



**UNIVERSIDAD COMPLUTENSE DE MADRID
FACULTAD DE CIENCIAS GEOLÓGICAS**

**EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS
MASTER DE INGENIERÍA GEOLÓGICA**

TEMA X

SUBSIDENCIAS. MÉTODOS DE ESTIMACIÓN

Versión 2009

**Francisco J. Castanedo Navarro
Ingeniero de Caminos
UCM**

INDICE

1.	INTRODUCCIÓN	2
2.	DEFINICIÓN DE SUBSIDENCIAS	5
3.	METODOS DE CÁLCULO DE SUBSIDENCIAS.....	7
	3.1 Métodos tradicionales	7
	3.2 Métodos empíricos actuales	12
4.	EFECTO DE LAS SUBSIDENCIAS SOBRE CIMENTACIONES PROFUNDAS..	29
	4.1. Criterios generales	29
	4.2. Ejemplos de estudios de aplicación	31
5.	ESTIMACIÓN DE SUBSIDENCIAS POR EXCAVACIONES SUPERFICIALES ..	40
6.	BIBLIOGRAFÍA	44

1. INTRODUCCIÓN

Dentro de los estudios necesarios para el proyecto de una obra subterránea y de las necesidades de tratamientos especiales, tiene especial relevancia el análisis de subsidencias, o reflejo en superficie de las deformaciones que experimenta el terreno debido al cierre de la cavidad ocupada por el túnel. Obviamente, el interés de este estudio será muy superior en zonas urbanas, donde estos movimientos pueden conducir a riesgo de daños en edificaciones o servicios.

Por consiguiente, para un estudio de subsidencias debe partirse de los siguientes estudios previos:

- Estudio de caracterización geotécnica de detalle de los niveles existentes por encima del túnel o cavidad a realizar.

Para cumplir este objetivo debe contarse con un conocimiento de la disposición litológica de las distintas capas, así como de los parámetros geotécnicos representativos de cada uno de ellos.

- A partir de los datos geotécnicos del terreno atravesado, y según el proceso de excavación, aplicación de un modelo de estimación de subsidencias, bien sea de tipo empírico (modelo Madrid, etc.), u obtenido mediante cálculo con elementos finitos, o procedimiento similar.

La estimación de subsidencias mediante elementos finitos, con modelos de comportamiento del terreno de primera y segunda generación, hasta ahora ha tropezado con el problema de que, al considerar invariante con la deformación angular el módulo de deformación transversal, obtiene cubetas de subsidencia de mayor extensión que las realmente medidas, e igualmente por la misma razón con pendientes laterales más reducidas.

Hay modelos de comportamiento de terreno de segunda y tercera generación, como el de masas y muelles elastoplásticos rigidizables y reblandecibles, de Simpson, modelos de burbuja (locus), etc., que sí permiten en dos dimensiones el acoplar relativamente bien las medidas reales con el comportamiento predecible.

Los modelos tridimensionales, en programas ya mucho más elaborados, y que utilizan criterios de rotura de tercera generación, presentan una gran complejidad en la introducción de datos, y hasta ahora no se utilizan en los cálculos habituales, más que a título experimental o de investigación.

En cualquier caso, y como resumen de la extensa bibliografía existente, puede sacarse como conclusión general la necesidad de poder contar con un comportamiento reblandecible en la tensión desviadora, esto es, que el módulo de deformación transversal G , debe disminuir al incrementarse la distorsión angular γ .

Respecto a los modelos empíricos, puede diferenciarse entre los tradicionales, en que únicamente interviene la profundidad del túnel y su dimensión, como los clásicos de Peck, Attelwell, etc., y los más elaborados y aplicables a zonas con características comunes, como el modelo inicial para Madrid de Oteo y Sagaseta, perfeccionado por Melis y otros, y que constituye el modelo Madrid; en estos últimos modelos interviene ya no sólo la geometría del túnel, sino en forma simplificada una diferenciación litológica entre los aluviales, rellenos y cuaternarios flojos, y el sustrato del Mioceno de Madrid, más compacto.

- Determinados según alguno de los métodos anteriores, y para la disposición litológica y geometría del túnel, puede obtenerse la previsión de la cubeta de subsidencias en lo que se llamaría campo abierto (Greenfield), esto es, sin que exista en superficie ningún elemento rígido que pueda modificar la forma de la citada cubeta.

A partir de éste, para la estimación de riesgo de daños, pueden seguirse dos caminos:

- * Aplicación directa de los criterios de daños, en función de los valores de desplazamientos obtenidos de la cubeta anterior. Puesto que los desplazamientos en el campo abierto son siempre mucho más desfavorables que considerando además la rigidez del elemento, esta primera estimación ya nos dará una primera idea de las estructuras, edificios o servicios, sin riesgo calculable de daños.
 - * Para los edificios que queden dentro de la zona con riesgo de daños, según el procedimiento anterior, puede realizarse un segundo análisis de corrección de la cubeta del Greenfield, a partir de los gráficos de la publicación de Addenbrooke y Potts, incluidos en la publicación “Geotechnical Aspects of underground Construction in Soft Ground”, 1996.
- Según el tipo de edificio o instalación, aplicación de un criterio de daños.

Tanto para la corrección de Addenbrooke y Potts anteriormente citada, como para la estimación del módulo de deformación y coeficiente de Poisson, etc., es necesario el realizar de una forma lo más precisa posible la caracterización de los edificios o instalaciones que puedan verse afectados.

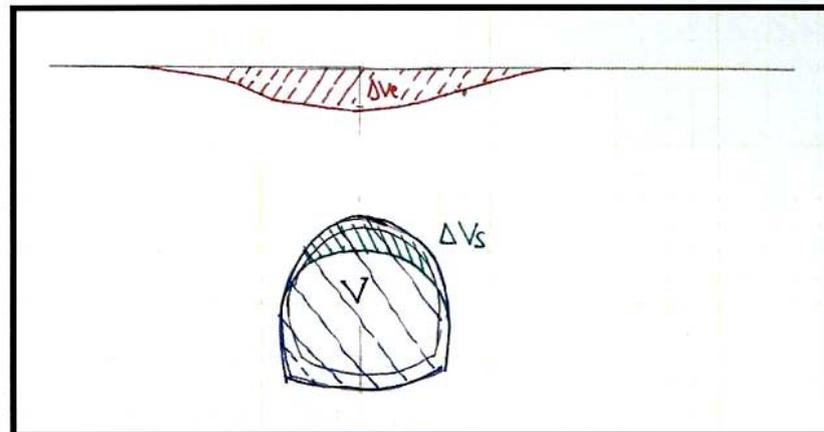
A este fin, debe realizarse un el inventario general de estructuras que nos debe permitir:

- * Por un lado, estimar los parámetros equivalentes de la estructura o instalación para su introducción en un cálculo de elementos finitos o similar. Para la obtención de estos parámetros es de interés la publicación de Mair, Taylor and Burland, “Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling”, incluida en “Geotechnical Aspects of underground Construction in Soft Ground”, 1996.
- * Por otro lado, el catalogar según la sensibilidad de los elementos estructurales o de cerramiento a las deformaciones, y así como por su nivel de conservación, a los edificios e instalaciones como muy sensibles, poco sensibles o nada sensibles frente a los desplazamientos de sus apoyos. Esta valoración debe tenerse en cuenta junto con la previsión general de movimientos para fijar los umbrales de prevención o riesgos.

2. DEFINICIÓN DE SUBSIDENCIAS

Se conoce por subsidencia el fenómeno de asentamiento asociado a la construcción de excavaciones subterráneas, aunque en el mismo suelen verse involucrados diversos efectos. Su importancia radica en los efectos que puede producir en los edificios o servicios de superficie, dado su carácter diferencial.

La nomenclatura usualmente utilizada en los estudios de subsidencias, sería la que se representa en el esquema adjunto.



Considerándose:

*	Superficie de subsidencia	ΔV_e
*	Pérdida de suelo	ΔV_s
*	Superficie excavada	V_e

Se adopta usualmente: $\Delta V_e = \Delta V_s$

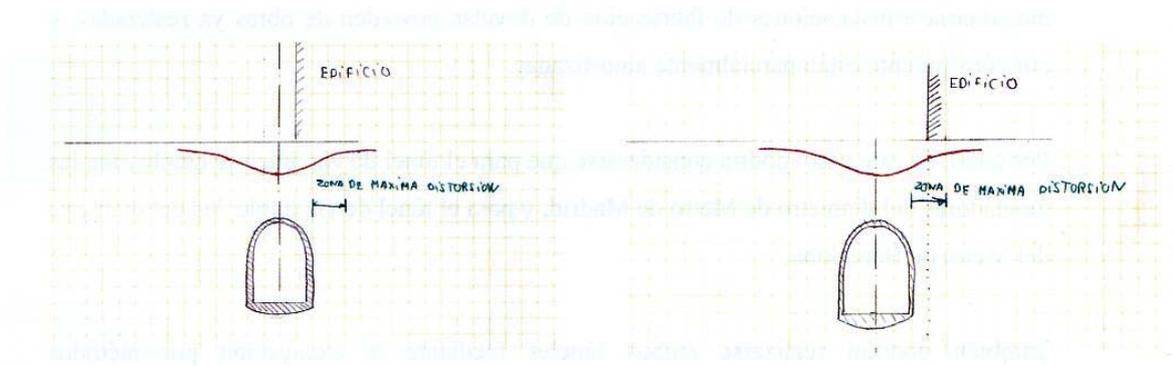
Esto es, la superficie de la cubeta de subsidencias igual a la pérdida de suelo.

Otro valor que debe destacarse es la distorsión angular, que sería la diferencia de asentamientos verticales entre dos puntos situados a una distancia determinada, que en

general se hace corresponder a la separación entre pórticos de un edificio o nave, o entre juntas en el caso de una conducción.

Por tanto:
$$\Delta = \frac{\text{diferencia asientos}}{\text{separación}}$$

Si el parámetro que mejor definiera el riesgo de daños no fuera el valor del asiento máximo, sino la distorsión angular, la zona más peligrosa no coincidiría exactamente con la vertical del túnel, según el esquema de la figura adjunta.



3. METODOS DE CÁLCULO DE SUBSIDENCIAS

3.1 Métodos tradicionales

En la figura 3.1 se representa la sección de túnel con la nomenclatura habitual utilizada en los métodos de estimación del valor de las subsidencias.

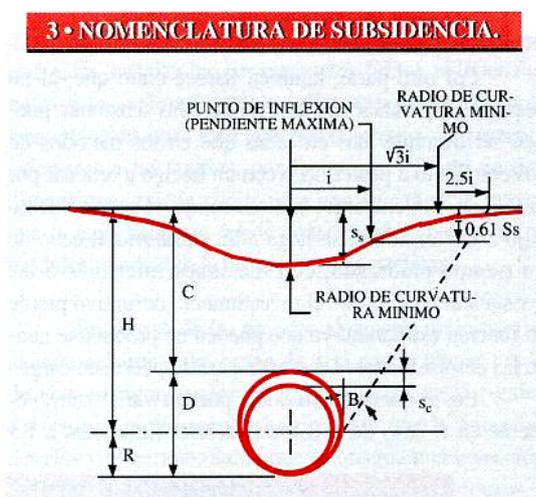


Figura 3.1 – Nomenclatura habitual subsidencias

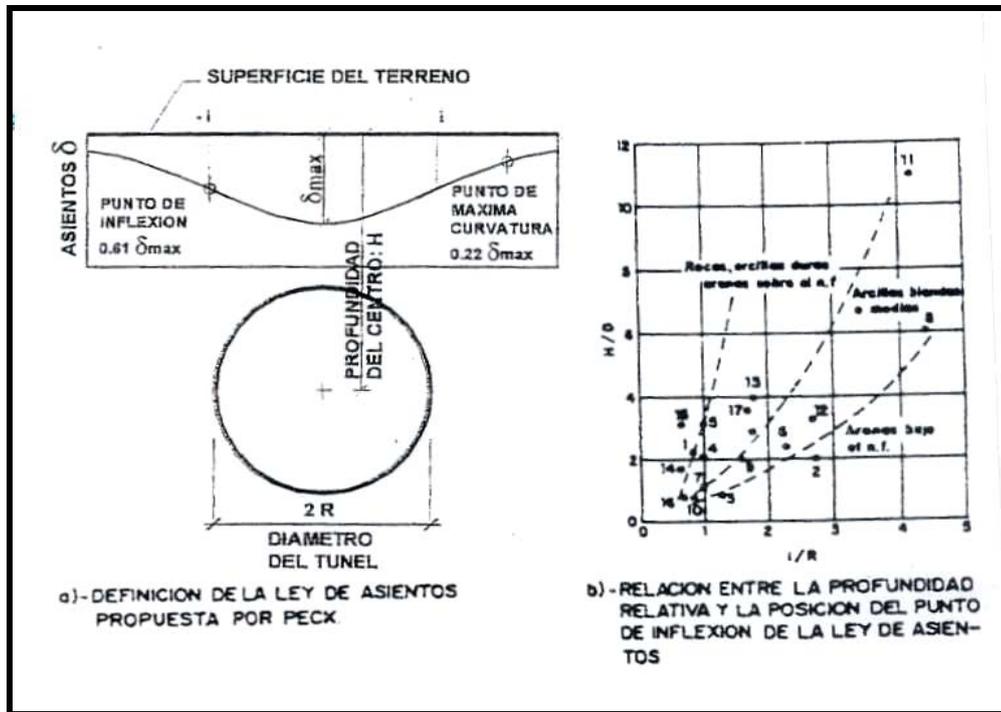
Existen en la actualidad un gran número de modelos para estimar la subsidencia que genera en su entorno la excavación de un túnel. Peck, en el Congreso Internacional de Mecánica del Suelo de Méjico (1969), a partir de los trabajos de Schmidt, recomendó asimilar la ley de asientos a una campaña de Gauss invertida (Figura 3.2). Dicha curva tiene la siguiente expresión:

$$\delta (X) = \delta_{\max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}}$$

Donde:

$\delta(x)$ es el asiento en un punto situado a distancia x del eje de simetría.

δ_{\max} representa el asiento máximo en la vertical del eje.



- a) Ley de asientos superficiales.
- b) Definición del punto de Inflexión de la ley de asientos

Figura 3.2.- Método de Peck:

De acuerdo con la fórmula anterior, según una sección transversal el asiento a una distancia "x₀" del eje del túnel, puede calcularse según la fórmula:

$$S_x = \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}} \exp(-x^2 / 2i^2)$$

Y la distorsión angular o inclinación media entre un punto situado a una distancia x₀ del eje del túnel, y el siguiente punto a una distancia x₀ + L, sería:

$$\delta = \frac{1}{L} x \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}} x \left[\exp\left(-\frac{x_0^2}{2i^2}\right) - \exp\left(-\frac{(x_0 + L)^2}{2i^2}\right) \right]$$

La curva queda definida por dos parámetros. Esta hipótesis, ampliamente extendida y considerada suficientemente ajustada, permite definir la ley de asientos a partir de los siguientes parámetros habituales:

- Volumen de asientos, V_s
- Posición del punto de inflexión, i (distancia del eje de simetría a ese punto)
- Asiento máximo, δ_{\max}

Estos tres parámetros se relacionan entre sí mediante la siguiente expresión:

$$\delta_{\max} = \frac{V_s}{2,5i}$$

La forma en que se determinan estas variables varía de un autor a otro (Figuras 3.3, 3.4, 3.5 y 3.6).

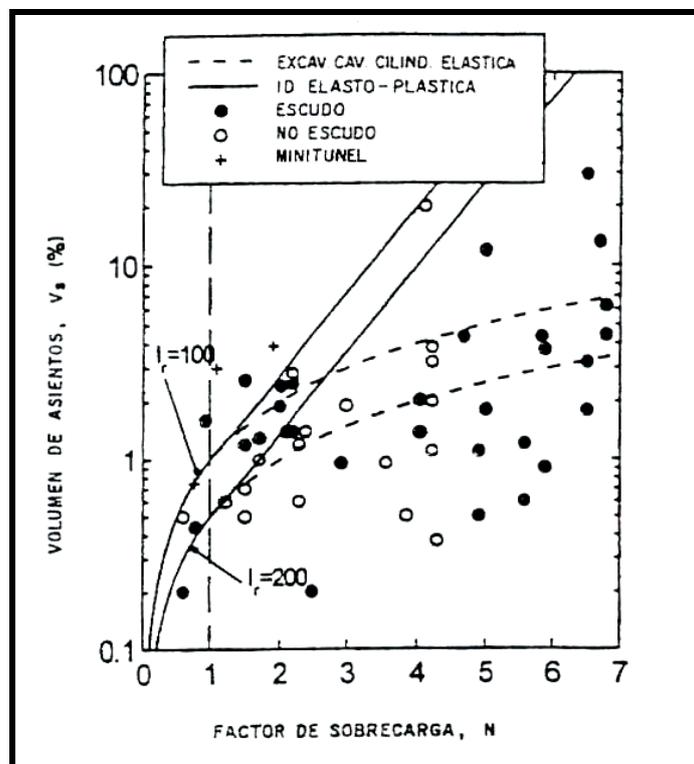


Figura 3.3.- Volumen de asientos en función del factor de sobrecarga
(Basado en Clough y Schmidt, 1981)

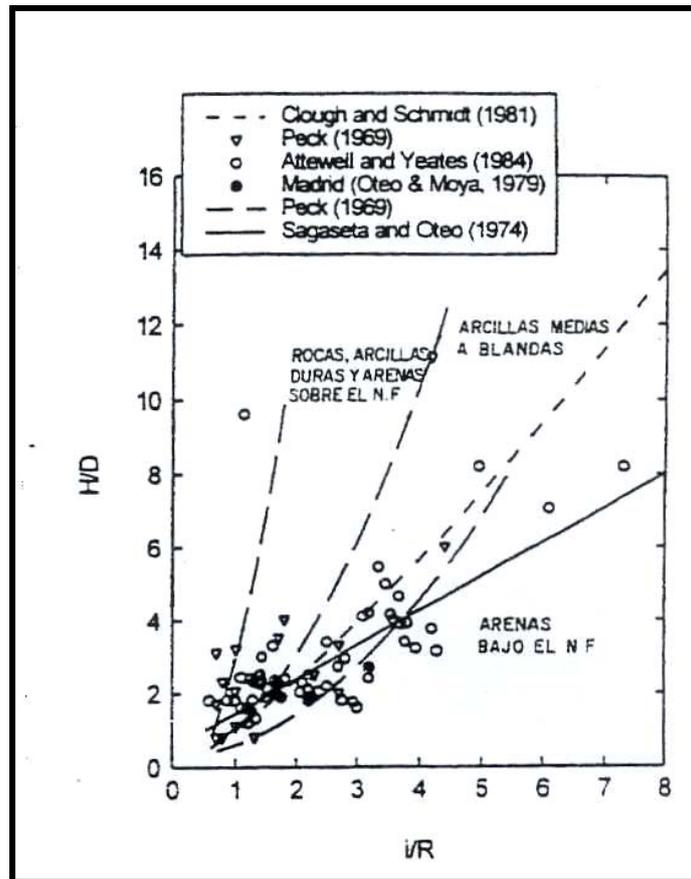


Figura 3.4.- Localización del punto de inflexión.

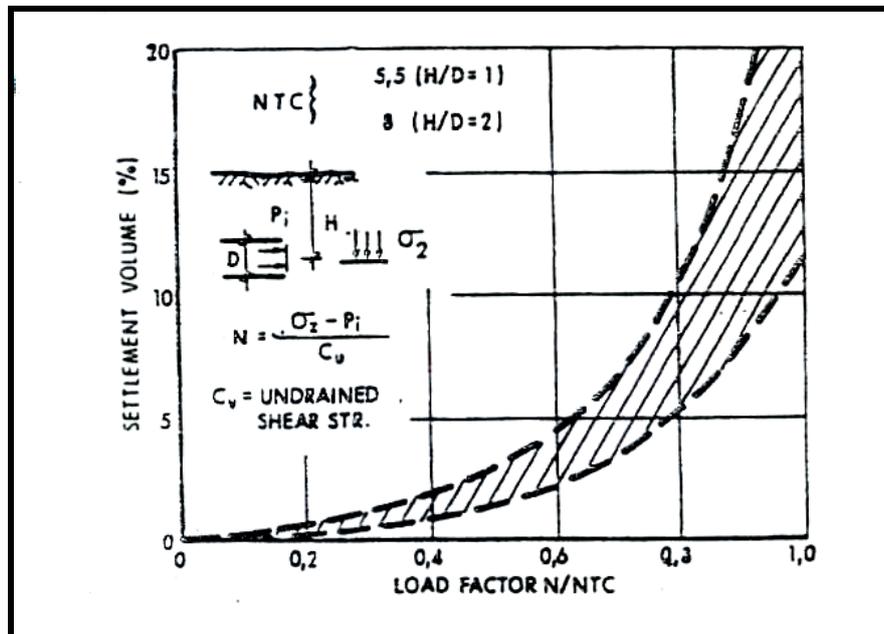


Figura 3.5. Método de Atterwell

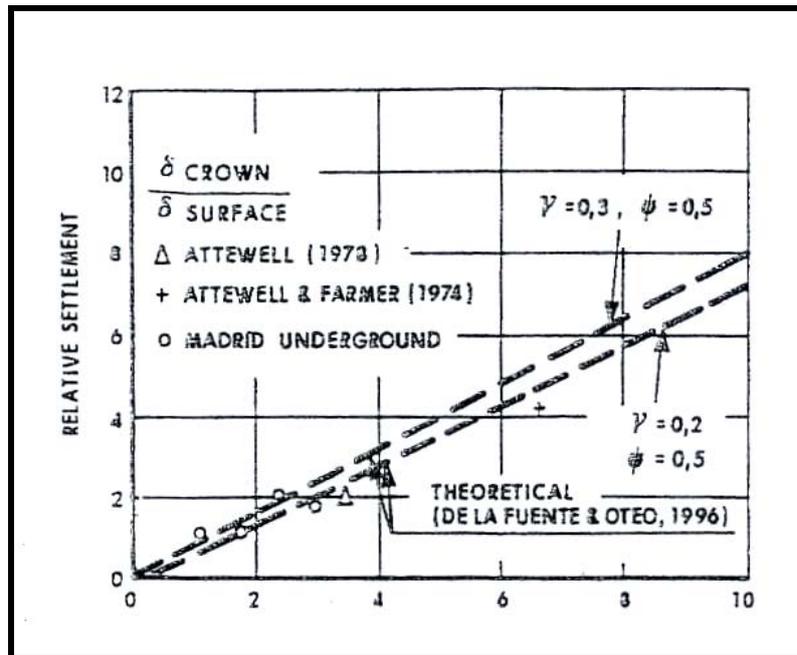


Figura 3.6. Asiento en la proximidad de los túneles

Así se tienen, según distintos autores, para determinar la posición de "i" o punto de inflexión las siguientes correlaciones empíricas:

Correlaciones sobre el punto de inflexión

POSICIÓN DEL PUNTO DE INFLEXIÓN, i	AUTOR
$0,25 \cdot (1,5 \cdot H + 0,25 \cdot D)$	(Atkinson y Potts, 1977)
$D/2 \cdot [(H/D)^{0,8}]$	(Clough y Schmidt, 1981)
$0,43 \cdot H + 1,1$	O'Reilly y New, 1982 (para suelos cohesivos)
$0,28 \cdot H - 0,1$	O'Reilly y New, 1982 (para suelos granulares)
$K \cdot H$	O'Reilly y New, 1982 (k = 0,25 para suelos granulares; k = 0,5 para arcillas rígidas y k = 0,7 para arcillas limosas blandas)
$0,5 \cdot H$	Rankin (1988)

a = semiancho del túnel

D = diámetro efectivo del túnel

H = altura desde el centro del túnel hasta la superficie

En el criterio clásico de Peck, el valor de la pérdida de suelo se obtiene según la siguiente fórmula:

$$V_s = [(1+k_0) \sigma'_2 (1+\nu) A_0]/E$$

Siendo:

k_0 = empuje al reposo

σ'_2 = tensión normal efectiva en el eje del túnel

ν = coeficiente de Poisson. Se puede tomar $\nu = 0.20 - 0.30$, esto es para el cálculo $\nu = 0.25$.

A_0 = sección inicial del túnel.

E = módulo de deformación del terreno pero en la rama de descarga. Como se sabe, el módulo de deformación se obtiene mediante ensayos de campo o laboratorio pero en el ciclo de carga, utilizando presiómetros, placas de carga, etc. Únicamente en el edómetro puede obtenerse fácilmente el denominado índice de entumecimiento C_s , que suele estar comprendido entre $1/4$ y $1/10$ del índice de compresión C_c .

Podría esperarse, por tanto, que el módulo de deformación en descarga sea como mínimo del orden del cuádruple del deducido de los ensayos presiométricos o de placa, y a este efecto puede ser debida la diferencia que se obtiene en los modelos de elementos finitos entre la parábola de deformación de cálculo y la realmente luego medida en el terreno.

3.2 Métodos empíricos actuales

Para determinar los parámetros que definen la cubeta de asientos se utilizan actualmente los artículos presentados al respecto en las Jornadas técnicas sobre la ampliación del Metro de Madrid (Junio 1997) y muy especialmente la comunicación "*El Modelo Madrid: Un método semiempírico para la estimación de subsidencia*" (C. Oteo, M. Arnaiz, J. Trabada y M. Melis) presentada en el Congreso Mundial de túneles celebrado en Oslo en Junio de 1999.

En dicha comunicación se propone un modelo de previsión de subsidencias, basado en otros procedimientos semiempíricos, habitualmente empleados, contrastado mediante modelos numéricos y ajustado a la luz de la experiencia acumulada durante años, que ha sido complementada recientemente a partir de los trabajos de ampliación del Metro de Madrid, correspondientes al Plan 1995-1999.

a) *Modelo de Sagaseta y Oteo (1996)*

Entre los modelos teórico-empíricos, el más utilizado posteriormente al modelo de Peck (1969), para excavaciones urbanas en los suelos miocenos detríticos es el propuesto por los profesores C. Sagaseta y C. Oteo (1974 revisado en 1996) contrastado y ajustado a través de numerosas observaciones.

De acuerdo con este modelo, en su versión de 1996, la posición del punto de inflexión se determina mediante la siguiente expresión:

$$i/D = \eta \left(0,52 \frac{H}{D} - 0,21 \right)$$

Donde:

D es el diámetro medio de la excavación

H la profundidad del eje de la excavación

η es un parámetro de ajuste que varía entre 0,7 (suelos flojos y arenosos) a 1,3 (suelos densos o rígidos).

El asiento máximo puede tomarse a partir de la expresión:

$$\delta_{\max} = \psi \frac{\gamma D^2}{E} (0,85 - \nu)$$

donde los parámetros que intervienen tienen el siguiente significado:

E	Módulo de deformación del terreno
ν	Coeficiente de Poisson
γ	Densidad aparente del terreno
ψ	Factor de corrección que introduce la influencia del proceso constructivo, que está relacionada con la velocidad de avance de la excavación, los efectos viscosos del terreno y otros factores. Alcanza valores medios de 0,5 para suelos arcillo-arenosos rígidos y 0,4 en arcillas rígidas (Oteo y Moya 1979). En túneles con escudo abierto, mala entibación y retraso en la inyección de contacto, puede ser superior a 0,75.

b) Modelo "Madrid" (1999)

El "Modelo Madrid" (C. Oteo et al, 1999), constituye un método semiempírico para la estimación de subsidencias basado en un esquema estratigráfico simplificado que ha sido contrastado a través de modelos numéricos (EF) en dos y tres dimensiones, y con medidas reales, en el que se distinguen dos niveles de terreno básicos:

- **Nivel 1:** La capa más superficial constituida por materiales cuaternarios flojos que incluirían los rellenos antrópicos y depósitos aluviales de rambla con módulos de deformación en el rango entre 8 y 15 Mpa.
- **Nivel 2:** Que integra los materiales rígidos de origen pliocuaternario o terciario presentes bajo en nivel superficial. Se incluyen los materiales con módulo de deformación superior a 30 Mpa.

El modelo se basa en la experiencia adquirida a través de una gran cantidad y variedad de elementos de control que han aportado datos sobre la magnitud de los asientos a diferentes profundidades permitiendo establecer correlaciones entre el espesor de los niveles 1 y 2 y el volumen de asientos registrado en superficie (Figuras 3.7 y 3.8).

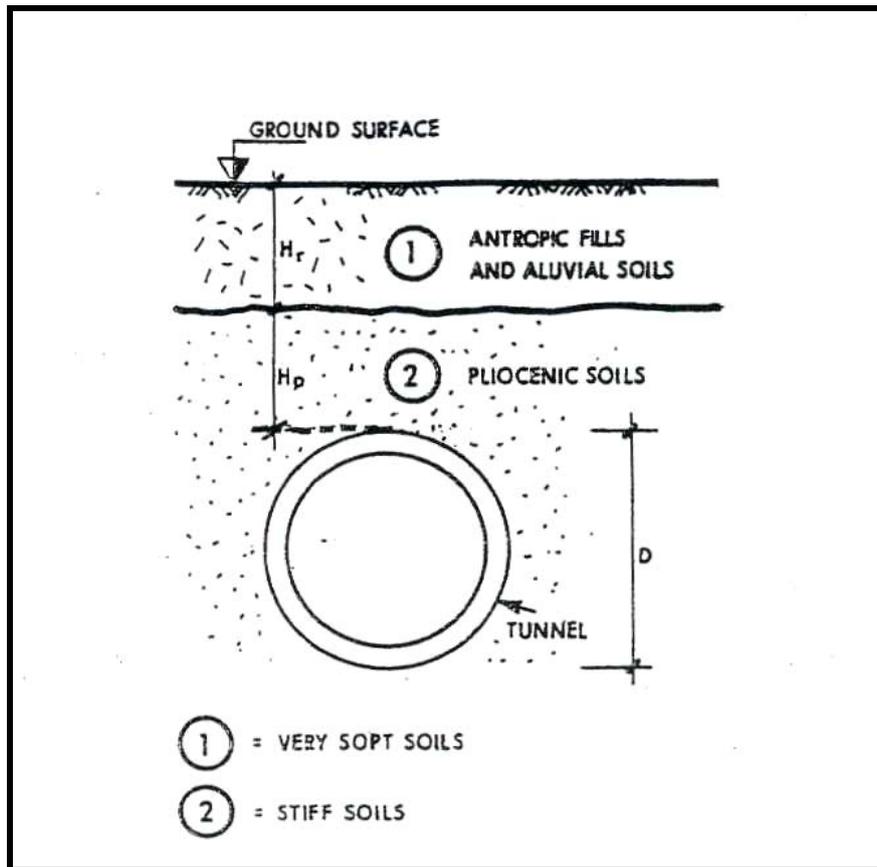


Figura 3.7.- Perfil estratigráfico esquemático para el análisis de subsidencias en Madrid

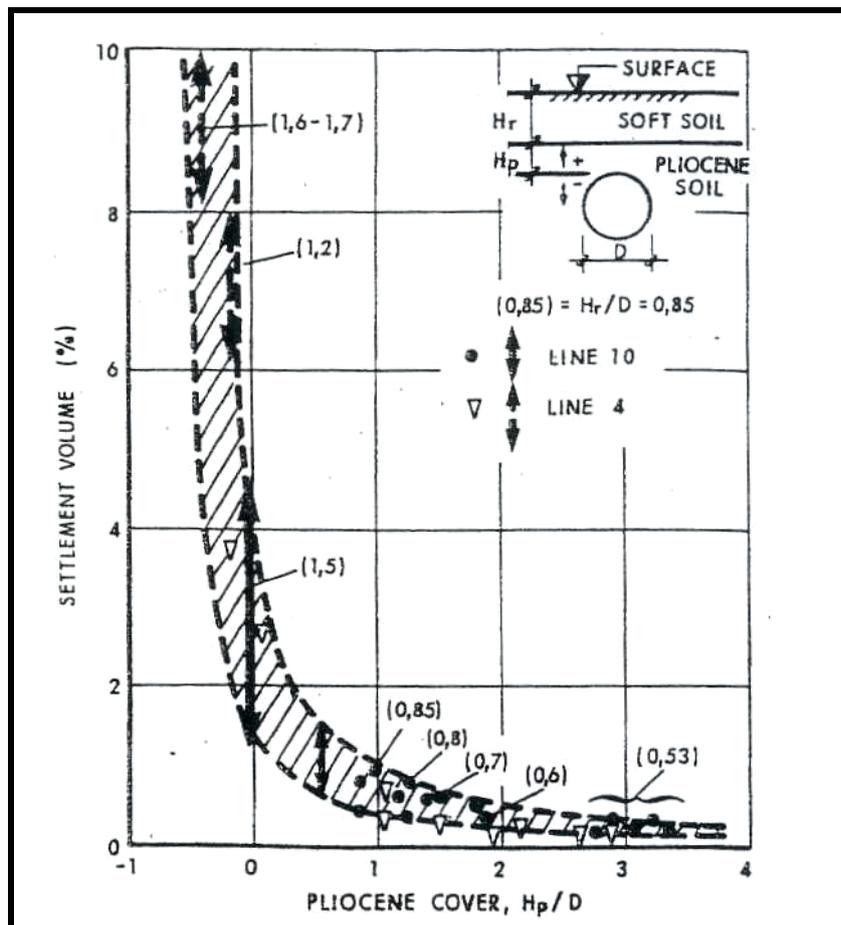


Figura 3.8.- Volúmenes de asiento registrados en la extensión del Metro de Madrid (1995-1999)

Asociado a este esquema de comportamiento se han observado además los siguientes efectos (Oteo et al, 1999):

- Los asentamientos evolucionan de forma rápida estabilizándose entre 3 y 7 días tras el paso del frente de excavación.
- El asiento por encima de la vertical de un punto que está siendo excavado alcanza, en esos momentos valores del orden del 0 al 20% de su magnitud total final (figuras 3.9 y 3.10). En ocasiones se han registrado pequeños levantamientos cuando se han excavado en modo E.P.B., con presión de tierras en el frente.

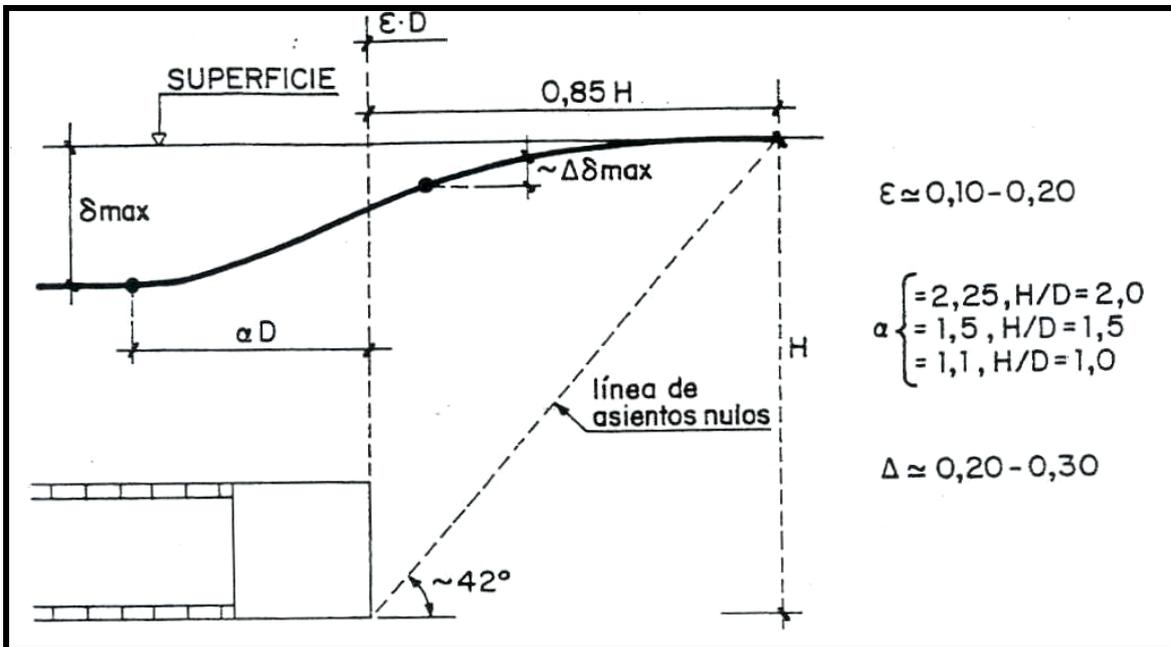


Figura 3.9.- Ley semiempírica de asentamientos superficiales longitudinales sobre el eje

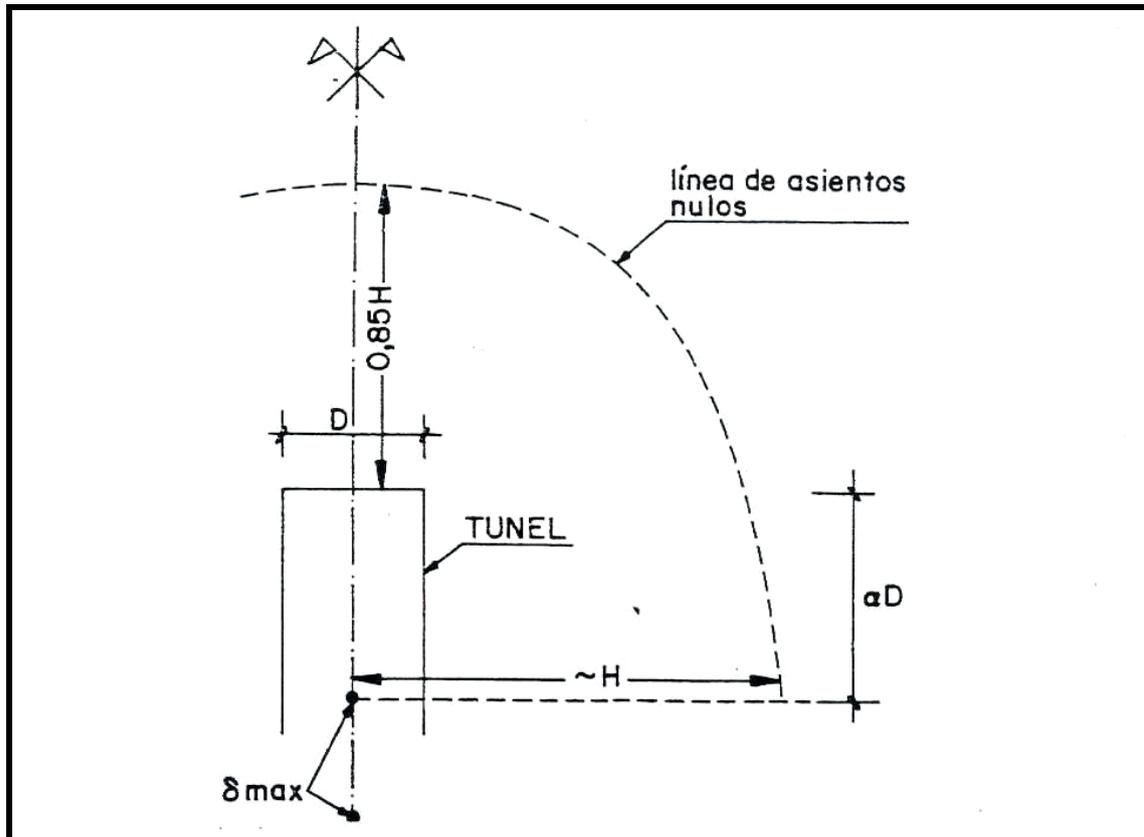


Figura 3.10.- Definición semiempírica de la cubeta de Attevell
Deducida de análisis teóricos tridimensionales

- La posición del punto de inflexión se sitúa, en general, entre 7 y 13 m del eje del túnel, dependiendo de la profundidad y diámetro de la excavación.
- El espesor de la capa de rellenos superficial no tiene apenas influencia cuando el recubrimiento del terciario sobre la clave del túnel es superior a $2D$, siendo D el diámetro medio de la excavación. Si el recubrimiento de suelos terciarios varía entre $0,75$ y $2D$, el volumen de asientos varía entre $0,15$ y 1% de la sección de excavación. Para recubrimientos entre 0 y $0,75D$ el volumen de asientos aumenta hasta valores de entre $0,6$ y 4% (Figura 3.11).

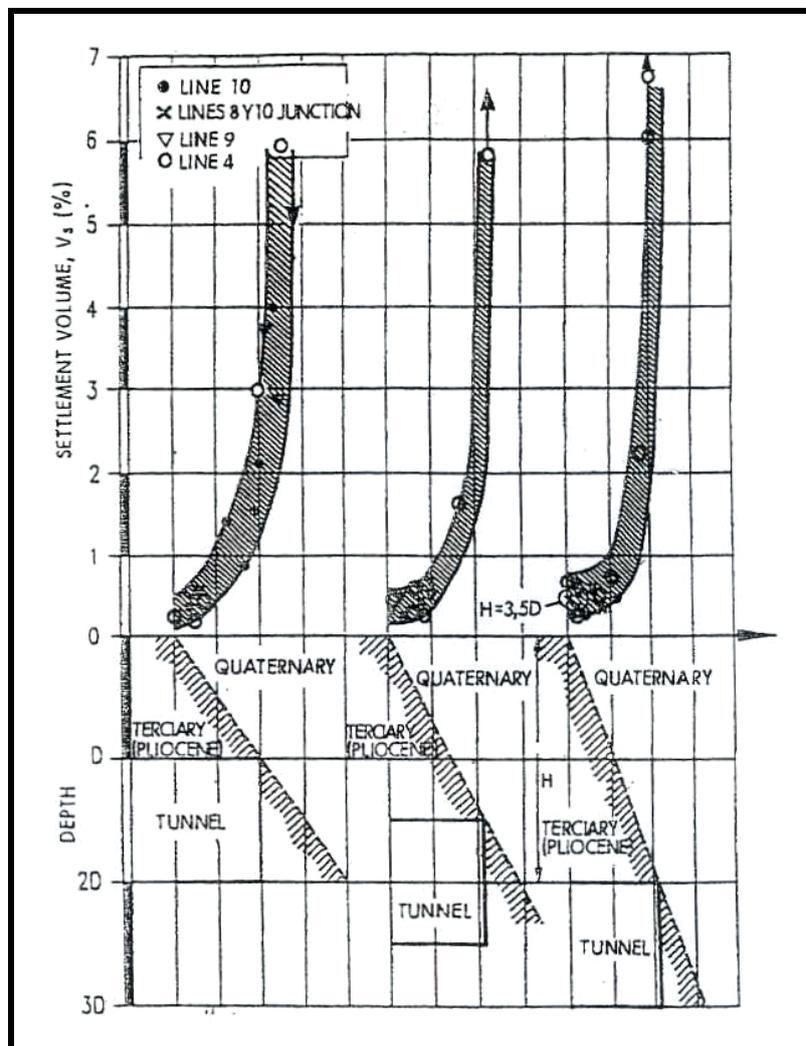


Figura 3.11.- Comparación entre los resultados obtenidos con el Modelo Madrid y medidas reales

- En los casos en los que la excavación atraviesa, parcial o totalmente, zonas de relleno o niveles cuaternarios flojos, puede sobrevenir problemas de estabilidad del frente que pueden tener su reflejo en superficie pudiendo llegar a originar “chimeneas”.
- El modelo clásico de Oteo y Sagasetta (1996) se ajusta adecuadamente en situaciones en las que la influencia de los niveles de relleno superficiales se puede considerar relativamente reducida, es decir, cuando el recubrimiento de terciario es superior a 1,0-1,5D.

El modelo Madrid adopta como forma de la ley de asientos, la campana de Gaus y como posición de punto de inflexión la propuesta por Sagasetta y Oteo (1996). El volumen de asientos o el asiento máximo se estima a partir de las correlaciones establecidas según el propio modelo (figuras 3.12 y 3.13).

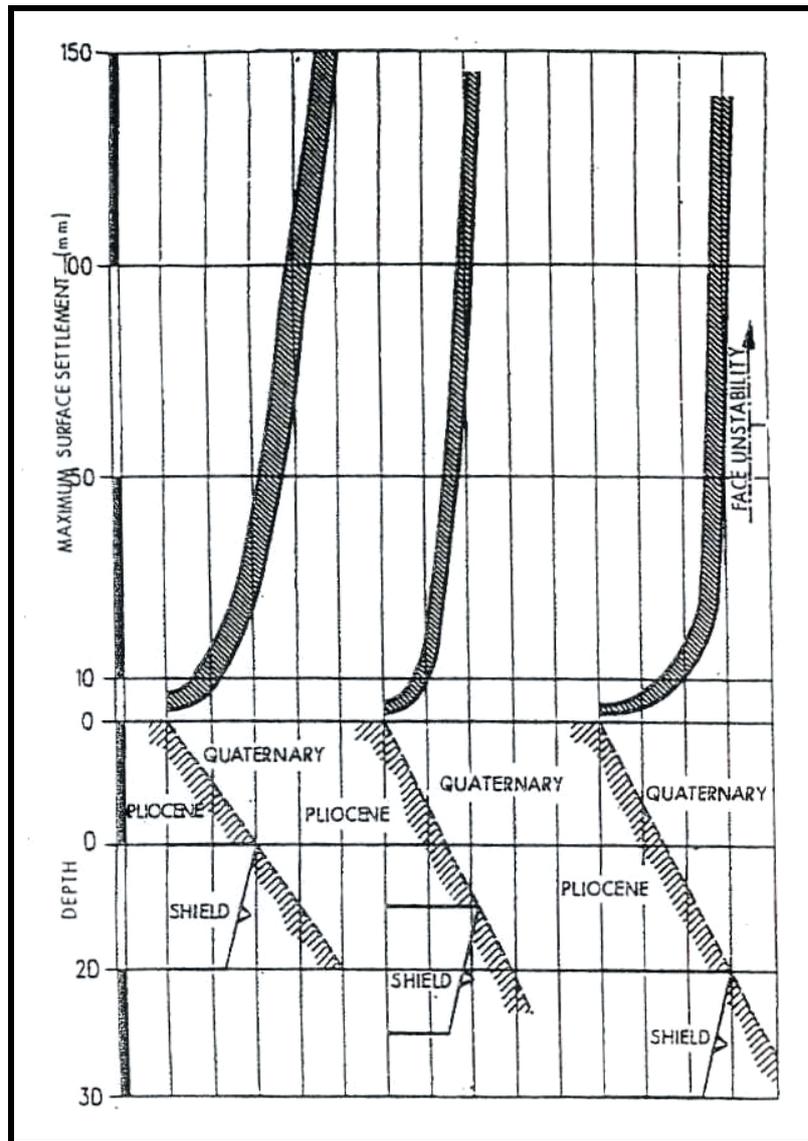


Figura 3.12.- Modelo Madrid: Asiento máximo en superficie

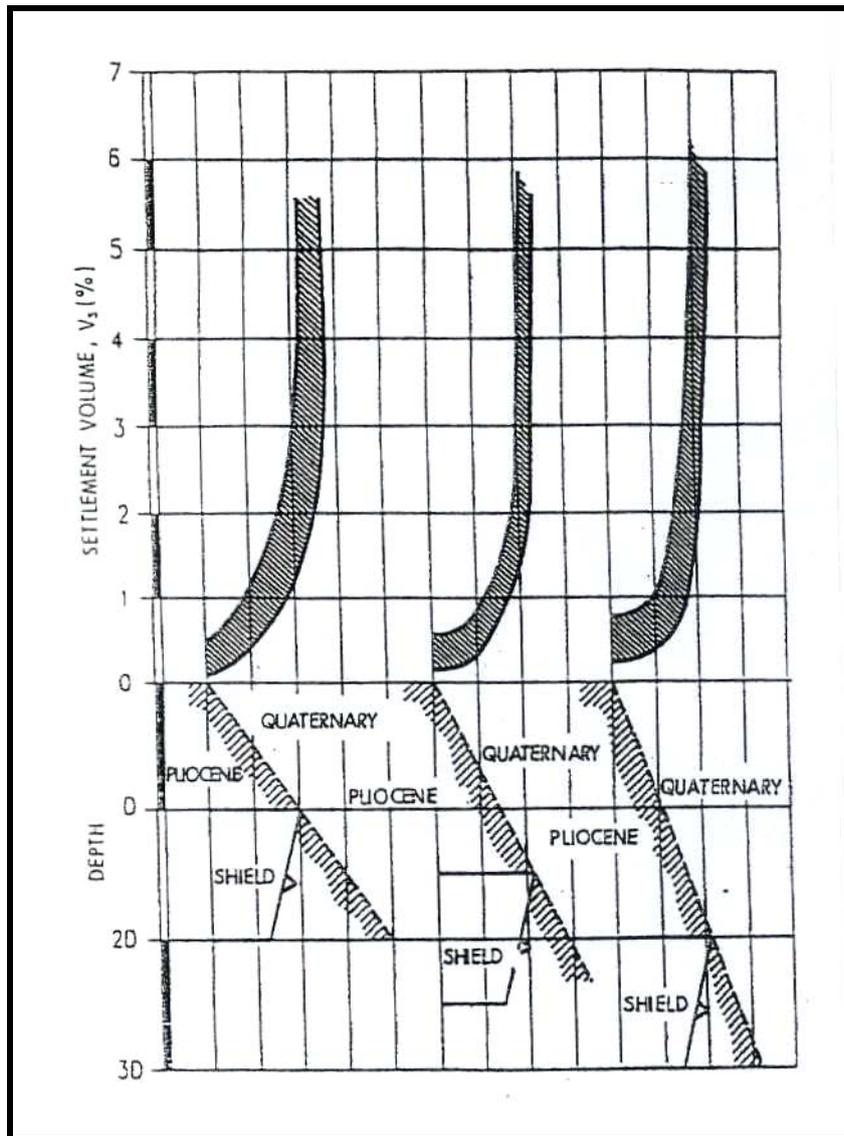


Figura 3.13.- Modelo Madrid: Volumen de asientos

En lo que respecta a los desplazamientos horizontales se ha propuesto la expresión:

$$U_{\max} = \varepsilon \delta_{\max}$$

De este modo, es posible estimar el desplazamiento horizontal máximo como una fracción del asiento máximo. La ley de desplazamientos horizontales se puede asimilar de forma simplificada a una ley triangular cuando $H/D < 5$ y trapezoidal cuando $H/D > 5$, (Oteo y Sagaseta, 1996) (Figura 3.14).

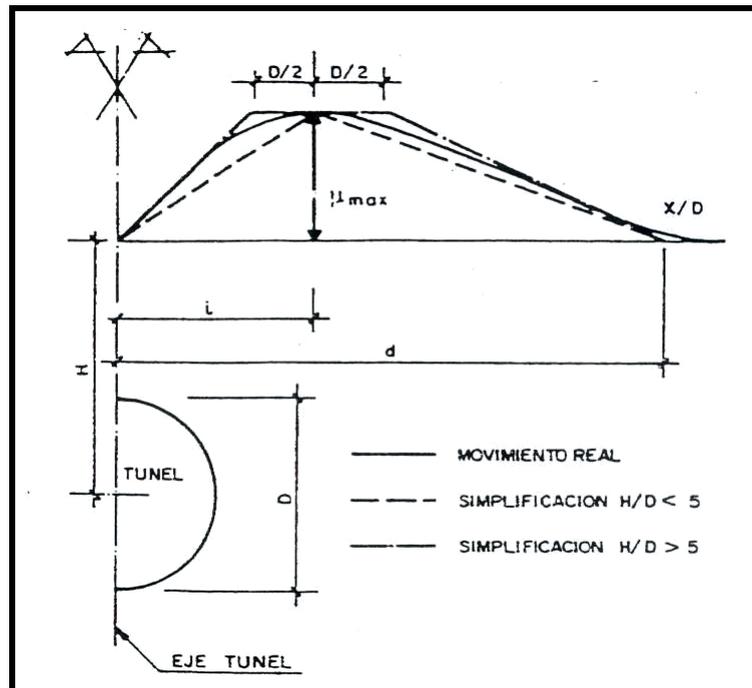
La posición del punto de máximo desplazamiento horizontal coincide con la situación del punto de inflexión de la ley de asientos. El valor del coeficiente ε en suelos normalmente consolidados es de 0,30, para $H/D < 2$. Para suelos preconsolidados con profundidades mayores de $5D$, ε vale 1,0, y en profundidades intermedias se propone adoptar 0,65.

Otros autores como O'Reilly y New (1982) proponen establecer, de forma simplificada, la ley de desplazamientos horizontales a partir de la ley de asientos asumiendo la hipótesis de que, a partir de una cierta distancia de la excavación, el desplazamiento total inducido tiene, como dirección principal, una trayectoria que pasaría sensiblemente por el eje del túnel. De esta forma, el asiento en cada punto y el desplazamiento horizontal serían proyecciones del desplazamiento total, de modo que ambas componentes del movimiento estarían relacionadas, geoméricamente, mediante la siguiente expresión:

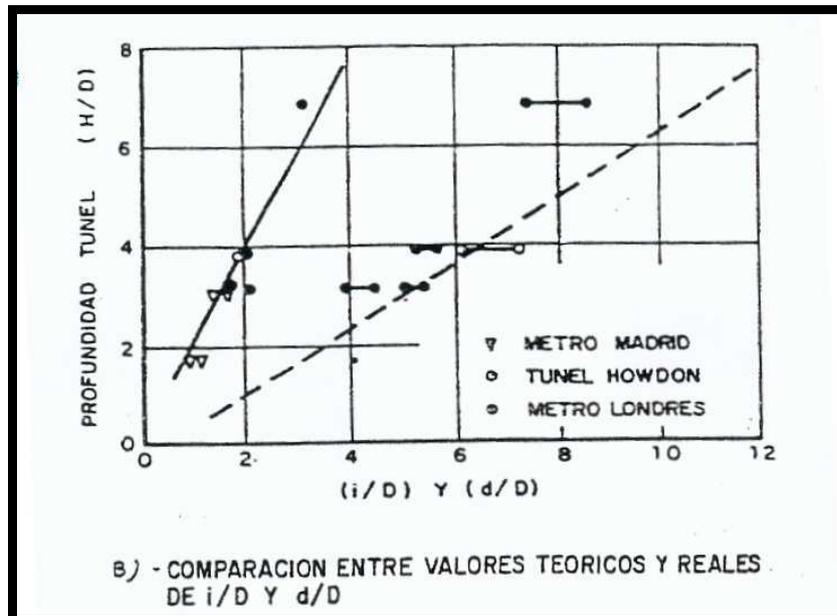
$$U_x = \frac{x}{H} \delta_x$$

Donde "x" es la distancia del punto al eje de la simetría y "H" la profundidad al eje del túnel en ese punto.

Finalmente, a efectos de valorar la distorsión angular, se adopta como cota superior la pendiente de la ley de asientos en cada punto. De este modo, la distorsión angular máxima se produce en la posición del punto de inflexión y toma como valor la derivada de la ley de asientos particularizada en cada punto.



A) Simplificación de la ley de movimientos horizontales superficiales



B) Comparación entre valores teóricos y reales de i/D y d/D

Figura 3.14.- Movimientos horizontales superficiales (Oteo, 1993)

c) *Efecto de doble túnel*

Para el caso de excavación de doble túnel se han seguido las recomendaciones propuestas por Addenbrooke y Potts (1996): “*Twin túnel construction – ground movements and lining behaviour*”.

Según estos autores, el efecto de la perforación del segundo túnel produce un desplazamiento en la vertical de asiento máximo, o excentricidad, desde el eje del segundo túnel y cuya magnitud es función del ancho del pilar central que se deje entre ambos túneles. Si la distancia entre túneles es suficientemente grande la excentricidad será nula, y la campaña de asientos quedará centrada sobre el eje del segundo túnel. Por el contrario, tal y como se ve en la figura 3.15, si la distancia entre túneles se reduce hasta tomar valores del orden de 1 diámetro, la vertical de asientos máximos también adopta valores de 1 diámetro, por lo que el máximo asiento se situará sobre el punto medio entre túneles.

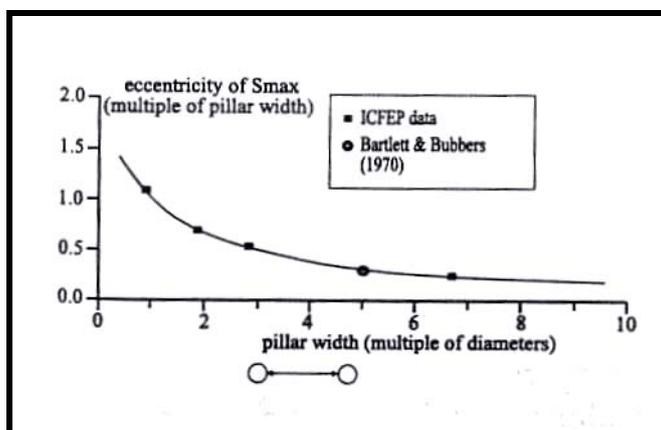


Figura 3.15.- Variación de la excentricidad del asiento máximo (S_{max}) con el ancho del pilar entre túneles

Este ultimo caso será el que corresponda a dobles túneles y donde la cubeta de asientos se situará centrada sobre el punto medio entre túneles

d) *Modificación de la cubeta de asientos o efecto de la rigidez del edificio*

Para determinar la influencia en la forma de la cubeta de asientos de la rigidez del edificio puede seguirse la metodología propuesta por Potts y Addenbrooke (1996) en "The Influence of on Existing Surface Structure on the Ground Movements due to Tunnelling", publicado en Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground.

Se trata de una modelización del problema a partir de la realización de más de 100 análisis por elementos finitos y la recopilación de datos reales durante las obras de la línea Jubilar del Metropolitano de Londres.

El modelo propuesto por estos autores consiste en caracterizar la rigidez de edificios asimilado a una viga equivalente, caracterizándola según dos parámetros: ρ y α , donde el primero representa la rigidez a curvatura y el segundo la rigidez axial. La obtención de estos parámetros se realiza a partir del módulo de elasticidad del edificio (E), su momento de inercia (I), el área de la sección de viga equivalente (A) y el módulo de elasticidad medio del terreno de cobertera del túnel. De tal forma que:

$$\rho = \frac{E_{estr} \times I_{estr}}{E_{suelo} \times H^4} \quad \text{y} \quad \alpha = \frac{E_{estr} \times A}{E_{suelo} \times H}$$

Donde H es el semiancho del edificio en la sección transversal considerada.

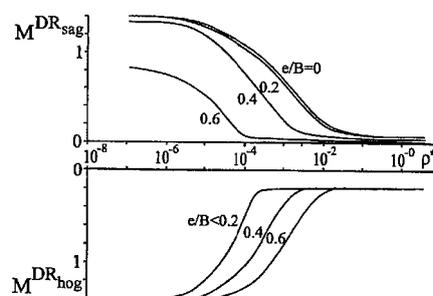
Por último, el área equivalente de estructura, A se calcula mediante la fórmula:

$$A = \frac{1}{sep.pilares} \times A_{viga} \times (n^{\circ} \text{ plantas} + 1), \text{ donde el área de viga es } 0,60 \times 0,60 \text{ m.}$$

- ***Parámetro ρ y obtención del radio de deflexión a quebranto***

El parámetro ρ controla la deformación por curvatura o deformación angular que sufrirá la estructura, por lo que estará relacionado con el parámetro o razón de deflexiones a quebranto según el ábaco nº 1; en este, para un valor dado de excentricidad entre el eje

de la estructura y el eje del túnel respecto al ancho de la citada estructura (e/B) se obtendrá un valor del denominado momento de la razón de deflexión a quebranto M^{DRq} .



Ábaco 1

M^{DRq} se relaciona de manera directa con la razón de deflexión a quebranto (DR_q) mediante la expresión:

$$DR_q = M^{DRq} \times DR_q^g$$

Donde DR_q^g es la razón de deflexión a quebranto para el caso de cubeta de asientos en campo abierto ("greenfield" en las publicaciones sajonas). Este parámetro se puede calcular fácilmente ya que representa la relación entre el asiento medido en la zona de quebranto y la longitud que abarca esta zona, esto es:

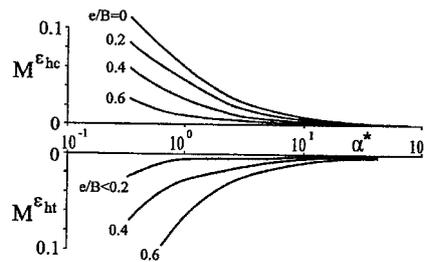
$$DR_q^g = \frac{\delta_i}{S_A - i}$$

- Donde:
- Si: Es el asiento en el punto de inflexión.
 - SA: Es el semiancho de la cubeta de asientos.
 - i: Es la posición del punto de inflexión medido desde el centro.

- Parámetro α y obtención de la deformación horizontal de tracción

El parámetro α representa la rigidez axial de la estructura, por lo que estará íntimamente ligado a la deformación horizontal que sufrirá el edificio.

Entrando en el ábaco nº 2 de Potts y Addenbroke con el valor de α y la relación excentricidad – ancho de edificio (e/B) podemos obtener el parámetro M^{eht} , denominado momento respecto a la deformada horizontal de tracción.



Ábaco nº 2

Conocido este parámetro, M^{eht} podemos calcular la deformación horizontal a tracción (ε_{ht}) que sufrirá el edificio mediante la expresión:

$$\varepsilon_{\text{ht}} = M^{\text{eht}} \times \varepsilon_{\text{ht}}^g$$

Donde $\varepsilon_{\text{ht}}^g$ es la deformación horizontal de tracción que se tendrá en campo abierto, es decir, la que sufriría el terreno sin edificios.

Esta deformación horizontal a tracción en campo abierto se puede calcular con la expresión:

$$\varepsilon_{\text{ht}}^g = \frac{0,313 \times V_l \times D^2}{iz} \left(1 - \left(\frac{x}{i} \right)^2 \right) \times e^{\left(\frac{-x}{2i^2} \right)^2}$$

Donde:

- V_l es la pérdida de volumen que equivale al volumen de asientos en porcentaje de la sección del túnel
- D diámetro del túnel

- i posición del punto de inflexión desde el eje de la cubeta de asientos
- z profundidad desde el cimiento del edificio al punto medio del túnel
- x posición del borde o fachada más próxima del edificio al eje de la cubeta de asientos.

4. EFECTO DE LAS SUBSIDENCIAS SOBRE CIMENTACIONES PROFUNDAS

4.1. Criterios generales

El efecto de la realización de un túnel junto a una cimentación pilotada, tendría los siguientes efectos, de acuerdo con el esquema de la figura 4.1.

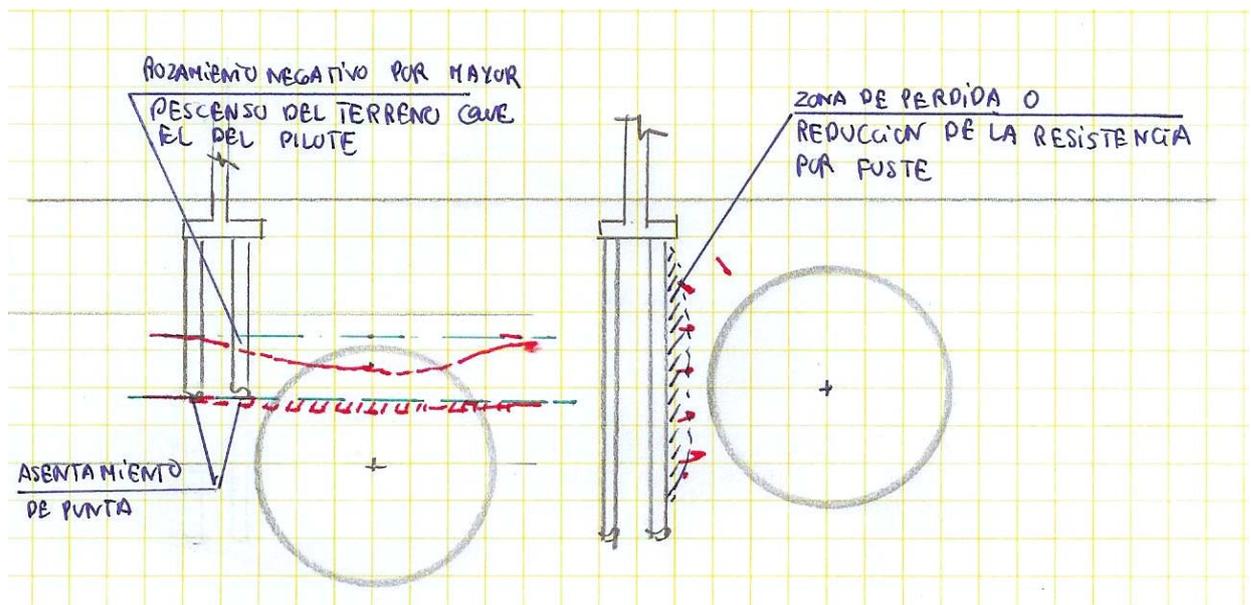


Figura 4.1 – Esquema de efectos de túneles sobre cimentaciones profundas

- Rozamiento negativo en la parte del fuste más próxima al paso de los pilotes por descenso del terreno ahí situado, o al menos disminución de la resistencia por fuste actuante. Debe tenerse en cuenta que aunque la carga admisible del pilote se obtenga dividiendo por los coeficientes de seguridad las cargas de hundimiento por punta y fuste, en el trabajo del pilote se moviliza primero el fuste y cuando se alcanza el límite de éste empieza a cargar la punta; por tanto, la posible descarga del fuste por pérdida de su resistencia o incluso rozamiento negativo conducirá a modificar la transmisión de tensiones al terreno.
- Afección a los desplazamientos de la cimentación o a la carga de hundimiento de punta del pilote, cuando la cubeta de subsidencias afecta a ésta última.

- Disminución del coeficiente de reacción lateral en el tramo de terreno afectado por la excavación del túnel, lo que puede inducir momentos en los pilotes superiores a los calculados bajo el efecto de las cargas horizontales. Este efecto normalmente se produciría cuando la afección al terreno quedara por encima de la profundidad del empotramiento ficticio del pilote, que suele quedar entre 4 y 6 m por debajo del techo de la formación terciaria.

Este tipo de afecciones han sido estudiados por Mair (1993) y Lee et al., (1994), Vermeer y Bonnier (1991), Hergarden et al. (1996) y Bezuijen y Van der Schrier (1994). De acuerdo con los análisis de éstos últimos en base a modelos centrífugos, obtuvieron las siguientes conclusiones:

- A distancias de 2 diámetros desde el perímetro del túnel, ya no se afectaría a las cimentaciones profundas.
- A distancias entre 0.25 y 1 diámetro, el asiento del pilote varía proporcionalmente a la pérdida de suelo obtenida en las pruebas.
- A distancias inferiores a 0.25 veces el diámetro se producen asientos importantes.

Estos efectos se esquematizan en la figura 4.2.

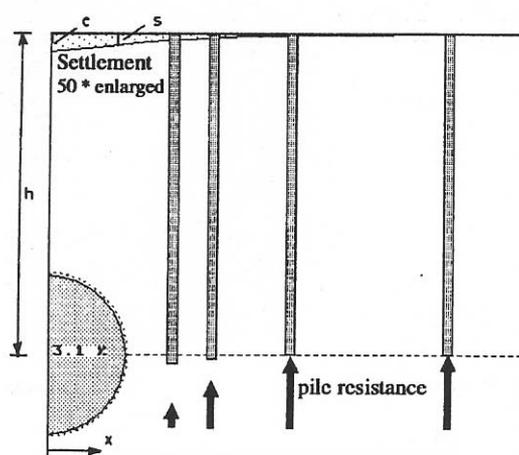


Figure 55. Centrifuge modelling of influence of tunnel construction on settlement of adjacent piles (Bezuijen and van der Schrier, 1994)

Figura 4.2

4.2. Ejemplos de estudios de aplicación

Un ejemplo de estudio de aplicación es del que se realizó en la Ampliación de la Línea 5 hasta Alameda de Osuna, en el paso bajo el viaducto pilotado de la Avda. de Manuel Azaña, que a su vez en su posición coincidía con el colector o emisario de aguas residuales de rejas.

El paso del túnel se realizaba entre dos apoyos pilotados tal y como puede verse en la planta de la figura 4.3.

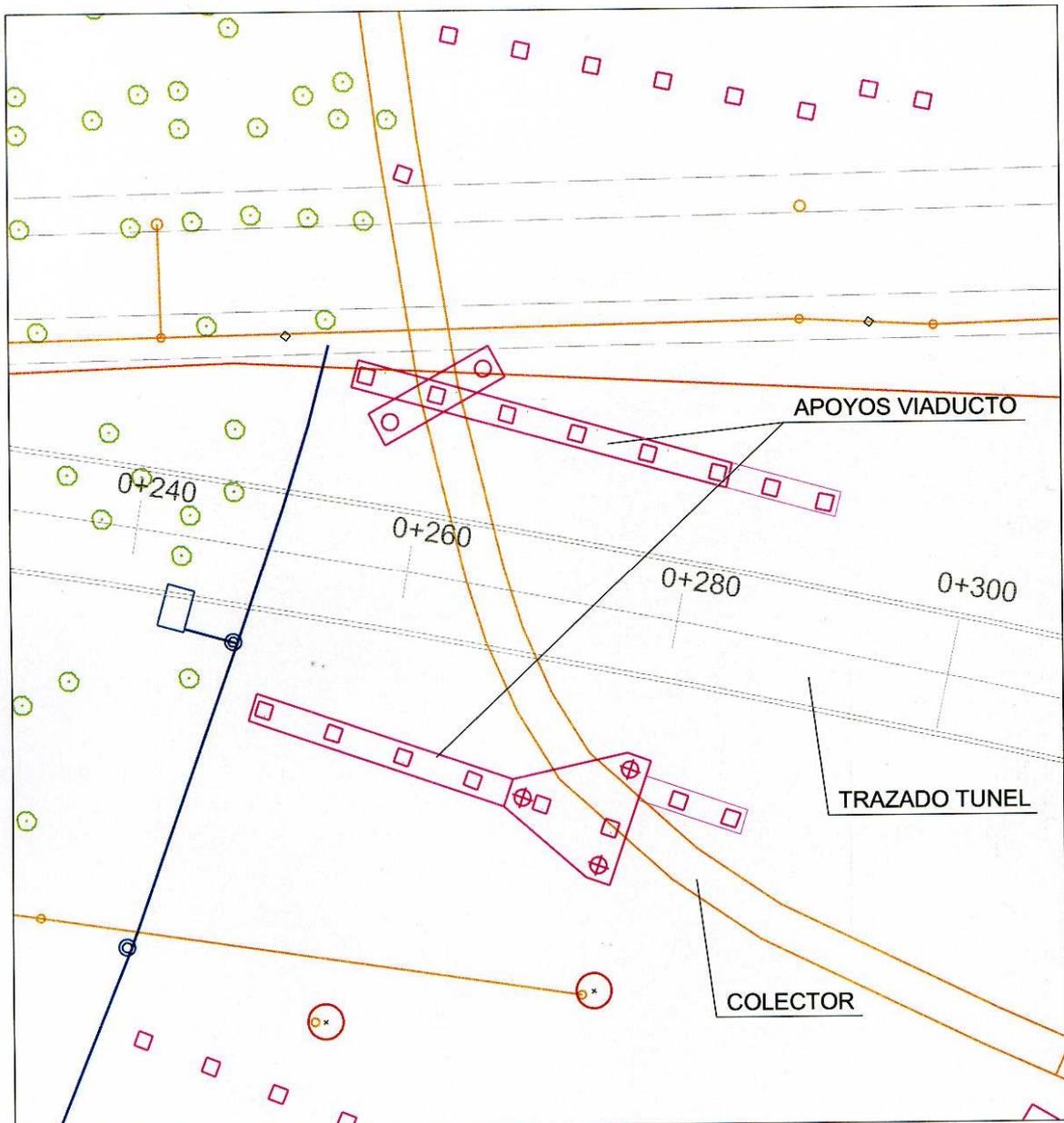


Figura 4.3 – Planta con situación de apoyos del viaducto, trazado del túnel y colector de rejas. Escala 1/500

En la foto 4.1 puede verse la estructura del viaducto en la zona de cruce.



Foto 4.1 – Vista del viaducto del Paseo de Manuel Azaña

La sección del terreno en la zona de cruce con la posición del colector de rejillas puede verse igualmente en la figura 4.5.

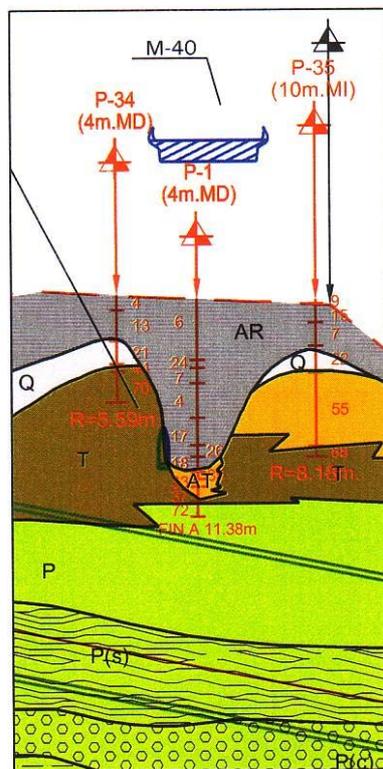
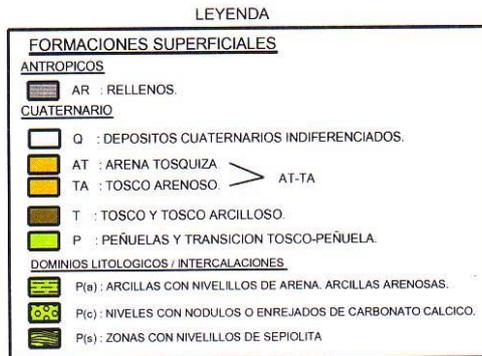


Figura 4.5 – Perfil del cruce con perfil litológico. Escala V: 1/400 H: 1/2000

Una vez ajustado el modelo de elementos finitos se realizó un cálculo mediante el programa ZSOIL, obteniéndose los incrementos de esfuerzos sobre los pilotes que se representan en la figura 4.6.

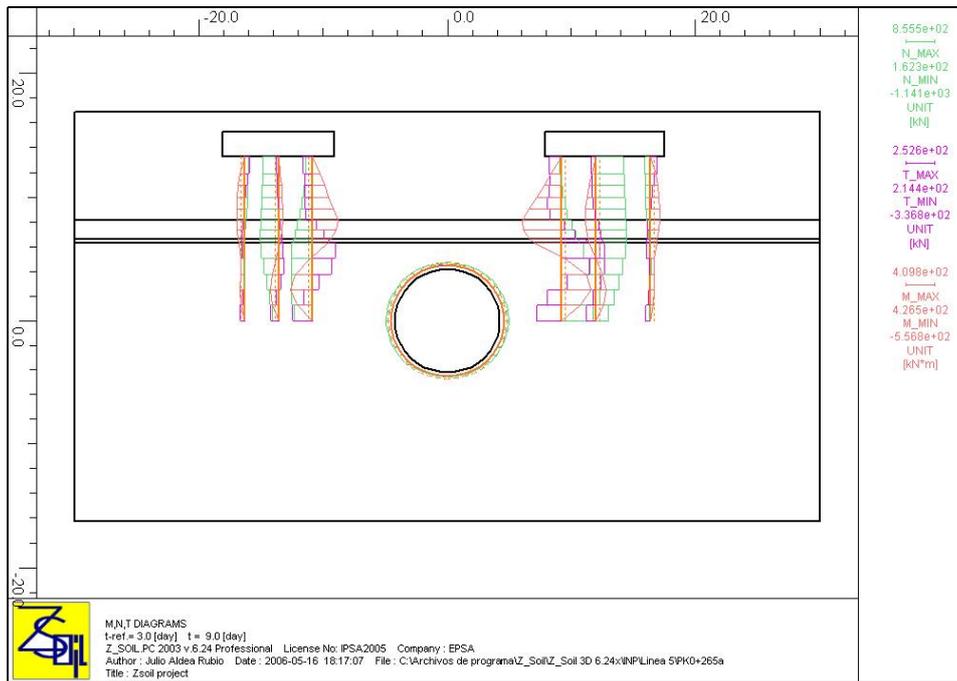


Figura 4.6

Como puede verse, el incremento de momento flector en los pilotes más próximos llegaría a alcanzar un valor de 60 t_{xm}, valor no despreciable pero que sería absorbible por un pilote de diámetro 1200.

Respecto al incremento de deformaciones, en las figuras 4.7 y 4.8 se representa la distribución de desplazamientos verticales y horizontales debidos a la ejecución del túnel.

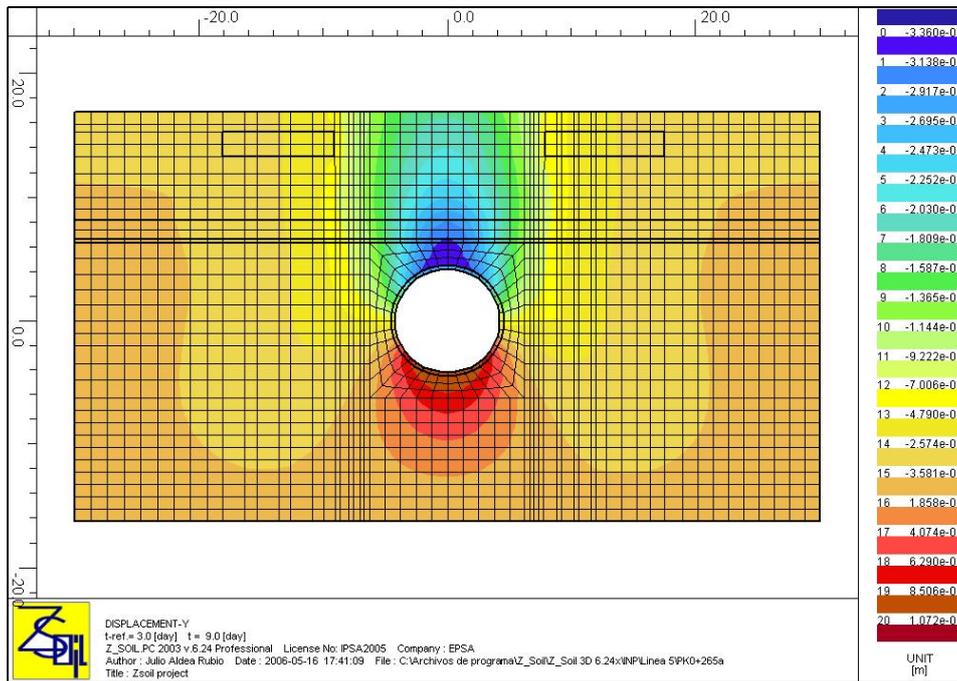


Figura 4.7 – Distribución de desplazamientos verticales por la ejecución del túnel

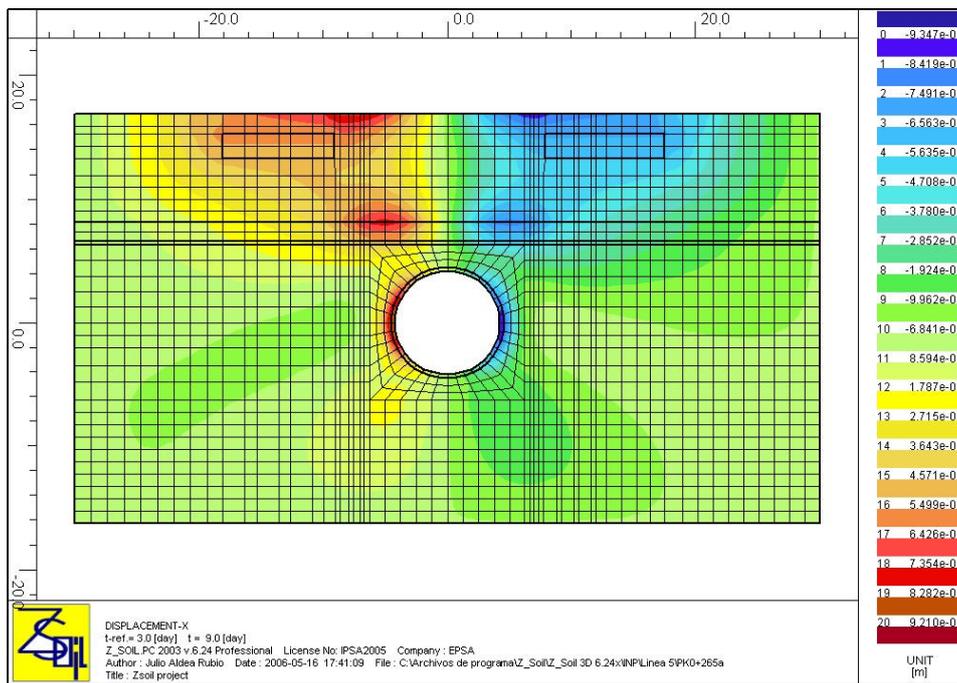


Figura 4.8 - Distribución de desplazamientos horizontales por la ejecución del túnel

Con lo que se tendrían las siguientes conclusiones:

- La excavación del túnel puede inducir un movimiento en la base de la pila del viaducto de la M-40 de 7.5 mm, **lo que debe considerarse inadmisibles**.
- Descenso medio del encepado del orden de 5 mm con giro del mismo de 0.4×10^{-3} Rad.
- La zona en que se produce mayor movimiento horizontal del terreno situado junto a los pilotes correspondería a una profundidad desde la superficie de 4 a 8 m, por lo que en esta zona no puede contarse con la resistencia de fuste, y sí con riesgo de rozamiento negativo.
- El incremento de esfuerzos sobre los pilotes podría considerarse admisible.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se considera necesaria la realización de un tratamiento, consistente en inyecciones de jet grouting para la protección de los pilotes de cimentación de la estructura, y pilotes de mortero protegiendo y rellenando los hastiales del colector de rejillas, tal y como puede verse en la figura 4.9.

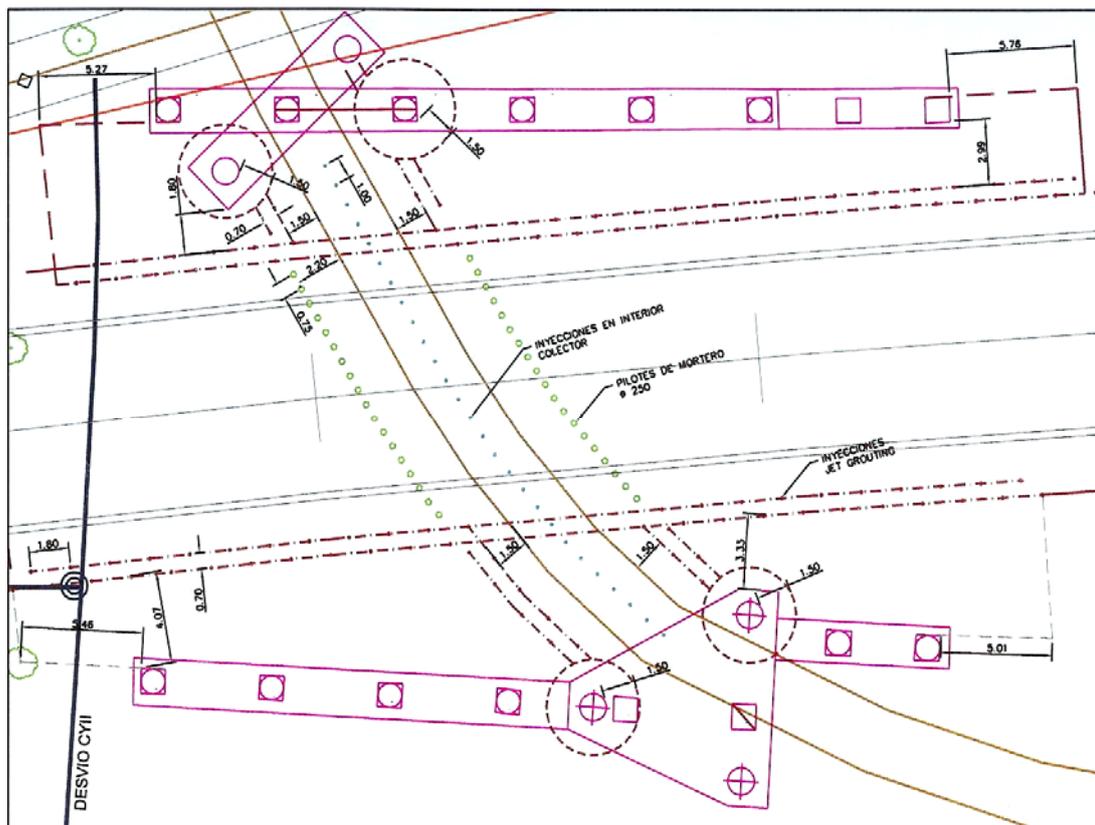


Figura 4.9 – Planta de situación de tratamientos. Escala 1/300

Modelizada la sección con tratamientos, como puede verse en la figura 4.10, se obtuvieron los siguientes resultados:

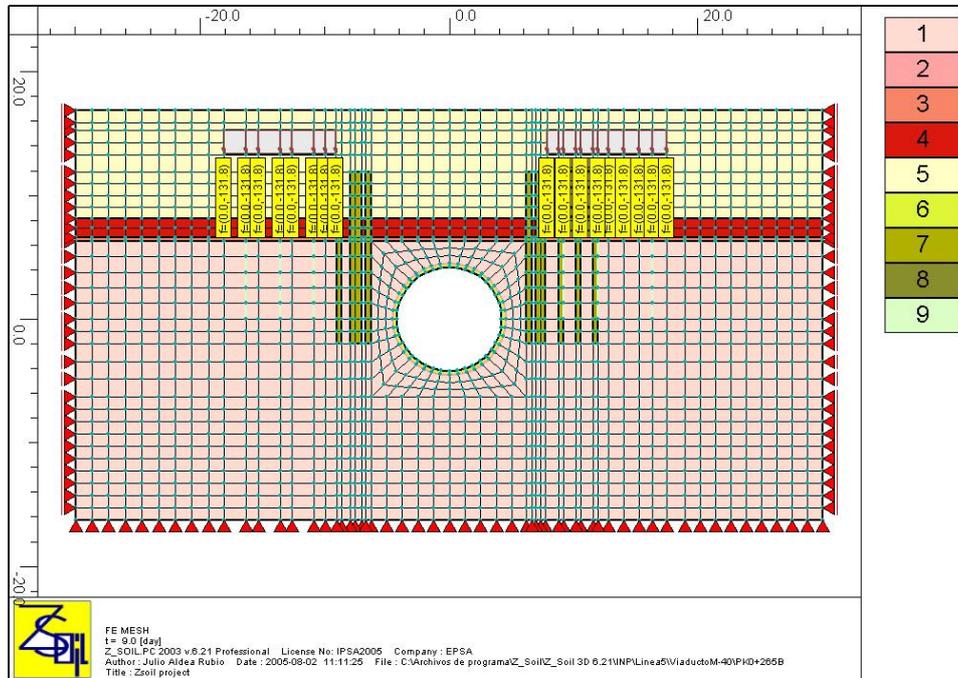


Figura 4.10

- Asiento medio de la cimentación de las pilas de 4 mm
- Desplazamiento horizontal de la cimentación de las pilas de 6.3 mm
- Giro de 0.4×10^{-3} Rad
- Incremento de momento flector en pilote de 23.7 mTn

En la figura 4.11 puede verse la distribución de desplazamientos verticales, en que claramente se observa la disminución de la extensión de la cubeta de subsidencias.

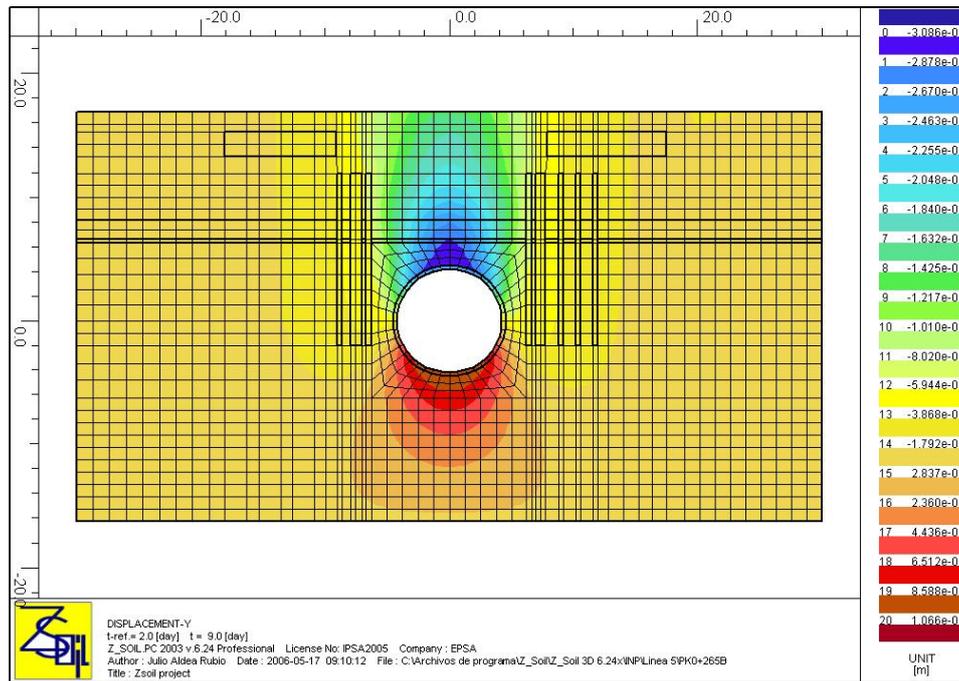


Figura 4.11 – Distribución de desplazamientos verticales con el tratamiento

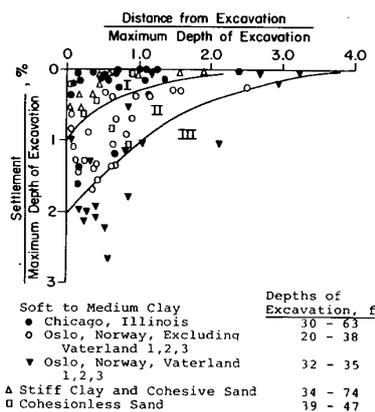
Y por tanto, quedó justificada la efectividad del tratamiento, como luego se comprobó con las medidas realizadas al paso de la tuneladora.

5. ESTIMACIÓN DE SUBSIDENCIAS POR EXCAVACIONES SUPERFICIALES

Aparte de los asentamientos debidos a la ejecución de excavaciones subterráneas, las excavaciones superficiales entre pantallas también provocan movimientos en el trasdós de la misma, y que pueden inducir daños en edificios e instalaciones.

Los movimientos en el terreno del trasdós de la pantalla están resueltos de forma empírica únicamente para los casos más simplificados.

En la figura adjunta puede verse la figura clásica de Peck, 1969, sobre los criterios esperables de los descensos del terreno del trasdós de una **pantalla en ménsula**.



Zona I. Arena y arcilla blanda a dura.

Zona II. Arcilla blanda a muy blanda.

Zona III. Arcilla blanda a muy blanda por debajo del fondo de excavación.

Fig. 1.- Asientos en zonas contiguas a pantallas. Peck 1969.

Posteriormente, Clough et al, 1989, analizaron los asentamientos en el caso de pantallas apoyadas en cabeza en terreno arcilloso.

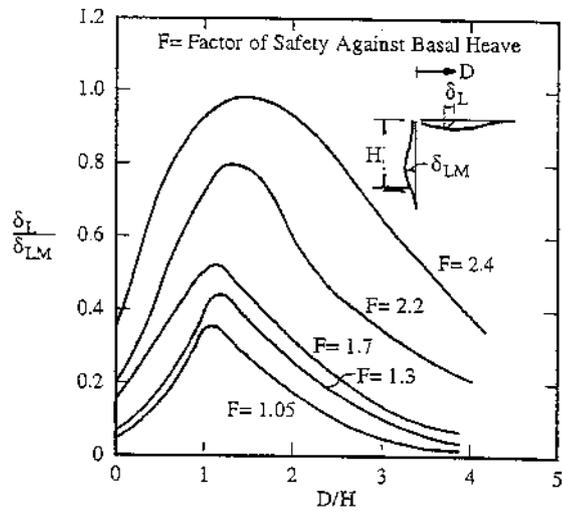


Figure 7.5. Lateral surface movement profiles behind retaining walls in clay (after Clough et al., 1989).

Goldberg et al., 1976, estudió los asentamientos del terreno del trasdós en el caso de arenas y pantalla apoyada en cabeza.

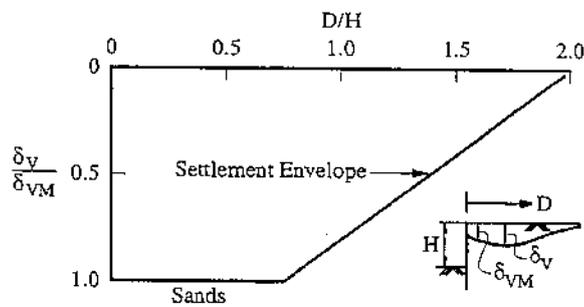


Figure 7.6. Settlement envelopes behind retaining walls in sand (after Goldberg, et al., 1976).

También, Clough et al., 1989, analizaron las máximas deformaciones de la pantalla en función de la separación entre acodalamientos. Sin embargo, no es tan evidente como puede en este caso pasarse de la máxima deformación de la pantalla al descenso o movimiento horizontal del terreno en el trasdós de la misma.

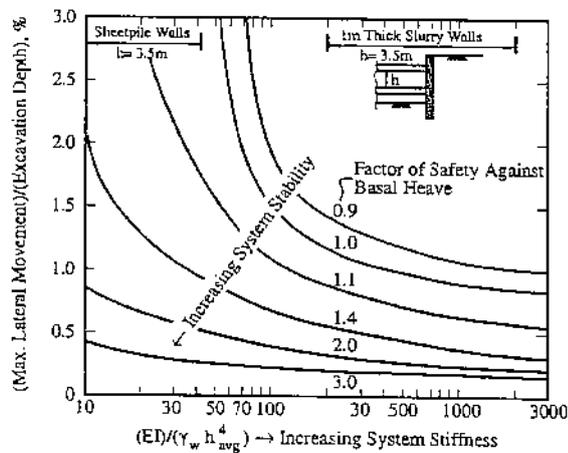
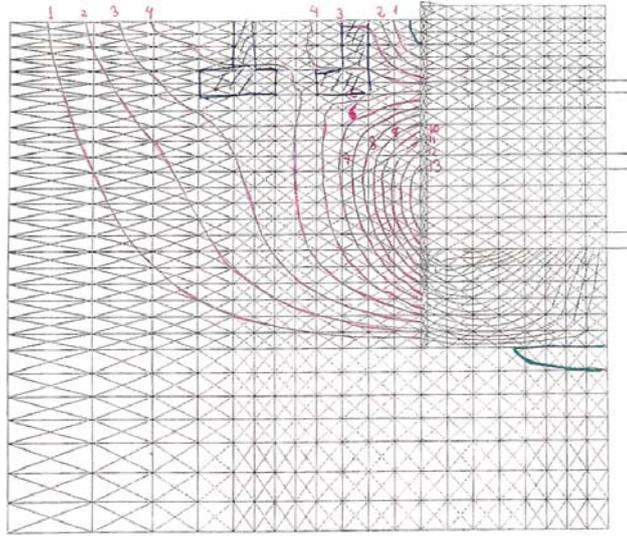


Figure 7.3. Design chart for estimating maximum lateral wall movements (after Clough et al., 1989).

La solución, por tanto, para la obtención de los desplazamientos del terreno del trasdós de la pantalla es más compleja, ya que va a depender no sólo de la naturaleza del terreno, sino también de los niveles de acodamiento de la estructura de contención.

En los casos en que no pueda realizarse esta estimación, según los gráficos simplificados anteriores, puede recurrirse al empleo de elementos finitos, que permiten obtener los desplazamientos tanto horizontales como verticales en el terreno del trasdós de la pantalla, y cuyos resultados se ha comprobado que pueden ajustarse a los valores medidos (tramo Leganés-Móstoles de Metrosur), siempre que se considere terreno anisótropo, que permite diferenciar entre los módulos de rigidez en extensión y compresión.

En la figura adjunta puede verse un esquema de desplazamientos horizontales en el terreno del trasdós de la pantalla con acodamiento definitivo en cabeza mediante la losa de cubierta empotrada en las pantallas.



6. BIBLIOGRAFÍA

- Pedro Ramirez Rodríguez “*Representaciones gráficas de subsidencias en túneles urbanos*” Ingeo Túneles – volumen 11. Capítulo 14.
- T.I. Addenbrooke y D.M. Potts “*Interacción entre túneles gemelos: efectos subterráneos y superficiales*” Ingeo Túneles – volumen 9. Capítulo 7.
- Eric Leca, Yann Leblais y Kari Kunhnenn “*Obras subterráneas en suelos y construcción de túneles en roca débil*” Ingeo Túneles – volumen 7. Capítulo 9.
- Kitiyodom P., T. Masumoto y K. Kawaguchi (2006) “*Analyses of pile foundations subjected to ground movements induced by tunneling*” Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Bakker y otros, Taylor & Francis Group, Londres.
- Oteo C.S., M. Arnáiz J. Trabada, M. Melis y F. Mendaña (2000) “*Experiences in the subsidence problems in Madrid Subway extension*” Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Kusakabe, Fujita y Miyazaki, Balkema, Londres.
- Pang C.H., K.Y. Yong y Y.K. Chow (2006) “*The response of pile foundations subjected to shield tunneling*” Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Bakker y otros, Taylor & Francis Group, Londres.
- Surjadinata J., J.P. Carter, T.S. Hull y H.G. Poulos (2006) “*Analysis of effects of tunnelling on single piles Geotechnical*” Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Bakker y otros, Taylor & Francis Group, Londres.