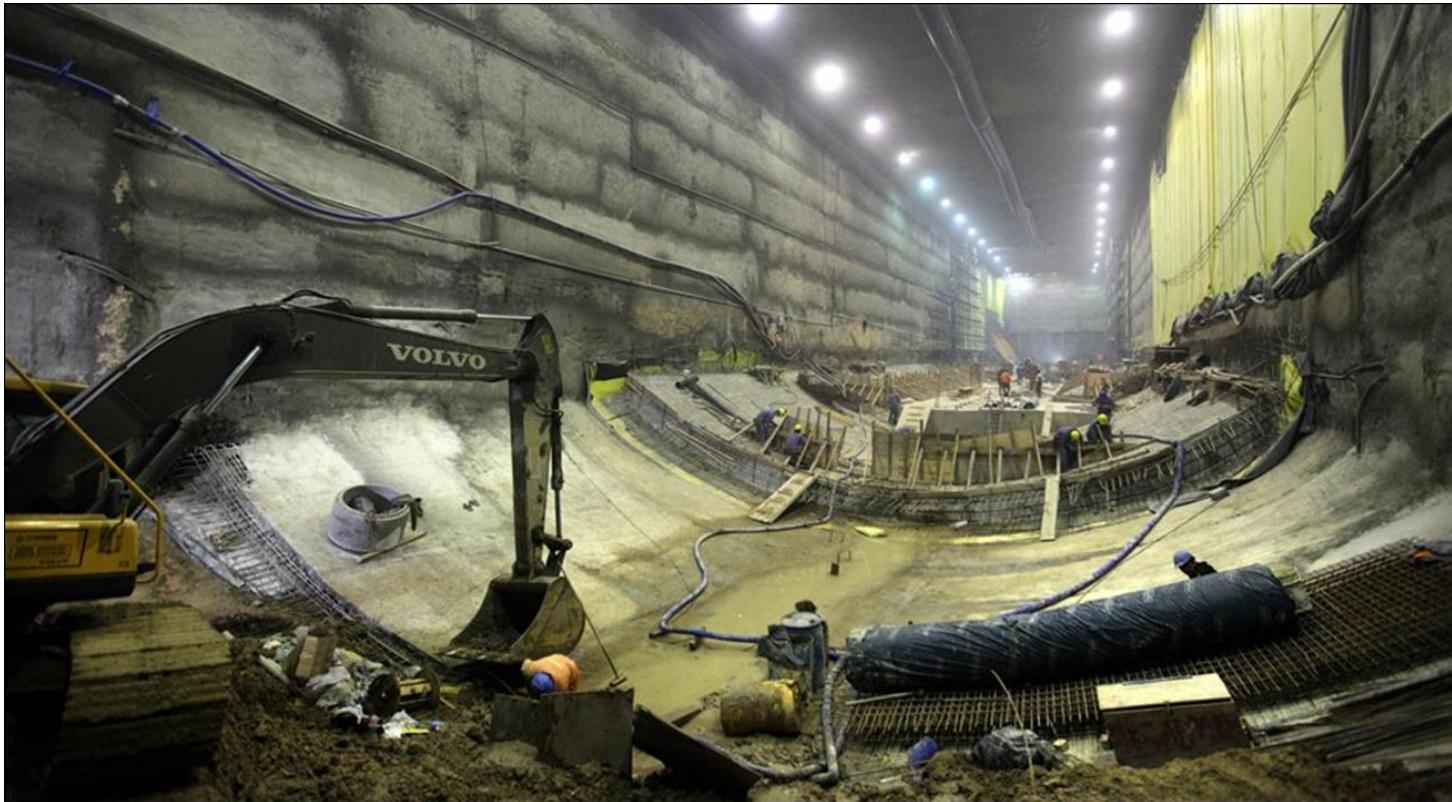


Excavaciones urbanas

Introducción



Interacción Terreno Estructura I
Especialización en Ingeniería Geotécnica

Definición conceptual de una excavación

Excavar: Quitar de una cosa sólida parte de su masa o grueso, haciendo hoyo o cavidad en ella (DRAE)

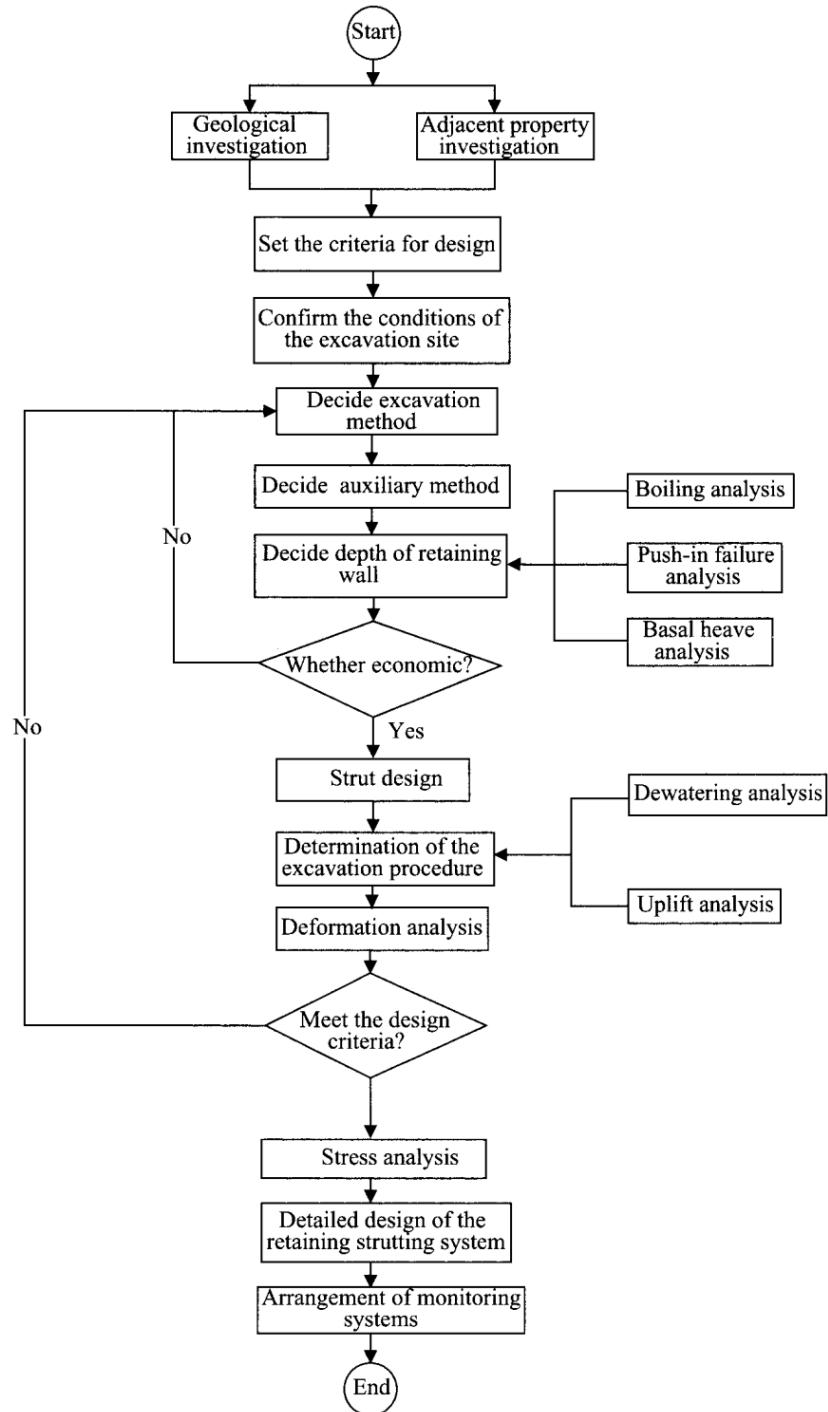
El problema de las excavaciones es garantizar la estabilidad del sólido que queda (el terreno circundante)



Excavaciones urbanas

Diseñar una excavación implica definir y diseñar:

- Campaña geotécnica
- Sistema de sostenimiento
- Sistema de apuntalamientos
- Sistema de manejo de aguas
- Procedimiento constructivo
- Sistemas de auscultación y planes de contingencia

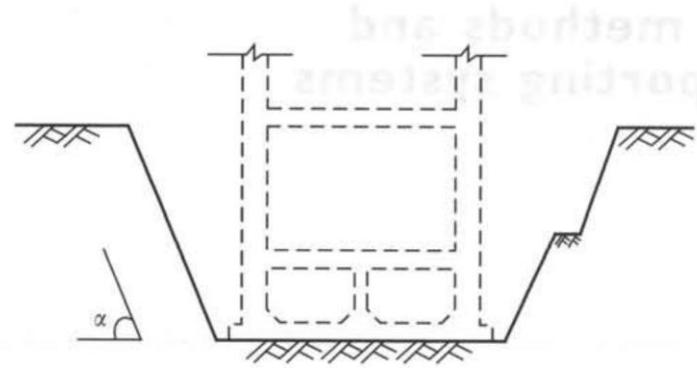


Contenido

- **Introducción**
 - **Sostenimiento típico para excavaciones urbanas**
 - Comportamiento del terreno durante la excavación
 - Criterios de daño
 - Algunos ejemplos
 - Conclusiones y recomendaciones

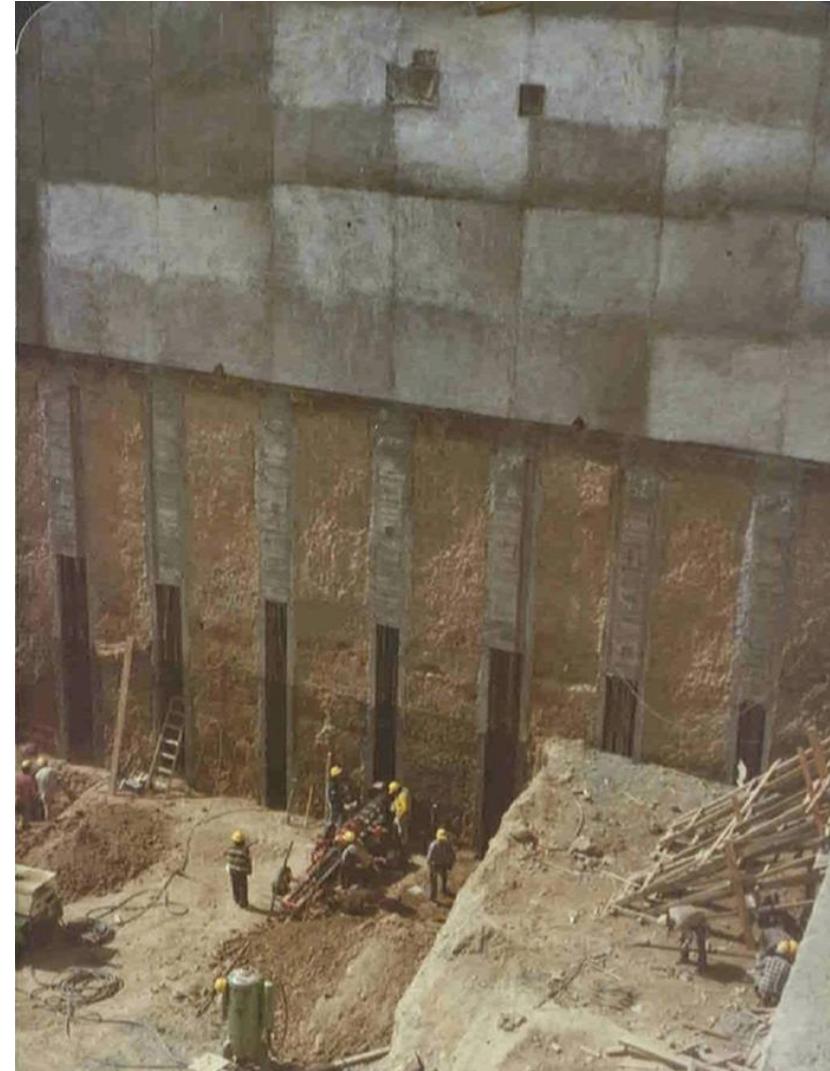
Sostenimientos típicos para excavaciones profundas

- Taludes
 - Siempre la opción mas económica si el problema lo permite.



Sostenimientos típicos para excavaciones profundas

- Taludes
- Anclajes pasivos
 - Solución de baja tecnología, económica y rápida pero pobre control de deformaciones.



Sostenimientos típicos para excavaciones profundas

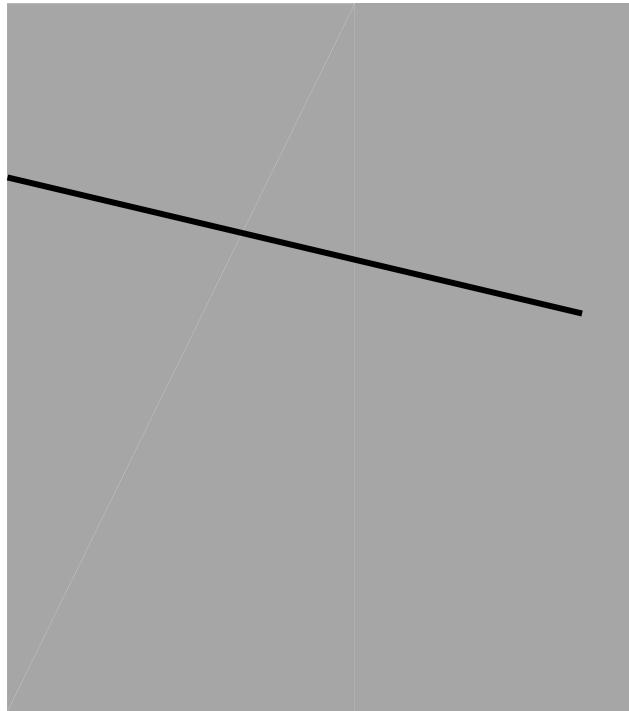
- Taludes
- Anclajes pasivos
- Anclajes activos
 - Solución con mayor control de deformaciones laterales.



Anclajes pasivos vs anclajes activos

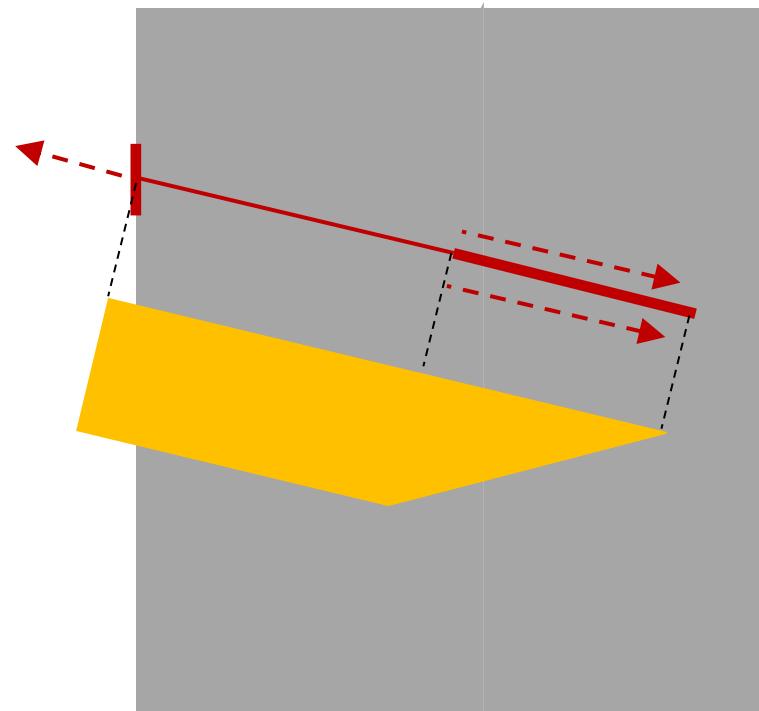
Anclaje pasivo

- No tiene carga cuando se instala.



Anclaje activo

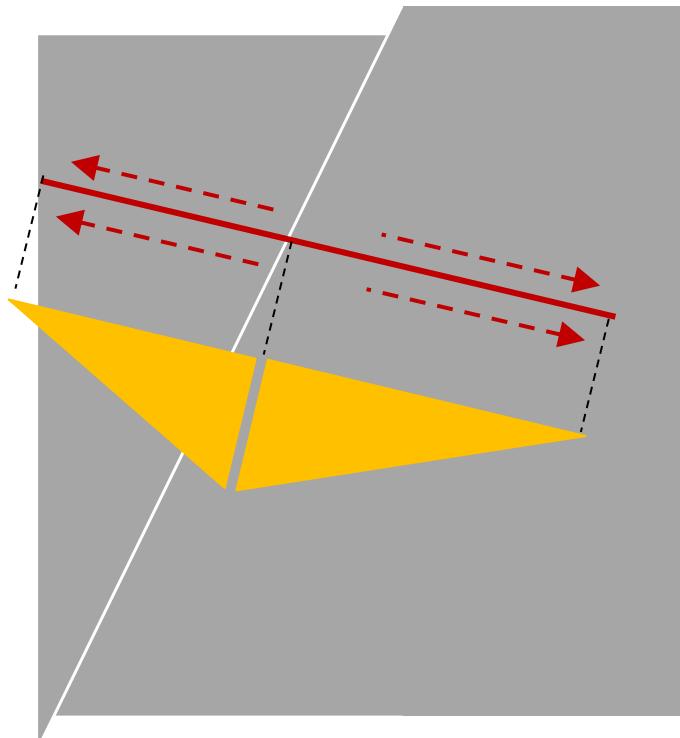
- Tiene carga en el momento que se instala.



Anclajes pasivos vs anclajes activos

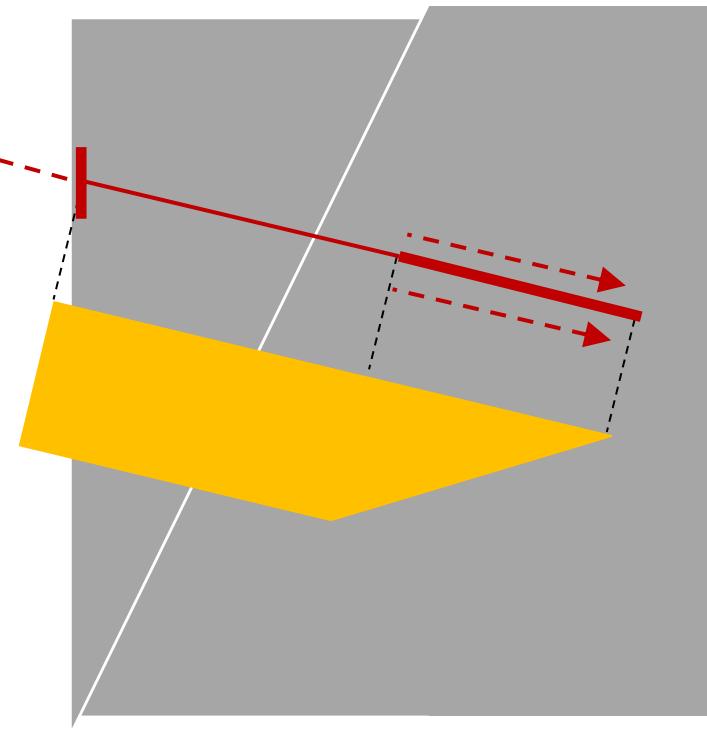
Anclaje pasivo

- Carga crece linealmente con la deformación del terreno.



Anclaje activo

- Carga crece poco con la deformación.



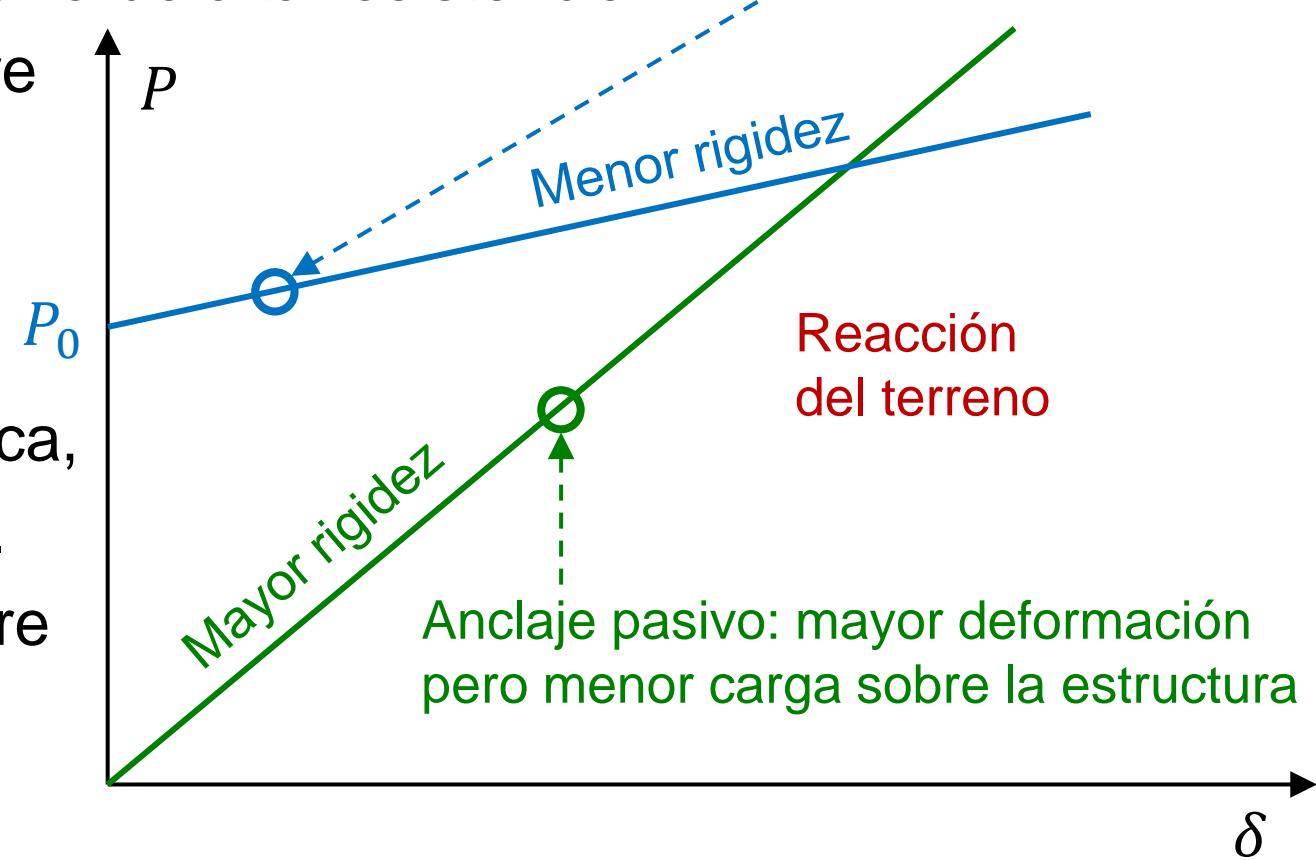
Anclajes pasivos vs anclajes activos

Anclajes activos

- Material: cable o barra de alta resistencia.
- Tienen longitud libre
- Tienen baja rigidez
- $P_0 \approx 65\% P_{max}$

Anclajes pasivos

- Material: barra, placa, hélice de acero dúctil.
- No tienen long. Libre
- Tienen alta rigidez
- $P_0 \approx 0 kN$



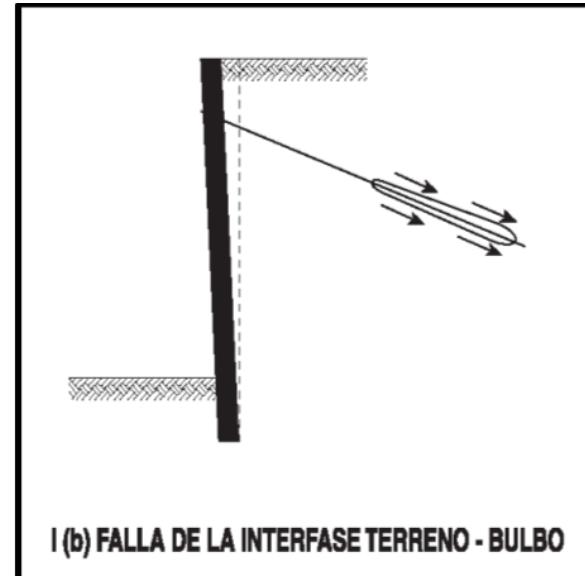
Verificaciones necesarias



I (a) FALLA POR TENSION EN EL TENDON



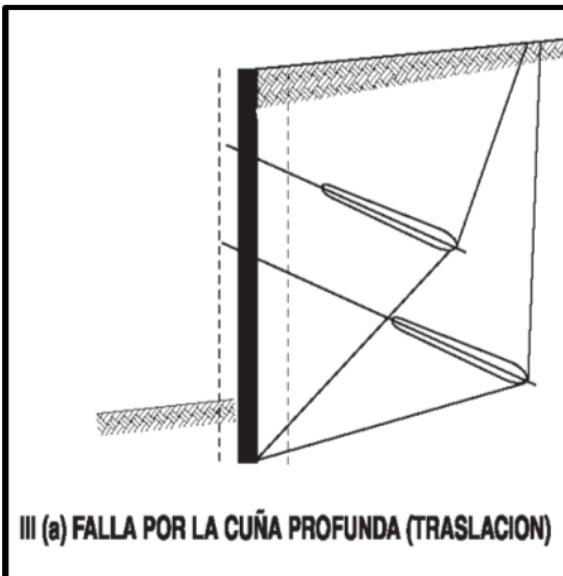
I (c) FALLA DE LA INTERFASE LECHADA - TENDON



I (b) FALLA DE LA INTERFASE TERRENO - BULBO



I (d) FALLA DEL SUELO POR DELANTE DEL ANCLAJE



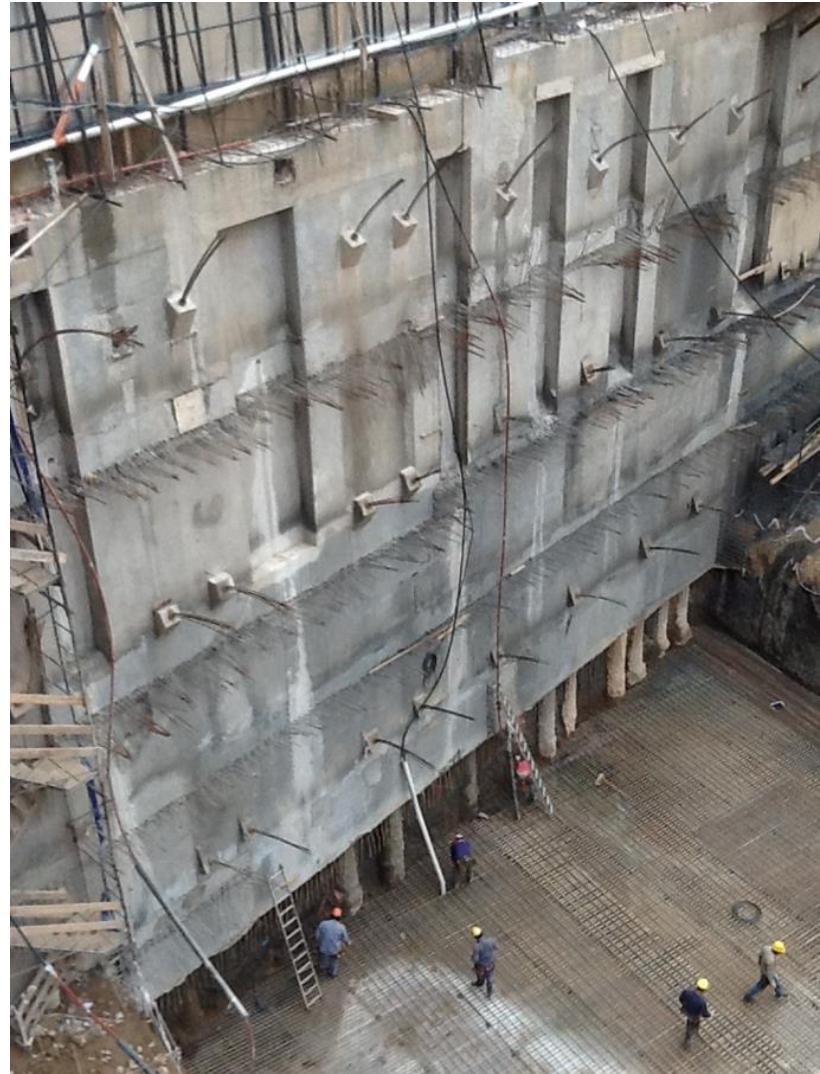
III (a) FALLA POR LA CUÑA PROFUNDA (TRASLACION)



III (b) FALLA GLOBAL POR ROTACION

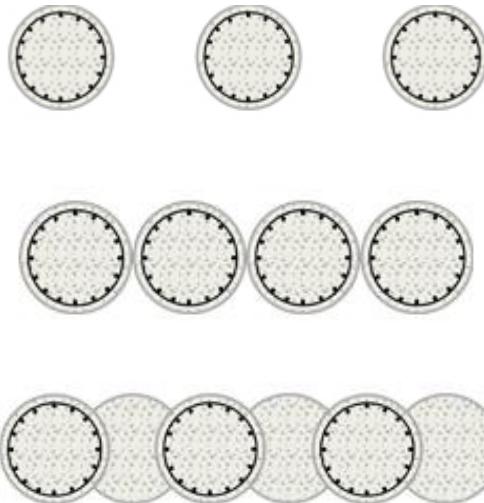
Sostenimientos típicos para excavaciones profundas

- Taludes
- Anclajes pasivos
- Anclajes activos
- Pantalla de pilotes
 - Buena solución, acelera excavación y reduce la cantidad de anclajes.



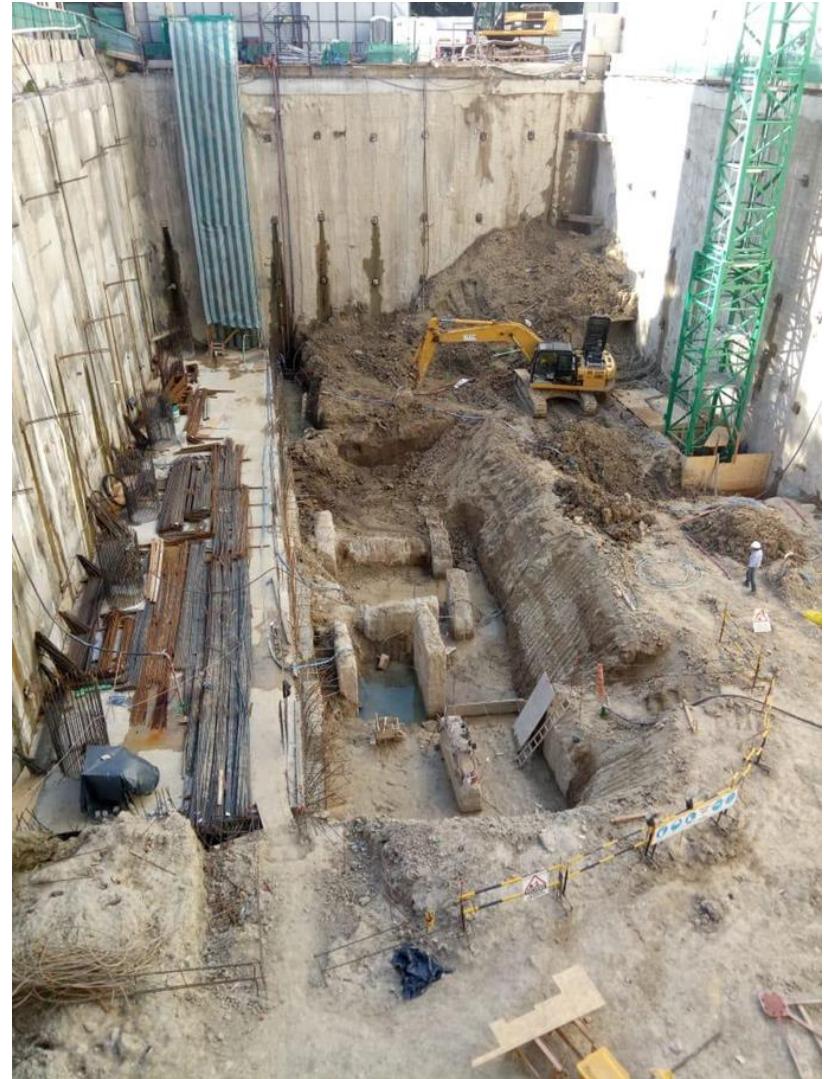
Pantalla de pilotes

- Pantalla discontinua de pilotes
- Pantalla de pilotes tangentes
- Pantalla de pilotes secantes (Duro – Blando)



Sostenimientos típicos para excavaciones profundas

- Taludes
- Anclajes pasivos
- Anclajes activos
- Pantalla de pilotes
- Muros colados
 - Buena solución, permite menos anclajes mas robustos.





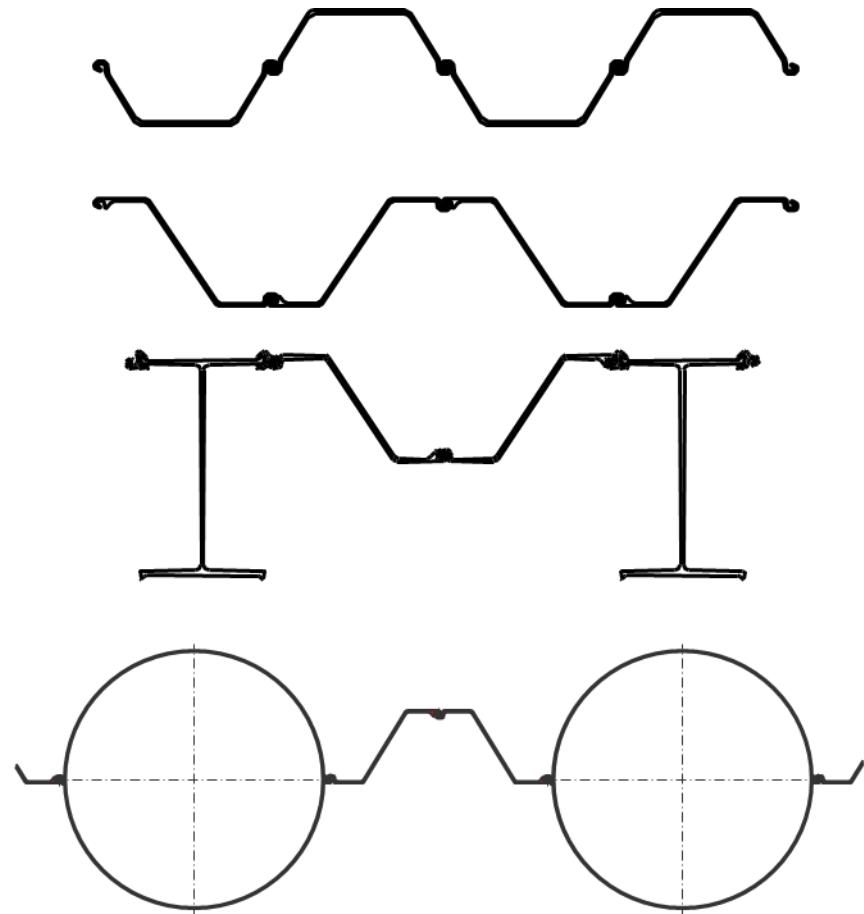
Sostenimientos típicos para excavaciones profundas

- Taludes
- Anclajes pasivos
- Anclajes activos
- Pantalla de pilotes
- Muros colados
- Tablestacas
 - Buena solución para excavaciones temporarias lineales.



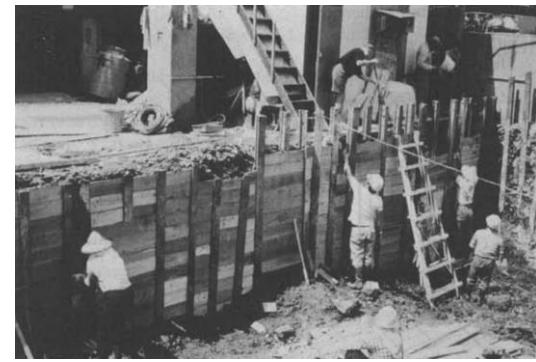
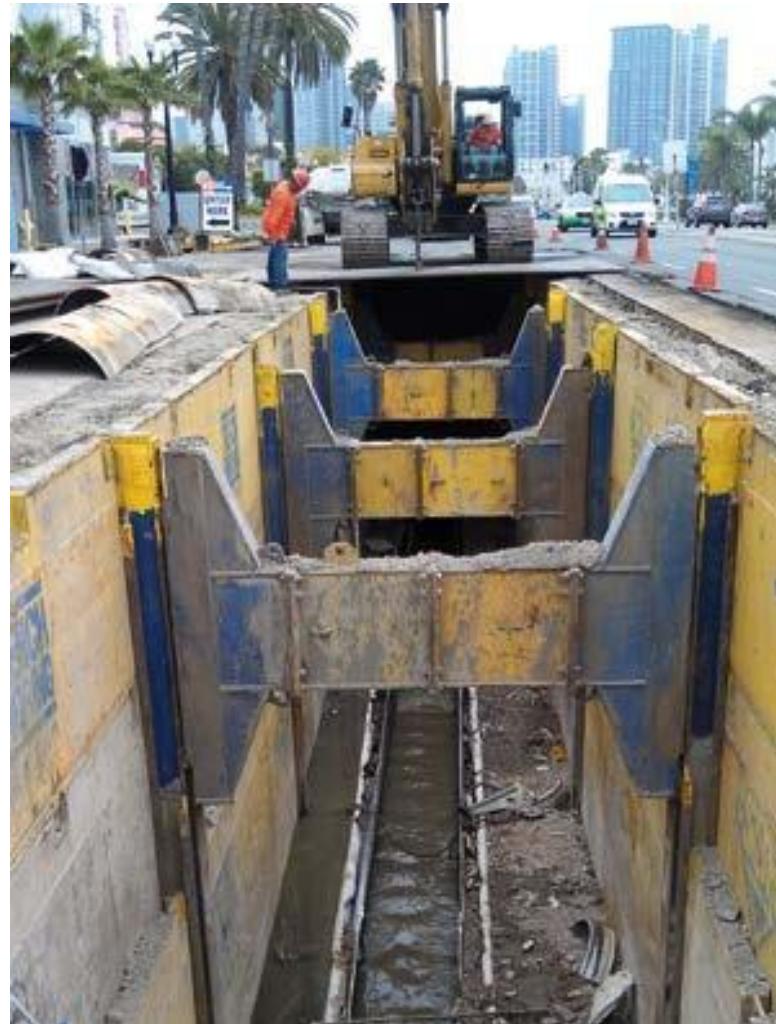
Sostenimientos típicos para excavaciones profundas

- Taludes
- Anclajes pasivos
- Anclajes activos
- Pantalla de pilotes
- Muros colados
- Tablestacas
 - Buena solución para excavaciones temporarias lineales.



Sostenimientos típicos para excavaciones profundas

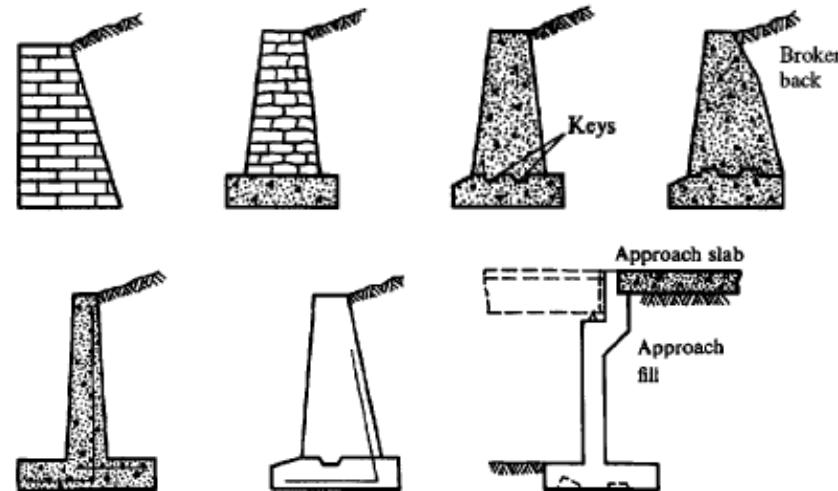
- Taludes
- Anclajes pasivos
- Anclajes activos
- Pantalla de pilotes
- Muros colados
- Tablestacas
- Monocodales
 - Buena solución para excavaciones temporarias lineales.



Estructuras de contención para rellenos

Pasivas: Resisten el empuje por su peso propio y el peso del terreno que sostienen

- Muros de gravedad
- Muros cantilever



Activas: Refuerzan el terreno para que éste se sostenga a si mismo

- Tierra armada
- Muros de geosintéticos



Sistemas de sostenimiento instalados antes de la excavación

Los sistemas más seguros se instalan antes de la excavación, con/sin abatimiento de napa

- Sostenimiento continuo
 - Muros colados / premoldeados
 - Tablestacas
- Sostenimiento discontinuo
 - Pilas/pilotes anclados
 - Muro berlínés

Excepto por las tablestacas (no aptas para suelos duros) estos sistemas sirven para cualquier terreno



Sistemas de sostenimiento instalados antes de la excavación

Los sistemas más seguros se instalan antes de la excavación, con/sin abatimiento de napa

- Sostenimiento continuo
 - Muros colados / premoldeados
 - Tablestacas
- Sostenimiento discontinuo
 - Pilas/pilotes anclados
 - Muro berlínés

Excepto por las tablestacas (no aptas para suelos duros) estos sistemas sirven para cualquier terreno



Sistemas de sostenimiento instalados durante la excavación

Algunos suelos (de grano fino – cementados) permiten la ejecución del sostenimiento junto con la excavación

- *Soil-nailing*
- Anclajes activos/pasivos
- Puntales

Estos sistemas exigen

- Abatimiento de la napa
- Cementación y/o succión que sostenga el terreno hasta que se instale el sostenimiento



El problema de las excavaciones

- El problema de las excavaciones es ejecutarlas manteniendo las tensiones del terreno circundante dentro del rango admisible.
- El método de sostenimiento de una excavaciones depende del tipo de suelo, del tamaño de la excavación y de las estructuras vecinas.
- Para casos simples pueden utilizarse los métodos analíticos presentes en la literatura. Para casos mas complejos, se requieren análisis mas sofisticados de interacción terreno – estructura.

Condicionantes de diseño

- Estabilidad en todas las etapas
- Logística de construcción
(rampas, puntos de extracción)
- Impacto en los vecinos
(asentamientos..)
- Impacto en la propia obra
(interferencias..)

Con estos condicionantes se diseña la secuencia constructiva y el sistema de sostenimiento

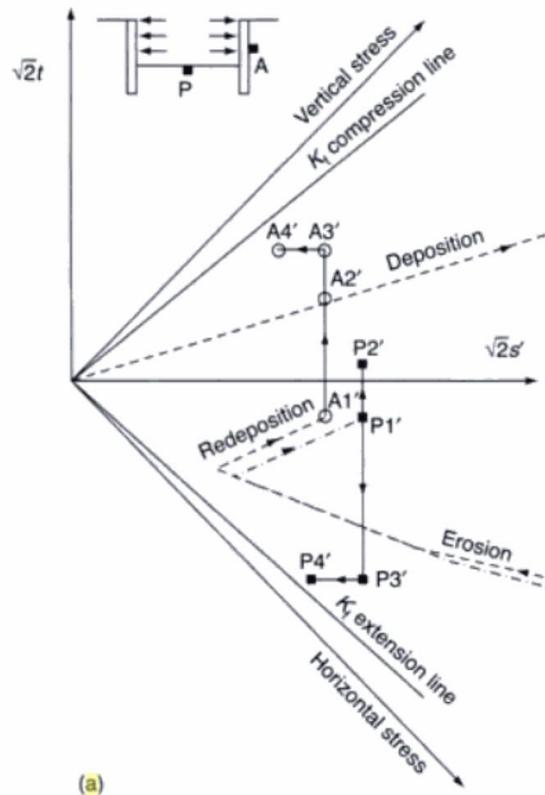
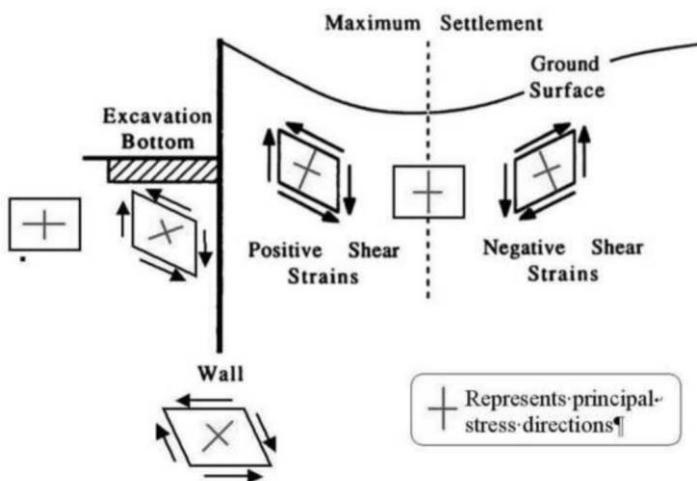


Contenido

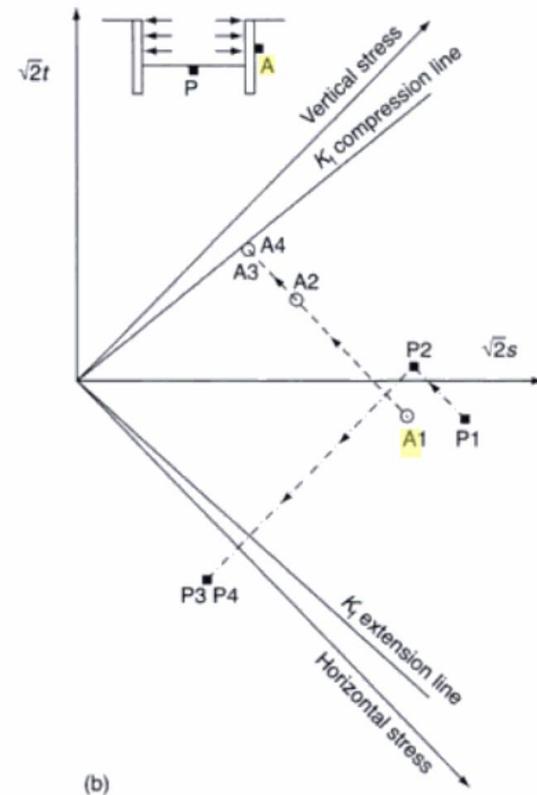
- **Introducción**
 - Sostenimiento típico para excavaciones urbanas
 - **Comportamiento del terreno durante la excavación**
 - Criterios de daño
 - Algunos ejemplos
 - Conclusiones y recomendaciones

Comportamiento del terreno en las cercanías de la excavación

- Estado tensional inicial
- Método constructivo
- Tipo de sistema de contención
- Profundidad de la excavación



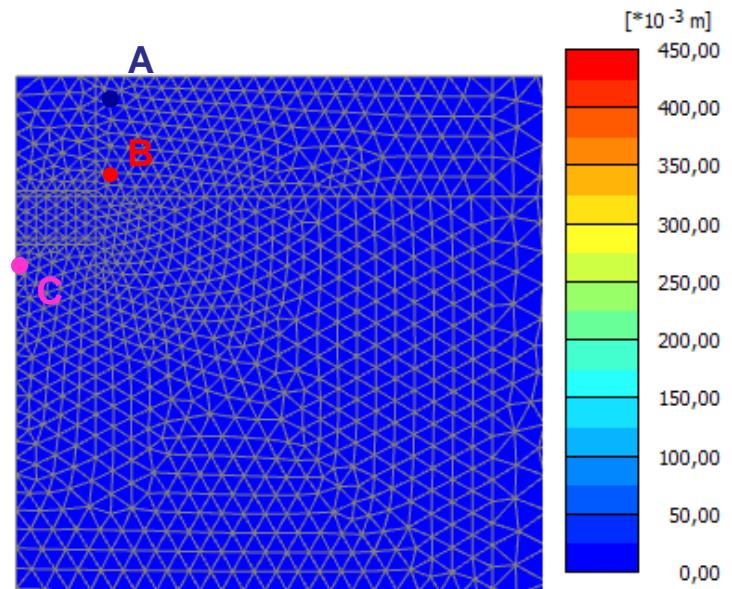
(a)



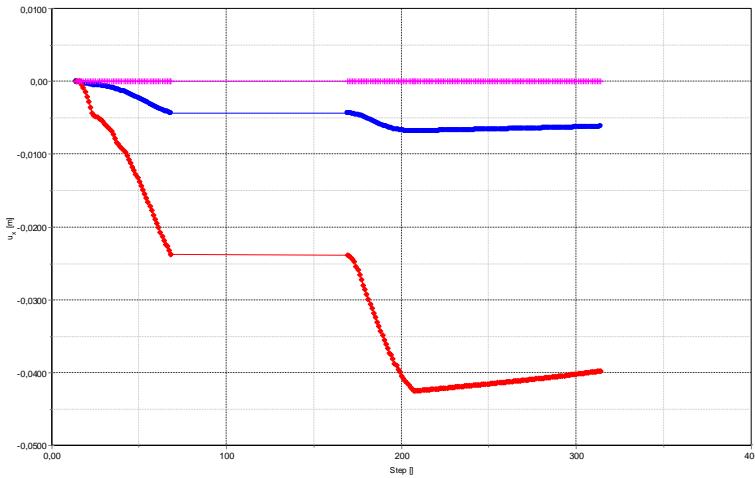
(b)

Ejemplo en excavación con tablestacas

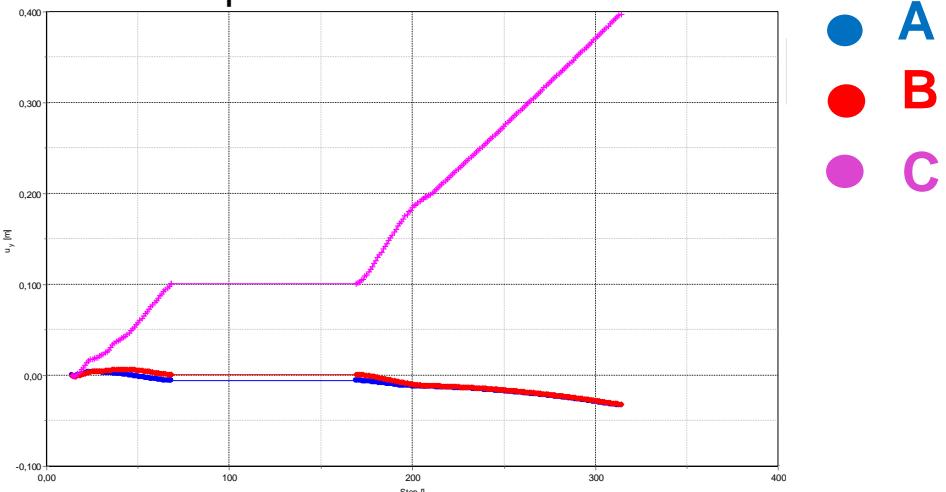
- El comportamiento de la excavación depende:
 - Rígidez de la tablestaca
 - Procedimiento constructivo



Desplazamientos horizontales

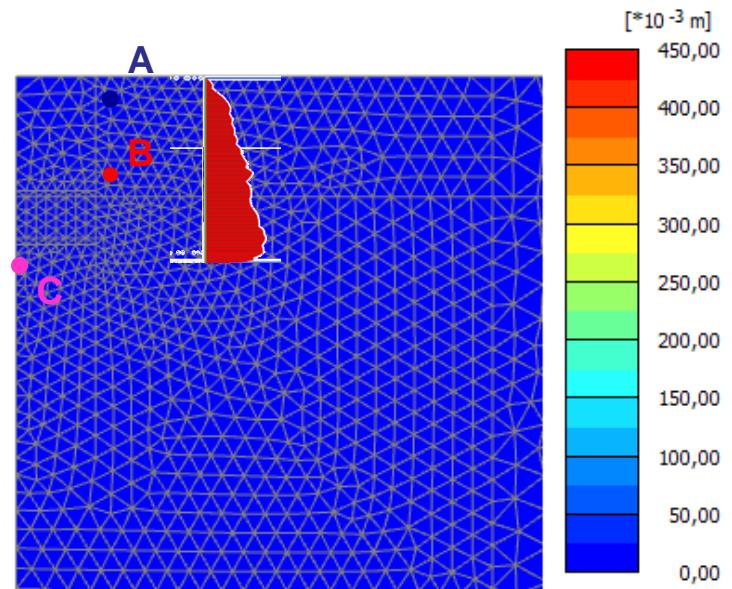


Desplazamientos verticales

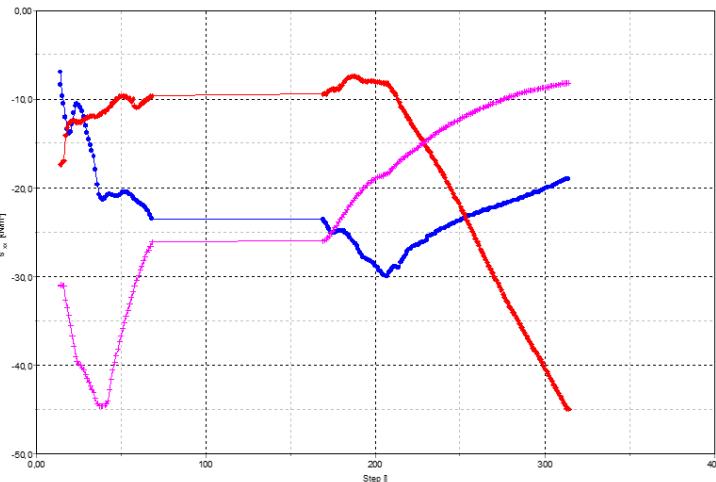


Ejemplo en excavación con tablestacas

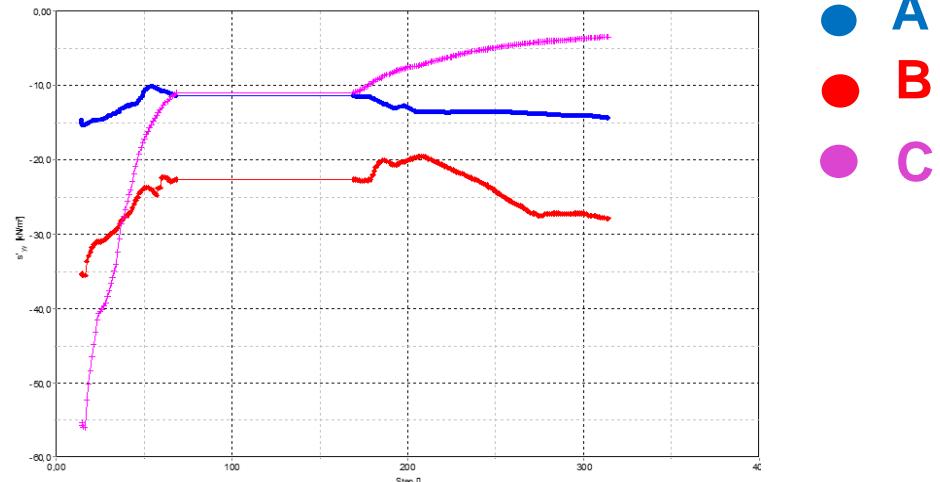
- El comportamiento de la excavación depende:
 - Rígidez de la tablestaca
 - Procedimiento constructivo



Tensiones (efectivas) horizontales

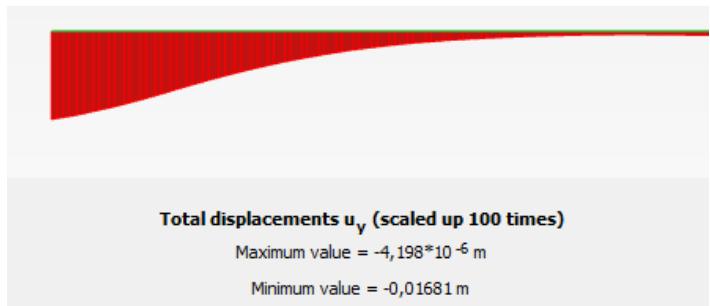
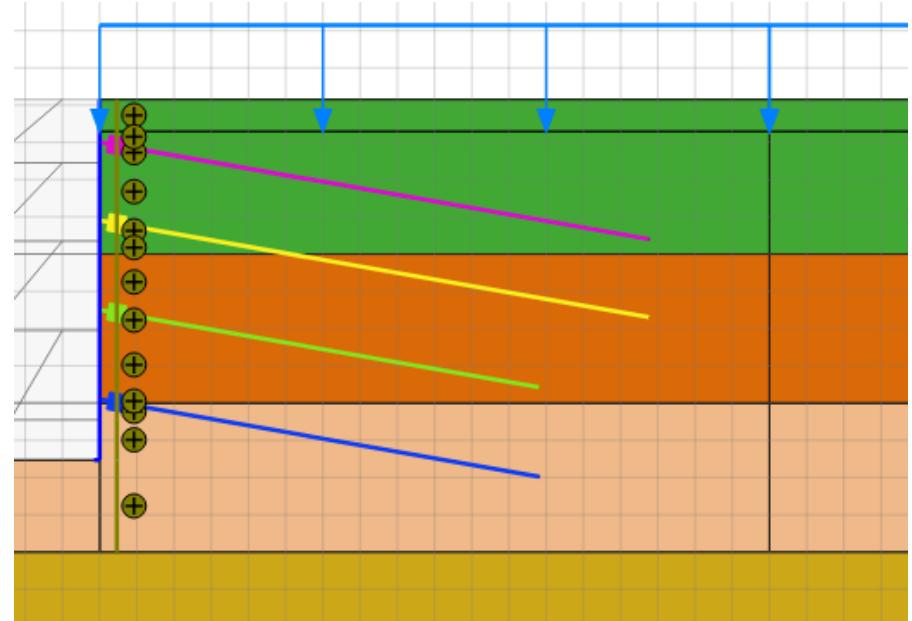
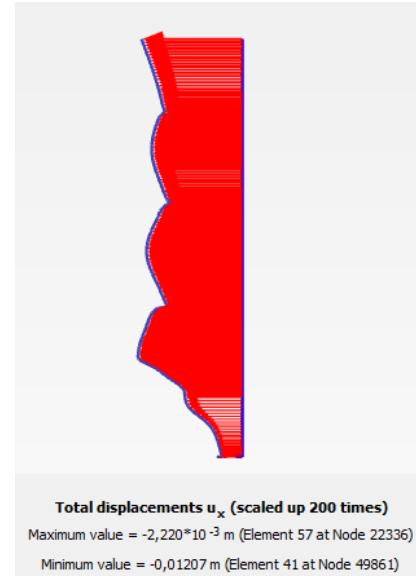
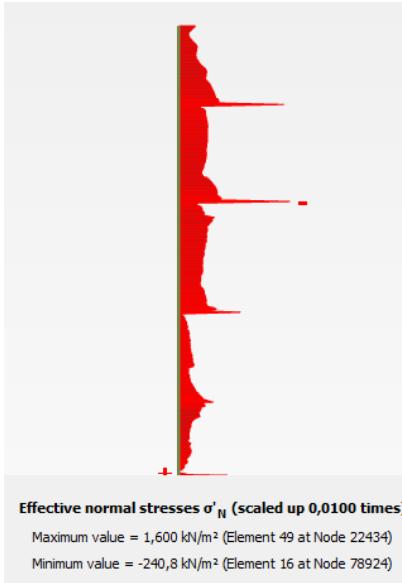


Tensiones (efectivas) verticales



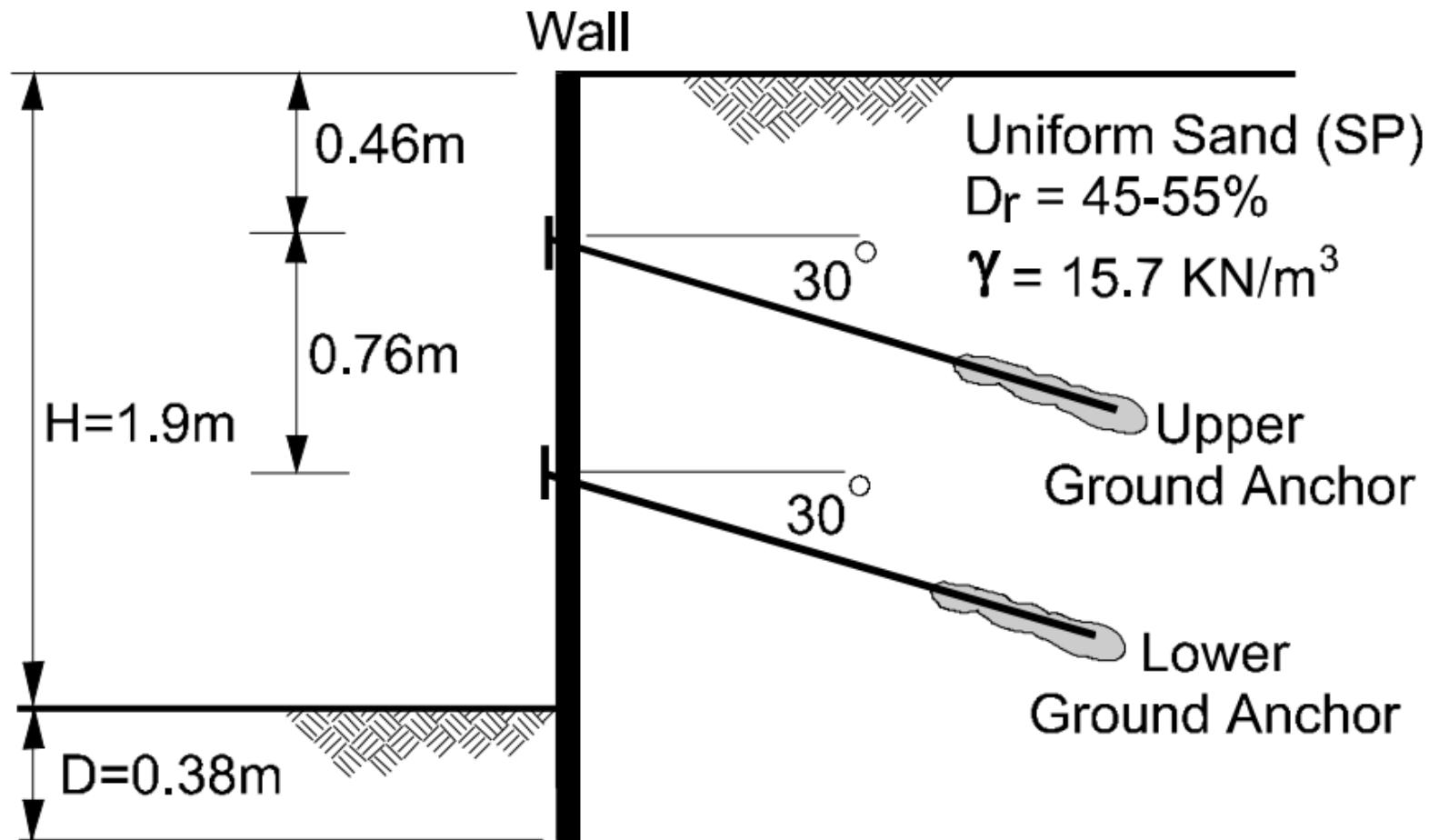
Ejemplo con pantallas ancladas

- El empuje sobre la pantalla depende de la ubicación, rigidez de los anclajes y desplazamientos de la pantalla.



Ejemplo

Excavaciones ancladas

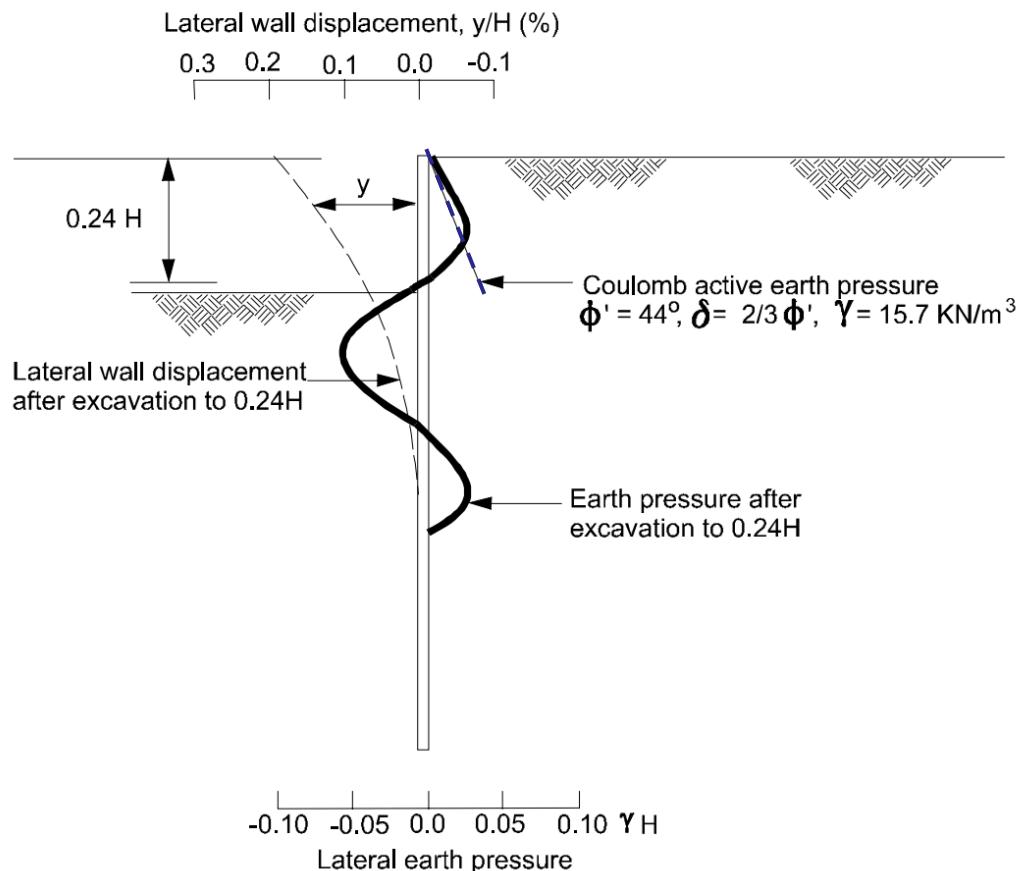


Ejemplo

Excavaciones ancladas

1. Etapa 1. Voladizo

Las presiones pueden asimilarse a las obtenidas mediante la cuña activa de Coulomb.



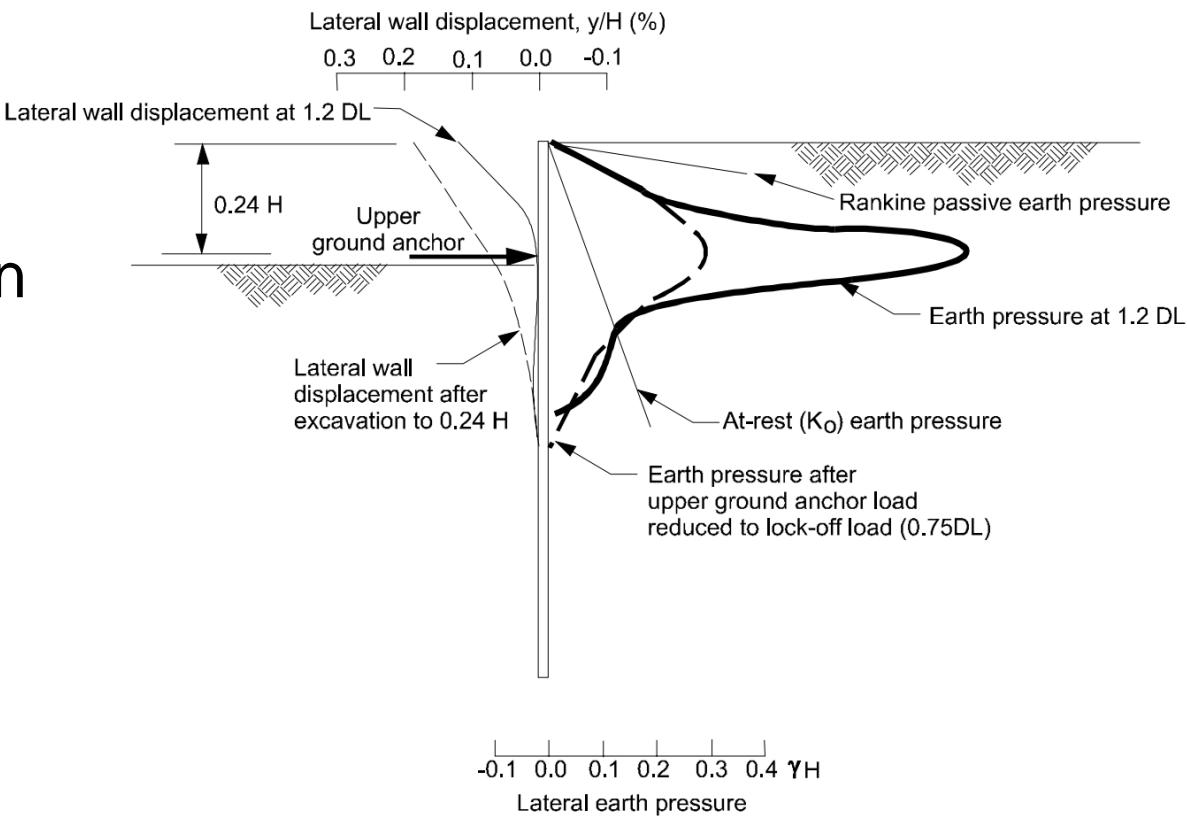
Ejemplo

Excavaciones ancladas

1. Etapa 1. Voladizo

2. Etapa 2. Anclajes.

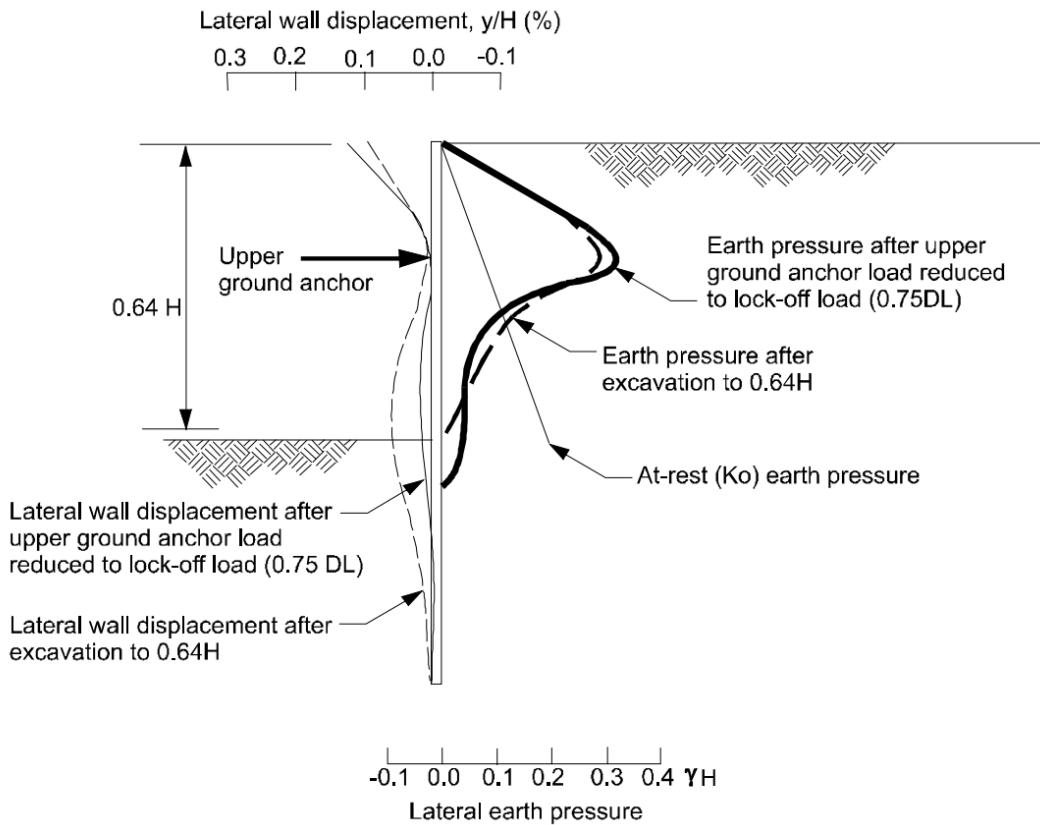
La carga en el anclaje provoca un aumento en las presiones laterales asimilándolas incluso a la presión pasiva.



Ejemplo

Excavaciones ancladas

1. Etapa 1. Voladizo
 2. Etapa 2. Anclajes
 - 3. Etapa 3. Excavación.**
- La deformación de la pantalla bajo el anclaje provoca una redistribución de la presión del terreno.

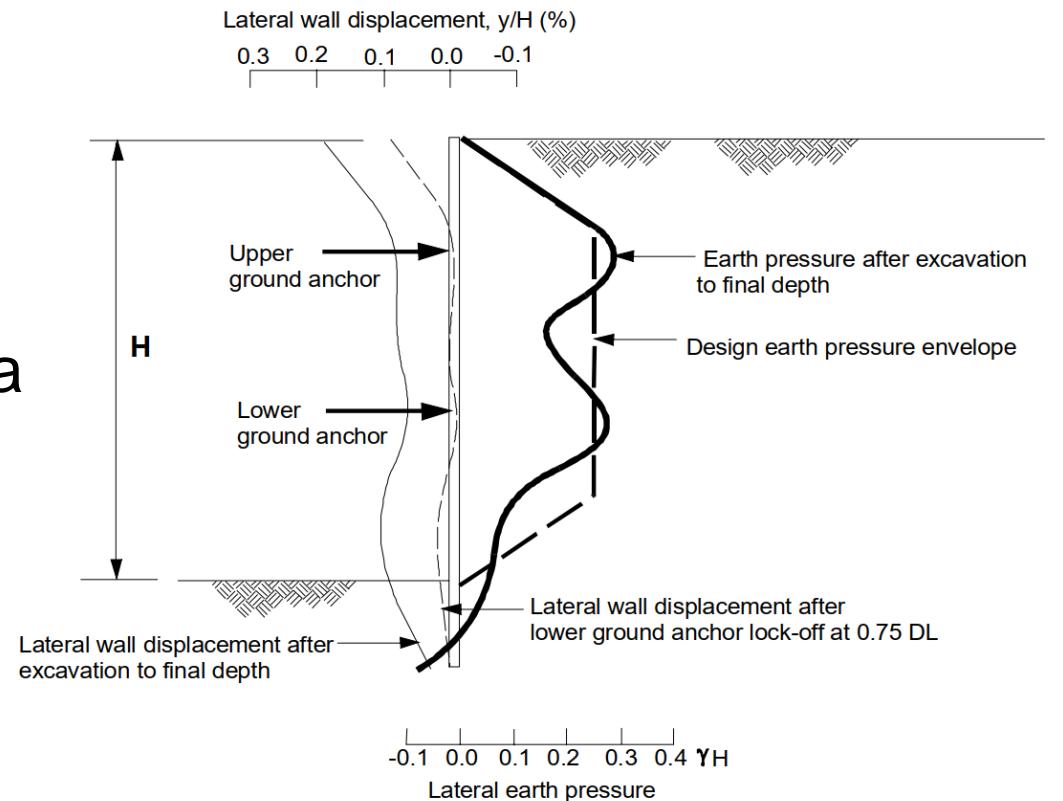


Ejemplo

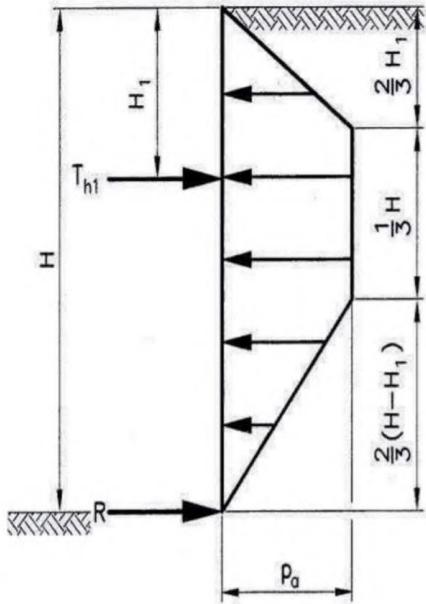
Excavaciones ancladas

1. Etapa 1. Voladizo
2. Etapa 2. Anclajes
3. Etapa 3. Excavación
4. **Etapa 4. Anclajes**

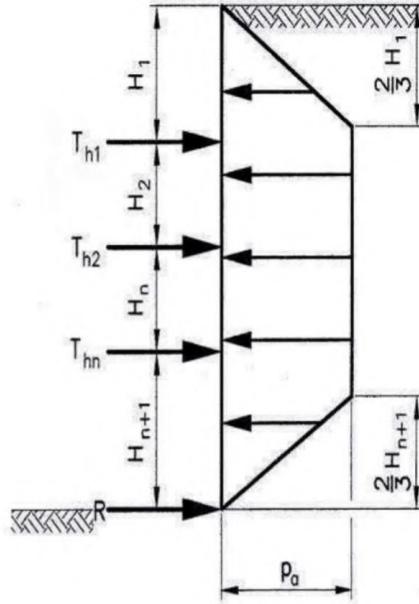
El anclaje inferior provoca un efecto similar al provocado por el anclaje superior en la etapa 2.



Diagramas propuestos por ASSHTO para pantallas ancladas



(a) Wall with one level
of ground anchors



(b) Walls with multiple levels
of ground anchors

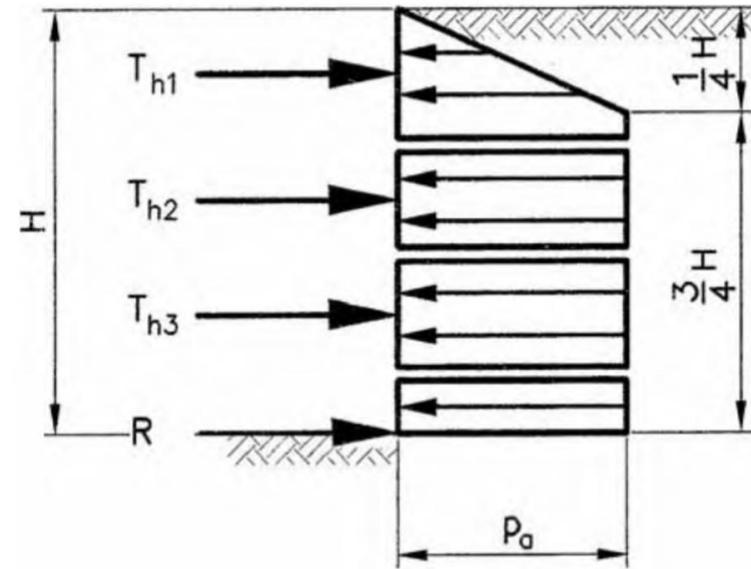
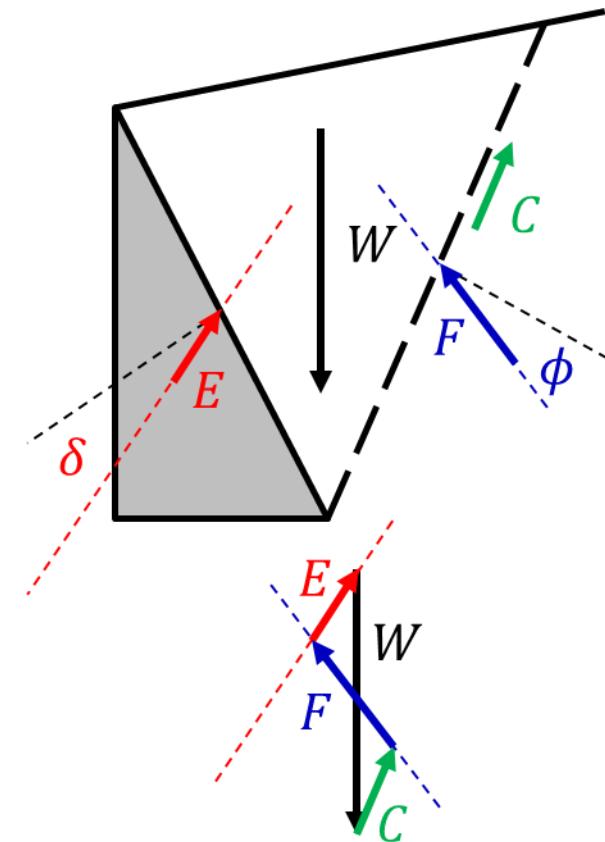


Figure 3.11.5.7.2b-1—Apparent Earth Pressure Distribution for Anchored Walls Constructed from the Top Down in Soft to Medium Stiff Cohesive Soils

Figure 3.11.5.7.1—Apparent Earth Pressure Distributions for Anchored Walls Constructed from the Top Down in Cohesionless Soils

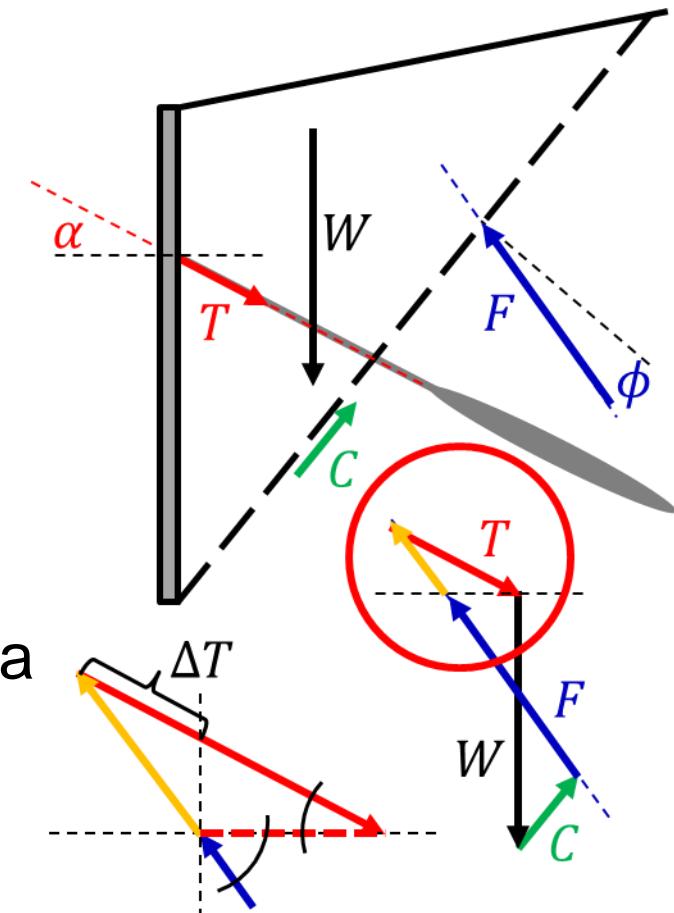
Estimación de empujes estáticos (Método de Coulomb)

- Aplicación del teorema cinemático.
- Hipótesis sobre la geometría de falla:
 - Cuña rígida
 - Contacto suelo – estructura puede tener fricción
- Sólo se calculan fuerzas en los planos de potencial desplazamiento
 - Peso propio W
 - Cohesión por longitud C
 - Fricción (ϕ)
 - Empuje (δ)



Estimación de empujes estáticos (Método de Coulomb)

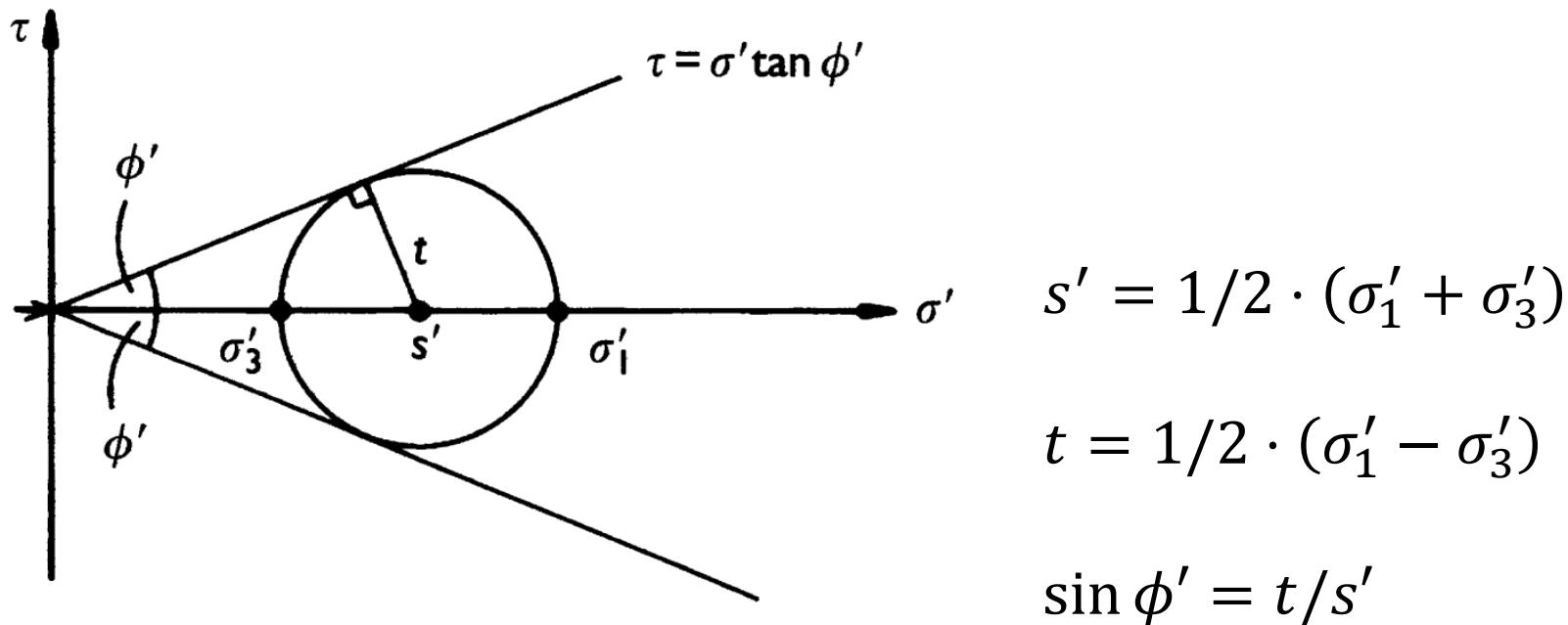
- Se forma el polígono de fuerzas:
 - Peso propio W
 - Cohesión por unidad de longitud C
 - Dirección de la fricción ϕ
 - Dirección del anclaje α
- Se determina el tiro en el tensor T
- Se analizan las infinitas superficies hasta encontrar el tiro máximo T_{\max}



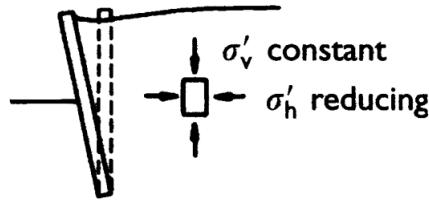
Criterio de falla de Mohr-Coulomb (Repaso)

- Criterio de falla en estado critico (Mohr-Coulomb)

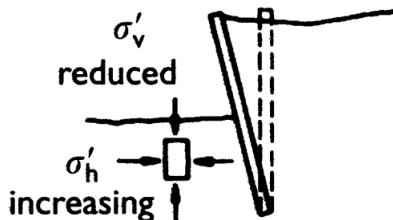
$$\sigma'_1/\sigma'_3 = (1 + \sin \phi')/(1 - \sin \phi')$$



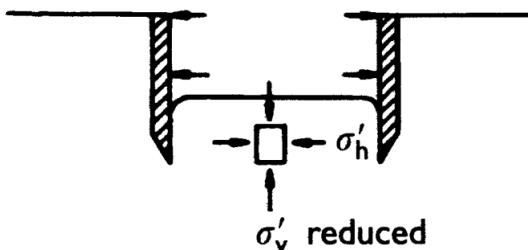
Criterio de falla de Mohr-Coulomb (Repaso)



$$\sigma'_h/\sigma'_v = (1 - \sin \phi'_{cv})/(1 + \sin \phi'_{cv}) = K_A$$



$$\sigma'_h/\sigma'_v = (1 + \sin \phi'_{cv})/(1 - \sin \phi'_{cv}) = K_P$$

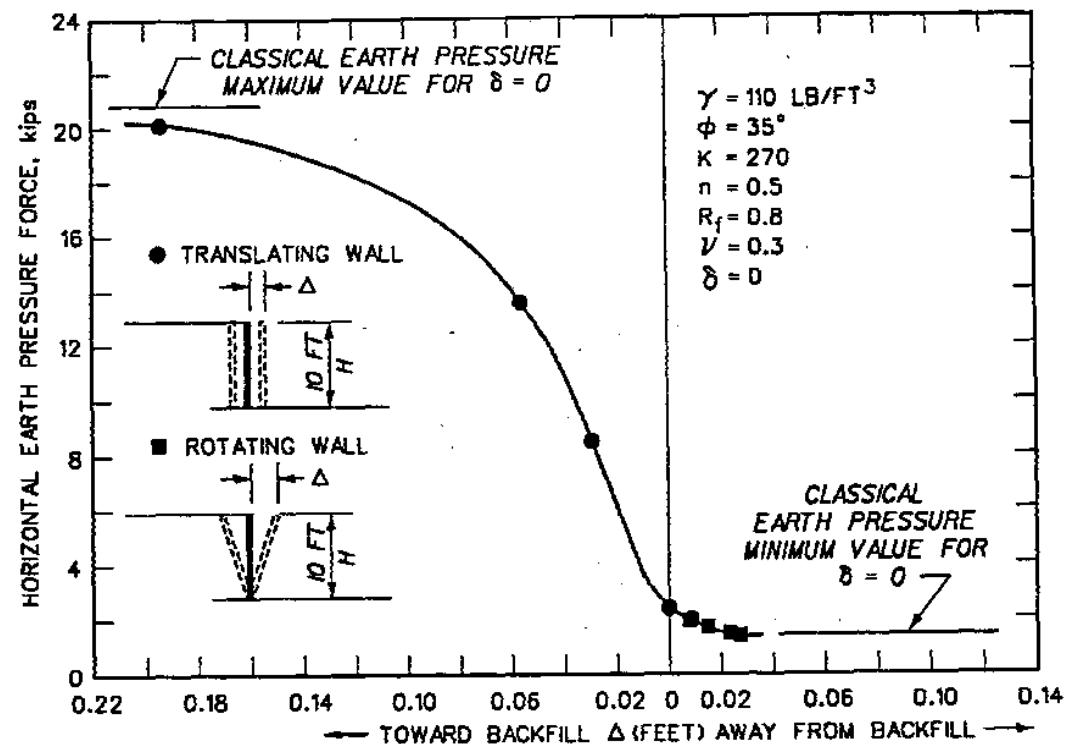


Recomendación BS 8002:
 $\tan(\phi'_d) = \min(\tan(\phi_{max})/M ; \tan \phi_{cv})$

¿Porqué se minora el empuje pasivo? No es por seguridad

La deformación necesaria para que el empuje pasivo alcance su máximo valor es demasiado grande

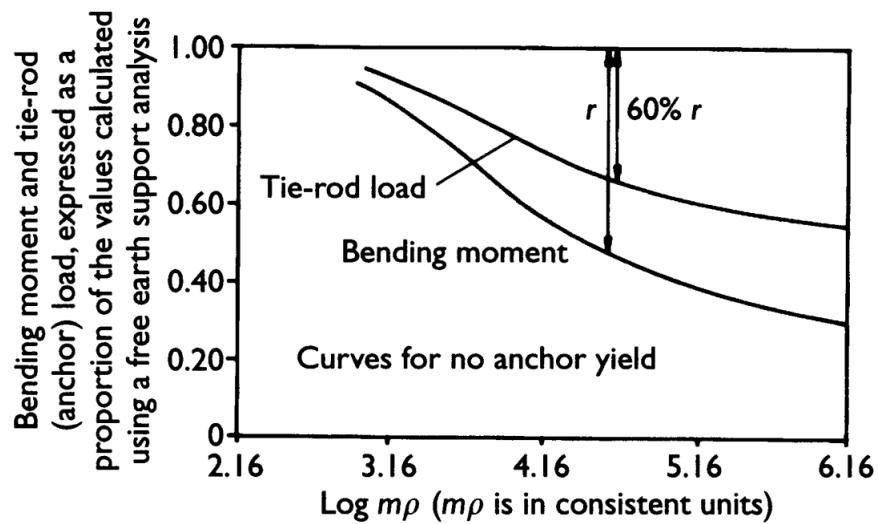
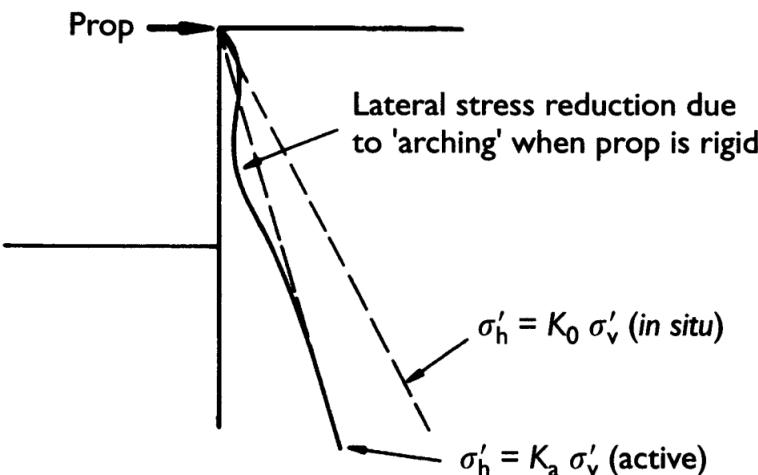
- Asentamientos en el coronamiento
- Fisuras
- Riesgo de falla progresiva



Influencia de la fricción con el muro

- Terzagui (1954): $\delta = \phi'/2$
- Eurocode 7 (1995): $\delta_{max} = \phi'_{cv}$ (Sup. Rugosa)
 $\delta_{max} = 0.67 \phi'_{cv}$ (Sup. Lisa)
- BS 8002 (BSI, 2001): $\tan(\delta) = 0.75 \tan \phi'_d$

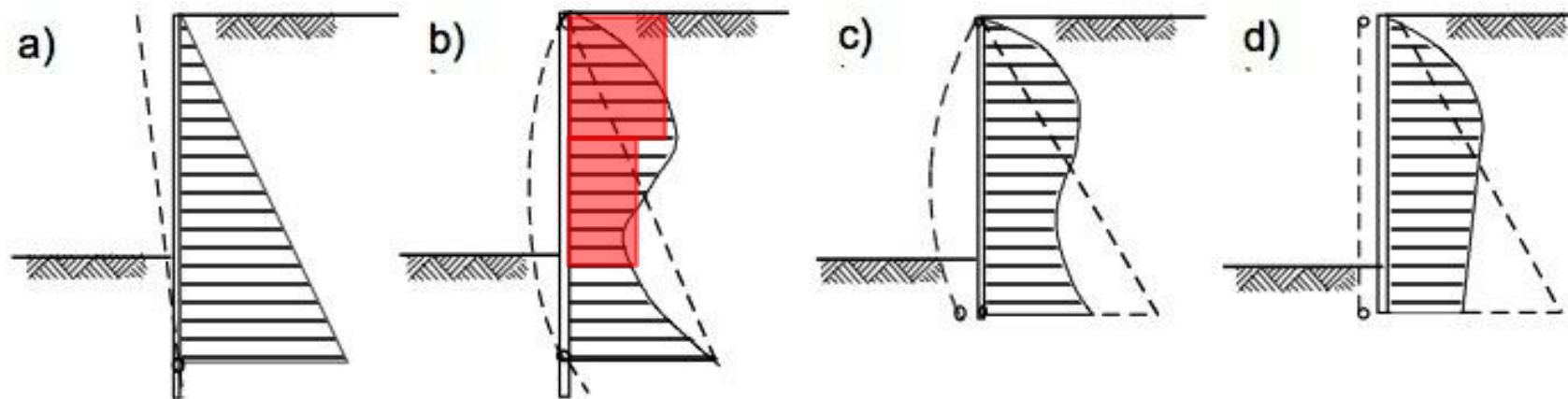
Influencia de la rigidez del muro



Diagramas de empujes reglamentarios

La distribución de presiones depende del procedimiento constructivo (donde están los puntos rígidos):

- a) Rota: teoría de empujes
- b) Tiene cabeza y pie fijos: empuje en zonas rígidas
- c) Rota por su base: empuje mas arriba
- d) Se traslada: Empuje prácticamente rectangular.

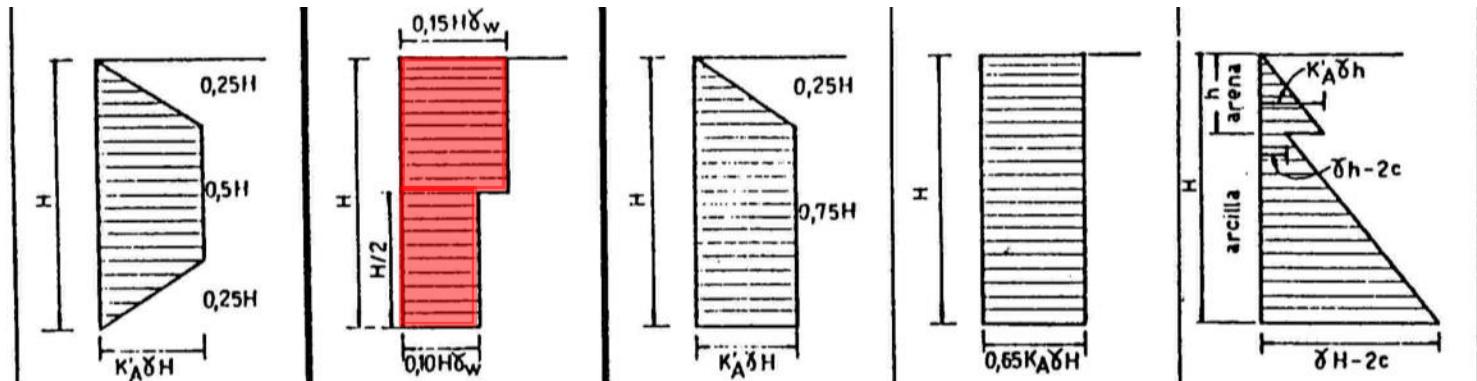


Diagramas de empujes reglamentarios

Solución simplificada del problema de interacción suelo – estructura para estructuras apuntaladas o ancladas:

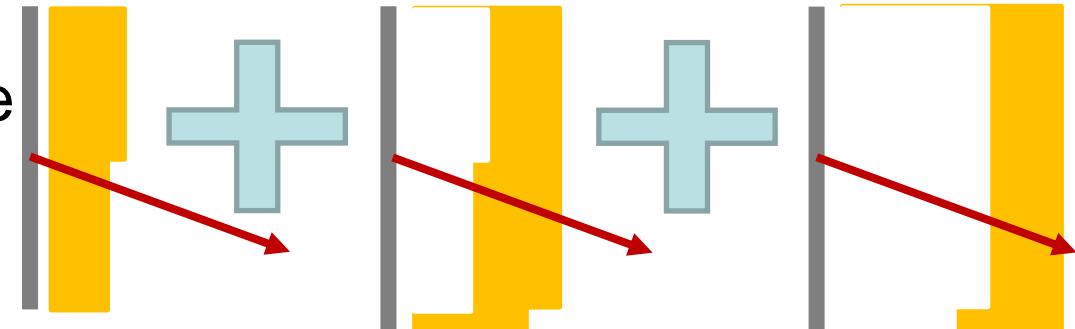
Los diagramas no reemplazan el cálculo de empujes.

- Se calcula el empuje en función del procedimiento constructivo
- Se compara con el empuje mínimo reglamentario
- Se diseña con el mayor de ambos

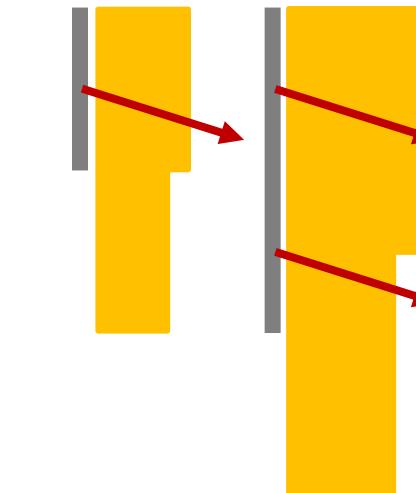


Los diagramas de empuje y la secuencia constructiva: análisis simplificado

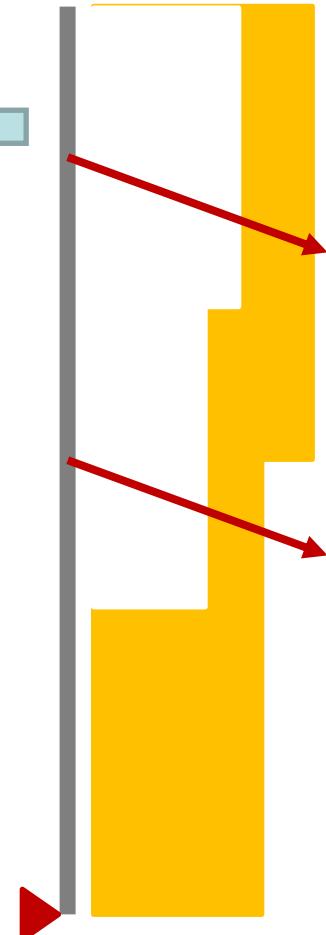
Aún con diagramas de empuje deben verificarse las etapas intermedias y sumarse las solicitudes estructurales



Si no hay troneras y bataches, deben analizarse las alturas no sostenidas



Etapa 2



Etapa 3

Los diagramas no reemplazan el cálculo de empujes

- Calcule el empuje sobre una entibación con las siguientes características.

$$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3 \mid c' = 15 \text{ kPa} \mid \phi = 30^\circ \mid M_{ob} = 100\%$$

$$H = 5 \text{ m} \mid 7 \text{ m} \mid 10 \text{ m} \mid 12 \text{ m}$$

Los diagramas no reemplazan el cálculo de empujes

- Ancho mínimo de la cuña
 $B \geq H/5;$
- Profundidad de fisura
 $0 \leq H_f \leq H_{f,max} \leq H/2;$
- Se considera una fisura de profundidad H_f que puede estar – o no – llena con agua:
- Se considera una sobrecarga uniforme en superficie q que actúa en todo el ancho de la cuña.



Los diagramas no reemplazan el cálculo de empujes

- Calcule el empuje sobre una entibación con las siguientes características.

$$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3 \mid c' = 15 \text{ kPa} \mid \phi = 30^\circ \mid M_{ob} = 100\%$$

$$H = 5 \text{ m} \mid 7 \text{ m} \mid 10 \text{ m} \mid 12 \text{ m}$$

Cálculo	5 m	7 m	10 m	12 m
Coulomb	16kN/m	57kN/m	167kN/m	272kN/m
Emp. Mínimo (2)	31kN/m	61kN/m	125kN/m	180kN/m
Rankine	—	34 kN/m	143kN/m	248 kN/m

El control de deformaciones aumenta los empujes

- Calcule el empuje sobre una entibación con las siguientes características.

$$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3 \mid c' = 15 \text{ kPa} \mid \phi = 30^\circ \mid H = 7 \text{ m}$$

$M_{ob} = 50\% \mid 75\% \mid 100\%$

El control de deformaciones aumenta los empujes

- Calcule el empuje sobre una entibación con las siguientes características.

$$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3 \mid c' = 15 \text{ kPa} \mid \phi = 30^\circ \mid H = 7 \text{ m}$$

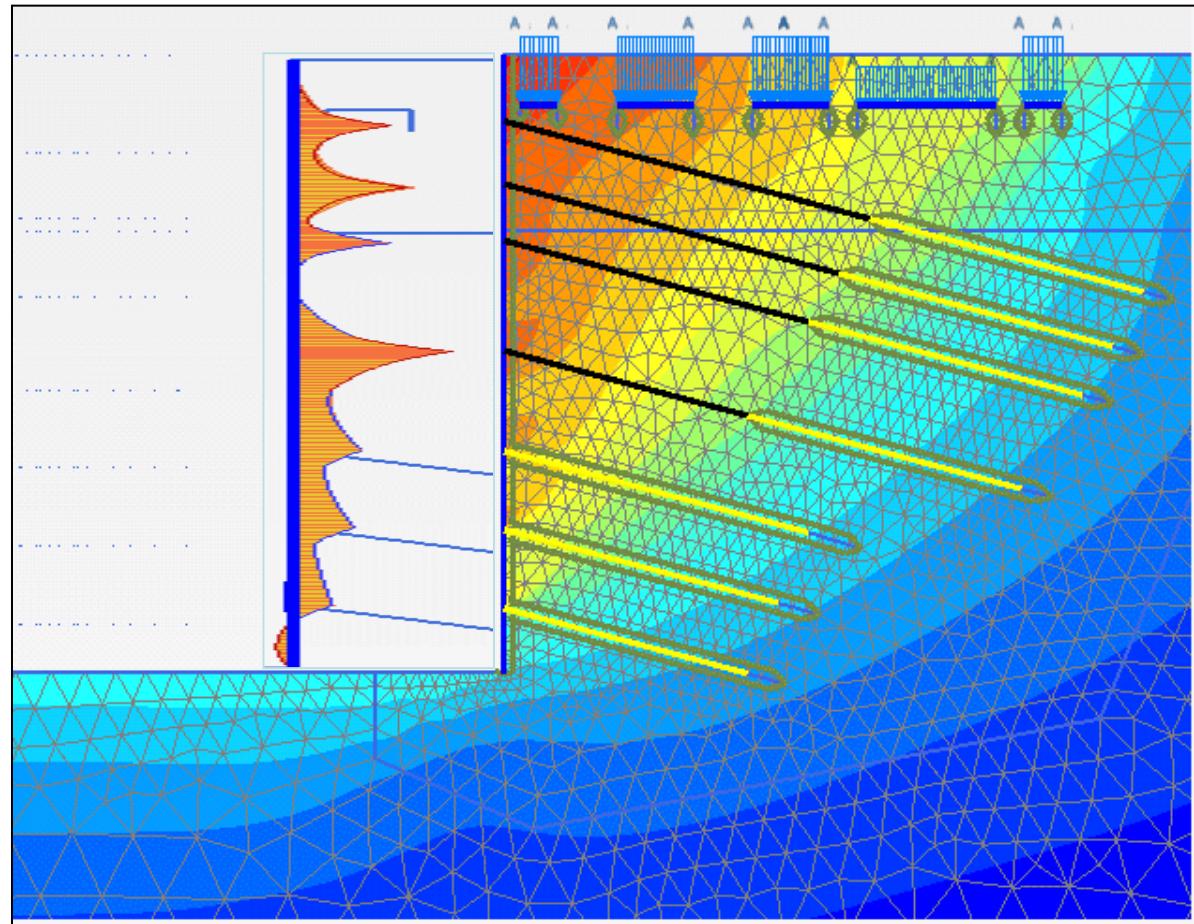
$$Mob = 50\% \mid 75\% \mid 100\%$$

Cálculo	50%	75%	100%
Coulomb	130 kN/m	90 kN/m	58 kN/m
Emp. Mínimo (2)	61 kN/m	61 kN/m	61 kN/m
Rankine	34 kN/m	34 kN/m	34 kN/m

Anclajes activos: paredes interiores de Torre Vista

Excavación con bataches y construcción simultánea de tabique definitivo

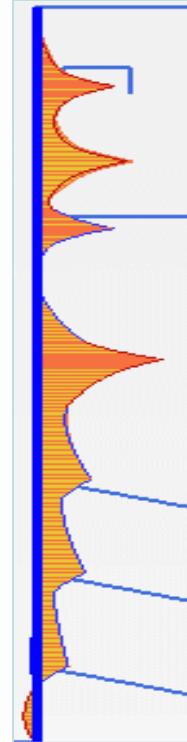
- Anclajes activos
 $4 \times 5T15 \times 16/20m$
- Anclajes pasivos
 $3 \times 4\varnothing25 \times 12m$
- $\delta_v = 15|25mm$
- $\delta_h = 12|16mm$



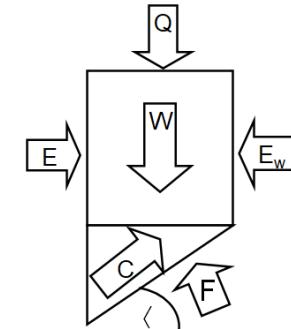
Anclajes activos: paredes interiores de Torre Vista

Excavación con bataches y construcción simultánea de tabique definitivo

- Anclajes activos
 $4 \times 5T15 \times 16/20m$
- Anclajes pasivos
 $3 \times 4\varnothing25 \times 12m$
- $\delta_v = 15|25mm$
- $\delta_h = 12|16mm$
- **Carga: 1900 kN/m (movilización 40%)**
- **Diagrama 2: 480 kN/m**



EMPUJES SOBRE ENTIBACIONES EN EL PAMPEANO					
Funcionamiento					
Se asume una cuña de altura H igual a la excavación					
El ancho B y la profundidad de fisura H_f son incógnitas					
Se buscan B y H_f que maximizan el empuje					
Se asume que: $B > H/5 \ \&\& H_f > 0 \ \&\& H_f < H/2$					
Movilización: 0% = Reposo; 100% = Empuje Activo					
Diagrama mínimo					
El empuje de diseño es el máximo entre el valor calculado y el diagrama mínimo (Nº1 ó 2 del Cód. Edif.)					
Datos de entrada	$K_A [-]$	0.31	Aqua fisura	si	
$\gamma [KN/m^3]$	19.0	$K_0 [-]$	0.6	Movilización	40%
$c [kPa]$	30.0	$H_{exc} [m]$	19.60	$B [m]$	12.02
$\phi [^\circ]$	32.0	$q_{sup} [kPa]$	110.00	$H_f [m]$	0.00
Resultados	Incl. Anclaje [°]				
Empuje	0°				
$E_{calc} [kN/m]$	1896				
$E_{min1} [kN/m]$	1095				
$E_{min2} [kN/m]$	480				
$E_{rank} [kN/m]$	1132				
Cálculos auxiliares	$C_x [kN/m]$	144	$\phi_{mob} [^\circ]$	26.95	
$W [kN/m]$	2239	$C_y [kN/m]$	235	$c_{mob} [kPa]$	12.00
$Q [kN/m]$	1323	$F [kN/m]$	3902	$\alpha [^\circ]$	58.47
$E_w [kN/m]$	0	$F_x [kN/m]$	2040	$\tan (\alpha)$	1.63
$H/5 [m]$	3.9	$H/2 [m]$	9.8	$H_{fmax} [m]$	9999999



Riesgo y confiabilidad aplicado a excavaciones

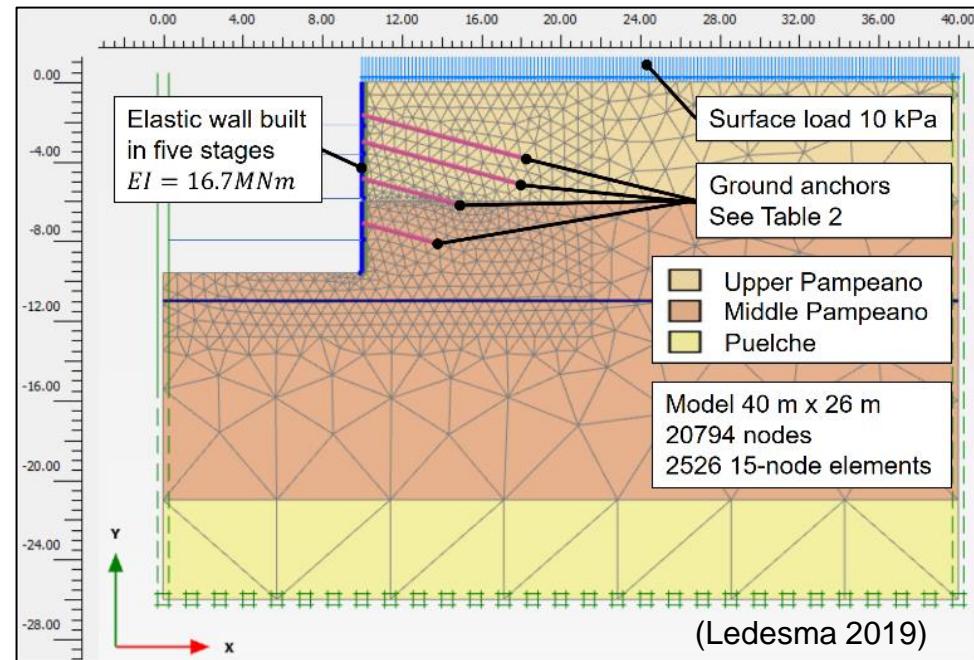
- Los geotécnicos aplicamos “juicio ingenieril”
- Tenemos que abandonar FoS como herramienta de diseño
- Los procedimientos basados en confiabilidad son posibles



Riesgo y confiabilidad aplicado a excavaciones

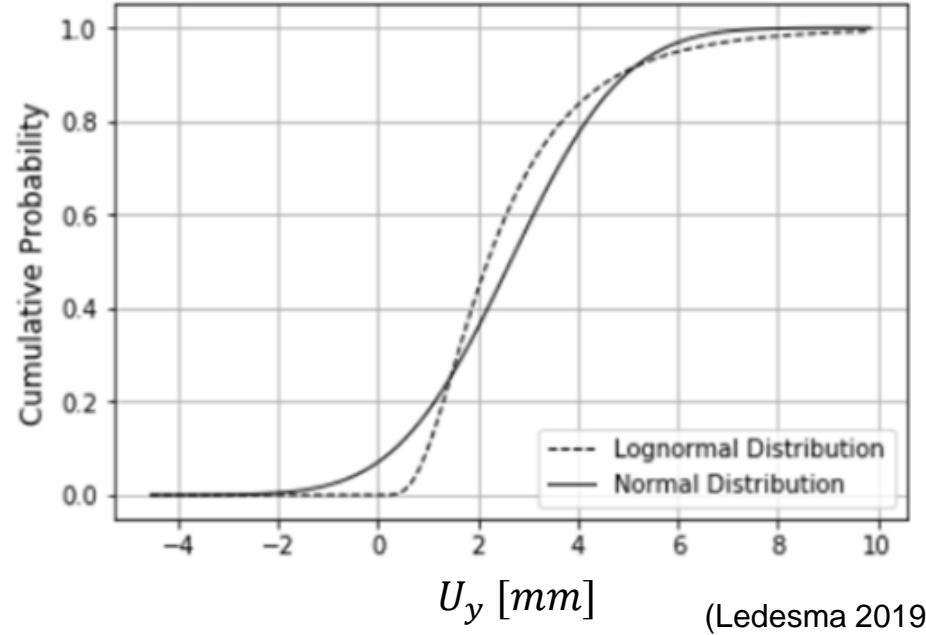
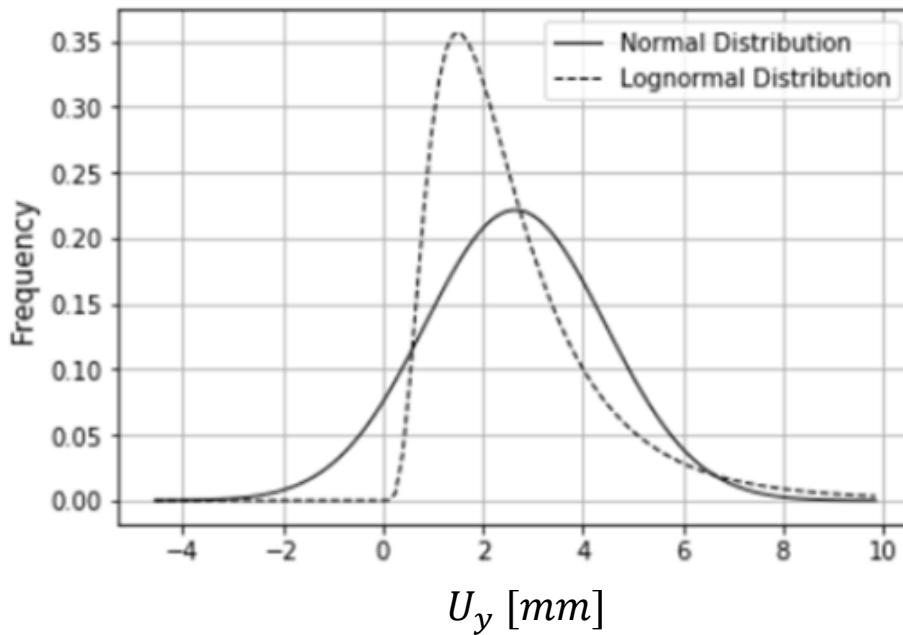
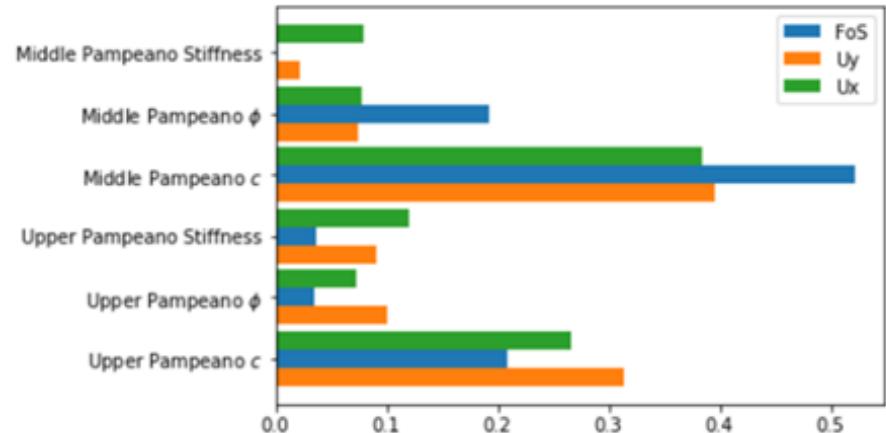
- Identifique las variables aleatorias incluyendo estratos
- Determine medias y desvíos
- Ejecute muchas simulaciones
- Calcule PF (y no FoS)

Parámetro	COV_{UP}	COV_{MP}
c'	50	50
ϕ'	9.4	8.8
$E_{ur}, E_{50}, E_{oed}, G_0$	20	20



Riesgo y confiabilidad aplicado a excavaciones

- Identifique las fuentes clave: mejore su campaña geotécnica
- Informe un rango: haga que su cliente sea consciente del riesgo



(Ledesma 2019)

Comportamiento frente a acciones dinámicas

- **Métodos pseudo-estáticos:** Mononobe-Okabe (1920), Seed & Whitman (1970)
- **Métodos de interacción elástica (Winkler):** Brandenberg (2017)
- **Método de desplazamiento:** Richard & Elms (1979), Whitman (1990), Bray et al. (2010)
- **Método de elementos finitos o diferencias finitas**

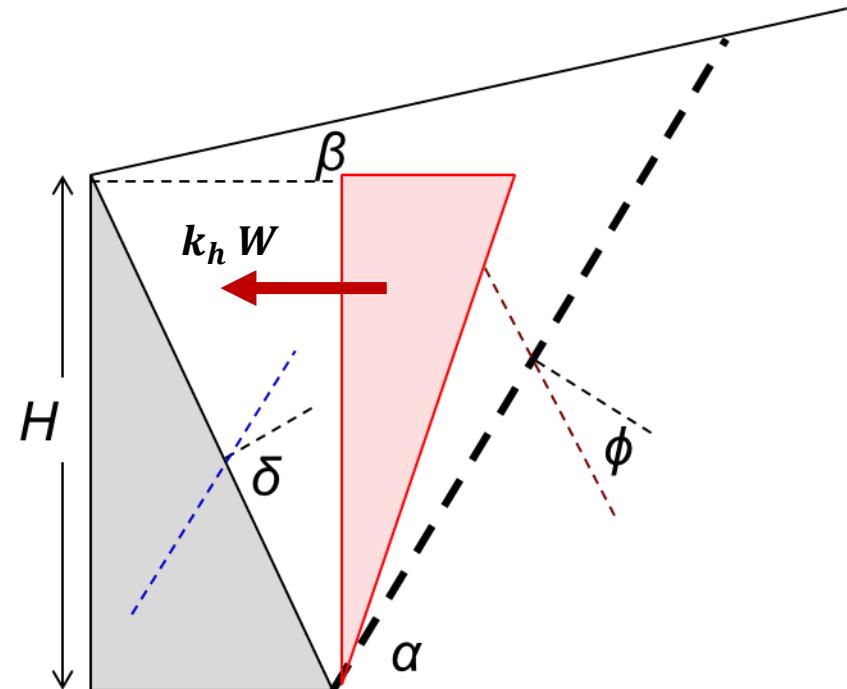
Métodos pseudo-estático Mononobe - Okabe

Es la misma solución que el caso estático cuando se agrega la fuerza de inercia

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE}$$

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

$$K_{A,E} = \frac{\sin^2[\phi + \alpha - \theta]}{\cos[\theta] \sin^2[\alpha] \sin[\alpha - \delta - \theta] \left(1 + \sqrt{\frac{\sin[\phi + \delta] \sin[\phi - \beta]}{\sin[\alpha - \delta - \theta] \sin[\alpha + \beta]}} \right)^2}$$



Se adopta una distribución de triángulo invertido (proporcional a la masa de la cuña)

Métodos pseudo-estático Mononobe - Okabe

K_{AE} depende escencialmente de k_h (Si $\beta = 0$). Si $\beta > 0$, K_{AE} aumenta considerablemente.

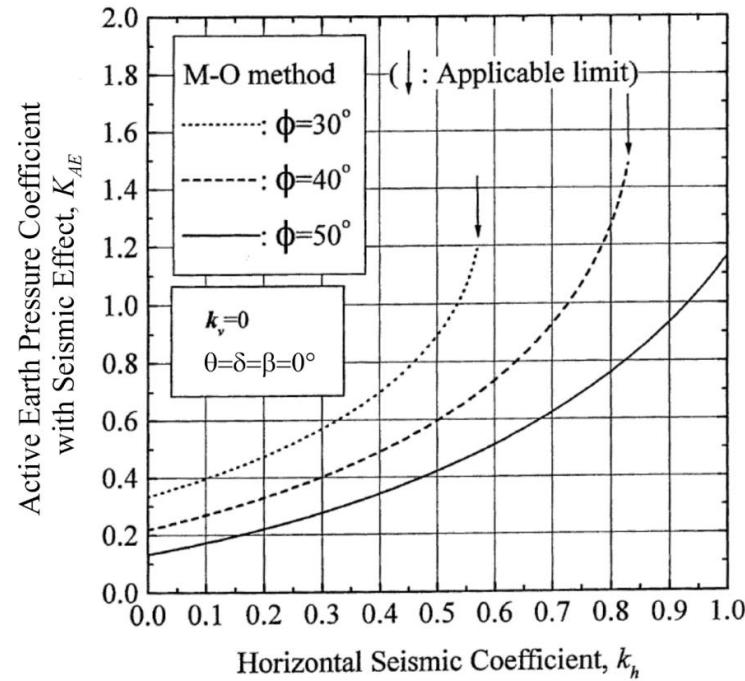
- Okamoto (1994): $k_h \approx 0.33 (PGA/g)^{0.33}$
- AASHTO (Muros de gravedad) $k_h \approx PGA/g$
- AASHTO (Muros no de gravedad) $k_h \approx 0.5 (PGA/g)$
- Bay Area Rapid Transit (2006) $k_h \approx 0.67 (PGA/g)$
- NCHRP 611, Anderson et al. (2008) $k_h \approx \alpha (PGA/g)$
 $\alpha = f(Muro, Altura)$

Métodos pseudo-estático Mononobe - Okabe

K_{AE} depende escencialmente de k_h (Si $\beta = 0$). Si $\beta > 0$, K_{AE} aumenta considerablemente.

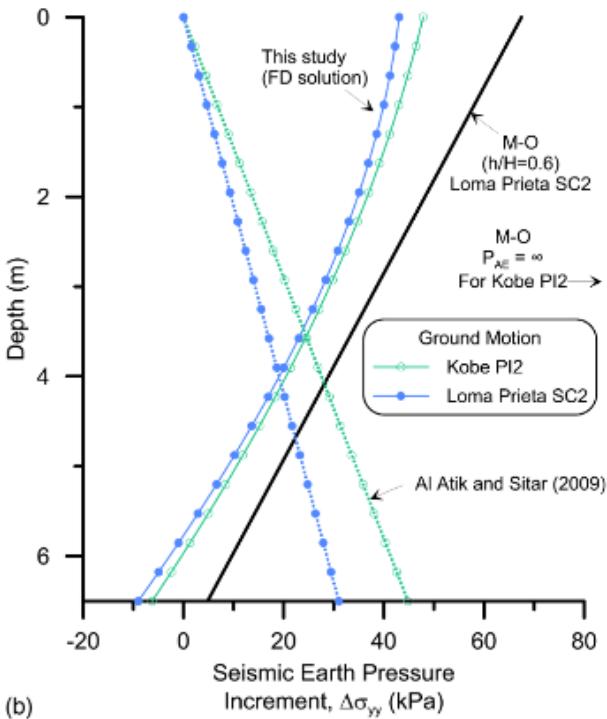
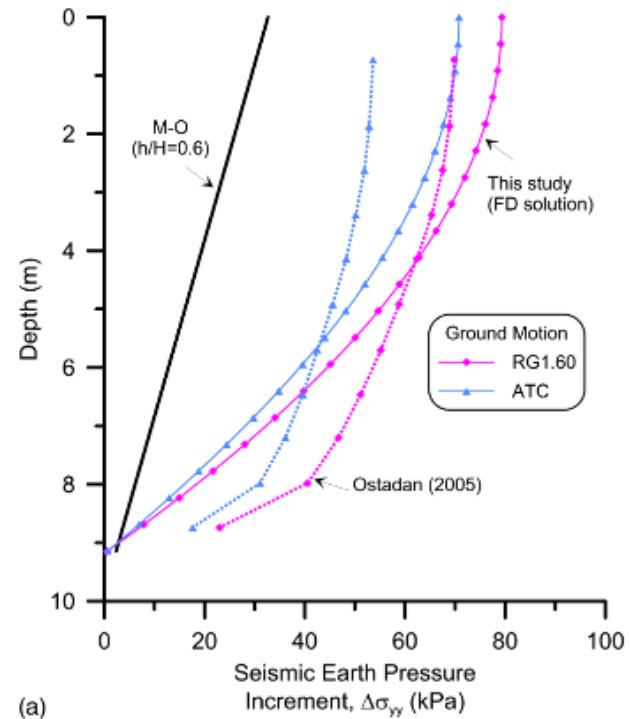
- Okamoto (1994):
- AASHTO (Muros de gravedad)
- AASHTO (Muros no de gravedad)
- Bay Area Rapid Transit (2006)
- NCHRP 611, Anderson et al. (2008)

$$k_h \approx 0.33 (PGA/g)^{0.33}$$



Limitaciones del método

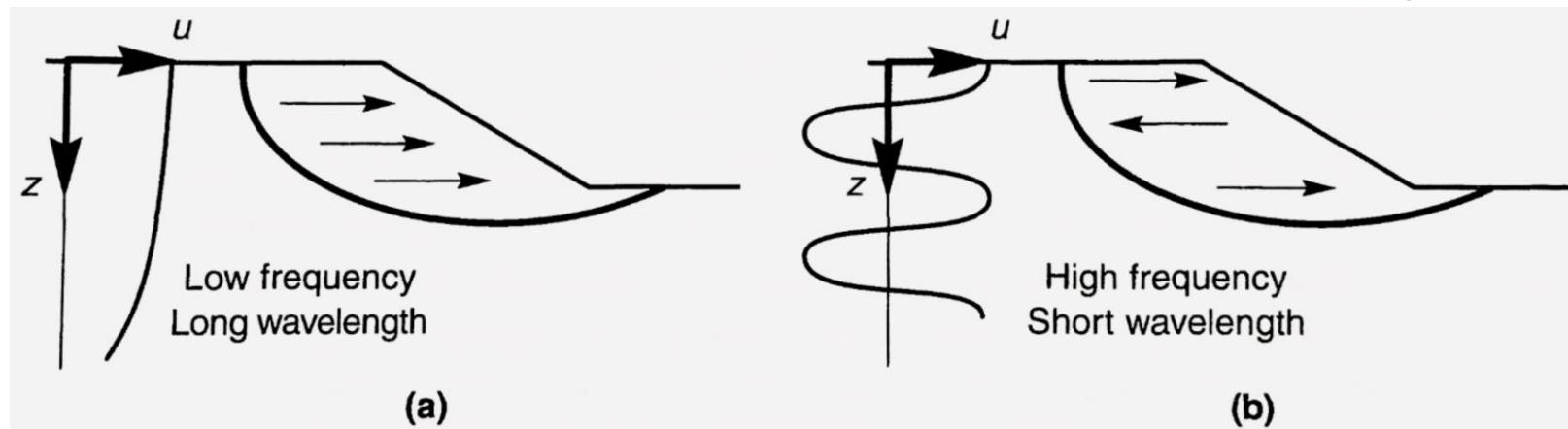
- La variación de las fuerzas de inercia y la interacción cinemática entre la estructura y el suelo pueden originar una subestimación y sobreestimación del las presiones por M-O



(Brandenberg, et al. 2015)

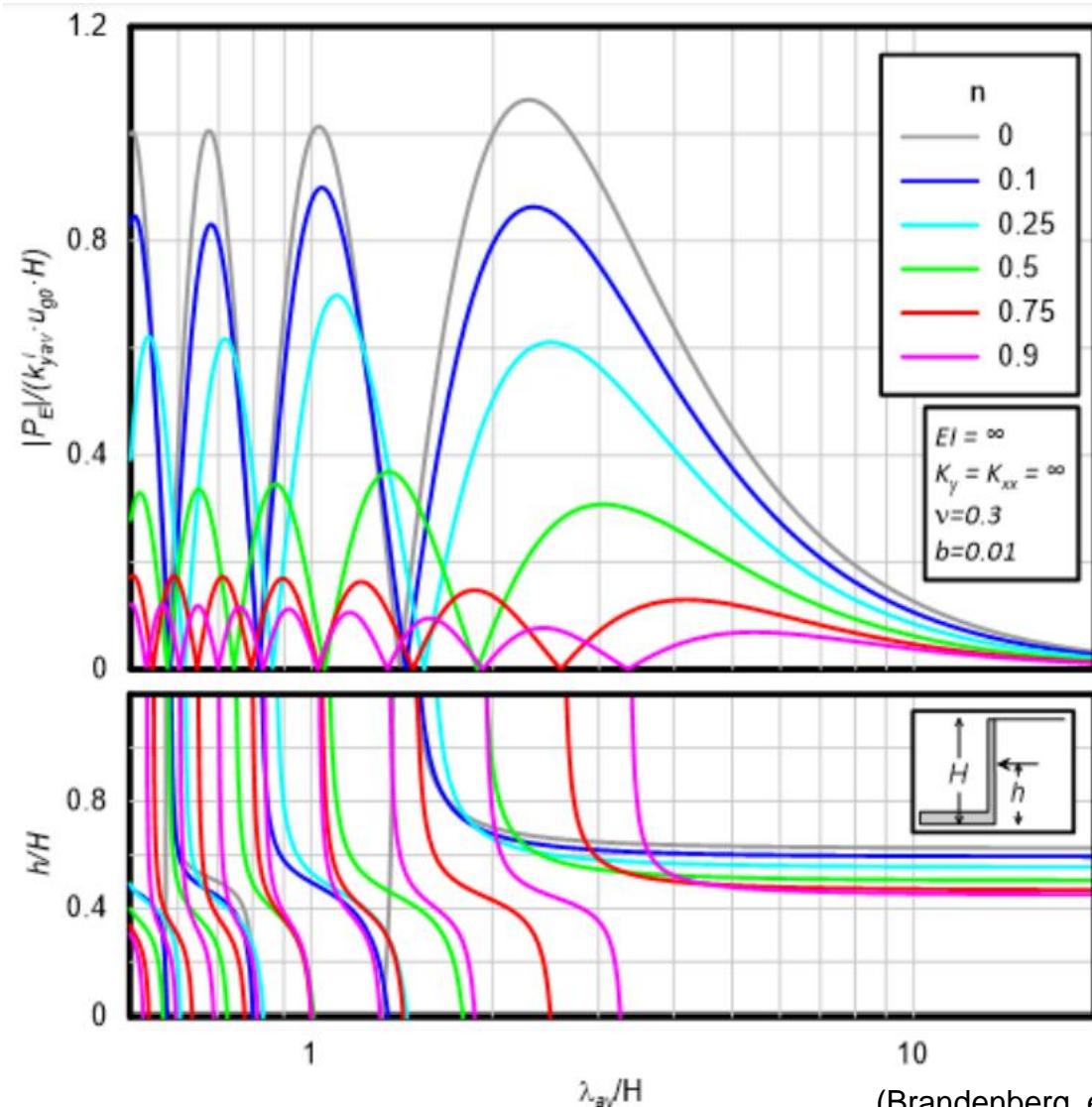
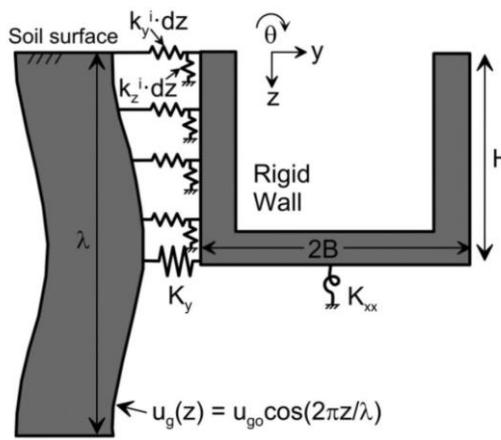
Una visión un poco mas realista

- Las presiones del terreno sobre el muro son función del movimientos del suelo y del muro pared.
- Diferentes patrones de desplazamiento generan diferentes distribuciones de presiones.



Distribución de presiones mediante Winkler

- La función de transferencia entre la carga resultante y λ/H resulta.

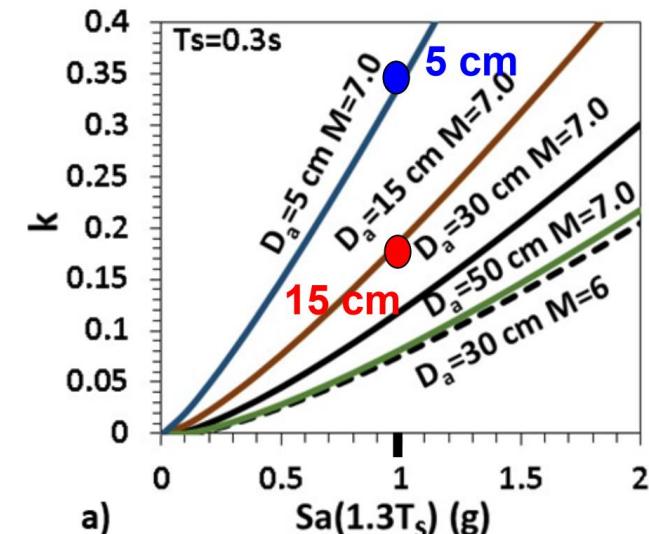


(Brandenberg, et al. 2017)

Procedimiento

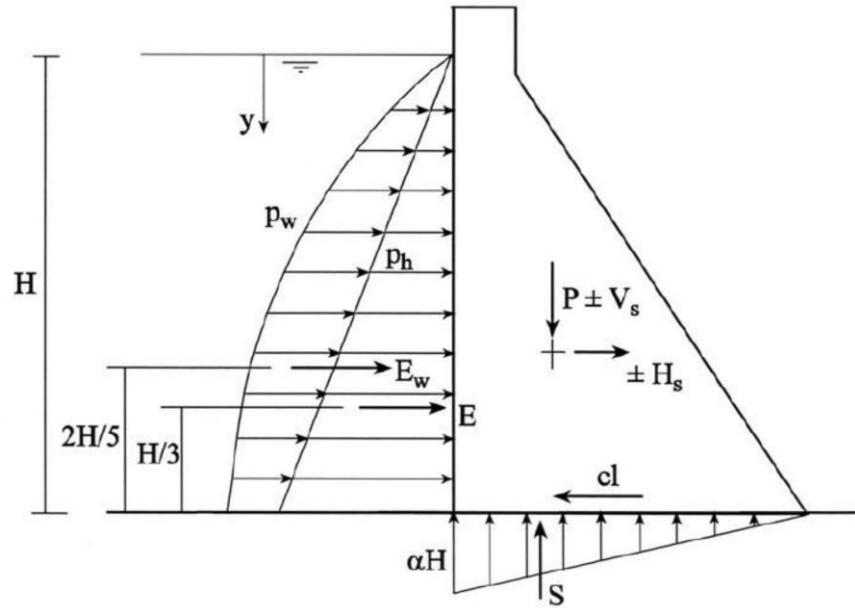
Bray et al. (2010) y Bray & Macedo (2019)

1. Seleccionamos el desplazamiento admisible
2. Caracterizamos el sismo y seccionamos la probabilidad de excedencia ($\epsilon = 0.74$ para 84%)
3. Calculamos el coeficiente sísmico ($k = f(\delta_{adm}, Sa, T_s, M_w, \epsilon)$)
4. Efectuamos un análisis pseudo-estático usando k
5. Si $FoS \geq 1$, entonces $\delta < \delta_{adm}$.



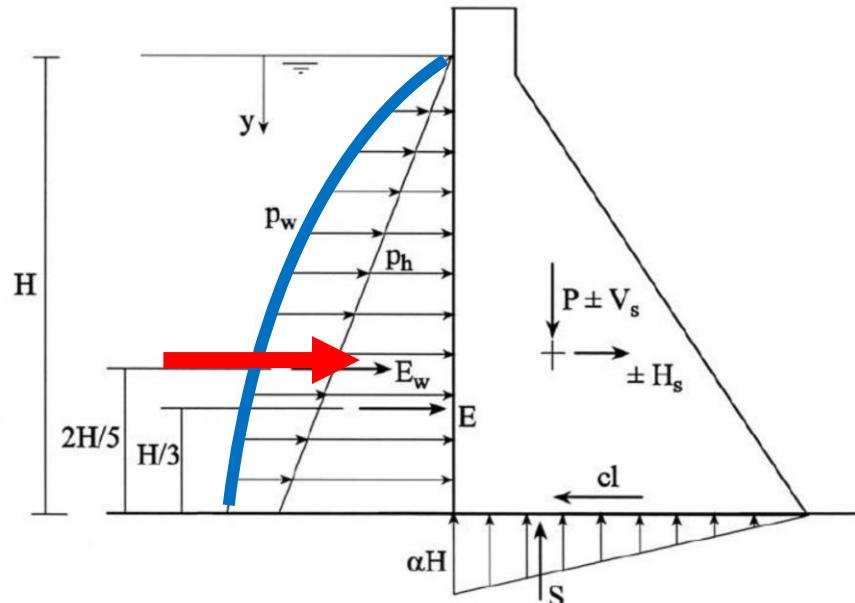
Empujes hidrodinámico Westergaard

- Hipótesis
 - Paramento plano y vertical;
 - Estructura rígida (Muros de gravedad);
 - Movimiento armónico, simple y estacionario;
 - Flujo irrotacional;
 - Fluido incompresible y sin viscosidad;
 - Sección plana (long. Infinita).



Empujes hidrodinámico Westergaard

- $p_w(y) = c_w \cdot \alpha \cdot \sqrt{H y}$
- $E_w = \frac{2}{3} C_w \alpha H^2$
- $c_w = \frac{0.817}{\sqrt{1 - 0.72 \left(\frac{H}{304.8 T} \right)}} \approx 7/8$
 - c_w : Presión adimensional de Westergaard
 - T : Periodo de oscilación de la presa ($\approx 1 s$)

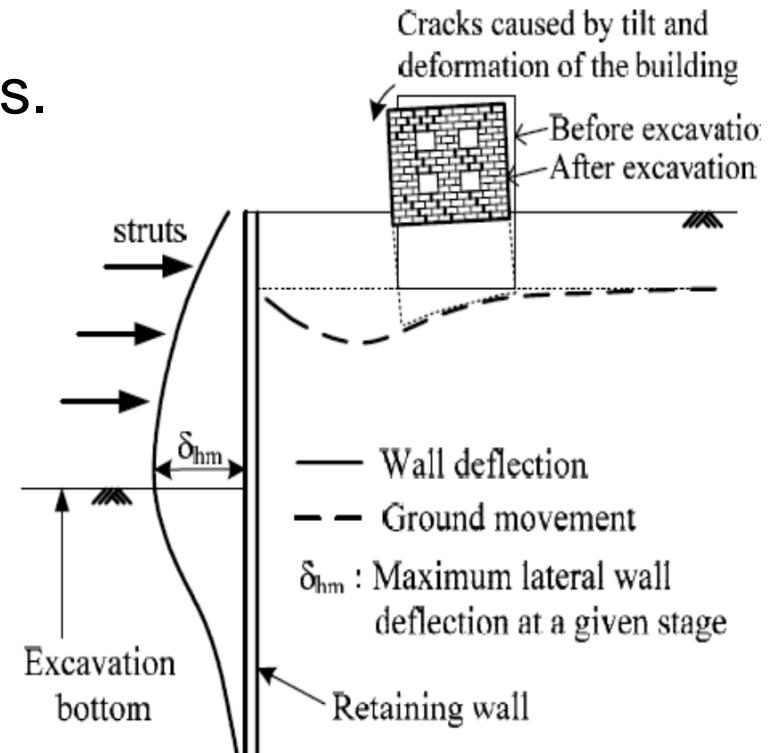


Contenido

- **Introducción**
 - Sostenimiento típico para excavaciones urbanas
 - Comportamiento del terreno durante la excavación
 - **Deformaciones, asentamientos y criterios de daño**
 - Algunos ejemplos
 - Conclusiones y recomendaciones

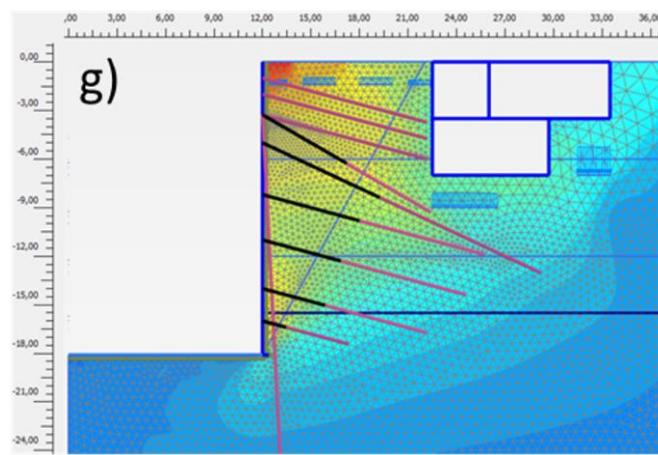
Estimación de daños en edificaciones vecinas

- Las excavaciones generan deformaciones en los terrenos vecinos.
- Los procedimientos constructivos deben ser estudiados de forma tal de limitar los daños en las estructuras existentes.

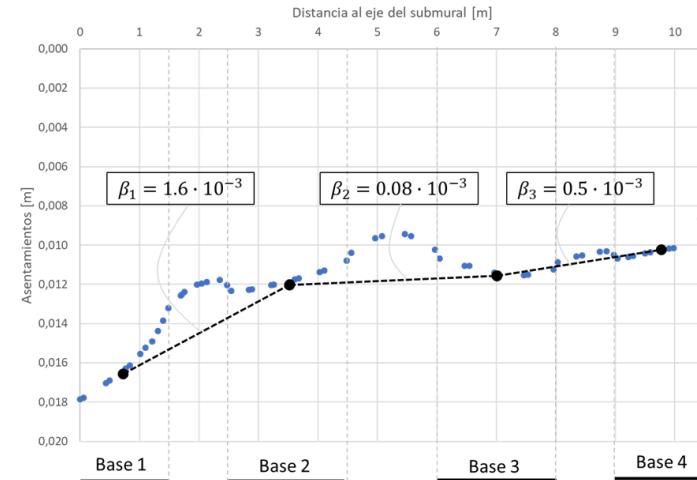


Estimación de daños en edificaciones vecinas

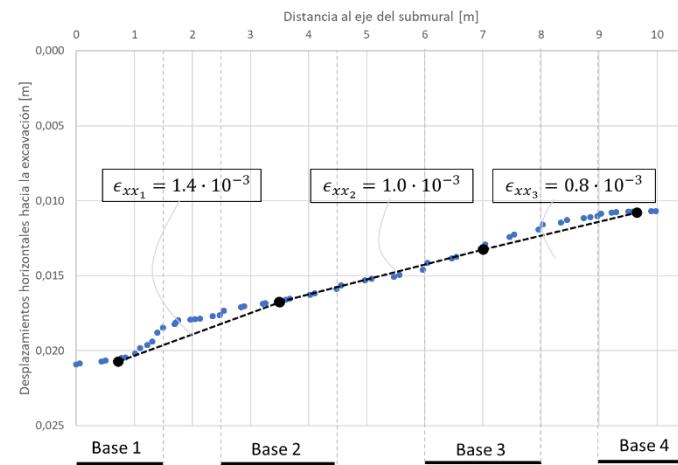
- Las excavaciones generan deformaciones en los terrenos vecinos.
- Los procedimientos constructivos deben ser estudiados de forma tal de limitar los daños en las estructuras existentes.



Desplazamientos verticales

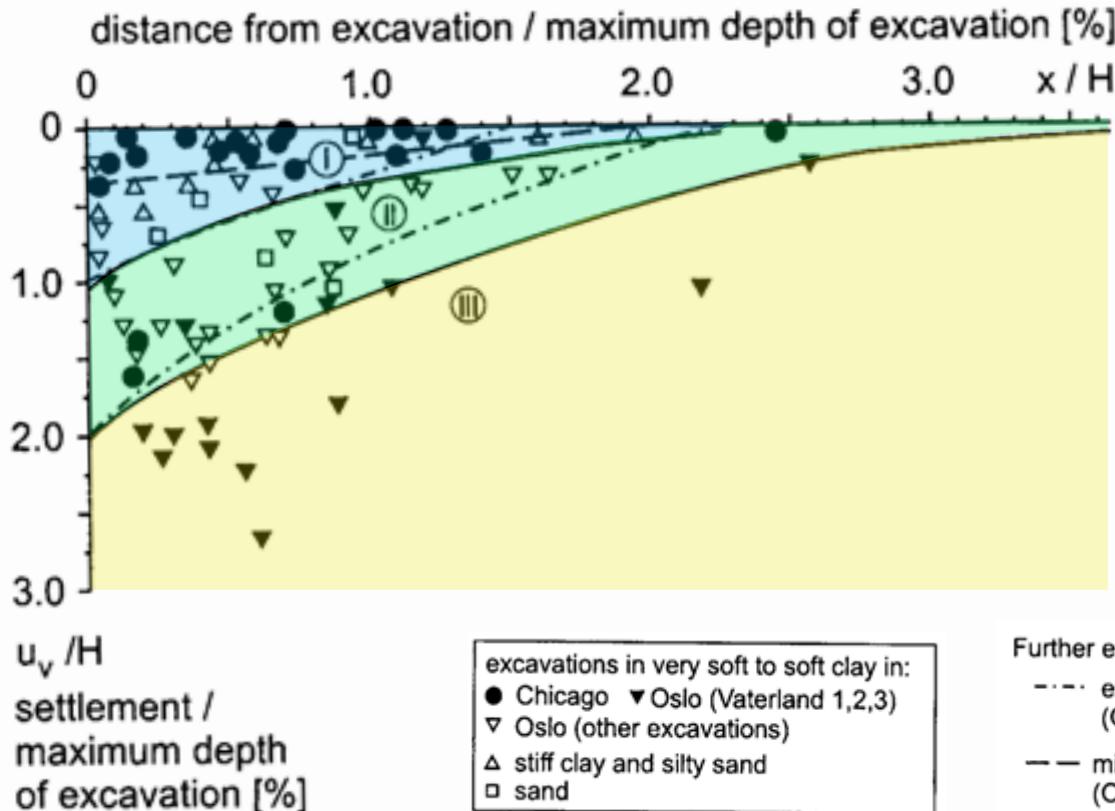


Desplazamientos horizontales



Desplazamientos en excavaciones (Relaciones empíricas)

Peck (1969) – Primer recopilación de asentamientos superficiales asociados a excavaciones profundas a partir de mediciones.



— zones defined by Peck (1969):*)

Zone I: sand and soft to hard clay, average workmanship

Zone II: very soft to soft clay,

- limited depth of clay layer beneath excavation bottom
- greater depth of clay, but $N_b = \frac{u_v \cdot H}{c_u} < 7$

Zone III: very soft to soft clay to a significant depth below bottom of excavation with $N_b > 7$

*) The data used by Peck to derive the three zones were taken from struttied excavations supported by soldier pile walls or sheet pile walls.

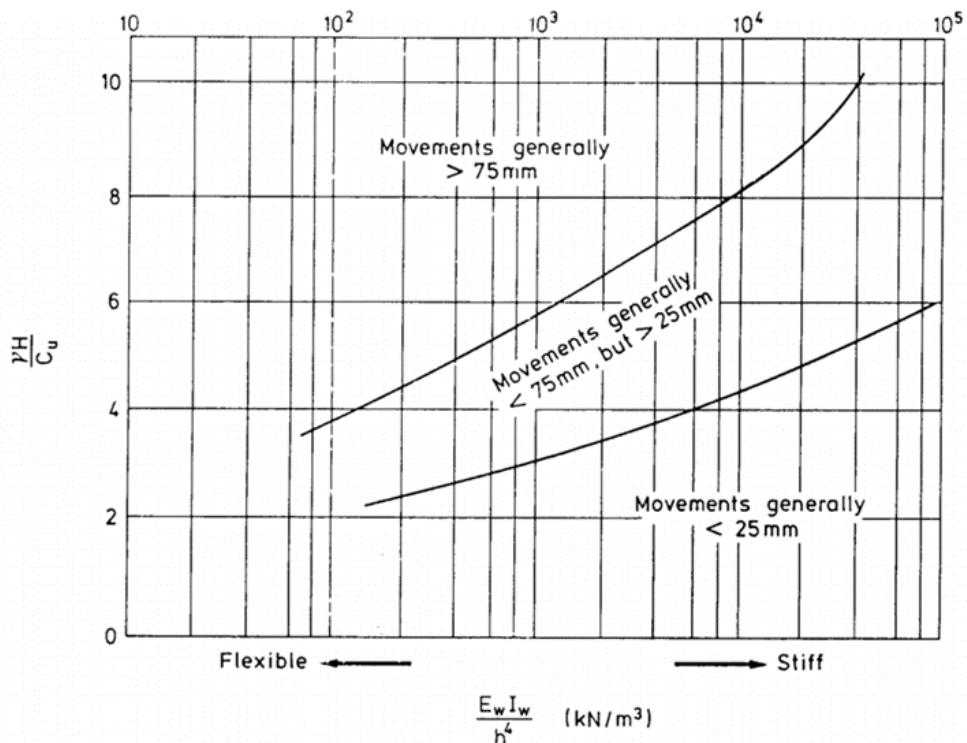
Further experiences:

- - - excavations in Chicago (O'Rourke 1976)
- — middle-dense to dense sand (O'Rourke 1981)

Desplazamientos en excavaciones (Relaciones empíricas)

Goldberg et. al.(1976)

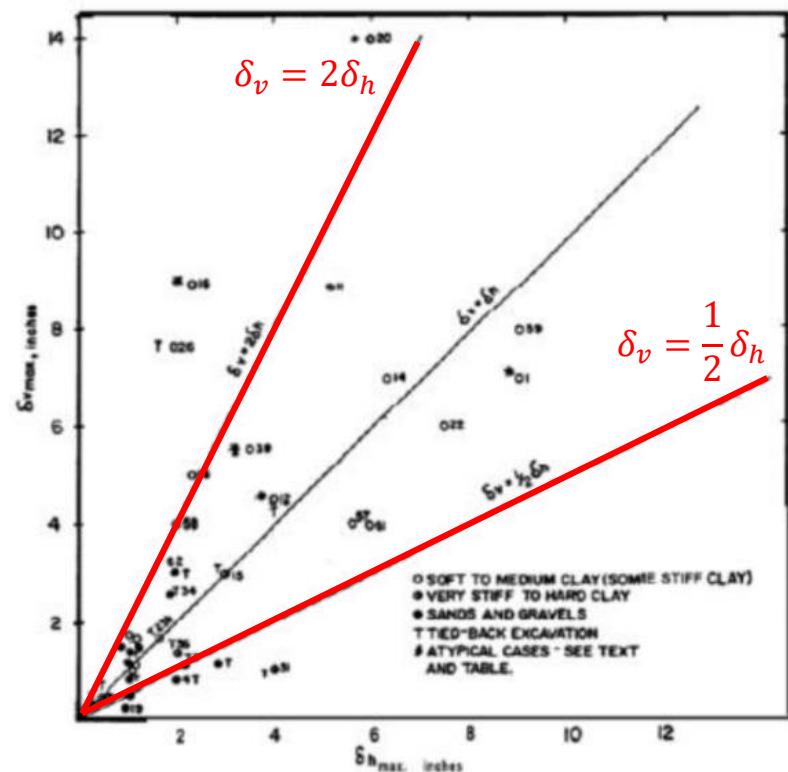
- Se estiman los desp. laterales máximos a partir de la rigidez del muro y resistencia del terreno



Desplazamientos en excavaciones (Relaciones empíricas)

Goldberg et. al.(1976)

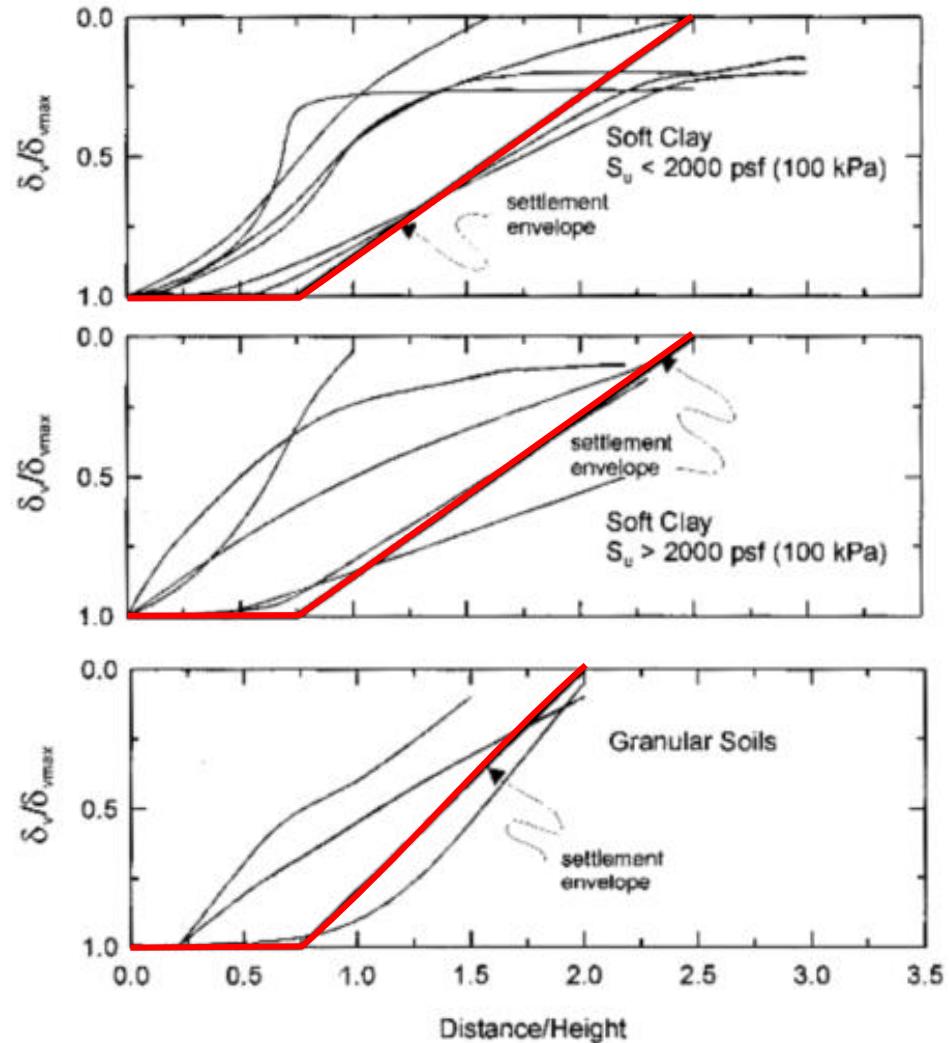
- Se estiman los desp. laterales máximos a partir de la rigidez del muro y resistencia del terreno
- la relación entre deflexión horizontal máxima de los muros y el asentamiento máximo es 0.5 / 2.0



Desplazamientos en excavaciones (Relaciones empíricas)

Goldberg et. al.(1976)

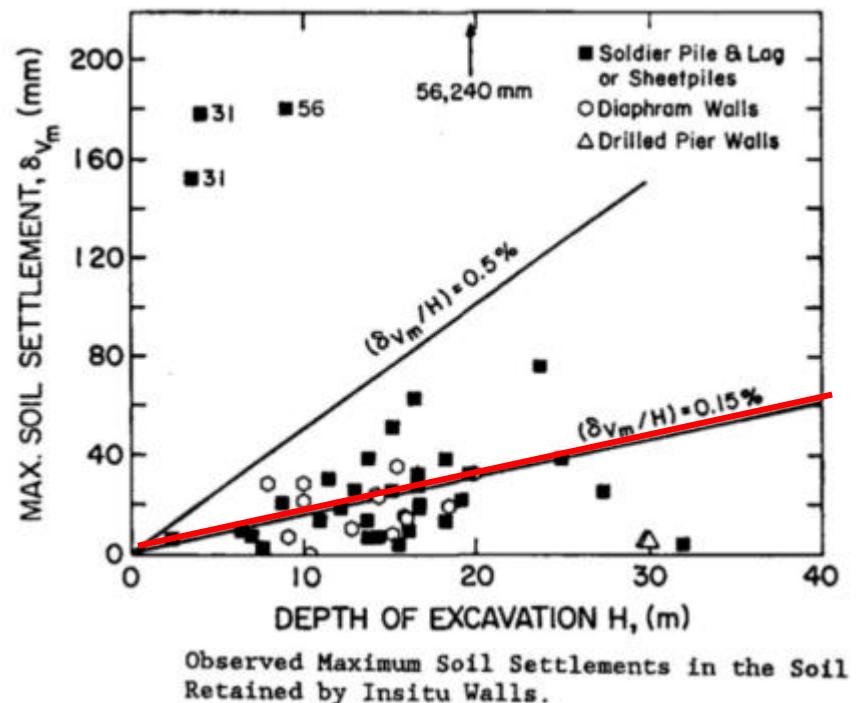
- Se estiman los desp. laterales máximos a partir de la rigidez del muro y resistencia del terreno
- la relación entre deflexión horizontal máxima de los muros y el asentamiento máximo es 0.5 / 2.0
- Se definieron perfiles envolventes de asentamientos



Desplazamientos en excavaciones (Relaciones empíricas)

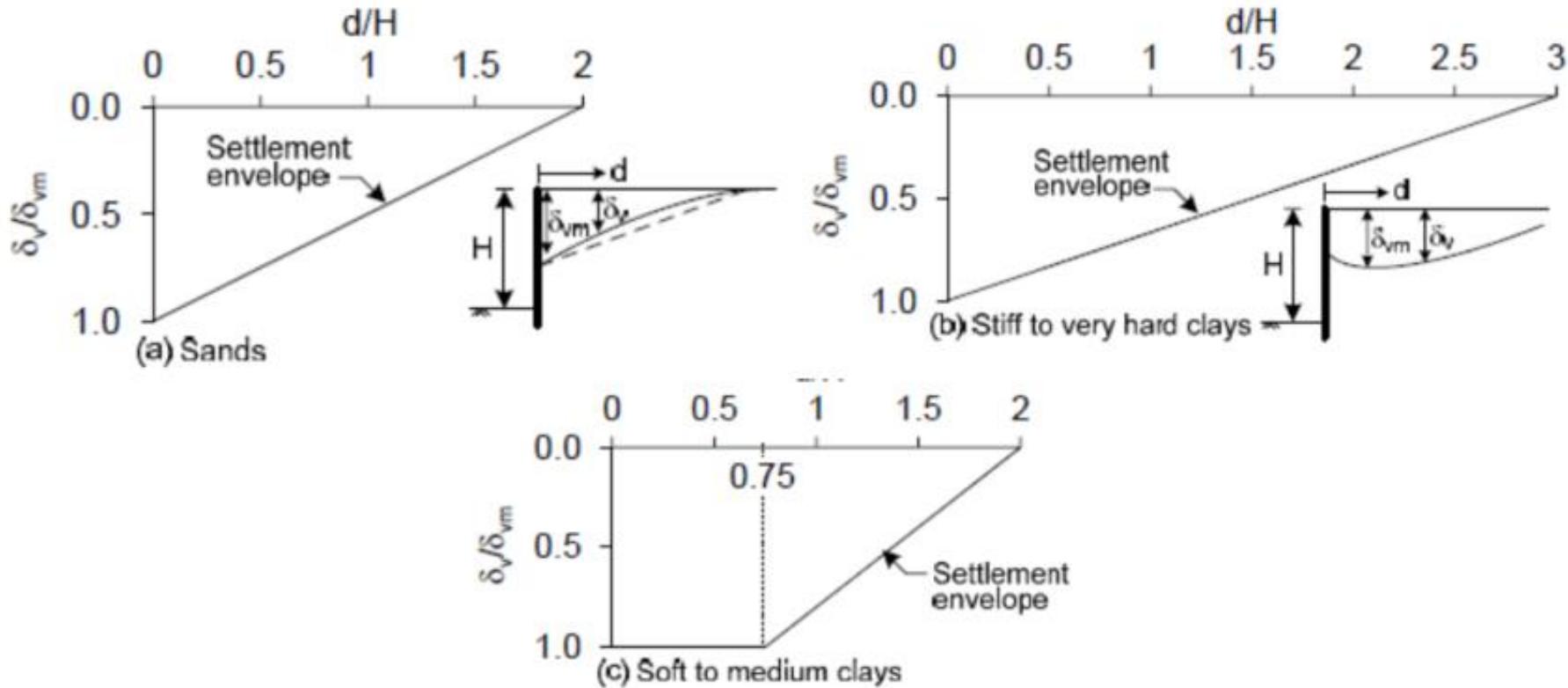
Clough y otros (1989)

Estudiaron distintos tipos de contenciones en distintos tipos de suelo y encontraron que en arcillas rígidas, suelos residuales y arenas el máximo asentamiento es aproximadamente 0.15% de la altura de la excavación.



Desplazamientos en excavaciones (Relaciones empíricas)

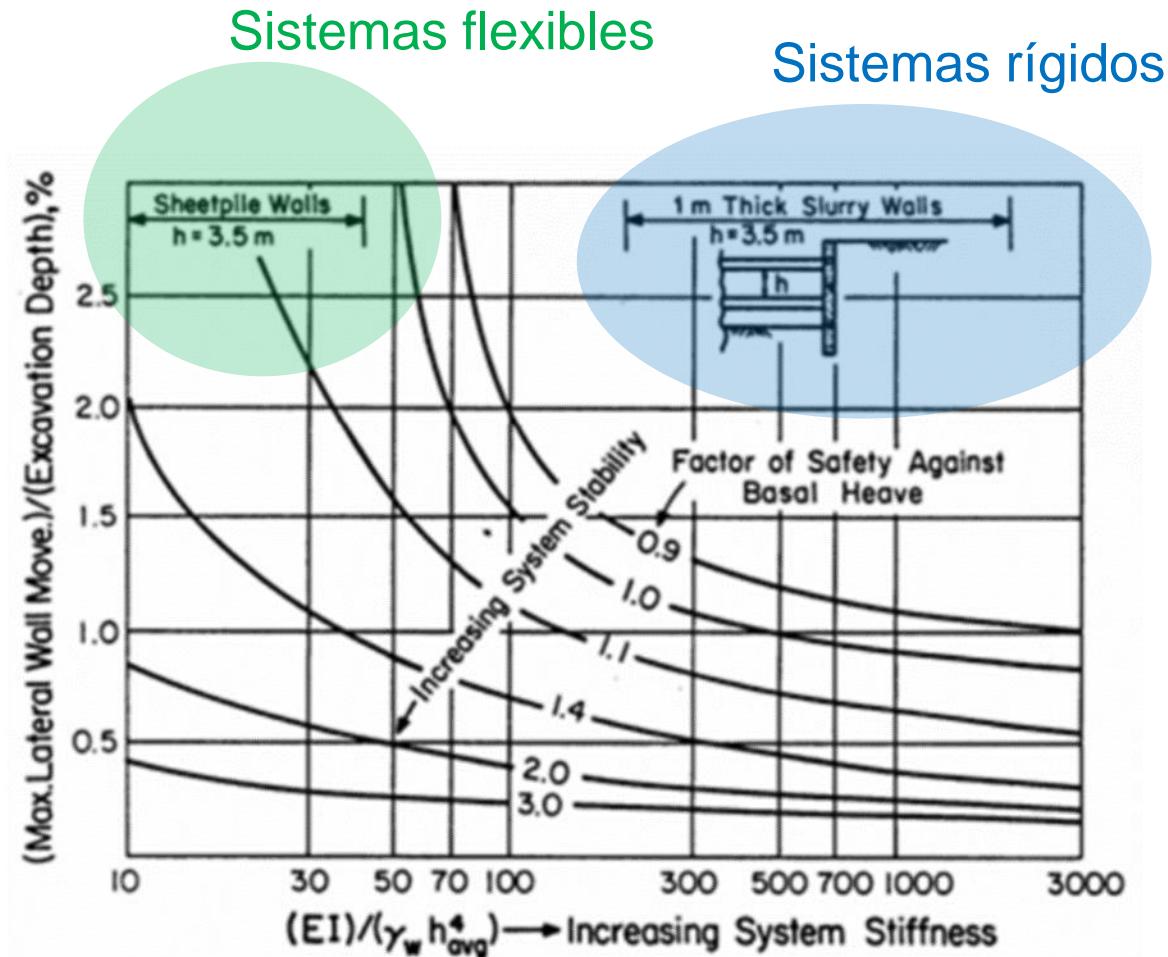
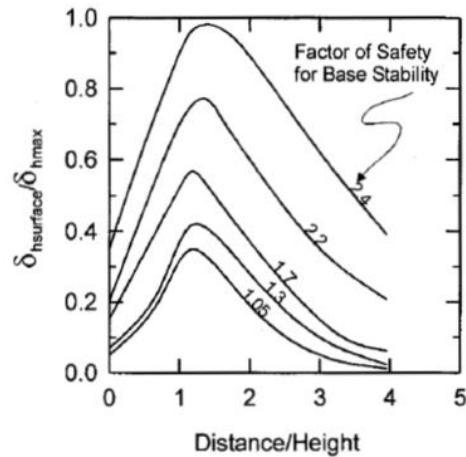
Clough y otros (1989)



Desplazamientos en excavaciones (Relaciones empíricas)

Clough y otros (1989)

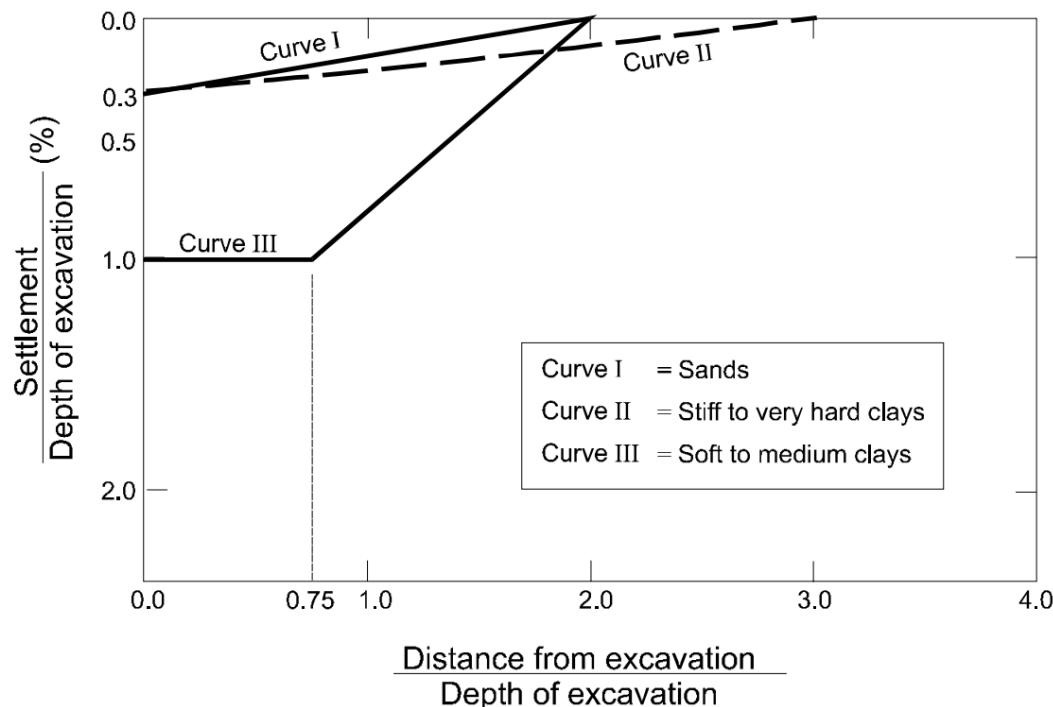
Propusieron relaciones entre el FOS, la rigidez del sistema y la deformación lateral.



Desplazamientos en excavaciones (Relaciones empíricas)

FHWA (1999)

- Los movimientos laterales máximos de una pantalla lateral son del orden $0.5\% \cdot H$, con máximos del orden $0.5\% \cdot H$
- Los asentamientos detrás del muro son del orden de $0.15\% \cdot H$

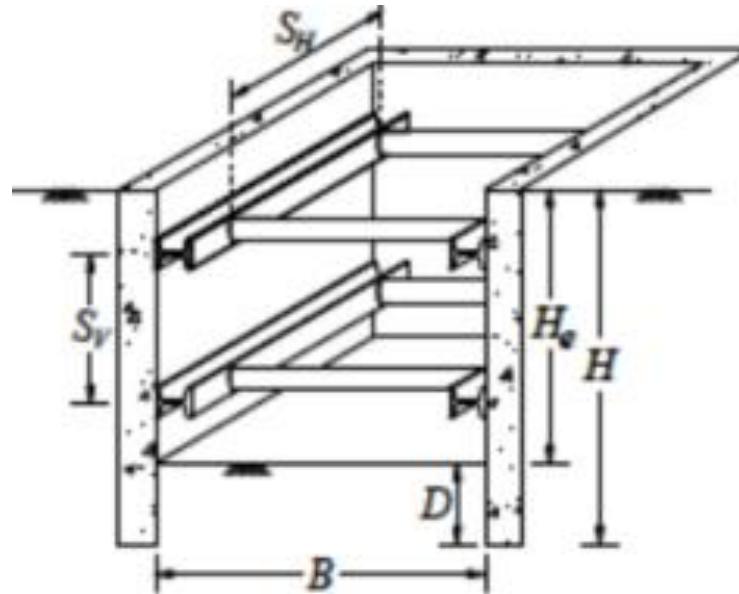


Desplazamientos en excavaciones (Relaciones empíricas)

Zapata – Medina (2007)

- Consideraron 30 casos históricos (arcillas blandas a rígidas), calibraron modelos FEM 3D e hicieron un análisis paramétrico

$$R = \frac{E_{50}}{E_h} \frac{S_H S_v H}{I} \frac{\gamma_s H_e}{s_u}$$

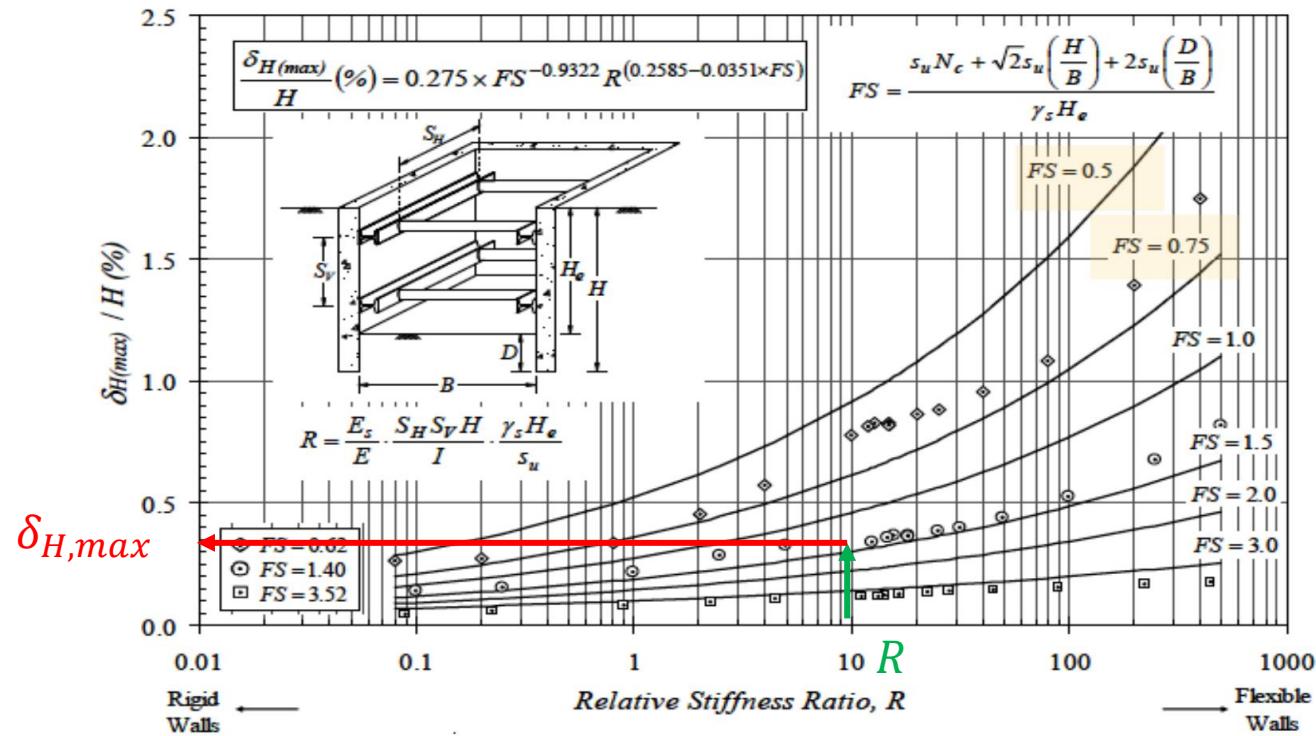


Desplazamientos en excavaciones (Relaciones empíricas)

Zapata – Medina (2007)

- Consideraron 30 casos históricos (arcillas blandas a rígidas), calibraron modelos FEM 3D e hicieron un análisis paramétrico

$$R = \frac{E_{50}}{E_h} \frac{S_H S_v H}{I} \frac{\gamma_s H_e}{s_u}$$

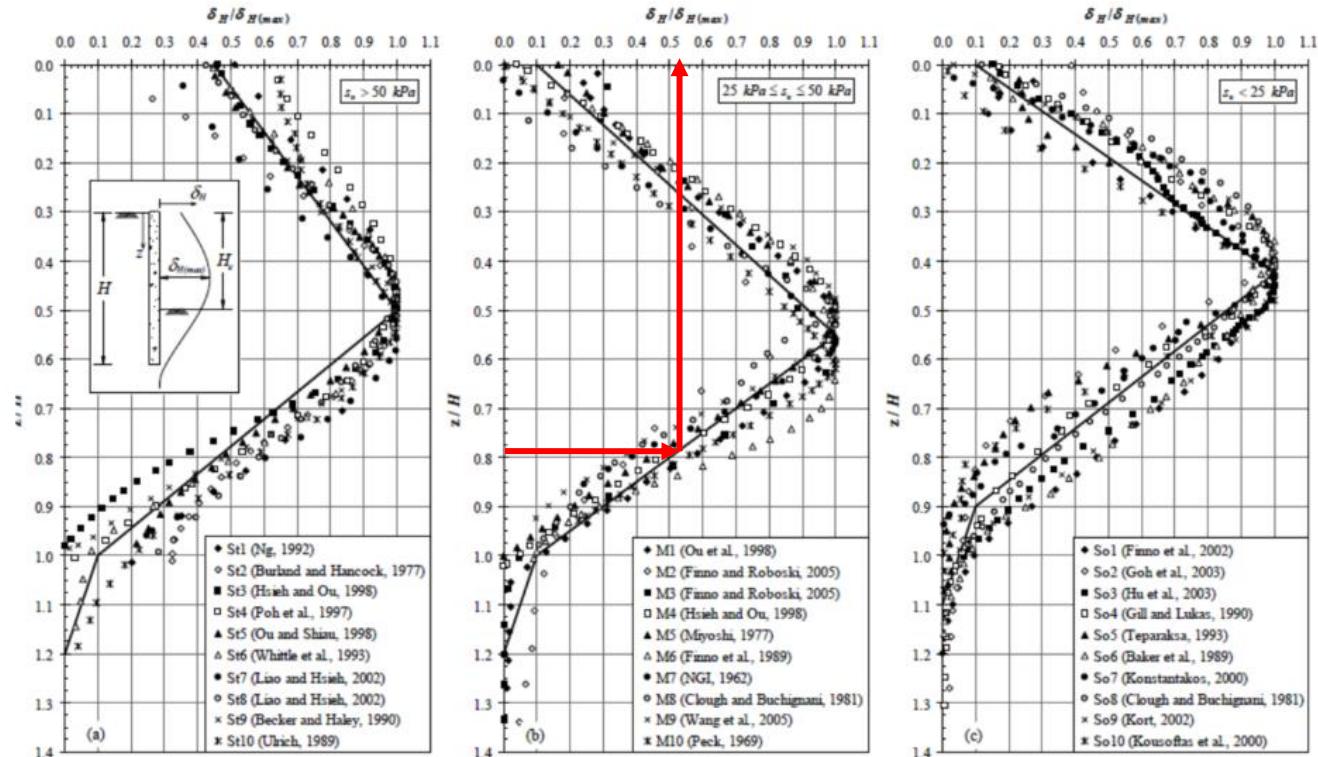


Desplazamientos en excavaciones (Relaciones empíricas)

Zapata – Medina (2007)

- Consideraron 30 casos históricos (arcillas blandas a rígidas), calibraron modelos FEM 3D e hicieron un análisis paramétrico

$$R = \frac{E_{50}}{E_h} \frac{S_H S_v H}{I} \frac{\gamma_s H_e}{s_u}$$



Desplazamientos en excavaciones (Relaciones empíricas)

Zapata – Medina (2007)

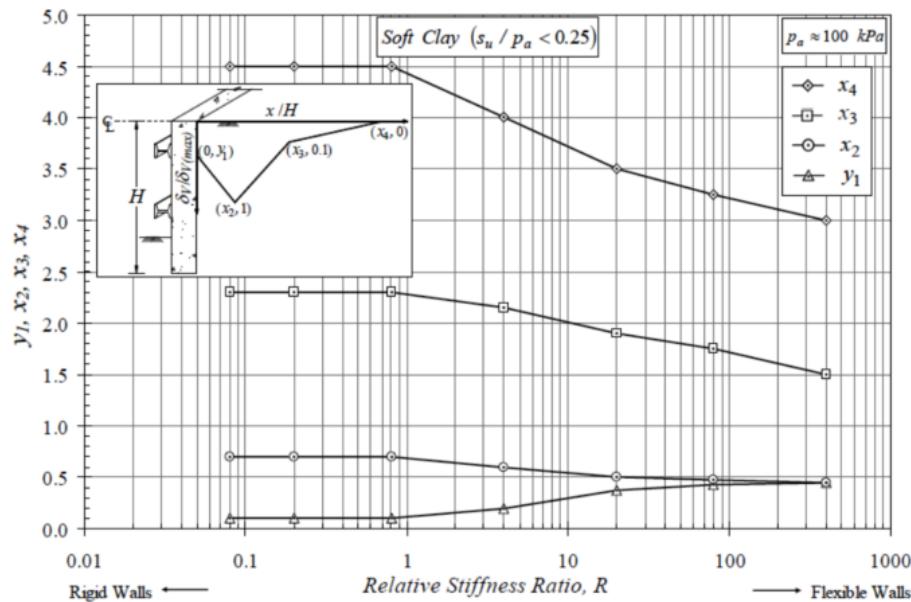
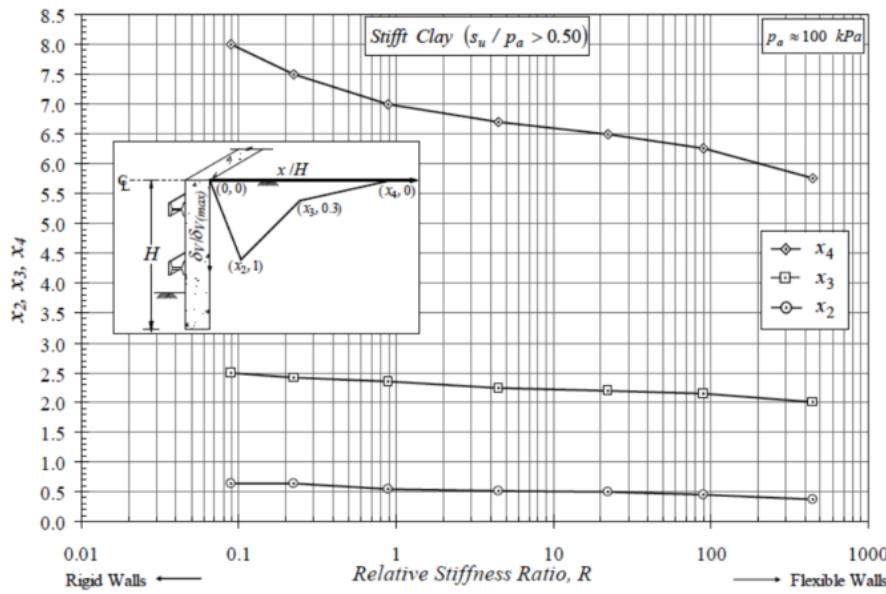
- Consideraron 30 casos históricos (arcillas blandas a rígidas), calibraron modelos FEM 3D e hicieron un análisis paramétrico
- El máximo asentamiento vertical es función de R

$$\frac{\delta_V(\text{Max})}{H} = \left(\frac{0.5072}{FS} - 0.0884 \right) \cdot \left(\frac{\delta_H(\text{Max})}{H} R FS \right)^{(0.3088 - 0.0496 FS)}$$

Desplazamientos en excavaciones (Relaciones empíricas)

Zapata – Medina (2007)

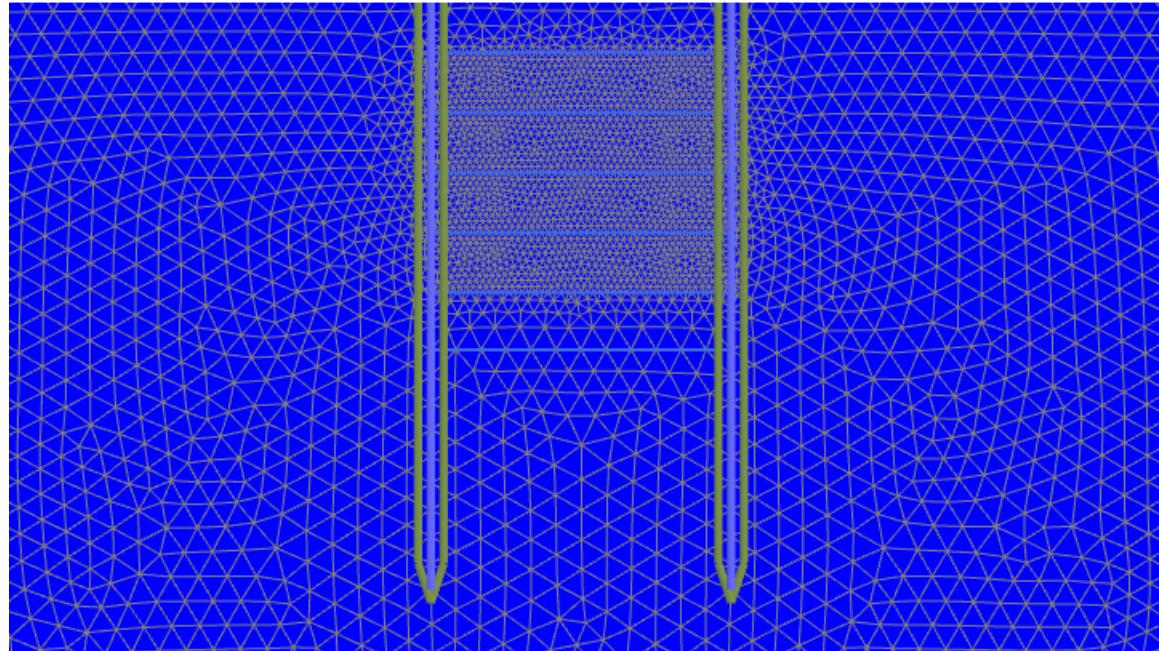
- Consideraron 30 casos históricos (arcillas blandas a rígidas), calibraron modelos FEM 3D e hicieron un análisis paramétrico
- El máximo asentamiento vertical es función de R



Ejemplo numérico

Excavación en arcilla blanda

- Excavación en arenas densas
 $(\gamma = 16 \text{ kN/m}^3, \phi' = 26, c' = 0, E_{50} = 4 \text{ MPa})$
- Tablestaca AZ18 – 20.0 m
- Puntales cada 2.0 m x 6.0 m
 $(E.A = 1.83E + 06 \text{ kN}, N_p = 1240 \text{ kN})$
- Prof. de excavación:
12.0 m
- Modelo constitutivo:
HSSM



Ejemplo numérico

Excavación en arcilla blanda

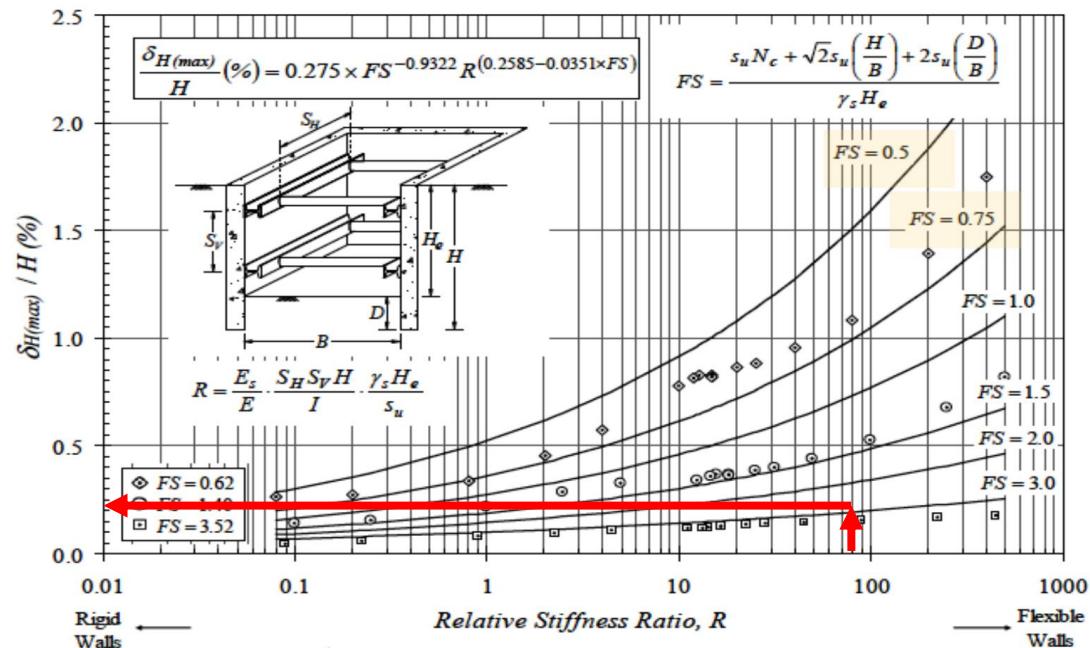
Definición de la rigidez del sistema

$$R = \frac{E_{50}}{E_h} \frac{S_H S_v H}{I} \frac{\gamma_s H_e}{s_u} = 85.5$$

$$FS \approx 3.0$$

$$\delta_{H(\text{Max})}/H \cong 0.25\%$$

$$\delta_{H(\text{Max})} \cong 5 \text{ cm}$$



Ejemplo numérico

Excavación en arcilla blanda

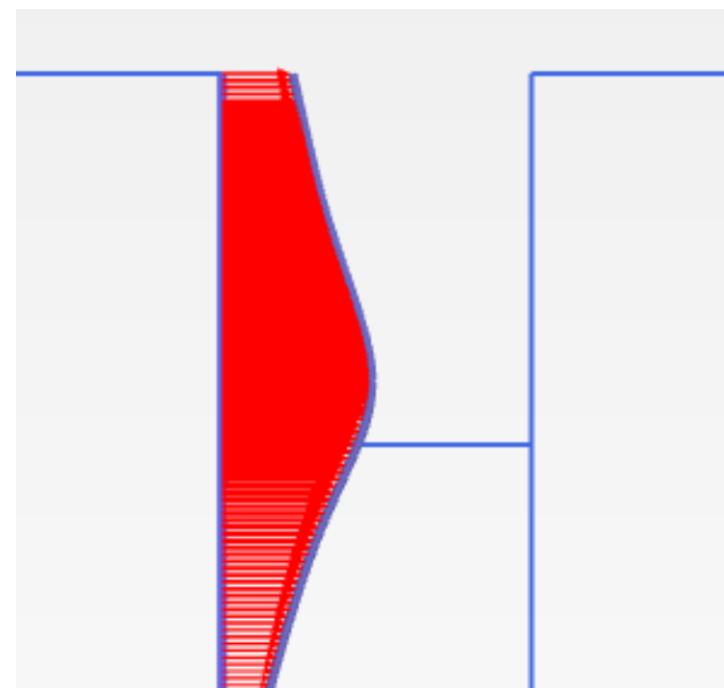
Definición de la rigidez del sistema

$$R = \frac{E_{50}}{E_h} \frac{S_H S_v H}{I} \frac{\gamma_s H_e}{s_u} = 85.5$$

$$FS \approx 3.0$$

$$\delta_{H(Max)}/H \cong 0.25\%$$

$$\delta_{H(Max)} \cong 5 \text{ cm}$$



Total displacements u_x (scaled up 100 times)

Maximum value = 0,04830 m (Element 79 at Node 28728)

Minimum value = 0,01504 m (Element 107 at Node 22984)

Ejemplo numérico

Excavación en arcilla blanda

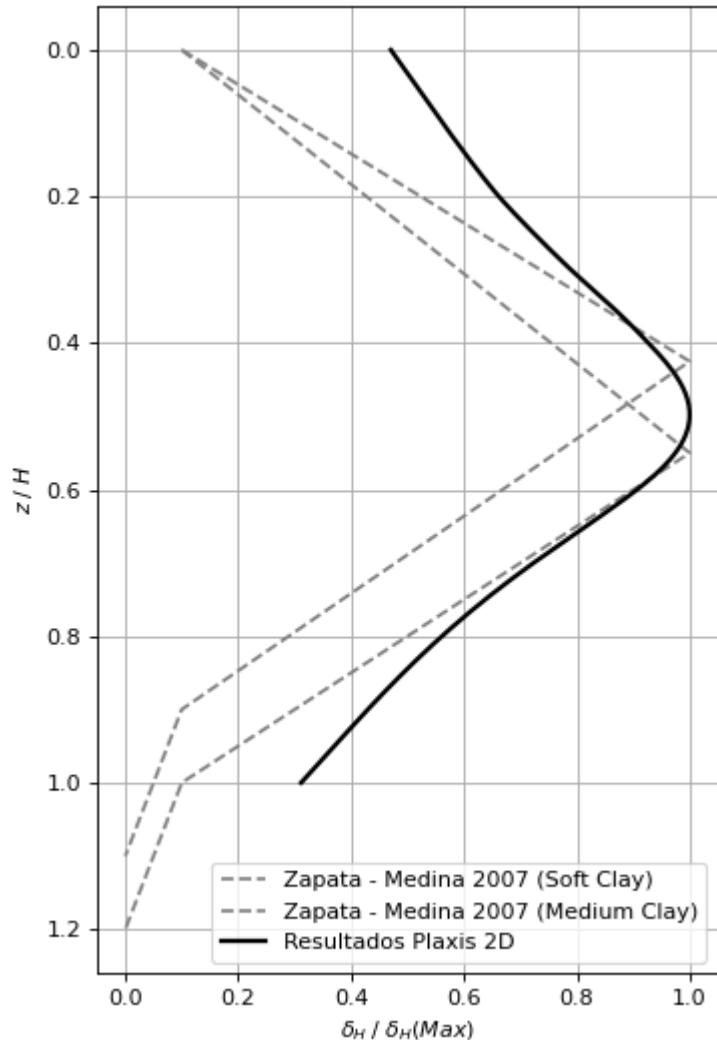
Definición de la rigidez del sistema

$$R = \frac{E_{50}}{E_h} \frac{S_H S_v H}{I} \frac{\gamma_s H_e}{s_u} = 85.5$$

$$FS \approx 3.0$$

$$\delta_{H(Max)}/H \cong 0.25\%$$

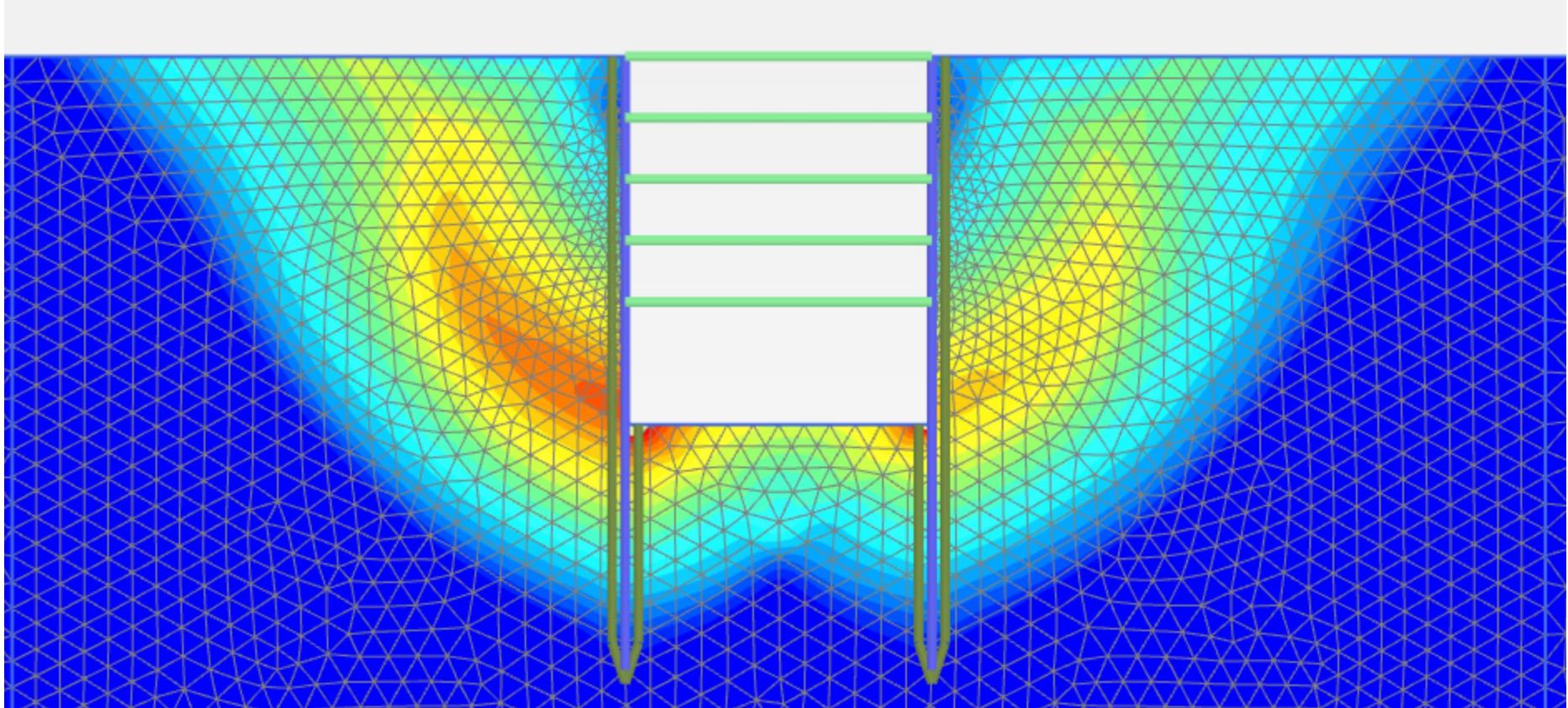
$$\delta_{H(Max)} \cong 5 \text{ cm}$$



Ejemplo numérico

Excavación en arcilla blanda

Factor de seguridad numérico (SSR): 2.50



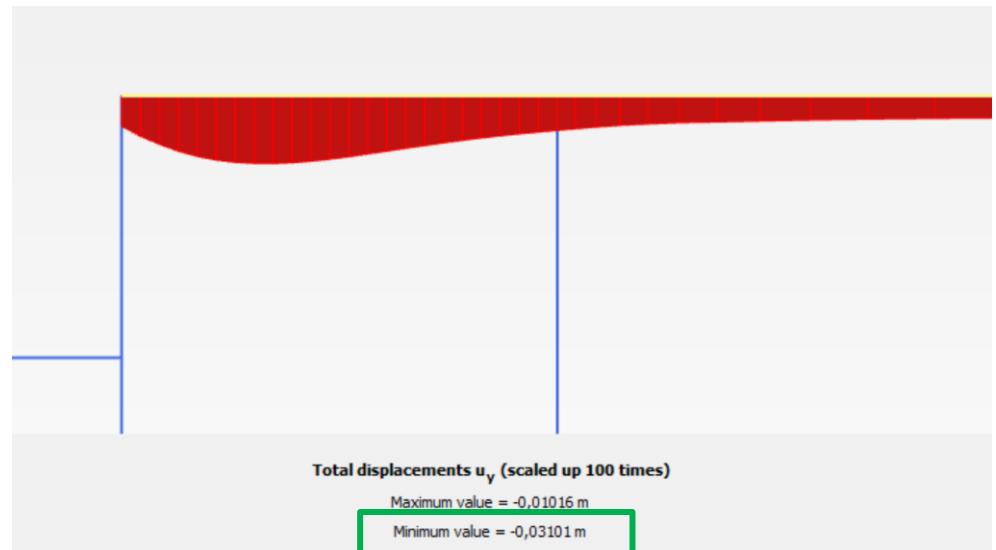
Ejemplo numérico

Excavación en arcilla blanda

Factor de seguridad numérico (SSR): 2.50

$$\frac{\delta_V(\text{Max})}{H} = \left(\frac{0.5072}{FS} - 0.0884 \right) \cdot \left(\frac{\delta_H(\text{Max})}{H} \text{ R FS} \right)^{(0.3088 - 0.0496 FS)}$$

$$\delta_V(\text{Max}) = 2.02 \text{ cm}$$



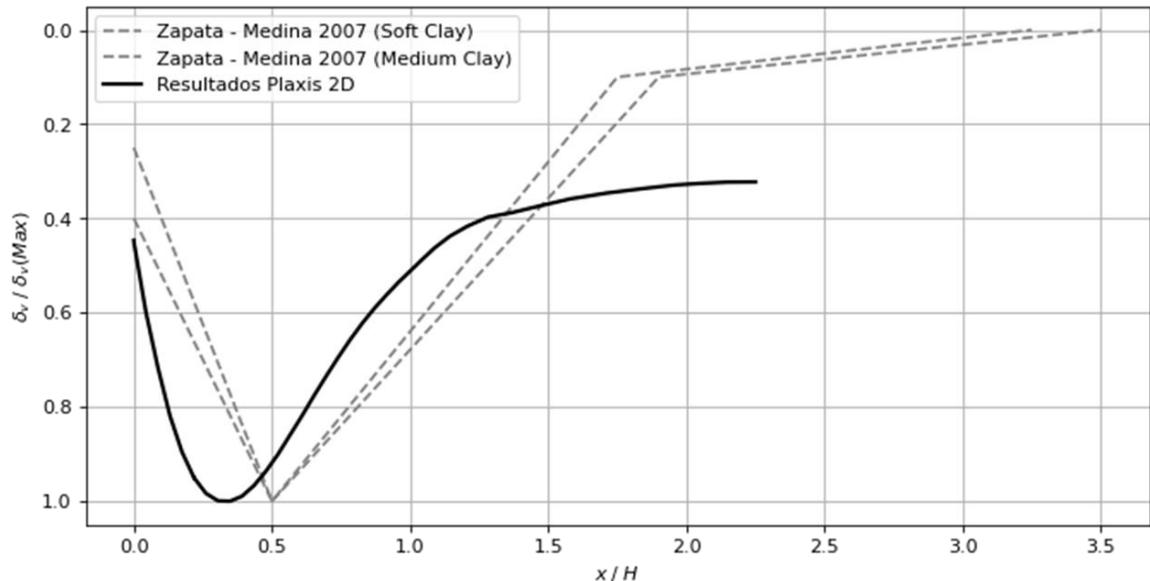
Ejemplo numérico

Excavación en arcilla blanda

Factor de seguridad numérico (SSR): 2.50

$$\frac{\delta_V(\text{Max})}{H} = \left(\frac{0.5072}{FS} - 0.0884 \right) \cdot \left(\frac{\delta_H(\text{Max})}{H} \text{ R FS} \right)^{(0.3088 - 0.0496 FS)}$$

$$\delta_V(\text{Max}) = 2.02 \text{ cm}$$



Desplazamientos en excavaciones (Relaciones empíricas)

Otros métodos (Analíticos / Empíricos)

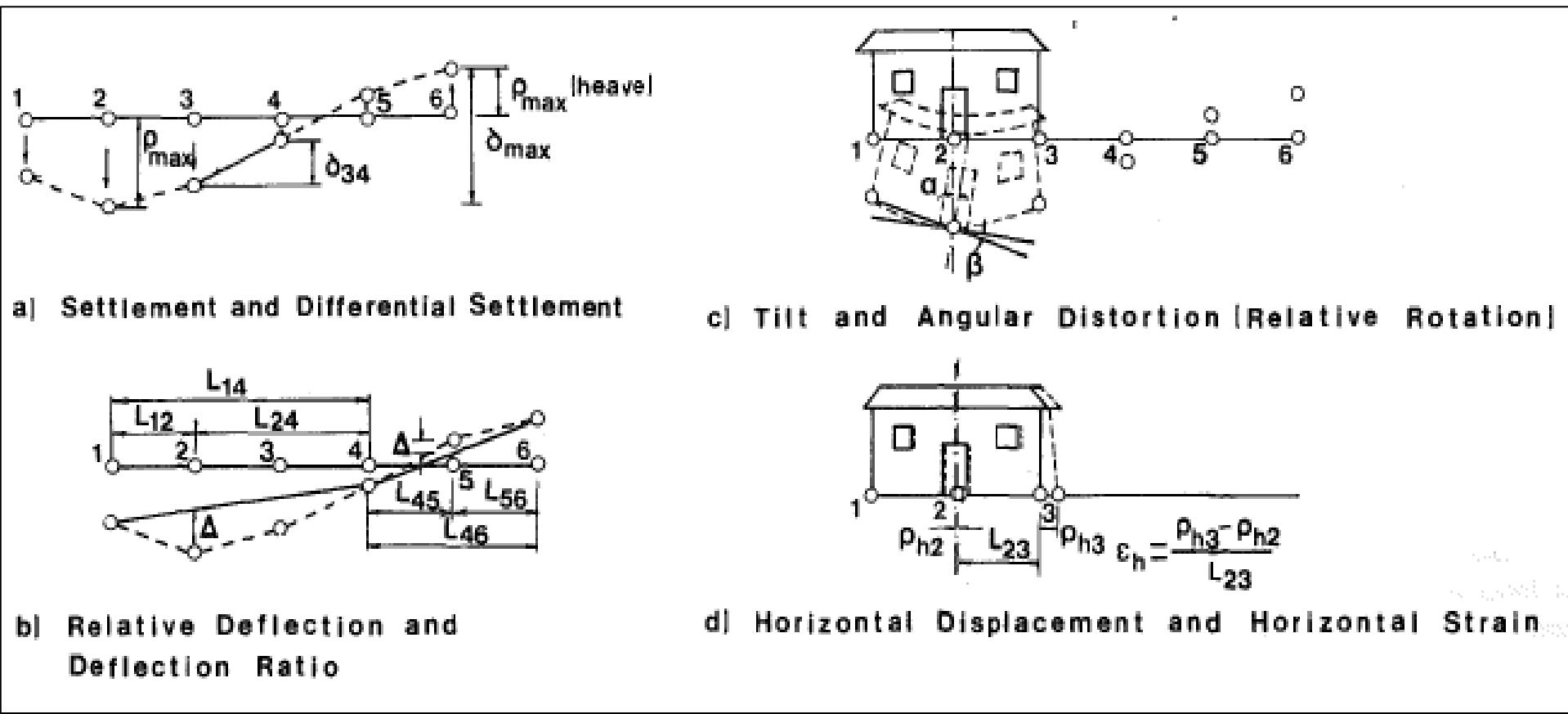
- Clough (1975)
- Bentler (1998)
- Long (2001)
- Moormann (2002, 2004)
- Boone (2003), Boone y Westland (2005)
- Hsiao (2007)
- Konstantakos (2008)

Algunos valores de referencias (No aptos para el diseño ejecutivo)

Autor	Suelo	$\delta_{h,max}$ % de H	$\delta_{v,max}$ % de H
Burland y otros (1979)	Arcillas blandas	-	2,00
	Arcillas duras	-	0,15
	Arenas y gravas	-	0,50
Clough y O'Bourke (1990)	Arenas y arcillas duras	0,20	0,15
	Arcillas blandas		
Long (2001)	Arcillas duras	0,25	0,20
	Arcillas blandas	< 3,2	-
Moormann (2004)	Arcillas blandas	0,90	1,10
	Arenas	0,27	0,33
	Arcillas duras	0,25	0,18
	Suelos Estratificados	0,27	0,25

Criterios de daño en edificaciones linderas

- Parámetros para definir el movimiento de una construcción



USACE. Settlement Analysis

Limiting Angular Distortions to Avoid Potential Damages (Data from Items 53, 65, TM 5-818-1)

Situation	Length Height	Allowable Angular Distortion, $\beta = \delta/L$
Hogging of unreinforced load-bearing walls		1/2000
Load bearing brick, tile, or concrete block walls	≥ 5 ≤ 3	1/1250 1/2500
Sagging of unreinforced load-bearing walls		1/1000
Machinery sensitive to settlement		1/750
Frames with diagonals		1/600
No cracking in buildings; tilt of bridge abutments; tall slender structures such as stacks, silos, and water tanks on a rigid mat		1/500
Steel or reinforced concrete frame with brick, block, plaster or stucco finish	≥ 5 ≤ 3	1/500 1/1000
Circular steel tanks on flexible base with floating top; steel or reinforced concrete frames with insensitive finish such as dry wall, glass, panels		1/300 - 1/500
Cracking in panel walls; problems with overhead cranes		1/300
Tilting of high rigid buildings		1/250
Structural damage in buildings; flexible brick walls with length/height ratio > 4		1/150
Circular steel tanks on flexible base with fixed top; steel framing with flexible siding		1/125

Maximum Allowable Average Settlement of Some Structures (Data from Item 53)

Type of Structure	Settlement, inches
Plain brick walls	
Length/Height ≥ 2.5	3
Length/Height ≤ 1.5	4
Framed structure	4
Reinforced brick walls and brick walls with reinforced concrete	6
Solid reinforced concrete foundations supporting smokestacks, silos, towers, etc	12

Some Limiting Deflection Ratios (After Items 17, 53, 65)

Structure	Deflection Ratio, Δ/L	Sand and Hard Clay	Plastic Clay
Buildings with plain brick walls			
Length/Height ≥ 3	1/3333	1/2500	
Length/Height ≥ 5	1/2000	1/1500	
One story mills; between columns for brick clad column frames	1/1000	1/1000	
Steel and concrete frame	1/500	1/500	

Rankin (1988)

Table 7-9 Damage Risk Assessment Chart (Rankin, 1988)

Risk category	Maximum slope of building	Maximum settlement of building (mm)	Description of risk
1	Less than 1/500	Less than 10	Negligible: superficial damage unlikely
2	1/500–1/200	10–50	Slight: possible superficial damage which is unlikely to have structural significance
3	1/200–1/50	50–75	Moderate: expected superficial damage and possible structural damage to buildings, possible damage to relatively rigid pipelines
4	Greater than 1/50	Greater than 75	High: expected structural damage to buildings. Expected damage to rigid pipelines, possible damage to other pipelines

Boscardini & Cording (1989)

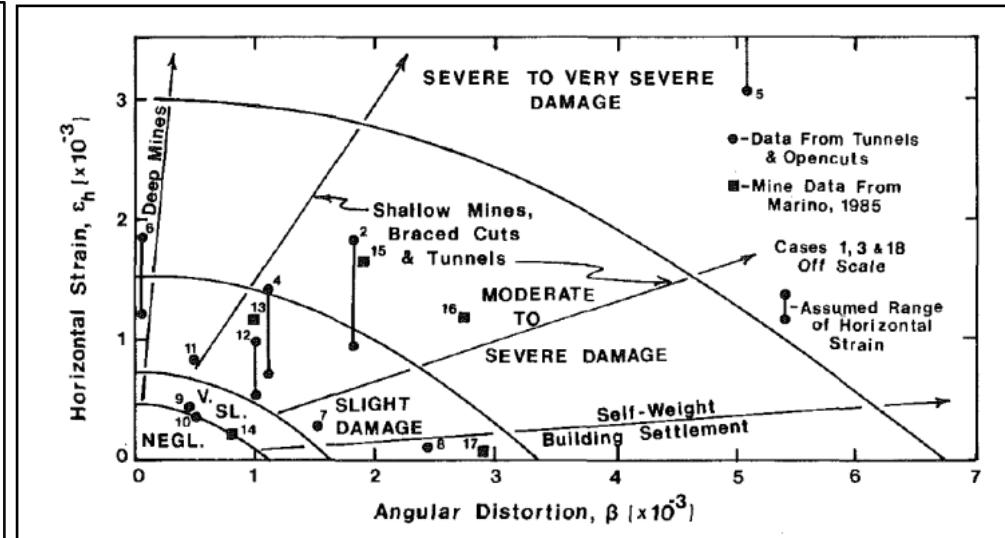
TABLE 2. Classification of Visible Damage

Class of damage (1)	Description of damage ^a (2)	Approximate width ^b of cracks, mm (3)
Negligible	Hairline cracks	<0.1
Very Slight	Fine cracks easily treated during normal redecoration. Perhaps isolated slight fracture in building. Cracks in exterior brickwork visible upon close inspection.	<1
Slight	Cracks easily filled. Re-decoration probably required. Several slight fractures inside building. Exterior cracks visible, some repointing may be required for weathertightness. Doors and windows may stick slightly.	<5
Moderate	Cracks may require cutting out and patching. Recurrent cracks can be masked by suitable linings. Tuck-pointing and possibly replacement of a small amount of exterior brickwork may be required. Doors and windows sticking. Utility service may be interrupted. Weathertightness often impaired.	5 to 15 or several cracks > 3 mm
Severe	Extensive repair involving removal and replacement of sections of walls, especially over doors and windows required. Windows and door frames distorted, floor slopes noticeably. Walls lean or bulge noticeably, some loss of bearing in beams. Utility service disrupted.	15 to 25 also depends on number of cracks
Very Severe	Major repair required involving partial or complete re-construction. Beams lose bearing, walls lean badly and require shoring. Windows broken by distortion. Danger of instability.	usually >25 depends on number of cracks

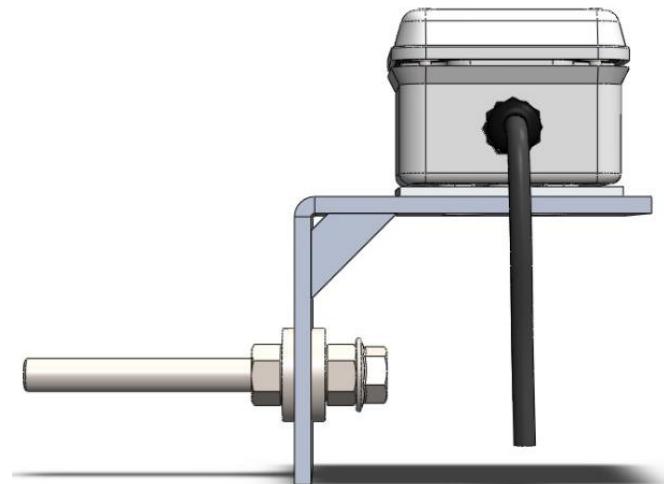
^aLocation of damage in the building or structure must be considered when classifying degree of damage.

^bCrack width is only one aspect of damage and should not be used on alone as a direct measure of it.

Note: Modified from Burland et al. (1977)

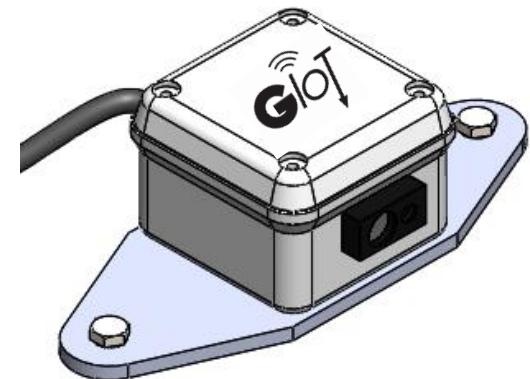
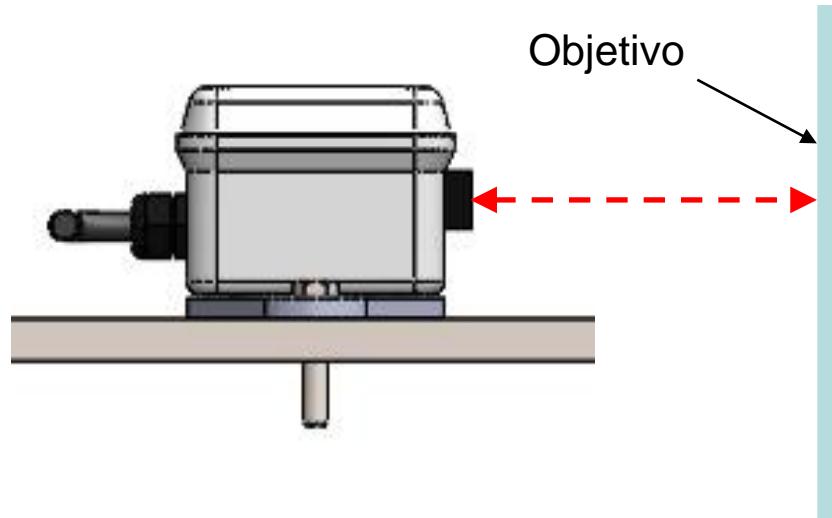


- Tipos de instrumentos
 - **Clinómetros fijos: Giros**



Auscultación y control de excavaciones

- Tipos de instrumentos
 - Clinómetros fijos: Giros
 - **Distanciómetro laser: Desplazamientos**



Auscultación y control de excavaciones

- Tipos de instrumentos
 - Clinómetros fijos: Giros
 - Distancímetro laser: Desplazamientos
 - **Crackmeters – Potenciómetros: Comportamiento de grietas**



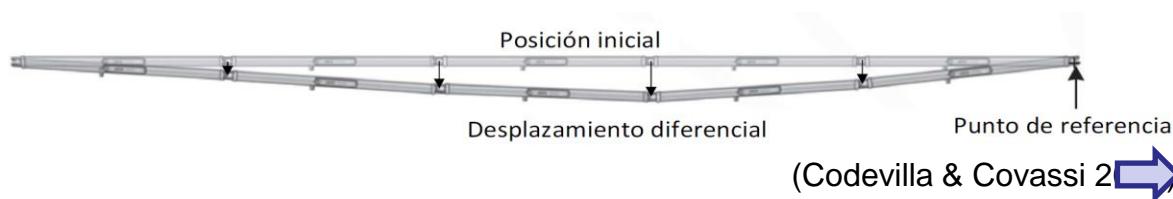
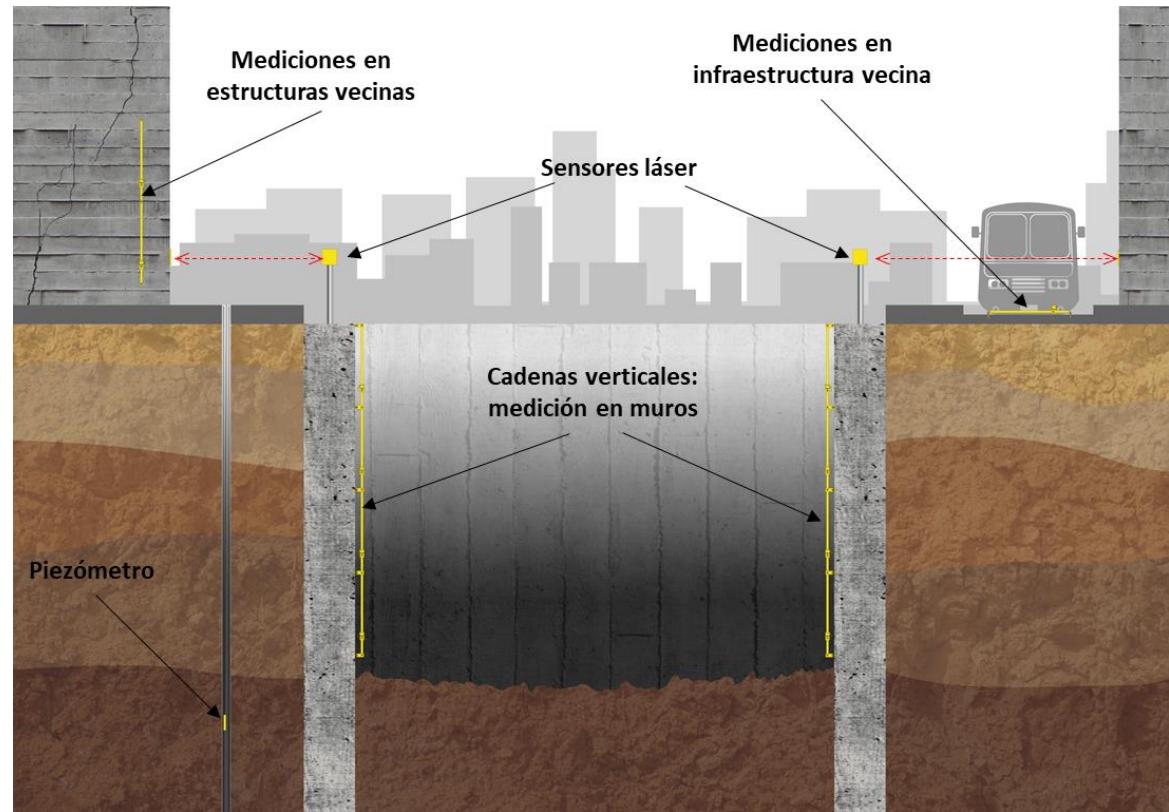
- Tipos de instrumentos
 - Clinómetros fijos: Giros
 - Distancímetro laser: Desplazamientos
 - Crackmeters – Potenciómetros: Comportamiento de grietas
 - **Piezómetros (Presión – Nivel freatico)**



(Fuente: GEOKON)

Que podemos medir en excavaciones urbanas?

- Clinómetros
- Distanciómetros
- Vigas clinométricas
- Piezómetros



Contenido

- **Introducción**
 - Sostenimiento típico para excavaciones urbanas
 - Comportamiento del terreno durante la excavación
 - Deformaciones, asentamientos y criterios de daño
 - **Algunos ejemplos**
 - **Excavación Torre Vista**
 - Estaciones Cut & Cover
 - Sala de ventilación Línea D
 - Levantamiento de fondo – Lote 2 (Aysa)
 - Conclusiones y recomendaciones

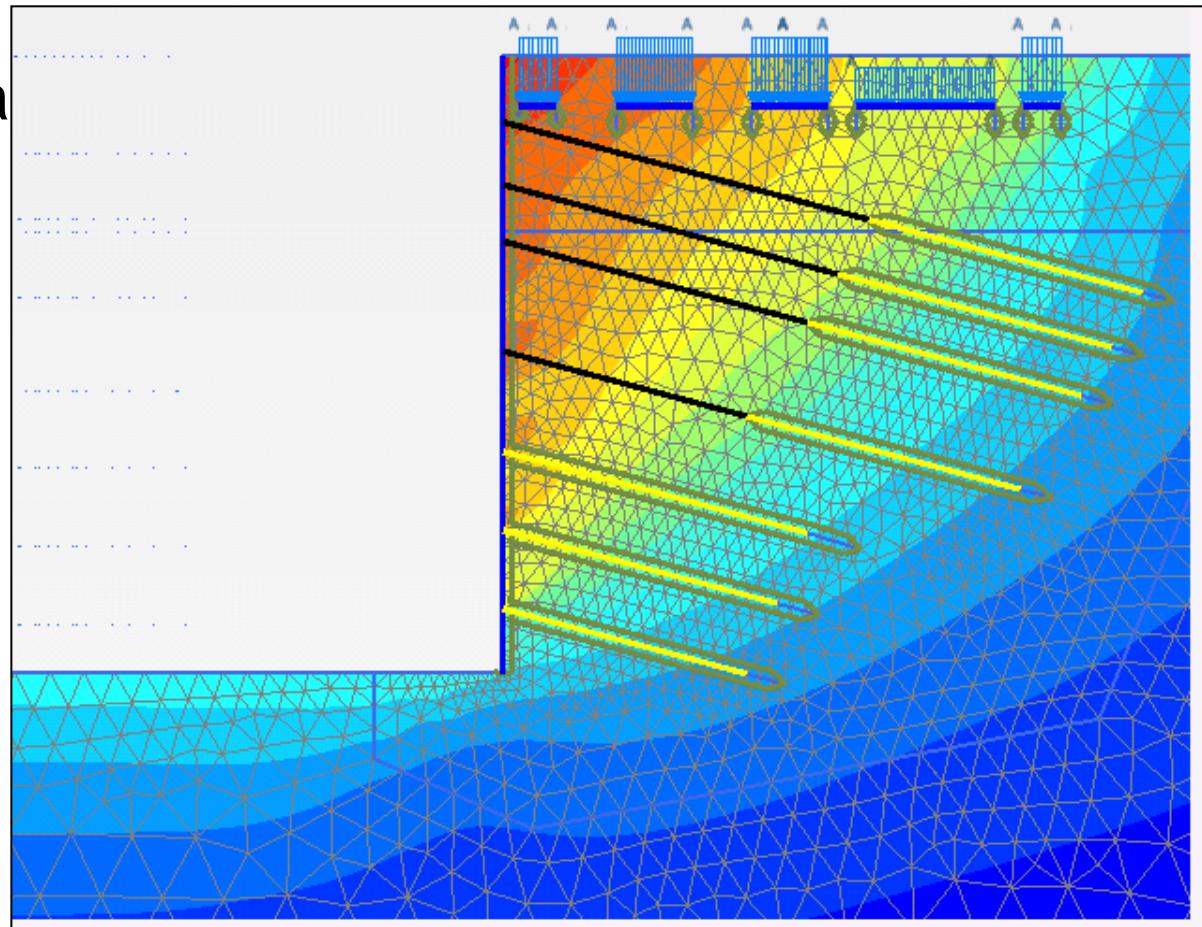
Planteo del problema



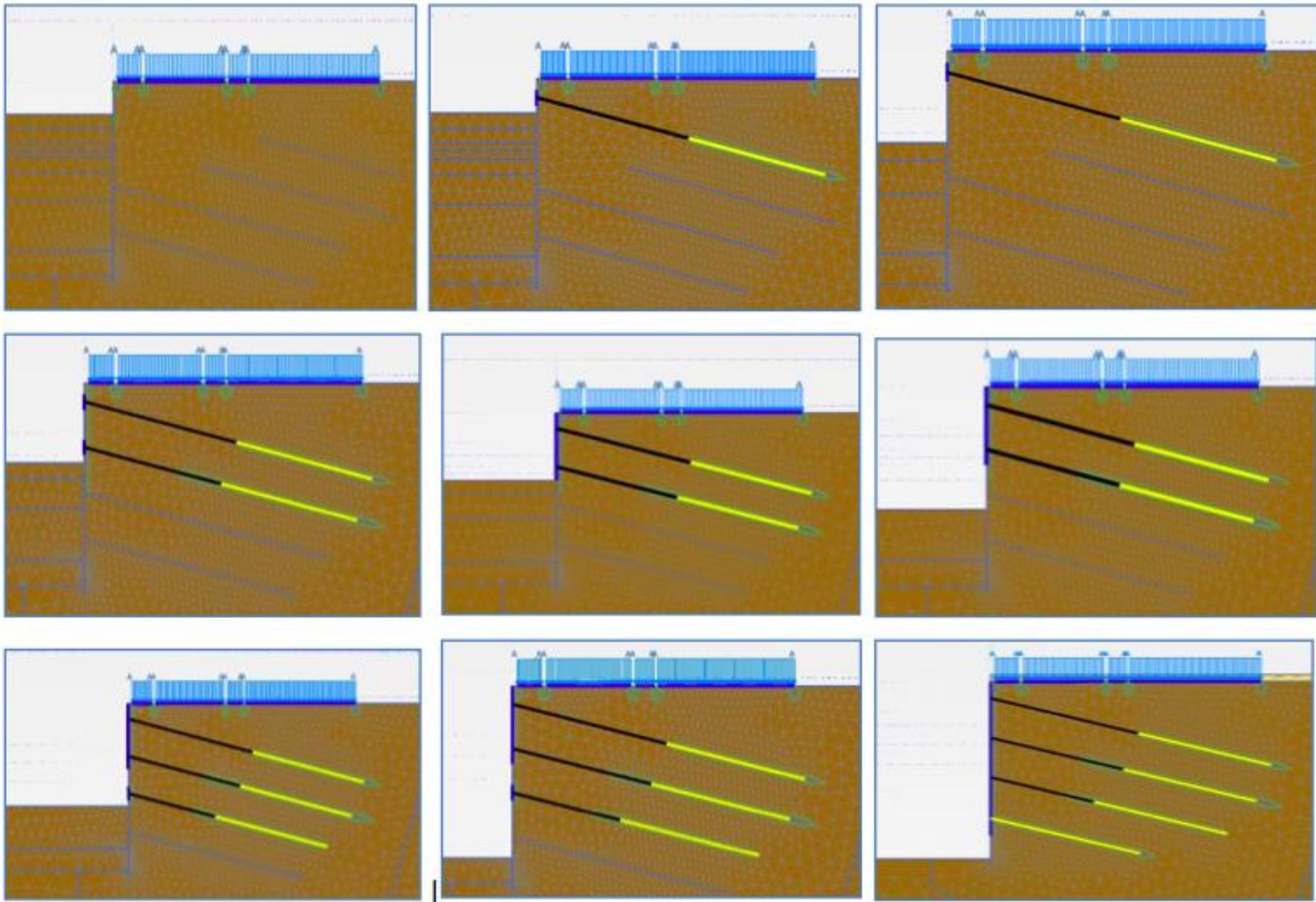
El diseño elegido: cortes verticales con bataches

Excavación con bataches y construcción simultánea de tabique definitivo

- Anclajes activos (5 T15 x 16/20 m)
- Anclajes pasivos (4 Ø 25 x 12 m)
- $\delta_v = 15|25 \text{ mm}$
- $\delta_h = 12|16 \text{ mm}$



Secuencia constructiva



Secuencia constructiva

- La instrucción del código de que cada panel debe tener al menos un lado menor a 2.0 m llevó al desarrollo de los bataches



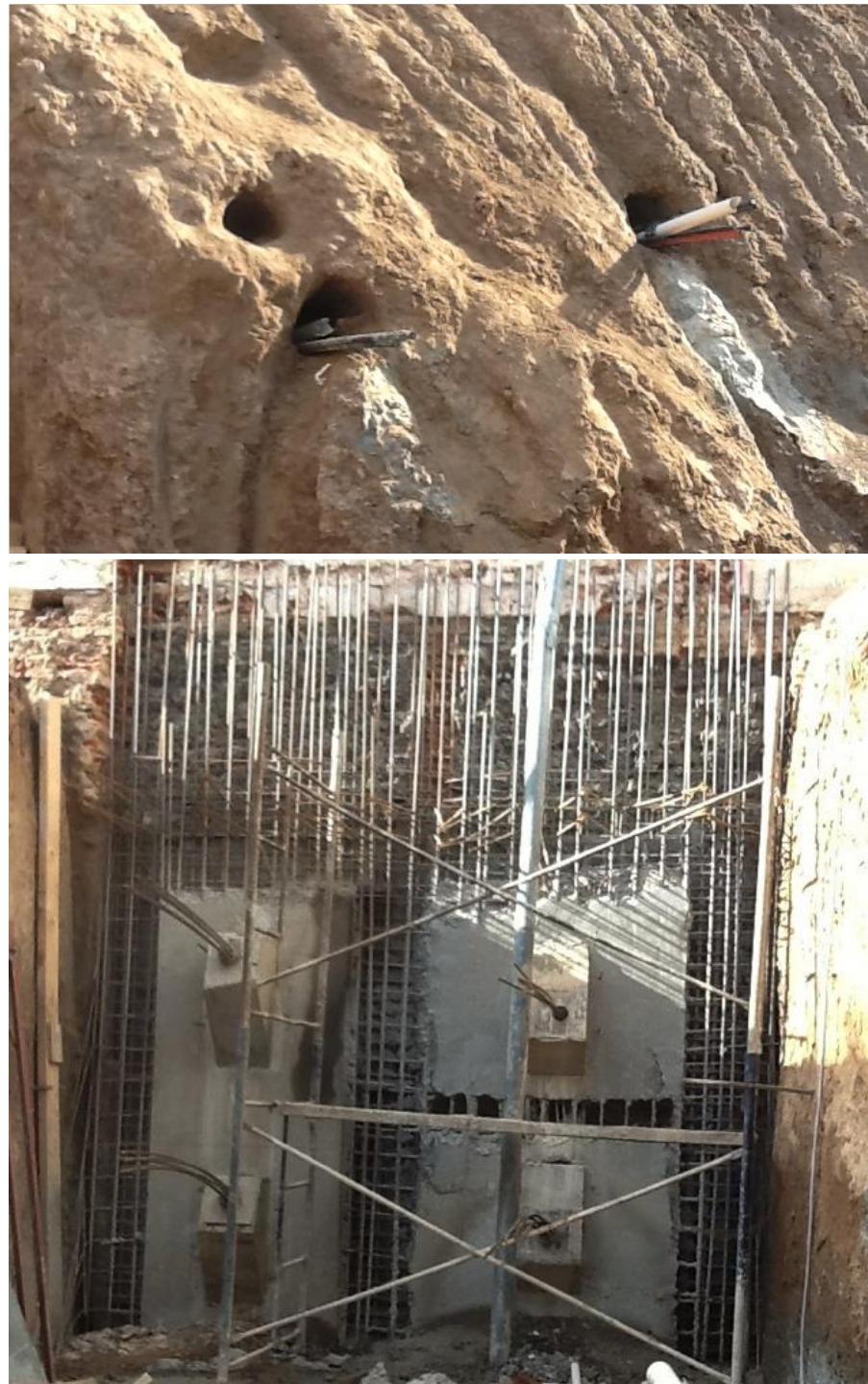
Instalación de anclajes

Los anclajes se instalan e inyectan a través de los bataches

- Están endurecidos cuando se excava el corte vertical
- Salen de camino crítico

Cuando se excava el corte vertical se instala el tramo de muro

- Armaduras definitivas en etapa de sostenimiento



Paredes interiores

- Situación temporaria: mayor riesgo aceptado
- Cortes con taludes: Menos o sin sostenimiento
- Seguridad de los operarios: zonas de no tránsito
- Sin impacto sobre vecinos: se admiten deformaciones mayores

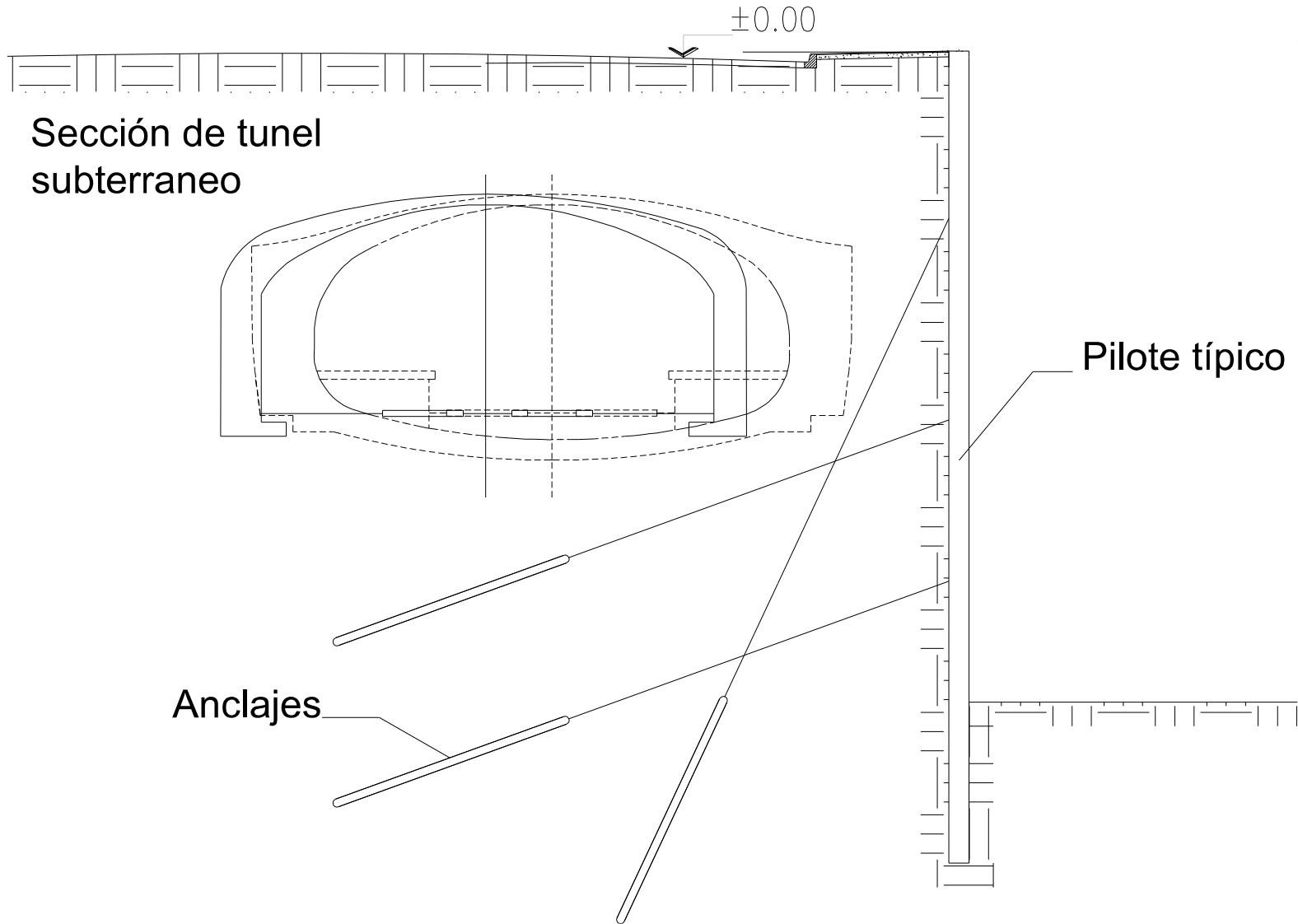


Secuencia constructiva: mejorar esto



Solución para línea de frente (Estación del Subte): pilotes y anclajes

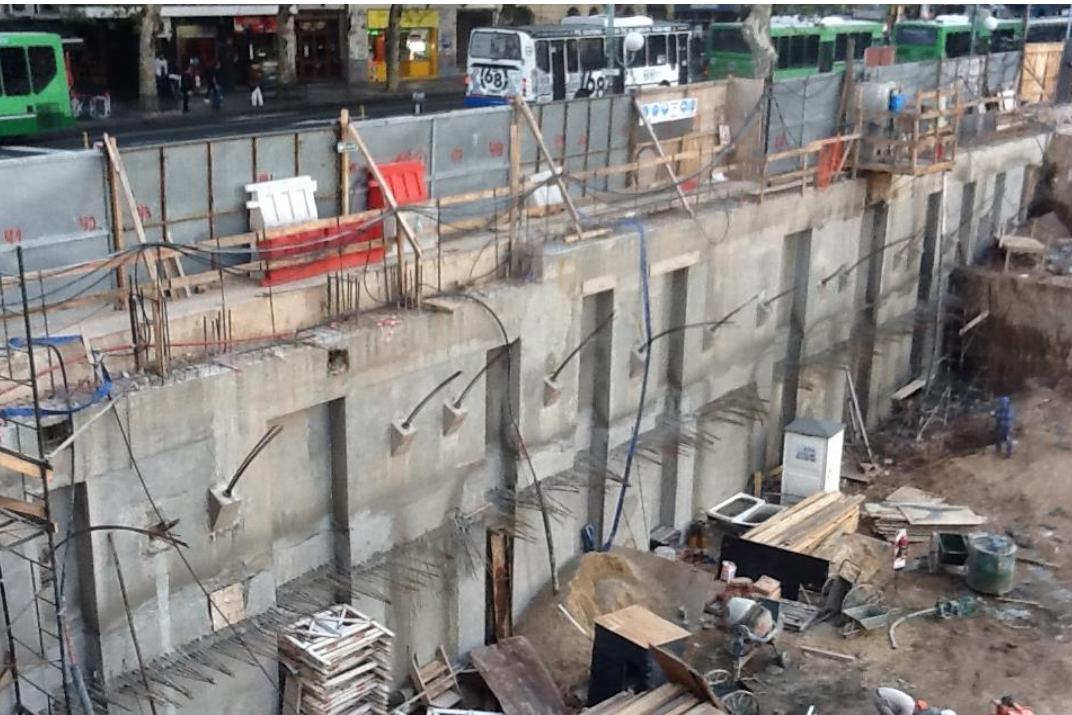
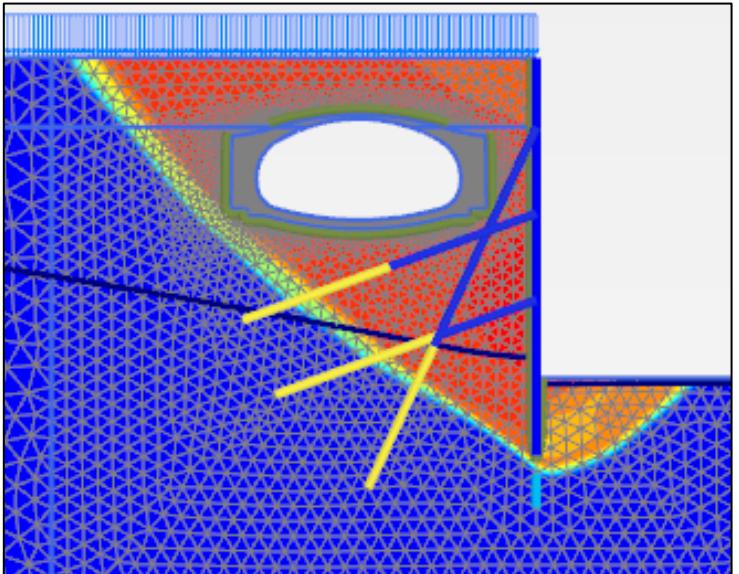
Excavaciones urbanas - Introducción



Sostenimiento con pilotes

Ventajas: Rapidez, Seguridad, Solución más rígida

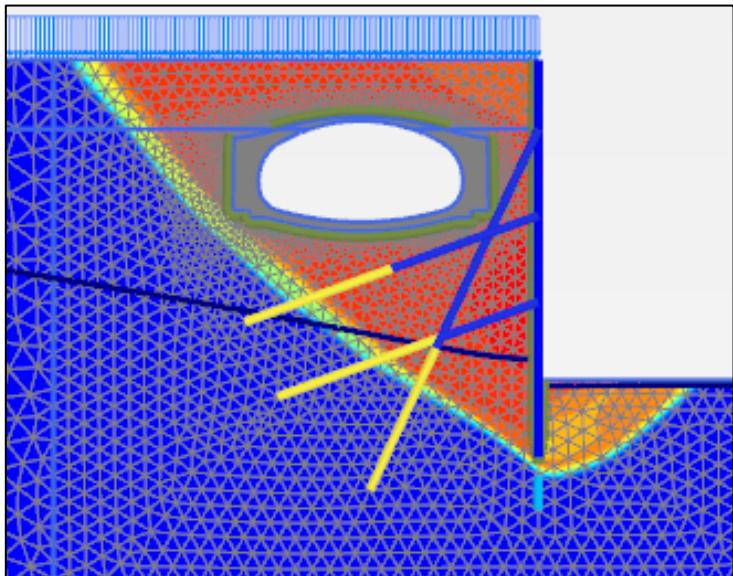
Desventajas: Consumo superficie del terreno



Sostenimiento con pilotes

Ventajas: Rapidez, Seguridad, Solución más rígida

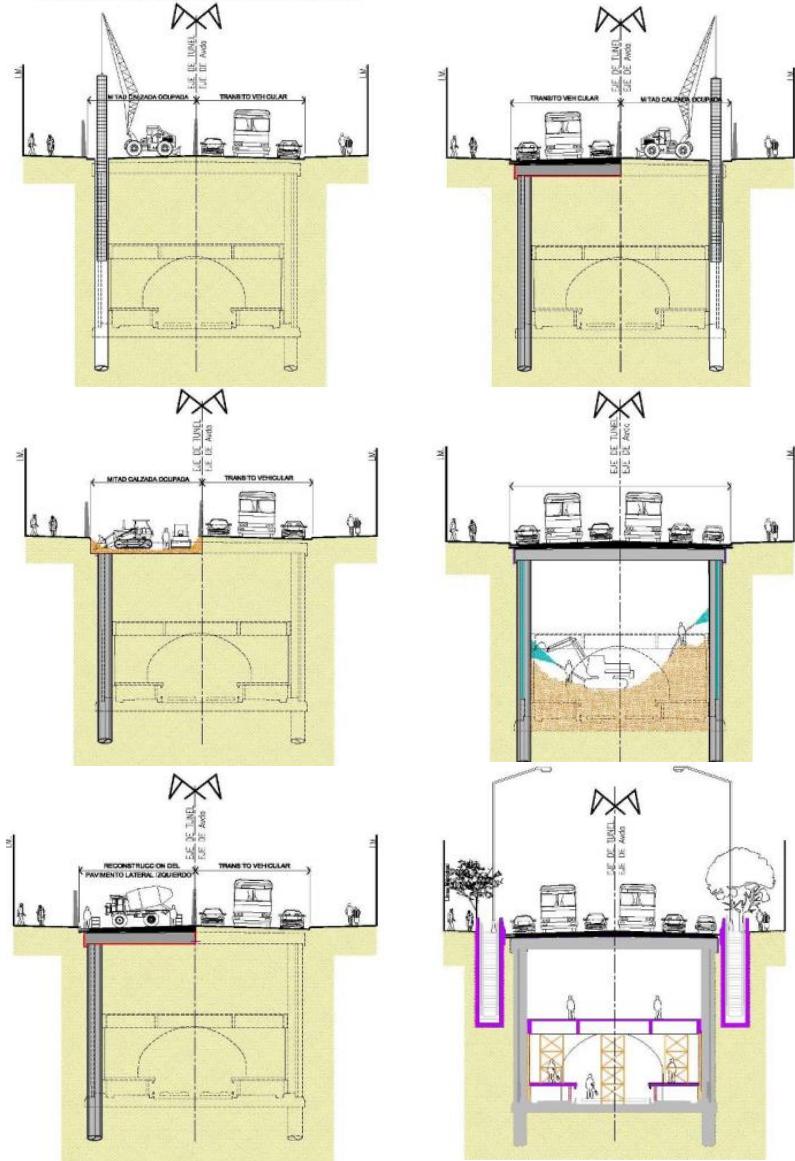
Desventajas: Consumo superficie del terreno



Contenido

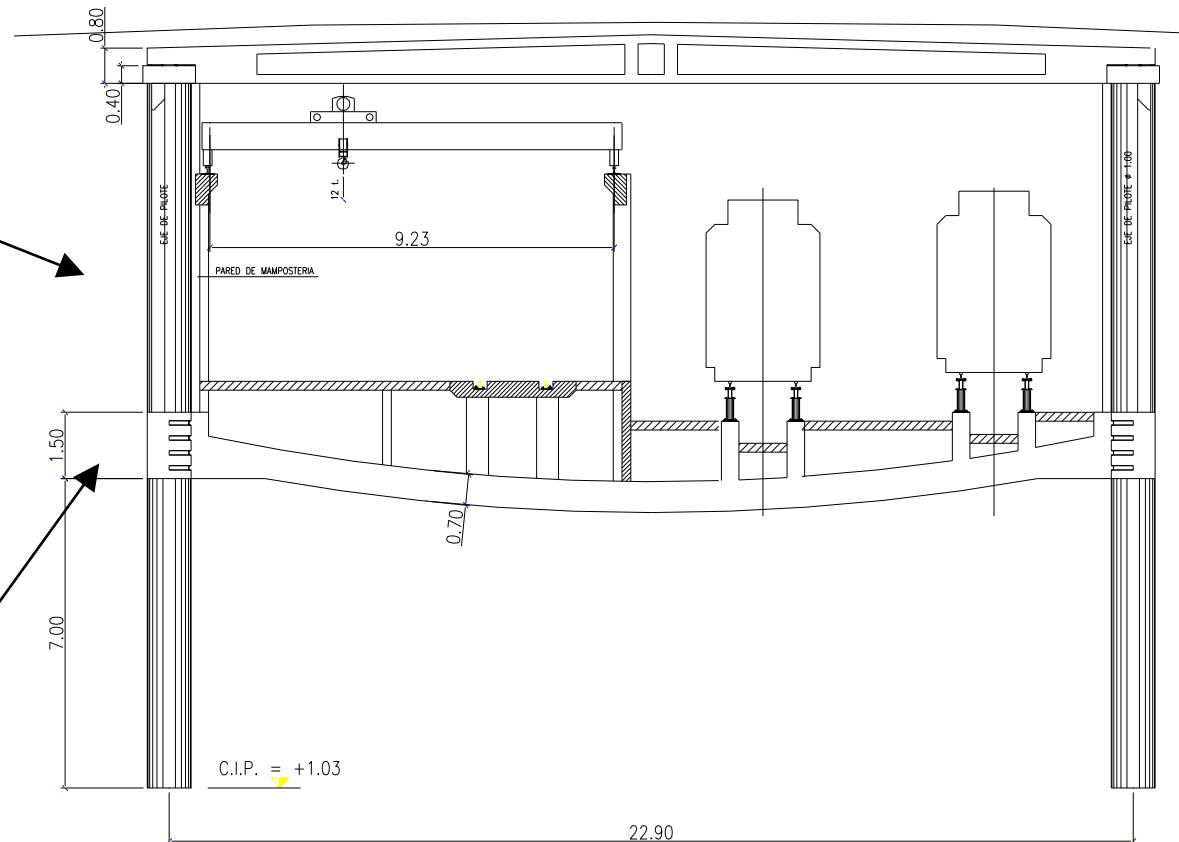
- **Introducción**
 - Sostenimiento típico para excavaciones urbanas
 - Comportamiento del terreno durante la excavación
 - Deformaciones, asentamientos y criterios de daño
 - **Algunos ejemplos**
 - Excavación Torre Vista
 - **Estaciones Cut & Cover**
 - Sala de ventilación Línea D
 - Levantamiento de fondo – Lote 2 (Aysa)
 - Conclusiones y recomendaciones

Procedimiento típico



Línea D

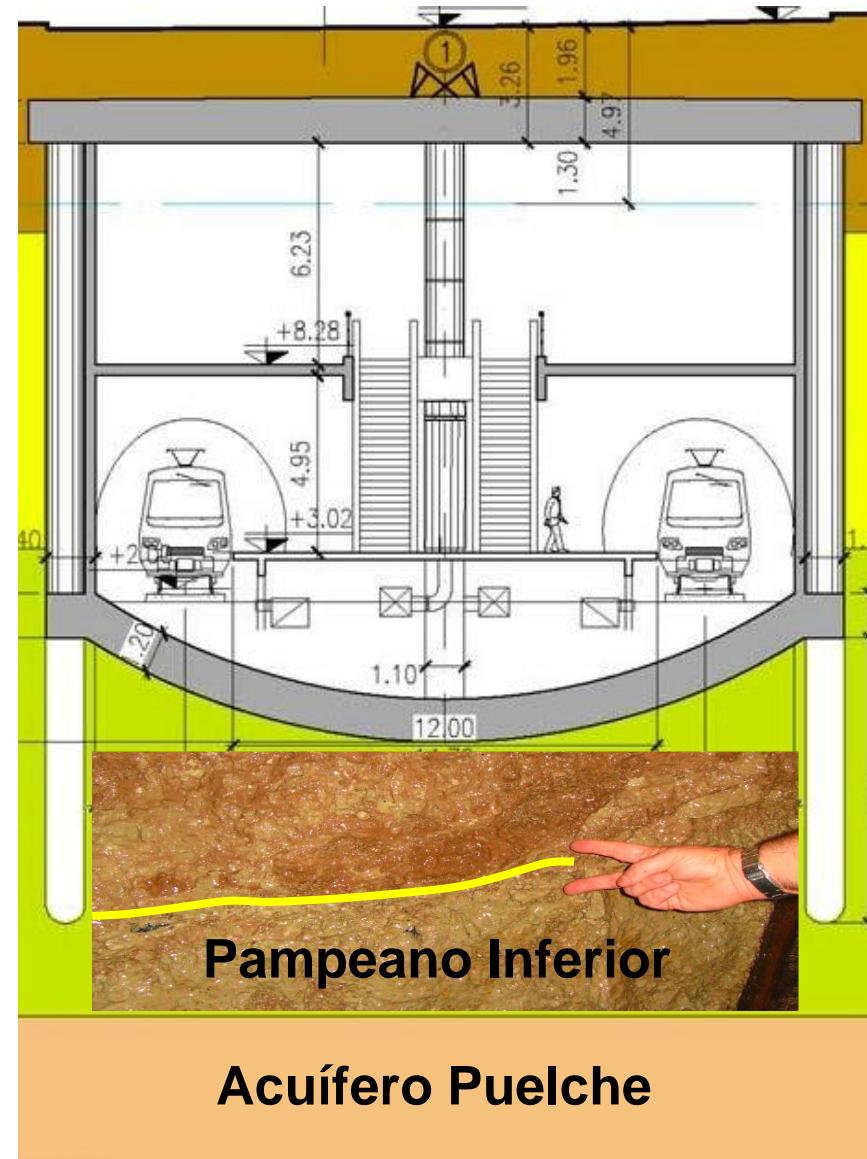
- Profundidad: 8 m
- Ancho: 22 m
- Longitud: 190 m
- Rellenos: 5.5 m



Estación Correo Central

- Profundidad: 21 m
- Ancho: 20 m
- Longitud: 120 m
- Rellenos: 7.0 m
- Sólo 8.0 m entre el fondo de solera y las arenas del Puelche

Riesgo significativo de rotura de fondo por subpresión

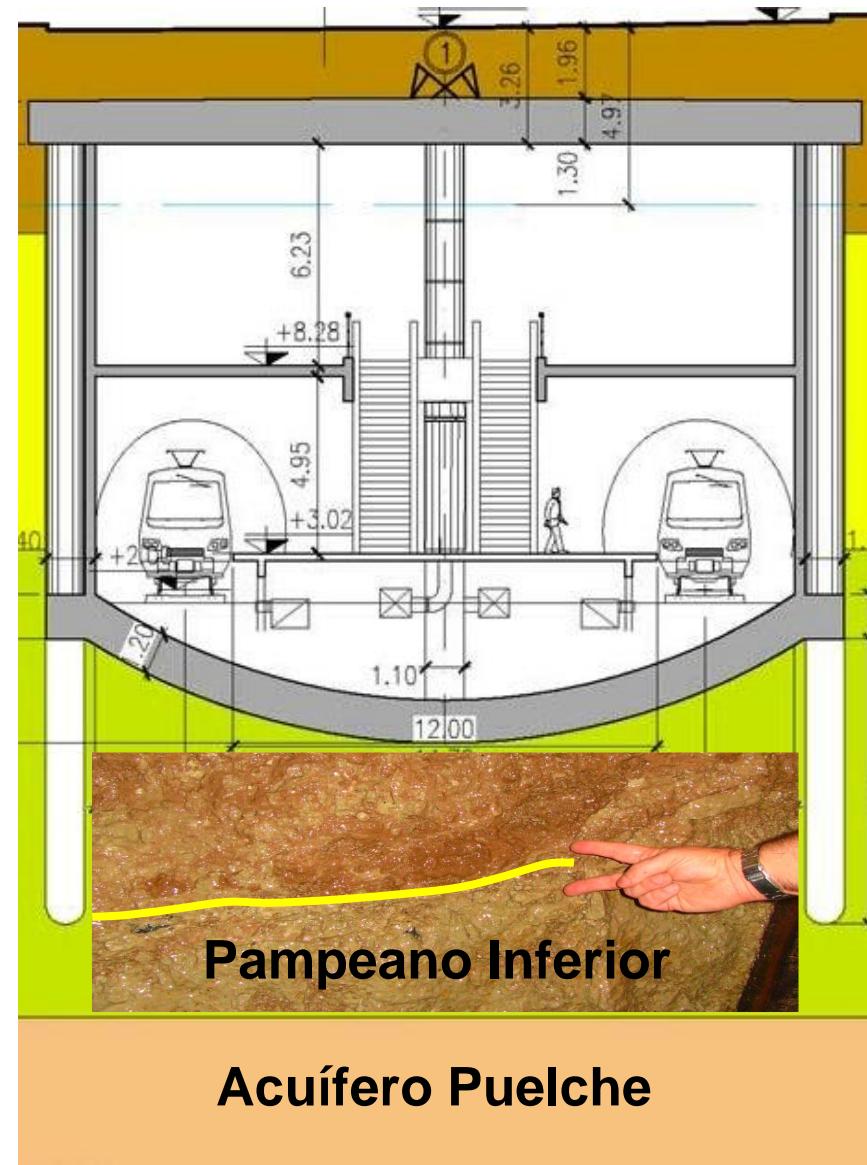
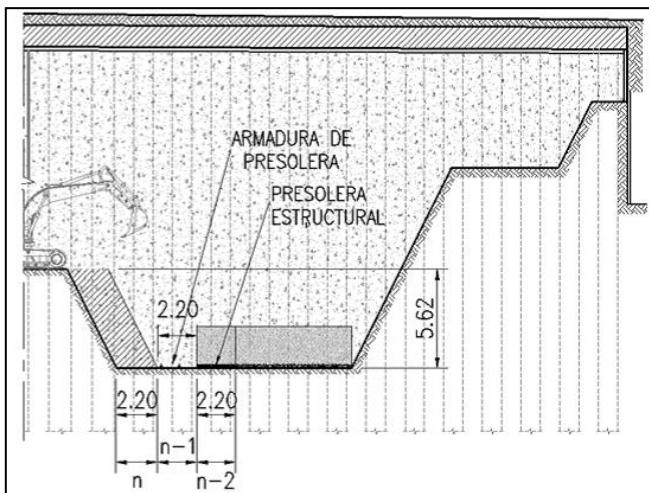


Estación Correo Central

Se analizaron

- Anclajes y micropilotes
- Abatimiento del Puelchense
- Drenes horizontales HDD

Finalmente: excavación por avances cortos





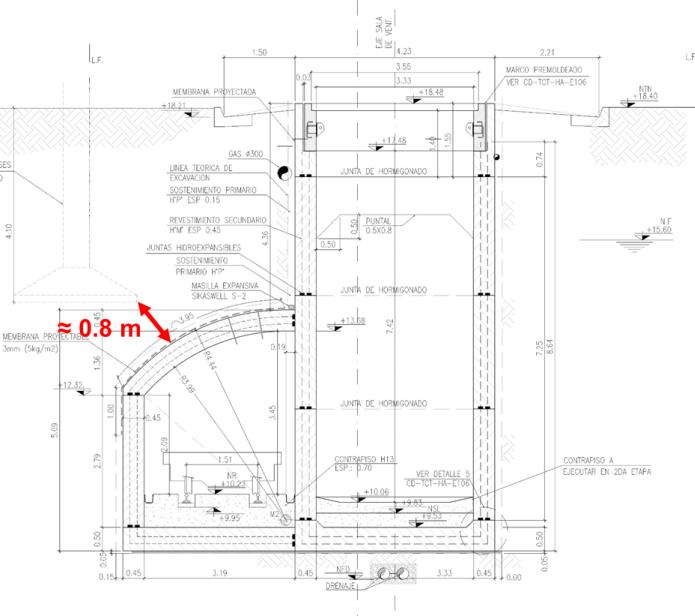
Estación Correo Central



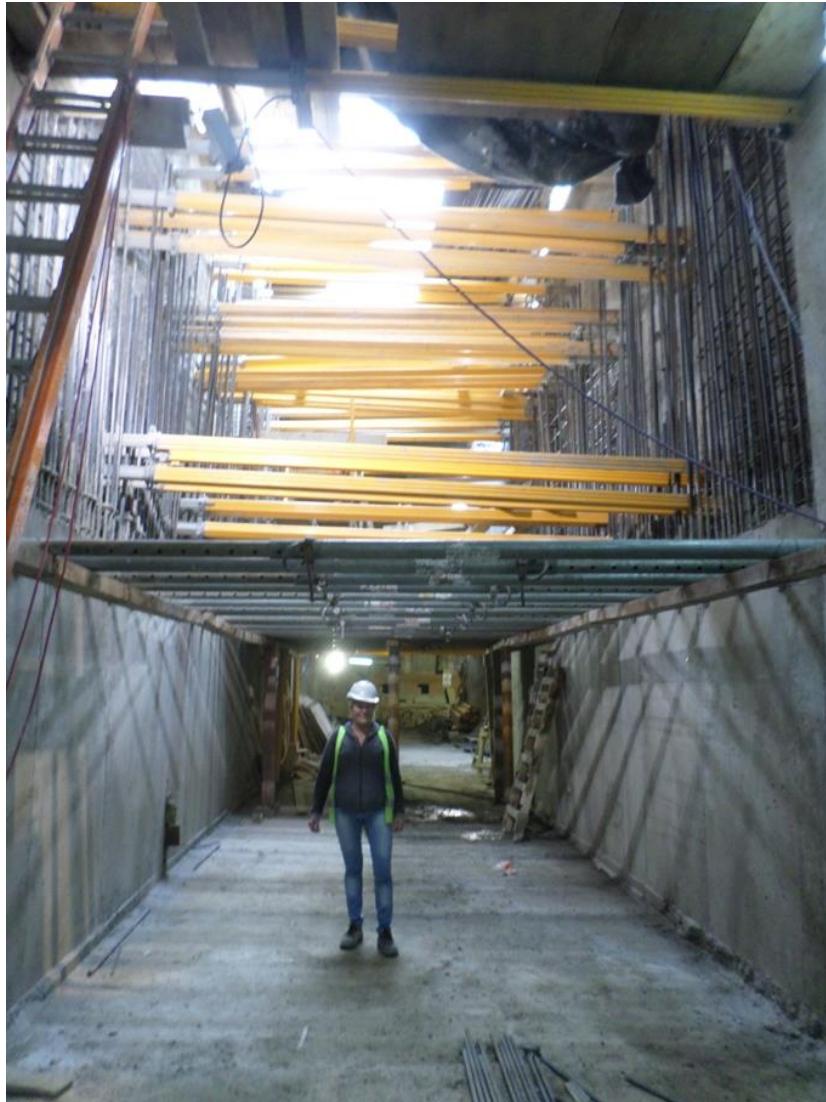
Contenido

- **Introducción**
 - Sostenimiento típico para excavaciones urbanas
 - Comportamiento del terreno durante la excavación
 - Deformaciones, asentamientos y criterios de daño
 - **Algunos ejemplos**
 - Excavación Torre Vista
 - Estaciones Cut & Cover
 - **Sala de ventilación Línea D**
 - Levantamiento de fondo – Lote 2 (Aysa)
 - Conclusiones y recomendaciones

Sala de ventilación (SLD)

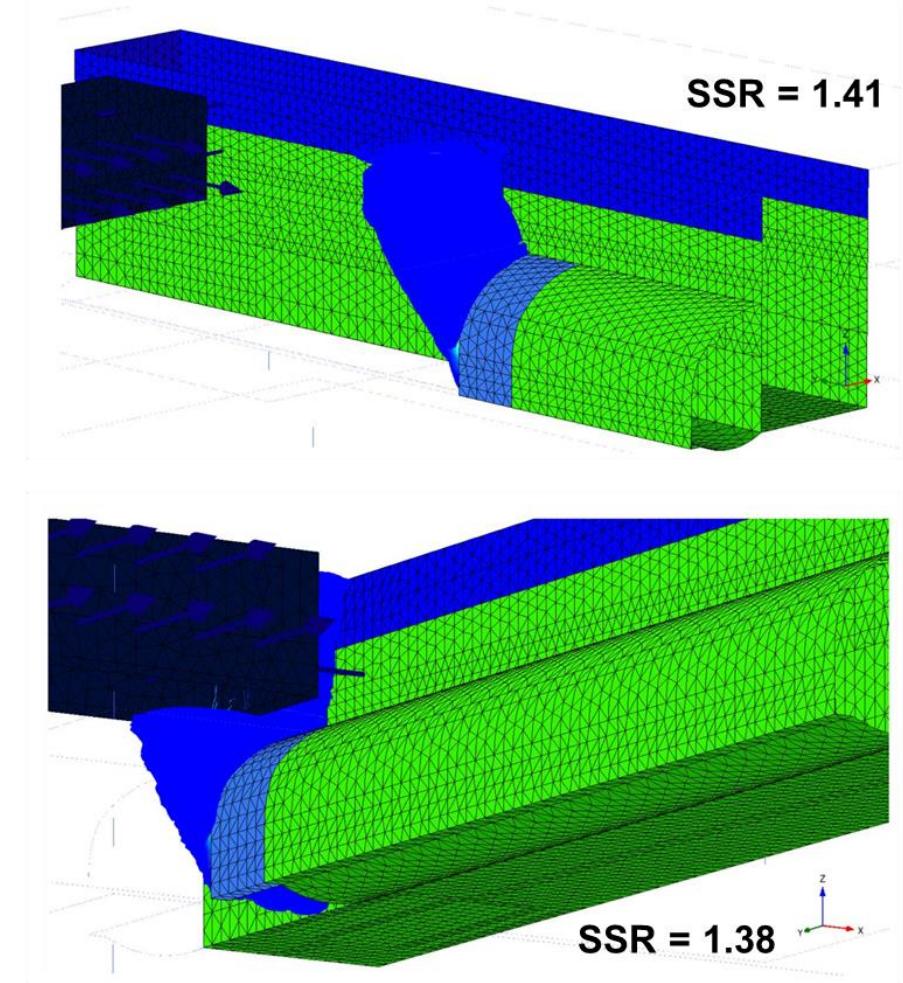
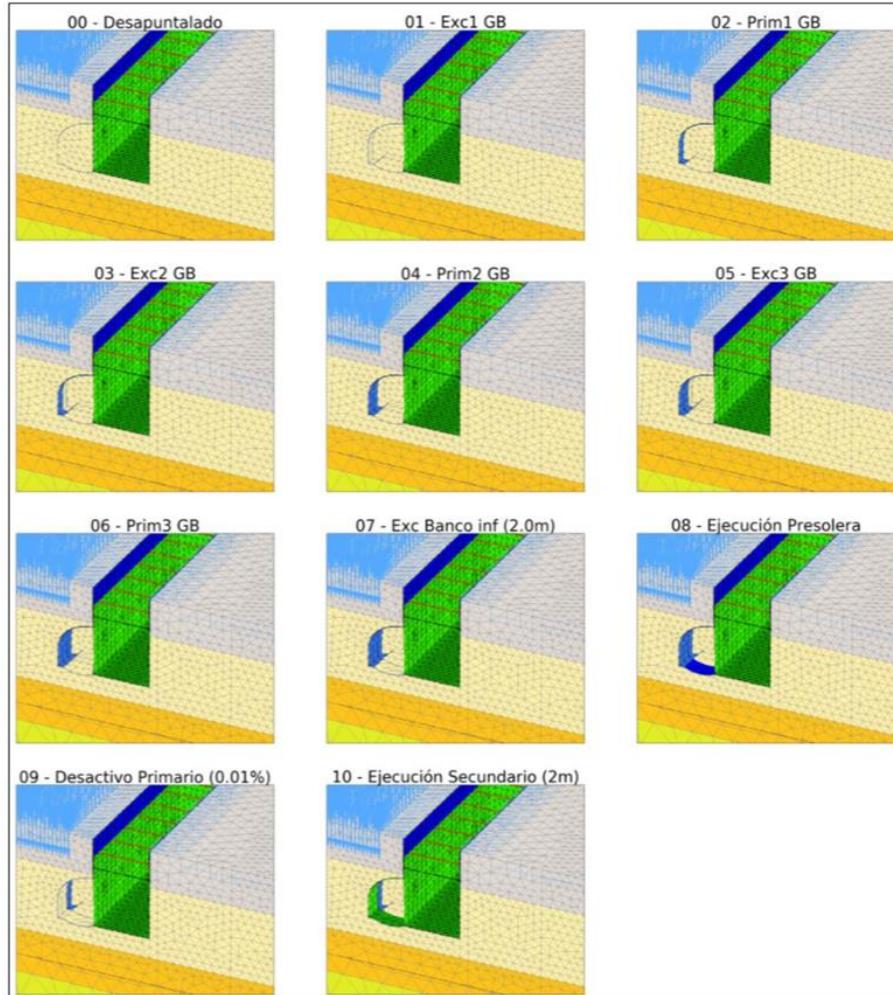


Procedimiento Constructivo Excavación a cielo abierto

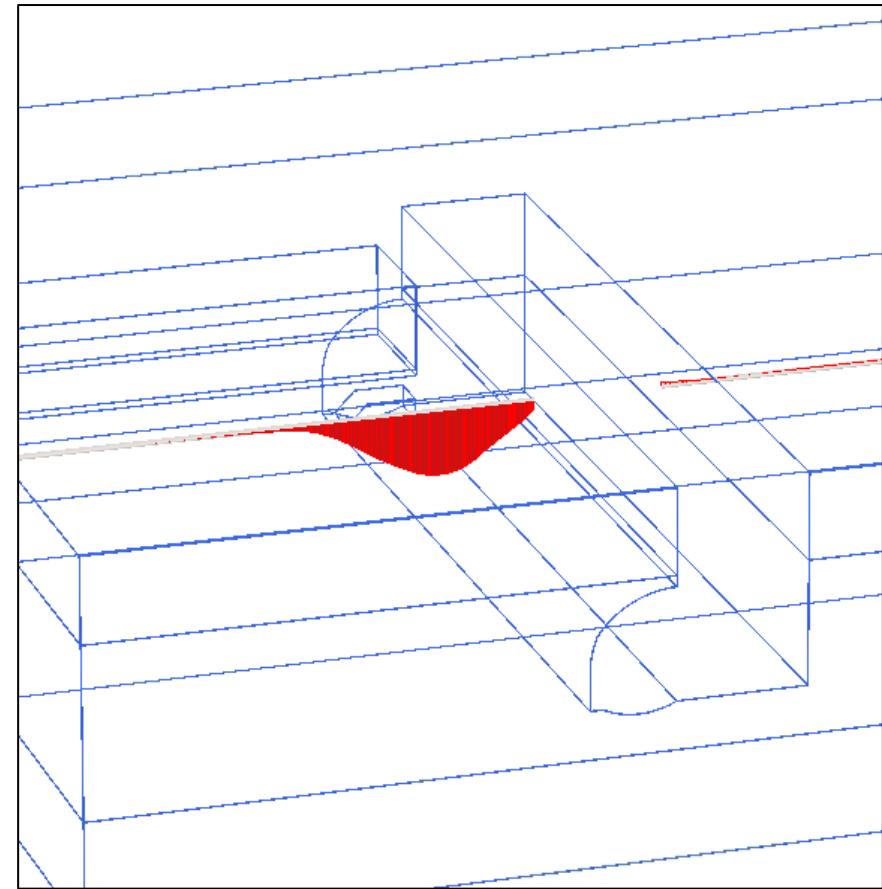
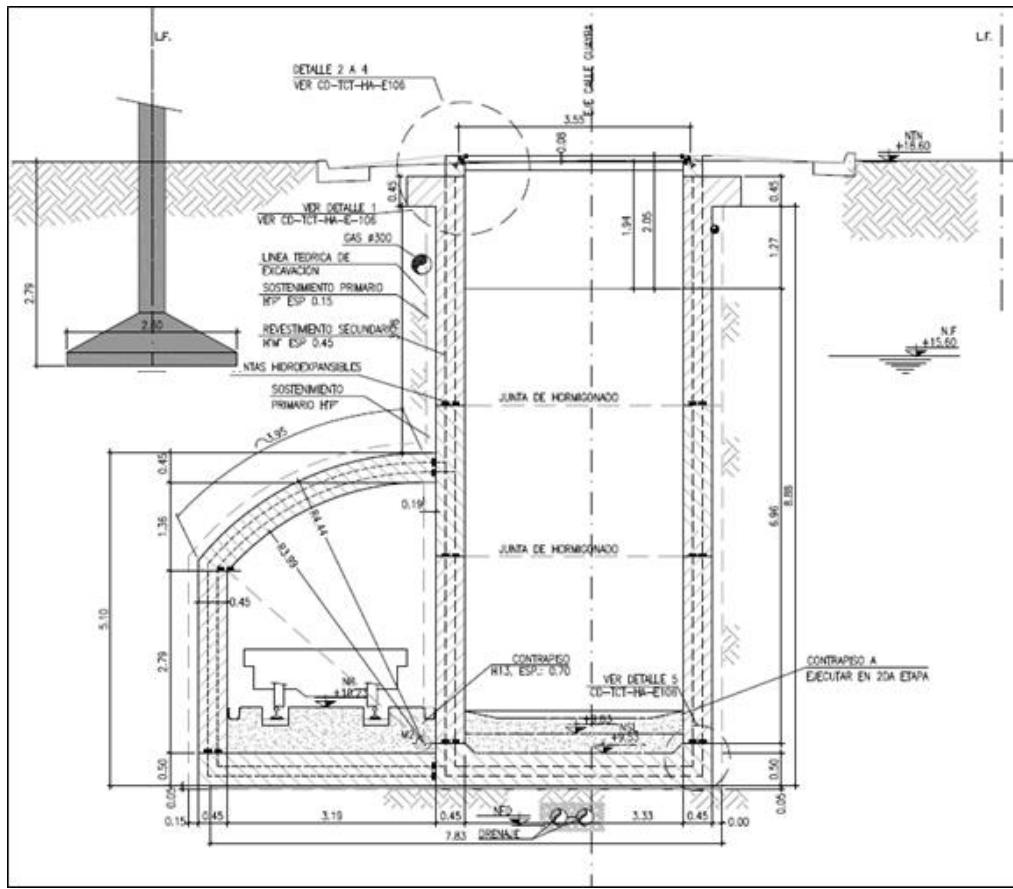


Modelo de análisis

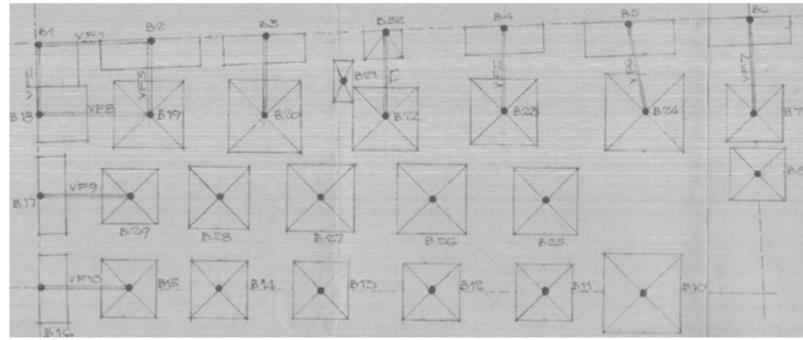
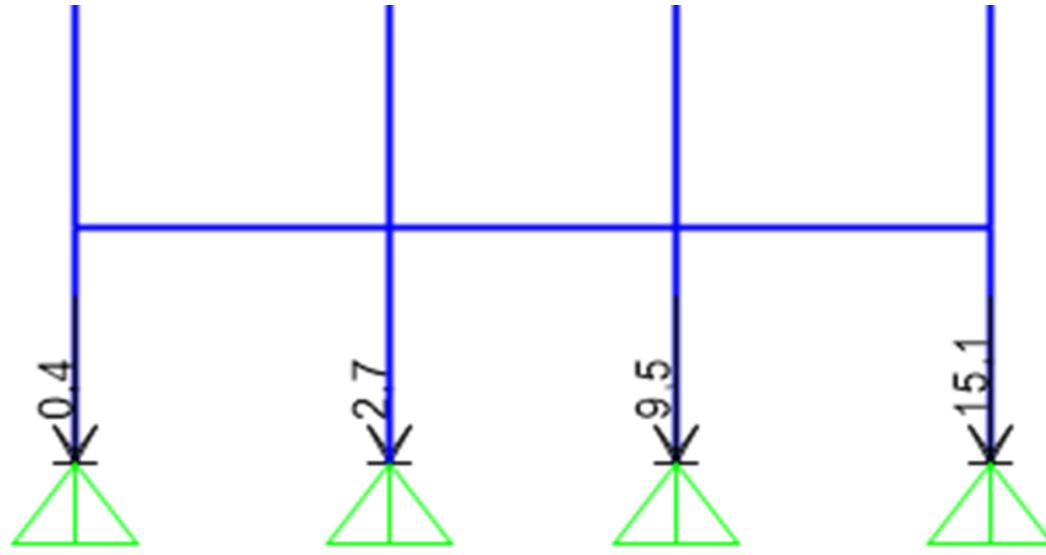
Análisis de seguridad del frente de excavación



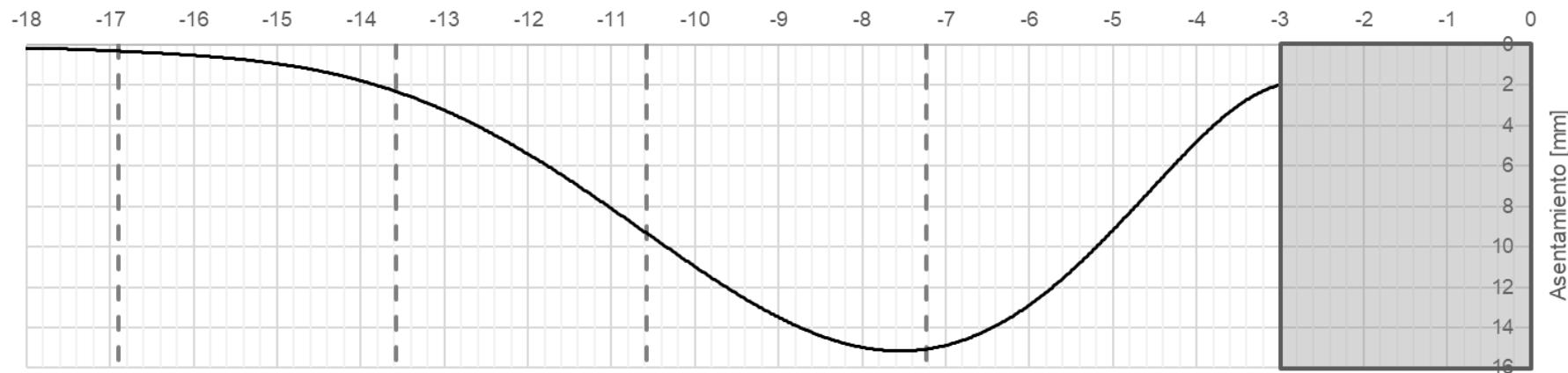
Modelo de análisis Criterios de daño del edificio lindero



Criterios de daño – Edificio lindero

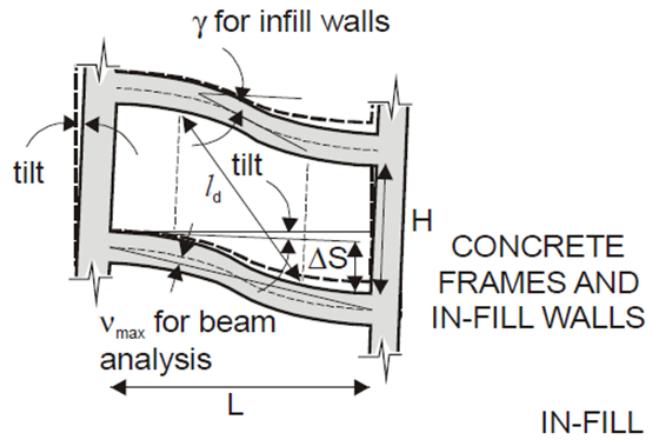


Asentamientos en el plano de fundación

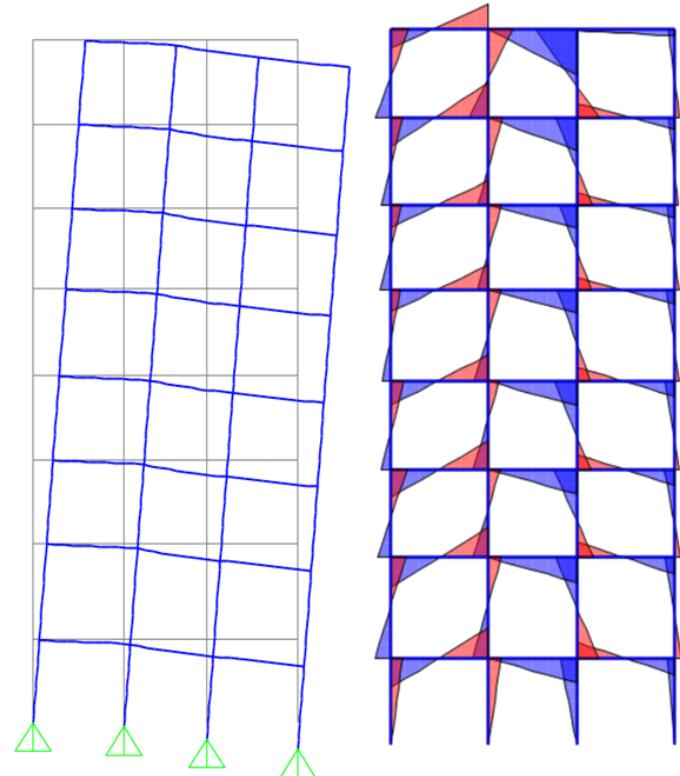


Criterios de daño – Edificio lindero

Distorsiones en los marcos



Marco	Punto	x_0	z_0	dx	dz	x_f	z_f	$1/\beta$
1	23	6300,00	0,00	3,73	-9,50	6303,73	-9,50	2975,92
	24	6300,00	3200,00	8,08	-9,50	6308,08	3190,50	
	34	9600,00	3200,00	8,08	-15,09	9608,08	3184,91	
	33	9600,00	0,00	3,73	-15,09	9603,73	-15,09	
2	5	3300,00	0,00	3,74	-2,72	3303,74	-2,72	1108,34
	8	3300,00	3200,00	8,08	-2,74	3308,08	3197,26	
	24	6300,00	3200,00	8,08	-9,50	6308,08	3190,50	
	23	6300,00	0,00	3,73	-9,50	6303,73	-9,50	
3	4	0,00	0,00	3,74	-0,37	3,74	-0,37	1554,85
	7	0,00	3200,00	8,08	-0,33	8,08	3199,67	
	8	3300,00	3200,00	8,08	-2,74	3308,08	3197,26	
	5	3300,00	0,00	3,74	-2,72	3303,74	-2,72	



Vigas $M_{max} = 6.2 \text{ kN.m}$
 Columnas $M_{max} = 5.4 \text{ kN.m}$

Criterios de daño – Edificio lindero

Maximum Allowable Average Settlement of Some Structures
(Data from Item 53)

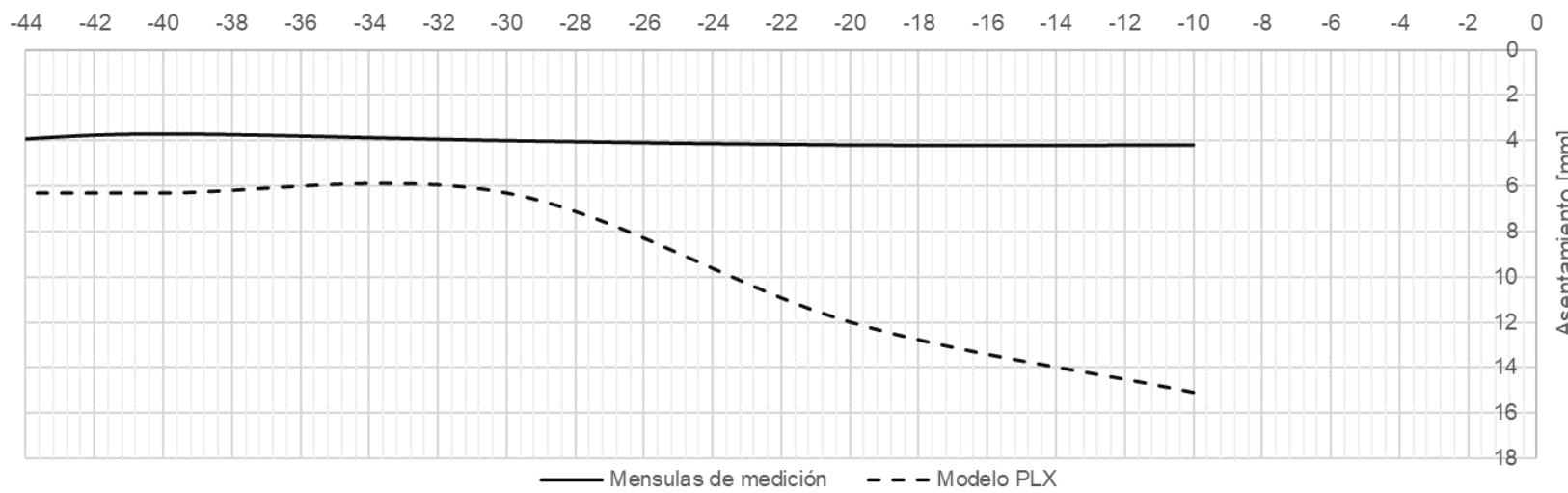
Type of Structure	Settlement, inches
Plain brick walls	
Length/Height ≥ 2.5	3
Length/Height ≤ 1.5	4
Framed structure	4
Reinforced brick walls and brick walls with reinforced concrete	6
Solid reinforced concrete foundations supporting smokestacks, silos, towers, etc	12

Limiting Angular Distortions to Avoid Potential Damages (Data from Items 53, 65, TM 5-818-1)

Situation	Length Height	Allowable Angular Distortion, $\beta = \delta/l$
Hogging of unreinforced load-bearing walls		1/2000
Load bearing brick, tile, or concrete block walls	≥ 5 ≤ 3	1/1250 1/2500
Sagging of unreinforced load-bearing walls		1/1000
Machinery sensitive to settlement		1/750
Frames with diagonals		1/600
No cracking in buildings; tilt of bridge abutments; tall slender structures such as stacks, silos, and water tanks on a rigid mat		1/500
Steel or reinforced concrete frame with brick, block, plaster or stucco finish	≥ 5 ≤ 3	1/500 1/1000
Circular steel tanks on flexible base with floating top; steel or reinforced concrete frames with insensitive finish such as dry wall, glass, panels		1/300 - 1/500
Cracking in panel walls; problems with overhead cranes		1/300

Criterios de daño – Edificio lindero

Mediciones en terreno



Contenido

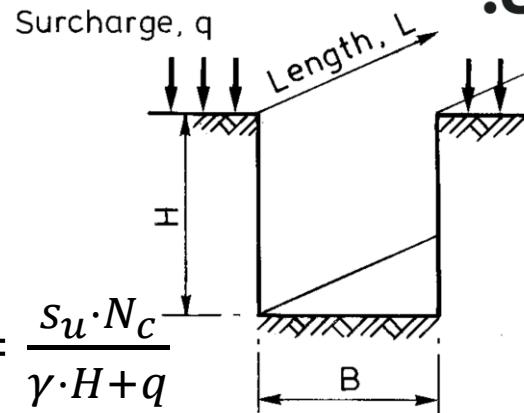
- **Introducción**
 - Sostenimiento típico para excavaciones urbanas
 - Comportamiento del terreno durante la excavación
 - Deformaciones, asentamientos y criterios de daño
 - **Algunos ejemplos**
 - Excavación Torre Vista
 - Estaciones Cut & Cover
 - Sala de ventilación Línea D
 - **Levantamiento de fondo – Lote 2 (Aysa)**
 - Conclusiones y recomendaciones

Levantamiento de fondo – Estación Elevadora de entrada

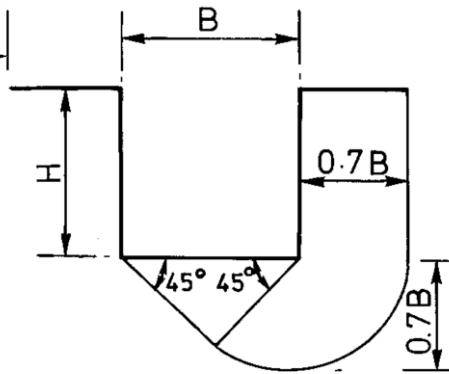


Estabilidad del fondo por resistencia al corte

- Excavaciones superficiales: $FoS = \frac{s_u \cdot N_c}{\gamma \cdot H + q}$

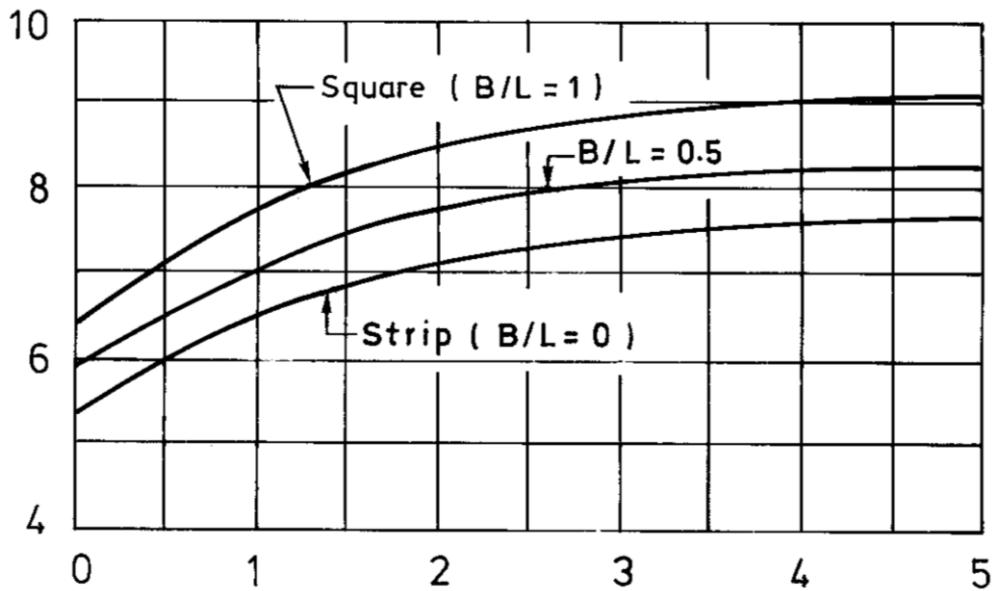
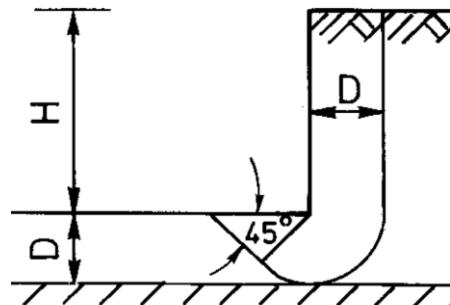


- Excavaciones profundas: $FoS = \frac{s_u \cdot N_c}{\left(\gamma - \frac{s_u}{0.7B}\right) \cdot H + q}$



- Estrato resistente cercano:

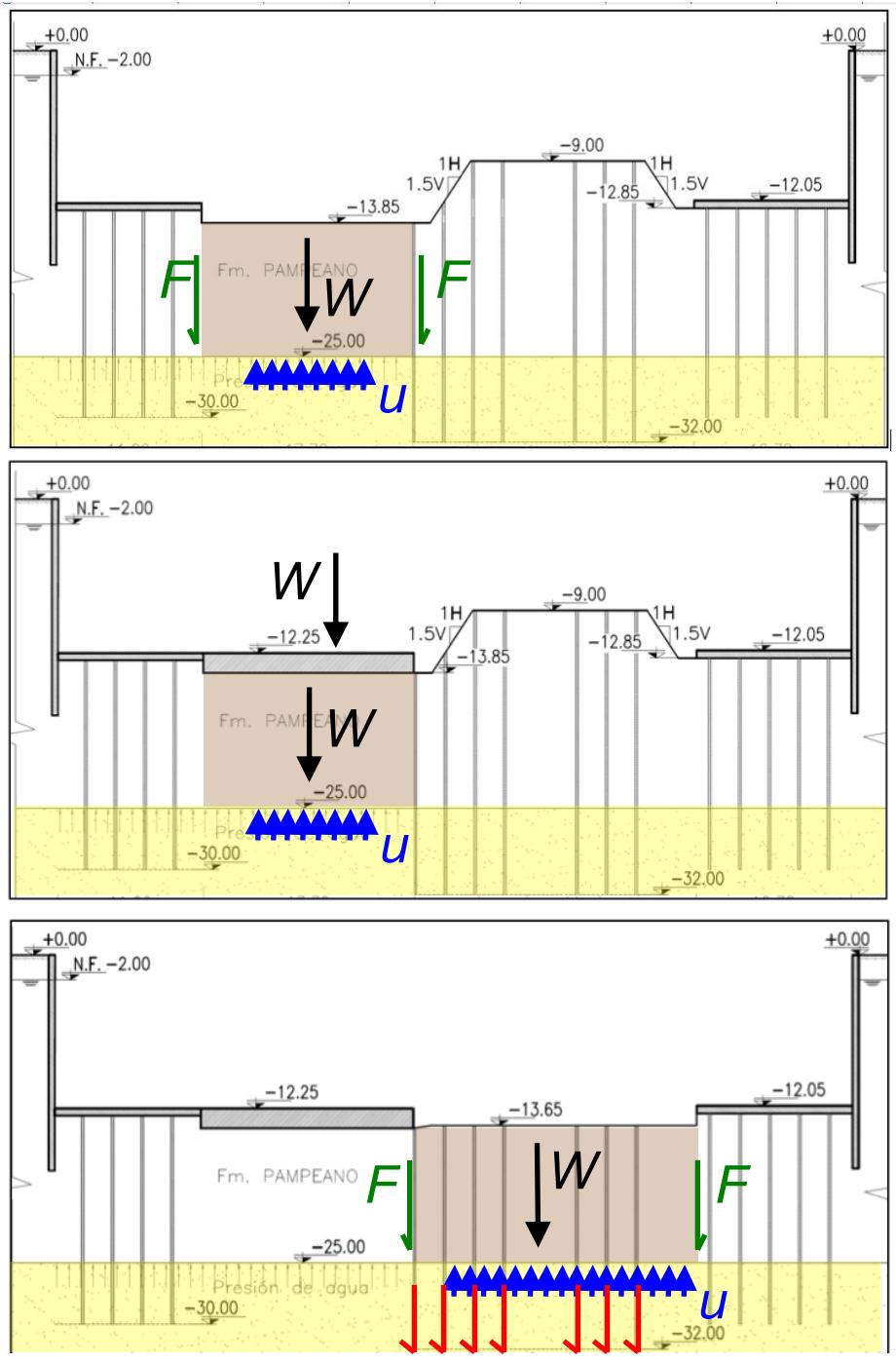
$$FoS = \frac{s_u \cdot N_c}{\left(\gamma - \frac{s_u}{D}\right) \cdot H + q}$$



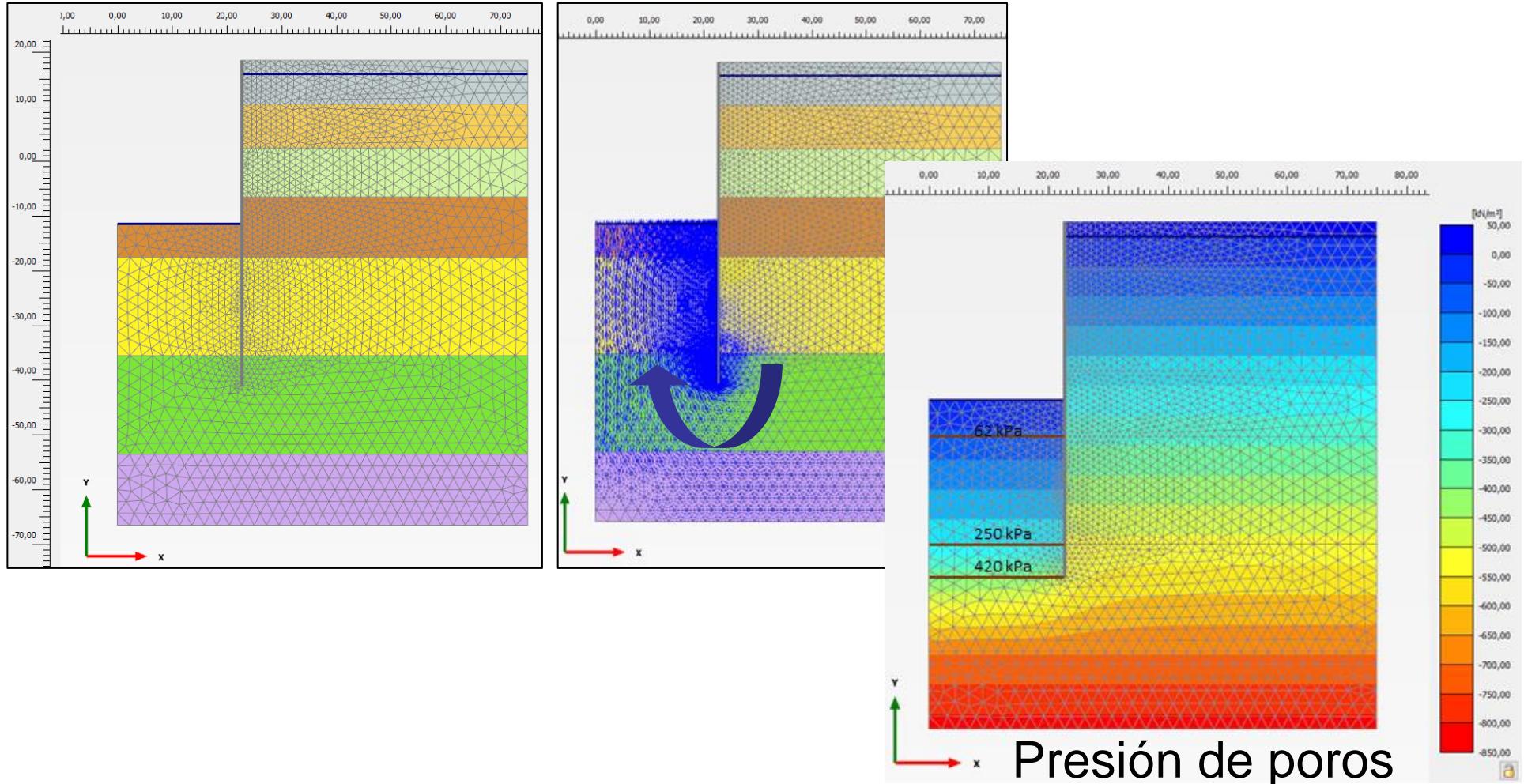
Estabilidad del fondo por subpresión

En Buenos Aires, el riesgo es la subpresión del Puelchense

- Sectorización
- Micropilotes a tracción



Levantamiento de fondo – Estación Elevadora de entrada



Levantamiento de fondo – Estación Elevadora de entrada

- Eurocode 7 (tensiones totales):

$$u_{dst} \leq \sigma_{stb}$$

$$\gamma_{G;dst} \gamma_w d + \gamma_{G;dst} \gamma_w \Delta h \leq \gamma_{G;stb} \gamma' d + \gamma_{G;stb} \gamma_w d$$

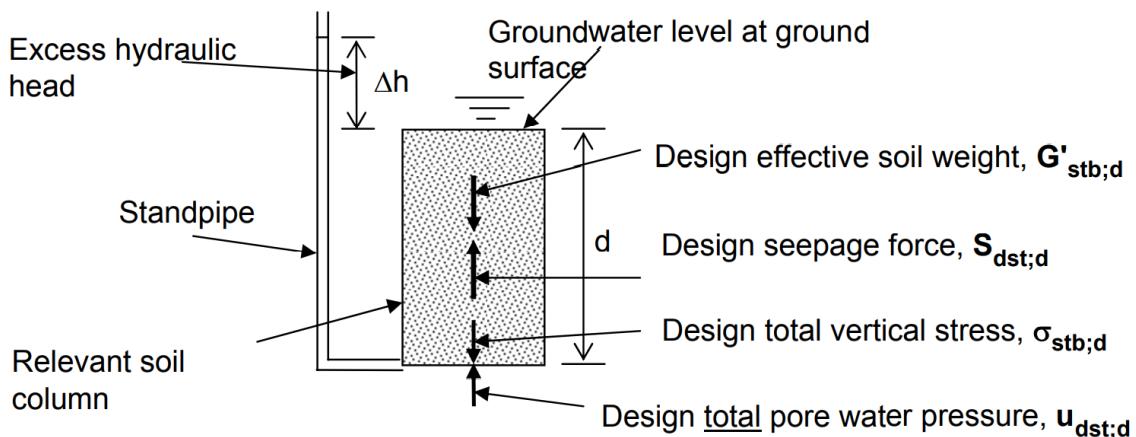
- Eurocode 7 (fuerzas totales):

$$S_{dst} \leq G'_{stb}$$

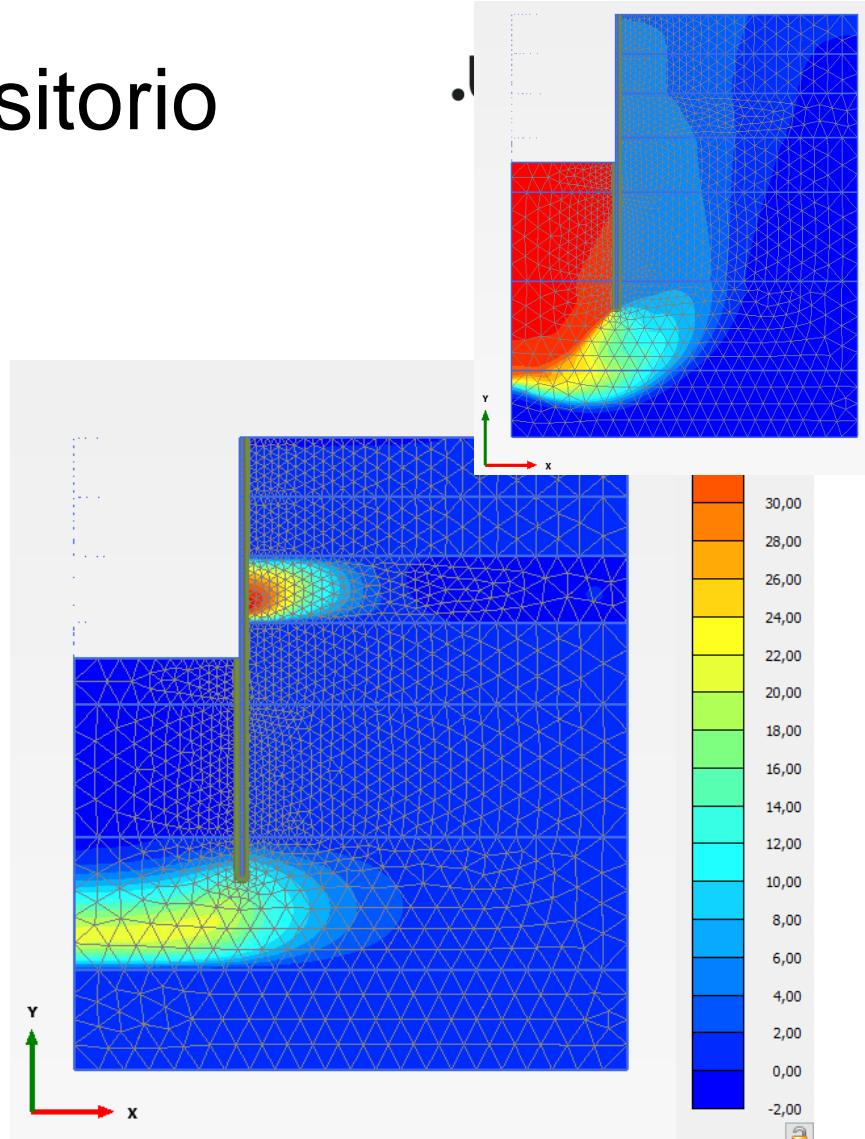
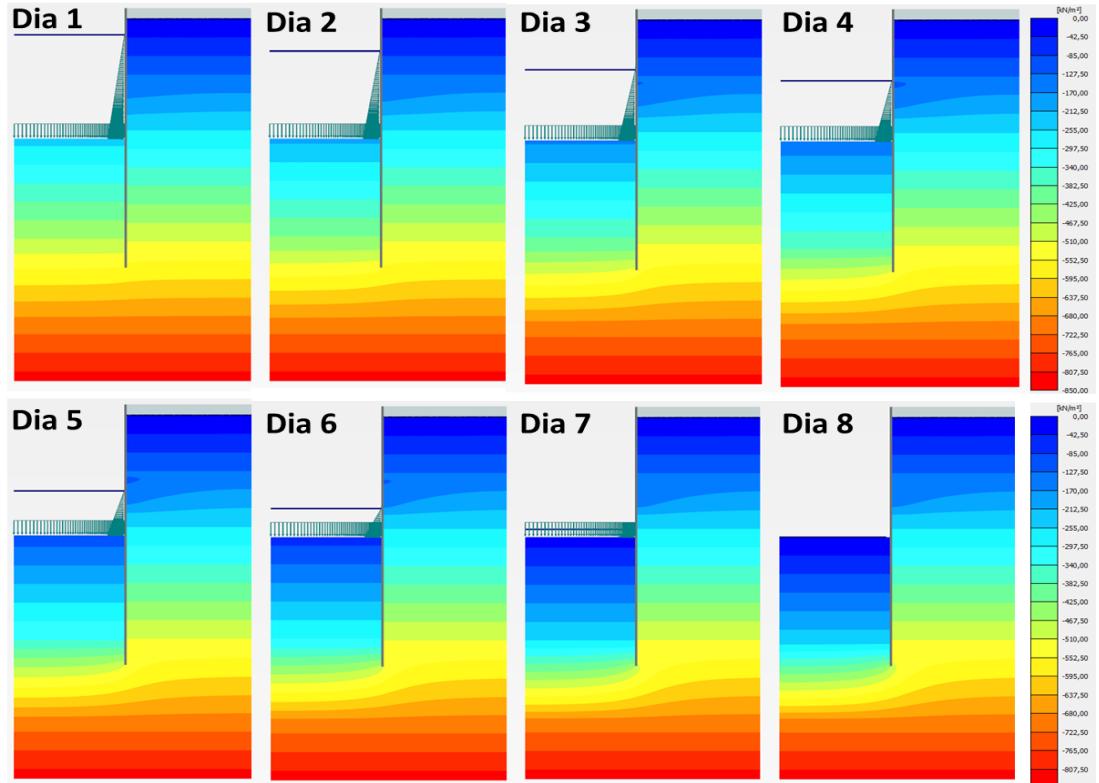
$$\gamma_{G;dst} S_{dst;k} \leq \gamma_{G;stb} G'_{stb;k}$$

$$\gamma_{G;dst} = 1.35$$

$$\gamma_{G;stb} = 0.90$$



Verificación en régimen transitorio

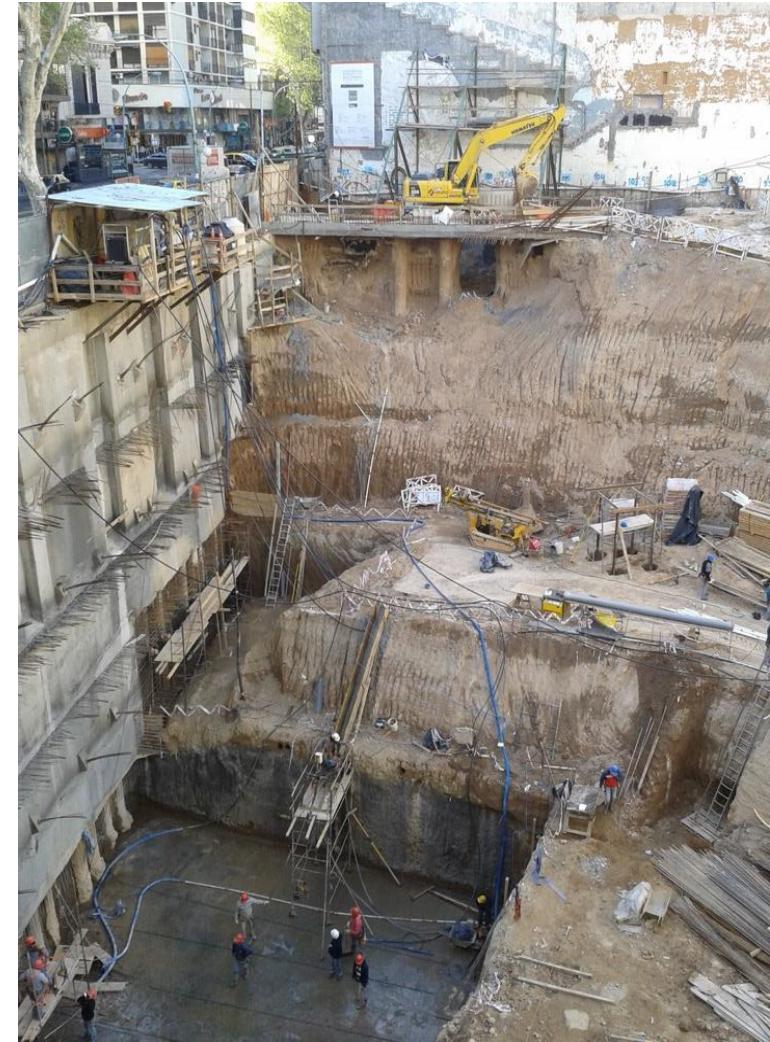


Contenido

- **Introducción**
 - Sostenimiento típico para excavaciones urbanas
 - Comportamiento del terreno durante la excavación
 - Criterios de daño
 - Algunos ejemplos
 - **Conclusiones y recomendaciones**

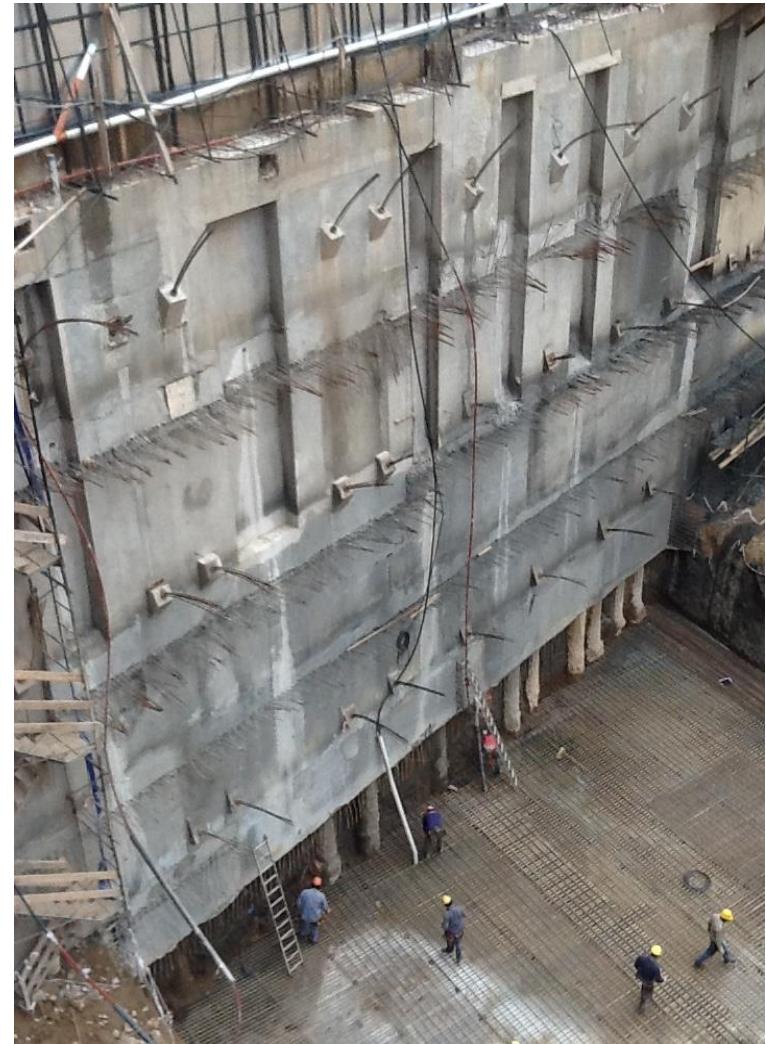
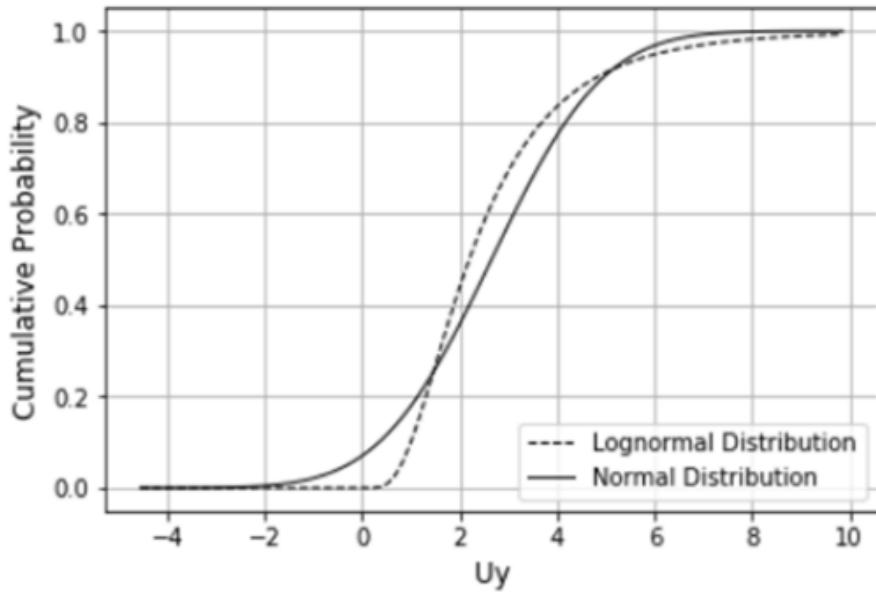
Conclusiones

- Las excavaciones son un problema técnico e industrial: hay que construir con máxima eficiencia y a la vez proteger la propiedad los linderos
- El método constructivo depende del tamaño de la obra, tipo de suelo/roca, construcciones vecinas: no hay una “única” manera correcta de excavar
- La mayoría de las grandes excavaciones modernas se sostienen con anclajes: obras seguras, cajas limpias, sin obstáculos interiores



Conclusiones

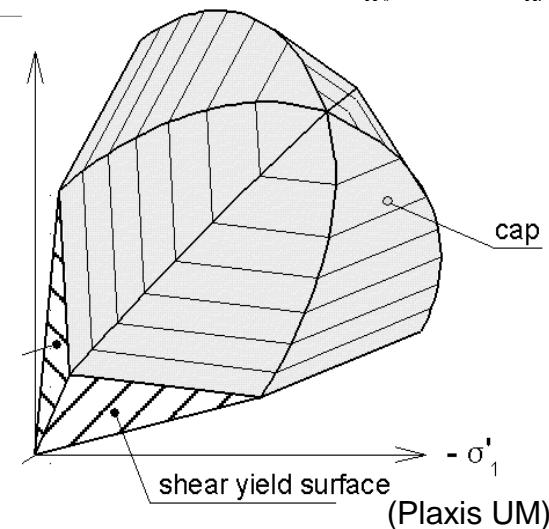
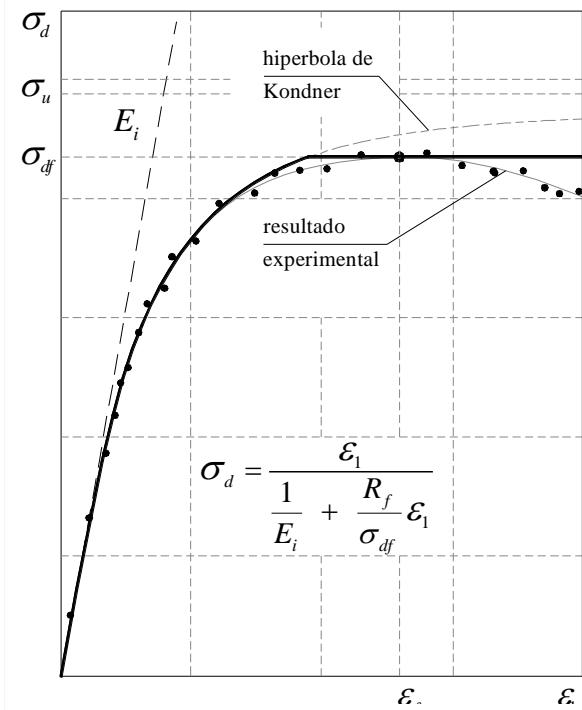
- Se emplean métodos numéricos para la evaluación de métodos constructivos
- Es mejor diseñar para una *PoF* objetivo en lugar de un *FoS*
- ¡Informemos nuestras incertidumbres!



El modelo HSM

Modelo de hipoelasticidad no lineal y plasticidad con endurecimiento isotrópico a corte y compresión

- Rigidez elástica $f[\sigma_3]$
- Rigidez edométrica $f[\sigma_1]$
- Criterio de falla de Mohr-Coulomb
- Fluencia al corte con endurecimiento:
 $\sigma_d - \epsilon_a$ hiperbólico en primera carga triaxial
- Fluencia a compresión con endurecimiento:
 $\sigma_1 - \epsilon_1$ simula ensayo de compresión edométrica



Ventajas y limitaciones del modelo Hardening Soil

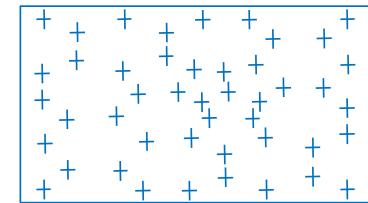
Ventajas

- **Buena capacidad predictiva para problemas estáticos**
- Incluye plasticidad por corte (ensayo triaxial) y plasticidad por compresión (edómetro)
- Adecuado para simular procedimientos constructivos

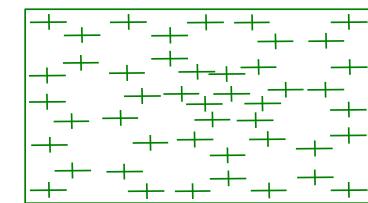
Desventajas

- **No evoluciona e : no llega al estado crítico**
- No tiene anisotropía
- No tiene efecto de edad

Carga y descarga en edómetro



Mohr-Coulomb



HSM

(Waterman 2012)



Nuestros respetos para esta gente, que construyó la Línea A del Subte en 35 meses, 12 años antes de la publicación de Erdbaumechanik.