



PATOLOGÍAS GEOTÉCNICAS EN EDIFICACIÓN

Fernando Rodríguez Ballesteros

www.ingenio.xyz



*Un experto es alguien que conoce cuáles son los peores errores
que pueden cometerse en su especialidad,
y que sabe cómo evitarlos.
(Heisenberg)*

ÍNDICE

1. **Objeto**
2. **Metodología de Actuación**
3. **Estados Límites**
 - 3.1. Estados Límites Últimos
 - 3.1.1. Fallo o Deformación excesiva del Terreno (GEO)
 - 3.1.1.1. Cimentaciones Superficiales
 - 3.1.1.2. Cimentaciones Profundas
 - 3.1.1.3. Estructuras de Contención de Tierras
 - 3.1.2. Fallo o Deformación excesiva de la Estructura (STR)
 - 3.1.3. Pérdida de Equilibrio de la Estructura o del Terreno (STR)
 - 3.1.4. Pérdida de Equilibrio de la Estructura o del Terreno por Levantamiento (UPL)
 - 3.1.4.1. Levantamiento del Fondo de la Excavación
 - 3.1.4.2. Levantamiento Hidráulico (Subpresión)
 - 3.1.5. Fallo ocasionado por la Filtración de Agua en el Terreno. Sifonamiento (HYD)
 - 3.1.5.1. Sifonamiento (Hydraulic Heave)
 - 3.1.5.2. Erosión interna. Tubificación (Piping)
 - 3.2. Estados Límites de Servicio
4. **Causas Principales de Patologías**
 - 4.1. Desconocimiento del Comportamiento del Terreno
 - 4.1.1. Afectación a Cimentaciones existentes
 - 4.2. Agua
 - 4.2.1. Consideraciones generales para excavaciones bajo el agua
 - 4.2.2. Variaciones del Nivel Freático asociadas a excavaciones
 - 4.2.3. Asientos debidos al descenso del Nivel Freático
 - 4.2.4. Agresividad del Agua Freática
 - 4.3. Terrenos Metaestables
 - 4.3.1. Suelos Colapsables
 - 4.3.2. Rellenos
 - 4.3.3. Arcillas Expansivas
 - 4.4. Cimentaciones en Terreno Inestable
 - 4.5. Deformaciones producidas por excavaciones
 - 4.5.1. Excavaciones a Cielo Abierto
 - 4.5.2. Excavaciones Profundas
 - 4.6. Excavaciones Inmoderadas
 - 4.7. Impacto de las prácticas constructivas
 - 4.8. Vibraciones

5. Fisuras y Grietas en Edificios

- 5.1. Daños. Clasificación y Criterios de Evaluación
 - 5.1.1. Planteamiento
 - 5.1.2. Categorización de Daños y Deformaciones Límites de Cimentaciones
- 5.2. Comportamiento de Edificaciones frente a Deformaciones Impuestas
 - 5.2.1. Deformación Límite de Tracción
 - 5.2.2. Deformaciones en Vigas Equivalentes de Sección Rectangular
- 5.3. Análisis de Fisuras y Grietas en cerramientos y tabiquería
 - 5.3.1. Efecto de la presión vertical en fisuras inclinadas
 - 5.3.2. Deformación cóncava (en arrufo) de la superficie del terreno
 - 5.3.3. Deformación convexa (en quebranto) de la superficie del terreno

6. Reparación y Consolidación de Cimentaciones

- 6.1. Atenuación o Anulación de los Agentes Desencadenantes
- 6.2. Intervenciones Directas
 - 6.2.1. Rigidización de la base de la estructura
 - 6.2.2. Profundización de la zona de transmisión de cargas al terreno
 - 6.2.3. Ampliación de la superficie de contacto cimentación – terreno.
- 6.3. Intervenciones Indirectas
 - 6.3.1. Cambio en alzado del sistema estructural
 - 6.3.2. Cambio inducido del estado tensional del subsuelo
 - 6.3.3. Inyecciones consolidación del terreno
 - 6.3.4. Congelación del agua del terreno
- 6.4. Enderezado de Edificios Inclinados

7. Referencias

1. Objeto

La patología ligada a la interacción suelo estructura en edificación no es una materia impartida habitualmente en los cursos de ingeniería geotécnica. Simultáneamente, los especialistas en este terreno fronterizo son escasos. Pero hay sólidas razones para no desdeñar la prevención ni la actividad de restauración de estructuras dañadas en contacto con el terreno: su no desdeñable frecuencia y el costo – humano y material – de su demolición y sustitución por obra nueva. El tratamiento de las construcciones afectadas por patologías comienza por la identificación del origen de los trastornos, pasa por su modelización y termina por propuestas de soluciones reparadoras convenientes para mantener la integridad o la funcionalidad de la obra en cuestión.

Un tópico común señala que para que se dé una patología en una obra, tiene que darse la conjunción de *un mal proyecto*, de *una mala ejecución (o mantenimiento)* y de *mala suerte*; dentro de este último grupo se incluirían acciones no previstas e incidencia sobre estructuras próximas. Significando que no siempre es precisa la conjunción de dos o tres de estos factores, en el presente curso se atiende fundamentalmente a los dos primeros, con incidencia especial en los aspectos geotécnicos del Proyecto estructural de un edificio.

Se describen y analizan los estados límites y los agentes causantes más habituales de patologías en edificación relacionadas con el terreno, incluyéndose métodos analíticos para su análisis. En consecuencia, su alcance puede ser contemplado bajo los siguientes enfoques:

- Identificación y modelización de patologías asociadas al terreno
- Concepción y análisis de estados límites geotécnicos

2. Metodología de Actuación

Ante cualquier problema, el planteamiento de la cuestión apropiada lleva frecuentemente a recorrer más de la mitad del camino en su resolución. En el caso de patologías estructurales, primeramente se avanzan hipótesis relativas a las siguientes cuestiones:

- a) ¿Qué estado(s) límite(s) se ha(n) superado?
- b) ¿Cuál(es) ha(n) sido la(s) posible(s) causa(s) y ó acción(es) desencadenante(s) del estado límite superado?

Una vez avanzada(s) repuesta(s) – correcta(s) o no – a estas cuestiones, es norma de buena práctica seguir los siguientes pasos:

- c) Reconocimiento del terreno, de la estructura y del entorno en orden a la verificación o desmentido de la(s) hipótesis considerada(s).
- d) Si los resultados obtenidos son compatibles con la(s) hipótesis supuesta(s), generación de uno o varios posible(s) modelo(s) representativo(s).
- e) En caso de que los resultados de los reconocimientos no verifiquen la(s) hipótesis considerada(s) de estado(s) límite(s) y/ó de acciones desencadenantes, o resulten insuficientes para la modelización de la estructura analizada, ampliación de la campaña de reconocimiento, en orden a la confección de un modelo de comportamiento suficientemente representativo.
- f) Análisis retrospectivo (*back – analysis*) del modelo propuesto, en orden al establecimiento de los parámetros geométricos y geomecánicos más desfavorables representativos del (de los) estado(s) límite(s) considerado(s).
- g) Propuesta de tipología(s) de medidas de reparación
- h) Diseño, Dimensionamiento y definición de Procedimiento Constructivo de las medidas propuestas.
- i) Ejecución.
- j) Seguimiento de los resultados, que pueden incluir una instrumentación de la obra en caso de dudas sobre su comportamiento o de elevada magnitud de daños posibles.
- k) Si se infiere la insuficiencia o no adecuación de las medidas estabilizadoras adoptadas, replanteamiento de la actuación reconsiderando alguno de los apartados anteriores.

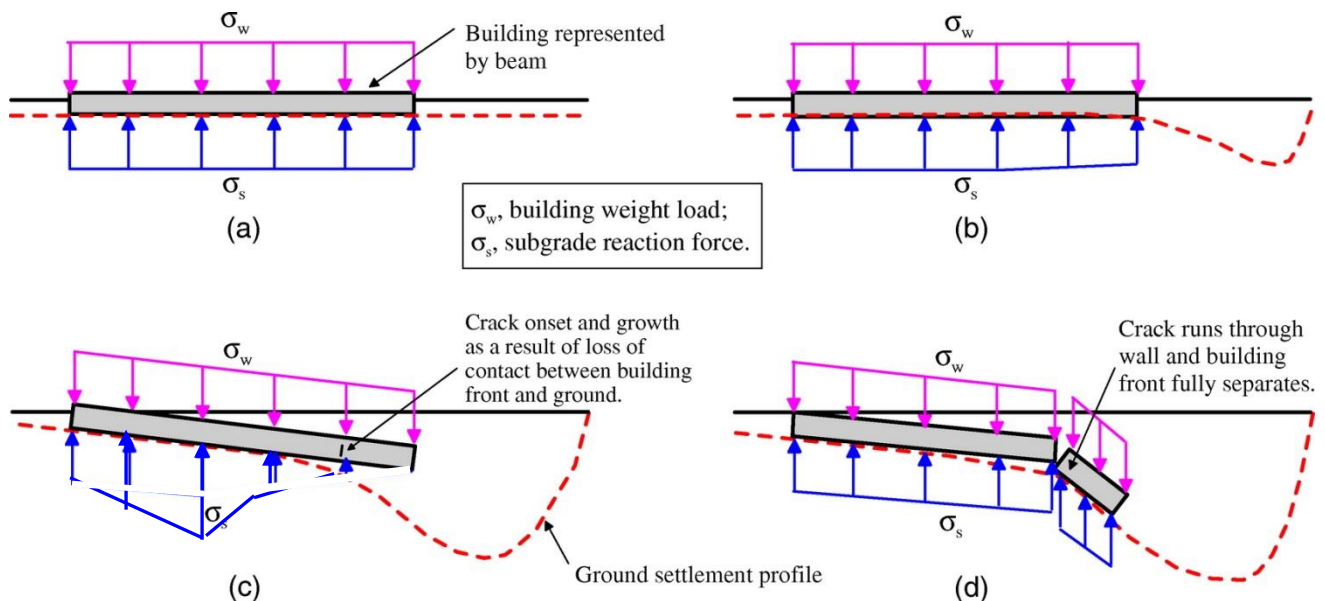
3. Estados Límites

La sollicitación máxima que puede soportar sin fallo una estructura o un conjunto estructura-terreno recibe el nombre de carga límite. El estado tensional y la deformación provocada por la carga límite recibe el nombre de estado límite del sistema. El sistema puede alcanzar este estado límite si algunos de sus elementos tienen una capacidad limitada de resistencia o de estabilidad (Estado Límite Último, ELU), o si las deformaciones son inadmisibles para la funcionalidad de la estructura (Estado Límite de Servicio, ELS).

Si la construcción es isostática (una pantalla en ménsula, por ej.), el ELU no difiere del ELS más que por la deformación mayor del elemento que ha agotado su capacidad portante. Sin embargo, la distribución de tensiones en ambos elementos es la misma, pues los esfuerzos internos en una estructura isostática no dependen de la deformación de sus elementos.

En las construcciones hiperestáticas, el agotamiento de la capacidad portante de uno de sus elementos no provoca un fallo de todo el sistema, pues los otros elementos pueden absorber la parte de carga no resistida por el elemento agotado. De este modo, como resultado de las deformaciones plásticas de elementos que han alcanzado su estado límite, tiene lugar una redistribución de tensiones en los otros elementos, lo que puede ser ventajoso para la estructura. El estado límite de toda la construcción es alcanzado únicamente tras el agotamiento de la capacidad portante y deformacional del número de elementos necesario para alcanzar la configuración geométrica estricta de estabilidad.

Ejemplo: Efecto de asientos contiguos a la cimentación de un edificio



El agotamiento de la capacidad portante de la cimentación es alcanzado en d).

Puede decirse que una obra de tierras o una estructura en contacto con el terreno sufre una patología cuando se supera alguno de los estados límites. En el Eurocódigo 7 (Diseño Geotécnico) [Ref.1] se distinguen los siguientes Estados Límites:

- Estados Límites Últimos (Estabilidad General, GEO, STR, EQU, UPL, and HYD)
- Estados Límites de Servicio (Deformaciones, asientos diferenciales, funcionalidad...)

3.1. Estados Límites Últimos (ELU)

La Estabilidad General debe ser analizada en cimentaciones sobre terreno en pendiente, taludes excavados, terraplenes y en cimentaciones próximas a excavaciones, muros de contención, estructuras enterradas, etc. En EC7 se distinguen los siguientes Estados Límites Últimos:

- **GEO:** Fallo o deformación excesiva del terreno, en los casos en que éste proporciona una resistencia significativa. Posibles fallos de rotura tipo GEO serían, entre otros, el deslizamiento de un muro o cimentación, el hundimiento de una cimentación o el fallo general por inestabilidad de la zona de apoyo de la estructura
- **STR:** Fallo interno o deformación excesiva de la estructura o de los elementos estructurales, incluyendo zapatas, pilotes o muros en el que la resistencia de los materiales estructurales proporciona una resistencia significativa.
- **EQU:** Pérdida de equilibrio de la estructura o del terreno, considerado como un sólido rígido, en el que la estructura y el terreno proporcionan una resistencia despreciable. Un ejemplo es el vuelco como sólido rígido de una estructura, considerando la estructura y el terreno indeformables, lo que implica que no fallan ni la estructura, ni el terreno, sino que se produce la pérdida del equilibrio estático.

- **UPL:** Pérdida de equilibrio de la estructura o del terreno por levantamiento debido a la presión de agua (subpresión) u otras acciones verticales
- **HYD:** fallo ocasionado por la filtración de agua en el terreno. Ejemplos de este tipo de ELU son la inestabilidad hidráulica por sifonamiento (flotación de partículas de suelo), erosión interna y tubificación (arrastre de partículas), provocadas por gradientes hidráulicos suficientemente elevados.

3.1.1. Fallo o Deformación excesiva del Terreno (GEO)

En 1910, Mohr presentó una teoría para definir el criterio de rotura de los materiales. De acuerdo con la misma, se produce una **rotura a lo largo de un plano** de un material cuando se da una **combinación crítica de tensiones normales y tangenciales**, y no por una presión normal o tangencial en solitario. La relación entre la tensión normal y la tangencial en el plano de rotura puede escribirse como:

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (1)$$

donde τ_f es la resistencia a esfuerzo cortante en rotura y σ es la presión normal en el plano de rotura. La envolvente de rotura definida en la ecuación anterior es una línea curva, del tipo de la mostrada en la figura 3.1.

De acuerdo con el criterio de Coulomb, la función $f(\sigma)$ puede asimilarse a una recta:

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (2)$$

siendo:

c = cohesión del suelo.

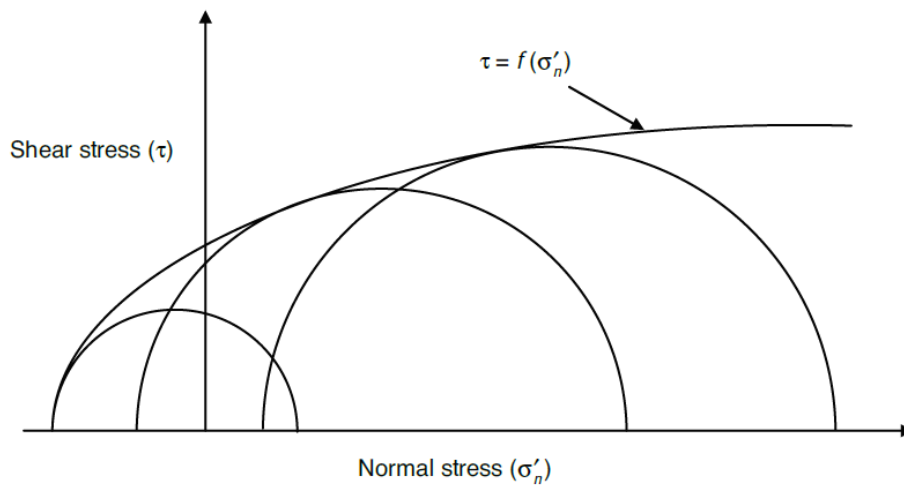
ϕ = ángulo de rozamiento interno del suelo.

Esta última ecuación es conocida como el **criterio de rotura de Mohr-Coulomb**. El significado de la envolvente de rotura puede explicarse con ayuda del gráfico superior de la figura 3.1. Si las tensiones normales y cortantes en un plano de la masa de suelo son tales que su representación es un punto del interior de la envolvente, no se producirá la rotura a través de ese plano. Sólo se producirá rotura si la representación de ambas tensiones cae en un punto de la envolvente. No puede haber puntos representativos del estado tensional por fuera de la envolvente, pues; el fallo por cortante se habría producido antes de alcanzar esta condición.

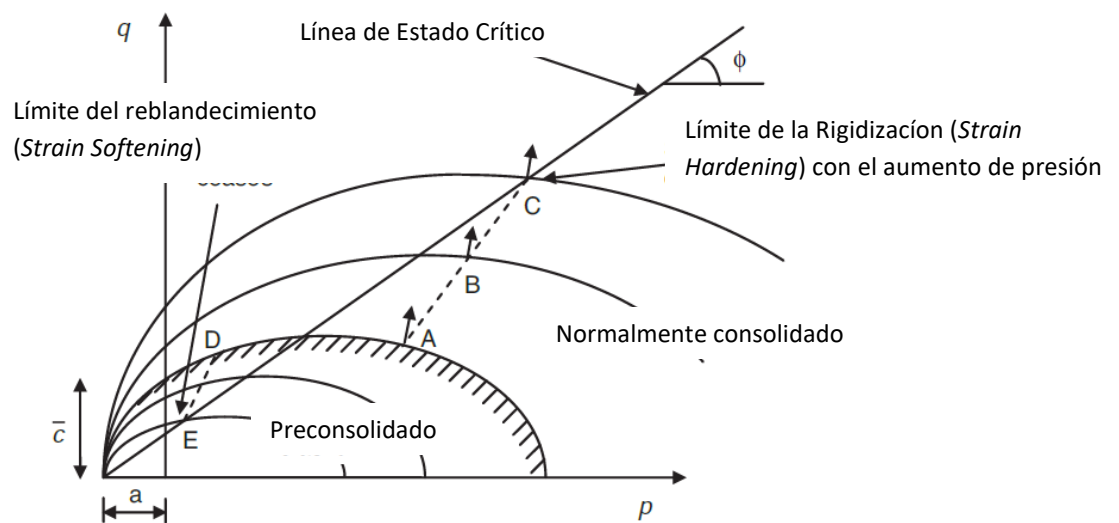
Cuando hay cambios tensionales, es habitual la representación de la trayectoria de tensiones a mediante los cambios de posición del punto superior del Círculo, de coordenadas s', t' :

$$s' = (s'_1 + s'_2 + s'_3)/3 = p'$$

$$t' = t = (s_1 - s_3)/2 = q/2$$

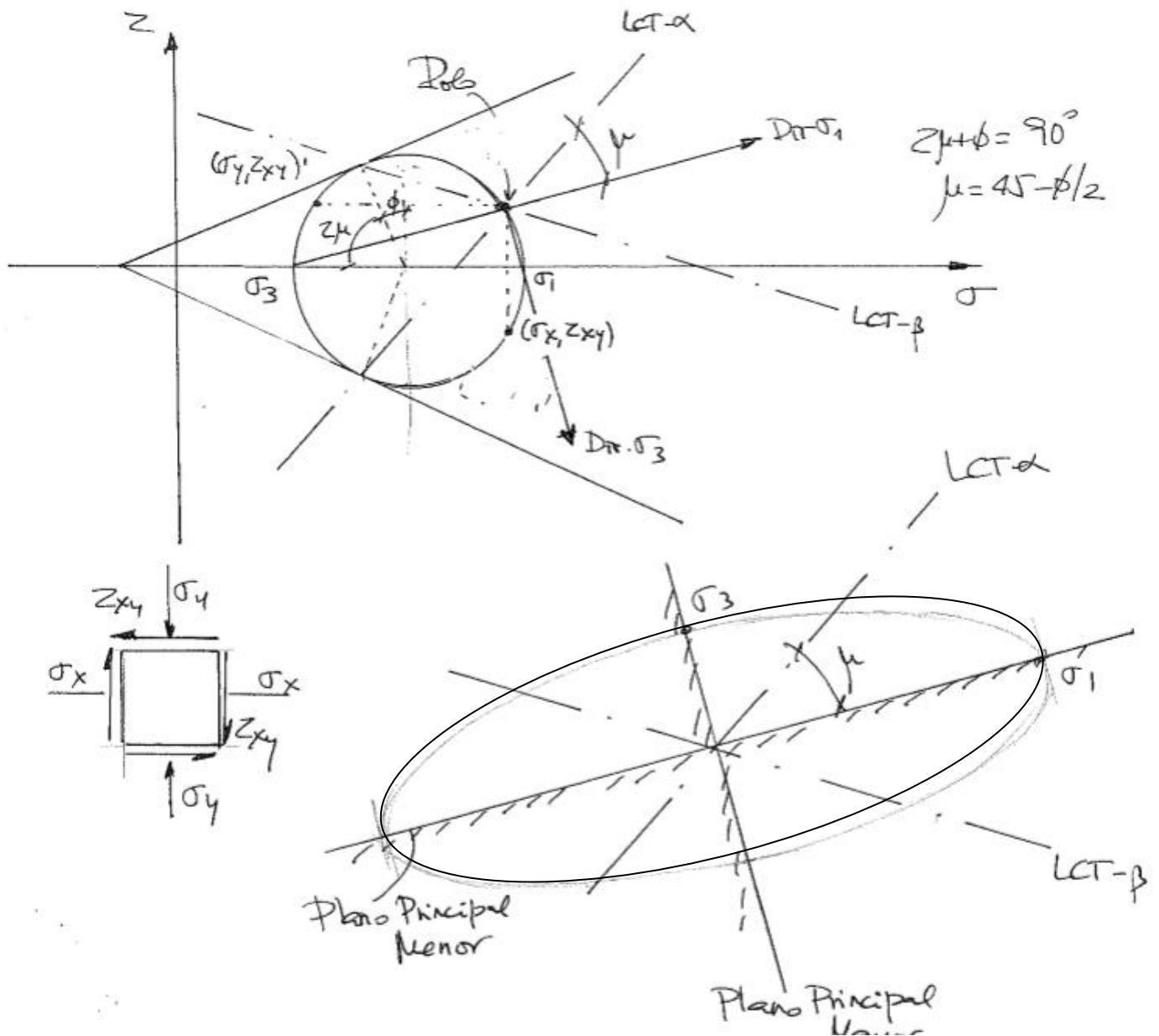


Envolvente de Rotura de Mohr de los círculos de tensiones



Trayectoria de Tensiones p - q

Figura 3.1.



Cualquier línea trazada por el Polo intersecta al círculo de Mohr en el punto representativo de las tensiones actuantes sobre un plano paralelo a la línea.

Figura 3.2. Campo de Tensiones

- a) Círculo de Mohr con direcciones de líneas características y de tensiones principales
b) Elipse de tensiones

Como se esquematiza en el gráfico inferior de la figura 3.1, la envolvente de rotura de un suelo puede variar:

- a) Rigidizándose, por causa de su densificación, por cementación ...
- b) Mantenerse constante
- c) Reduciendo su resistencia, por meteorización, excesivas deformaciones, por saturación ...

En el caso a) la rigidización continúa hasta que la trayectoria de tensiones alcanza la línea de estado crítico del suelo. En las curvas edométricas reproducidas en la figura 3.3 pueden apreciarse los incrementos de resistencia alcanzados (representados por el incremento de la presión de preconsolidación) a medida que aumenta la densidad del terreno por causa de las crecientes cargas aplicadas.

En la figura 3.4 se representan los dos casos característicos de rotura para una densidad del suelo determinada: dúctil y frágil.

Para suelos arcillosos, en la figura 3.5 (superior) se representa una correlación empírica entre el ángulo de rozamiento secante y el Índice de Plasticidad (IP) deducida a partir de análisis retrospectivos de taludes deslizados (Mesri & Shahien, 2003). En los deslizamientos reactivados, puede considerarse que el ángulo de rozamiento corresponde al residual, en tanto que en los deslizamientos “nuevos”, en taludes que no han sufrido deslizamientos anteriores, el ángulo de rozamiento es superior.

En el gráfico inferior de la figura puede apreciarse la influencia del grado de saturación (S_r) y de la presión aplicada (σ_h) en el ángulo de rozamiento residual de un suelo.

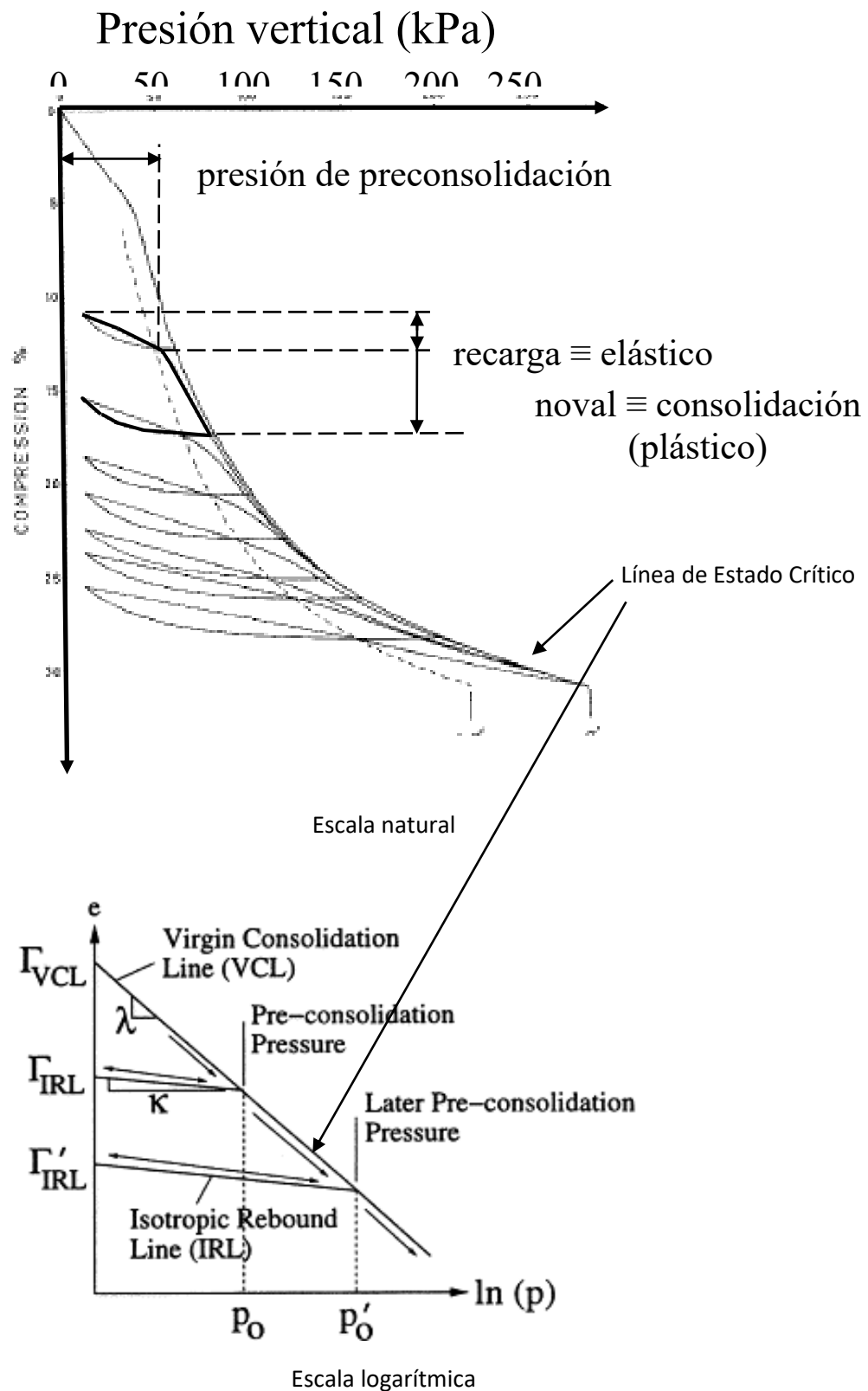


Figura 3.3.
Curvas edométricas

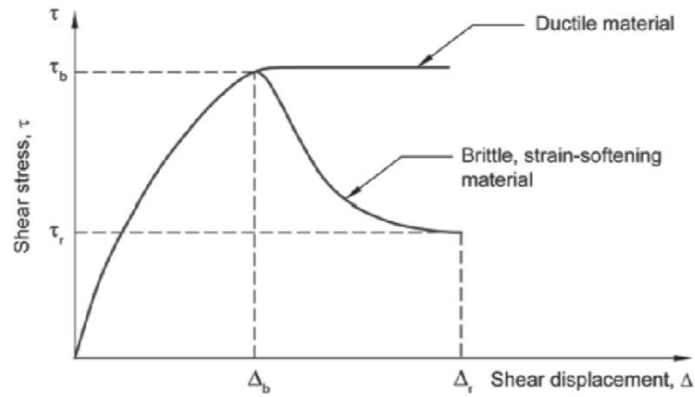
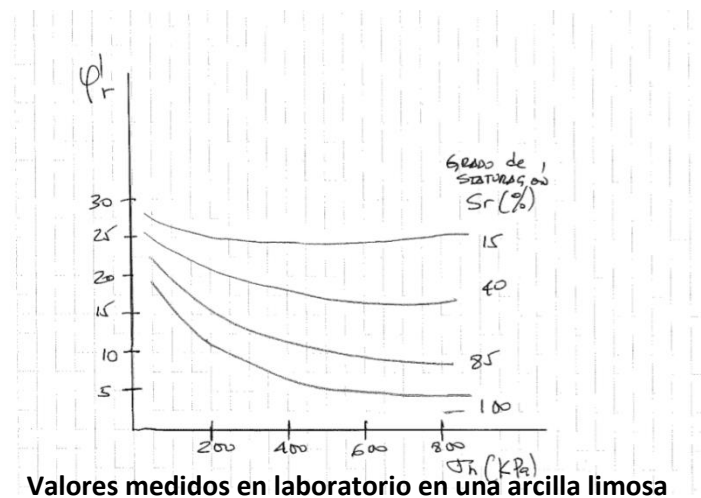
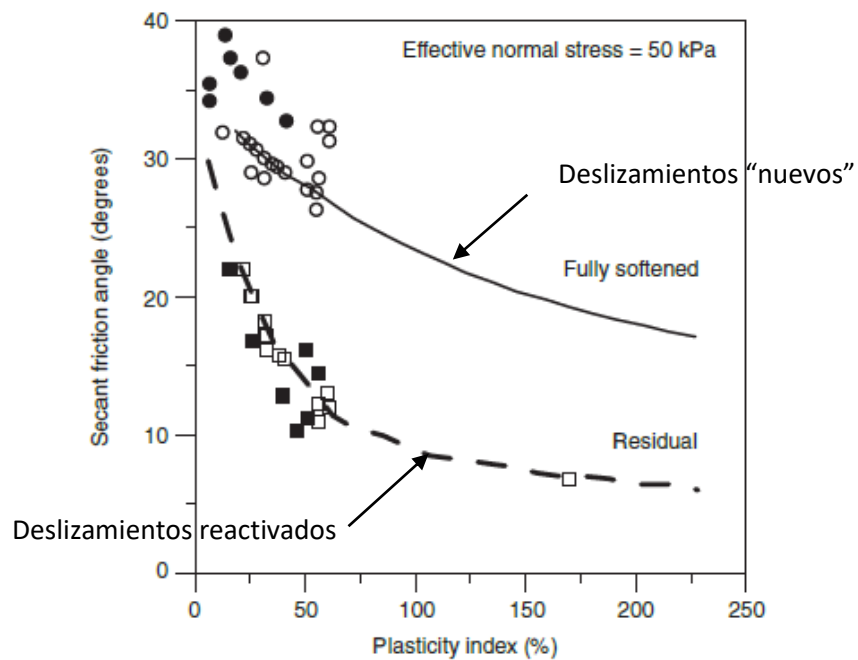


Figura 3.4

Roturas dúctil (plastificación) y frágil (Reducción de la resistencia con la deformación)



Valores medidos en laboratorio en una arcilla limosa

Figura 3.5.

Ángulo de rozamiento en suelos arcillosos

En suelos arenolimosos saturados de compacidad media o baja, el ángulo de rozamiento se reduce a valores casi nulos en caso de licuefacción.

Figure 4.2: Components of lateral spreading

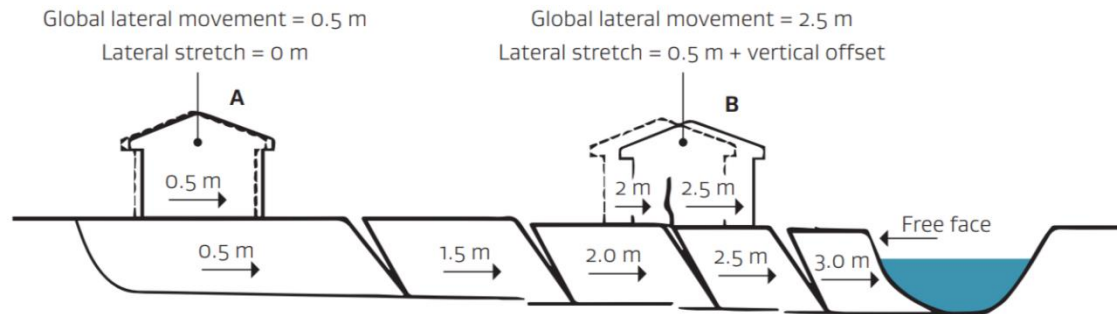


Figura 3.6.

Desplazamientos laterales (*Lateral spreading*) de terreno licuefactado por un sismo, en caso de una licuefacción asimétrica por la reducción del ángulo de rozamiento a valores inferiores a 5° en suelos arenolimosos licuefactados

3.1.1.1. Cimentaciones superficiales

En el capítulo §6.2 del EC7 se enumeran los Estados Límites (Últimos y de Servicio) más comunes para cimentaciones superficiales:

- Pérdida de Estabilidad Global
- Agotamiento de la Capacidad Portante del Terreno
- Deslizamiento de la cimentación
- Fallo combinado de Suelo y de la Estructura
- Rotura estructural debida a los Movimientos de la Cimentación
- Asientos Inadmisibles para la estructura
- Levantamiento excesivo por hinchamiento, congelación u otras causas.
- Vibraciones inadmisibles

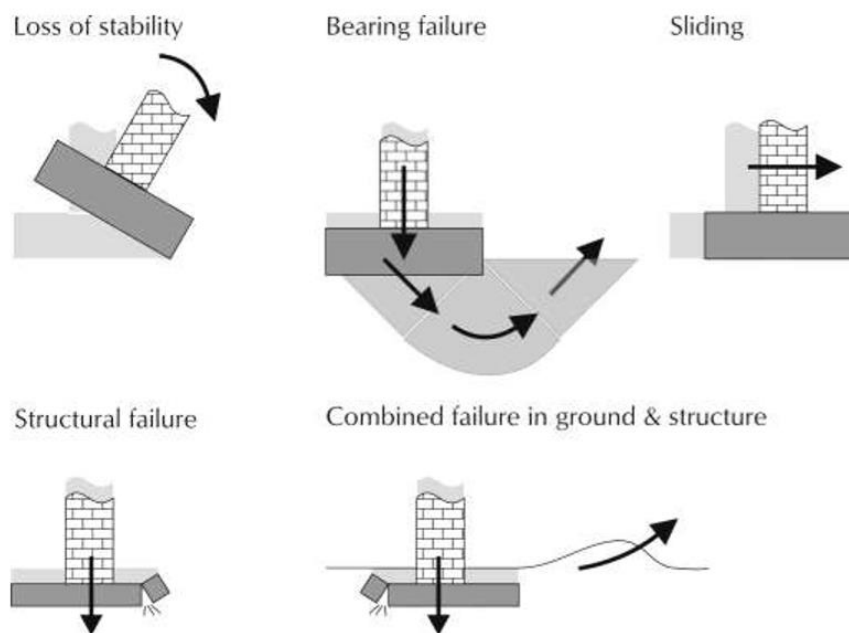


Figura 3.7.
E.L.U. Cimentaciones Superficiales

A continuación se describen los modos de fallo por agotamiento de la capacidad portante del terreno. Los efectos de los asientos y desplazamientos horizontales en estructuras de edificación se describen y analizan en §5.

Carga de Hundimiento de Cimentaciones Superficiales

El hundimiento o fallo de una cimentación supone asientos importantes generalmente acompañados de giros o incluso del vuelco de la estructura sustentada. Dependiendo de la estructura y del tipo de terreno, el hundimiento puede ser por **corte ó rotura general**, por **punzonamiento** o por **corte ó rotura local**. (Ver figura 3.8.).

- El hundimiento por **corte general** se produce a través de una superficie de rotura continua que arranca en la base de la zapata y aflora a un lado de la misma, a una cierta distancia. Se da en arenas compactas y en arcillas blandas a medias en condiciones de carga rápida, sin drenaje.
- En **corte o rotura local** el terreno se plastifica en los bordes de la zapata y bajo la misma, sin llegar a formarse superficies continuas ni rotura que afloren en superficie. Típica de algunas arcillas y limos blandos y de arenas media a flojas.
- En la falla por **punzonamiento**, la cimentación se hunde cortando el terreno en su periferia, con un desplazamiento aproximadamente vertical y afectando poco al terreno adyacente. Se da en terrenos muy compresibles y poco resistentes con zapatas de dimensiones reducidas, o en zapatas sobre capas delgadas apoyadas en estratos blandos.

En el gráfico superior de la figura 3.9. se ha representado en abscisas el índice de densidad o densidad relativa de una arena, y en ordenadas la relación D/R , siendo:

D = Profundidad de la cimentación.

$R = 2 \times \text{Área base cimentación} / \text{perímetro cimentación}$

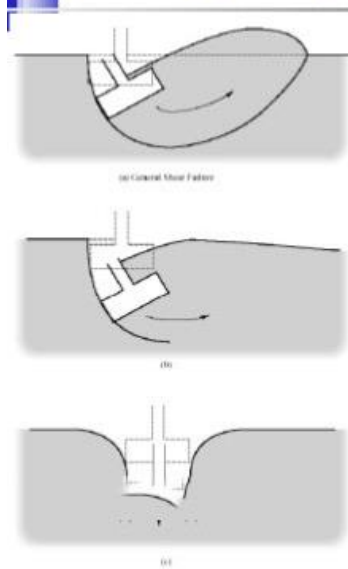
En dicho diagrama se delimitan tres zonas correspondientes a los tres tipos de rotura enunciados. Como puede apreciarse, aumenta la probabilidad de punzonamiento a medida que disminuyen tanto la compacidad de la arena como su ancho relativo a la profundidad de cimentación.

En el gráfico intermedio de la figura 3.9., la figura de rotura generalizada considerada en los métodos de equilibrio límite, correspondiente a la conocida expresión de la evaluación de la carga de hundimiento:

$$P_h = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma$$

En el gráfico inferior, un modelo de cálculo para el análisis de punzonamiento en el caso de presencia de una capa blanda a cierta profundidad bajo la cimentación

Bearing Capacity Failure



- **a) General Shear Failure** Most common type of shear failure; occurs in strong soils and rocks
- **b) Local Shear Failure** Intermediate between general and punching shear failure
- **c) Punching Shear Failure** Occurs in very loose sands weak clays

Local shear failure (Figure 4-4) may exhibit both general and punching shear characteristics, soil compression beneath the footing, and possible ground surface bulging.

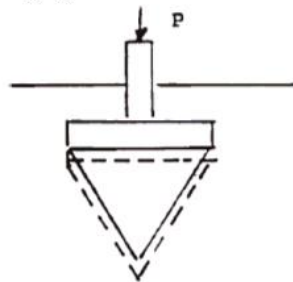


FIGURE 4-3
Punching shear failure

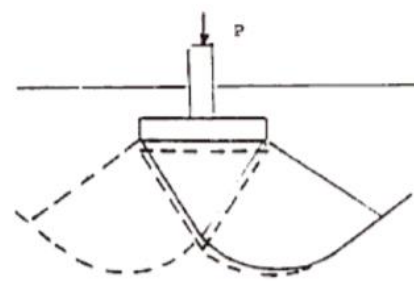


FIGURE 4-4
Local shear failure

Refer to Figure 4-5 for photographs of actual test failures using a small steel rectangular plate (about 6 inches wide) and sand of different densities.

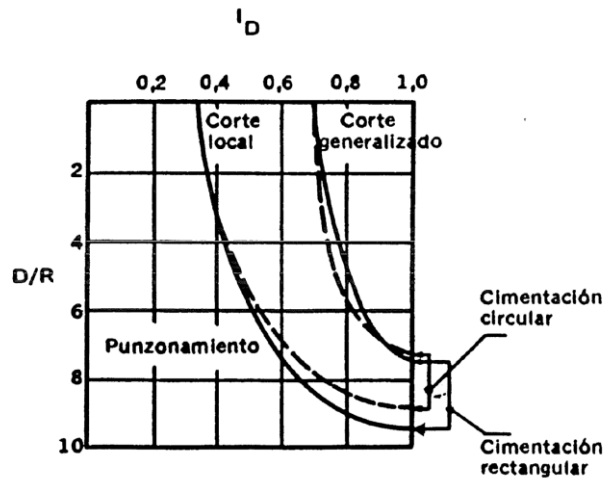


Punzonamiento.
Arena Suelta $D_r=15\%$

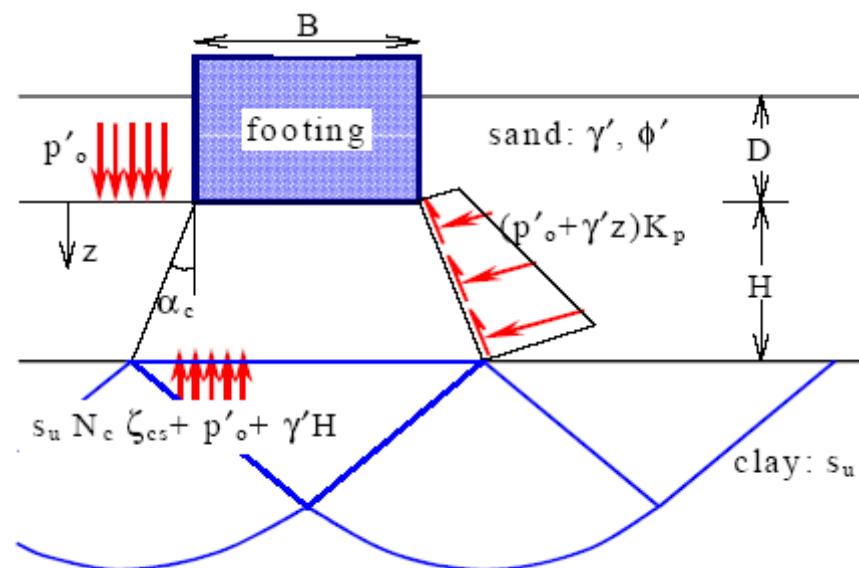
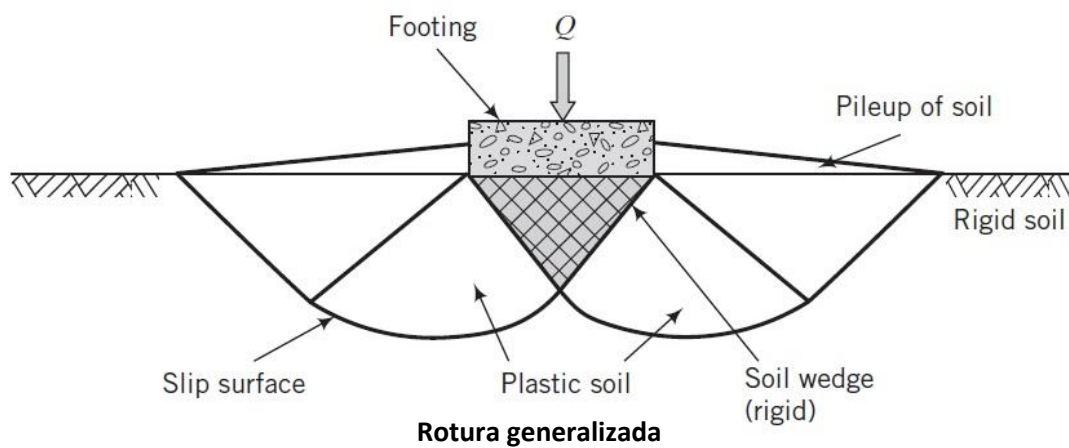
Rotura Local Cortante
Compacidad media $D_r=47\%$

Rotura generalizada Cortante
Arena Densa $D_r = 100$

Figura 3.8.
Modos de Fallo de Cimentaciones Superficiales



Formas de Hundimiento Cimentaciones en



Punzonamiento

Figura 3.9.

Vibraciones excesivas

Punzonamiento de suelo areno limoso ($N_{spt} \approx 10$) licuefactado por oleaje.

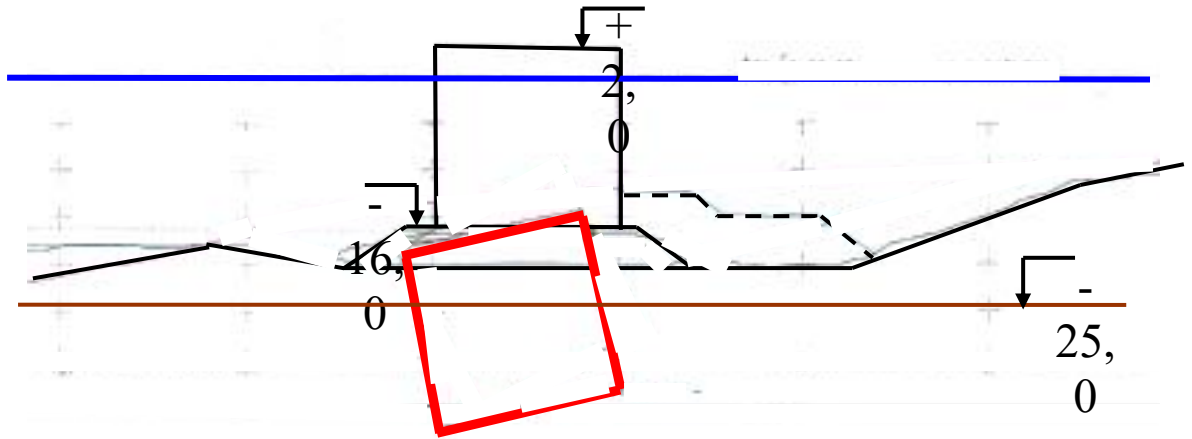


Figura 3.10.
Hundimiento de cajones tras un temporal
¿licuefacción? Arquímedes: $\gamma \approx 14 \text{ kN/m}^3$

3.1.1.2. Cimentaciones Profundas

En el capítulo §7.2 del EC7 se enumeran los Estados Límites (Últimos y de Servicio) más comunes para cimentaciones por pilotes:

- Pérdida de Estabilidad General
- Fallo de la Capacidad Portante de la Cimentación.
- Levantamiento o insuficiente resistencia a Tracción de la Cimentación.
- Fallo del Terreno por Cargas Transversales
- Rotura Estructural de un Pilote a compresión, tracción, flexión, pandeo o cortante.
- Fallo combinado del Terreno y del Pilote
- Asientos Inadmisibles para la estructura
- Desplazamientos Laterales Inadmisibles para la estructura
- Vibraciones inaceptables.

Entre los errores de Proyecto más comunes se encuentran:

- Pilotes cortos o apoyados sobre capas de baja capacidad portante
- Pilotes demasiado juntos, con problemas de interferencia en la ejecución y capacidad portante minorada por la superposición de sus bulbos de transmisión de carga.
- Ausencia de consideración de la compresibilidad de capas subyacentes en grupos de elevado número de pilotes
- Insuficiencia de la armadura para absorber esfuerzos laterales o momentos
- Tipo de pilote inadecuado
 - Pilotes de hincapié en terrenos con bolos, bloques, delgadas capas cementadas, costras, obstáculos dispersos, pudiendo presentarse en los mismos fachos rechazos
 - Pilotes perforados sin entubación en zonas de rellenos o con vetas arenolimosas que se desprenden hacia la perforación, contaminando o cortando el hormigón.
 - Pilotes hincados a través de suelos muy blandos
- Apoyo en capas delgadas con riesgo de punzonamiento
- Pilotes en laderas inestables
- Pilotes en zonas kársticas
- Pilotes columna sobre sustrato de relieve muy irregular.

A continuación se describen los modos de fallo por agotamiento de la capacidad portante del terreno, tanto bajo las cargas estructurales, como las originadas por el movimiento del terreno en torno al pilote. Los efectos de los asientos y desplazamientos horizontales en estructuras de edificación se describen y analizan en §5.

3.1.1.2.1. Carga de Hundimiento de Pilotes a Compresión

Atendiendo al modo de transferencia de sus cargas verticales al terreno, los pilotes pueden clasificarse como:

- Pilotes Columna: la carga es transmitida fundamentalmente a la base del pilote
- Pilotes Flotantes: La carga se distribuye principalmente a lo largo del pilotes a través de la fricción entre su material y el suelo circundante
- Pilotes “mixtos”: Parte de la carga es resistida por fricción a lo largo del fuste del pilote y parte transmitida al terreno bajo su punta.

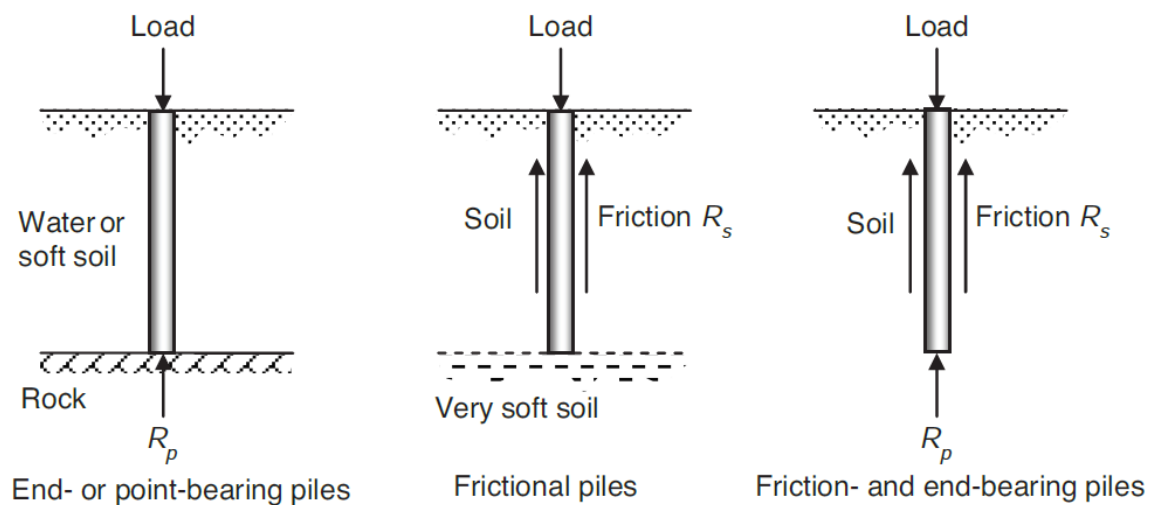


Figura 3.11.

Tipos de Cimentaciones Profundas en función de la transferencia de cargas al terreno

La carga de hundimiento de un pilote Q_u sometido a una carga axial se calcula como suma de la carga última por el fuste Q_f y de la carga última por la punta Q_p .

$$R_u = R_s + R_b = \sum A_s \times q_{su} + A_p \times q_{bu}$$

donde:

A_s : Área lateral del pilote.

q_{su} : Resistencia unitaria por el fuste.

A_p : Área de la punta del pilote.

q_{bu} : Resistencia unitaria por la punta.

Los valores de las resistencias unitarias por fuste y punta dependen no sólo del tipo de terreno y de su consistencia o compacidad, sino del tipo y procedimiento de ejecución del pilote, como puede apreciarse en el gráfico y cuadro incluidos en la figura 3.13, tomado de las recomendaciones francesas para la adopción de valores de la resistencia por el fuste en función de la presión límite del ensayo presiométrico [Ref.3].

En los croquis adjuntos se esquematizan los bulbos de terreno afectados en función del número y la proximidad de los pilotes. Para distancias pequeñas entre pilotes estos bulbos se solapan reduciendo la capacidad portante individual de cada pilote. En caso de grupos con un elevado número de pilotes, debe tenerse en cuenta el incremento de la profundidad y de la dimensión en planta de la zona afectada.

Puede decirse que, generalmente, se moviliza primero la resistencia por el fuste, con asientos que en rotura son del orden del 0,5-2% del diámetro del pilote, mientras que para movilizar la totalidad de la resistencia por la punta son precisos asientos del orden del 5% al 10% del diámetro. En ensayos de carga vertical en pilotes, un criterio habitual para la determinación de su carga de hundimiento corresponde a un asiento del 10% del diámetro del pilote.

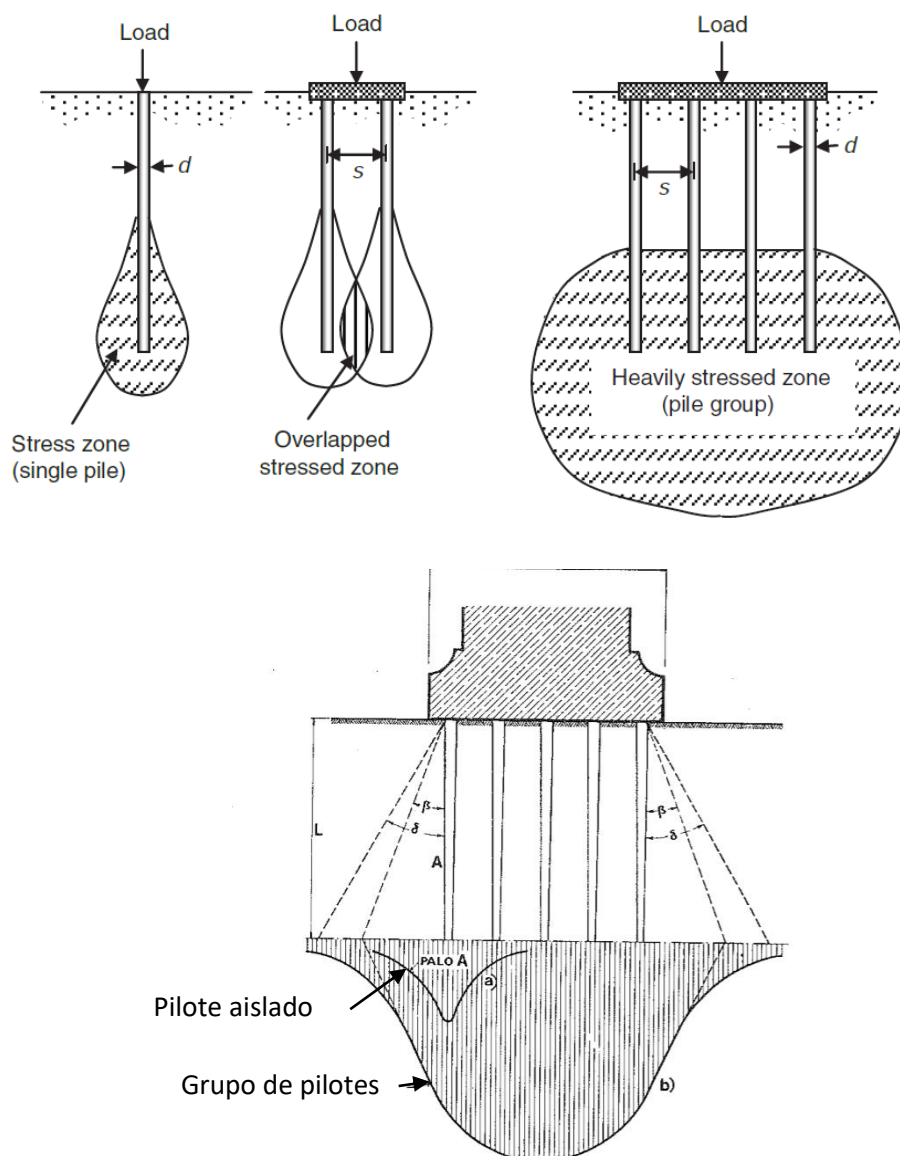
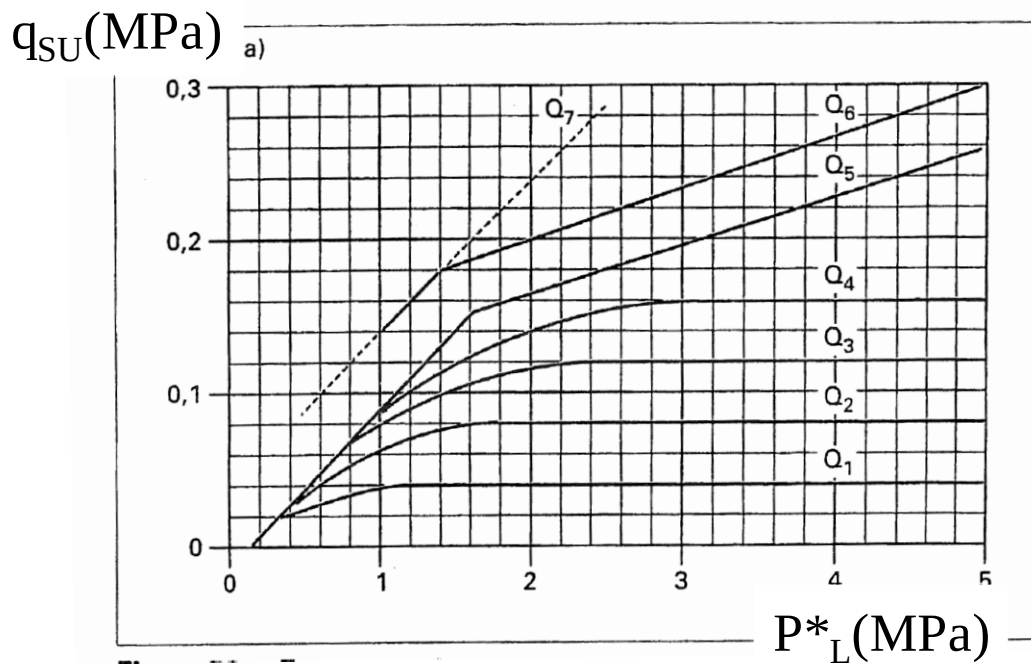


Figura 3.12
Bulbos de presiones de Cimentaciones Profundas



Elección de curvas para el cálculo del rozamiento vertical unitario (DTU)											
Terreno		Arcillas, limos			Arenas, Gravas			Margas		Rocas	
Pilotes	P* _L (MPa)	< 0,7	1,2 a 2,0	> 2,5	< 0,5	1,0 a 2,0	> 2,5	1,6 a 4,0	> 4,5	> 4,5	
Perforados	Sin entubación	Q ₁	Q ₁ ,Q ₂	Q ₂ ,Q ₃				Q ₄	Q ₄ ,Q ₅	Q ₆	
	Con lodos		Q ₁ ,Q ₂		Q ₁	Q ₂ ,Q ₁	Q ₃ ,Q ₂				
	Ent. recuperable										
	Ent. perdida		Q ₁			Q ₁	Q ₂	Q ₂	Q ₃		
	Pozos (s/encofrar)		Q ₂	Q ₃				Q ₄	Q ₅	Q ₆	
Hincados	Metálicos cerrados	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₃	Q ₄		
	Prefab. hormigón				Q ₃						
Inyectados	Baja presión		Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₅			
	Alta presión							Q ₄	Q ₅	Q ₅	

Figura 3.13.
Resistencia unitaria por el fuste de pilotes en función
del tipo de terreno, de su resistencia y del tipo de Pilote [Ref.3].