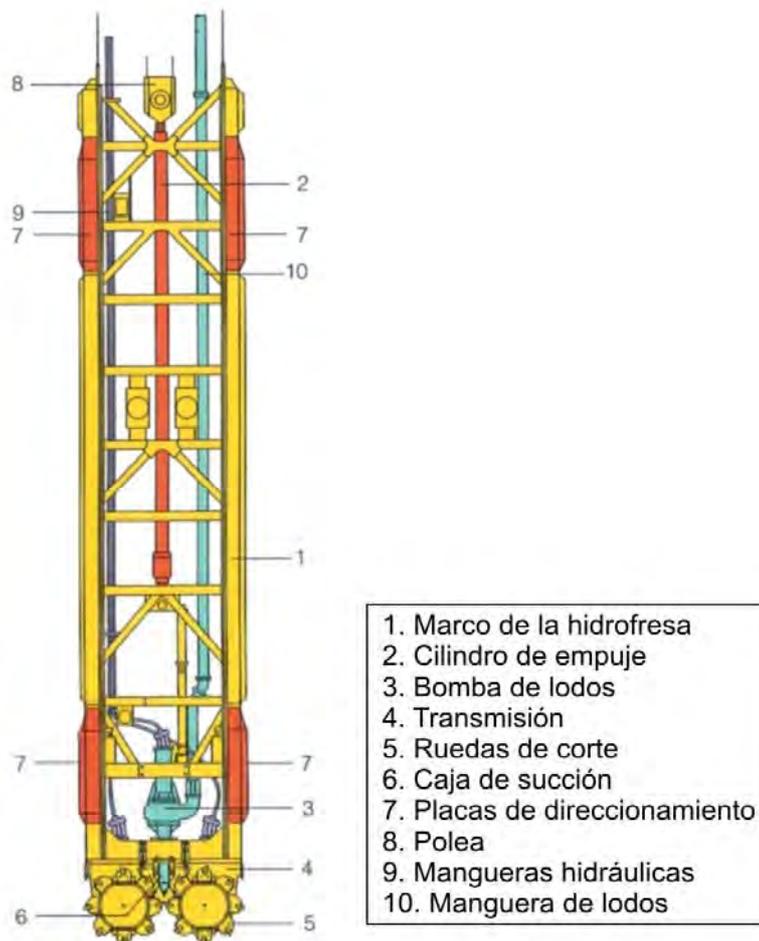


Figura 11 Esquema de una hidrofresa (Bauer, 1997)

Para la excavación se utilizan dos tipos de ruedas de corte:

- Para terrenos flojos o rocas de una resistencia de hasta 50-80MPa, se emplean ruedas dotadas con dientes terminados en placas de widia de diferente forma (Figura 12).



a) Vista frontal



b) Vista lateral

Figura 12 Ruedas de corte con dientes terminados en placas de widia (Bauer, 1998)

- Para roca con resistencia o compresión por encima de los 50-80MPa, se emplean ruedas dotadas de conos de botones (Figura 3). Se han llegado a perforar con este tipo de ruedas andesitas volcánicas de más de 200MPa de resistencia a compresión simple.



a) Vista frontal



b) Vista lateral

Figura 13 Ruedas de corte con conos de botones (Bauer, 1997)

La estructura de la fresa está provista de un inclinómetro electrónico que mide desviaciones en dos ejes perpendiculares y permite registrarla de un modo continuo en centímetros y en grados. Esta desviación se puede corregir en el plano de la pantalla, variando la velocidad de giro de las ruedas. En el plano perpendicular, en cambio, son difíciles las desviaciones, debido por un lado a la longitud del marco de la fresa y al sistema de guiado inicial, por el otro. No obstante, en las hidrofresas más modernas se puede corregir la desviación mediante placas de direccionamiento hidráulicas colocadas en el bastidor, como las que aparecen en la Figura 11 (referencia 7) y Figura 14.

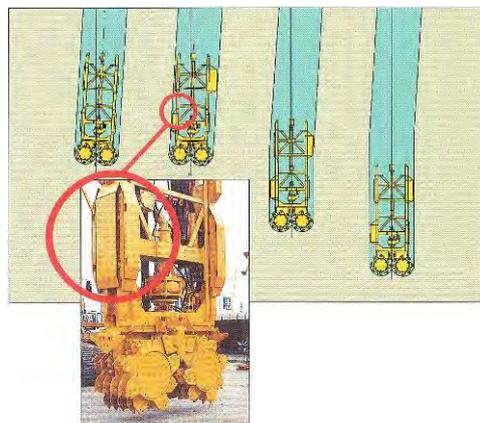


Figura 14 Placas de direccionamiento para corregir desviaciones (Bauer, 1997)

Un operador controla todo el equipo desde la cabina. Los datos relevantes aparecen en el monitor de control de acuerdo con el siguiente detalle (Figura 15):



Figura 15 Registrador de parámetros del equipo (Bauer, 1997)

Una bomba (Figura 11, referencia 3) extrae el detritus procedente de la perforación, que se acumula en la zona central y alta de los tambores. El detritus se extrae por circulación inversa del lodo en que va envuelto, lo que exige la presencia constante de lodos bentoníticos en buen estado en la perforación.

En la parte trasera de la grúa va instalado el grupo hidráulico o power-pack, que suministra la energía para los tres motores de fondo (uno para cada uno de los tambores y otro más para la bomba). El circuito hidráulico se ha diseñado de manera que proporcione un elevado par de rotación a baja velocidad.

En la parte superior del chasis, sirviendo de elemento de conexión con la grúa, va montado un gato hidráulico o cilindro de empuje (Figura 12, referencia 2) que permite regular el avance del equipo, manteniendo constante la velocidad o el peso sobre los tambores, que depende del modelo utilizado en cada obra y puede alcanzar las 60t.

3.2. Fases de ejecución de las pantallas con hidrofresa.

La ejecución de pantallas con hidrofresa requiere que la obra sea dividida en paneles primarios y secundarios; los primeros suelen realizarse del mayor tamaño compatible con la estabilidad del terreno, para optimizar el rendimiento del equipo; los segundos deben ser del tamaño de los tambores (del orden de 2.4 m, dependiendo del modelo de hidrofresa utilizado en cada caso), y se realizan mordiendo de 10 a 15cm en cada uno de los bataches primarios ya construidos, lo que garantiza una conexión óptima entre paneles, con ausencia de las típicas juntas metálicas provisionales (De Juan, 2002).

Antes de que la hidrofresa pueda empezar a excavar un panel, se debe realizar una preexcavación del orden de 3 a 4m mediante un equipo convencional (pantalladora de cuchara, retroexcavadora o similar), pues para que la bomba de extracción funcione es necesario que exista cierta presión de lodos sobre ella. En esta preexcavación sí se utilizan juntas metálicas, que son retiradas antes de realizarse los bataches secundarios.

El lodo extraído se filtra y desarena en una central de lodos de alta potencia, dotada de tamices vibrantes, ciclones y centrifugadora, y se vuelve a utilizar en la excavación. No obstante, el sistema de trabajo requiere la presencia constante de lodos en óptimo estado, lo que exige no solamente una instalación de tratamiento de lodos grande y costosa, sino también una bomba de caudal adecuado al alto rendimiento que la máquina puede alcanzar en condiciones adecuadas de terreno.

En la Figura 16 se esquematiza la ejecución de los bataches secundarios de una pantalla de hormigón armado. En el caso de tratarse de pantallas de bentonita-cemento o de hormigón plástico, la única diferencia radica en que no existe la colocación e armadura.

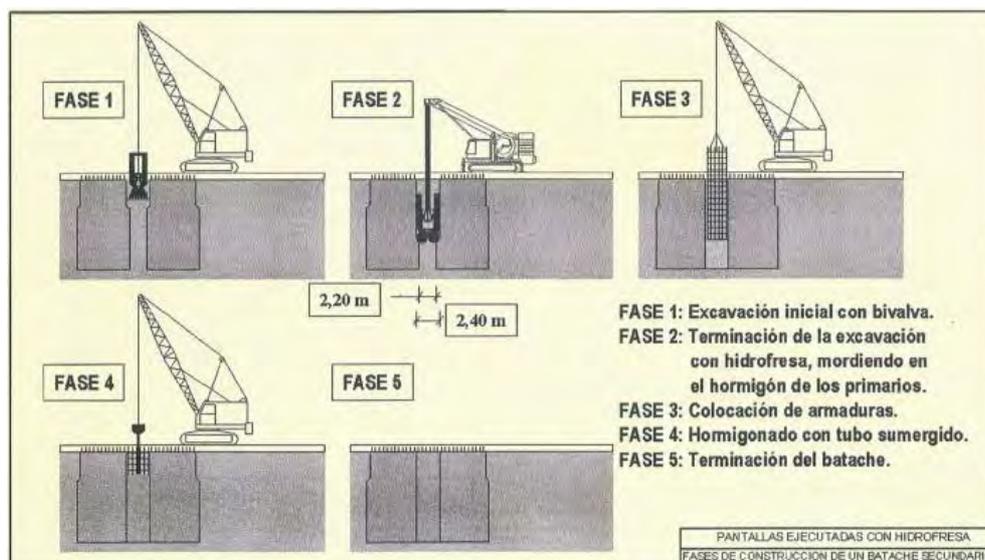


Figura 16 Excavación de paneles secundarios con hidrofresa (Oteo, 2007)

3.3. Campo de aplicación de la hidrofresa.

Los factores que normalmente se tienen en cuenta para utilizar la hidrofresa en obras de pantallas en medios urbanos son:

1. La dureza del terreno a excavar
2. La profundidad a alcanzar y los requisitos de verticalidad y estanqueidad
3. La afección al entorno

Si bien con la hidrofresa pueden excavar grandes espesores rocas de hasta 200MPa (véase el apartado 3.1) con desviaciones respecto de la vertical inferiores al 0.5% aproximadamente, y con mínimas afecciones al entorno (ruido, vibraciones, movimientos, duración y limpieza de los trabajos), esta técnica tiene los inconvenientes de demandar el empleo de equipos con un coste muy elevado y que no siempre se dispone del espacio necesario para ellos, sobre todo en solares del casco urbano.

A continuación se analizan en detalle los factores anteriores:

3.3.1 La dureza del terreno a excavar

De acuerdo con Sola (2006), normalmente, para rocas con resistencias a compresión simple, q_u , mayores que 20kg/cm^2 , ya no se podrán excavar las pantallas con cucharas bivalvas por el método convencional y habrá que recurrir a la ejecución de preforos y a la utilización de trépanos (Figura 17 y Figura 18). Asimismo, a partir de los 70kg/cm^2 y con nivel freático, se debe utilizar la hidrofresa (Tabla 1).

Tabla 1 Recomendaciones AETESS para pantallas (2006)

Resistencia media	Sin nivel freático	Con nivel freático
$q_c < 20\text{kg/cm}^2$	Pilotes aislados Cuchara	Cuchara
$20 < q_c < 70\text{kg/cm}^2$	Pilotes aislados	Cuchara/Preforos Pilotes secantes
$70 < q_c < 250\text{kg/cm}^2$	Pilotes aislados Hidrofresa	Cuchara/Preforos/Trépano (intercalaciones rocosas) Hidrofresa (rocas masivas)
$q_c > 250\text{kg/cm}^2$	Pilotes aislados Hidrofresa	Hidrofresa

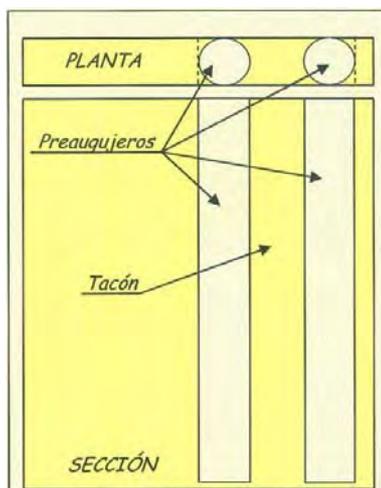


Figura 17 Esquema de ejecución de preagujeros para la excavación de pantallas con cuchara bivalva en terrenos rocosos (Oteo, 2007)



Figura 18 Trépano utilizado para la excavación de terrenos rocosos (Oteo, 2007)

Sin embargo, esta evaluación puede ser engañosa, ya que se trata de la resistencia a compresión simple de muestras de roca que normalmente son intactas. Una roca de alta resistencia a compresión simple, pero desmenuzada o altamente fracturada, también puede a veces considerarse como excavable sin trépano. De hecho, el efecto del empleo de trépano no es más que aumentar la fracturación de un terreno con la acción del útil, hasta poder excavarlo con las cucharas (Oprandi, 2002)

Debido a lo anterior, también se utiliza la clasificación del grado de alteración de la roca, por ejemplo la de la Internacional Society of Rock Mechanics (ISRM), en la evaluación de la excavabilidad, teniendo en cuenta la experiencia en cada tipo de roca. Estas clasificaciones recogen de modo cualitativo los parámetros que influyen en su comportamiento, pero tienen la desventaja de depender del criterio empleado en la testificación de los sondeos. Generalmente y según el tipo de roca, hay que anticipar que será necesario el empleo de trépano a partir de rocas de grado de alteración IV (según la ISRM).

No obstante, para elegir una de las soluciones anteriores, además de la dureza del terreno hay que tener en cuenta también los factores siguientes.

3.3.2. La profundidad a alcanzar y los requisitos de verticalidad y estanqueidad

La hidrofresa permite la medición y corrección de la verticalidad con desviaciones inferiores al 0,5%. Por tanto, exigencias por debajo del 2% deben contemplar siempre el uso de la hidrofresa, porque no pueden lograrse, por lo general, con los sistemas tradicionales de excavación de pantallas.

Lo anterior hace a la hidrofresa especialmente útil para los casos en que se debe alcanzar una alta estanqueidad (sótanos en presencia de agua, impermeabilización de presas, etc.), principalmente a partir de los 35 a 40m de profundidad, donde el “tecleo” entre paneles por las desviaciones que se producen con los sistemas tradicionales, puede producir importantes vías de agua.

También redonda en una considerable mejora de la impermeabilidad la ausencia práctica de juntas en la ejecución con hidrofresa, pues los bataches secundarios se realizan mordiendo unos 10cm en el hormigón de los primarios (véase el apartado 3.2 y la Figura 16).

3.3.3. La afección al entorno

La ejecución de pantallas convencionales en terrenos con intrusiones rocosas supone el empleo del trépano rompedor. La acción del trépano conlleva un mayor tiempo de excavación y mayores desprendimientos de las paredes del batache, factores que contribuyen a producir mayores movimientos del terreno en el entorno de la obra durante la ejecución de las pantallas, con las consecuentes afecciones a los edificios adyacentes. Asimismo, el uso del trépano produce vibraciones y ruido que, como mínimo, causan importantes molestias a los usuarios de las edificaciones cercanas a la obra. Además, las vibraciones pueden llegar a causar daños tanto superficiales como estructurales en dichos edificios.

En la Tabla 2 y la Tabla 3 se establecen límites a las vibraciones, en términos de velocidad pico de partículas, VPP, para evitar daños a las construcciones, en función del tipo de estructura y en la Figura 19 se presenta el grado de afección a las personas en función también de la VPP. De acuerdo con estas tablas, cuando debido a las vibraciones se alcancen valores de VPP del orden de 3 a 4mm, se producirán daños en los edificios históricos y las personas experimentarán molestias importantes.

Tabla 2 Niveles de vibración máxima para prevenir el daño en edificios: Excitación intermitente en la construcción o el mantenimiento de obras viales (AASTHO, 1990)

Tipo de situación	Velocidad máxima de la partículas (mm/s)
Edificios históricos u otras localizaciones críticas	2.5
Edificios residenciales con revestimientos de yeso	5 – 8
Edificios residenciales con buenos acabados y paredes de yeso	10 – 13
Estructuras resistentes, sin yeso	25 – 38

Tabla 3 Niveles de vibración máxima para edificios y otras estructuras (DIN 4150, 1983):

Tipo de edificación	Velocidad máxima de la partículas (mm/s)
Edificios residenciales y estructuras similares con buenos acabados	8
Estructuras bien arriostradas y mantenidas, hechas con elementos estructurales y marcos pesados	30.5
Estructuras históricas y otras	4

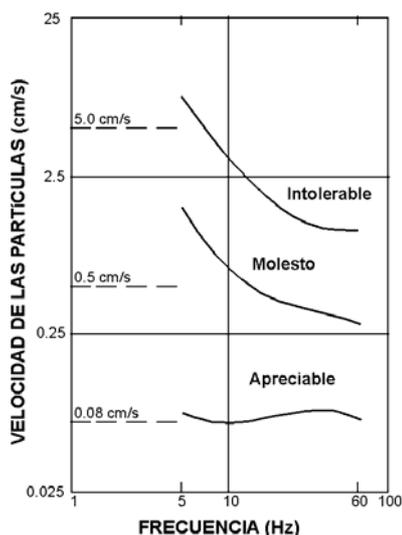


Figura 19 Respuesta humana a las vibraciones (Rathbone, 1963)

Si se utiliza alguna fórmula empírica para estimar la VPP en función de la energía aplicada por el trépano (peso x altura de caída) y de la distancia al punto de impacto (Mayne y otros, 1984), afectada por un coeficiente que tenga en cuenta la atenuación en función de la profundidad (Seed, 1971), se llega a la conclusión de que los valores límite mencionados: $VPP < 3$ a 4mm se superarían en todas las construcciones situadas a menos de 10 a 15m si se utiliza un trépano de 4 toneladas con una altura de caída entre 0.5 y 1m. A causa de esto, casi siempre es preferible evitar la ejecución de pantallas con medios convencionales en el ámbito urbano en este tipo de terrenos.

Además, los bajos rendimientos de la excavación con trépano, normalmente entre 0.2 y $0.5\text{m}^3/\text{hora}$, implican mayores plazos y costes de ejecución, frente a los que se consiguen con la hidrofresa en terrenos similares (Figura 20).

Los ensayos clásicos de Mecánica de Rocas no son suficientes para estimar los rendimientos de perforación con la hidrofresa. Los ensayos Cerchar son los que dan una mejor idea del comportamiento de la roca desde este punto de vista. Los índices por encima de los cuales la hidrofresa empieza a tener problemas de rendimientos y desgastes excesivos son:

- Dureza Cerchar mayor de 10-15. Se puede correlacionar con resistencias a compresión simple entre 50 y $70\text{kg}/\text{cm}^2$.
- Índice de abrasividad Cerchar mayor de 2. Entre 1 y 2 se define como roca abrasiva. Por encima de 2 es muy abrasiva.

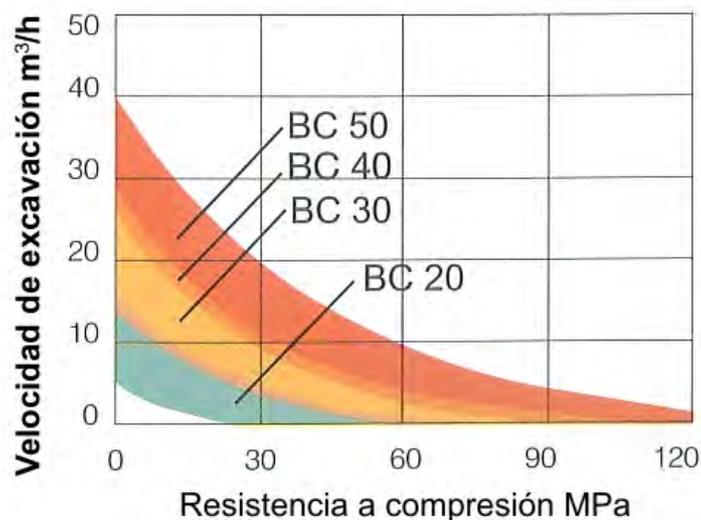


Figura 20 Velocidad de excavación de las hidrofresas de distinto peso (en kN) en roca (Bauer, 1997)

3.4. Cuchara bivalva e hidrofresa: diferencias en la excavación y en el tratamiento de lodos.

Aunque hay muchas similitudes entre las instalaciones para pantallas con equipo convencional de cuchara bivalva y las de pantallas con hidrofresa, existen diferencias importantes en la excavación y en el tratamiento de los lodos (García, 2006):

- a) La pantalla convencional tiene un ciclo de perforación que implica introducir y sacar todo el cuerpo de la cuchara en cada operación de carga de la bivalva. En el caso de la pantalla con hidrofresa, una vez iniciada la perforación, el cuerpo de la hidrofresa no sale de nuevo hasta que se alcanza la máxima profundidad. Ello permite evitar durante la mayor parte de la excavación la circulación de camiones en el tajo de perforación (serán necesarios en la zona habilitada para la planta de lodos).
- b) El lodo bentonítico es para la pantalla convencional un estabilizador de la perforación, mientras que para la fresa es además el vehículo de transporte del detritus. Ello implica un trasiego mucho mayor de lodos entre la planta y el panel, así como una mayor degradación del lodo en su

contacto con algunos tipos de terreno, y especialmente en el contacto con el hormigón (en la fase de hormigonado y en la de excavación si se fresa el hormigón de los paneles primarios y cuando no se emplea junta trapezoidal). Ello conlleva un mayor control del lodo en todo el proceso.

- c) La hidrofresa requiere el desarenado continuo del lodo de perforación para mantenerlo dentro del batache en condiciones óptimas (Figura 21). En la pantalla convencional esta operación sólo se realiza una vez terminada la excavación. El desarenado continuo en la hidrofresa exige una planta de lodos de mayor tamaño y potencia que en el de las obras ejecutadas con equipos convencionales.
- d) Si bien las grúas que soportan las hidrofresas son más grandes que las grúas de equipos de pantalla convencionales, el hecho de no tener camiones de tierra en el tajo permite trabajar con hidrofresa en obras en las cuales el espacio sea pequeño.

Las plantas de lodos que llevan las hidrofresas realizan la eliminación de sólidos en varias etapas mediante la separación de las distintas fracciones granulométricas:

- Etapa 1. Retirada de los productos más gruesos mediante cribas vibrantes.
- Etapa 2. Retirada de los tamaños hasta 60 micras mediante desarenadores por medio de hidrociclono (Figura 22 y Figura 23).
- Etapa 3. Utilización de centrifuga provista de hélice para separación de sólidos hasta 10 micras. La etapa 3 puede sustituirse por un filtro prensa (Figura 24) para la obtención de una torta de sólidos con porcentajes de humedad inferiores al 50% y la obtención de agua clara.

Normalmente, la regeneración de los lodos durante la ejecución de la pantalla comprende las etapas 1 y 2, mientras que el tratamiento de los lodos previo a su envío a vertedero incluye la etapa 3.

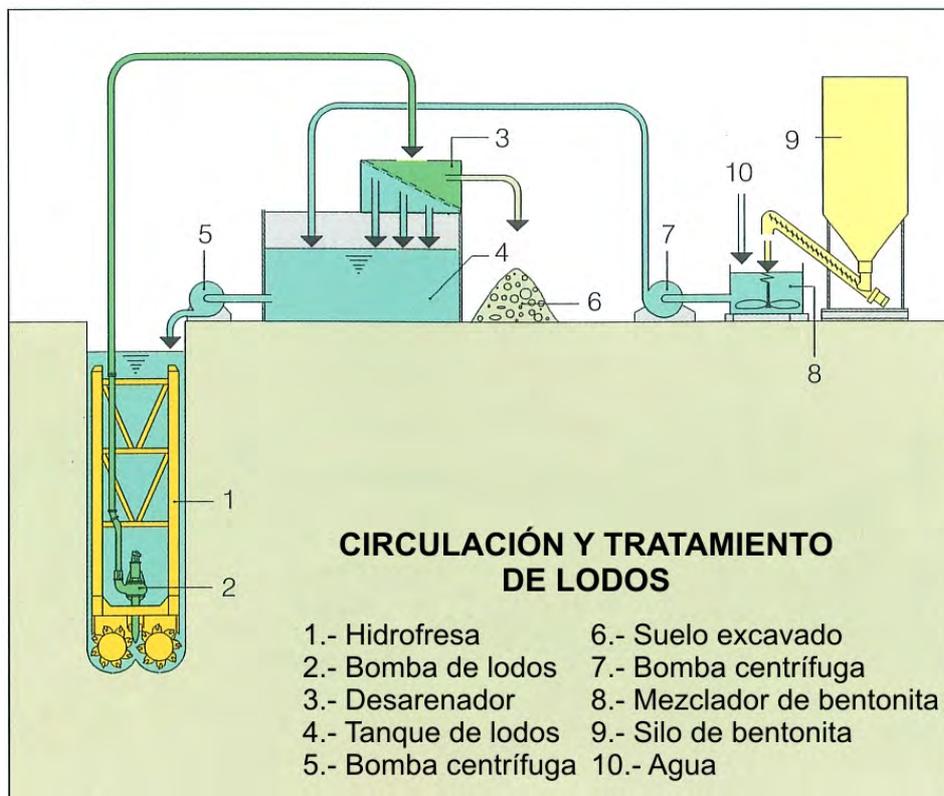


Figura 21 Esquema de fabricación y regeneración de lodos en una hidrofresa (Bauer, 1997)

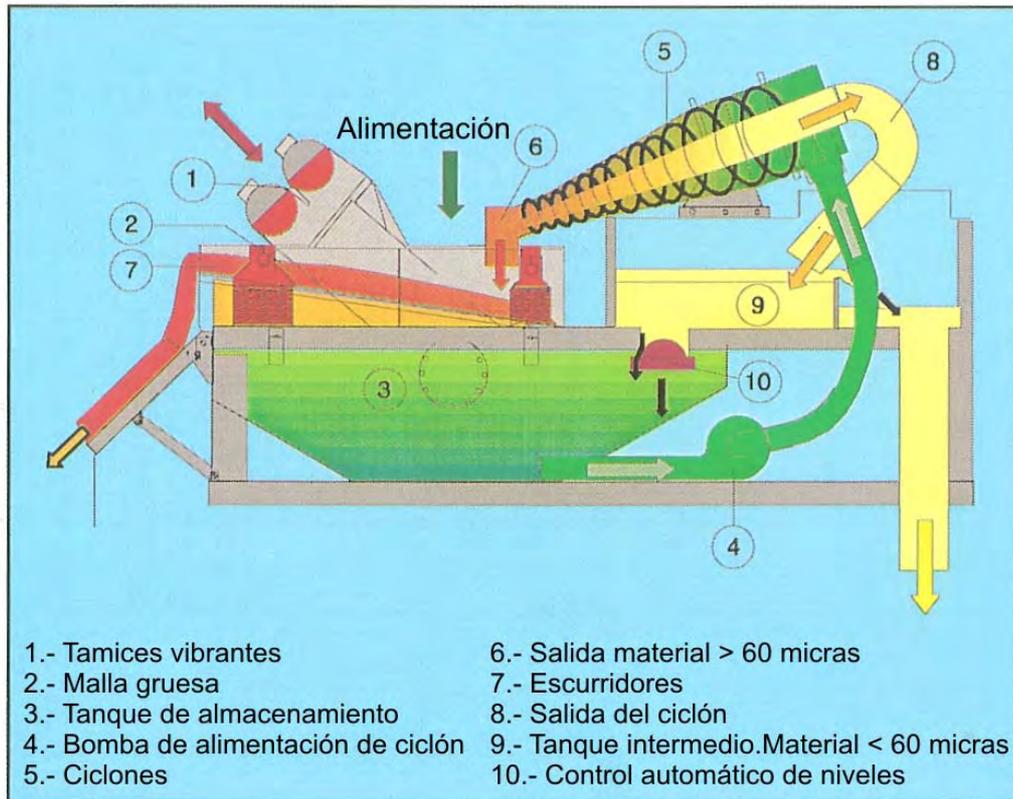


Figura 22 Esquema de desarenado de los lodos (Bauer, 1998)



Figura 23 Vista general de un desarenador de 500 m³/hora (Bauer, 1997)



Figura 24 Vista general de un filtro prensa (Geocisa, 2007)

4. Conclusiones

- Normalmente, en terrenos con roca masiva, con resistencias a compresión simple mayores de 70kg/cm^2 , por debajo del nivel freático, habrá que recurrir a la hidrofresa, para la ejecución de pantallas en ámbito urbano.
- En estas condiciones, la hidrofresa permite construir pantallas sin necesidad de utilizar trépano, lo cual asegura la ausencia de vibraciones, ruidos y molestias y la disminución de los excesos de consumo de hormigón. Adicionalmente, garantiza una excelente verticalidad, incluso a grandes profundidades (desviaciones menores del 0.5%), lo cual, junto con la ausencia práctica de juntas, la hace especialmente útil para los casos en que se debe alcanzar una alta estanqueidad.
- Si bien las grúas que soportan las hidrofresas son más grandes que las grúas de equipos de pantalla convencionales, el hecho de no tener camiones de tierra en el tajo permite trabajar con hidrofresa en obras en las cuales el espacio sea pequeño.
- No obstante, el sistema de trabajo requiere la presencia constante de lodos en óptimo estado, lo que exige no solamente una instalación de tratamiento de lodos grande y costosa, sino también una bomba de caudal adecuado al alto rendimiento que la máquina puede alcanzar en condiciones adecuadas de terreno.

5. Referencias

- AASHTO Designation: R88-81 (1990). Standard Recommendation Practice for Evaluation of “Transportation Related Earthbone Vibrations”.
- Bauer Commercial Brochure (1997). “Bauer Trench Cutter Systems”.
- Bauer Commercial Brochure (1998). “Desander System”
- Bauer Commercial Brochure (1998). “Equipment Manufacturing”
- De Juan García, M.A. (2002). “Pantallas Construidas con Hidrofresa”. Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS. 2ª Sesión Muros Pantalla en Ámbito Urbano.
- DIN 4150 Part 1,2 and 3: Vibrations in Buildings: Effects on Structures: Provisional Standards Revised Draft part3: 1983, Deutches Institutes fur Normung, Berlin.
- Echave Rasines, J.M. (2002). “Pantallas Realizadas con Hidrofresa”. Ingeniería del Terreno. IngeoTer 1.
- García Gonzalo, E. (2006). “Pantallas Ejecutadas con Hidrofresa”. Jornada Técnica SEMSIG-AETESS. Pantallas en Medio Urbano para Estructuras Subterráneas.
- Mayne, P.W., Jones, J. S, Jr. & Dumas, J. C. (1983). “Ground Response to Dynamic Compaction”
- Oprandi, R. (2002). “La Ejecución de Pantallas Tradicionales en Terrenos con Intrusiones Rocosas”. Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS. 2ª Sesión Muros Pantalla en Ámbito Urbano.
- Oteo, C. (2007). “Curso de Especialidad en Mecánica del Suelo y Cimentaciones”. Universidad Politécnica de Madrid.
- Rathbone, T. C. (1963). “Human Sensitivity to Product Vibration”. Product. Engineering. August.
- Seed, H.B. & Idriss, I.M. (1971). “Simplified Procedures for Evaluating Soil Liquefaction Potential”. J. Soil. Mech. Fdn. Engng. ASCE 97, SM9, pp. 1249-1273.
- Sola Casado, P.R. (2006). “Pantallas en Medio Urbano para Estructuras Subterráneas”. Jornada Técnica SEMSIG-AETESS. Pantallas en Medio Urbano para Estructuras Subterráneas.

MATERIALES Y TRABAJOS AUXILIARES **EN LA EJECUCIÓN DE PANTALLAS**

GERARDO MAROTE RAMOS

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos - UPM
Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones - Cedex
TerraBauer, S.L.

JUAN LUIS RIOS GONZALEZ

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Pilotes Posada, S.A

1. Introducción

Los trabajos auxiliares y los materiales son elementos clave en la ejecución de muros pantalla. Como trabajos auxiliares principales destacan la preparación de la plataforma de trabajo, la previsión y distribución de suministros, y la construcción del murete guía. Dentro de los materiales conviene distinguir entre aquellos que sirven de apoyo a la ejecución, como los lodos de perforación, y los que forman parte del cuerpo definitivo de la pantalla: armaduras de acero, hormigón y mezclas plásticas.

Los elementos mencionados tienen una influencia decisiva en el rendimiento de la obra y en la calidad del producto final, por lo que deben estudiarse con el máximo detalle para que no se conviertan en caminos críticos. El cumplimiento de las especificaciones técnicas es la base para llevar a cabo una construcción eficiente.

Se resumen a continuación los aspectos fundamentales de trabajos auxiliares y materiales, en muros pantalla, ordenados según la secuencia lógica de ejecución.

2. Plataforma de trabajo

Las plataformas de trabajo necesarias en obra, así como los accesos desde el exterior o entre tajos, deben prepararse con la mayor precisión posible, de forma que se garantice el desarrollo de todas las actividades posteriores con seguridad, calidad y productividad. Las plataformas de trabajo deben tratarse como un pequeño proyecto dentro del estudio general del muro pantalla, por lo que no debe dejarse a un lado ningún condicionante de diseño: situación de la obra, servicios afectados, obstáculos, personal previsto, maquinaria, acopios, duración de los trabajos, propiedades del terreno de apoyo, posición del nivel freático, climatología, etc.

En ocasiones la plataforma de trabajo puede convertirse en una unidad principal de la obra (Fig. 1).



Figura 1. Construcción de una península artificial para formar la plataforma de trabajo

Las causas principales de fallo de la plataforma son las siguientes:

- Insuficiente capacidad portante del terreno natural.
- Mala calidad, espesor escaso o ejecución deficiente, del relleno de plataforma seleccionado.
- Problemas localizados.
- Falta de mantenimiento.

El hecho de ejecutar una plataforma de trabajo con un relleno adecuado no elimina el riesgo puntual de colapso, por lo que es fundamental hacer una exploración de toda la superficie de la obra y detectar y resolver posibles anomalías de carácter local. Resulta imprescindible retirar todos los obstáculos, servicios y cualquier zona blanda susceptible de producir asentamientos, procediendo a su sustitución por el material de relleno que se utilice en la plataforma. Los puntos duros deben estudiarse de la misma forma y reemplazarse en el caso de representar una sección de peligro.

La aparición inesperada de obstáculos (Figs. 2 y 3) durante los trabajos debido a una falta de planificación inicial, lleva consigo retrasos que pueden arruinar el resultado final de la obra.



Figuras 2 y 3. Restos arqueológicos en el área de ejecución de pantallas

El drenaje es otro aspecto esencial que debe cuidarse en el proyecto de las plataformas. Todos los elementos deben tener una pendiente que garantice el drenaje y que evite que se produzcan encharcamientos en el área de trabajo.

Respecto a las pendientes máximas y dimensiones mínimas de accesos y plataformas, las particularidades de los proyectos deben ser las que definan los valores adecuados. Por norma general, la plataforma de trabajo debe tener una pendiente inferior al 2% y una anchura mayor de 15 m. En los caminos entre tajos en los que vaya a circular la maquinaria pesada las pendientes no deben superar el 5%.

Conviene destacar que la plataforma de trabajo tiene que estar situada siempre por encima del nivel freático, al menos 1,50 m si se utilizan lodos de perforación para garantizar la presión positiva de los mismos sobre la carga de agua.

Por último, y como aspecto fundamental del tema en discusión, la plataforma debe ser estable ante las cargas que le sean transmitidas. Por ello, es necesario comprobar la capacidad portante del terreno natural y compararla con la presión ejercida por la maquinaria. En caso de no ser el terreno suficientemente competente se debe ejecutar un relleno de características y espesor adecuados, que garantice la ejecución de los trabajos posteriores con total seguridad. Se recomienda que el material de relleno pertenezca, como mínimo, al grupo TOLERABLE según la clasificación del PG-3, que sea granular de buena calidad, que tenga limitado el contenido de finos al 15% y el tamaño máximo de partículas a 150 mm, que tenga un ángulo de rozamiento mínimo de 35°, y que permita el drenaje de forma natural. Otros materiales pueden utilizarse como relleno si se demuestra que proporcionan la capacidad portante necesaria.

El relleno debe ponerse en obra mediante tongadas de no más de 25 cm compactadas al 95% del ensayo Proctor Modificado. Habitualmente, el espesor de relleno varía entre 25 y 100 cm. A partir de 1 m de relleno se recomienda incorporar un geotextil de refuerzo. En caso de que la subbase contenga un alto contenido de finos, suele resultar interesante intercalar un geotextil filtro para evitar la migración de partículas.

El hecho de no respetar las especificaciones básicas de las plataformas de trabajo puede llevar a graves incidentes en la obra (Figs. 4 y 5).



Figuras 4 y 5. Consecuencias de una plataforma de trabajo deficiente

En lo que se refiere a los controles de la plataforma, es importante hacer una visita previa a obra para comprobar el estado de todos los elementos. Esta práctica permite hacer las modificaciones oportunas antes de que lleguen los equipos.

Una vez descargada la maquinaria principal, y antes de disponerla en la configuración definitiva de trabajo, conviene circular por las diferentes zonas de la plataforma. Se puede así comprobar la huella que se imprime en el suelo y compararla con las tolerancias permitidas. En ocasiones puede ser necesario llevar a cabo ensayos de placa de carga para comprobar la capacidad portante real del terreno.

3. Suministros

Antes de que comience el montaje de maquinaria e instalaciones debe hacerse la previsión de los suministros necesarios. Una buena planificación inicial no cuesta ningún trabajo, mientras que la improvisación suele ser motivo suficiente de retrasos en los trabajos.

Los principales suministros a tener en cuenta son los siguientes:

- Consumo de **energía**, en función de los equipos que vayan a emplearse: equipamiento de planta de lodos, gatos extractores, bombas eléctricas, etc. Por norma general una obra de pantalla requiere una potencia de instalación en torno a 150 KVA. En obras con hidrofresa este valor asciende a más de 750 KVA.
- Caudal de **agua**, superior a 15 m³/hora (superior a 25 m³/hora con hidrofresa). El agua se emplea en la fabricación de lodos de perforación, en la refrigeración de equipos y en tareas de limpieza.
- Consumo de **bentonita**, en base a las características del terreno. Son habituales consumos de entre 15 y 50 Kg de bentonita por m³ de pantalla.

- Consumos de **acero** y **hormigón**, y cadencia de suministro. El stock de armaduras en obra debe ser suficiente y acorde con el rendimiento previsto, y el hormigón no debe suministrarse a un ritmo inferior a 30 m³/hora.

4. Murete guía

Los muretes guía tienen como finalidad garantizar la alineación de la pantalla, guiar las herramientas de excavación (Fig. 6), evitar el hundimiento de la zanja en la zona de fluctuación del lodo de excavación, servir de soporte a las jaulas de armaduras, elementos prefabricados u otros accesorios a introducir en la excavación (Fig. 7), y soportar los esfuerzos de extracción de juntas. La trascendencia de estas funciones pone en evidencia la importancia que tienen los muretes en el proceso de ejecución de pantallas. Se indican a continuación unas recomendaciones básicas para la construcción de estos elementos.



Figura 6. Guía de las herramientas



Figura 7. Soporte de jaulas y elementos de hormigonado

Es primordial que los muretes guía se encofren únicamente en su cara interior y se hormigonen contra el terreno virgen compacto (Fig. 8). De esta forma se mejora la estabilidad de la zona superior de la zanja. De no hacerse así, debe incluirse en el diseño un pie de muro hacia el trasdós de la pantalla para contener el relleno y evitar desprendimientos.

Por otro lado, la cota superior del murete guía debe coincidir con la cota de la plataforma de trabajo, y estar situada al menos 1,50 m por encima del nivel freático.

La presencia de edificios colindantes debe estudiarse de forma que las dimensiones y cotas del murete guía se adapten convenientemente a la estructura y cimentación existentes. En cualquier caso, la anchura del murete no debe ser inferior a 15 cm. En pozos y obras de dimensiones reducidas, si se prevé el tránsito de maquinaria por encima de los muretes, pueden ampliarse las dimensiones de los mismos. En este casos es recomendable una anchura mínima de 40 cm.

Conviene destacar la importancia de dar continuidad a la armadura del murete guía en toda su longitud. Si el hormigonado se realiza en tramos, como es habitual, deben dejarse esperas de conexión (Fig. 9). En caso contrario, las juntas serán puntos débiles que no resistirán las solicitaciones.

Por último, para evitar deformaciones y cierres indeseables, los muretes deben mantenerse apuntalados o rellenos de tierra hasta la excavación de los módulos de pantalla (Fig. 10).



Figura 8. Encofrado a una cara del murete guía



Figura 9. Esperas de conexión entre tramos del murete

5. Materiales auxiliares - Lodos de perforación

Los lodos de perforación son sin lugar a duda el material auxiliar que mayor incidencia tiene en la ejecución de pantallas, por lo que resulta imprescindible estudiar en cada obra la estabilidad del terreno para poder seleccionar el lodo que mejor se adapta a las circunstancias.

5.1. Funciones de los lodos de perforación

Las funciones básicas que debe desempeñar un lodo de perforación son las siguientes:

- Dotar al terreno de la estabilidad necesaria para poder llevar a cabo la excavación de los paneles de pantalla de forma segura, y con la calidad y eficiencia que exige la obra.
- Mantener en suspensión las partículas de terreno que no han sido retiradas con los útiles durante la excavación, facilitando así su extracción posterior.
- Refrigerar las herramientas de perforación y hacer las veces de lubricante para facilitar el avance.
- Servir de vehículo de extracción del detritus en pantallas ejecutadas por el método de hidrofresa.

5.2. Tipos de lodos de perforación

Existen muchas tipologías de lodos de perforación debido a la posibilidad y tendencia actuales de incluir aditivos en la dosificación para mejorar sus prestaciones. A grandes rasgos podemos dividir los lodos de perforación en dos grupos: lodos bentoníticos y lodos con base de polímero. Cada tipología está sujeta a unas dosificaciones diferentes, tiene una forma de actuar particular sobre las paredes de la excavación, e implica unos consumos y precios que deben ser analizados detenidamente para optimizar su utilización.

5.3. Lodos bentoníticos

Los lodos bentoníticos están formados por concentraciones variables de bentonita en agua, habitualmente entre 25 y 75 Kg por m³ de mezcla, que dan lugar a un fluido viscoso capaz de dar estabilidad a las paredes de la perforación y de cumplir con las funciones de mantenimiento de partículas en suspensión, refrigeración, lubricación, y eventual evacuación de detritus en pantallas con hidrofresa.

La bentonita es un tipo de arcilla del grupo de la montmorillonita, de plasticidad muy elevada y con propiedades tixotrópicas, cuya mezcla con agua bajo unas determinadas condiciones produce el lodo de perforación.

La estabilidad de las paredes de la excavación se consigue mediante un doble mecanismo: formación del “cake” en el terreno (Fig. 11) y presión hidrostática del lodo.

Para que se forme el cake es imprescindible que exista una presión positiva de los lodos de perforación con respecto al nivel freático, por lo que debe respetarse una diferencia de cotas entre el nivel de lodo en la zanja y el nivel freático de al menos 1,50 m.

Una vez formado el cake, la propia presión hidrostática que actúa sobre la mezcla cake - terreno sostiene las paredes de la zanja y permite el progreso de la excavación con seguridad.

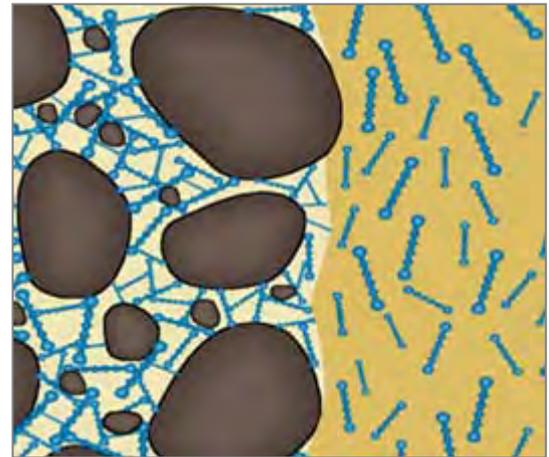


Figura 11. Formación del “cake” en excavaciones

Las condiciones necesarias para poder fabricar un buen lodo de perforación (Fig. 12) son las que se indican a continuación:

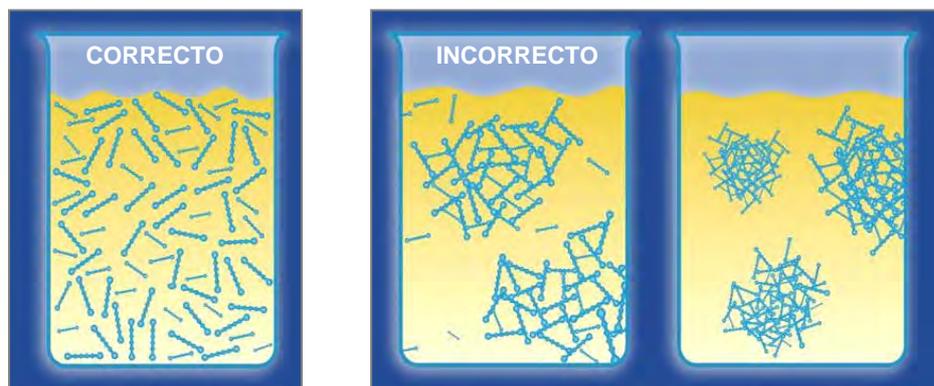


Figura 12. Comparación entre un lodo bien fabricado y otro en proceso de floculación

- a. Generalmente cualquier agua para consumo tendrá unas características compatibles con la bentonita; pero, en cualquier caso, conviene hacer un análisis previo en el que se compruebe que se respetan los parámetros fundamentales indicados en la figura 13.
- b. La bentonita en polvo también debe respetar ciertas especificaciones mínimas, de manera que tras su mezclado con agua se desarrollen las propiedades finales deseadas. Es importante que la materia prima sea lo suficientemente fina y plástica, y que no contenga adiciones dañinas (Fig. 14).
- c. Por último, y no por ello menos importante, resulta imprescindible que aún disponiendo de un agua de calidad y de una buena materia prima, el proceso de mezclado sea eficaz. Para ello debe contarse con equipos adecuados que combinen una alta energía con un tiempo de agitación suficiente (Fig. 15).

<p>pH entre 6 y 8</p> <p>Conductividad < 600 μs/cm</p> <p>Dureza < 300 mgr/l</p>
--

Figura 13. Especificaciones del AGUA

<p>D₉₅ < 80 μm</p> <p>Humedad < 15 %</p> <p>Límite Líquido > 300</p> <p>Sin adiciones perjudiciales</p>
--

Figura 14. Especificaciones de la BENTONITA

<p>Dosificación adecuada</p> <p>Energía suficiente</p> <p>Tiempo suficiente</p> <p>Hidratación suficiente</p>

Figura 15. Especificaciones de MEZCLADO

Es conveniente no utilizar el lodo inmediatamente después de su fabricación y permitir su hidratación durante un periodo comprendido entre 12 y 24 horas (Fig. 16). El cumplimiento de esta norma permite mejorar las prestaciones del fluido y disminuir los consumos.



Figura 16. Lodo bentonítico en agitación para su hidratación y uso posterior

No obstante, si un lodo recién fabricado posee unas características (densidad, viscosidad, filtrado, etc.) acordes con el terreno en el que se va a utilizar, puede añadirse directamente a la perforación, aunque es previsible un consumo superior al que se obtendría tras un período de hidratación apropiado.

Los parámetros del lodo que deben controlarse en obra, como indicadores del buen estado del mismo y de su aptitud para los trabajos de perforación, son éstos:

- a. Fase de fabricación: el lodo fresco debe elaborarse con una dosificación que garantice la viscosidad del fluido y la formación de un cake de calidad con un filtrado moderado (Fig. 17). La cantidad de materia seca tiene que limitarse tanto por motivos de trabajabilidad como por la propia economía del proceso. Si se necesitan densidades superiores a $1,10 \text{ T/m}^3$ en fabricación posiblemente sea conveniente seleccionar otro producto.
- b. Fase de reutilización: el fluido de perforación irá poco a poco cargándose de partículas finas, y su densidad y viscosidad aumentarán al ritmo que marque la granulometría del terreno. Se establecen, por tanto, límites superiores de densidad, viscosidad, filtrado y cake, como valores máximos compatibles con el funcionamiento del lodo y con el trasiego del mismo (Fig. 18).
- c. Antes del hormigonado: las propiedades del lodo de perforación antes de hormigonar tienen que respetar unos límites muy estrictos para que no se produzca una puesta en obra defectuosa (Fig. 19). Si bien los parámetros indicados en las dos fases anteriores pueden tener cierta flexibilidad, los que se indican en este apartado son límites absolutos que, salvo justificación, deben respetarse siempre.

Densidad	< $1,10 \text{ T/m}^3$
Viscosidad	32 - 40 s
Filtrado	< 30 cm^3
Cake	< 3 mm
pH	7 - 11

Figura 17. Propiedades del LODO FRESCO

Densidad	< $1,20 \text{ T/m}^3$
Viscosidad	32 - 50 s
Filtrado	< 50 cm^3
Cake	< 6 mm
pH	7 - 11

Figura 18. Propiedades del lodo para su REUTILIZACIÓN

Densidad	< $1,10 \text{ T/m}^3$
Viscosidad	32 - 40 s
pH	7 - 11
Arena (volumen)	< 3%

Figura 19. Propiedades del lodo ANTES DE HORMIGONAR

Debe hacerse especial hincapié en la medición del contenido de arena antes de proceder al hormigonado. Si se hormigona una pantalla con un contenido de arena superior al 3% en volumen, lo más probable es que se produzca decantación de partículas durante el proceso y se formen bolsas sin hormigón dentro de la pantalla. Este hecho supone una ruptura en la continuidad estructural del elemento y puede significar una fuente importante de filtraciones. (Figs. 20 y 21).



Figura 20. Bolsa de arena sin hormigón debido a un contenido elevado de arena



Figura 21. Juntas en mal estado por trabajo con lodos de alta densidad y viscosidad

5.4. Lodos con base de polímero

Los lodos con base de polímero se dosifican con cantidades de materia prima mucho menores que las necesarias en los lodos bentoníticos. Son habituales concentraciones entre 0,25 y 2,00 Kg por m³ de mezcla, si bien el margen puede ser superior debido a la gran variedad de productos existentes en el mercado.

Los polímeros pueden ser naturales, sintéticos y semisintéticos. Cada tipología presenta unas propiedades muy diferentes debido a que las composiciones químicas difieren mucho de unos tipos a otros.

Los lodos de perforación con base de polímero no tienen capacidad para formar cake y consiguen la estabilidad creando un aglomerado interior de terreno provocado por la infiltración de la mezcla, en suelos permeables (Fig. 22). En suelos cohesivos, el polímero inhibe la hidratación y dispersión de las partículas de arcilla, favoreciendo la fijación de las paredes (Fig. 23).

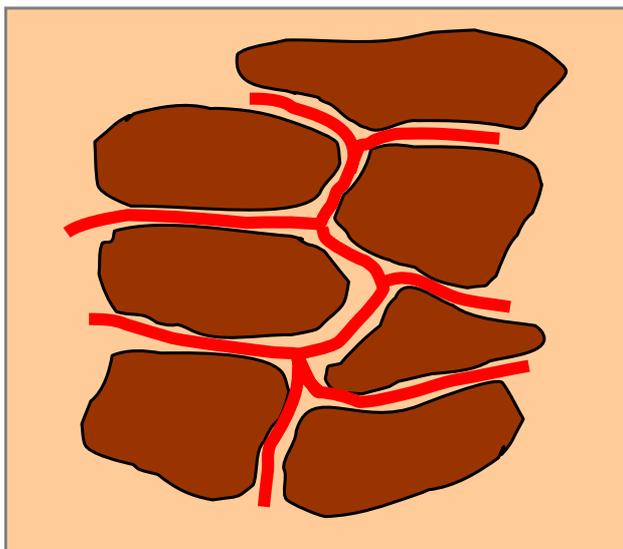


Figura 22. Infiltración y formación de aglomerado en terrenos permeables

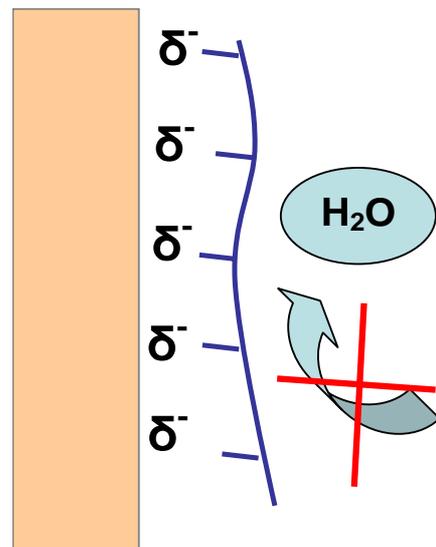


Figura 23. Inhibidor de hidratación y dispersión de arcillas

Las principales diferencias con los lodos bentoníticos son las siguientes:

- a. Están formados por pequeñas concentraciones de materia seca, lo que implica una menor densidad y una presión hidrostática también menor sobre las paredes de la excavación.
- b. Debido a la imposibilidad de formar cake y a la necesidad de infiltración, su uso está limitado a suelos cohesivos y a terrenos granulares que no sean demasiado permeables, ya que en caso contrario se producirá una infiltración incontrolada que no dará lugar al aglomerado buscado.
- c. La aglomeración de partículas dentro de la zanja favorece la decantación y no la suspensión, por lo que las tareas de desarenado son más sencillas y no se requieren equipos especiales.

En cuando a las propiedades que se deben exigir a los polímeros no existe una referencia clara de valores a cumplir, por lo que habitualmente se establece como parámetro de referencia la viscosidad, que debe mantenerse en los límites de los lodos bentoníticos. Es imprescindible respetar antes de hormigonar las condiciones de viscosidad y contenido de arena, indicadas con anterioridad.

6. Retirada de tierras

El terreno que se extraiga durante la excavación debe retirarse inmediatamente del tajo y transportarse a vertedero. En pantallas ejecutadas con cuchara el material debe cargarse directamente sobre camión (Fig. 24), ya que si el vertido se realiza sobre el suelo se produce una reducción importante del espacio de trabajo y la plataforma se deteriora progresivamente. En pantallas de pilotes, en las que la configuración de la maquinaria de perforación obliga a la descarga en el suelo, deben ponerse los medios necesarios para que el terreno sea retirado lo más rápidamente posible.

En el sistema de hidrofresa el terreno excavado se transporta por bombeo hasta la planta de tratamiento, donde se produce la separación del detritus y del lodo de perforación (Fig. 25). De esta forma se evita el tránsito de camiones por la obra y se centraliza el proceso de retirada de tierras, lo que supone una gran ventaja frente a otros métodos de ejecución.



Figura 25. Planta de hidrofresa para la separación del detritus de excavación

Figura 24. Carga directa sobre camión en pantallas con cuchara

7. Tratamiento de lodos de desecho

Se ha comentado en los apartados anteriores como los lodos de perforación van cargándose poco a poco con partículas finas que no pueden ser eliminadas con los equipos habituales de tratamiento. Partículas con dimensiones inferiores a $30\ \mu\text{m}$ son difícilmente separables en ciclones que actúan por acción de la fuerza centrífuga, y requieren la utilización de decantadores de mayor diámetro con el uso de floculantes para el agrupamiento de finos. Estos equipos están sujetos a muchos desgastes y precisan una atención especial que muchas veces no puede darse en obra, por lo que generalmente resulta más rentable invertir en un tratamiento final eficiente de los lodos de desecho que en dispositivos sofisticados que prolonguen la utilización.

Una vez el lodo alcanza densidades o viscosidades incompatibles con las tareas de perforación, hay que proceder a su vertido. En la actualidad es muy difícil encontrar vertederos que admitan residuos líquidos, si no imposible, y el transporte a depuradoras es inviable. Estos motivos han llevado a la necesidad de tratar los lodos de desecho en obra con el fin de obtener “in situ” agua limpia y un residuo sólido apto para su carga a camión y transporte a vertedero convencional.

Los filtros prensa (Fig. 26) resuelven el problema de depuración de lodos de desecho. Su principio de actuación es el prensado del fluido a través de mallas (Fig. 27) en las que se produce la separación de las partículas sólidas (Fig. 28), obteniendo al mismo y por otro vía el agua depurada (Fig. 29).



Figura 26. Filtro prensa para el tratamiento de lodos de desecho



Figura 27. Mallas de tela para la separación de la materia seca por prensado del lodo

Los filtros prensa actuales pueden llegar a tratar hasta $250\ \text{m}^3$ de lodo residual en una jornada de trabajo.



Figura 28. Residuo sólido seco preparado para carga y transporte a vertedero



Figura 29. Agua depurada preparada para su vertido directo

8. Armaduras de acero

Las armaduras de muros pantalla deben tener las siguientes características:

- La cuantía debe ajustarse a los esfuerzos de proyecto.
- Los diámetros y calidades de los redondos tienen que adaptarse a la normativa vigente.
- Todas las armaduras deben estar limpias y exentas de óxidos en el momento de su colocación.
- Debe respetarse la separación entre barras, entre jaulas de armaduras, y entre las armaduras y los distintos tipos de juntas (Figs. 30, 31 y 32).

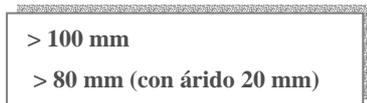


Figura 30. Distancias entre barras longitudinales

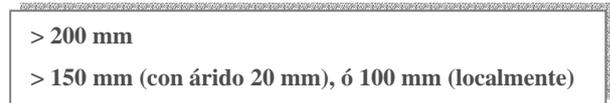


Figura 31. Distancias entre cercos transversales

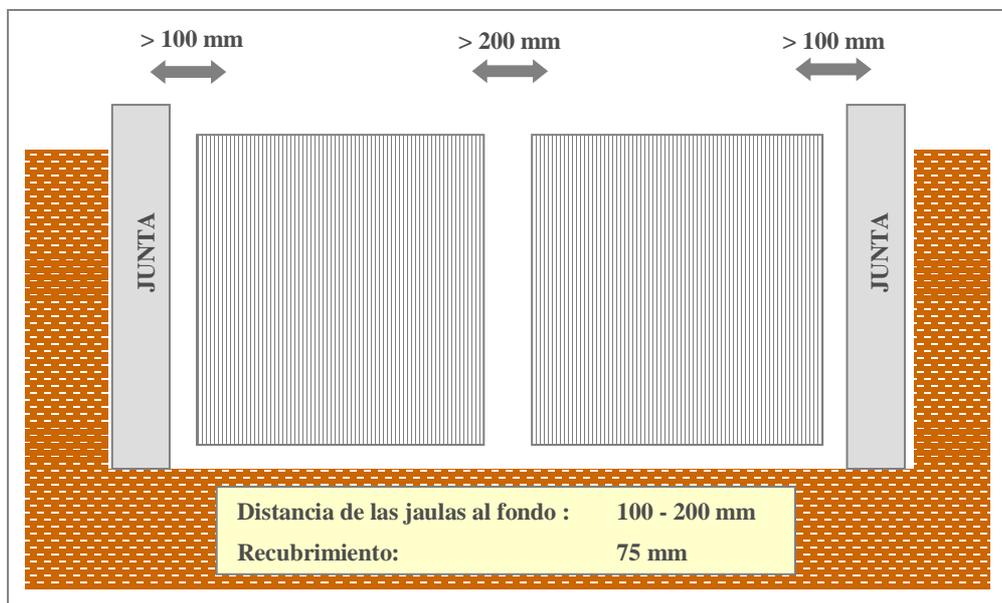


Figura 32. Distancias entre jaulas y juntas

- Todas las jaulas deben estar dotadas de separadores (Fig. 33) que garanticen el recubrimiento. Los separadores que mejor resultado dan son los cilíndricos de hormigón (Fig. 34), porque facilitan el deslizamiento de la armadura durante su instalación.
- Todas las soldaduras deben realizarse con electrodos básicos.
- Las jaulas deben tener la rigidez suficiente para que se realicen de forma segura su izado, traslado e instalación (Fig. 35).



Figura 33. Colocación de separadores



Figura 34. Separador cilíndrico de hormigón

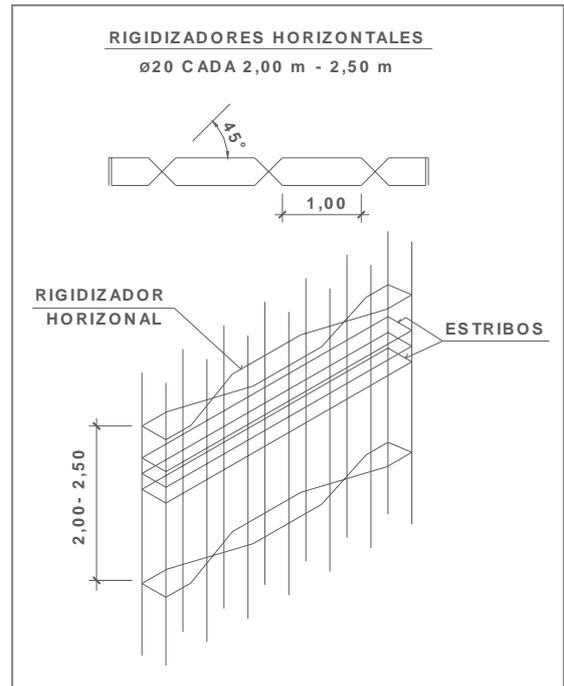
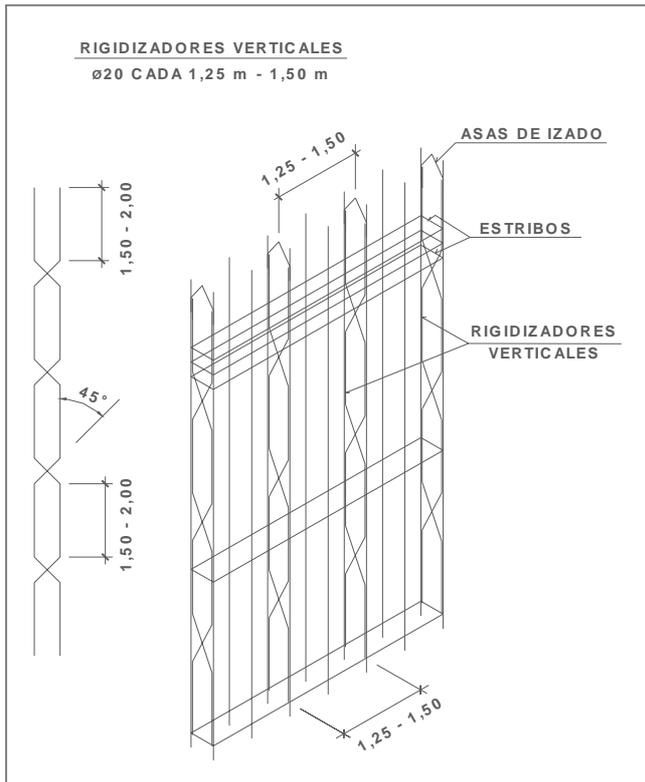


Figura 35. Rigidizadores verticales y horizontales para el manejo de jaulas de pantalla

h. Las armaduras deben tener asas de izado y de cuelgue en concordancia con el peso de las mismas (Fig. 36).



Figura 36. Detalles de asas de izado y cuelgue de armaduras de pantalla

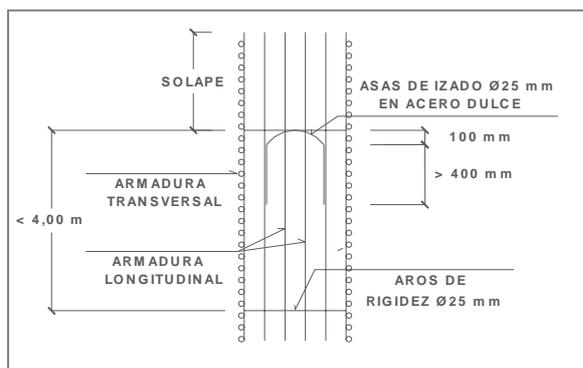
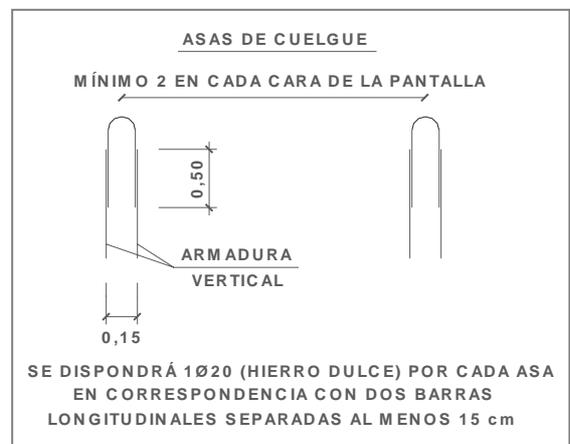


Figura 37. Detalles de armaduras en pantallas de pilotes

En el caso de pantallas de pilotes las armaduras deben respetar también las condiciones de separación entre barras, recubrimiento y distancia al fondo descritas. Las jaulas deben tener aros de rigidez de $\Phi 20/25$ mm separados entre sí una distancia inferior a 4 m, asas de izado dispuestas según la figura 37, y asas de cuelgue.

En pantallas de pilotes secantes el armado depende de la tipología particular que se defina en proyecto.

Si no se respetan las distancias entre barras, el hormigón no puede fluir libremente a través de la armadura y resulta imposible rellenar toda la sección de la pantalla.

Las siguientes fotografías (Figs. 38, 39 y 40) corresponden a un ensayo a gran escala en el que se hormigonó una pantalla con una configuración de jaula fuera de los límites indicados. Como puede apreciarse en las imágenes el resultado fue un desastre absoluto.



Figura 38. Armadura fuera de normativa



Figura 39. Detalle de zonas sin hormigón

Figura 40. Vista general de la pantalla hormigonada

9. Hormigón

El hormigón de pantallas debe tener unas características especiales que le permitan cumplir con las especificaciones de proyecto y ser puesto en obra con facilidad y fiabilidad. Las condiciones de hormigonado de cimentaciones profundas son siempre singulares y requieren una definición precisa de las dosificaciones y técnicas a emplear.

Los principales condicionantes de la puesta en obra del hormigón en una pantalla son los siguientes:

- Puesta en obra a través de la tubería Tremie, de diámetro interior en general inferior a 300 mm.
- Grandes profundidades de hormigonado, con la consecuente caída de hormigón por gravedad desde alturas elevadas, o mediante el uso de sistemas de bombeo.
- Hormigonado en muchos casos bajo agua o fluido de perforación.
- Presencia de jaulas de armadura con espacios reducidos entre barras longitudinales y transversales.
- Posibilidad de largos tiempos de hormigonado.

El hormigón debe tener una fluidez suficiente que permita su puesta en obra a través del Tremie, ser cohesivo y tener limitado el tamaño máximo del árido para impedir la segregación. Por otro lado, debe estar dotado del contenido suficiente de cemento, de una granulometría continua de áridos y de una relación agua/cemento adecuada (Figs. 41 y 42). Todos estos criterios favorecen la colocación, las características mecánicas y la durabilidad.

Contenido de cemento	350 - 400 Kg/m ³
Relación agua / cemento (en peso)	0,45 - 0,55
Tamaño máximo de árido	20 - 25 mm
Cono de Abrams	180 - 210 mm
Relación arena / total áridos (en peso)	0,40 - 0,50

Figura 41. Especificaciones del hormigón de pantallas

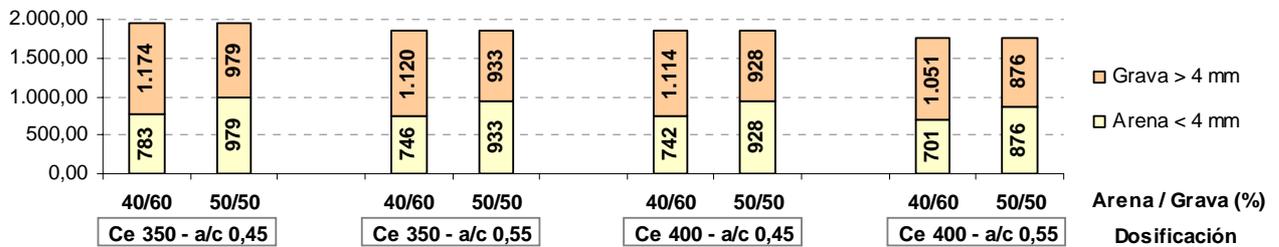


Figura 42. Pesos aproximados de los áridos en Kg por m³

Para obtener un asiento del Cono de Abrams de entre 180 y 210 mm, suele ser necesario incluir en la dosificación un aditivo plastificante o superplastificante. La trabajabilidad debe conservarse durante todo el proceso de puesta en obra, por lo es también habitual añadir un aditivo retardador de fraguado. Por lo general, el hormigón debe mantener el 50% de la consistencia inicial transcurridas 4 horas desde su colocación. (Fig. 43).



Figura 43. Evolución del cono de Abrams

Un hormigón mal dosificado (Fig. 44) es sinónimo de incidencias constantes durante la ejecución (Fig. 45) y de una mala calidad del muro pantalla.



Figura 44. Hormigón segregado



Figura 45. Atascos en tubería Tremie por mala dosificación de hormigón

Las especificaciones de hormigón descritas se pueden aplicar también a pantallas convencionales de pilotes. Sin embargo, en pantallas de pilotes secantes en las que existe intersección entre elementos (Fig. 46), debe estudiarse en detalle el material de los pilotes primarios, ya que va a ser perforado parcialmente por los secundarios.

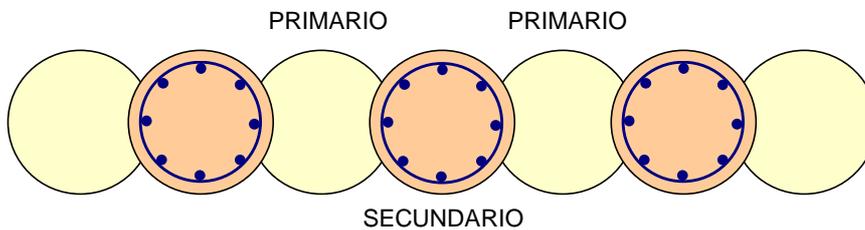


Figura 46. Pantalla de pilotes secantes

Los pilotes primarios deben estar formados por mortero u hormigón, con una dosificación que mantenga la resistencia a compresión simple a 28 días por debajo de 30 Kg/cm^2 para facilitar la ejecución del solape. Es habitual utilizar una relación agua/cemento superior a 1.

En los pilotes secundarios se utiliza el mismo hormigón que ha sido descrito para pantallas continuas de elementos rectangulares.

10. Mezclas plásticas para pantallas impermeables

Podemos definir una pantalla plástica impermeable como una cortina subterránea y continua que impide el paso del agua y presenta un comportamiento plástico ante las deformaciones impuestas. Si se hace referencia al material constituyente de la pantalla, existen dos tipologías principales: pantallas de **bentonita-cemento** y pantallas de **hormigón plástico**. La primera clase está formada exclusivamente por cemento, agua y bentonita, mientras que la segunda incorpora también áridos al conjunto de la mezcla.

La elección de un material u otro depende de muchos condicionantes: características del terreno y deformaciones previstas, agresividad del entorno, profundidad de pantalla, grado de impermeabilidad requerido, etc. Los hormigones plásticos, con áridos en la mezcla y relaciones agua-cemento generalmente inferiores a las que se utilizan en mezclas de bentonita-cemento, alcanzan mayores resistencias y son más versátiles. Su campo de aplicación es mucho más amplio, su puesta en obra más sencilla, suele obtenerse una permeabilidad menor y la pantalla resulta más duradera. Por el contrario, cuando la pantalla se instala en terrenos muy deformables, la solución de bentonita-cemento puede presentar una serie de ventajas importantes. Además, el comportamiento de esta última mezcla es más predecible y requiere una menor investigación inicial. En cualquier caso, cada proyecto se tiene que estudiar en detalle para poder elegir el material constituyente más conveniente.

Por norma general, las dos especificaciones básicas que tiene que cumplir una pantalla plástica impermeable son las siguientes (Fig. 47).

Coefficiente de permeabilidad	$< 10^{-6} \text{ cm/s}$
Resistencia a compresión simple	3- 20 Kg/cm^2

Figura 47. Especificaciones de una pantalla plástica impermeable

En mezclas de bentonita-cemento, la dosificación de la mezcla suele contar con una cantidad de bentonita prácticamente constante: entre 40 y 60 Kg por m^3 de mezcla final dependiendo de la calidad de la materia prima. Por otro lado, la dosificación de cemento es función del grado de resistencia que se quiera alcanzar, y variará notablemente dependiendo del tipo de cemento que se utilice. La clase que ofrece los mejores resultados para una misma dosificación es la III (cementos de alto horno). Con otros tipos de cemento son necesarias cantidades de hasta el doble para obtener las mismas resistencias. Por tanto, si utilizamos un cemento tipo III necesitaremos dosificaciones entre 175 y 225 Kg por m^3 de mezcla final para obtener una resistencia a compresión simple superior a 3 Kg/cm^2 .

Los hormigones plásticos presentan un rango de dosificaciones mucho más amplio que las mezclas de bentonita-cemento. El contenido de cemento puede variar entre 50 y 250 Kg/m³ de mezcla final, y el de bentonita puede alcanzar hasta 150 Kg/m³ en casos excepcionales. La relación agua/cemento se sitúa entre 1,0 y 5,0. Por otro lado, es habitual una relación de 1,0 entre el árido fino y el árido grueso.

6. Conclusiones

El estudio de elementos auxiliares y materiales debe hacerse teniendo en cuenta todos los condicionantes de proyecto, respetando las especificaciones que dicta la normativa vigente, y tomando en consideración las recomendaciones basadas en la experiencia de obra. Además de un buen diseño inicial resulta imprescindible implantar un sistema de supervisión continua que permita mantener las propiedades de todos los elementos durante los trabajos.

7. Bibliografía

- Aenor (2000). UNE EN 1536 “Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Pilotes perforados”. 84 pp.
- Aenor (2000). UNE EN 1538 “Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Muros-pantalla”. 53 pp.
- Aetess (2006): “Diseño y ejecución de plataformas de trabajo”. 15 pp.
- De Juan, M.A. (2003). “Pantalla impermeabilizante de hormigón plástico construida con hidrofresa”. Jornada técnica sobre el tratamiento del terreno en la cimentación de presas. Comité nacional español de grande presas y Aetess, pp. 109-120.
- Echave, J.M. y Marote, G. (2004). “Pantallas de pilotes secantes”. Ingeniería del terreno. U.D. Proyectos E.T.S.I. Minas. UPM. Vol. 4, capítulo 14, pp. 375-398.
- Federal Highway Administration (1999). “Drilled shafts: construction, procedures and design methods”. Publication N° FHWA-IF-99-025. 790 pp.
- Fernández Cánovas, M. (1993). “Hormigón”. 3ª Edición. Servicio de publicaciones del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. 543 pp.
- Marote, G. (2006). “Materiales que intervienen en la ejecución de pantallas”. Jornada Técnica Aetos - Aetess: Pantallas en medio urbano para estructuras subterráneas, pp. 57-68.
- Ministerio de Fomento (2000). EHE “Instrucción de hormigón estructural”. 5ª Edición, 4ª reimpresión. 476 pp.
- Ministerio de Fomento (2002). PG-3 “Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes”. 3ª edición. Ediciones Liteam. Capítulo V, artículo 672, pp. 570-578.
- Ministerio de Vivienda (2006). CTE “Código técnico de edificación”. Documento básico SE-C. Seguridad estructural. Cimientos. Capítulo 6, pp. 73-93.
- Süd Chemie. Manuales técnicos.

SISTEMAS MIXTOS DE CONTENCIÓN

JUAN JOSE ROSAS ALAGUERO
Ingeniero Caminos Canales y Puertos
IFC Cimentaciones Especiales, S.A.

RAFAEL CASTELLANOS MAROTO
Ingeniero Caminos Canales y Puertos
GRUPO TERRATEST

Índice

1. Introducción.
2. Tecnologías de contención.
3. Problemáticas mixtas- Combinación de tecnologías (ejemplos).
4. Conclusion

1. Introducción.

La contención de terrenos en el ámbito urbano cobra cada vez mayor importancia debido a la obligada interacción con elementos preexistentes así como, la mayor sensibilidad de la sociedad respecto de los riesgos asociados a cualquier tipo de actuación en su entorno. Esta realidad ha obligado a una continua evolución de las técnicas constructivas con la finalidad de ir resolviendo las diferentes problemáticas que van apareciendo, en un entorno con un alto grado de indefinición. Por otro lado, la lógica evolución del mercado, ha obligado a que las tecnologías de contención utilizadas estén cada vez más sistematizadas, con la finalidad de optimizar recursos con un cada vez mayor grado de seguridad, tanto para el entorno como para los operarios de la propia obra.

Históricamente las contenciones en zonas urbanas se resolvían mayoritariamente mediante muros “in situ” realizados éstos últimamente con hormigón armado encofrados a una o dos caras en función del tipo de terreno existente y las posibilidades de ocupación del espacio vecino, materializando estos muros por tramos más o menos largos en función de la estabilidad del terreno y el riesgo asociado a una posible inestabilidad en el trasdós. Esta metodología de construcción, aunque limitada constructivamente a contenciones relativamente simples, permitía adaptarse a diversidad de situaciones, tanto a efectos de terreno como de condicionantes de espacio y preexistentes. Actualmente la utilización de estas tecnologías de contención están limitándose a problemáticas muy sencillas, e incluso en éstas, se está optando por tecnologías más modernas debido a condicionantes de seguridad para la propia obra así como acotación de costes y nivel de seguridad.

Las técnicas actuales de contención, mayoritariamente, tienden a una utilización intensiva de maquinaria y personal especializado, realizando los elementos estructurales encargados de materializar la contención previo a que éstos entren en carga, realizando, en caso necesario, niveles de apoyo que permitan a los elementos estructurales soportar las flexiones asociadas a los empujes de tierras con unas deformaciones compatibles con las limitaciones de movimientos impuestas por los elementos preexistentes. Estas técnicas se engloban dentro de la tecnología de los muros pantallas, de las cuales podemos destacar por su importancia: muros pantalla continuos realizados con cuchara, cortinas de pilotes, cortinas de

micropilotes, muros flexibles de impermeabilización, muros pantalla continuos realizados con hidrofresa, etc..

Cada una de las técnicas antes mencionadas es adecuada para un rango de condiciones de obra, terreno y entorno, estos rangos, con la evolución de la maquinaria y la mayor experiencia de los equipos profesionales, se han ido ampliando, pero no existe la tecnología que permita enfrentarse a toda la gama de problemáticas de contención que se nos pueda presentar. Esta realidad puede darse, y de hecho se da de forma muy habitual, en una misma obra, es decir, que en una obra nos encontremos con problemáticas que no pueda resolverse únicamente con una tecnología, lo cual obligará a la combinación de varias tecnologías para cubrir de forma suficientemente eficiente los requerimientos impuestos. Este artículo analizará diversas combinaciones de técnicas de contención utilizadas habitualmente para resolver situaciones en las que conviven varias problemáticas, centrándose en aquellas que son intensivas en maquinaria y especialización.

2. Tecnologías de contención

En este apartado repasaremos las principales tecnologías de contención habitualmente utilizadas y cuya combinación permitirá resolver problemáticas de contención en las que se den circunstancias diferenciadas.

2.1. Pantallas continuas con cuchara tradicional

Esta tecnología se basa en la realización de muros pantalla continuos por tramos, estando ligados entre ellos mediante unas juntas que garantizan una solidaridad suficiente como para poder asumir que todo el conjunto trabaja de forma homogénea.

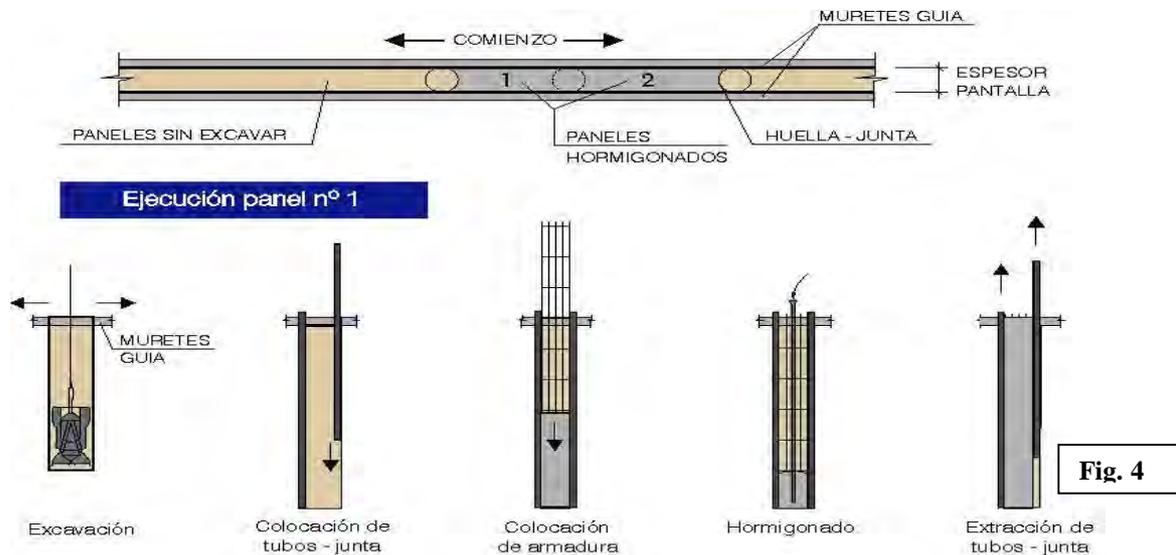
La metodología constructiva se basa en perforar el muro pantalla por tramos (fig.1-2 y 4), utilizando lodos bentoníticos en el caso que sean necesarios para mantener la estabilidad de las paredes de la perforación. Una vez realizada la perforación se colocan las armaduras así como los moldes juntas para posteriormente realizar el hormigonado. Este proceso se va repitiendo previa retirada de los moldes juntas y realización de los módulos continuos.

El resultado de esta metodología es un muro continuo de hormigón armado cuya función es soportar los empujes de las tierras así como del agua, en el caso que esta existiera, manteniendo un grado de impermeabilidad suficientemente alto como para poder realizar la excavación y, previo tratamiento, obtener un vaso suficientemente estanco para cubrir los requerimientos de servicio.

Esta tecnología de contención tiene una serie de limitaciones, de las cuales destaca por su importancia el que, para atravesar terrenos rocosos o con presencia de bolos, debe utilizar trépanos rompedores (fig.3) permitiendo después su posterior excavación. La utilización de los trépanos consiste en romper dichos materiales mediante un elemento de alto peso que se tira desde una altura variable, consiguiendo alterar el



material, evidentemente, esta enorme energía transmitida al terreno tendrá consecuencias, en forma de vibraciones, sobre los preexistentes. Respecto a establecer unos criterios suficientemente objetivos que permitan prever en fase de diseño, tanto la posibilidad de excavación como los posible rendimientos, es una problemática donde actualmente únicamente existen unos ciertos criterios fruto de la acumulación, no sistemática, de experiencias de las diferentes empresas especialistas.



A modo de aproximación a unos criterios más objetivos, podemos apoyarnos en los criterios utilizados para determinar el grado de excavabilidad que tiene un material, utilizado en el diseño de excavaciones a cielo abierto. Estos criterios se basan en asociar características de los materiales a metodologías de excavación, evidentemente los resultados son difícilmente exportables a la dificultad de atravesar un material con una cuchara de muro pantalla, pero, si es interesante estudiar la base de dichos criterios, ya que nos dan pistas válidas para analizar la problemática. Profundizando en los diferentes criterios anteriormente mencionados, podemos apreciar, que se valora tanto la dureza del material a atravesar como su grado de fracturación, siendo ambos de gran importancia. Este criterio es totalmente coherente con las experiencias de campo, en las cuales se han perforado terrenos de gran dureza (30-50 kg/cm² de compresión simple) pero con una fisuración importante y adecuadamente orientada, así como terrenos de dureza relativamente pequeña (7-10 kg/cm²) pero con poca fisuración y mal orientada que han ofrecido gran resistencia a su excavación.

Sin ánimo de establecer criterio alguno y después de contrastar experiencias con responsables de producción de diferentes empresas especialistas, puede asumirse que con equipos de altas prestaciones (cucharas de pesos superiores a 15Tn) se puede considerar una alta probabilidad de excavabilidad de materiales masivos con compresiones simples hasta 7-12 kg/cm² así como en terrenos rocosos con grados de alteración IV y V (criterio ISMR), por encima de estos valores debe de preverse la casi seguridad de la necesidad de utilizar trépano. Es importante destacar que realmente el efecto del trépano, al ser utilizado sobre un material, es el de alterarlo localmente, permitiendo así su posterior excavabilidad.

2.2. Cortinas de pilotes

Las cortinas de pilotes se basan en la ejecución de un conjunto de pilotes que, a modo de vigas verticales, soportan los empujes propios de la contención. Estos elementos se solidarizan en diferentes niveles mediante vigas horizontales, de forma que se puede considerar que trabajan de forma conjunta (fig.5).



La mayor limitación de esta tecnología de contención es el hecho de que genera una contención transparente al paso del agua, ya que entre pilotes existe un espacio libre por el que puede circular el agua. Para solventar esta limitación hay la posibilidad de realizar pantallas de pilotes secantes en las que se combinan pilotes estructurales con pilotes de mortero excavable de forma que los pilotes estructurales “muerden” los pilotes de mortero, generando de esta forma una barrera al paso del agua.

La razón más habitual para realizar una pantalla de pilotes frente a la realización de una pantalla con cuchara es que la maquinaria de pilotes tiene una mayor capacidad de perforación en materiales de gran dureza (fig.6 y 8) atravesando con relativa facilidad materiales masivos de dureza media (20 a 75 kg/cm²) e incluso, mediante herramientas especiales (fig.7), atravesando materiales con durezas altas (150-300 kg/cm²) y grados de alteración bajos (III y II)

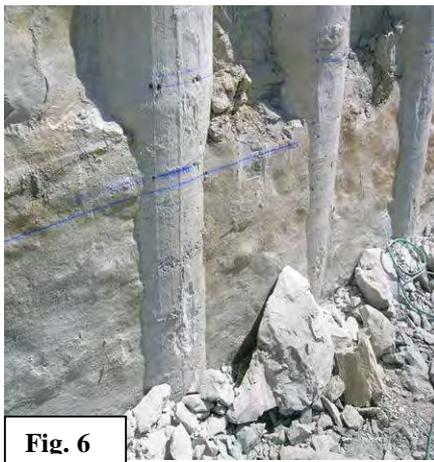


Fig. 6

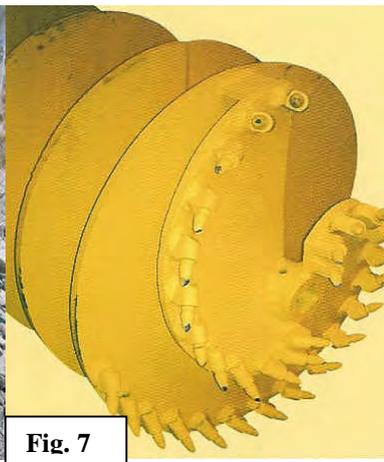


Fig. 7

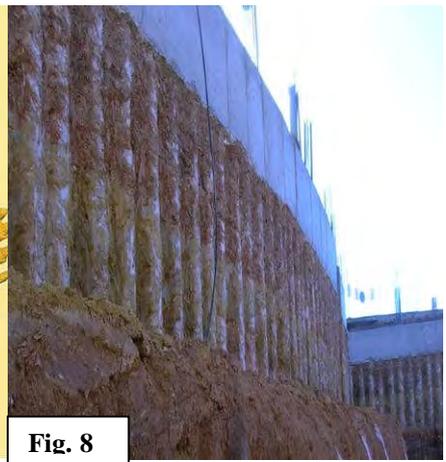


Fig. 8

2.3. Cortinas de micropilotes

Las cortinas de micropilotes se basan en la ejecución de un conjunto de micropilotes los cuales serán los elementos estructurales que soportarán las flexiones asociadas al mecanismo de contención (fig. 9).

La principal ventaja de la tecnología de los micropilotes es la capacidad de adaptarse prácticamente a cualquier condicionante de terreno y espacio, lo cual la hace sumamente versátil para afrontar diferentes problemáticas, ya que pueden trabajar en espacios muy pequeños atravesando terrenos de gran dureza, así como combinar diferentes metodologías de perforación para adaptarse a una gran gama de problemáticas dentro de una misma obra.



Fig. 9

Como limitación cabe destacar el hecho de que genera una barrera permeable y que, dadas las dimensiones de las perforaciones, su capacidad de soportar flexiones así como su rigidez son claramente inferiores a otras metodologías de contención, lo cual suele generar la necesidad de materializar los niveles de apoyo suficientes como para garantizar que tanto esfuerzos como deformaciones asociadas se mantienen dentro de los límites aceptables.

2.4. Muros flexibles de impermeabilización

Los muros flexibles de impermeabilización tienen como función básica generar en el interior del terreno una barrera suficientemente impermeable, por lo que se utilizan para dificultar la entrada de agua en un recinto o condicionar el camino de ésta, para así conseguir limitar efectos como el sifonamiento o tubificación.

La realización de los muros flexibles se basa en una perforación rellenando posteriormente ésta con un material cuyas características de impermeabilidad y tenso-deformacional permitan conseguir el objetivo buscado. La perforación se realiza habitualmente con equipos tradicionales de cuchara, aunque en el ámbito de la obra civil, en obras de gran profundidad, es habitual la utilización de hidrofresas. El material de relleno es habitualmente una combinación de cemento y bentonita, añadiendo árido o cenizas en función de las características a conseguir. Es importante resaltar que junto a los medios necesarios para la realización de la perforación y la puesta en obra del material debe implantarse en obra un sistema de dosificación y gestión del material a colocar (fig.10).



2.5. Muros pantalla continuos con hidrofresa

La utilización de los equipos de hidrofresas se está convirtiendo en una tecnología suficientemente habitual como para ser considerada en el momento de plantear soluciones de contención en entornos urbano. Aspectos como puedan ser su capacidad de alcanzar grandes profundidades, la limpieza en obra, la capacidad de limitar al máximo las desviaciones, así como la posibilidad de atravesar materiales de gran dureza ($q_u > 500 \text{ kg/cm}^2$), han hecho que la utilización de las hidrofresas sea la solución más adecuada en numerosas problemáticas de contención (fig 11 y 12).

La utilización de hidrofresas presenta como máxima limitación la necesidad de un espacio importante, tanto para el movimiento de la maquinaria como para emplazar todas las instalaciones asociadas a la gestión de los lodos. Otro aspecto que se tiende a ver como una limitación es su coste económico, debido a que se suele comparar con el coste de la realización de la obra con metodologías más habituales, como pudieran ser la utilización de cucharas tradicionales o pilotes, sin valorar aquellos aspectos diferenciadores respecto a las metodologías tradicionales, los cuales pueden ser definitivos a la hora de decidirse por la utilización de hidrofresa. Así, por ejemplo, si en una obra el muro pantalla debe de atravesar un espesor importante de una roca de gran resistencia y poca fisuración, en un entorno urbano en el que la utilización de trépanos de gran potencia podría generar tanto problemas sociales como vibraciones no admisibles sobre elementos preexistente, debería valorarse si es factible la realización de esta obra con cuchara y trépano, y si es así, valorar económicamente el coste de la interacción con el entorno, de esta metodología de trabajo, el resultado de este ejercicio económico-social, es el que debería compararse con el coste de realizar la obra mediante la utilización de un equipo de hidrofresa, el cual generará un mínimo de vibraciones y acotará de forma muy ajustada el coste final.



2.5. Otras tecnologías

Junto a las tecnologías anteriores tenemos otras, que aunque no es tan habitual su utilización en el entorno urbano, si que es importante conocerlas y valorar su utilidad como solución de algunas problemáticas de contención, de éstas destacamos: muros de contención con tablestacas, cortinas de impermeabilización con columnas de Jet-Grouting, tratamientos del terreno para dotarle de cohesión mediante inyecciones o congelación.

3. Problemáticas mixtas- Combinación de tecnologías (ejemplos).

En este apartado se expondrán las situaciones más habituales en las cuales la solución de contención finalmente adoptada debe de combinar diversas tecnologías de las arriba mencionadas para obtener la solución óptima, ya que existe una variación importante en las condiciones de contorno del problema de contención. Es importante considerar que los frentes de variabilidad e incertidumbre pueden provenir básicamente de tres familias: variabilidad en las características del terreno tanto en horizontal como en vertical, variabilidad en los condicionantes de espacio y variabilidad en los condicionantes del entorno tanto técnico como normativo o social.

Por todos es conocido que el terreno puede presentar localmente variaciones en sus características físicas y químicas de gran importancia, tanto en horizontal como en vertical, cuando estas variaciones son de especial importancia puede obligar a la necesidad de combinar varias tecnologías de sostenimiento para adaptarse a estas características. El caso más habitual de variabilidad, es la necesidad de realizar un sostenimiento no permeable en un terreno en el cual existe una primera capa la cual permite una excavación con cuchara tradicional, sobre un terreno cuya dureza obligue a la utilización de trépano para atravesarla o empotrarse en ella. En el caso, de no ser posible la utilización de trépanos, por generar éstos vibraciones no admisibles o alarma social, se utilizan habitualmente varias alternativas:

3.1. Muro pantalla con preforos previos

La realización de preforos, previa a la excavación de un muro pantalla con cuchara tradicional, se basa en la mayor capacidad de la maquinaria de pilotes para atravesar terrenos de gran dureza frente a las cucharas tradicionales. La metodología se basa en realizar unas perforaciones previas a la excavación con cuchara, de forma que se consigue un doble efecto, por un lado se altera de forma importante el terreno de gran dureza, facilitando la posterior excavación con cuchara tradicional y por otra parte se consigue una disposición geométrica que mejora de forma importante el mecanismo de excavación de las cucharas por una modificación en el ángulo de ataque así como una mayor facilidad para conseguir planos de arranque de material (fig.13 y 14).

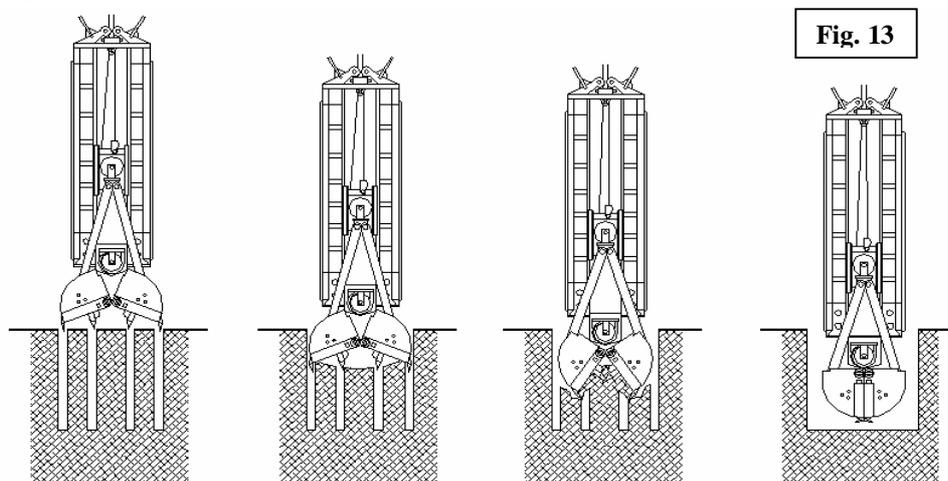




Fig. 14



Fig. 15

Un ejemplo de la utilización de esta tecnología lo tenemos en una obra de contención en la provincia de Málaga (fig.15) donde la dureza del terreno obligaba a una utilización intensiva del trépano con productividades, en la capa dura (prácticamente el 60% de la sección) del orden de 2 m² por hora de trépano. Esta situación generaba una plazo de finalización de los trabajos no admisible así como un coste al cliente muy importante, siendo de prever hasta 400 horas de trépano para finalizar dicha obra, en base a las primeras pruebas. A la vista de esta realidad, se decidió realizar unos preforos en extremo de batache con la finalidad de optimizar el mecanismo de arranque de la cuchara, así como la utilización de una cuchara tipo “Stein” con un peso superior a 15 Tn. El resultado fue la utilización de únicamente 135 horas de máquina de pilotes realizando preforos con un ahorro claro tanto en plazo como en coste, ya que el coste de la hora de utilización de máquina de pilotes era similar a la hora de trépano, así mismo se observó un sobreuso inferior de hormigón en los paneles realizados con preforos en un 35%, lo cual, junto con el consiguiente ahorro de material consiguió un ahorro en la posterior regularización de la superficie del muro. Este último aspecto se asoció al hecho de que la utilización de la técnica de preforos frente al trépano, genera una menor alteración del terreno en el entorno del módulo a perforar, centrando la acción exclusivamente sobre el volumen a perforar.

3.2. Muro pantalla con micropilotes pasantes

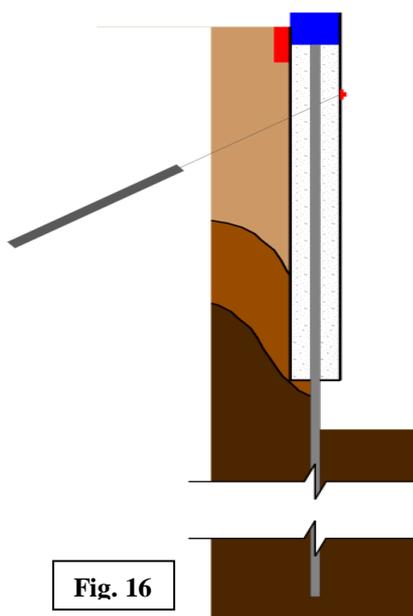


Fig. 16

La utilización de micropilotes junto con pantallas previamente realizadas a través de tubos pasantes previamente colocados en las pantallas permite conseguir una contención continua en un terreno en el cual a partir de una cierta cota no es posible continuar excavando con cuchara tradicional debido a la dureza del terreno.

La utilización de esta combinación de tecnologías es habitual en obras en las cuales, en una zona puntual del perímetro a apantallar, no es posible su perforación con cuchara y trépano, debido, habitualmente, a la imposibilidad de utilizar trépano por presencia de elementos preexistentes sensibles. La colocación en las pantallas de unos tubos pasantes, permiten en una fase posterior, realizar unos micropilotes que den continuidad a la estructura de contención desde el punto en que el muro pantalla finaliza hasta la cota necesaria para garantizar la contención (fig.16 y 17). La versatilidad de los micropilotes debido a su capacidad de atravesar terrenos de las más variadas características, así como las pequeñas dimensiones de la maquinaria a utilizar, permiten resolver con esta combinación de técnicas problemáticas puntuales que aparecen en obra.

Las limitaciones de esta técnica serán aquellas propias de las limitaciones de los micropilotes como elementos estructurales para soportar flexiones, o por el hecho de obtener una pantalla permeable en la zona de micropilotes, aspecto éste que puede minimizarse con inyecciones localizadas con la técnica del tubo manguito. Los puntos anteriores pueden no ser críticos si se tiene en cuenta que al realizarse los micropilotes en terreno rocoso, son de esperar empujes muy inferiores en esos niveles debido a la cohesión del terreno, así como un riesgo mínimo de arrastres por circulación de agua.

Un ejemplo de la utilización de esta tipología de contención fue una obra realizada en la parte alta de Barcelona en la que se realizaron unos muros pantalla, los cuales, en una zona esquinera encontraron el sustrato rocoso. Siendo imposible la utilización de trépano para empotrarse en el sustrato rocoso, debido a la existencia de una edificación vecina sensible a las vibraciones, optándose por la utilización de un muro mixto de hormigón y micropilotes en dicha zona.



Fig. 17

3.3. Cortina de pilotes con juntas de Jet-Grouting

La utilización de la técnica del Jet-Grouting para el tratamiento puntual de juntas de muros pantalla con diversas problemáticas es muy habitual, esta metodología de reparación puede extenderse a un tratamiento generalizado del espacio existente entre los pilotes que forman una cortina de pilotes (fig.18). El resultado de esta combinación de tecnologías permite obtener un elemento estructural que soporte los esfuerzos asociados a la contención, así como suficientemente poco permeable para permitir realizar excavaciones por debajo del nivel freático.

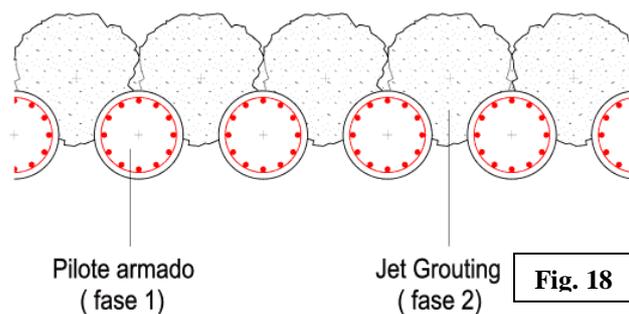


Fig. 18

La utilización de esta tipología de contención se justifica en aquellas situaciones donde, debido a la dureza del terreno, la utilización de los pilotes se considere más adecuada, siendo necesario el tratamiento de Jet-Grouting para conseguir una estructura razonablemente impermeable.

3.4. Muros mixtos estructurales y plásticos

Una de las funciones más importantes de las contenciones es la capacidad de contener la columna de agua en el trasdós del terreno, esta capacidad debe de garantizar, no únicamente que el agua no atraviese la contención por encima del nivel de excavación, sino que además, la estructura de contención obligue a

que los gradientes hidráulicos sean lo suficientemente pequeños para que no se presenten problemas de sifonamientos, así como se limite adecuadamente el caudal de agua que entre dentro de la excavación desde capas de terreno inferiores.

Un ejemplo de la combinación de las tecnologías de muros pantalla con cuchara tradicional y muro plástico con cuchara tradicional puede verse en la ejecución de la pantalla perimetral para un centro comercial en la ciudad de Zaragoza (fig. 19 y 20). El solar estaba situado sobre un terreno aluvial de elevada permeabilidad que descansa sobre un estrato de margas prácticamente impermeable. El nivel freático estaba situado tan sólo a 5,0 m de la superficie del terreno y dado que el Centro Comercial incluía hasta tres niveles de sótano, se optó por la solución de crear un recinto estanco por medio de muros pantalla, en el que fuera posible la excavación bajo el nivel freático. Se optó por empotrar la pantalla en el nivel de margas. En los casos en que su techo apareciera a menos de 30 m, la pantalla era de hormigón, y para el resto de los casos se ejecutó una pantalla plástica de bentonita-cemento, con una profundidad media de 38 m, habiéndose llegado a excavar en muchos casos hasta los 49 m. En este último caso, fue necesaria la reperforación de la pantalla plástica para la posterior construcción de la pantalla estructural de hormigón de unos 17 m de profundidad. La medición total de la pantalla fue de unos 37.000 m², de los que 17.500 fueron de pantalla plástica de 0,80 m de espesor. Por su parte, el espesor de la pantalla estructural fue de 0,60 m. Para cumplir los estrictos plazos de ejecución que imponía la necesidad de apertura del Centro Comercial, se tuvieron que emplear varios equipos, alcanzando rendimientos medios por equipo y día de 140 m².



Fig. 19

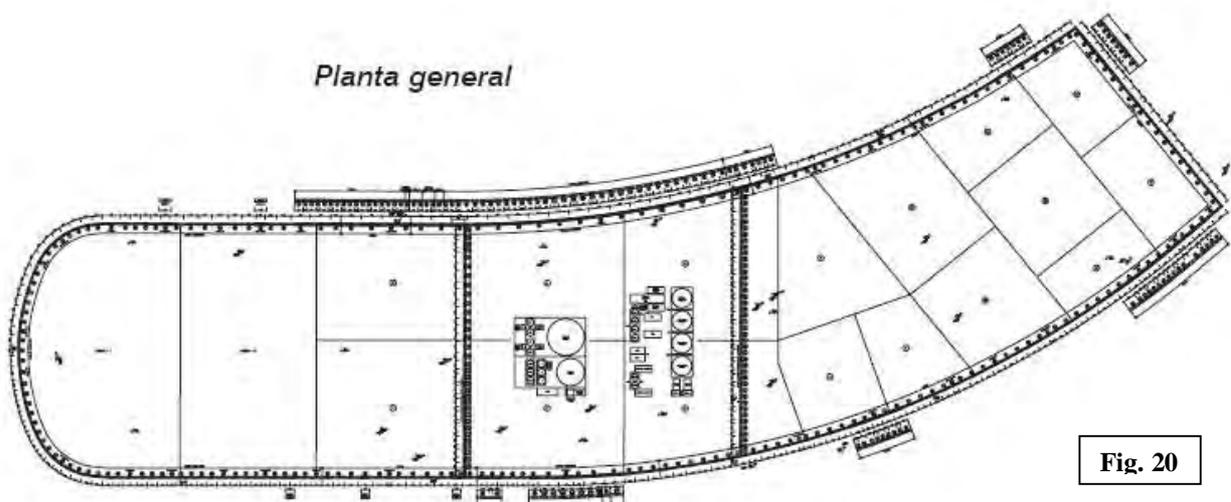
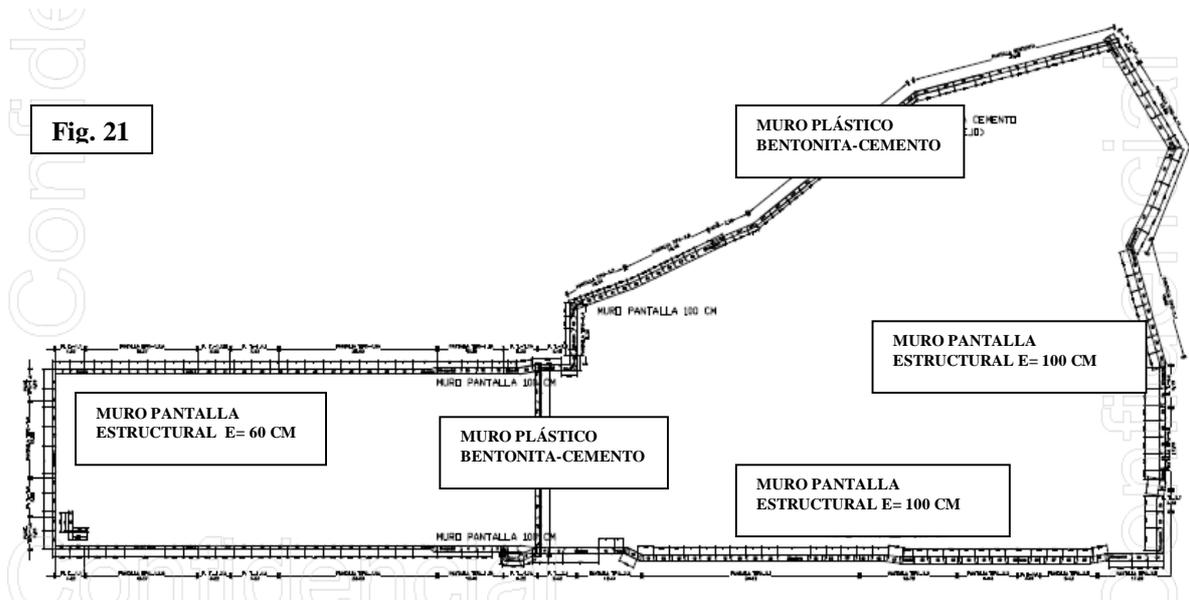


Fig. 20

Otro ejemplo, con una problemática algo diferente, es el Auditorio y Palacio de Congresos de Cartagena sita en el muelle Alfonso XII del puerto de Cartagena. La obra consistía en la realización de una excavación de aproximadamente 12 metros en una superficie de aproximadamente 23.000 m² en las instalaciones portuarias de Cartagena, el perfil del terreno estaba formado por una primer tramo de 6-7 metros de rellenos, con presencia errática de escolleras, sobre un material básicamente granular formado

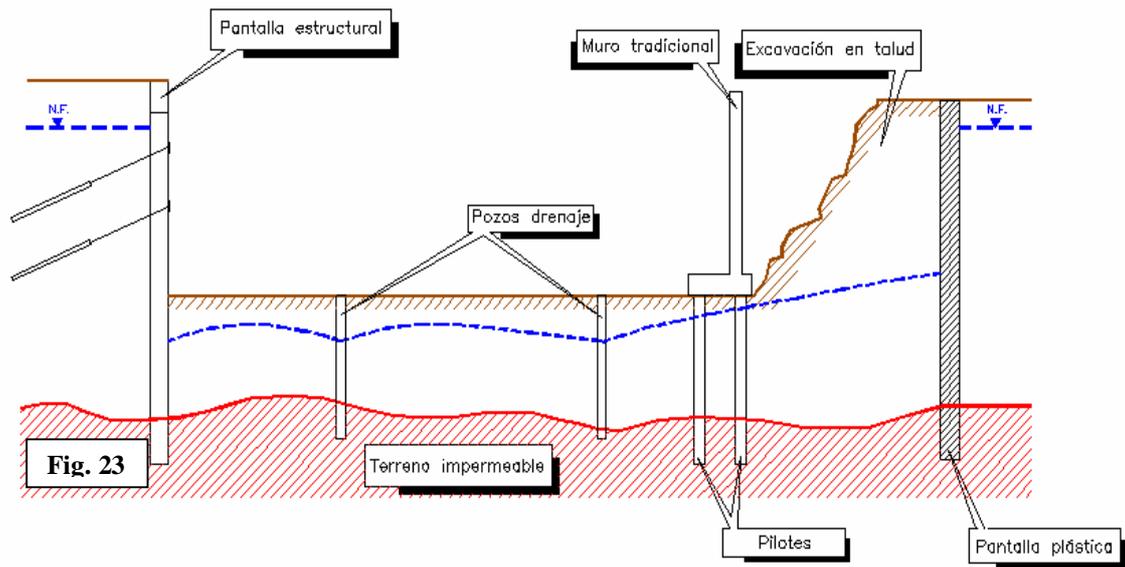
por limos y arenas, hasta una cota variable entre -24,00 y -27,00 (cota 0 nivel del mar) donde se localizaban unas margas de gran resistencia y poca permeabilidad. La solución de proyecto se basaba en la materialización de una contención mixta empotrada adecuadamente en las margas inferiores. Por un lado se realizó un muro pantalla estructural cuya función sería la de contener las tierras allí donde no se pudiera realizar talud, y un muro plástico retranqueado entre 10 y 20 metros, para permitir la excavación en talud allí donde fuera posible, abaratando de forma importante el coste de la contención debido a la no necesidad de anclajes y la diferencia de coste y medición de los materiales (fig. 21).



Los trabajos se realizaron con equipos de pantallas semiguadados con cierre hidráulico (fig. 22) y un doble equipo de gestión de lodos y dosificación de bentonita-cemento. En una primera fase se saneó mediante zanja los primeros 6 metros sustituyéndolos por morteros pobres, con la finalidad de eliminar los elementos de escollera antigua existente en dicho relleno. Posteriormente se realizó el muro perimetral con espesores de 60 y 100cm, realizando un 60% en muro estructural y el resto en pantalla plástica, así mismo se realizó una pantalla plástica que dividía la obra en dos partes con la finalidad de poder comenzar la fase de excavación y realización de la estructura en una parte de la obra antes de realizar el cierre perimetral de toda la obra y, de esta forma, poder solapar actividades y ajustar los plazos a los requerimientos de proyecto (fig. 23).

La pantalla plástica se realizó con una dosificación 50:250:1000 de bentonita:cemento:agua obteniendo una mezcla que al cabo de varios días alcanzaba una resistencia suficiente para la excavación de paneles contiguos. La producción media de la obra, una vez resuelto los problemas asociados a la presencia de las escolleras fue de unos 75 m³ por equipo y jornada de trabajo.





4. Conclusión.

Se han expuesto una serie de técnicas de contención cuya combinación permiten acometer situaciones de contención de lo más diverso. La cada vez más habitual utilización de estas combinaciones de técnicas ha permitido resolver contenciones donde la variabilidad de las diferentes condiciones de contorno del problema de sostenimiento no permitían la utilización de una única metodología de trabajo para cumplir los requerimientos técnicos, operativos de seguridad y plazo del trabajo a realizar.

Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS
c/ Goya 23, 3º dcha - Madrid 28001
Tel.: 91.577.33.21 - 91. 431.79.63
e-mail: aetess@aetess.com