



EL INFORME GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO EN LOS PROYECTOS DE EDIFICACIÓN

1. INTRODUCCIÓN

El terreno suele presentar una mayor deformabilidad y una menor resistencia que el resto de materiales que intervienen en la construcción de una edificación o cualquier tipo de estructura, por lo que deben proyectarse elementos de apoyo que sirvan como nexos entre la construcción y el terreno que va a sustentarla.

Este tipo de nexos (cimentaciones) se encargan de repartir las cargas transmitidas por la estructura al terreno, de modo que los incrementos de tensión en el terreno no superen valores superiores a la resistencia del mismo o generen deformaciones no admisibles para la estructura.

El Informe Geológico-Geotécnico es el Documento que reúne la información sobre las características del terreno de cimentación, y debe ser correctamente interpretado para conocer el alcance y limitaciones del mismo con el objetivo de proyectar estructuras seguras y al mismo tiempo evitar un incremento innecesario del coste de la ejecución de las cimentaciones.

En el diseño de una cimentación adecuada, además de las características estructurales y de las tensiones generadas por el propio edificio, deben tenerse en cuenta los siguientes puntos:

- < Naturaleza y estratigrafía del terreno.
- < Características geomecánicas y comportamiento geotécnico (colapsabilidad, expansividad, ...) de cada capa, definiendo correctamente sus parámetros geotécnicos.
- < Situación del nivel freático.
- < Factores externos (sismicidad, estabilidad global del entorno geológico...).

Todos estos apartados deben estar comprendidos en el pertinente estudio geotécnico.

Lo que debe cumplir una cimentación, y para ello el correcto estudio del suelo en la zona de desplante y en las afectadas por el bulbo de tensiones de la misma, se puede resumir en:

- < *Estabilidad.* Que presente un coeficiente de seguridad adecuado, con un margen más que suficiente entre la capacidad de carga del terreno y la tensión real que transmite la cimentación. Seguridad frente a hundimiento y asentos.
- < *Afecciones a construcciones vecinas.* Que sus efectos no se noten mas allá de los límites de la estructura y si lo hacen, que estos incrementos de tensión estén calculados para que sean asumibles por las estructuras vecinas.
- < *Durabilidad.* Que las indicaciones anteriores se prolonguen en el tiempo durante toda la vida útil del edificio, por lo que habrá de tenerse en cuenta cambios en el terreno debidos a variaciones en el nivel freático, deterioro de los hormigones por suelos agresivos, etc...

2. LA CAMPAÑA DE PROSPECCIÓN DEL TERRENO

2.1 Planificación de la campaña de prospección

Los trabajos de investigación del subsuelo nos proporcionan los datos necesarios para la caracterización estratigráfica e hidrogeológica del terreno (distribución de los diferentes niveles geotécnicos y posición del nivel freático), permiten la realización de ensayos in-situ y la obtención muestras a partir de las cuales serán obtenidos los diferentes parámetros geotécnicos en laboratorio que serán empleados para el cálculo de la capacidad portante, asentos, estabilidad de excavaciones, etc...

Es por tanto de gran importancia para el responsable del informe geotécnico conocer que métodos existen y sobre todo que tipo de información proporcionan, para que pueda escoger aquellos que más se adecuen al proyecto.

El número de puntos de reconocimiento está supeditado a la complejidad geológico-geotécnica del emplazamiento y de su extensión, mientras que el tipo de estructura a cimentar nos condiciona la profundidad de investigación y el detalle con el que se efectúa el muestreo y el análisis geotécnico.

Se exponen a continuación, resumidamente, las indicaciones que el CTE realiza en referencia a la campaña de prospección para el informe geotécnico:

- El reconocimiento del terreno dependerá de la información previa del plan de actuación urbanística, de la extensión del área a reconocer, de la complejidad del terreno y de la importancia de la edificación prevista. Salvo justificación el reconocimiento no podrá ser inferior al establecido en el CTE.

- Para la programación del reconocimiento del terreno se deben tener en cuenta todos los datos relevantes de la parcela, tanto los topográficos y urbanísticos y generales del edificio, como los datos previos de reconocimientos y estudios de la misma parcela o parcelas limítrofes si existen, y los generales de la zona realizados en la fase de planeamiento o urbanización.

Las siguientes tablas son las propuestas en el Código Técnico de la Edificación.

Tipo de Construcción

Tipo	Descripción ⁽¹⁾
C-0	Construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m ²
C-1	Otras construcciones de menos de 4 plantas
C-2	Construcciones entre 4 a 10 plantas
C-3	Construcciones entre 11 a 20 plantas
C-4	Conjuntos monumentales o singulares, o de más de 20 plantas

(1) En el cómputo de las plantas se incluyen los sótanos.

Tipo de Terreno

Grupo	Descripción
T-1	Terrenos favorables: aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados.
T-2	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad, o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen los 3.0 m.
T-3	Terrenos desfavorables: los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos: <ul style="list-style-type: none">a) Suelos expansivosb) Suelos colapsablesc) Suelos blandos o sueltosd) Terrenos kársticos en yesos o calizase) Terrenos variables en cuanto a composición y estadof) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 mg) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientosh) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidadesi) Terrenos con desnivel superior a 15°j) Suelos residualesk) Terrenos de marismas

- La densidad y profundidad de reconocimientos deben permitir una cobertura correcta de la zona a edificar. Con carácter general el mínimo número de reconocimientos será de tres.

- Todos los puntos de reconocimiento, en planimetría y altimetría, deben quedar reflejados en un plano, referidos a puntos fijos claramente reconocibles en el entorno, o en su defecto a coordenadas UTM.

Distancias máximas entre puntos de reconocimiento y profundidades orientativas

Tipo de Construcción	Grupo de terreno			
	T1		T2	
	D _{max} (m)	P (m)	D _{max} (m)	P (m)
C-0, C-1	35	6	30	18
C-2	30	12	25	25
C-3	25	14	20	30
C-4	20	16	17	35

A efectos prácticos, considerando una triangulación del terreno en donde cada prueba se situaría en un extremo del triángulo, podrían adoptarse los siguientes valores orientativos:

D _{max} (m)	Área por prueba (m ²)
35	684.80
30	503.12
25	349.39
20	223.61
17	161.56

En la siguiente tabla establece el número mínimo de sondeos mecánicos y el porcentaje del total de puntos de reconocimiento que pueden ser sustituidos por penetraciones.

Número mínimo de sondeos mecánicos y porcentaje de sustitución.

	Número mínimo		% de sustitución	
	T-1	T-2	T-1	T-2
C-0	-	1	-	66
C-1	1	2	70	50
C-2	2	3	70	50
C-3	3	3	50	40
C-4	3	3	40	30

- La profundidad planificada de los reconocimientos debe ser suficiente para alcanzar una cota en el terreno por debajo de la cual no se desarrollarán asientos significativos bajo las cargas que pueda transmitir el edificio (aumento neto de tensión igual o inferior al 10 % de la tensión efectiva vertical existente a esa cota antes de construir el edificio o sustrato indeformable).
- La unidad geotécnica resistente debe comprobarse en una profundidad de al menos 2 m, más 0.3 m adicionales por cada planta que tenga la construcción.
- En pilotes columna la profundidad de prospección alcanzará aproximadamente cinco diámetros (5D) por debajo de la cota de apoyo.
- En caso de terrenos T-3 o cuando el reconocimiento se derive de otro que haya sido insuficiente, se intercalarán puntos de reconocimiento en las zonas problemáticas hasta definirlos adecuadamente.

2.2 Métodos directos de prospección.

2.2.1 Calicatas Mecánicas

Las calicatas de reconocimiento geotécnico son excavaciones que permiten la observación directa de la superficie y hasta una profundidad moderada del perfil geológico del terreno. Es un modo de acceso a tomas de muestras de los distintos niveles a investigar.

El muestreo se realiza recogiendo el material acopiado de una determinada cota en bolsas de distinto tamaño (muestra alterada) para identificación en ensayos de laboratorio o mediante tomamuestras metálicos y cilíndricos hincados (si lo permite el terreno), para obtener en laboratorio parámetros de consistencia y resistencia, etc. Cada bolsa se referencia debidamente.

Las calicatas se realizan mediante retroexcavadoras de potencia suficiente para excavar suelos y roca muy meteorizada, hasta una profundidad máxima de unos cinco (5) metros. Se suele indicar el tipo de maquinaria usada y su potencia. Las calicatas tienen una anchura de la zanja similar a una o dos veces la anchura del cazo de la excavadora y una profundidad máxima del brazo de la misma.

En el momento de su excavación debe estar presente un técnico cualificado, quien realiza fotografías y redacta en un parte la siguiente información:

- Datos administrativos (nº cata, cliente, obra, fecha, localización, máquina, cuchara, etc.)
- Presencia agua en el fondo o en las paredes de la misma (con indicación, al menos, cualitativa del caudal).
- Estabilidad del corte.
- Descripción de los distintos niveles;, granulometría, plasticidad, potencia, consistencia, color, etc.
- Cotas de toma de muestra y su numeración.
- Dificultades de excavación (ripabilidad).

Dicho técnico realiza la descripción de los suelos y los ensayos de campo (penetrómetro o vane test) que le ayuden a estimar la consistencia de los materiales cohesivos. Se encarga, también, de la toma de muestras para la realización de ensayos.

Las calicatas se deben volver a rellenar inmediatamente, salvo que se solicite lo contrario para poder observar por algún tiempo la afluencia de agua, estabilidad de las paredes, etc.

Es interesante indicar que este método de investigación deteriora el sustrato base de cimentación por lo que se recomienda evitar situarlas bajo puntos donde se proyecte apoyar zapatas o en cercanía de cimentaciones existentes para evitar problemas de estabilidad, descalces, etc.

2.2.2 Ensayos de Penetración

Son ensayos que permiten medir la resistencia a la penetración de un elemento (puntaza) que se introduce en el terreno por diferentes sistemas.

En base al sistema de penetración se pueden diferenciar dos categorías de ensayos, que son:

- Ensayos de penetración dinámica.
- Ensayos de penetración estática.

Los ensayos de penetración dinámica consisten en la introducción de una puntaza de dimensiones normalizadas por medio de dispositivos de percusión, midiendo el número de golpes realizados para un determinado avance.

En los ensayos de penetración estática el avance se realiza por medio de dispositivos mecánicos o hidráulicos, midiendo la presión que se aplica.

Ensayos de penetración dinámica

El ensayo de penetración dinámica, es un ensayo de registro continuo que consiste en contabilizar el número de golpes N necesarios para hincar tramos de varillaje de 10 o 20 cm de longitud. Los golpes son dados por una maza de peso conocido que cae libremente desde una altura constante.

Estos ensayos permiten una medida continua de la resistencia o deformabilidad del terreno, determinándose estas propiedades a través de correlaciones empíricas.

El terreno más adecuado para este tipo de ensayos son arenas y limos arenosos, siendo de ninguna utilidad en terrenos rocosos, bolos y gravas compactas, niveles cementados o preconsolidados y rellenos antrópicos de bloques y fragmentos gruesos.

Según el peso de la maza, la altura de caída y las dimensiones del varillaje y puntaza los ensayos de penetración dinámica se dividen en:

- Ensayo ligero o DPL.
- Ensayo pesado o DPH.
- Ensayo superpesado o DPSH.

El ensayo de penetración ligero o DPL, consiste en la penetración de una puntaza de acero cónica perdida de 60° de ángulo en la punta, que penetra en el terreno por el golpeo de una maza de 30 kg con una altura de caída constante de 25 cm, con un ritmo de 15 a 30 golpes por minuto, siendo en este caso el número N_{10} el necesario para que la puntaza penetre 10 cm,

El ensayo se da por finalizado cuando se alcance el rechazo (80- 100 golpes para un tramo de 10 cm).

Existen en el mercado diferentes equipos de penetración ligera como el STUMP o el SUNDA DL-030, suficientemente contrastados que permiten la correlación del N_{10} con el golpeo del ensayo SPT N_{30} de la siguiente manera:

Para terrenos cohesivos:	Para terrenos granulares:
$N_{10} = 0,7-0,8 N_{30}$	$N_{10} = 0,95- 1 N_{30}$
Para golpes N_{10} comprendidos entre 8 y 14	Para golpes N_{10} comprendidos entre 8 y 15
$N_{10} = 0,8-1 N_{30}$	$N_{10} = 1- 1,2 N_{30}$
Para golpes N_{10} comprendidos entre 14 y 18	Para golpes N_{10} comprendidos entre 15 y 30

El ensayo de penetración pesado o DPH consiste en la penetración de una puntaza perdida de acero de sección cuadrada de 4 x 4 cm que tiene una longitud de 20 cm y termina en una pirámide de 90° que penetra en el terreno por el golpeo de una maza de 63,5 kg con una altura de caída constante de 50 cm, con un ritmo de 15 a 30 golpes por minuto, siendo en este caso el número N_{20} el necesario para que penetre 20 cm la puntaza.

El ensayo se da por finalizado cuando se alcance el rechazo, considerándose como tal cuando cuando se superen los 200 golpes para un tramo de 20 cm o más de 100 golpes en varios tramos consecutivos.

Este ensayo de penetración pesado se conoce habitualmente como ensayo de penetración dinámica tipo BORROS, por ser este el nombre de la casa comercial sueca que empezó a comercializarlo.

El ensayo de penetración superpesado o DPSH consiste en la penetración de una puntaza similar a la del penetrómetro pesado que penetra en el terreno. La energía de golpeo la proporciona una maza de 63.60 kg de peso en caída libre desde 75 cm de altura a un ritmo de 30 golpes por minuto.

Este ensayo consiste en contabilizar el número de golpes necesarios para la penetración en el terreno de una puntaza cónica de hierro macizo de 50 mm de diámetro registrados en tramos de 20 cm. N_{20} . Se recomienda utilizar un penetrómetro con puntaza cónica, de 90° de ángulo en el vértice y 50 mm de diámetro (20 cm² de área nominal).

El varillaje de este dispositivo es macizo y su diámetro (32 mm) es inferior al de la puntaza con el objeto de evitar, en lo posible, el rozamiento lateral del mismo con las paredes de la penetración.

Se da por finalizado el ensayo cuando dadas tres series de 75 golpes cada una la penetración sea igual o inferior a 20 cm en cada una de ellas aisladamente, cuando dados 100 golpes la penetración no supera los 20 cm o bien cuando se llegue al límite estimado suficiente de reconocimiento de subsuelo.

A partir de los resultados del ensayo se puede estimar la resistencia dinámica Q_d del terreno mediante la fórmula holandesa de hincá, mediante la cual se puede estimar la resistencia estática unitaria R_p (Buisson y otros). Finalmente, la carga admisible del terreno puede estimarse a partir de esta resistencia estática unitaria mediante diversas correlaciones (Sanglerat, Meyerhorf y otros...).

Los ensayos de penetración se utilizan para la localización y correlación de capas que previamente han sido reconocidas en sondeos y/o calicatas.

Hay que tener en cuenta que como método exclusivo de investigación los penetrómetros sólo puede utilizarse a nivel de estudio previo o anteproyecto, debiendo confirmarse dichos resultados en la fase posterior de proyecto por medio de sondeos.

Recomendaciones:

- Las penetraciones dinámicas se ejecutan hasta rechazo.
- La hincas será lo más continua posible, registrándose en el informe cualquier interrupción superior a 5 minutos.
- Se registra el número de golpes para cada 20 cm de penetración, que se toma como resistencia a la penetración N en ese tramo.
- Si no se consiguiera una penetración de 20 cm con 100 golpes se considera "rechazo", registrando en el informe la penetración correspondiente y dándose por finalizado el ensayo.
- Los resultados del ensayo se presentan en forma de gráficos que muestren los valores de penetración N en el eje horizontal y la profundidad en el vertical, indicando las razones de dar por terminado el ensayo.

2.2.3 Sondeos Mecánicos a Rotación

En los sondeos rotativos se realizan varios tipos de maniobras para conseguir el avance en profundidad y la recuperación de testigo continuo y las muestras deseadas.

Por un lado la perforación se consigue por el corte al terreno producido por una corona que rota y al mismo tiempo ejerce cierta presión en la dirección de avance. El testigo alojado en el interior de la batería tras ser cortado se extrae y se recupera y se guarda en cajas con carriles de entre 0.6 y 1.0 m de longitud, expresando las cotas de la columna en cada maniobra, comienzo y final de las muestras.

Aparte también se produce avance por golpeo, muestreando entre determinadas cotas de la columna de sondeo para obtener muestra en unas condiciones próximas al estado inalterado y obteniendo además valores de golpeo estándares. (Obtención de muestras inalteradas y realización de ensayos SPT).

La perforación se inicia en el diámetro necesario para poder extraer en suelos muestras inalteradas de hasta 100 mm de diámetro y en roca testigo de diámetro mínimo de 86 mm.

Durante la perforación de los sondeos se debe cumplir que el varillaje esté perfectamente alineado, para que el sondeo se realice completamente vertical.

El técnico tendrá, durante el tiempo de trabajo, un técnico cualificado por sus conocimientos de suelos y geotecnia, para hacer descripciones de los materiales y condiciones encontradas en los sondeos. Esta encargado de supervisar la toma de muestras, la realización de los ensayos S.P.T, ensayos de permeabilidad y ensayos presiométricos.

Muestras inalteradas

Antes de la toma de muestras se limpia el fondo de la perforación cuidadosamente. Las muestras se toman inmediatamente después de que la perforación haya alcanzado la profundidad deseada. Si se ha utilizado revestimiento, la muestra se extraerá por debajo del mismo lo necesario para que el terreno no haya sido alterado por la hinca de aquélla.

Si la muestra inalterada ha sido tomada a presión se indica la misma y si se obtiene mediante maza de golpeo se anota el número de golpes para cada 15 cm de hinca y la altura de caída de la maza y su peso.

En caso de terrenos blandos, y cuando sea necesario, se utiliza tomamuestras de pistón.

Las muestras inalteradas una vez extraídas serán protegidas con envases rígidos, de manera que sean estancas a la humedad con tapones o parafina y se procura evitar vibraciones durante el transporte.

Ensayos SPT

Se trata de un ensayo consistente en contar el número de golpes necesarios para hincar una puntaza normalizada 60 cm en el terreno. Se cuentan los golpes en cuatro tramos de 15 cm, contándose como resultado del ensayo la suma del segundo y tercer tramo, N_{30} .

Cuando el número de golpes necesario para la hincada de uno de los tramos es superior a 50 se da por terminado el ensayo indicándose una R y dando por resultado: Rechazo.

La puntaza será un tomamuestras normalizado abierto y bipartido, para terrenos cohesivos y granulares finos, o bien una puntaza ciega también normalizada y similar a la utilizada en los ensayos de penetración dinámica antes descritos.

Los ensayos de penetración estándar (S.P.T.) se realizan a cotas requeridas por el técnico destacado en obra (v.g. cada 2,5 metros en suelos con cohesión y cada 1,5 metros en arenas).

No. de golpes N	Densidad relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Mediana
30 - 50	Densa
Mayor que 50	Muy Densa

Consistencia	N	q_u kg/cm ²	Intervalo aproximado de γ_{sat} (t/m ³)
Muy blanda	0 - 2	0 - 0.25	1.60 - 1.90
Blanda	2 - 4	0.25 - 0.50	
Media	4 - 8	0.50 - 1.00	1.76 - 2.07
Consistente	8 - 15	1.00 - 2.00	1.90 - 2.24
Muy consistente	15 - 30	2.00 - 4.00	
Dura	≥ 30	≥ 4.00	

(*) q_u = resistencia a la compresión inconfiada.

Observaciones suplementarias a realizar en los sondeos rotativos

Una vez terminado el sondeo, se coloca una tubería piezométrica de plástico ranurado de \varnothing superior o igual a 50 mm en aquellos sondeos que se especifique para la realización de medidas del nivel freático.

Ensayos de Permeabilidad

En los sondeos que se indicasen se ensayan los tramos de suelos por el Método Lefranc, y los tramos en roca por el método Lugeon.

En todos los sondeos en los que se prevea la ejecución de estos ensayos, la estabilización de los mismos se efectúan mediante agua o entubación, quedando prohibida la utilización de lodos bentoníticos. Antes de proceder a la ejecución de los ensayos, deberá permitirse la estabilización del nivel freático.

Presentación de datos

Se realiza un informe general de los trabajos ejecutados que recoja la columna litológica de cada sondeo así como fotografías originales de las cajas portatestigos. Asimismo, en cada uno de los sondeos se realizan las siguientes observaciones:

- Nivel de agua en el sondeo.
- Porcentajes de testigos, R.Q.D., grado de alteración de la roca, buzamiento de estratificación y juntas, rugosidad, alteración, espaciado y naturaleza de rellenos.
- Ensayos ejecutados en el interior de los sondeos y resultados de los mismos.
- Cotas de tomas de testigos parafinados o muestras y números asignados a los mismos.
- Tipo y dimensiones de los tomamuestras empleados. Sistemas de penetración de los tomamuestras.
- Tipo y dimensiones de los sistemas de rotación.
- Longitudes de penetración de los tomamuestras, de las muestras extraídas y de las muestras conservadas.

- Peso de la maza y altura de caída en muestras tomadas a percusión. Número de golpes requeridos.
- Dificultades e incidencias encontradas en la toma de muestras.

2.3 Métodos indirectos. Prospección geofísica

Los métodos indirectos de investigación del terreno se basan en las distintas propiedades físicas de los materiales del terreno, de manera que es posible distinguirlos mediante la medida de las mismas.

La investigación geofísica es de uso muy extendido en geotecnia. Existen numerosos métodos y sistemas de prospección geofísica como los que se citan a continuación.

- Sondeos Eléctricos Verticales (SEV)
- Tomografía Eléctrica
- Sísmica de refracción
- Sísmica de reflexión
- Georadar
- Gravimetría

De los métodos mencionados, los más utilizados son los métodos sísmicos y los eléctricos, y dentro de los sísmicos los de sísmica de refracción.

La sísmica de refracción se basa en el estudio de la transmisión de ondas sísmicas por el terreno. Las velocidades de transición de las ondas sísmicas están relacionadas con parámetros físicos del suelo como la litología, grado de meteorización, saturación en agua, etc.

Mediante este método puede investigarse, en determinadas circunstancias, los tránsitos entre suelos coluviales y la roca subyacente, es decir, el límite entre materiales ripables y los que necesiten voladuras.

3. ENSAYOS DE LABORATORIO

3.1 Ensayos en suelos

Con los ensayos de laboratorio de suelos se van a perseguir los siguientes objetivos:

- Clasificar correctamente el suelo.
- Identificar el estado en que se encuentra el suelo.
- Evaluar sus propiedades mecánicas.
- Prever posibles problemas geotécnicos (expansividad, colpaso...)

Los ensayos de laboratorio plantean el inconveniente de que tenemos que suponer que la muestra que ensayamos es representativa del total del suelo, y que se encuentra todo el suelo en el mismo estado.

Los ensayos de laboratorio más comunes, al objeto de conseguir los objetivos indicados, que se realizan en el reconocimiento geotécnico de un terreno en el que se va a ubicar una cimentación son los siguientes:

- *Ensayos de Identificación*
 - o Granulometría de un suelo UNE 103.101 - 95
 - o Límites de Atterberg UNE 103.103 - 93
UNE 103.104 - 93
 - o Densidad aparente UNE 103.301 - 94
 - o Humedad natural..... UNE 103.300 - 93
 - o Densidad de las partículas sólidas..... UNE 103.302 - 94
 - o Proctor Normal UNE 103.500 - 94
 - o Proctor Modificado..... UNE 103.501

- *Ensayos Mecánicos*
 - o Ensayo de compresión simple..... UNE 103.400 - 93
 - o Corte directo UNE 103.401 - 98
 - o Ensayo de compresión triaxial UNE 103.402 - 98
 - o Ensayo edométrico UNE 103.405 - 94
 - o Ensayo de colapso NLT-254/99
 - o Ensayo de expansividad Lambe UNE 103.600 - 96
 - o Ensayo de hinchamiento libre en edómetro UNE 103.601 - 96
 - o Presión de hinchamiento en edómetro UNE 103.602 - 96
 - o C.B.R. UNE 103.502

- Ensayos Químicos
 - o Determinación cuantitativa de sulfatos solubles UNE 103.201 - 96
 - o Determinación cualitativa de sulfatos solubles UNE 103.202 - 96

3.1.1 Ensayos de Identificación y estado

Los ensayos de identificación son aquellos que nos van a permitir caracterizar el suelo y su comportamiento en términos generales.

Análisis granulométrico de suelos por tamizado

Según se indica en la norma (UNE 103.101-95) este ensayo tiene por objeto determinar los diferentes tamaños de las partículas de un suelo y obtener la cantidad, expresada en tanto por ciento de éstas que pasan por los tamices de la serie empleada en el ensayo, hasta el 0.08 mm (tamiz nº 200 ASTM).

En cuanto a la cantidad de muestra necesaria para efectuar este ensayo, la norma establece la cantidad mínima de muestra a ensayar para que sea representativa en función del tamaño máximo de partícula de la misma, estando comprendida entre 0.5 y 5 Kg.

Mediante este ensayo se va a obtener la curva granulométrica del material ensayado, para lo cual se procede a pasar la muestra, previamente cuarteada, por una serie de tamices con una luz de malla que puede ir desde los 100 hasta los 0,08 mm. Tras el correspondiente vibrado, que puede ser manual o automático, se pesa la cantidad de material retenido en cada uno de los tamices calculándose así su tanto por ciento. Por último se dibuja la curva acumulada de lo que pasa por cada tamiz considerado, dando lugar a la curva granulométrica.

Para las partículas que pasan por el tamiz de luz 0.08 mm, lo que se suele denominar "finos" o "pasa", no tiene sentido usar tamices con luces inferiores debido a que hace falta mucho tiempo para separar las partículas y a las dificultades de fabricación y mantenimiento de tamices tan finos. Así pues si se desea obtener la curva granulométrica de los materiales por debajo de dicho tamaño, se utiliza el método de "granulometría por sedimentación", método basado en la ley de Stokes y que viene normalizado según UNE 103.103-95.

Límites de Atterberg

Se trata en realidad de dos ensayos de laboratorio, el de "Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande-UNE 103.103-94" y el de "Determinación del límite plástico de un suelo-UNE 103.104-94". Mediante estos dos ensayos se determinarán las propiedades plásticas del terreno permitiendo conocer su límite líquido, su límite plástico y su índice de plasticidad.

Estos ensayos se solicitan al laboratorio como uno solo bajo el nombre de "límites de Atterberg", llevándose a cabo la realización de los dos.

Densidad aparente

La realización de este ensayo viene regulada por la norma UNE 103.301-94 "*Determinación de la densidad de un suelo mediante el método de la balanza hidrostática*", según la cual, tiene por objeto la determinación de la densidad de un suelo definida como el cociente entre la masa de dicho suelo y su volumen. Según la misma norma, el ensayo se puede realizar en aquellos suelos cuya humedad y contenido en finos impidan el desmoronamiento de la muestra y permitan su recubrimiento con una delgada capa de parafina de densidad conocida.

Humedad natural

La realización de este ensayo viene regulada por la norma UNE 103.300-93 "*Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa*", según la cual, tiene por objeto la determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa.

Densidad de las partículas sólidas

La realización de este ensayo viene regulada por la norma UNE 103.302-94 "*Determinación de la densidad relativa de las partículas de un suelo*", según la cual, tiene por objeto la determinación de la densidad relativa de las partículas menores de 5 mm de un suelo, definida como el cociente entre la masa de un determinado volumen de suelo exento de poros, a una temperatura y la masa del mismo volumen de agua destilada exenta de aire, a la misma temperatura.

3.1.2. Ensayos mecánicos

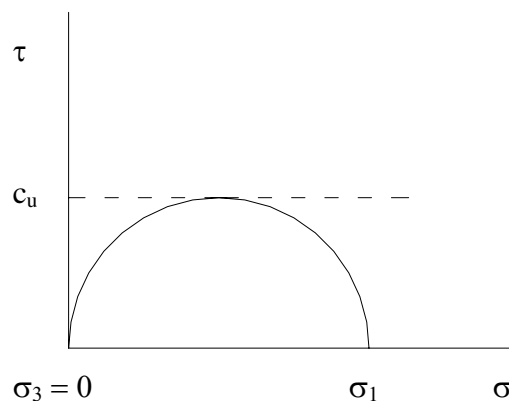
Los ensayos mecánicos nos van a permitir conocer el comportamiento de los suelos cuando se ven sometidos a esfuerzos y por lo tanto evaluar sus características mecánicas.

Ensayo de compresión simple

La realización de este ensayo viene regulada por la norma UNE 103.400-93 "Ensayo de rotura a compresión simple de probetas de suelo".

Este ensayo consiste en colocar una muestra de suelo, normalmente cilíndrica de esbeltez 2:1, aunque también se puede efectuar sobre un bloque tallado de forma apropiada y con las correcciones adecuadas, en una prensa ordinaria y romperla a compresión. Durante la realización del ensayo, se determina la relación carga-deformación.

Al ser un ensayo en el que no existe ningún tipo de confinamiento lateral de la muestra que pueda evitar su desmoronamiento, el ensayo está pensado para suelos cohesivos.



Como se observa en dibujo, el mismo hecho de que no exista confinamiento lateral, es decir, $\sigma_3=0$ hace que al dibujar la rotura en el círculo de Mohr se vea de manera clara que la cohesión del suelo es igual a la mitad de la carga de rotura.

$$c_u = \frac{\sigma_1}{2}$$

Durante la aplicación de la carga, dada la rapidez con que se alcanza la rotura, y como consecuencia de la impermeabilidad de las muestras, no hay tiempo para la disipación de las presiones intersticiales generadas en la probeta, por lo que los valores de rotura y de cohesión de la muestra son siempre sin drenaje.

La realización de este ensayo lleva implícito el cálculo de humedad y densidad aparente de la muestra.

Ensayo de corte directo

La realización de este ensayo viene regulada por la norma UNE 103.401-98 "*Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de suelo en la caja de corte directo*". Este ensayo tiene por objeto la determinación de los parámetros resistentes, cohesión c y ángulo de rozamiento interno φ , de una muestra de suelo sometida a esfuerzo constante, pudiéndose obtener también la cohesión y ángulo de rozamiento interno residuales c_R y φ_R . Este ensayo suele realizarse en muestras de suelos de pequeño tamaño, como arenas, limos y arcillas, sin embargo no hay problema en realizarlo con suelos de mayores tamaños de partícula, siempre y cuando se disponga del equipo con el tamaño adecuado.

Normalmente el ensayo se realiza sobre tres probetas de una misma muestra de suelo, sometida cada una de ellas a una presión normal diferente, obteniéndose la relación entre la tensión tangencial en la rotura y la tensión normal aplicada.

Para determinar los parámetros resistentes de una muestra de suelo, se utiliza un equipo de corte directo, en donde una probeta, obtenida de una muestra de suelo, de forma cilíndrica o prismática cuadrangular que se encuentra restringida lateralmente por las paredes rígidas de una caja, se corta por un plano horizontal mientras se encuentra sometida a una presión normal a dicho plano.

Se pueden solicitar al laboratorio 4 modalidades para este ensayo, que son:

- < **Ensayo Consolidado Drenado (CD).** Se aplica la presión normal, permitiendo el drenaje del suelo hasta finalizar la consolidación primaria. A continuación se procede a la rotura de la probeta a una velocidad lo suficientemente lenta como para que no se originen presiones intersticiales, permitiendo el libre drenaje del agua de los poros. Este ensayo se aplica tanto a suelos cohesivos como granulares, y de él se obtienen los *parámetros resistentes efectivos*: c' y ϕ' .
- < **Ensayo Consolidado No Drenado (CU).** Se aplica la presión normal, permitiendo el drenaje del suelo hasta finalizar la consolidación primaria. A continuación se procede a la rotura de la probeta a una velocidad lo suficientemente rápida para que no se produzca el drenaje. Este ensayo es aplicable a suelos cohesivos y se obtienen los parámetros c_{cu} y ϕ_{cu} .
- < **Ensayo No Consolidado No Drenado (UU).** La rotura se inicia nada más aplicar la presión normal correspondiente y a una velocidad lo suficientemente rápida para que no se produzca el drenaje. Este ensayo es aplicable a suelos cohesivos y de él se obtienen los parámetros c_u y ϕ_u .
- < **Ensayo con varias pasadas después de la rotura.** Se somete la probeta a varias pasadas una vez finalizado el ensayo normal, para determinar así los parámetros resistentes residuales.

En la realización de cualquiera de las tres primeras modalidades de ensayo, se representa en un gráfico tensión tangencial–deformación los valores obtenidos en las tres probetas. De cada relación tensión-deformación se toma la tensión tangencial máxima y su deformación correspondiente.

En un mismo gráfico, se dibujan la tensión tangencial máxima en ordenadas y la tensión normal correspondiente en abscisas para cada una de las probetas. Estimando que la relación tensión tangencial-tensión normal es lineal, la pendiente de la línea que mejor ajuste será el ángulo de rozamiento interno de la muestra y el punto de corte de la línea con el eje de ordenadas será el valor de su cohesión.

La realización de este ensayo lleva implícito el cálculo de la humedad natural, la densidad aparente, la densidad seca y la densidad de las partícula sólidas de la muestra.

Ensayo triaxial

La realización de este ensayo viene regulada por la norma UNE 103.402-98 "Determinación de los parámetros resistentes de una muestra de suelo en el equipo triaxial". Este ensayo tiene por objeto la determinación de las relaciones tensión-deformación, los parámetros resistentes, cohesión c y ángulo de rozamiento interno φ y las trayectorias de tensiones totales y efectivas de un suelo sometido a una presión externa, igual en todas las direcciones, que se aplica a la muestra envuelta en una membrana de goma por medio del fluido que lo rodea. Este ensayo suele realizarse sobre tres muestras de un mismo suelo, saturadas y sometidas cada una de ellas a una tensión efectiva diferente, en un gráfico se dibujan los círculos de Mohr que representan los esfuerzos de rotura de cada muestra y trazando una tangente o envolvente a éstos, se determinan los parámetros φ y c del suelo.

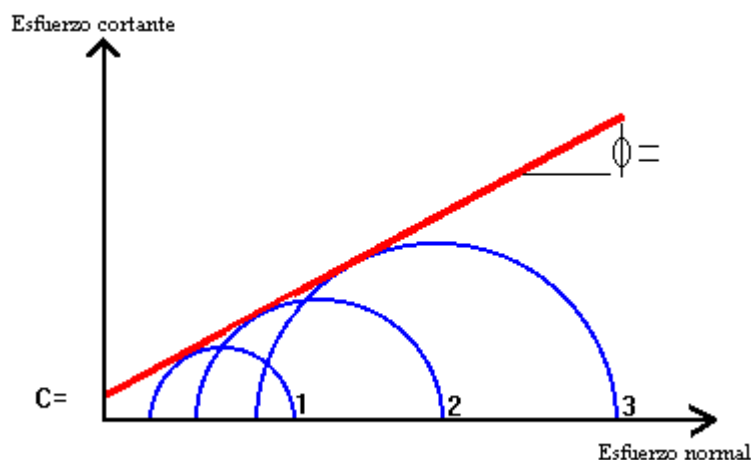


Gráfico típico de ensayo (Bowles J., 1982)

Se trata de un ensayo complejo, pero la información que da es la más representativa del esfuerzo cortante que sufre una masa de suelo al ser cargada.

Dependiendo del tipo de suelo y las condiciones en que este trabajará, las alternativas para realizar el ensayo serán:

- < **Ensayo consolidado, sin drenaje y con medida de presiones intersticiales (CU):** Una vez que la probeta se satura y se consolida en condiciones isotropas, se procede a la rotura a compresión simple a la velocidad adecuada para que se uniformice la presión intersticial en toda la probeta, midiéndose su evolución durante todo el proceso. Se obtienen los parámetros resistentes en tensiones totales y efectivas: c_{cu} y f_{cu} y c' y f' .
- < **Ensayo consolidado, con drenaje y con medida del cambio de volumen (CD):** Una vez que la probeta se satura y se consolida en condiciones isotropas, se procede a la rotura a compresión simple a la velocidad adecuada para que no se produzcan incrementos de presión intersticial, midiendo el volumen de agua tomada o expulsada por la probeta. De este ensayo se pueden obtener los parámetros resistentes en tensiones efectivas c' y f' .
- < **Ensayo no consolidado con rotura rápida y sin drenaje. (UU):** Nada más aplicar la presión externa se procede a la rotura a compresión en condiciones no drenadas. De este ensayo se obtienen los parámetros resistentes en tensiones totales c_u y f_u .

Ensayo edométrico

La realización de este ensayo viene regulada por la norma UNE 103.405-94 "*Ensayo de consolidación unidimensional de un suelo en edómetro*". Este ensayo se utiliza para determinar las características de consolidación de los suelos. Para ello una probeta cilíndrica confinada lateralmente, se somete a diferentes presiones verticales, se permite el drenaje por sus caras superior e inferior, y se miden los asentamientos correspondientes.

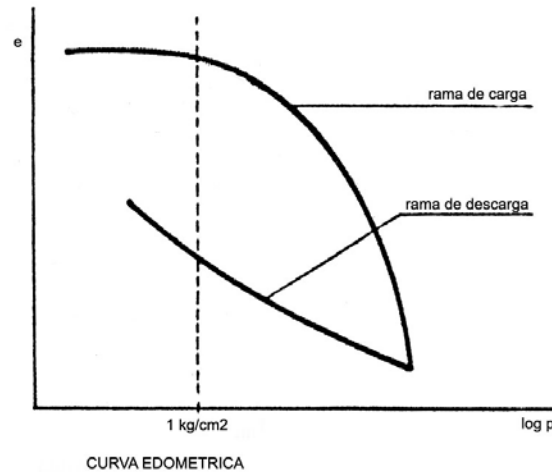
Este ensayo es aplicable a muestras de suelo homogéneo, en el que el tamaño máximo de partícula no sea superior a la quinta parte de la altura de la probeta. Normalmente suele efectuarse en arcillas.

En esencia, el edómetro consiste en someter a una muestra de terreno, colocado dentro de un anillo que impide su deformación lateral, a unas cargas verticales. A la muestra, colocada dentro de este anillo indeformable, se le coloca una piedra porosa debajo y otra encima que permiten la expulsión del agua. El conjunto de la muestra, anillo, piedras porosas y suelo, se coloca en el interior de una célula, que para el caso de ensayo de suelos saturados se llena de agua para simular las condiciones reales, y se le aplican las cargas correspondientes.

Conviene decir que el ensayo simula bastante bien las condiciones de un terreno cargado en gran extensión (ej. una losa de cimentación) y que pueda drenar por arriba y por debajo, no es válido para un terreno cargado con una carga de poca extensión (zapata). Sin embargo, para que el ensayo sea verdaderamente representativo se deberá contar con muestra inalterada de suelo.

El ensayo se realiza aplicando a la muestra distintas cargas normales y midiendo para cada escalón de carga la deformación correspondiente. Una secuencia de carga normal podría ser: 0.1; 0.3; 0.5; 1.0; 3.0; 5.0; 10.0. Normalmente se deben aplicar seis escalones consecutivos de manera que cada presión sea aproximadamente el doble de la anterior, manteniendo cada escalón durante 24 h con el fin de que la curva que relaciona los índices de poros con las presiones quede bien definida.

Los resultados de los procesos de carga y descarga del terreno se representan en ejes de coordenadas, colocando en abscisas y en escala logarítmica las presiones aplicadas y en ordenadas el índice de poros "e". Las variaciones del índice de poros es una forma de medir la deformabilidad del suelo.



Esta curva así obtenida se denomina *curva edométrica*, y da una idea bastante válida del comportamiento del suelo siempre y cuando el ensayo se haya realizado respetando los tiempos que requiere. Cuando el ensayo está realizado en menos tiempo pueden distorsionarse de manera significativa los resultados.

De la curva edométrica se pueden obtener algunos parámetros característicos que tienen utilización posterior, entre ellos están los índices de compresión y entumecimiento.

Las curvas edométricas tienen un tramo recto en la rama de carga. La pendiente de este tramo es lo que se conoce como **índice de compresión C_c** , que es una constante del suelo y nos indica si el éste es más o menos deformable.

Valores típicos del índice de compresión pueden ser:

Arcillas duras preconsolidadas	0.03 – 0.09
Arcillas medias	0.09 – 0.15
Arcillas blandas	0.15 – 0.30

Diversos autores han desarrollado una serie de reglas empíricas que permiten estimar el índice de compresión conocida alguna otra característica. Estos valores así obtenidos sólo deben ser tenidos en cuenta para tanteos bastos o para comparaciones con resultados del ensayo edométrico.

Otra característica de los suelo que permite calcular el ensayo edométrico es la **presión de preconsolidación**. En el estudio de diferentes curvas edométricas se comprobó que en la mayoría de ellas existía un cambio de pendiente más o menos brusco. Como consecuencia de ello se pudo apreciar que las curvas edométricas "recuerdan" la historia del suelo.

Muchos suelos, a lo largo de su historia geológica, han estado sometidos a cargas importantes, en general como consecuencia de soportar las cargas del terreno existente sobre ellos. Cuando el suelo se carga de nuevo, en los primeros tramos de carga hasta que se llega aproximadamente a la tensión que estuvo sometido, el terreno se deforma muy poco o prácticamente nada. Esta presión a la que el suelo estuvo sometido se llama *presión de preconsolidación* y nos interesa conocerla, pues si cargamos el terreno por debajo de ese valor el suelo no se deformará o se deformará muy poco.

Los suelos que han estado sometidos a esta presión de preconsolidación se llaman *suelos sobreconsolidados* o *suelos preconsolidados*, mientras que los que no han estado sometidos a esta presión se denominan *suelos normalmente consolidados*.

La realización de este ensayo lleva implícito el cálculo de la humedad natural, la densidad aparente, la densidad seca y la densidad de las partículas sólidas de la muestra.

Ensayo de colapso

La realización de este ensayo viene regulada por la norma NLT 254/99 "*Ensayo de colapso en suelos*" este ensayo tiene por objeto determinar la magnitud del colapso unidimensional que se produce cuando se inunda un suelo semisaturado. Mediante este

ensayo también se puede evaluar la magnitud del colapso que se produce para una tensión vertical determinada y el potencial porcentual de colapso del suelo.

Se define *colapso* como la disminución de altura que experimenta una probeta de suelo, en unas determinadas condiciones de estado (densidad y humedad) confinada lateralmente y sometida a una presión vertical constante, al ser inundado.

Índice de colapso (I) es el valor del colapso determinado, para una presión vertical cualquiera, como el porcentaje de disminución de altura que experimenta la probeta al ser inundada, una vez alcanzado el equilibrio bajo la acción de la presión vertical seleccionada con respecto a la altura de la probeta en el momento de proceder a la inundación.

I > 1 Colapsable

I < 1 No colapsable

Ensayo de hinchamiento libre en edómetro

La realización de este ensayo viene regulada por la norma UNE 103.601-96 "*Ensayo del hinchamiento libre de un suelo en edómetro*" este ensayo tiene por objeto la determinación del hinchamiento libre de un suelo en edómetro, denominando hinchamiento libre al incremento de altura, expresado en tanto por ciento del valor inicial, que experimenta una probeta de suelo cuando se encuentra confinada lateralmente, sometida a una presión vertical de 10 kPa y se inunda de agua. Asimismo, la citada norma describe el procedimiento para determinar el hinchamiento de una probeta de suelo sometida a una presión determinada.

Este ensayo se puede realizar tanto con muestras inalteradas como remoldeadas.

Ensayo de presión de hinchamiento en edómetro

La realización de este ensayo viene regulada por la norma UNE 103.602-96 "*Ensayo para calcular la presión de hinchamiento de un suelo en edómetro*" este ensayo tiene por objeto la determinación de la presión de hinchamiento, denominando presión

de hinchamiento a la presión vertical necesaria para mantener sin cambio de volumen, una probeta confinada lateralmente cuando se inunda de agua de un suelo en edómetro.

3.1.3 Ensayos Químicos

Los ensayos químicos más realizados en los estudios geotécnicos de construcción son los de determinación de sulfatos, debido al riesgo que éstos presentan para el hormigón.

La determinación de los sulfatos de un suelo se puede realizar a través de dos ensayos, uno cualitativo y otro cuantitativo. El cualitativo nos permitirá conocer si hay o no hay sulfatos en el terreno, mientras que el cuantitativo nos indicará el porcentaje exacto de sulfatos.

Estos ensayos vienen regulados por las normas 103.201-96 el cuantitativo y la 103.202-95 el cualitativo.

En terrenos que puedan ser susceptibles de tener sulfatos, conviene hacer directamente un ensayo cuantitativo, mientras que en aquellos terrenos en los que no se prevea a priori su existencia, puede merecer la pena realizar primero uno cualitativo, teniendo en cuenta que si diera resultado positivo se deberá realizar el cuantitativo.

Como resultado del ensayo cuantitativo, el laboratorio nos proporcionará un valor en tanto por ciento de los sulfatos existentes en la muestra de suelo ensayada que habrá que confrontar con los valores que indica la Norma de Hormigón Estructural EHE para determinar la necesidad o no de utilizar cementos sulforresistentes, así como el tipo de exposición.

Tipo de exposición para ión sulfato en el suelo

Qa	Qb	Qc
Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
2.000 – 3.000	3.000 – 12.000	> 12.000
<i>Valores en mg SO₄²⁻/kg de suelo seco</i>		
<i>Norma EHE. (diciembre 98)</i>		

Según la citada norma, será necesario el uso de cemento sulforresistente cuando la cantidad de sulfatos en el terreno sea igual o superior a 3.000 mg por kg de suelo seco o bien igual o mayor de 600 mg por litro en el agua freática.

3.2 Ensayos sobre rocas

1. Ensayos Mecánicos

Cuando hacemos un estudio geotécnico en el cual se plantea efectuar la cimentación directamente sobre una roca, los ensayos de laboratorio que nos deberemos plantear estarán orientados a conocer sus propiedades mecánicas.

Para determinar la resistencia a la compresión simple de una roca se realizan fundamentalmente dos ensayos en función del tipo de muestra que tengamos. Si tenemos muestra de sondeo (testigo) se podrá realizar el ensayo de resistencia a compresión simple en roca, UNE 22-950-90 y si lo que tenemos son muestras de mano, se suele realizar el ensayo de resistencia a carga puntual (ensayo Franklin), UNE 22950-5-96 y luego se correlaciona con un valor de resistencia a compresión simple. Este último ensayo también se puede realizar sobre testigos de sondeo para abaratar costes de laboratorio pero siempre con algún ensayo de compresión simple complementario.

1.1. Ensayo de compresión simple

La realización de este ensayo viene regulada por la norma *UNE 22-950-90* "Ensayo para la determinación de la resistencia a la compresión uniaxial de una probeta

de roca” se entiende por compresión uniaxial a la compresión producida por la aplicación de una tensión normal en una sola dirección.

Para la realización de este ensayo es necesario que la probeta sea cilíndrica con una relación de altura/diámetro de circunferencia de 2.5 a 3.0, siendo el diámetro al menos 10 veces superior al tamaño de grano mayor de la roca y no inferior a 50.0 mm.

Una vez cortada y tallada la muestra, si fuera necesario, se introduce en la prensa donde se le empieza a aplicar la carga a una velocidad aproximada entre 0.5 y 1.0 Mpa/s.

Una vez rompe la probeta, se registra la carga máxima aplicada procediendo para calcular la resistencia a la compresión uniaxial de la roca a dividir dicha carga máxima por el área de la sección transversal inicial.

1.2. Ensayo de resistencia a la carga puntual

La realización de este ensayo viene regulada por la norma *UNE 22950-5-96* “*Ensayo para la determinación de la resistencia a carga puntual*” en este ensayo las muestras de roca, bien sean testigos, bien fragmentos irregulares, son rotas por la aplicación de una carga concentrada usando un par de punzones cónicos truncados de forma esférica.

La norma establece el procedimiento de realización del ensayo para testigos, fragmentos irregulares, bloques, rocas anisótropas... siendo lo más común su realización con testigos de roca o bien con fragmentos irregulares o bloques obtenidos como muestra de mano en calicatas o en un reconocimiento de campo.

La muestra se coloca en la prensa y se le aplica carga hasta que rompe y se toma la medida de la carga de rotura, así como de las dimensiones de la superficie de rotura, es decir, su diámetro si se trata de un testigo de sondeo y sus direcciones mayor y menor en el caso de que se trate de un bloque o de un fragmento irregular.

Una vez obtenidos estos valores se procede al cálculo de la resistencia a carga puntual no corregida para proceder después a calcular el *índice de resistencia a carga puntual* $I_{s(50)}$, que se define como el valor de la resistencia a carga puntual no corregida que se obtendría con el ensayo diametral de una muestra con fragmentos de tamaño $D=50$ mm, aplicando una corrección por tamaño.

Una vez obtenido este valor como resultado del ensayo, se puede correlacionar con el ensayo de resistencia a compresión simple mediante varias correlaciones entre las que se encuentra la que da la propia norma de ensayo de resistencia a la carga puntual y que se indica a continuación, si bien no es la única que existe.

4. CARACTERÍSTICAS COMO TERRENO DE CIMENTACIÓN DE LOS DISTINTOS TIPOS DE SUELOS

4.1 Introducción

Tanto a partir de los resultados de los distintos ensayos como de las propiedades de los suelos, se pueden hacer distintas clasificaciones de los mismos en función de determinados parámetros, además de las clasificaciones genéticas que ya se comentaron.

Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)

Esta es la clasificación utilizada para agrupar los suelos en todos los trabajos geotécnicos y se basa en la granulometría del material y en su plasticidad. Es decir, que para clasificar cualquier suelo según esta clasificación, necesitaremos haber efectuado los ensayos de Granulometría y Límites de Atterberg.

La primera división que se realiza es la siguiente:

- Suelos de Grano Grueso: cuando pasa menos del 50% en peso por el tamiz 200 (0.074 mm).

- Suelos de Grano Fino: cuando pasa más del 50% en peso por el tamiz 200.
- Suelos de Estructura Orgánica: identificables por el olor, el color negrozco y el tacto esponjoso. Son suelos altamente compresibles. (Pt)

Los suelos de grano grueso se dividen en:

- Gravas (G): cuando pasa menos del 50% en peso por el tamiz nº 4 (5 mm).
- Arenas (S): cuando pasa más del 50% en peso por el tamiz nº 4.

Además, las gravas y las arenas se pueden subdividir en más clases en función del contenido de finos:

- Cuando el porcentaje en peso que pasa por el tamiz 200 es inferior al 5% serán gravas o arenas limpias, designándose con la segunda letra W o P (a continuación de G o S) en función de si están bien gradadas (W) o no (P). Para distinguir si se tratan de GW, SW o GP, SP se calcularán los siguientes índices:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

Si $C_u > 4$ y si $1 < C_c < 3$ es **GW** o **SW** mientras que si no se cumple alguna de las dos condiciones será **GP** o **SP**.

- Cuando el porcentaje en peso que pasa por el tamiz 200 es superior al 12% serán gravas o arenas con finos, designándose con la segunda letra M o C (a continuación de G o S) en función de la plasticidad de estos finos. Si su representación en la carta de Casagrande se sitúa por encima de la línea A o su índice de plasticidad es mayor que 7 serán **GC** o **SC**. Mientras que si cae por debajo de la línea A o bien su índice de plasticidad es menor que 4 serán **GM** o **SM**.
- En el caso de que el porcentaje en peso de muestra que pasa por el tamiz 200 esté comprendido entre 5 y 12, se requiere doble símbolo, sin posibilidad de definir entre uno u otro.

Para clasificar los suelos de grano fino, se representan los resultados de la determinación de los Límites de Atterberg (límite líquido e índice de plasticidad) en la carta de plasticidades de Casagrande. En dicho diagrama, la muestra queda representada como un punto dentro de una de las zonas del diagrama.

Estas zonas están identificadas por dos letras, indicando la primera de ellas el tipo de material de que se trata:

- M: corresponde a Limo Inorgánico.
- C: corresponde a arcillas inorgánicas.
- O: corresponde a limos o arcillas de gran contenido orgánico.

La segunda letra hace referencia a su plasticidad de la siguiente manera:

- L: indica baja plasticidad, cuando el límite líquido de la muestra es inferior a 50.
- H: indica alta plasticidad, cuando el límite líquido de la muestra es superior a 50.

Observando la carta de plasticidades de Casagrande, se puede observar una zona de indefinición entre los valores de índice de plasticidad 4 y 7, en los cuales se deja la nomenclatura doble CL-ML sin posibilidad de resolución.

Clasificaciones de rocas

Las clasificaciones existentes de rocas, en función de sus características mecánicas, vienen casi en su totalidad de la ingeniería civil, donde se usan fundamentalmente para estimar su excavabilidad por distintos medios mecánicos o bien para valorar su comportamiento en voladuras.

Así pues, para poder clasificar una roca bastará con conocer su litología y su resistencia a compresión simple.

En función de la resistencia a compresión simple obtenida de un testigo de roca se puede dar una primera clasificación de las rocas en función de su resistencia (en Jiménez Salas 1975).

Resistencia del testigo de roca	q_u (kg/cm²)
Muy baja	< 50
Baja	50 – 200
Media	200 – 1.000
Alta	1.000 – 2.000
Muy alta	> 2.000

La mejor manera para determinar las características de un terreno como cimentación es la realización sobre el mismo de los ensayos adecuados, sin embargo, de modo general y orientativo, se pueden contemplar a priori una serie de propiedades en función del tipo de suelo identificado.

A continuación se indica una tabla, de las muchas que existen sobre las características de los distintos tipos de suelos, según la clasificación SUCS, de cara a ser utilizados como plano de cimentación. Esta tabla entra a valorar las siguientes características del suelo:

- Resistencia en seco (grado de resistencia que pone un "cubo" de suelo moldeado y secado a ser disgregado).
- Efecto de las heladas (posibilidades de meteorización del material por efecto de la helada)
- Retracción, expansión, elasticidad (posibilidad de que se produzcan importantes cambios de volumen con cambios de humedad)
- Drenaje (capacidad de filtrar el agua)
- Valor como cimentación (en función de todo lo anterior y valorando las cargas que puede soportar)

Símbolo	Grupos de suelos	Resistencia en seco	Efecto de las heladas	Retracción – Expansión	Drenaje	Valor como cimentación
GW	Gravas puras o arenosas, bien gradadas con pocos finos o sin ellos	Nula	Ninguno	Casi nula	Excelente	Excelente
GC	Mezclas de grava, arena y arcilla de gradación adecuada	Mediana a elevada	Ninguno a muy pequeño	Muy pequeña	Muy impermeable	Excelente
GP	Gravas puras o arenosas mal gradadas con pocos finos o sin ellos	Nula	Ninguno a muy pequeño	Casi nula	Excelente	Bueno a pequeño
GM	Gravas con finos limosos y arcillosos. Mezclas de grava, arena, arcilla mal gradadas	Muy pequeña a elevada	Pequeño a mediano	Casi nula a pequeña	Regular a casi impermeable	Bueno a excelente
SW	Arenas puras o con grava bien graduadas con pocos finos o sin ellos	Nula	Ninguno a muy pequeño	Casi nula	Excelente	Excelente a bueno
SC	Mezclas de arena y arcilla de buena gradación	Mediana a elevada	Mediano	Muy pequeña	Casi impermeable	Excelente a bueno
SP	Arenas mal gradadas con pocos finos o sin ellos	Nula	Ninguno a muy pequeño	Casi nula	Excelente	Regular a bueno
SM	Arenas con finos limosos y arcillosos. Mezclas arcilloarenosas de mala gradación	Muy pequeña a elevada	Pequeño a grande	Casi nula a mediana	Regular a casi impermeable	Regular a bueno
ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas con limo o arcilla.	Muy pequeña a mediana	Mediano a muy grande	Pequeña a mediana	Regular a malo	Regular a malo

CL	Arcillas inorgánicas de mediana plasticidad	Mediana a elevada	Mediano a grande	Mediana	Casi impermeable	Regular a malo
OL	Limos o arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	Pequeña o mediana	Mediano a grande	Mediana a grande	Regular a malo	Malo
MH	Arenas finas y limosas de alta plasticidad	Muy pequeña a mediana	Mediano a grande	Grande	Regular a malo	Malo
CH	Arcillas inorgánicas muy plásticas	Elevada	Mediano	Grande	Casi impermeable	Malo a muy malo
OH	Arcillas inorgánicas de alta o mediana plasticidad	Elevada	Mediano	Grande	Casi impermeable	Muy malo
PT	Suelos altamente orgánicos. Pantanos y turberas	Baja	Pequeño	Muy grande	Regular a malo	Pésimo

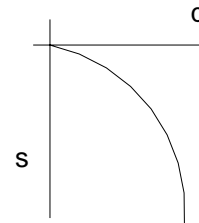
4.2 Cimentaciones Superficiales

Se habla de cimentaciones superficiales cuando los elementos encargados de transmitir las cargas de la estructura al terreno presentan una superficie considerablemente grande en relación a su canto o dimensión vertical, más que a su cota de desplante, puesto que estas son usadas en edificios con sótanos por ejemplo, si bien se estima que el nivel de apoyo suele estar con respecto a la superficie del terreno entre 1.00-3.00 metros, en contraposición con cimentaciones semiprofundas (pozos, cajones,...) y cimentaciones profundas, pilotes, donde la dimensión vertical es muy superior a la horizontal y el trabajo de estas cimentaciones también se realiza mediante el fuste.

4.2.1 Capacidad portante del terreno

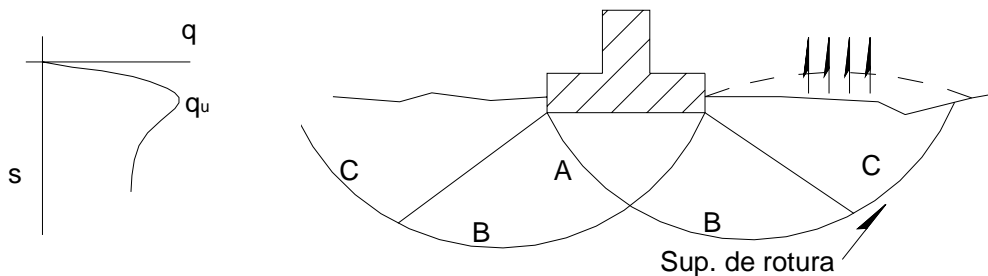
Si sobre una cimentación se va aplicando una carga creciente con el tiempo, vertical y centrada, se observa un aumento del asiento de la cimentación en el terreno, que puede ser representada en una gráfica como se muestra a continuación.

Mientras las cargas sobre el cimiento son pequeñas, el asiento crece de manera proporcional a la carga, presentando un comportamiento elástico.



Si seguimos aumentando la carga, la curva de asiento-carga se hace asintótica, de tal manera que el terreno ya no admite más carga, pero el terreno sigue deformándose, se dice entonces que se ha alcanzado la presión de hundimiento, que en cada suelo depende de su resistencia al esfuerzo de corte, dimensiones de la cimentación, profundidad, etc...

La rotura generalizada del terreno se suele dar en suelos de compacidad alta, arenas densas, o arcillas medias en condiciones de carga rápida. En este caso se produce una superficie de rotura continua, tramo ABC, que arranca en la base de la zapata y aflora en la superficie anexa, si la zapata está a poca profundidad. Es común observar un abombamiento en los laterales de la cimentación.



Tensión total bruta (q_b), es la presión total que actúa sobre el cimiento (cargas vivas, muertas,....)

Tensión total neta (q_n), es la diferencia entre q_b y la presión debida a la sobrecarga de tierras q_0

Tensión de hundimiento (q_h), tensión vertical que representa la máxima que el terreno puede soportar a la cota de desplante, para este nivel de tensiones el suelo

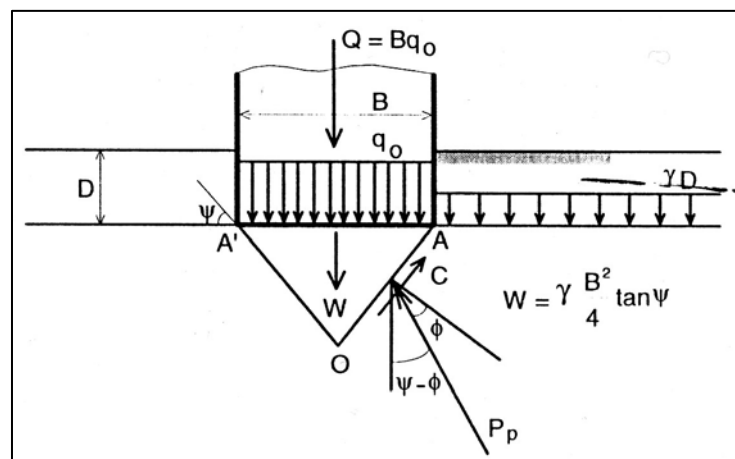
agota su resistencia al corte, pudiéndose expresar como las anteriores en tensiones efectivas o totales.

Tensión vertical admisible de servicio (q_s), tensión vertical para la cual se tiene un coeficiente de seguridad adecuado para el correcto funcionamiento de la cimentación. Esta tensión debe ser admisible tanto para rotura como para asientos excesivos.

Los estudios teóricos acerca del cálculo de la presión de hundimiento se han basado en la hipótesis de un mecanismo de rotura bidimensional, junto con leyes de resistencia del terreno, estableciendo las condiciones límites de equilibrio entre las fuerzas aplicadas exteriormente y las desarrolladas en el terreno para contrarrestarlas, tomando como hipótesis que en el terreno se forman zonas en estado de equilibrio plástico.

Tal y como puede determinarse de forma teórica y experimental, estas zonas involucran superficies curvas de fallo del terreno. El estado de equilibrio plástico de Rankine se basa en superficies planas de fallo del terreno, pero permite una primera aproximación al problema, junto con otra serie de idealizaciones.

Terzaghi (1943), fue el primero en formular una teoría de amplio alcance para el problema de la capacidad portante de los suelos bajos cimentaciones, estudiando la zapata rugosa, superponiendo el modelo de Pradtl con uno ligeramente diferente para un terreno con rozamiento y una solución aproximada para el efecto del peso del terreno.



Se tiene un cimiento de ancho B, desplantado a una profundidad D, con una relación B/L=0. Sobre el cimiento se ejerce una carga vertical centrada, de tal magnitud que el terreno subyacente entra en equilibrio plástico. Se forma una cuña activa AOA' que actúa solidariamente con el cimiento hacia abajo. Esta cuña empuja el suelo de ambos lados, de forma que las paredes OA y OA' actúan como verdadera resistencia pasiva.

En estas condiciones, ignorando los esfuerzos tangenciales y la incidencia de superficies de deslizamiento con la superficie del terreno, Terzaghi llegó a la expresión general de la presión de hundimiento para cimientos de longitud infinita:

$$q_h = c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Donde:

q: Sobrecarga de tierras sobre el nivel de cimentación. $\gamma \cdot D$

B: Ancho de la cimentación.

γ : Peso específico del terreno bajo el nivel de desplante.

c: Cohesión del terreno de cimentación.

N_c, **N_q** y **N_γ**: Factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno

Terzaghi dedujo analíticamente los valores de estos factores, suponiendo que ε = ángulo de roz. Interno.

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \phi\right) \operatorname{tg} \phi}}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} \qquad N_c = \operatorname{ctg} \phi (N_q - 1)$$

No se encontró solución analítica para **N_γ**, debiéndose calcular esta por medio de tanteos, si bien puede utilizarse de manera fiable, $N_\gamma = 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \phi$

Esta ecuación de capacidad de carga sigue siendo hoy válida y esta muy extendida a pesar del tiempo y de otras soluciones más sofisticadas que han ido apareciendo. Las razones por las que esta solución está hoy en día en plena vigencia se debe a:

- < Este método representa una aproximación sencilla, cómoda y suficientemente práctica para la mayoría de los casos.
- < Las comprobaciones experimentales demuestran que las predicciones de dicha formulación no se alejan demasiado de la realidad, quedando del lado de la seguridad.

No obstante existen una serie de factores que influyen en la fórmula general y que fueron introducidos en su día por Terzaghi y posteriormente por diversos autores, puesto que la ecuación original se definió exclusivamente para zapatas de longitud infinita.

4.2.2. Otras soluciones para determinar la capacidad portante de los suelos

Hasta ahora se han visto soluciones como la de Terzaghi, o bien otras que derivan en mayor o menor medida de ella. No obstante hay otras soluciones al problema de la capacidad de carga bajo cimiento, propuestas por diferentes autores y basadas en otras premisas como son ensayos de placa de carga, ensayos de penetración, etc...

Algunas de ellas ya tienen implícito una limitación por asentamientos excesivos para la estructura.

Soluciones a partir del ensayo de penetración estándar

Según Terzaghi (1948), se puede formular:

$$\text{Para } B \leq 1.20 \quad q_{adm} = \frac{N \cdot s}{8}$$

$$\text{Para } B \geq 1.20 \quad q_{adm} = \frac{N \cdot s}{12} \left(\frac{B + 0.3}{B} \right)^2 \cdot w \cdot K_d$$

Donde s , es el asiento admisible en pulgadas (2.54 cm) y N es el nº medio de golpes en la zona de influencia de la cimentación, obtenido en el ensayo (SPT).

A partir del ensayo de penetración estándar (SPT), Meyerhoff (1695) obtuvo la siguiente expresión, menos conservadora que la anterior:

$$\text{Para } B \leq 1.20 \quad q_{adm} = \frac{N}{5} \cdot w \cdot K_d$$

$$\text{Para } B \geq 1.20 \quad q_{adm} = \frac{N}{8} \left(\frac{B+1}{B} \right)^2 \cdot w \cdot K_d$$

Donde K_d es un factor de profundidad dado por $K_d = 1 + \frac{D}{B}$, siendo ≤ 2

Siendo w un factor dependiente de la posición del nivel freático vale 0.5 en condiciones de freático a la altura de cota de desplante y 1.0 si no ejerce influencia, siendo necesaria la interpolación en el resto de los casos.

Parry indica que en arenas flojas $N < 15$, y en zapatas de dimensiones medias $B < 2.20$ para cimentaciones superficiales $D/B < 1$, la presión admisible viene delimitada por la capacidad portante mientras que en los demás casos dominan las limitaciones por asientos.

Según Parry se tiene: $q_{adm} = 3 \cdot N_m$, en t/m^2 , con N_m el valor de N a una profundidad de $D+3B/4$ bajo la superficie del terreno.

Para los demás casos propone: $q_{adm} = \frac{N_m \cdot s}{0.3B}$, en t/m^2 , siendo s el asiento en cm.

Además existen en las normas de edificación y en otros tratados una serie de tablas y recomendaciones que pueden usarse como guías, así como otras formulaciones al uso.

Soluciones a partir de ensayos de penetración (Borro's, Dpsh...)

Se basan en la llamada fórmula de hincas de los holandeses, que según Caquot es la que más se acerca a la realidad.

Según la citada fórmula, se obtendría la resistencia dinámica en punta (R_d) al atravesar el terreno por golpeo, obteniendo la resistencia estática (R_s) a partir de esta mediante la aplicación de unos coeficientes que oscilan entre 0.5-0.75, bajando hasta 0.3 en terrenos arcillosos.

La tensión admisible del terreno se obtendría directamente dividiendo la resistencia estática por un factor de 10.

$$Q_d = \frac{P_m^2 \cdot H}{(P_m + P_p) \cdot A \cdot (20 / N_{20})}$$

Donde:

Q_d = Resistencia dinámica en kg/cm^2 .

P_m = Peso de la maza

P_p = Peso de la puntaza más varillaje

A = Sección de la puntaza en cm^2 .

H = Altura de caída.

4.2.3 Asientos en cimentaciones superficiales.

Otro factor limitante para el diseño de los distintos tipos de cimentaciones superficiales que hemos visto, además de la posible rotura del suelo, es el correspondiente al estudio de los asientos que en el pueden producirse debido a las nuevas tensiones inducidas.

Por lo tanto bajo esa tensión de trabajo, habrá de comprobarse que el suelo no supera umbrales de deformación que puedan poner en peligro la estabilidad de la estructura, aunque el suelo no llegue a romper.

Habr  por lo tanto que tener un control, o establecer mecanismos matemáticos de predicción sobre esos asientos (deformaciones verticales por incrementos de carga en un espesor de suelo determinado).

Al aplicar una carga sobre una cimentación, el suelo comienza a deformarse, esta deformación irá aumentando progresivamente en diferentes fases según el tipo de suelo. Por lo tanto podremos distinguir en el suelo diferentes tipos o fases en el asiento.

Asiento instantáneo (S_i)

Se trata de una deformación elástica que se produce de forma prácticamente simultánea con la aplicación de las cargas. Si el suelo es de baja permeabilidad y se encuentra saturado (arcillas), en los momentos iniciales de aplicación de la carga, el agua no es capaz de salir de los poros del terreno en busca de zonas de menor presión, de manera que este asiento (inicial), corresponde a distorsiones del terreno sin cambio de volumen.

Asiento de materiales muy permeables y de arcillas sobreconsolidadas.

Asiento de consolidación primaria, secundario (S_c)

Este asiento se produce durante la disipación de presiones intersticiales en el terreno. Es consecuencia de las deformaciones volumétricas en el mismo y el aumento de las tensiones efectivas. Este asiento es t pico de arcillas saturadas, sujetas a consolidación.

En gavas y arenas, suelos granulares, donde la disipación de presiones intersticiales es inmediata en el momento de aplicación de las cargas, este asiento se puede identificar como asiento inmediato.

Asiento de consolidación secundaria, fluencia lenta (S_s)

Algunos suelos, después de la disipación de tensiones, y de manera posterior al asiento anterior, pueden seguir asentando. Este asiento se produce a tensión efectiva constante y corresponde a un fenómeno de fluencia (creep). Son variaciones entre los contactos de las partículas del suelo.

Por lo tanto, el asiento total que puede sufrir una cimentación superficial estará regido por las tres fases de asiento anteriores de tal manera que:

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

Obviamente cada fase del asiento requiere diferentes métodos para su cálculo, siendo este uno de los principales problemas de la mecánica de suelo y uno de los apartados más importantes en el estudio de la estabilidad de una cimentación.

Existen numerosos métodos de calculo para las deformaciones verticales producidas por la inducción de nuevas cargas.

Algunos de ellos referidos principalmente a suelos granulares están relacionados con los datos de los golpes de penetrómetros y la tensión aplicada.

No obstante, los métodos de calculo pueden agruparse en dos grandes grupos:

- < Método elástico.
- < Método edométrico.

Método elástico

Estos procedimientos elásticos usan hipótesis de parámetros permanentes en el suelo, modulo de deformación (E) y coeficiente de Poisson (ν).

En este caso hablaríamos de un coeficiente de Poisson de 0.4-0.5 y un módulo de deformación sin drenaje, que en suelos arcillosos y de manera general puede calcularse según la expresión, $E_u = 400 \cdot c_u$

Este método valdría también para calcular el asiento inmediato en una arcilla sujeta a consolidación, es decir el asiento inicial.

Se considera además que este valor de asiento puede llegar a ser el 100% en terrenos granulares y del 60% en arcillas duras. Alcanzando el 10% en arcillas blandas sujetas a consolidación.

Podrían contemplarse tantas formulaciones de análisis de asentamiento elástico bajo esfuerzo vertical como las contempladas en los temas referentes a distribución de tensiones, no obstante nos centraremos en las deformaciones asociadas a cimientos rectangulares por ser las más usuales en los estudios de cimentación.

Asentamiento elástico bajo un área rectangular uniformemente cargada

En este método se supone que toda la superficie bajo la zapata es deformable (obviamente este supuesto se aleja de la realidad).

El asiento elástico bajo la esquina de un rectángulo cargado puede calcularse según Terzaghi (1943) por:

$$S_e = q \cdot B \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I, \text{ donde } I \text{ (factor de influencia) es a su vez,}$$

$$I = \frac{1}{\pi} \cdot \left[m \cdot \ln \left(\frac{(m^2 + 1)^{1/2} + 1}{m} \right) + \ln \left[(m^2 + 1)^{1/2} + m \right] \right]$$

Siendo $m = L/B$

Posteriormente estas formulaciones fueron transformadas por Harr (1966), obteniendo resultados muy similares, no mereciendo la pena su análisis por la complicación de las mismas.

Para el centro del rectángulo se tiene superponiendo los asientos en las esquinas de 4 áreas cargadas de dimensiones menores, la siguiente expresión:

$$S_e = 2 \cdot q \cdot B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I$$

Donde se observa que el asentamiento en el centro es el doble que en la esquina.

Teniendo:

B: Ancho de la cimentación en centímetros

q: Carga que gravita sobre la cimentación

ν : Coeficiente de Poisson

E : Módulo de deformación elástico

I: factor de Influencia

Teniendo en cuenta que el asiento será: $S_{\text{promedio}} = 0.848S_{\text{centro}}$

Al aplicar este método en arcillas, si trabajamos con los módulos sin drenaje y coeficiente de Poisson de 0.5, se obtendría el asiento inicial. Si trabajásemos con el módulo drenado y con los valores del coeficientes de Poisson en condiciones drenadas según las siguientes tablas, se obtendría el asiento total. Restando a este asiento el inicial, tendríamos una aproximación al asiento de consolidación, por métodos elásticos.

Valores orientativos de (ν)	
Arc. duras precon.	0.15
Arc. medias	0.30
Arc. blandas	0.40
Suelos granulares	0.30

Tipo de suelo	E (kp/cm ²)
Arc. duras precon.	800-10.000
Arc. duras	250-400
Arc. medias	150-250
Arc. blandas	80-150
Fangos	30-60
Arenas compactas	400-700
Arenas medias	200-400
Arenas flojas	100-200
Limos	100-300
Gravas	400-1500

Así mismo también existen algunas correlaciones relacionadas con otros parámetros, que ya fueron expuestas.

Método edométrico

Este método permite calcular asientos de consolidación y relacionarlo con el tiempo a partir de muestras inalteradas ensayadas en el edómetro.

El ensayo edométrico proporciona valores del módulo de deformación diferentes, puesto que la muestra se halla en condiciones drenadas y de confinamiento.

Las condiciones de aplicación del método para que aporte resultados más fiables son cuando tengamos materiales cohesivos sujetos a consolidación que puedan drenar por algún lado y cuando sobre ellos exista una carga de grandes dimensiones.

Los pasos para el cálculo del asiento edométrico son los siguientes:

- < Se divide el sustrato compresible en subcapas de espesor H.
- < Se calcula la tensión efectiva inicial en el centro de cada subcapa por los métodos elásticos.
- < Se calculan los incrementos de tensión efectiva en el centro de cada subcapa como consecuencia de la sobrecarga de cimentación.
- < Se calcula el asiento edométrico de cada subcapa una vez disipados los excesos de presión intersticial mediante los parámetros aportados por el edómetro y la formula edométrica.
- < Se suman los asientos de las subcapas.

La formula para el cálculo del asiento edométrico es la siguiente:

$$S = H \cdot \frac{c_c}{1 + e_o} \cdot \log \frac{\sigma_o + \Delta\sigma_v}{\sigma_o}$$

Donde:

H: Espesor de capa sujeto a consolidación.

C_c: Índice de compresión calculado a partir de la curva edométrica.

e_o: Índice de poros inicial, se corresponde con el estado de tensiones inicial.

σ_o: Estado tensional inicial.

Δσ_v: Incremento de tensión producido por la aplicación de nuevas cargas.

Valores típicos de C_c :

$C_c \leq 0.09$ arcillas poco compresibles

C_c entre 0.09-0.15 de compresibilidad media, en algunos tratados hasta 0.25

$C_c \geq 0.5$ (0.25) altamente compresibles

La consolidación de los materiales arcillosos puede ser parcial, total o nula. Ésto puede definirse mediante un grado de consolidación, U ($U = \frac{S_t}{S_\infty}$), donde S_t corresponde al asiento en el instante t , y el termino inferior es el asiento total para el 100% de la consolidación.

Así mismo de cada escalón de carga, podemos establecer diferentes curvas, tiempo-asiento, que nos permitirán calcular el coeficiente de consolidación c_v , que nos permitirá relacionar el asiento con el tiempo estimado para el mismo.

Se tiene que: $c_v = \frac{T_{50} \cdot H_{50}^2}{t_{50}}$, también $c_v = \frac{K_v \cdot E_o}{\gamma_w}$

Donde:

T: Factor adimensional de tiempo tabulado según el grado de consolidación U , o porcentaje de asiento que se quiera considerar.

H: Camino drenante. Camino mas largo que debería recorrer una gota de agua para alcanzar la frontera permeable.

K_v : Permeabilidad del suelo en sentido vertical.

E_0 : Módulo edométrico del suelo.

γ_w : Densidad del fluido intersticial.

t: Tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga.

U: Grado de consolidación, $S(\text{producido})/S(\text{total})$

4.2.4 Asientos diferenciales, movimientos admisibles.

Un punto fundamental a la hora de establecer o predecir si los movimientos derivados de excavaciones próximas, colocación de cargas, etc... van a ser dañinos para una estructura, radica en conocer cuales son las magnitudes de los movimientos tolerables.

Alguna serie de recomendaciones en este sentido se reflejan en las siguientes tablas.

CRITERIOS TRADICIONALES SOBRE ASIENTOS ADMISIBLES

	Arena	Arcilla
Cimentaciones por zapatas		
Asiento máximo	25-40 mm	65 mm (120) *
Asiento diferencial máximo	20-25 mm	40-50 mm (50)
Cimentaciones por losa		
Asiento máximo	40-65 mm	65-100 mm (200)

* Los valores entre paréntesis corresponden a una recopilación realizada por Burland et al. (1977).

ASIENTOS ADMISIBLES SEGÚN LA NORMA TGL 11464 (1972)
(ALEMANIA ORIENTAL)

Tipo de estructura	S _{max} admisible en cm *	
	Terreno granular o terreno cohesivo de consistencia media a dura	Terreno cohesivo de consistencia plástica
Reticulada, de hormigón armado o de acero, con arriostramientos	2,5	4,0
Reticulada hiperestática, o de vigas continuas de hormigón armado o de acero, sin arriostramientos	3,0	5,0
Estructuras isostáticas de hormigón armado o de acero sin arriostramientos	5,0	8,0
Muros de carga sin armar	2,5	4,0
Muros de carga con zunchos al nivel de los forjados	3,0	5,0

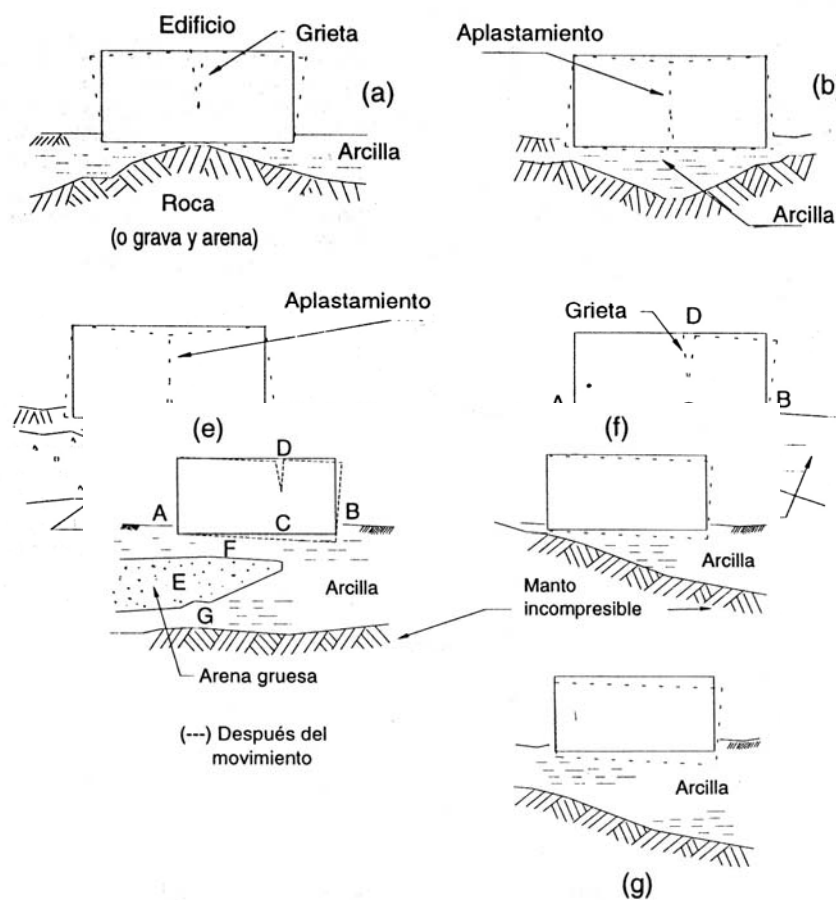
* En el caso de losas o emparrillados pueden aumentarse los valores en un 25 %.

El asentamiento diferencial es normalmente más dañino para la estructura para una menor magnitud que un asiento total de mayor magnitud repartido uniformemente.

Por asiento diferencial entendemos movimientos relativos de diferente magnitud entre distintos elementos de cimentación de la estructura. Se trataría de la diferencia de asientos entre dos puntos.

Si este movimiento diferencial es excesivo se pueden presentar severos agrietamientos o el propio colapso de la estructura, para valores menores que un asiento mayor total.

Las causas y efectos de estos asientos pueden ser variables, algunas de ellas de manera esquemática se adjuntan a continuación de manera gráfica.



Otros conceptos relativos a los asentamientos diferenciales son:

Distorsión angular: Es la relación entre el asiento diferencial entre dos puntos y la distancia que los separa, $\beta = \frac{S}{L}$

En general se admiten asentamientos diferenciales máximos en zapatas sobre arenas del orden de 25 mm y para arcillas del orden de 40 mm.

Skempton y McDonald en 1956 advirtieron que lo que realmente importaba en el tema de asientos diferenciales era la relación entre dicho asiento y la distancia, es decir, la distorsión angular. En líneas generales, ellos dieron unos valores estimativos de distorsiones y daños.

- 1/500 Limite de seguridad frente a fisuración.
- 1/300 Aparición de fisuras en muros y tabiques.
- 1/150 Fisuras y daños en elementos estructurales.

4.3 Cimentaciones Profundas y semiprofundas

Cuando el suelo situado al nivel en que se desplantarían normalmente una zapata o una losa de cimentación, es demasiado débil o compresible para proporcionar un soporte adecuado para las cargas que se transmiten, éstas deberán transmitirse a materiales más adecuados a mayor profundidad por medio de pozos de cimentación (cimentación semiprofunda) o pilotes (cimentación profunda).

Cimentaciones por pozos

Las cimentaciones por pozos son cimentaciones semiprofundas, que se definen (Jiménez Salas) como "aquellos elementos de cimentación que, con relativa poca profundidad son capaces de transmitir al terreno todas las cargas actuantes de la estructura, de forma que las deformaciones de flexión que se producen en el cimiento puedan considerarse despreciables".

Las cimentaciones por pozos están indicadas para transmitir las tensiones a una cota máxima del orden de 4 ó 6 m por debajo de la superficie. Para la realización de este tipo de cimentación, se excava hasta la profundidad del "firme" y se rellena hasta una cota normal de desplante de la zapata con hormigón en masa, aunque también se puede utilizar hormigón armado en función de las solicitaciones. Sobre este hormigón se procede a colocar la zapata como si de una cimentación superficial se tratase.

En lo que se refiere al cálculo de este tipo de cimentaciones, si bien existen fórmulas concretas para su solución, no nos alejaremos mucho de la realidad si suponemos que se trata de una cimentación superficial desplazada a la profundidad que bajamos los pozos.

Esta técnica de cimentación se emplea, en general, cuando la profundidad del terreno apto para soportar las tensiones solicitadas se encuentra a una profundidad superior a los 6 m.

Cimentaciones por pilotes

Al diseñar una cimentación por pilotes, hay dos factores que se tendrán en cuenta, el primero será la capacidad de carga del terreno, y el segundo el tope estructural del pilote, que dependerá del material con que esté fabricado.

El segundo punto es evidente, debido a que si transmitimos una carga superior al tope estructural del pilote a un terreno capaz de aguantarlo, el terreno no presentará problemas, pero el pilote se romperá. Como valores orientativos se pueden tener los de la siguiente tabla:

Topes estructurales unitarios típicos	
Madera	60 kg/cm ²
Acero	1.200 kg/cm ²
Hormigón in situ	50 – 75 kg/cm ²
Hormigón bajo el nivel freático	35 – 50 kg/cm ²
Hormigón prefabricado	≤ 90 kg/cm ²

Respecto al primero, veremos en primer lugar la carga de hundimiento de un pilote aislado para luego ver los efectos que tiene la colocación de diversos pilotes, lo que se conoce como *efecto de grupo*.

Carga de hundimiento del pilote aislado

Despreciando la pequeña diferencia entre el peso del terreno, extraído o desplazado y el del hormigón del pilote, la expresión general de la carga de hundimiento es:

$$Q_h = A_p \cdot r_p + A_f \cdot r_f$$

Donde: A_p – área de la punta
 A_f – área del fuste
 r_p – resistencia unitaria en punta
 r_f – resistencia unitaria en fuste

Si el pilote atraviesa i estratos distintos se tomará como resistencia total por el fuste la suma de la resistencia de cada uno de los estratos, según la expresión:

$$r_f = \sum_i A_{fi} \cdot r_{fi}$$

Pilotes en terrenos granulares

Pilotes hincados

Suelen utilizarse los datos de penetrómetros dinámicos o del ensayo de penetración estándar (SPT). La carga de hundimiento se obtiene por:

$$Q_h = 40 \cdot N \cdot A_p + \left(\frac{N'}{5} + 2 \right) \cdot A_f$$

Donde: N – resistencia a la penetración standard en la punta.
 N' – valor medio de la resistencia a penetración standard a lo largo del fuste.

A_p y A_f se ponen en metros cuadrados y se obtiene el valor de Q_h en toneladas.

El coeficiente de 40 debe reducirse a 30 en el caso de que se atravesen limos arenosos y a 20 en caso de limos arcillosos.

Cuando el terreno atravesado es de grava, que no es posible obtener valores de N, pueden tomarse como resistencias unitarias las de la siguiente tabla.

Resistencias unitarias en gravas			
Tipo de terreno	ϕ	r_p	r_f
Gravas limpias (GW, GP)	36°	200 kg/cm ²	10 t/m ²
Gravas arenosas (GS)	34°	120 kg/cm ²	8 t/m ²
Gravas arcillosas (GC, GM)	32°	60 kg/cm ²	5 t/m ²

Para asegurar estas resistencias, el pilote deberá penetrar en las arenas o gravas de 8 (compacidad media o baja) a 5 diámetros (compacidad alta), quedando bajo la punta unos 6 diámetros de terreno análogo. Los valores de resistencia indicado se deben reducir linealmente para empotramientos menores hasta llegar al 50% de los mismos cuando el pilote se apoye en la parte superior de la capa.

Para el cálculo de la carga admisible debe tomarse un factor de seguridad superior o igual a 3.

Pilotes perforados

El cálculo de la carga de hundimiento puede hacerse por las teorías de capacidad portante:

$$Q_h = r_p \cdot A_p + r_f \cdot A_f = \sigma'_0 \cdot N_q \cdot A_p + K_s \sigma''_0 \text{tg} \delta \cdot A_f$$

Donde: σ'_0 - tensión efectiva vertical al nivel de la punta del pilote.

N_q - coeficiente de capacidad de carga.

K_s - coeficiente de empuje

σ''_0 - tensión efectiva vertical media a lo largo del fuste

ϕ - ángulo de rozamiento terreno / pilote

Sobre el valor de Q_h así calculado se suele tomar un factor de seguridad de 2.5 – 3 para hallar el valor de la tensión admisible.

Pilotes en terrenos cohesivos

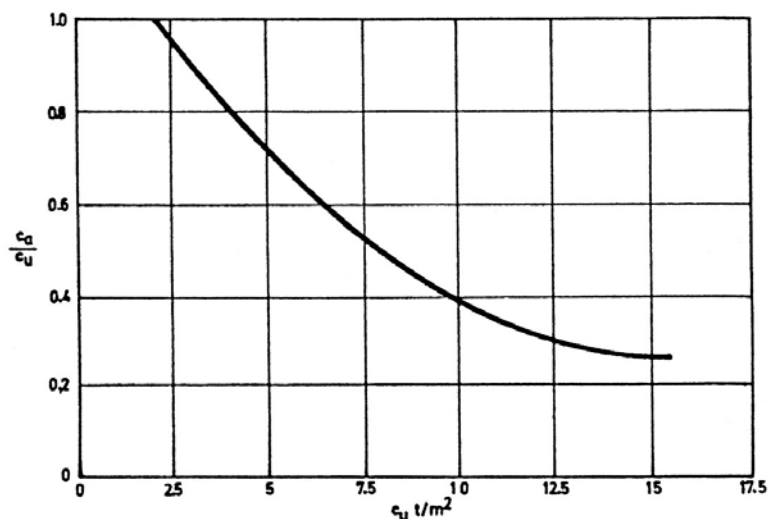
En el caso de arcillas normalmente consolidadas las condiciones críticas se dan cuando la velocidad de puesta en carga no permite el drenaje, con lo cual la expresión general queda:

$$Q_h = c_u \cdot N_c \cdot A_p + c_a \cdot A_f$$

donde: c_u – cohesión aparente sin drenaje

N_c – coeficiente de capacidad portante que puede tomarse igual a 9 para una penetración mayor o igual a 4 diámetros en el estrato de apoyo.

c_a – adherencia desarrollada por el fuste del pilote que puede tomarse del gráfico siguiente para pilotes hincados. Para pilotes perforados las relaciones c_a/c_u varían de 0.7 para arcillas blandas a 0.2 para arcillas duras. Normalmente no deben adoptarse valores de c_a superiores a 10 t/m².



En el caso de arcillas duras ($q_u > 3 \text{ kp/cm}^2$), preconsolidadas, margas, etc. La adherencia c_a es prácticamente nula y suele realizarse el cálculo de tensiones efectivas con:

$$Q_h = A_f \bar{\sigma}'_v K_s \operatorname{tg} \delta + A_p \sigma'_0 N$$

Fórmula análoga a la de los pilotes perforados en arenas.

Pilotes con la punta en roca

Si el pilote está apoyado, sin entrar en la roca, se contará con una resistencia unitaria:

$$r_p = \frac{1}{2} q_u$$

Si el pilote está empotrado en la roca, la mayor parte de la resistencia se moviliza por el fuste, en la parte empotrada, pudiendo adoptarse:

$$r_f = \frac{1}{20} q_u$$

Para poder contarse con la resistencia de punta debe garantizarse la limpieza del agujero y el buen contacto del hormigón.

Para conseguir el empotramiento de la punta del pilote la penetración debe ser igual o superior a:

- < Tres diámetros en rocas blandas ($q_u < 50 \text{ kp/cm}^2$)
- < Un diámetro y medio en rocas medias a duras

Aunque suele ser difícil empotrar el pilote en roca, pues, ello requiere el empleo de trépano, coronas rotativas, etc. debe conseguirse tal empotramiento cuando el terreno superior sea flojo, el substrato de apoyo esté inclinado o exista riesgo de acciones horizontales.

Grupos de pilotes

Hasta aquí se ha visto como calcular la capacidad de carga de un pilote aislado, sin embargo lo normal es que se coloquen varios pilotes juntos formando un encepado, entonces, la carga admisible de un grupo de pilotes no es igual, en general, al producto de la carga admisible del pilote individual por el número de pilotes que forma el grupo. Para obtener la carga de hundimiento del grupo es necesario multiplicar el producto de la carga de hundimiento del pilote individual y el número de pilotes por un determinado factor de eficiencia.

$$Q_{hg} = E \cdot n \cdot Q_{hp}$$

donde:

Q_{hg} – carga de hundimiento del grupo de pilotes.

Q_{hp} – carga de hundimiento del pilote aislado.

n – número de pilotes

E – factor de eficiencia.

En arcillas blandas y medias el coeficiente de eficiencia es en general inferior a la unidad, lo que significa que la resistencia del grupo es menor que la resistencia proporcional a la del pilote individual. Sin embargo, en el caso de arenas flojas y medias, la instalación de los pilotes, especialmente si estos son prefabricados hincados, puede proporcionar una densificación y mejora de las características del terreno, por lo que normalmente $E > 1$ (aunque no suelen adoptarse para el cálculo un coeficiente E mayor que la unidad).

El coeficiente de eficiencia no solo va a ser función del tipo de suelo, sino también de la distancia que haya entre ejes de pilotes dentro del grupo, es decir, de un parámetro conocido como espaciamiento s/D donde s es la distancia entre ejes de pilotes y D el diámetro de los mismos. Para el caso de arcillas E oscila entre 0.7 para $s/D=2$ y $E=1$ para $s/D=8$. Este efecto se ha comprobado en ensayos con modelos de grupos de pilotes. En el caso de arenas ya se ha comentado que no es habitual adoptar valores de E superiores a 1, aunque en estos suelos, al igual que en las cimentaciones superficiales, el problema no suele ser debido a capacidad de carga sino a admisibilidad de asientos.

Rozamiento negativo

Cuando los pilotes atraviesan suelos blandos, normalmente coherentes y saturados, y concurre alguno de los procesos siguientes:

- < Colocación reciente de un relleno o sobrecarga importante en superficie
- < Consolidación natural del terreno
- < Rebaje del nivel freático

Esto trae como consecuencia la aparición de asientos diferidos que llegan a invertir el movimiento relativo del suelo con el pilote, de manera que, en lugar de el terreno aguantar al pilote por rozamiento (resistencia por fuste) éste "se cuelga" de él, de manera que se generan unas tensiones tangenciales dirigidas hacia abajo que en conjunto reciben el nombre de *rozamiento negativo*. Estas tensiones generan un aumento en la carga de los pilotes, que puede llegar a ser muy importante.

Para prevenir y disminuir el rozamiento negativo se recomienda:

- < Utilizar menos pilotes pero de mayor diámetro, de manera que el área de superficie de base es la misma, mientras que reducimos el área lateral total en contacto con el terreno.
- < Utilizar pilotes de base ensanchada.
- < Lubricar el fuste.
- < Evitar la consolidación, es el método más fácil y económico, consiste en no colocar ningún tipo de relleno.

4.4 Cimentaciones en terrenos especiales

4.4.1 Cimentaciones en arcillas expansivas

Se produce en suelos arcillosos debido a la reacción de determinados minerales de la arcilla al tener contacto con el agua. Estos minerales absorben agua y aumentan de volumen. Un ejemplo es la montmorillonita, que puede tener un aumento de volumen del 100%.

Hemos visto una serie de ensayos de hinchamiento que nos van a dar la capacidad de un suelo para aumentar de volumen y expandirse.

Se indican a continuación una serie de criterios para detectar este tipo de suelos, de manera que en caso de identificarlos se pueda proponer de forma justificada la realización de los ensayos pertinentes.

▪ Criterios "de visu"

- Cuando están húmedas son muy plásticas y pegajosas, resultando muy característica la dificultad de movimiento sobre ellas y quedando gran cantidad de barro pegado en las botas.
- Cuando están secas, se presentan muy duras y cuarteadas, formando elementos poligonales con grietas de retracción.
- En sección vertical las grietas pierden anchura en profundidad, hasta llegar a desaparecer totalmente. Además se desarrollan una serie de grietas horizontales como consecuencia de la desecación diferencial, tanto más desarrolladas cuanto más cerca estamos de la superficie.
- En los taludes, cuando están secos, es habitual que se produzca un continuo desprendimiento de pequeños trozos o bloques de arcillas muy duras.

▪ Criterios indirectos

Según una recopilación de trabajos de distintos autores, J. M. Rodríguez Ortiz en su trabajo "Las arcillas expansivas: su estudio y tratamiento" hace una recopilación de los criterios de distintos autores, de manera que da la siguiente tabla de características de este tipo de suelos.

Arcillas Expansivas				
Límite Líquido	>30	30-40	40-60	>60
Índice de Plasticidad	0-18	15-28	25-40	>35
Presión de Hinchamiento (kg/cm ²)	<0.3	0.3-1.2	1.2-3.0	>3.0
Hinchamiento probable (cm)	0-1	1-3	3-7	>7
Índice Lambe	<0.8	0.8-1.5	1.5-2.3	>2.3
Peligro de Hinchamiento	Bajo	Medio	Alto	Muy Alto

El uso de estos criterios no deben sustituir los ensayos de hinchamiento en laboratorio, sino que van a servir para justificar su realización.

Los daños generados por estos movimientos son los que pueden derivarse fundamentalmente de elevaciones o hundimientos (retracciones) locales del terreno, siendo las causas mas comunes las siguientes:

- Modificaciones del nivel freático.
- Cimentación dentro de la zona activa.
- Retracciones locales debidas a raíces, o hinchamientos debido a la ausencia de los mismos donde antes los hubo.
- Rotura de saneamientos y tuberías.
- Defectos en los drenajes.

4.4.2 Cimentaciones en suelos colapsables

Se define colapso como el fenómeno de disminución de volumen que sufre un suelo parcialmente saturado bajo carga exterior cuando se incrementa su humedad.

Este fenómeno se produce cuando tenemos un suelo con una estructura en la cual existen grandes huecos. Esta estructura puede permanecer estable bajo la acción de una carga determinada si los enlaces entre las partículas son suficientemente resistentes (estado seco).

Si los enlaces se debilitan, por ejemplo por la saturación del suelo, la estructura se va a reorientar tendiendo a ser más compacta y por tanto se producirá una reducción de volumen que puede arruinar la estructura que tengamos allí apoyada.

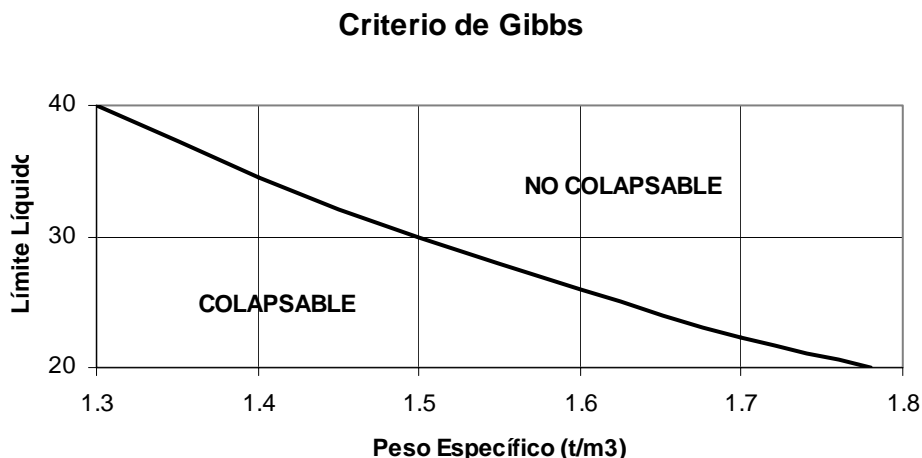
Particularmente peligrosos en el área de Zaragoza son los limos colapsables cuya estructura en forma de "castillo de naipes" está unida por puentes de yeso que con la acción del agua se disuelven produciendo el colapso del terreno.

Es un fenómeno típico de suelos poco cohesivos.

Al igual que con los suelos expansivos, antes de hacer el ensayo de colapso en laboratorio, que nos va a dar realmente la peligrosidad del suelo en cuanto a su posibilidad de colapso, se puede utilizar algún criterio que nos va a indicar si el suelo es potencialmente colapsable o no. Al igual que se ha dicho en los suelos expansivos, estos criterios no deben evitar la realización del ensayo de laboratorio correspondiente, pero pueden ser de gran ayuda sobre todo en cuanto a la dificultad de extraer una muestra del terreno lo suficientemente inalterada para este ensayo.

- Criterio de Gibbs

Este criterio es el más utilizado y relaciona en una gráfica el peso específico (densidad seca) del suelo con su límite líquido. Según este criterio, los suelos con bajos pesos específicos y límite líquido moderado a elevado son susceptibles de colapsar.



La magnitud del colapso va a depender fundamentalmente de:

- Tipo de suelo. Materiales limosos y arenosos principalmente.
- La estructura de ese suelo.
- Variaciones de humedad con respecto al estado inicial y final.
- Magnitud de la carga aplicada externamente.

Las posibles soluciones de cimentación pasan por una mejora del suelo:

- Recompactación del mismo tendiendo al 100 de su Proctor, para que alcance una densidad mayor.
- Sustitución por material de mejor calidad.
- Inyección de diferentes lechadas, morteros, jet-grouting...
- Compactación dinámica.

O bien un cambio de cimentación adecuándola al material colapsable:

- Cimentación profunda que sobrepase el terreno conflictivo.

4.4.3 Cimentaciones en rellenos

La construcción en zonas urbanas cada día obliga mas al reconocimiento de la presencia de los rellenos y al tratamiento de los mismos.

Los principales problemas que se plantean con las cimentaciones en estos horizontes son:

- La heterogeneidad de los mismos.
- Grandes movimientos asociados con sobrecargas no excesivamente altas.
- Dificultad de predecir su comportamiento.
- La no-validez de los supuestos para otro tipo de suelos.

La compacidad de estos rellenos suele ser muy baja, con índices de poros muy altos, siendo en general estructuras muy abiertas. No presentan cohesión, aunque si dadas las características de los materiales una ligera trabazón.

Aunque no pueden estudiarse sus propiedades geomecánicas en laboratorio, se proponen los siguientes valores del módulo de deformación para rellenos:

Tipo de relleno	Módulo E Kg/cm²
Gravas y zahorras	400-800
Arenas	100-200
Escombros de demolición	50-300
Monteras de mina	50-500
Cenizas gruesa	20-60
Cenizas finas	20-40
Basuras	5-20

En general es desaconsejable siempre la construcción sobre rellenos, debiéndose producir el saneado de los mismos o el atravesarlos con la cimentación.

No obstante, existen métodos como precargas, compactaciones o inundaciones para provocar el colapso que pueden ser efectivas.

Con respecto a las cimentaciones superficiales, algunas medidas a tener en cuenta con respecto a la aparición de rellenos son las siguientes:

- Se precisa un tratamiento del relleno a no ser que por su antigüedad o composición, no sean esperables asentamientos superiores a 5 cm.
- Las zapatas deberán tener tensiones de 1 Kg/cm² como valores máximos, presentando arriostamiento.
- En naves, las soleras deben ir independientes de muros y pilares mediante juntas.

- Se puede proceder a la sustitución del material localmente bajo cada zapata.
- Las losas pueden ser solución si se interpone una capa de material compactado.