

## ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (CTE)

#### 4.2.2.2 Estados límite de servicio

- Las tensiones transmitidas por las cimentaciones dan lugar a deformaciones del terreno que se traducen en asientos, desplazamientos horizontales y giros de la estructura que, si resultan excesivos, podrán originar una pérdida de la funcionalidad, producir fisuraciones, agrietamientos, u otros daños (véase la Figura 4.9). Se debe verificar que:
  - a) los movimientos del terreno serán admisibles para el edificio a construir;
  - b) los movimientos inducidos en el entorno no afectarán a los edificios colindantes.
- 2 Las limitaciones de movimiento o los movimientos máximos admisibles se estipularán en cada caso en función del tipo de edificio, diferenciando entre el edificio objeto del proyecto y las construcciones y servicios próximos según se indica en el apartado 2.4.3.

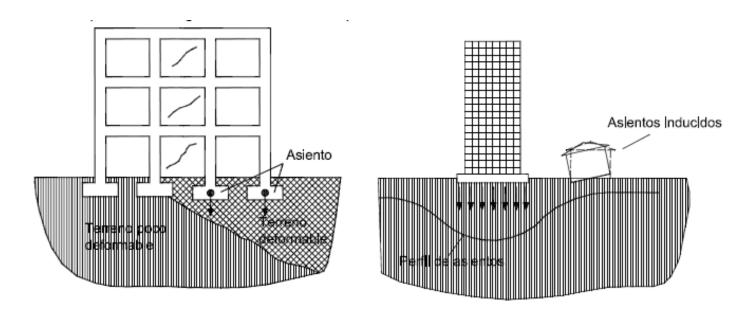


Figura 4.9. Ejemplos de estados límite de servicio

#### 4.2.3.2 Estados límite de servicio

- Para la verificación de los estados límite de servicio será necesario contar con parámetros representativos de la deformabilidad del terreno. Normalmente dependerán del tipo de terreno en estudio y del método seleccionado para la estimación de asientos (véase apartado 4.4).
- 2 En la estimación de asientos diferenciales, dependiendo del tipo estructural se debe prestar especial atención a las consideraciones incluidas en el apartado 4.2.1.2.
- 3 En el caso en que el tipo de terreno haga prever asientos diferidos a largo plazo será necesario llevar a cabo un estudio específico sobre la magnitud de los asientos y el tiempo que tardarán en producirse.
- 4 En situaciones de poco riesgo en las que exista experiencia local abundante, la comprobación de los estados límite de servicio puede no requerir más información del terreno, aparte de las comprobaciones de los perfiles geotécnicos, que las condiciones hidrogeológicas y las propiedades índice básicas, necesarias para asegurar la similitud del caso considerado y los casos sobre los que se tiene experiencia. En cualquier caso, cuando se utilice este procedimiento para avalar la seguridad de la cimentación en estudio, debe dejarse constancia explícita de los parámetros geotécnicos, solicitaciones sobre la cimentación y tipos de cimiento.

#### 2.4.3 Estados límite de servicio

#### 2.4.3.1 Verificaciones a efectuar

- Para las diferentes situaciones de dimensionado se deben verificar los estados límite de servicio correspondientes, según se indica en el apartado 2.2.1.3.
- 2 Los módulos de deformación del terreno necesarios para la verificación de un adecuado comportamiento de la cimentación en servicio se representarán por sus valores medios representativos.
- 3 El comportamiento adecuado de la cimentación, en relación con un determinado criterio, queda verificado si se cumple, para las situaciones de dimensionado pertinentes, la condición:

$$\mathsf{E}_{\mathsf{ser}} \le \mathsf{C}_{\mathsf{lim}} \tag{2.5}$$

siendo

E<sub>ser</sub> el efecto de las acciones para una determinada situación de dimensionado;

C<sub>lim</sub> el valor límite para el mismo efecto.

- 4 El valor de cálculo de los efectos de las acciones se determinará, para cada situación de dimensionado y cada criterio a verificar, a partir de la combinación de acciones que le corresponda entre las indicadas en el apartado 4.3.2 del DB-SE o según el apartado 2.3.2.2.
- 5 Los valores límite para los distintos efectos de las acciones deben estar en concordancia con el objetivo de cada comprobación específica y se deben determinar para cada caso en el proyecto.
- 6 Para la determinación de los valores límite de los movimientos de la cimentación se tendrán en cuenta los siguientes aspectos:
  - a) grado de fiabilidad en la estimación de dichos movimientos, en los casos de que se utilicen métodos alternativos a los indicados en este DB;
  - b) posibles movimientos del terreno y su evolución en el tiempo;
  - tipo de estructura y materiales del edificio;
  - d) tipo de cimentación y características del terreno;
  - e) distribución de cargas en el edificio;
  - f) proceso constructivo del edificio;
  - g) uso que se vaya a dar al edificio.
- 7 Los desplazamientos y deformaciones admisibles de las estructuras o servicios próximos, ajenos a la obra proyectada, se definirán en función de sus características y estado.
- 8 La verificación de los estados límite de servicio relacionados con los movimientos de la cimentación podrá llevarse a cabo, mediante criterios basados en valores límite para los siguientes parámetros (véase Figura 2.1):

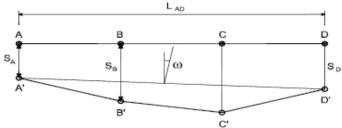


Figura 2.1. Definiciones básicas del movimiento de cimentaciones

- a) asiento, s, definido como el descenso de cualquier punto de la cimentación de un edificio (Ej.: s<sub>A</sub>);
- asiento diferencial, δs, definido como la diferencia de asiento entre dos puntos cualesquiera de la cimentación;

$$\delta s_{AB} = s_B - s_A \tag{2.6}$$

 c) distorsión angular, β, definida como el asiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia que les separa.

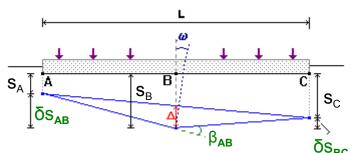
$$\beta_{AB} = \frac{\delta s_{AB}}{L_{AB}} = \frac{s_{B} - s_{A}}{L_{AB}} \tag{2.7}$$

## Asiento de un punto, asiento diferencial, distorsión angular, inclinación

asiento, s, s<sub>A</sub>);

asiento diferencial, δs,

$$\delta s_{AB} = s_B - s_A$$



distorsión angular, β,

$$\beta_{AB} = \frac{\delta S_{AB}}{L_{AB}} = \frac{S_{B} - S_{A}}{L_{AB}}$$

Se denomina giro relativo o rotación relativa cuando el asiento diferencial está referido a la distancia medida según la línea que define la inclinación media de la cimentación (línea A' D' en la Figura 2.1);

- d) inclinación, ω, definida como el ángulo girado con respecto a la vertical según la línea media que define la posición deformada de la cimentación;
- e) desplazamiento horizontal, x, definido como el movimiento horizontal de cualquier punto de la cimentación (Ej: x<sub>A</sub>);
- f) desplazamiento horizontal diferencial, δx, definido como la diferencia de movimiento horizontal entre dos puntos cualesquiera de la cimentación;

$$\delta X_{AB} = X_B - X_A \tag{2.8}$$

g) distorsión horizontal ε definida como el desplazamiento horizontal diferencial entre dos puntos dividido por la distancia que los separa.

$$\varepsilon_{AB} = \frac{\delta x_{AB}}{L_{AB}} = \frac{x_B - x_A}{L_{AB}} \tag{2.9}$$

9 En el caso de que no se especifiquen en el proyecto los valores límites de servicio de los movimientos de la cimentación del edificio podrán adoptarse los indicados en las tablas 2.2 y 2.3.

Tabla 2.2. Valores límite basados en la distorsión angular

Tipo de estructura	Limite
Estructuras isostáticas y muros de contención	1/300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1/500
Estructuras de paneles prefabricados	1/700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1/1000
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1/2000

Tabla 2.3. Valores límite basados en la distorsión horizontal

Tipo de estructura	Limite
Muros de carga	1/2000

- 10 En los capítulos relativos a los diferentes tipos de cimentación se encuentran otros criterios de verificación de la aptitud al servicio de éstas relacionados más específicamente con los materiales y procedimientos de construcción empleados.
- 11 Para las vibraciones previstas de corta duración se comprobará que los valores máximos de los componentes del vector velocidad del terreno y cimentación quedan por debajo de los valores establecidos en las tablas 2.4 y 2.5.
- Para vibraciones estacionarias se comprobará que las vibraciones horizontales medidas en el piso más alto sean inferiores a 5 mm/s, y las verticales medidas en el centro de los forjados o techos permanezcan por debajo de 10 mm/s.
  Tomás Cabrera (E.U.A.T.M.)

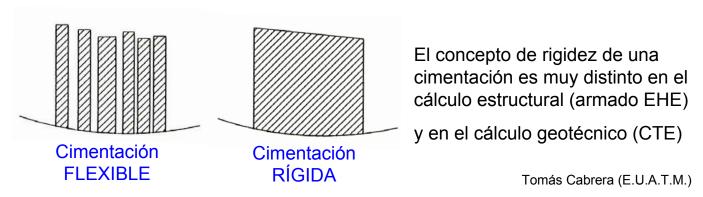
### Asientos en cimentaciones

#### 4.4 Asiento de las cimentaciones directas

- 1 La estimación de los asientos producidos por una cimentación directa requiere generalmente la determinación de la distribución de presiones verticales originadas por las cargas en el terreno, lo
  - que podrá llevarse a cabo mediante el empleo de formulaciones elásticas. (véase tablas D.23 y D.24)
- 2 En la estimación de los asientos se podrá utilizar la presión neta, de utilidad para las cimentaciones compensadas.
- 3 En general se podrá suponer que la zona de interés a efectos de cálculo de asientos se circunscribe a una profundidad tal que el incremento de presión vertical originado en el terreno sea el menor de los siguientes valores:
  - a) el 10% de la presión vertical neta transmitida por la cimentación;
  - b) el 5% de la presión efectiva vertical existente a esa profundidad antes de construir el edificio.
- 4 El criterio apuntado en el párrafo anterior suele dar lugar a que, el citado límite de interés en el terreno tenga una profundidad aproximada de 2B, siendo B el ancho o dimensión menor en planta de la cimentación correspondiente.
- Si se trata de un edificio cimentado por zapatas relativamente próximas los bulbos de tensiones de las zapatas individuales se podrán solapar en profundidad (véase apartado E.4). Los criterios expuestos en los párrafos anteriores deben aplicarse teniendo en cuenta el potencial efecto de solape citado.
- 6 La estimación de asientos se podrá realizar conforme a lo indicado en el anejo F.1.2.

#### 4.2.1.2 Rigidez relativa terreno-estructura. Esfuerzos sobre los elementos de cimentación

- La transmisión de las cargas del edificio al terreno plantea un complejo problema de interacción entre los tres elementos implicados: estructura, cimentación y terreno. Los principales factores a considerar en dicho proceso de interacción serán el tipo y características del terreno, la forma y dimensiones de la cimentación y la rigidez relativa terreno-estructura y terreno-cimentación.
- Aparte de la rigidez de la cimentación, la propia rigidez de la estructura a cimentar inducirá también restricciones al movimiento y a la respuesta asociada del terreno. En el caso más general, cuando el terreno tienda a asentar por efecto de la presión aplicada, la estructura, en función de su rigidez, redistribuirá sus esfuerzos, modificando a su vez las solicitaciones sobre los cimientos y el terreno. La situación de equilibrio final dependerá por tanto de la rigidez relativa del conjunto terrenocimiento-estructura.
- 3 En la actualidad no se dispone de métodos analíticos que permitan determinar con exactitud las cargas de estructura y su redistribución en función de la respuesta del terreno y los esfuerzos sobre los cimientos correspondientes al equilibrio final.
- 4 Salvo en los casos en que tanto la estructura como la cimentación se consideren rígidas, los esfuerzos en zapatas corridas, emparrillados y losas de cimentación se evaluarán teniendo en cuenta los fenómenos de interacción terreno-estructura. A los efectos de este DB se podrán emplear los conceptos y métodos simplificados que figuran en el anejo E.



## CIMENTACIONES FLEXIBLES Y RÍGIDAS

#### 1. Cimentación flexible:

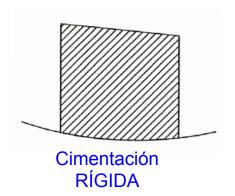
La que se adapta a los asientos del terreno, sin que se produzcan tensiones en el material que las constituye.

La carga en el terreno se conoce, por tanto, previamente sin que se altere por los asientos. No hay acción recíproca entre terreno y cimentación.

### 2. Cimentación rígida:

Las acciones recíprocas del terreno y cimentación conducen a una distribución de tensiones en el área de contacto que ha de cumplir la condición de compatibilidad de deformaciones en uno y otro elemento, la cual depende de su capacidad de deformación.



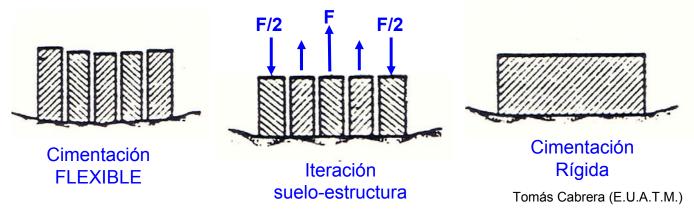


En una cimentación rígida todos los puntos bajo la zapata asientan lo mismo, obligados por la rigidez de la misma, de modo que <u>la presión de la cara de contacto</u> no puede ser la misma, sino que ha de ser mayor en los bordes (infinita). La solución teórica no es real, porque no hay un terreno capaz de resistir tensión infinita, antes plastificará.

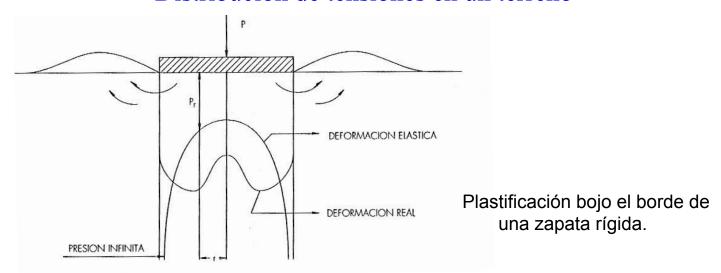
El interés por conocer la distribución de tensiones en la cara de contacto es doble:

a / Siendo las tensiones en el semiespacio función de dicha distribución, ésta influye en el valor los asientos.

b/ Se necesita en el cálculo estructural de la zapata que transmite dichas tensiones.



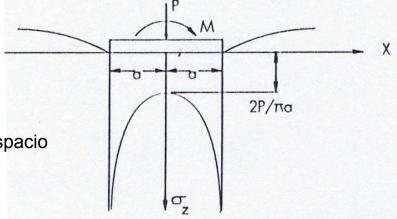
### Distribución de tensiones en un terreno



La influencia sobre los asientos es menor de lo que pudiera suponerse, por lo que éstos pueden llegar a estimarse por reglas aproximadas una vez estudiados algunos casos típicos.

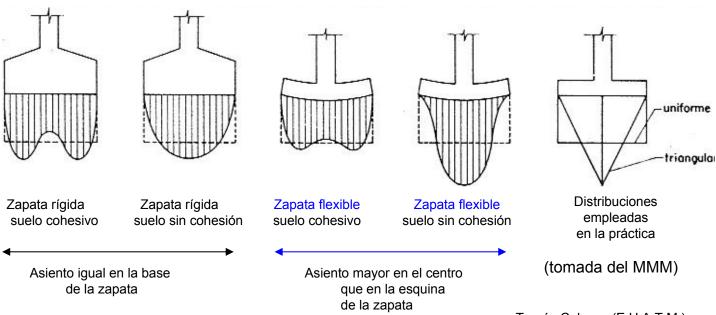
Es mayor el interés por conocer las fuerzas reales sobre la cimentación para el

cálculo como estructura.



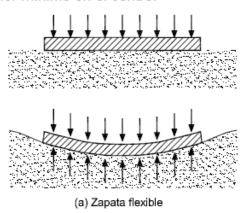
Carga rígida en Faja en el semiespacio de Boussinesq.

## Distribución de tensiones en el terreno.



### E.1 Concepto de rigidez relativa terreno-estructura

- Para ilustrar el fenómeno de la interacción, la Figura E.1 a) muestra el caso sencillo de una zapata, infinitamente flexible, apoyada directamente sobre la superficie de un terreno horizontal, sobre la que se aplica una presión uniforme. Por efecto de ésta, el terreno y la zapata sufrirán un asiento, que resultará mayor en el centro que en los extremos y no se limitará al área cargada, sino que se extenderá a ambos lados de ella hasta una cierta distancia. Por ser infinitamente flexible, la zapata no será capaz de soportar momentos flectores y, en consecuencia, la distribución de presiones con que el terreno reaccionará será idéntica a la distribución uniforme de presiones colocada sobre la zapata.
- Si por el contrari, la zapata fuera infinitamente rígida (véase Figura E.1 b), el asiento de la zapata sería uniforme. En casos intermedios de rigidez, el valor medio del asiento podrá ser similar al anterior, pero su distribución estará, evidentemente, condicionada por la rigidez del cimiento. Así, bajo los extremos de la zapata (zonas AB y CD), el asiento será mayor que el correspondiente a la zapata flexible; mientras que en el centro (zona BC), el asiento será menor. En consecuencia, las presiones de respuesta del terreno en los extremos de la zapata rígida serán superiores a las correspondientes a la zapata flexible y, por el contrario, en su centro serán menores. Resulta así una distribución no uniforme de presiones, caracterizada por unos valores máximos en los extremos y un valor mínimo en el centro.

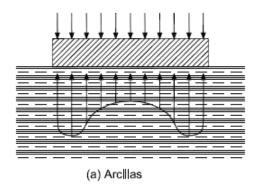


igidas (b) Zapata rigida

Figura E.1. Distribución de presiones en cimentaciones flexibles y rígidas

3 Si el terreno se considerara elástico y de resistencia indefinida, la presión bajo los bordes A y D de la zapata rígida sería infinita. Dado que la resistencia del terreno es limitada, dichas presiones podrán ser elevadas, pero tendrán un valor finito. En el caso de arcillas (véase Figura E.2.a), la distribución de presiones será en general muy semejante a la teórica del ejemplo anterior. Sin embargo, la resistencia limitada del terreno producirá en los extremos unas zonas de plastificación que ate-

nuarán las presiones de borde y las redistribuirá hacia el centro de la zapata. En el caso de arenas, dado que la falta de confinamiento en el borde de la zapata, supuesta ésta en superficie, no permitiría el desarrollo de presiones elevadas, la distribución tomará en general la forma parabólica que se indica en la Figura E.2.b.



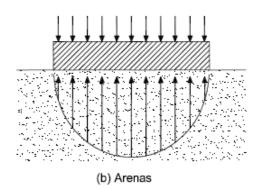


Figura E.2. Distribución de presiones en zapatas rígidas sobre arcillas y arenas

### E.2 Estimación de las condiciones de rigidez relativa terrenoestructura

1 La rigidez relativa de la estructura con respecto al terreno podrá estimarse mediante la evaluación del factor K<sub>r</sub> definido en la expresión (E.1).

$$K_r = \frac{E_E \cdot I_B}{E_s \cdot B^3} \tag{E.1}$$

siendo

E<sub>E</sub> el módulo de deformación global representativo de los materiales empleados en la estructura:

I<sub>B</sub> el momento de inercia de la estructura, por metro de ancho;

E<sub>s</sub> el módulo de deformación del terreno;

B el ancho de la cimentación.

- 2 El numerador de la expresión (E.1) representa la rigidez de la estructura por metro de ancho del edificio, que puede estimarse sumando las rigideces de la cimentación y de los elementos estructurales que gravitan sobre ella (vigas, forjados, muros).
- 3 A los efectos de este DB, se considerará que la estructura es rígida en relación con el terreno cuando K<sub>r</sub> > 0.5. Si K<sub>r</sub> < 0.5, se considerará flexible.</p>

## E.3 Criterios de rigidez para cimentaciones directas

Se podrá considerar que una zapata aislada es rígida (concepto de rigidez relativa) cuando a efectos de cálculo, la distribución de presiones a que de lugar sobre el terreno pueda considerarse lineal. A efectos prácticos, se considerará aceptable la hipótesis de rigidez relativa cuando (Figura E.3):

 $v \le \frac{\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{4E_c I_c}{Bk_{sB}}}$  (E.2)

siendo

v el vuelo de la zapata en una dirección cualquiera;

E<sub>c</sub> el módulo de deformación del material de la zapata (usualmente hormigón armado) representativo del tipo de carga y su duración;

 l<sub>c</sub> el momento de inercia de la sección de la zapata perpendicular a la dirección del vuelo considerado respecto a la horizontal que pasa por su centro de gravedad;

B el ancho de la zapata en dirección perpendicular al vuelo considerado.

k<sub>sB</sub> el módulo de balasto de cálculo, representativo de las dimensiones del cimiento (véase apartado E.5).

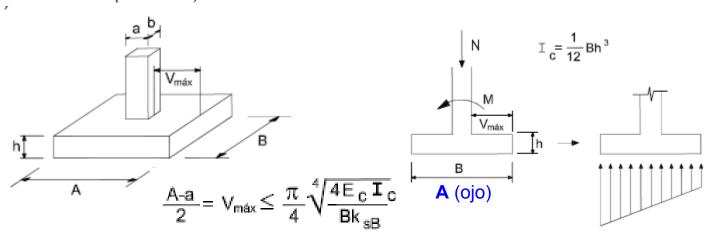


Figura E.3. Criterio de rigidez relativa para zapatas aisladas

- 2 La condición expresada en el apartado anterior será también de aplicación al caso de zapatas corridas en la dirección transversal a misma.
- 3 En el caso de no cumplirse, la zapata se considerará flexible, y la distribución de presiones sobre el terreno y sus esfuerzos se obtendrán a partir de modelos de cálculo que consideren la interacción suelo-estructura.
- 4 La condición del párrafo 1 de este apartado suele verificarse con los cantos y vuelos usuales en zapatas aisladas sobre suelos. En cualquier caso se debe comprobar el cumplimiento de esta condición si se desea efectuar el cálculo con la hipótesis de distribución lineal de presiones sobre el terreno.
- 5 Salvo en el caso de zapatas aisladas sobre suelos muy rígidos o sobre roca, el cumplimiento de la rigidez estructural definida en el párrafo 4 del apartado 4.1.1 suele ser más restrictivo que la condición de rigidez relativa definida en el párrafo 1 de este apartado.
- 6 En el caso general de que sobre una zapata aislada actúen momentos además de cargas verticales, se recomienda que la resultante de las acciones pase por el núcleo central de inercia.
- 7 Se considerará que una zapata combinada o corrida es rígida cuando a efectos de cálculo la distribución de presiones a que da lugar sobre el terreno pueda considerarse lineal. A efectos prácticos se considerará aceptable la hipótesis de rigidez relativa cuando (véase Figura E.4):

$$\ell \le \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4E_cI_c}{Bk_{sB}}} \tag{E.3}$$
 
$$v \le \frac{\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{4E_cI_c}{Bk_{sB}}}$$

#### siendo

 $k_{sB}$ 

la luz del vano que separa, bien los dos pilares de una zapata combinada, bien dos pilares cualesquiera de una zapata corrida;

la luz de cualquier voladizo en la dirección en la dirección longitudinal;

B el ancho de la zapata (dirección transversal);

E<sub>c</sub> el módulo de deformación del material de la zapata (usualmente hormigón armado) representativo del tipo de carga y su duración.

I<sub>c</sub> el momento de inercia de la zapata en un plano vertical, transversal (perpendicular al plano de alineación de pilares), respecto a la horizontal que pasa por su centro de gravedad.

el módulo de balasto de cálculo, representativo de las dimensiones del cimiento (véase apartado E.5).

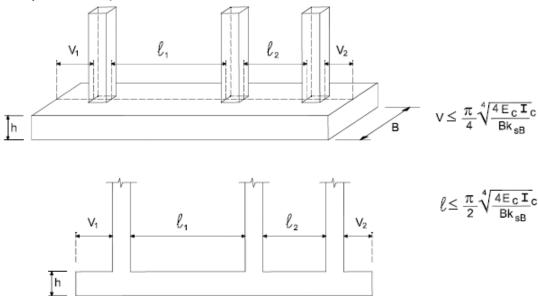


Figura E.4. Criterio de rigidez relativa para zapatas combinadas y corridas

### Asentamientos de las cimentaciones

Los suelos son materiales relativamente blandos que se deforman bajo carga mucho mas que los materiales de construcción usuales, como el hormigón o el acero.

Si las deformaciones resultan excesivas la estructura puede sufrir daños. Aunque, normalmente, son los materiales más rígidos como las fachadas, los suelos y los tabiques los que sufren los daños mas visibles e importantes por lo que deben controlarse dichas deformaciones y mantenerse dentro de unos límites tolerables.

Es un planteamiento que guarda cierta semejanza con el de la limitación de flechas en las piezas de hormigón armado vigas y forjados forjado.

Flecha instantánea (cargas permanentes), flecha diferida (cargas permanentes), flecha instantánea (de las sobrecargas).

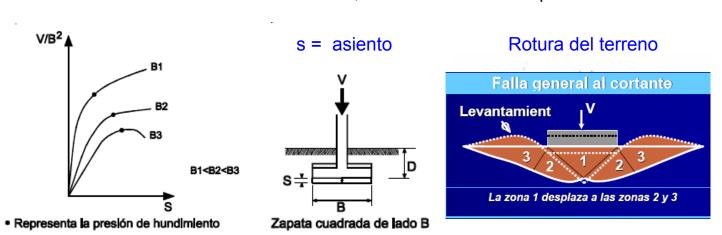
Flecha total como suma de la anteriores). FT = F1 + F2 + F3

Normalmente las deformaciones que interesa conocer y limitar son las verticales, denominadas asientos o asentamientos.

En el estudio de los asientos de una estructura presenta dos aspectos a los que el ingeniero debe prestar atención.

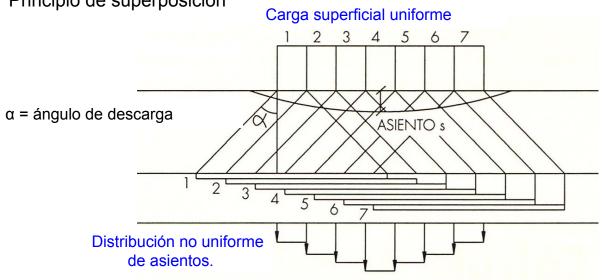
- 1. Calculo de los asientos de las diversas partes de la estructura teniendo en cuenta las cargas que ésta transmite al suelo de cimentación.
- 2. Evaluar la aptitud de la estructura para soportar estos asientos. Se debe estudiar separadamente la influencia sobre la estructura del los asientos absolutos y de los asientos diferenciales.

La relación de estos dos aspectos del problema podría abordarse, teóricamente, considerando el conjunto cimentación estructura y resolviendo un problema de interacción suelo-estructura. No obstante, estos estudios están poco desarrollados.



### Distribución no uniforme de asientos

Bajo la la acción de las cargas aplicadas se desarrollan en el suelo tensiones que dan lugar a deformaciones. Es fácil demostrar la imposibilidad de distribución uniforme de las tensiones verticales y por tanto los asiento producidos por una carga superficial sobre planos horizontales es tal como se aprecia en ala figura siguiente descomponiendo la carga repartidas en varias fracciones y aplicando el Principio de superposición



Si las leyes de comportamiento de los suelos fuese conocidas, se podrían calcular los asientos provocados por las cargas aplicadas, siguiendo esta secuencia:

CARGA 
$$\Rightarrow$$
 LEY DE  $\Rightarrow$  TENSIÓN EFECTIVA  $\Rightarrow$  SUMA DE APLICADA COMPORTAMIENTO  $\Rightarrow$  Y DEFORMACIÓN DEFORMACIONES = ASIENTO

### 1º/ Cálculo de tensiones en toda profundidad afectada por la edificación.

Se utiliza la teoría de la elasticidad, aproximación válida para tensiones normales verticales, poco sensibles en conjunto a la ley de comportamiento. Para las tensiones restantes, principalmente horizontales, los resultados pueden ser poco realistas. La fórmula de Bousssineq, por ejemplo, da las tensiones normales verticales, independientemente del valor del módulo de Young y del coeficiente de Poisson, lo que favorece mucho su utilización práctica.

#### 2º/ Cálculo de deformaciones.

Los asientos se obtienen a partir de las deformaciones, por integración directa.

La dificultad (de este planteamiento estriba en que las leyes de comportamiento de los suelos son complejas y hasta ahora no se ha conseguido una formulación matemática simple de las mismas.

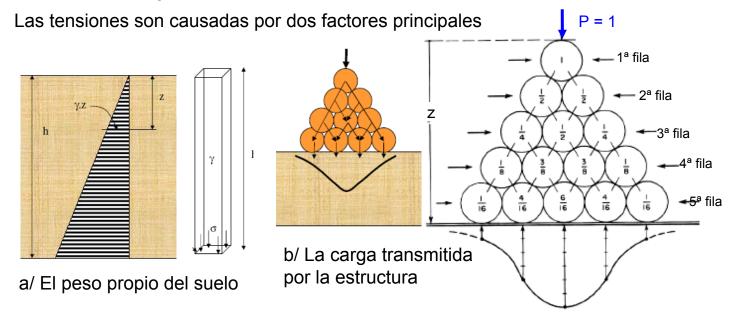
Incluso con esta dificultad temporal el estudio de la distribución de tensiones en profundidad aporta interesantes conocimientos prácticos.

## Estudio de la variación de la tensión vertical con la profundidad

Se trata de conocer la distribución de tensiones en el suelo bajo una zapata en función de la profundidad de estudio y debido a las cargas de una estructura.

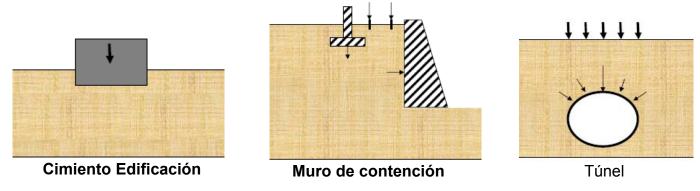
La forma de estudiar esta distribución depende de las características del suelo

### Distribución de presiones verticales en un suelo



Consideraremos ahora que el suelo no tiene peso al transmitir las tensiones de la superestructura y aplicaremos el principio de superposición , calculando la influencia del peso por separado

### Distintos problemas a resolver:



La forma de estudiar esta distribución depende de las características del suelo

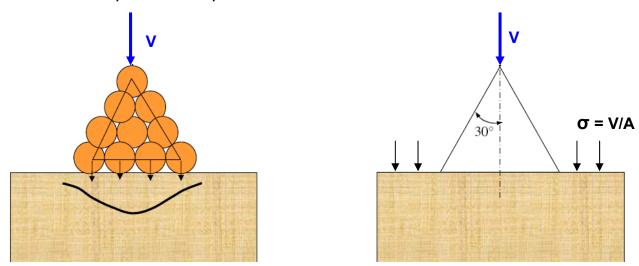
<u>Estratos Homogéneos</u>: Modelo del Semiespacio Elástico infinito, lineal, isótropo y homogéneo ( <u>Teoría de Boussinesq</u> ).

Para estratos Heterogéneos existen varios modelos:

- Modelo de capa elástica sobre base rígida
- Modelo del semiespacio elástico heterogéneo con variación lineal del Módulo Elástico.
- Modelos de Frolich
- Sistemas multicapas

## 1ª Aproximación a la variación de la tensión vertical

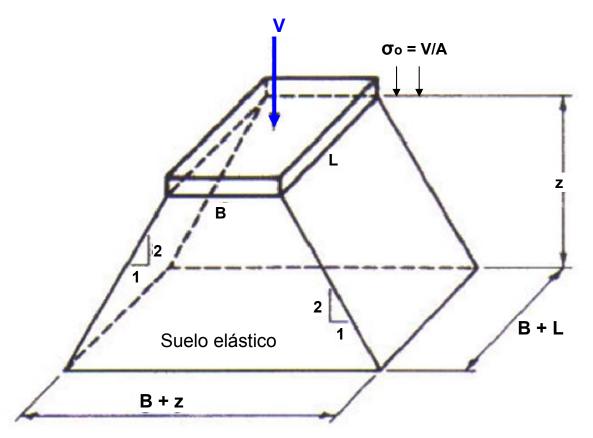
Distribución de presiones aproximada con un modelo de bolas:



Una primera aproximación de las tensiones inducidas en profundidad, es suponer que se propagan en el sentido del eje "Z" con la forma de una pirámide truncada.

La pendiente más adecuada resulta de acuerdo con la práctica: pte = 1 / 2

Suponiendo que en los planos horizontales intermedios entre z=0 y la profundidad a estudiar, z = h las tensiones son constantes en cada nivel individual.



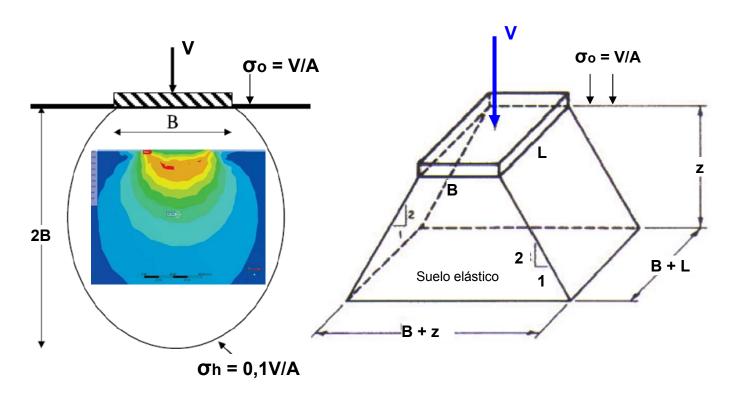
Es importante resaltar que la profundidad de un suelo afectado por las cargas superficiales tiene que tener un límite finito. Las tensiones verticales en el terreno son cada vez mas pequeñas al aumentar la profundidad

Tomás Cabrera (E.U.A.T.M.)

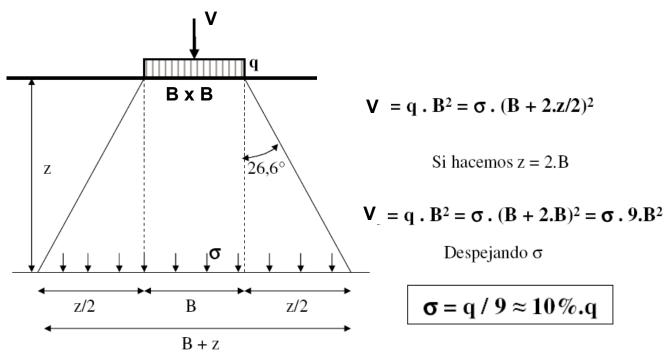
## Ejemplo: aproximación 1ª a la variación de la tensión vertical

Por ello, otro aspecto importante (incorporado a CTE) es que si tenemos un ancho de zapata "B" que soporta una carga V y que transfiere al terreno una tensión "q" en el plano de la zapata.

Se puede estimar que el 10% de esa tensión se transmite hasta una profundidad aproximada de "2B" en un suelo elástico (isótropo, homogéneo y continuo).



Ejemplo para base cuadrada: B = L

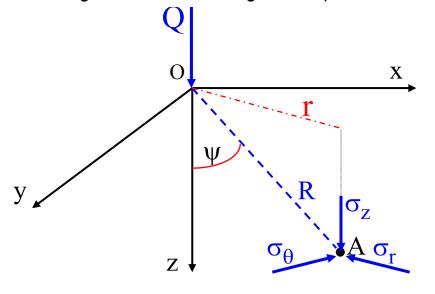


## Carga aislada vertical aplicada en el semiespacio elástico

La solución fue propuesta por Boussinesq en 1885.

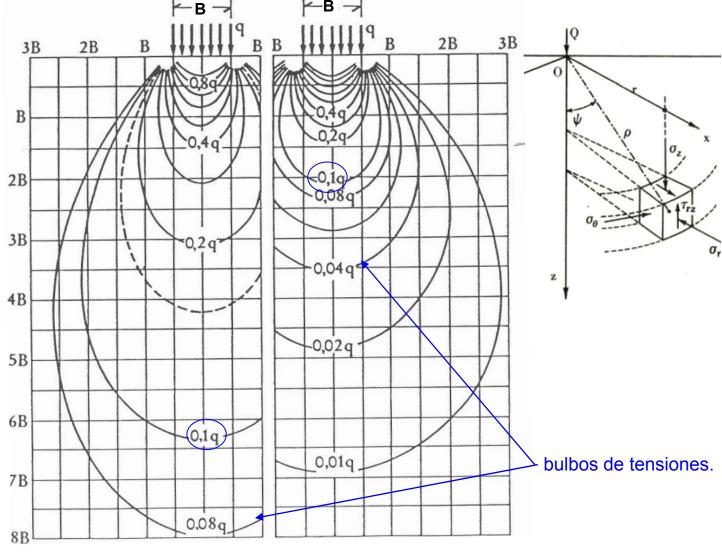
La tensión vertical no depende de los parámetros elásticos: (E,  $\nu$ ) .

En planos horizontales la resultante de las tensiones pasa por el punto de aplicación de la carga. Su fórmula da lugar a la aparición del bulbo de tensiones.

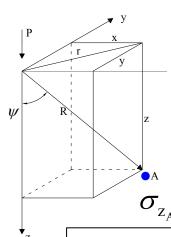




Joseph Valentín Boussinesq, matemático y físico francés (1842 – 1929)



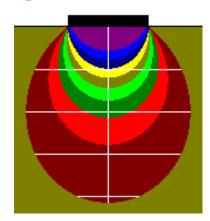
## Carga puntual solución de Boussinesq



$$r^2 = x^2 + y^2$$

$$R^2 = r^2 + z^2$$

$$\tau_{rz} = \frac{3Q}{2\pi * z^2} * \cos^4 \psi * \sin \psi$$



$$\sigma_{z} = \frac{3P}{2\pi} \frac{\cos^{2} \psi}{z^{2}} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^{3}}{R^{5}} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^{3}}{(r^{2} + z^{2})^{\frac{5}{2}}}$$

$$\sigma_{r} = \frac{P}{2\pi z^{2}} \left[ 3\cos^{3}\psi \sin^{2}\psi - (1-2)\frac{\cos^{2}\psi}{1+\cos\psi} \right]$$

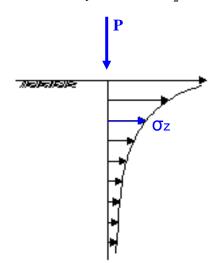
$$\sigma_{\theta} = -(1 - 2\mu) \frac{P}{2\pi z^{2}} \left[ \cos^{3} \psi - \frac{\cos^{2} \psi}{1 + \cos \psi} \right]$$

### Estudiando algunas distribuciones de Esfuerzos

1. 
$$si \ x = y = 0$$
  $\sigma_z \ge 0$ 

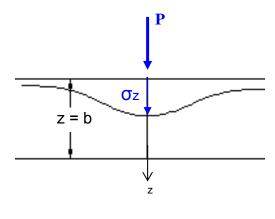
1. 
$$si \ x = y = 0$$
  $\sigma_z \ge 0$  2.  $si \ x = b, y = 0$   $\sigma_z \ge 0$  3.  $si \ z = b, y = 0$   $\sigma_z \ge 0$ 

3. 
$$si \ z = b, y = 0 \ \sigma_z \ge 0$$



$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{z^5} = \frac{3P}{2\pi z^2}$$

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{\left(b^2 + z^2\right)^{5/2}}$$



$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{z^5} = \frac{3P}{2\pi z^2}$$
 $\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{(b^2 + z^2)^{5/2}}$ 
 $\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{b^3}{(x^2 + b^2)^{5/2}}$ 

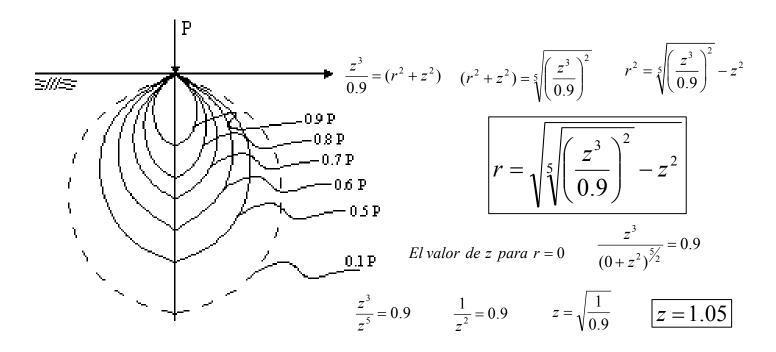
El asiento vale: 
$$s = \frac{P*(1+\nu)}{2\pi*E*R}*[2(1-\nu)+\cos^2\psi]$$

## Bulbo de tensiones de Boussinesq

CASO 1°. CARGA PUNTUAL 
$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{\left(r^2 + z^2\right)^{5/2}}$$
 ;  $\frac{\sigma_Z(2\pi)}{3p} = \frac{Z^3}{\left(r^2 + z^2\right)^{5/2}}$ 

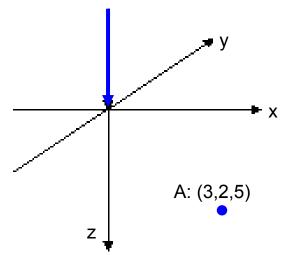
Isobaras: son curvas que unen puntos de igual esfuerzo (bulbos de presión)

¿Cómo se determinan? Para calcular la isobara de  $0.9 = \frac{\sigma_z}{P}$   $\frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} = 0.9$ 



## **Ejemplo nº1**: Determinar el valor de $\sigma_z$ para el punto:

$$P = 50 t = 500 kN$$



$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{(x^2 + y^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}}$$

Sustituyendo los valores en  $\sigma_z$  para el punto A

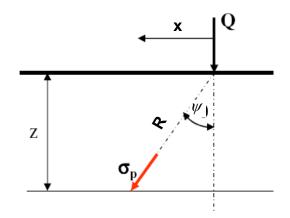
$$\sigma_z A = \frac{3(50)}{2\pi} \cdot \frac{5^3}{(3^2 + 2^2 + 5^2)^{5/2}} \qquad \sigma_z A = \frac{150}{2\pi} * \frac{125}{(9 + 4 + 25)^{5/2}} = 0,34t / m^2 = 0,0034N / mm^2$$

## Tensiones para una carga lineal (Boussinesq)

#### CASO 2°. CARGA LINEAL

Esta solución equivale a un problema plano, tal como se indica en la figura primera.

En este caso la solución se caracteriza porque la tensión principal es radial, estando definida la red de isostáticas por una serie de radios que parten del punto de aplicación de la carga y una serie de circunferencias, con centro en dicho punto.



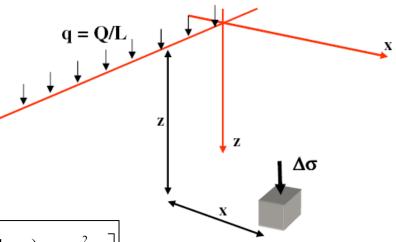
La tensión vertical  $\sigma z$  es independiente de los parámetros elásticos y viene definida por la expresión

$$\sigma_z = \frac{2Q}{\pi * z} * \cos^4 \psi$$

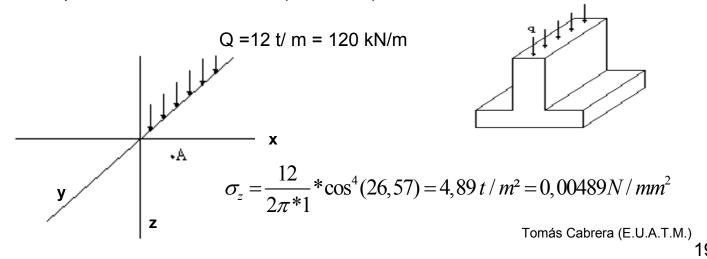
$$\Delta \sigma_z = \frac{2.q.z^3}{\pi . (x^2 + z^2)^2}$$

$$\Delta \sigma_z = \frac{2.q}{\pi . z . \left[ (x/z)^2 + 1 \right]^2}$$

El asiento vale:  $s = \frac{Q^*(1+\nu)}{2\pi^*E^*R} * [2(1-\nu) + \cos^2 \psi]$ 



**Ejemplo nº 2**: Determinar el valor de  $\sigma_z$ , para el caso de carga lineal q = 12 ton/m, en el punto de coordenadas: A (0.5, 0.5, 1)



## Caso 3º Carga vertical uniforme "q" aplicada en un rectángulo.

Esta solución fue elaborada por Steinbrenner en 1936.

Determinó las tensiones bajo la esquina del rectángulo cargado, efectuando la integración de la solución de Boussinesq y utilizando coordenadas polares, con el origen situado en dicha esquina.

La solución en forma de ábaco aparece en la figura de la izquierda.

Se utilizan los parámetros geométricos:

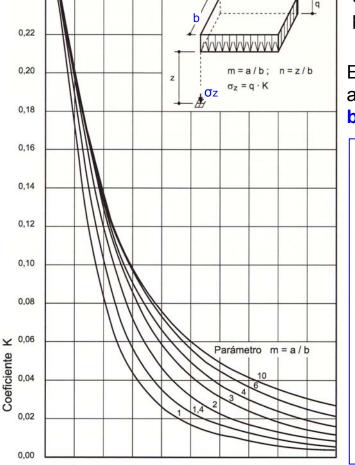
$$(m = a / b)$$

$$n = z / b$$
)

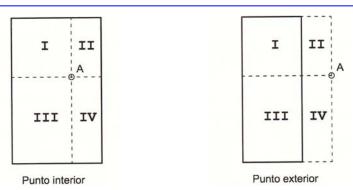
0,25 0,24

Se obtiene la tensión vertical a cualquier profundidad, por la expresión :  $\sigma_z = q * K$ 

> Expresión en la cual **q** es la carga uniforme aplicada en superficie. Los lados a = largo y **b** = ancho del rectángulo (a x b)



Parámetro n = z / b



Por superposición, la tensión en un punto A se obtiene mediante las expresiones:

Punto interior:  $\sigma_A = \sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III} + \sigma_{IV}$ 

Punto exterior:  $\sigma_A = \sigma_{I+II} - \sigma_{II} + \sigma_{III+IV} - \sigma_{IV}$ 

Además, por ejemplo, en una esquina justo debajo del área cargada, el ábaco da un valor de: K = 0, 25 de manera que cuando se unen 4 rectángulos para formar otro de dimensiones (2a x 2b), la tensión en el centro de este último rectángulo de mayor tamaño resulta:

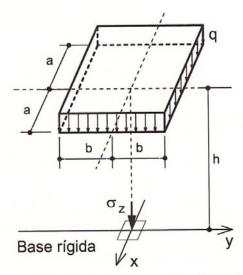
 $\sigma z = 1*q*0,25$ 50%  $\sigma z_{centro} = 4*q*0,25 = q$ 50%

La figura del ábaco, girándola 90° en el sentido de las agujas del reloj, indica cómo varía la tensión en la vertical de la esquina del rectángulo, según el sentido del eje z.

### Caso 4º Solución basada en un modelo de terreno finito

El desarrollo de los cálculos en ordenador ha permitido elaborar soluciones, en principio más aproximadas a la realidad que la anterior de capa elástica indefinida.

Los resultaos en cuanto a tensiones y deformaciones no coinciden con los deducidos hasta ahora ya que el planteamiento matemático es distinto.



En la tabla siguiente se recoge la solución elaborada por Gorbunov y Pasadov (1946), que estudia la capa elástica de espesor finito "h" sobre una base rígida

La tabla permite determinar la tensión vertical en el centro de una superficie rectangular (o circular) a la profundidad finita (h) de la base rígida

b= lado menor

Tensión en	la	base rígida.	Valor	es	de	σz/q

Relación Círculo			Faja infinita			
h/b de radio b		m = 1	m = 1,5	m = 2	m = 3	m = 5
0	1	1	1	1	1	1
0,25	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009
0,5	1,064	1,053	1,033	1,033	1,033	1,033
0,75	1,072	1,082	1,059	1,059	1,059	1,059
1	0,965	1,027	1,039	1,026	1,025	1,025
1,5	0,684	0,762	0,912	0,911	0,902	0,902
2	0,473	0,541	0,717	0,769	0,761	0,761
2,5	0,335	0,395	0,593	0,651	0,636	0,636
3	0,249	0,298	0,474	0,549	0,560	0,560
4	0,148	0,186	0,314	0,392	0,439	0,439
5	0,098	0,125	0,222	0,287	0,359	0,359
7	0,051	0,065	0,113	0,170	0,262	0,262
10	0,025	0,032	0,064	0,098	0,181	0,185
20	0,006	0,008	0,016	0,024	0,068	0,086
50	0,001	0,001	0,003	0,005	0,014	0,037

(Tabla recogida en Mecánica del suelo y cimentaciones II de F. Muzas Labab. Ed: E.E.)

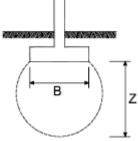
#### E.4 Otros factores a considerar en la interacción suelo-estructura

### E.4.1 Influencia del tipo de terreno

- Dado que el tipo de terreno puede condicionar la distribución de presiones bajo la cimentación, este efecto podrá tenerse en cuenta, a juicio del proyectista, en casos especiales de cimentaciones de gran rigidez sobre terrenos arcillosos sobreconsolidados.
- 2 Los cimientos sobre suelos arcillosos saturados que bajo el efecto de las solicitaciones de la estructura puedan quedar sometidos a un proceso de asiento diferido en el tiempo, deben ser objeto de un estudio especial. En dicho estudio se debe considerar el asentamiento tras la construcción del edificio así como el asiento diferido originado a lo largo del proceso de consolidación.

#### E.4.2 Influencia del tamaño de la cimentación

- El incremento de presión transmitido al terreno por una cimentación directa disminuye progresivamente en profundidad con la distancia a ésta. A efectos de cálculo y salvo en el caso de suelos blandos, se podrá suponer que el límite de interés se circunscribe a puntos del terreno en los que el incremento de la presión vertical resulte mayor o igual al 10% de la presión media de contacto bajo la cimentación.
- El lugar geométrico del espacio de suelo definido en el apartado anterior se denomina habitualmente "bulbo de tensiones", cuya forma cualitativa se muestra en la Figura E.5. El incremento de presión recibido por el suelo más allá de este bulbo será, en la mayoría de los casos, lo suficientemente pequeño como para que sus efectos sean comparativamente despreciables, aunque en general debe comprobarse.



B: ancho de la cimentación (dimensión menor en planta en el caso de cimentaciones rectangulares, ancho medio en trapezoidales y diámetro en circulares).

Z: Profundidad de Influencia ( ≃1,5 a 2B)

Figura E.5. Concepto de bulbo de tensiones

- 3 Las observaciones anteriores indican que, a igualdad del resto de condiciones, el asiento que experimentará una cimentación directa dependerá de las dimensiones del área cargada.
- 4 Este efecto se muestra de forma cualitativa en la Figura E.6, en donde se representan dos pilares que, recibiendo cargas distintas, transmiten presiones medias idénticas al terreno. Habida cuenta que la zapata de mayor tamaño tendrá una profundidad de influencia mayor (mayor bulbo de tensiones y mayor volumen de terreno sobretensionado) su asiento será también mayor.

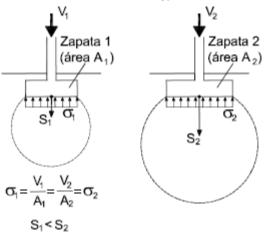


Figura E.6. Influencia de las dimensiones del cimiento

## Bulbo de presiones CTE

- Como efecto adicional con respecto al fenómeno de la interacción, si ambos pilares pertenecen al mismo edificio y se encuentran conectados por la estructura, la tendencia al mayor asiento del pilar 2 originará una redistribución de esfuerzos en la estructura, que tenderá a su vez a descargar dicho pilar y transmitir parte de su carga a los pilares adyacentes.
- Se debe por tanto prestar especial atención al diseño de las cimentaciones de estructuras con gran heterogeneidad de cargas ya que, incluso en la hipótesis de homogeneidad del terreno, el dimensionado realizado exclusivamente en función de una determinada presión admisible (véase el apartado 4.3) podría dar lugar a asientos diferenciales inadmisibles.
- Asimismo, será de gran interés disponer de suficiente información geotécnica referente al posible crecimiento del módulo de deformación del terreno con la profundidad, factor éste que puede contribuir a atenuar los asientos diferenciales asociados a la variación de las dimensiones de las zapatas.
- 8 Si el diseño de las cimentaciones da lugar a zapatas relativamente próximas, los bulbos de tensiones de las zapatas individuales solaparán en profundidad, por lo que, a efectos de asiento, habrá que comprobar la cimentación como si tuviera el ancho total del conjunto de las zapatas (véase la Figura E.7).

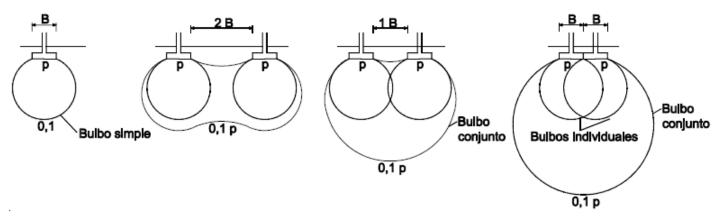


Figura E.7. Influencia de la proximidad de los cimientos

#### E.4.3 Otras consideraciones

- En el análisis estructural, puede considerarse la utilización de modelos específicos para englobar detalles de los cimientos, habitualmente no tenidos en cuenta, como puede ser el caso de vigas centradoras o de elementos de arriostramiento entre cimientos.
- 2 La resultante en la base del cimiento debe incluir la solicitación obtenida en el análisis estructural, incluyendo el peso propio del cimiento, y en su caso, pozo, y el de los materiales sueltos que gravitan sobre él.
- 3 En el caso de edificios cimentados con zapatas aisladas y corridas, edificios con forjados o cámaras sanitarias y soleras, el valor característico q<sub>ok</sub> al nivel de la base de apoyo de la cimentación corresponde a la presión vertical del terreno en derredor del cimiento, es decir con su cota final. En este caso, puede tenerse en cuenta el peso del encache, la solera y demás cargas permanentes que pueda garantizarse que existirán durante el periodo de servicio del edificio.
- 4 En el caso de edificios cimentados en losa, la presión vertical, q<sub>ok</sub>, corresponde al peso de los elementos permanentes en el exterior de la misma (véase D, en figura F.1).
- 5 Si sobre las zapatas o emparrillados se dispone una solera pasante, eficazmente engarzada y con suficiente capacidad resistente, ésta puede acabar comportándose como una losa.

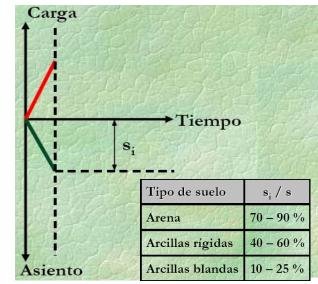
## Componentes del asiento de una cimentación

En los suelos suelen distinguirse tres componentes del asiento:

a) Asiento inmediato, o instantáneo. Es el producido casi simultáneamente con la aplicación de la carga. En arcillas saturadas corresponde a deformaciones de corte sin drenaje y, por tanto a volumen constante (v = 0, 5). En rocas y suelos arenosos compactos la

mayor parte de los asientos son de este tipo.

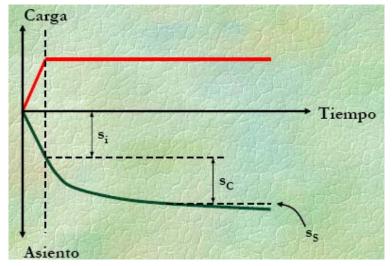


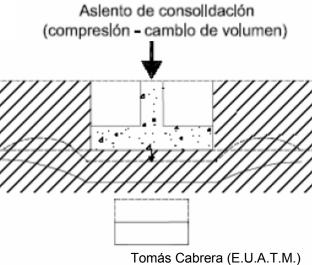


- **b) Asiento de consolidación**. Es consecuencia de las deformaciones volumétricas producidas a lo largo del tiempo, según se van disipando por drenaje las presiones transmitidas al agua intersticial por la carga y se reducen los poros del suelo. Es el comportamiento típico de las arcillas saturadas.
- c) Asiento de fluencia lenta (consolidación secundaria). Se produce en algunos suelos después del anterior, sin variación de las tensiones efectivas, y se debe a una fluencia viscosa de tos contactos entre las partículas de suelo. (a falta de cálculos precisos GCOC estima que Ss = 20% del asiento producido durante la vida útil de la cimentación)

$$S_{total} = S_i + S_c + S_s$$

los tres tipos de asientos son típicos de arcillas y suelos plásticos saturados, mientras que en el caso de suelos no saturados o cuando se trata de suelos granulares, en los que las sobre presiones intersticiales se disipan casi instantáneamente, los asientos son muy rápidos y de tipo predominantemente elástico.)





24

### Métodos de cálculo de asientos

En la actualidad existen numerosos métodos de que pueden agruparse en la forma siguiente:

1/ Los basados en la aplicación de trayectorias de tensiones a muestras representativas, como el de Lambe (1964), el de Ladd y Foote (1974), etc.

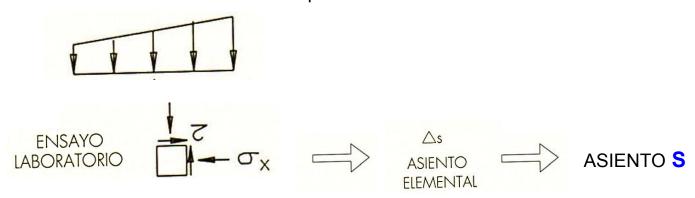
En este método se procede siguiendo estos pasos:

a/ Cálculo de tensiones con la teoría clásica.

b/ Extracción de muestras de suelo en varios sitios (bajo el eje (le la cimentación) a las que se aplica en laboratorio es estado tensional (ensayo triaxial / ensayo edométrico) del apartado anterior.

c/ Observación de los asientos elementales  $\Delta$ s de las muestras de suelo en los ensayos anteriores.

d/ Cálculo de los asientos totales a partir de los asientos elementales anteriores



- 2/ Los derivados de la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi (1925), como el de Skempton-Bjerrum (1957), o de la teoría tridimensional de Riot (1941).
- 3/ Los que asimilan el terreno a un medio elástico, eventualmente no lineal o anisótropo, utilizando las numerosas soluciones ya existentes.
- 4/ Los que parten de ecuaciones constitutivas aproximadas del terreno (leyes tensión-deformación) aplicándolas a modelos matemáticos o de elementos finitos (por ejemplo el modelo de Cambridge).

Este estudio se limita a exponer los dos más generalmente utilizados:

- \* Método Edométrico (para grandes superficies, tipo losas).
- \*\* Método Elástico. (para zapatas y losas)
- \*\*\* Método empírico de Burland y Burbidge (CTE)

### El Edómetro

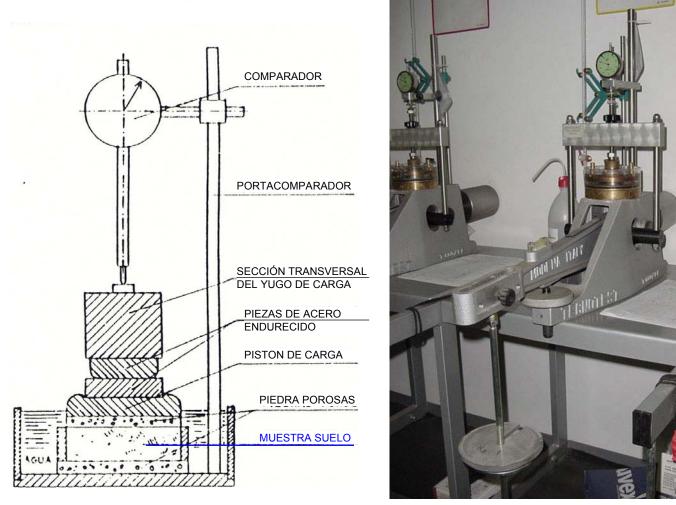
#### Método Edométrico:

Estudia el asiento en la hipótesis de consolidación unidimensional partiendo de los resultados obtenidos en el edómetro.

No tiene en cuenta el asiento inmediato pero tiene la ventaja de poderse aplicar a suelos estratificados.

En general da valores inferiores a los reales, con divergencias tanto mayores cuanto

más duro es el suelo y más importancia tienen los electos tridimensionales



La muestra de suelo tiene normalmente un diámetro de 45 a 90 mm y una altura de 10 a 25 mm. Se coloca dentro de un cortador (anillo indeformable).

Encima y debajo de la muestra se colocar unas piedras porosas, que permiten la expulsión del agua. Si no se colocasen estas piedras, en suelos saturados, mediríamos la compresibilidad del agua intersticial y no del suelo.

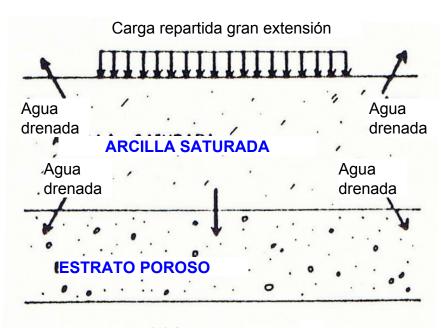
El consunto de muestra anillo, piedras porosa, etc. se coloca en el interior de una célula. Esta célula en ensayos de suelos saturados se llena de agua para simular las condiciones reales y evita que la muestra se seque. Si la probeta no está completamente saturada, los valores del coeficiente de consolidación pueden ser erróneos.

### Método edométrico

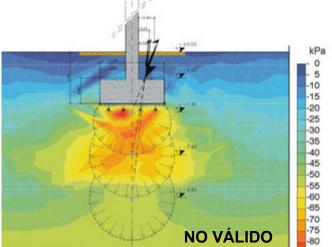
La deformación que experimenta la muestra se mide por medio de un comparador

El conjunto del Edómetro, simula con bastante exactitud las condiciones de un suelo cargado en gran extensión y que pueda drenar adecuadamente por arriba y por debajo.

# VÁLIDO PARA LOSAS APOYADAS EN ARCILLAS SATURADAS CON BUEN DRENAJE.







Este ensayo no resulta, en cambio, válido para un terreno sometido a una carga de pequeña extensión.

Por ejemplo en el caso de una zapata aislada.

En este caso se utiliza el método elástico

Es importante resalta que para que el ensayo sea lo más exacto posible, dentro de las limitaciones propias del método, la muestra debe ser inalterada, es decir recogida del terreno procurando no alterar su estructura.

Usualmente se parafinan las muestras para evitar que pierdan humedad

### Desarrollo del método edométrico

El método comprende los pasos siguientes

Toma de muestras representativas de cada estrato (al menos una cada 3 m).

2. Realización de ensayos edométricos.

Determinación del índice de compresión:  $C_c^i$ 

Determinación del índice de poros inicial:  $e_o^i$ 

4. Obtención del asiento de cada capa por la fórmula:

$$Si = hi * \frac{e_o^i - e_1^i}{1 + e_o^i} = \frac{hi}{1 + e_o^i} * C_c^i * \log_{10} \left( \frac{\sigma io + \Delta \sigma i}{\sigma io} \right)$$

5. Obtención del asiento total por suma de los anteriores:  $St = \sum_{i=1}^{n} Si$ 

A pesar de los defectos, antes señalados, la teoría unidimensional tiene la ventaja de proporcionar unos resultados de fácil aplicación respecto al tiempo necesario para que se produzcan los asientos.

Esto es un dato que muchas veces tiene gran influencia sobre el proceso constructivo.

Limitándonos al caso de terreno homogéneo, el tiempo de asentamiento viene dado por:

$$t = \frac{T * Hd^2}{Cv}$$

Siendo:

Hd = espesor de terreno que drena hacia las superficies permeables existentes (cara superior o inferior del estrato arcilloso, o ambas). No tiene por qué coincidir con la altura total del estrato H = $\Sigma$ hi.

T = factor de tiempo adimensional, calculado por la teoría en función del grado de consolidación U, o porcentaje del asiento  $\mathbf{s}$  que se desee considerar. (ver cuadro siguiente).

## Valores del grado de consolidación U

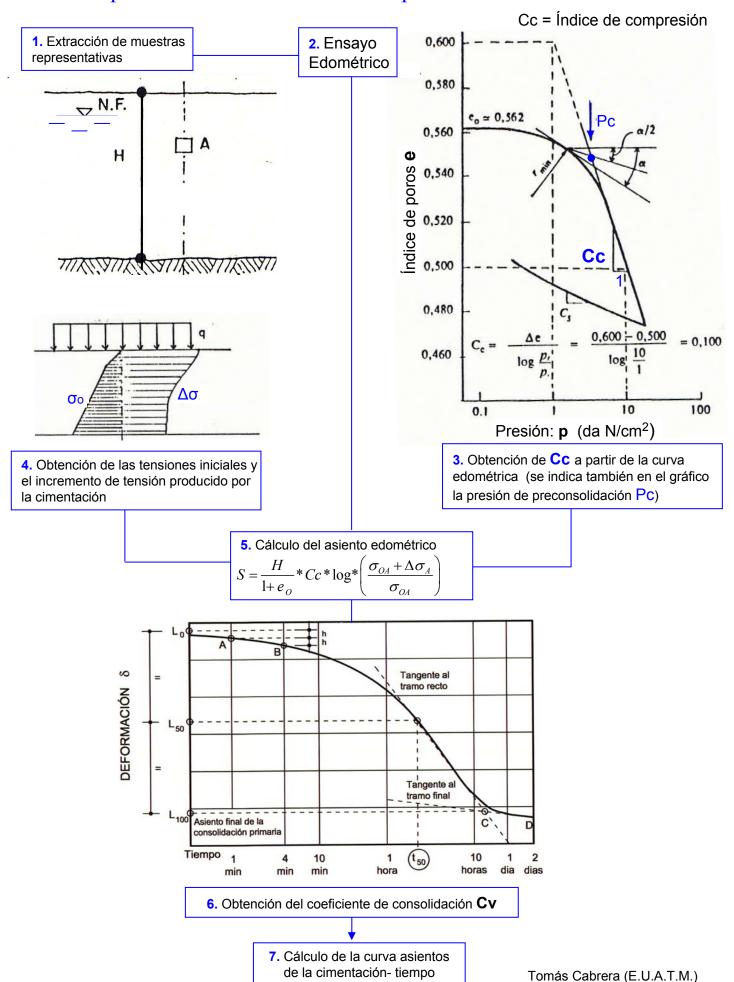
Cv = coeficiente de consolidación deducido de la curva asientos- tiempo del ensayo edométrico para el escalón de carga correspondiente.

Con la expresión anterior y dando distintos valores a T (o a U=  $s_t / s_\infty$ ) se puede obtener la curva asientos-tiempo de la cimentación.

Inversamente, se puede conocer el porcentaje del asiento total que se habrá producido al cabo de un tiempo  ${\bf t}$ .

VALORES DI VALORE	EL GRADO D S DEL FACT	E CONSOLIDA OR DE TIEMP caras del estrat	O T - Drenaje	A DISTINTOS por ambas
Forma	de la ley de se	obrepresiones pr	oducidas por la	a carga
2H		7		>
Caso	1	1 2	3 4	
		Valores de U (%)	)	
T	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
0,004	7,14	6,49	0,98	0,80
0,008	10,09	8,62	1,95	1,60
0,012	12,36	10,49	2,92	2,40
0,020	15,96	13,67	4,81	4,00
0,028	18,88	16,38	6,67	5,60
0,036	21,40	18,76	8,50	7,20
0,048	24,72	21,96	11,17	9,60
0,060	27,64	24,81	13,76	11,99
0,072	30,28	27,43	16,28	14,36
0,083	32,51	29,67	18,52	16,51
200 P. 100 P. 10				10,51
0,100	35,68	32,88	21,87	19,77
0,125	39,89	36,54	26,54	24,42
0,150	43,70	41,12	30,93	28,86
0,175	47,18	44,73	35,07	33,06
0,200	50,41	48,09	38,95	37,04
0,250	56,22	54,17	46,03	44,32
0,300	61,32	59,50	52,30	50,78
0,350	65,82	64,21	57,83	56,49
0,400	69,79	68,36	62,73	
0,500	76,40	76,28	70,88	61,54 69,95
0,600	81,56			
0,700		80,69	77,25	76,52
	85,59	84,91	82,22	81,65
0,800	88,74	88,21	86,11	85,66
0,900	91,20	90,79	89,15	88,80
1,000	93,13	92,80	91,52	91,25
1,500	98,00	97,90	97,53	97,45
2,000	99,42	99,39	99,28	99,26

## Esquema del método edométrico para el cálculo de asientos



## Presión de preconsolidación

### Presión de preconsolidación

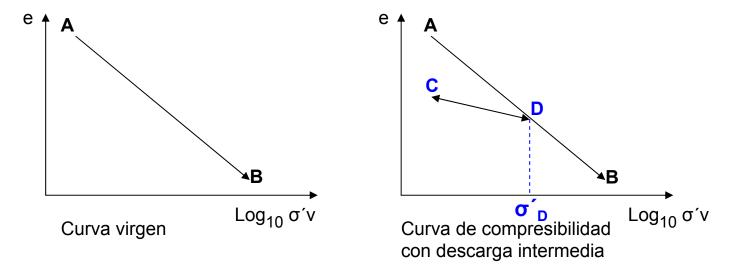
Sea un suelo cohesivo que mezclado con agua se ha agitado hasta conseguir la floculación completa, es decir, hasta que todas las partículas están en suspensión en el agua.

Si se deja decantar el suelo, se obtiene un suelo que nunca ha estado sometido a carga alguna.

Al hacer el ensayo edométrico con una probeta extraída de un suelo de este tipo, se obtiene una curva de compresibilidad virgen que consta de un único tramo rectilíneo.

Si al llegar al punto D se efectúa un ciclo de descarga-recarga se obtiene un segmento de recta CD de menor pendiente.

Si se continúa la recarga más allá del punto **D** se sigue la misma curva **DB** obtenida en el ensayo de carga monótono



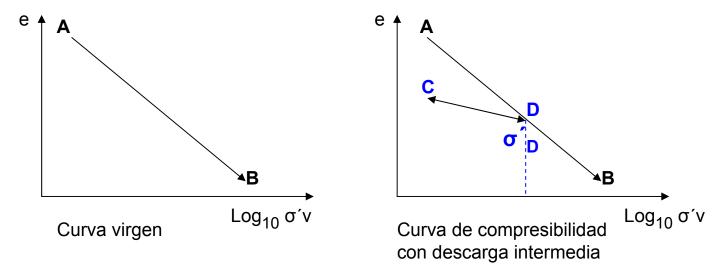
En el caso de un suelo cohesivo, del cual se extrae una muestra a cierta profundidad z, se puede ver que a lo largo de su historia esta muestra de suelo ha pasado por el ciclo geológico de meteorización, transporte y sedimentación.

Se ha sedimentado en un medio acuoso y luego se ha cargado progresivamente debido al peso de los sedimentos acumulados sobre él, recorriendo el camino AD en la curva edométrica.

Al extraer la muestra del suelo, la tensión efectiva vertical disminuye y el punto representativo (e, log  $\sigma'v$ ) del suelo se desplaza sobre la recta DC.

## Presión de preconsolidación

En el ensayo de laboratorio, al aplicar las cargas, el estado del suelo está representado por el punto **C** y la compresión recorre el camino **CD**B: La persona que realiza el ensayo no ve más que esta curva y ve que la pendiente cambia en **D**.

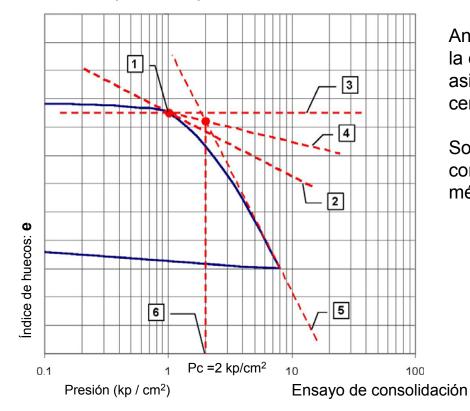


La tensión  $\sigma'_D$  se denomina presión de preconsolidación, ya que en la mayor parte de los casos es igual al valor de la tensión efectiva vertical soportada anteriormente por el suelo, tensión efectiva que ha "preconsolidado" el suelo de forma irreversible.

Esta tensión  $\sigma'_D$  puede tener en algunos casos un origen diferente al descrito.

### Importancia de la presión de preconsolidación

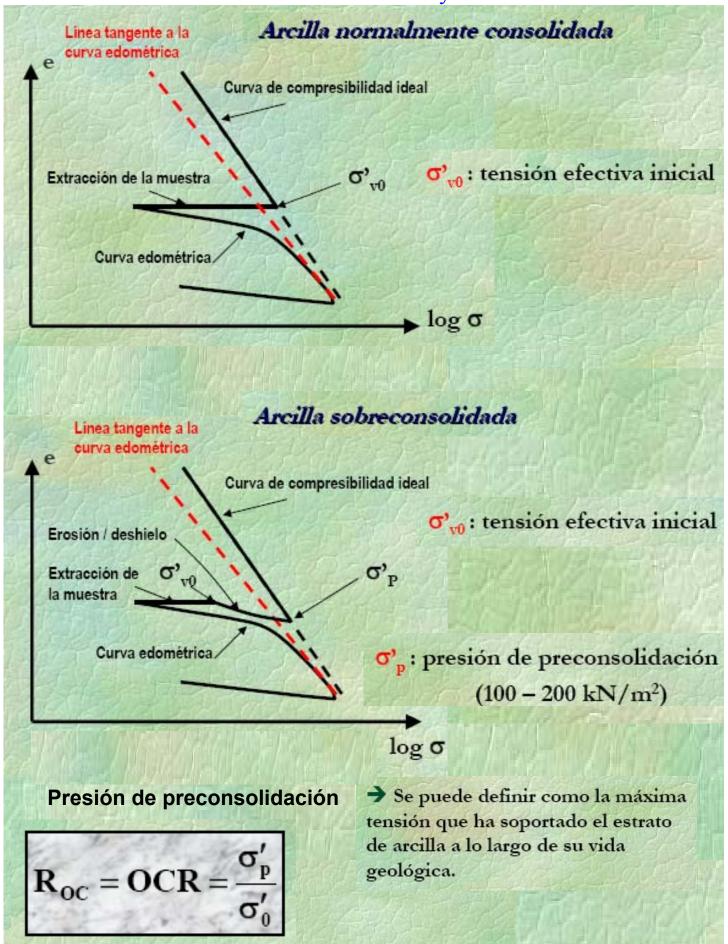
El valor  $\sigma'(D)$  es muy importante en la práctica al ser el límite de las tensiones efectivas verticales para las que las deformaciones del suelo son pequeñas y fácilmente soportables por las obras sobre él cimentadas.



Antes de llegar a este valor en la curva edométrica los asientos pueden ser centímetros o de decimetros.

Sobrepasado este punto, se convierten en asientos métricos.

## Arcillas normalmente consolidadas y sobreconsolidadas



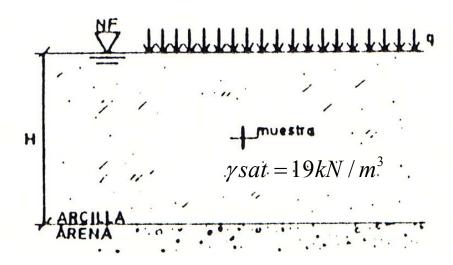
→ Razón de sobreconsolidación (Overconsolidation Ratio)

→ R<sub>OC</sub> > 3'5 ⇒ Suelo muy consolidado

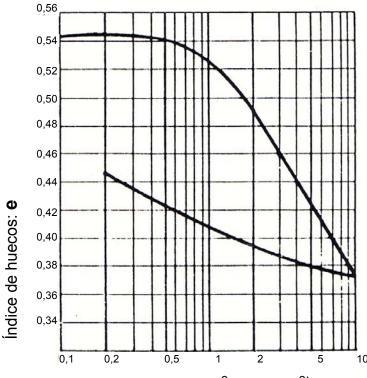
## Ejemplo de uso del método edométrico

### Ejercicio nº 1

Del centro de un estrato arcilloso, de espesor H = 4,0 m bajo el nivel freático, se obtiene una muestra representativa para realizar un ensayo edométrico.



En el edómetro de altura inicial ho = 20cm. Se han obtenido la curva edométrica:

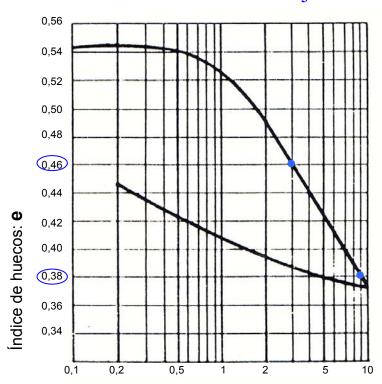


Presión:  $daN / cm^2 = (kp / cm^2)$ 

## Se pide:

- 1.1/ Calcular el Índice de compresión.
- 1.2/ Hallar la presión de preconsolidación por el método de Casagrande.
- 1.3/ Si sobre el estrato arcilloso se coloca una sobrecarga de gran extensión y valor  $q = 50 \text{ kN/m}^2$ . ¿Cuál será el asiento total de dicho estrato bajo la sobrecarga?

## Ejercicio nº1



### Presión: $daN / cm^2 = (kp / cm^2)$

### 1.1/ Índice de compresión Cc:

Es la pendiente del tramo recto de la rama de carga de la curva edométrica de la figura.

Se expresa por la fórmula:

$$Cc = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma_2 - \log \sigma_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)}$$

#### Tomando:

 $\sigma_2 = 9 \text{ daN/cm}^2 \text{ y } \sigma_1 = 3 \text{ daN /cm}^2$ , en la curva de la figura superior se obtiene:

 $e_2 = 0.38$  y  $e_1 = 0.46$ , que son los índices de huecos correspondientes y sustituyendo en la fórmula indicada:

$$Cc = \frac{0,46-0,38}{\log\left(\frac{9}{3}\right)} = 0,17$$

El valor calculado Cc= 0,17 es característico de una arcilla media a blanda.

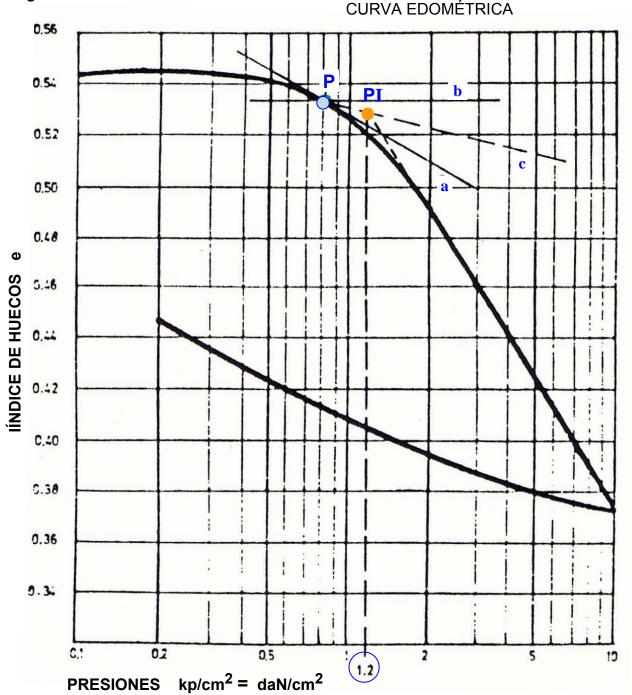
Valores típicos del Índice de compresión pueden ser:

Arcillas duras preconsolidades ... 0,03 - 0,09

## Presión de preconsolidación

### 1.2/ Presión de preconsolidación (por la construcción de Casagrande):

A partir de la curva edométrica se obtiene la presión de preconsolidación ( $\sigma$ p ) por la siguiente construcción:



Sea P el punto de máxima curvatura. Se trazan una recta (a) tangente a la curva en P y otra recta (b) horizontal. Se obtiene la bisectriz (c) del ángulo que forman las rectas (a) y (b). El punto de intersección (PI) entre la bisectriz (c) y la prolongación del tramo recto de la recta de carga corresponde es el punto buscado. El valor de su proyección sobre el eje de accisas proporciona la presión de preconsolidación, en este caso:

ste caso:  $\sigma_p = 1.2 \text{ daN /cm}^2$ 

### Asiento

### 1.3/..- Asiento total del estrato arcilloso bajo la sobre carga q.

El asiento total (s) de un estrato arcilloso bajo una sobrecarga (q) calculado por el método edométrico, se obtiene por:

$$S = \varepsilon * H = \frac{H}{1 + eo} * Cc * \log \left( \frac{\sigma' f}{\sigma' o} \right)$$

en donde:

H es el espesor del estrato en m. En esta caso H = 4 m.

 $\sigma$  'o. y  $\sigma$  'f son las tensiones efectivas en el terreno antes ( $\sigma$  'o) y después ( $\sigma$  'f) de colocar la sobrecarga.

eo es el índice de huecos (en la curva edométrica) que corresponde a σ'o

Cc es el índice de compresión calculado a partir de la curva edornétrica. Calculado en el apartado 1.1

Los valores medios de las tensiones efectivas ( $\sigma'o y \sigma' f$ ), son:

$$\sigma'o = \gamma sum * H / 2$$
  $y$   $\sigma'f = \sigma'o + q$ 

pero:  $\gamma sum = \gamma sat - \gamma w$ 

luego:  $\gamma sum = 1, 9 - 1 = 0, 9t / m^3$ 

Los valores de los tensiones son:

$$\sigma$$
  $\sigma = 0.9 * 4 / 2 = 1.8 \text{ t/m}^2 = 18 \text{ kN/m}^2$   $\sigma$   $f = 1.8 + 5 = 6.8 \text{ t/m}^2 = 68 \text{ kN/m}^2$ 

Para  $\sigma$  'o = 1,8 t/m<sup>2</sup> = 0,18 Kp/cm<sup>2</sup>, se obtiene en la curva edométrica: **eo** = 0,542

Sustituyendo en la fórmula primera, el asiento total buscado es:

$$S = \frac{4}{1+0,542} * 0,17 * \log\left(\frac{68}{18}\right) = 0,255m = 25,5cm$$