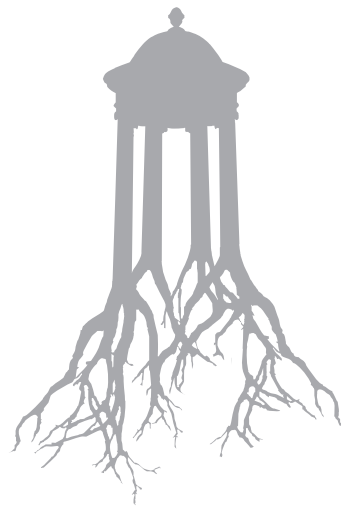


El terreno y el estudio geotécnico →

Josep Ignasi de Llorens Duran
Oriol Pons Valladares



iniciativa
digital politècnica
Publicacions Acadèmiques de la UPC

→ **UPCGRAU**

El terreno y el estudio geotécnico →

Josep Ignasi de Llorens Duran
Oriol Pons Valladares

Primera edición: abril de 2021

© Los autores, 2021
© Iniciativa Digital Politécnica, 2021
Oficina de Publicacions Acadèmiques Digitals de la UPC
Jordi Girona 31,
Edifici Torre Girona, Plant 1, 08034 Barcelona
Tel.: 934 015 885
www.upc.edu/idp
E-mail: info.idp@upc.edu

DL: B 8154-2021
ISBN:978-84-9880-929-9

Cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública o transformación de esta obra sólo puede realizarse con la autorización de sus titulares, salvo excepción prevista en la ley.

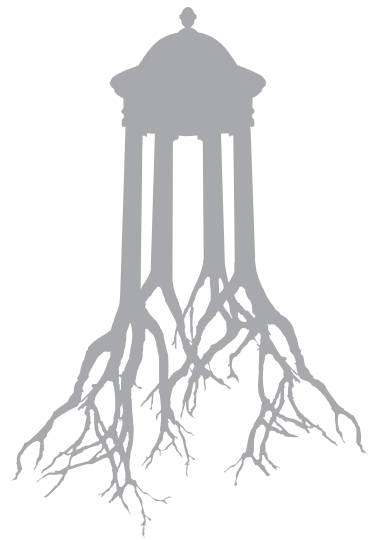


Índice

1.El suelo como material de cimentación	9
1.1. Introducción.....	9
1.2. Las rocas.....	9
1.2.1. Clasificación según su origen.....	9
1.2.2. Propiedades de las rocas.....	15
1.3. Los suelos.....	22
1.3.1. Clasificación y formación.....	22
1.3.2. Composición y estructura.....	33
1.3.3. Los suelos granulares.....	33
1.3.4. Los suelos finos o coherentes.....	37
1.3.5. Los suelos deficientes.....	41
1.3.6. Identificación de los suelos.....	41
1.3.7. Valores del suelo.....	44
1.3.8. Prontuario de relaciones entre valores del suelo.....	49
1.3.9. Valores mecánicos del suelo.....	51
1.4. Los suelos de Catalunya y de Barcelona.....	52
1.4.1. Los suelos de Catalunya.....	52
1.4.2. Los suelos de Barcelona (v. figs. 67 y 68).....	56
2.Obtención de valores del suelo	63
2.1. Ensayos en obra.....	63
2.1.1. El penetrómetro estático.....	64
2.1.2. El penetrómetro dinámico.....	67
2.1.3. El penetrómetro de bolsillo.....	71
2.1.4. El SPT.....	71
2.1.5. El molinete (<i>vane test</i> o escisómetro).....	77
2.1.6. El presiómetro.....	78
2.1.7. Los ensayos sísmicos (<i>down-hole</i> y <i>cross-hole</i>).....	80



2.1.8. El ensayo Lefranc para suelos permeables.....	81
2.1.9. El ensayo Lugeon para suelos poco permeables y rocas.....	82
2.1.10. El ensayo de carga con placa.....	82
2.1.11. El ensayo de bombeo.....	85
2.2. Ensayos de laboratorio	86
2.2.1. El ensayo de compresión simple	86
2.2.2. El ensayo de corte directo	88
2.2.3. El ensayo triaxial.....	91
2.2.4. El edómetro	94
2.2.5. El ensayo de expansividad o de Lambe.....	96
2.2.6. Presentación de los resultados de los ensayos de laboratorio	98
3.El estudio geotécnico.....	101
3.1. Para qué sirve el estudio geotécnico.....	101
3.2. Definición	103
3.3. Contenido del estudio geotécnico.....	104
3.3.1. Información general	104
3.3.2. Información previa	104
3.3.3. Campaña de reconocimiento efectuada.....	104
3.3.4. Conclusiones	123
3.3.5. Recomendaciones constructivas.....	124
3.3.6. Indicación de trabajos complementarios	124
3.3.7. Identificación del autor, profesión y firma	124
3.4. Incidencias.....	124
3.5. Ejemplo de campaña de reconocimiento.....	126
4.Anexo	129
5.Bibliografía.....	133



→ 1



El suelo como material de cimentación

1.1. Introducción

Los edificios se pueden cimentar en rocas o en suelos. Las rocas son agregados naturales de uno o más minerales que, para experimentar modificaciones estructurales sensibles en presencia de agua, necesitan plazos superiores a la vida útil del edificio. En cambio, los suelos son la parte de la corteza terrestre formada por materiales que pueden disgregarse en partículas individuales por acción del agua.

1.2. Las rocas

1.2.1. Clasificación según su origen

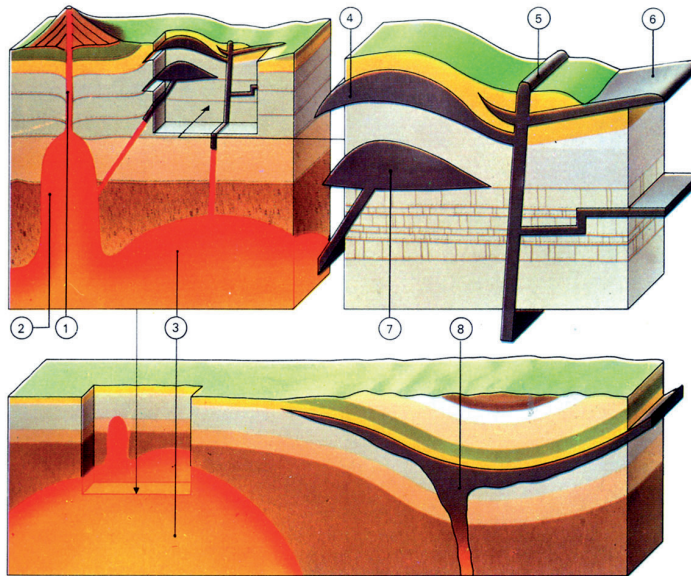
En función de su origen, las rocas se pueden clasificar en:

- a) **Rocas eruptivas o ígneas** (v. fig.1). Están formadas por la consolidación de magma fundido y pueden ser:
- Eruptivas plutónicas: rocas eruptivas de grano grueso, enfriadas lentamente en profundidad (Plutón es el dios de los infiernos): granitos, dioritas, gabros, pórfidos, peridotitas.
 - Eruptivas volcánicas: rocas eruptivas de grano fino, enfriadas rápidamente en superficie (Vulcano es el dios del fuego): basaltos, fonolitas, piroclastos, traquitas, ofitas, riolitas, andesitas, dacitas (v. fig. 2 a 5).
- b) **Rocas sedimentarias**. Están formadas por sedimentos cementados y pueden ser:
- Mecánicas: conglomerados, areniscas, margas (v. fig. 6 a 9).
 - Químicas: sales (v. fig. 10 y 11).
 - Orgánicas: calizas, silíceas, carbones.



c) **Rocas metamórficas.** Son la modificación de las rocas sedimentarias o eruptivas como consecuencia de la temperatura, la presión y las emanaciones gaseosas: mármoles, cuarcitas, pizarras, esquistos, gneises, corneanas (*hornfels*) (v. fig. 12 y 13).

Fig. 1
Formación de las rocas eruptivas o ígneas, que, pese a ser las rocas originales, pueden tener discontinuidades (Fuente: F. Wallis, 1980):



- (1) Chimenea circular de alimentación de un volcán
- (2) Bolsada: gran masa que solidificó en profundidad
- (3) Batolito: gran cuerpo de granito del cual no se detecta el fondo
- (4) y (7) Lacolitos: masas en forma de cúpula que han arqueado la roca superior
- (5) Dique: masa de roca aplanada vertical. Es una intrusión en fracturas verticales
- (6) *Sill* o filón capa: masa de roca aplanada horizontal. Es una intrusión en fracturas horizontales entre estratos

Fig. 2
Columnas de basalto en la cantera de Boscarró (incorporadas directamente a la iglesia de la Colonia Güell).





Fig. 3
Volcán Croscat, en
la Garrotxa.



Fig. 4
Lava solidificada en el
Molí Vell de Ruidaura.



Fig. 5
Bomba del volcán
Croscat, en la Garrotxa.



Fig. 6
Macizo de Montserrat,
en Barcelona.



Fig. 7
El conglomerado de
Montserrat es una roca
sedimentaria de guijarros
redondeados con poca
matriz y cemento calcáreo.





Fig. 8
Margas.



Fig. 9
La "tufa" de Pamplona
es una marga.





Fig. 10
Montaña de sal de Cardona.



Fig. 11
Paisaje yesífero. Obsérvese
cuán atormentados están
la topografía, las fracturas
y los deslizamientos.



Fig. 12
Afloramiento de mármol.

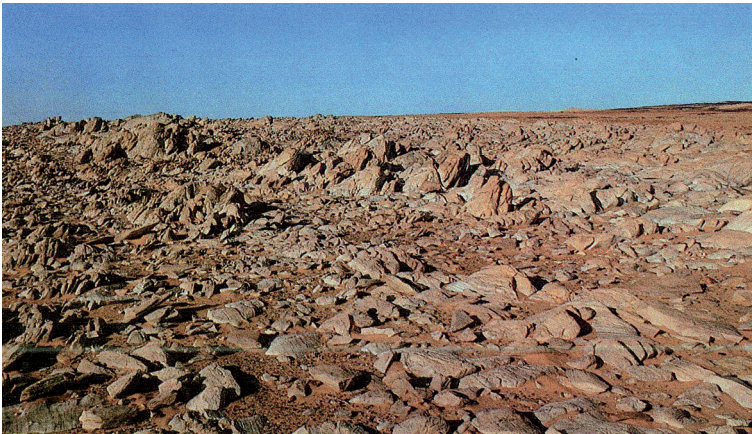




Fig. 13
Explotación de pizarra.

1.2.2. Propiedades de las rocas

Las rocas, como material de cimentación, tienen las propiedades siguientes:

- Tienen una alta resistencia, superior a 0,5 MPa (v. tabla 1).
- Son poco deformables (v. tabla 2).
- Son difíciles de excavar (v. fig. 14).
- Pueden estar plegadas, meteorizadas, fracturadas o incluir discontinuidades; por tanto, requieren una descripción detallada y supervisión geológica (v. fig. 15).



Fig. 14
La roca inspira confianza
porque cuesta mucho de
excavar. Rambla Nova
de Tarragona, 2001.



Tabla 1
Valores aproximados
de la resistencia a la
compresión simple (tabla
D.9 CTE DB SE-C).

Ensayo de resistencia aproximada	Clasificación de la resistencia a compresión simple	Valor estimado q_u (MPa)
Se puede rayar con la uña	Especialmente débil	< 1
Se rompe con golpes de martillo moderados	Muy baja	1 a 5
Se puede rayar con la navaja	Baja	5 a 25
Se raya difícilmente con la navaja	Media	25 a 50
No puede rayarse con la navaja	Alta	50 a 100
Se puede romper con un golpe de martillo	Muy alta	100 a 250
Se requieren varios golpes de martillo para romperla	Extremadamente alta	> 250
Difícil de romper con el martillo de geólogo		
Con el martillo de geólogo sólo se pueden producir algunas esquirlas		



Fig. 15
La roca puede tener discontinuidades, plegamientos y estratificación. La Fontcalda de Prat de Comte, en la Terra Alta.

Roca	E (kg/cm ² /10 ⁵)	Roca	E (kg/cm ² /10 ⁵)
Andesita	3,0 – 4,0	Esquisto	0,6 – 3,9
Anfibolitas	1,3 – 9,2	Granito	1,7 – 7,7
Anhidrita	0,15 – 7,6	Grauvaca	4,7 – 6,3
Gres	0,3 – 6,1	Limonita	5,3 – 7,5
Basalto	3,2 – 10	Lutita	0,3 – 2,2
Caliza	1,5 – 9,0	Marga	0,4 – 3,4
Cuarcita	2,2 – 10	Mármol	2,8 – 7,2
Diabasa	6,9 – 9,6	Micaesquisto	0,1 – 2,0
Diorita	0,2 – 1,7	Pizarra	0,5 – 3,0
Dolomita	0,4 – 5,1	Sal	0,5 – 2,0
Gabro	1,0 – 6,5	Adobe	0,3 – 7,6
Gneis	1,7 – 8,1	Yeso	1,5 – 3,6

Tabla 2
Valores del módulo de elasticidad de algunas rocas (L.I. González de Vallejo, 2002).



Las rocas inspiran confianza porque tienen mucha resistencia. El valor de la resistencia a la compresión simple se utiliza para determinar la resistencia admisible y la caracterización de la roca se utiliza para considerar si la roca se comporta como un suelo. En la tabla 1, se muestran valores de la resistencia a la compresión simple aproximada (tabla D.9 del CTE DB SE-C).

La normativa vigente, el CTE DB SE-C, exige que, en el reconocimiento geotécnico de la roca, se explore un espesor mínimo de 2 m + 0,3 m, multiplicados por el número de plantas del edificio que se debe cimentar. Esta misma normativa determina la caracterización de la roca según los once parámetros siguientes:

1. Origen (eruptivas, sedimentarias, metamórficas), en la tabla D.4 del CTE.
2. Grado de meteorización, en la tabla D.5 del CTE (v. tabla 3). Se utiliza para determinar si la roca se comporta como un suelo, a partir del grado V (v. fig. 16).
3. Resistencia a la compresión simple de la roca matriz, en la tabla D.9 del CTE.
4. Apertura de las discontinuidades, en la tabla D.10 del CTE (v. tabla 4 y fig. 17). Con este valor, se determina la resistencia admisible.
5. Rugosidad de las discontinuidades, en la tabla D.11 del CTE. A gran escala (en longitudes del orden de metros), se clasifican como escalonadas, onduladas o planas. A menor escala (en longitudes del orden de centímetros), se clasifican como rugosas, suaves o especulares.
6. Relleno de las discontinuidades, en la tabla D.12 del CTE (v. tabla 5).
7. Espaciamiento de las discontinuidades, en la tabla D.13 del CTE (v. tabla 6). Infiuye en el valor de la presión admisible.
8. Índice de rotura, en la tabla D.14 del CTE (v. tabla 7).
9. Persistencia de las discontinuidades, en la tabla D.15 del CTE (v. tabla 8).
10. Clasificación RQD, en la tabla D.16 del CTE (v. tabla 9). RQD significa *rock quality designation* y es el cociente entre la suma de los trozos de testigo de longitud superior a 10 cm y la longitud total perforada en una maniobra de sondeo (normalmente, de 1,5 a 3 m).
11. Presencia de agua en las discontinuidades, en la tabla D.17 del CTE (v. tabla 10).

Tabla 3
Grado de meteorización de la roca (tabla D.5 del CTE DB SE-C).

Grado	Denominación	Criterio de reconocimiento
I	Roca sana o fresca	La roca no presenta signos visibles de meteorización, pueden existir ligeras pérdidas de color o pequeñas manchas de óxidos en los planos de discontinuidad.
II	Roca ligeramente meteorizada	La roca y los planos de discontinuidad presentan signos de decoloración. La roca puede estar decolorada en la pared de las juntas pero no es notorio que la pared sea más débil que la roca sana.
III	Roca moderadamente meteorizada	La roca está decolorada en la pared. La meteorización empieza a penetrar hacia el interior de la roca desde las discontinuidades. El material es notablemente más débil en la pared que en la roca sana. Material débil < 50% del total.
IV	Roca meteorizada o muy meteorizada	Más de la mitad del material está descompuesto a suelo. Aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma discontinua.
V	Roca completamente meteorizada	Todo el material está descompuesto a un suelo. La estructura original de la roca se mantiene intacta.
VI	Suelo residual	La roca está totalmente descompuesta en el suelo y no puede reconocerse ni la textura ni la estructura original. El material se mantiene in situ y existe un cambio de volumen importante.



Fig. 16
 Meteorización del granito por oxidación de los feldespatos. Obsérvese la inclusión silíceo. Tiana, en el Maresme.



Fig. 17
 Discontinuidades de la marga de Torelló, rellenas de limos.

Calificativo general	De detalle	Apertura
Juntas cerradas	Muy cerradas	< 0,1 mm
	Cerradas	0,1 a 0,25 mm
	Parcialmente abiertas	0,25 a 0,5 mm
Macizo rocoso agrietado	Abiertas	0,5 a 2,5 mm
	Bastante abiertas	2,5 a 10 mm
	Apertura amplia	> 1 cm
Juntas abiertas	Apertura muy amplia	1 a 10 cm
	Apertura especialmente amplia	10 a 100 cm
	Estructura hueca	> 1 m

Tabla 4
 Obertura de las discontinuidades de la roca (tabla D.10 del CTE DB SE-C).



Tabla 5
Relleno de las discontinuidades de la roca (tabla D.12 del CTE DB SE-C).

Clase 1	Relleno seco y de baja permeabilidad
Clase 2	Relleno húmedo sin presencia de agua libre
Clase 3	Relleno muy húmedo con aportación de agua libre
Clase 4	Relleno lavado con flujo continuo de agua
Clase 5	Relleno socavado con importantes vías de agua

Tabla 6
Espaciamiento de las discontinuidades de la roca (tabla D.13 del CTE DB SE-C).

Calificativo	Espaciamiento (cm)
Especialmente pequeño	< 2
Muy pequeño	2 a 6
Pequeño	6 a 20
Moderado	20 a 60
Amplio	60 a 200
Muy amplio	200 a 600
Especialmente amplio	> 600

Tabla 7
Índice de rotura de la roca (tabla D.14 del CTE DB SE-C).

Calificativo	Nº de diaclasas por m³
Masivo	<1
Poco diaclasado	1 a 3
Medianamente diaclasado	3 a 10
Bastante diaclasado	10 a 30
Muy diaclasado	30 a 60
Triturado	> 60

Tabla 8
Persistencia de las discontinuidades de la roca (tabla D.15 del CTE DB SE-C).

Calificativo	Persistencia (m)
Muy pequeña	<1
Escasa	1 a 3
Media	3 a 10
Alta	10 a 20
Muy alta	> 20

Tabla 9
Clasificación RQD de la roca (tabla D.16 del CTE DB SE-C).

Clasificación	Valor del RQD (%)
Muy mala calidad	<25
Mala calidad	25 a 50
Media calidad	50 a 75
Buena calidad	75 a 90
Excelente	90 a 100



Clase 1	No hay posibilidad de flujos de agua
Clase 2	No hay signos de agua
Clase 3	Signos de haber flujos de agua (manchas de óxido)
Clase 4	Humectaciones
Clase 5	Filtraciones
Clase 6	Flujo continuo de agua

Tabla 10
Presencia de agua en las discontinuidades de la roca (tabla D.17 del CTE DB SE-C).

Se considera que una roca se comporta como un suelo (artículo 4.3.4.2 del CTE) si tiene poca resistencia a la compresión simple ($q_u < 2,5 \text{ MPa} = 25,5 \text{ kg / cm}^2$, tabla D.9 del CTE), presenta numerosas diaclasas ($\text{RQD} < 25$, tabla D.16 del CTE) o está muy meteorizada (grado de meteorización $> \text{IV}$, tabla D.5 del CTE).

A continuación, se presenta un ejemplo de caracterización de un granito:

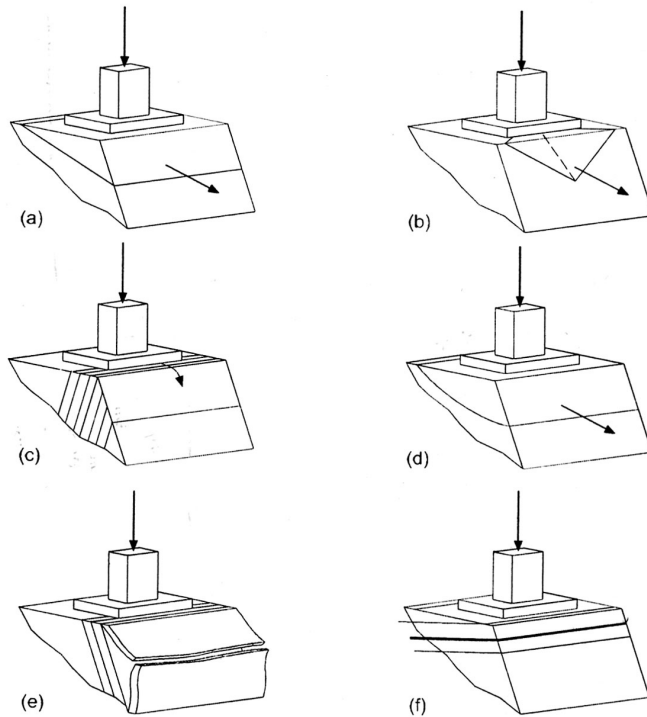
1. Origen: roca eruptiva.
 2. Grado de meteorización: grado III, roca moderadamente meteorizada, porque está descolorida en la pared.
 3. Clasificación de la roca matriz: resistencia media a la compresión, de 25 a 50 MPa, porque no se puede rayar con la navaja.
 4. Apertura de las discontinuidades: abiertas, macizo rocoso agrietado, porque las aberturas son de 0,75 mm.
 5. Rugosidad de las discontinuidades: rugosa.
 6. Relleno de las discontinuidades: clase 3, porque está muy húmeda y con agua.
 7. Espaciamiento de las discontinuidades: moderado, porque están a 30 mm.
 8. Índice de rotura: bastante diaclasada, porque presenta 15 diaclasas por m^3 .
- Persistencia de las discontinuidades: media, porque hay 4 por metro.
9. Clasificación RQD: calidad media, valor RQD del 60 %.
 10. Presencia de agua en las discontinuidades: clase 4, porque hay humectación.

Para la presión admisible orientativa de las rocas, se pueden adoptar los valores de la tabla D.25 del CTE (v. tabla 11).

Tipos y condiciones	Presión admisible [MPa]
Rocas ígneas y metamórficas sanas (granito, diorita, basalto, gneis)	10
Rocas metamórficas foliadas sanas (esquistos, pizarras)	10
Rocas sedimentarias sanas: pizarras cementadas, limolitas, congresos, calizas sin karstificar, conglomerados cementados	3
Rocas arcillosas sanas	1 a 4
Rocas diaclasadas de cualquier tipo con espaciamiento de discontinuidades superior a 0,30m, excepto rocas arcillosas	0,5 a 1
Calizas, greses y rocas pizarrosas con pequeño espaciamiento de los planos de estratificación	1
Rocas muy diaclasadas o meteorizadas	-

Tabla 11
Presiones admisibles de la roca (Tabla D.25 del CTE DB SE-C).

Fig. 18
Situaciones que requieren
un estudio especial
(CTE DB SE-C).



Por último, es importante tener en cuenta los problemas que pueden presentar las rocas y que requieren un estudio especial (v. fig. 18).

- **Deslizamiento** a favor de los planes de discontinuidad (bloque)
- **Deslizamiento** en presencia de varias familias de discontinuidades (cuña)
- **Vuelco** de estratos (toppling)
- **Rotura** generalizada con macizos muy fracturados
- **Pandeo** de estratos
- Comprobación de **asentamientos** en alternancia de rocas de diversa deformabilidad

1.3. Los suelos

1.3.1. Clasificación y formación

Los suelos se pueden clasificar en:

- **Granulares** o gruesos: tienen menos del 35 % en peso de partículas $< 0,06$ mm
- **Coherentes** o finos: tienen más del 35 % en peso de partículas $< 0,06$ mm
- **Orgánicos**: tienen una proporción considerable de materia orgánica (> 50 %)
- **Rellenos sin consolidar y artificiales**, lodos inorgánicos de limos y arcillas con mucha agua con los cuales no se pueden formar bastoncillos que resistan el propio peso

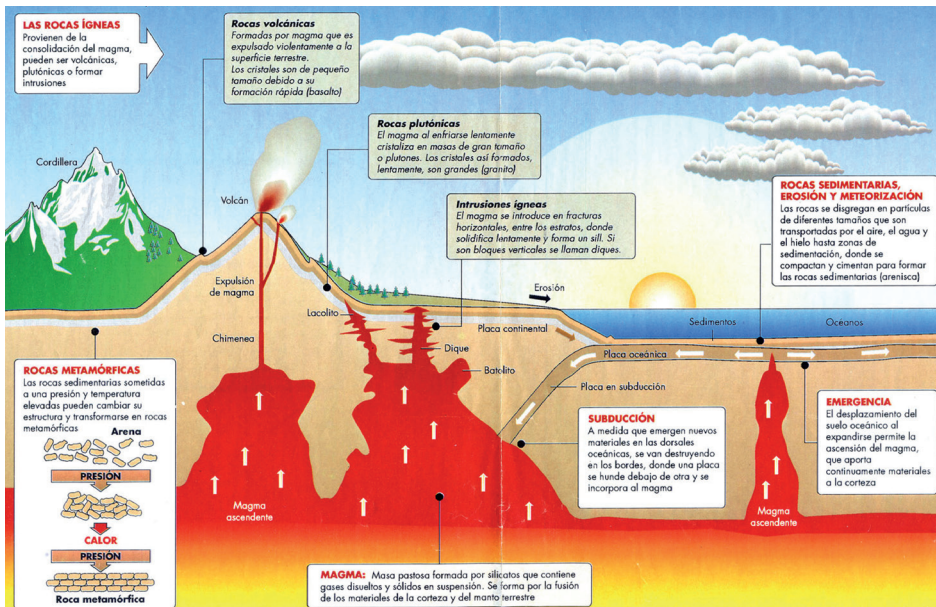


Fig. 19
El ciclo del suelo (Fuente: *La Vanguardia*, 15 de julio de 1995).



Fig. 20
Vallter, en el Ripollès.

Los suelos orgánicos, los rellenos y los lodos requieren un estudio especial y no son aptos para cimentar, salvo en algunos casos muy particulares, como las estructuras isotáticas con mucha luz para naves industriales y superficies comerciales.

El ciclo de formación de los suelos es cerrado, como puede verse en la figura 19. Proceden de las rocas, luego pasan a las placas marinas y continentales, y de las placas al magma, que asciende y aporta materiales continuamente. Su proceso de formación presenta las características siguientes:



Fig. 21
Efecto de las heladas.



Fig. 22
Descomposición de la roca
en el embalse de Cavallers,
en la Alta Ribagorça.



- a) El **material** determina la composición. Las rocas calizas producen granulados finos (Garraf), mientras que las rocas graníticas producen granulados más gruesos (arena granítica).
- b) El **proceso de erosión**: el choque térmico, las heladas (v. figs. 20 a 22), la lluvia (v. figs. 23 y 24), los ríos (v. figs. 25 y 26), el mar (v. figs. 27 y 28), los glaciares (grandes cantos y gravas, v. fig. 29), el viento (suelos hasta sin cohesión), la degradación química (de granito en arena, v. fig. 30) y la expansión por helada.
- c) La **forma de transporte** determina la homogeneidad del depósito. Los suelos formados por el deterioro térmico o químico se quedan a veces in situ y no son transportados



Fig. 23
Meteorización y disolución,
en Capadocia.



Fig. 24
Les Orgues d'Ille-sur-Têt.



Fig. 25
Erosión fluvial del río Daiya.



Fig. 26
Transporte fluvial
en Montserrat.



Fig. 27
Castro de Baroña, en
la ría de Muros.





Fig. 28
Erosión costera en Na
Xamena, en Ibiza.



Fig. 29
La acción enérgica del
glaciar Gorner (Gorner-
gletscher), en Suiza.



Fig. 30
El sauló, que es una arena
gruesa, se forma por oxida-
ción superficial del granito.



Fig. 31
El Jungfraufirn, en Suiza.



Fig. 32
El valle de Wengen-
Männlichen, en Suiza.



Las heladas erosionan la roca y la nieve se acumula y forma glaciares o ríos de hielo (v. figs. 31 y 32) que avanzan por gravedad hasta que el clima más cálido las funde. Como el glaciar es constante, la erosión resultante forma un valle en forma de U, o sea, de paredes casi verticales. Al fundirse, los materiales arrastrados se depositan en los bordes y forman grandes acumulaciones, llamadas *morrenas*. Se diferencian claramente de las terrazas fluviales por la distribución de los materiales, pues en las morrenas los materiales son mucho más heterogéneos y están muy desorganizados. Además, los bloques de piedra que arrastran no han sido rodados.

En cambio, la erosión fluvial es debida al agua de los ríos, que transcurre de las zonas más elevadas a las más bajas, impulsada por la fuerza de la gravedad. La caída del agua arranca y arrastra materiales del suelo (v. fig. 33), que se van depositando en función de



Fig. 33
Erosión fluvial en el Molí Fondo, en la Garrotxa.



Fig. 34
El curso medio del río Krka, en Croacia.



Fig. 35
El espectacular Grand Canyon del Colorado.

su tamaño y de la corriente del río. Un valle fluvial es el lecho excavado por un río desde su nacimiento hasta la desembocadura. Tiene forma de V, más cerrada en el curso del río alto y más abierta en el curso bajo (v. fig. 34). Su formación resulta de la combinación de dos fenómenos: la profundización o erosión del fondo y el ensanchamiento o erosión de las paredes y laterales.

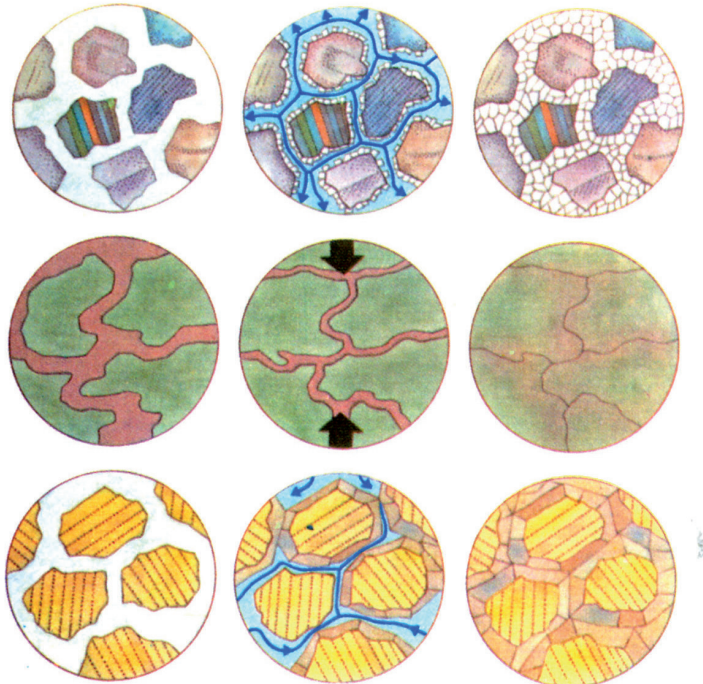
Si el cauce del río pasa por una zona de rocas duras, la erosión origina cortes, pozas o desfiladeros que aparecen en el curso alto, donde el río tiene más poder erosivo. Algunos ejemplos destacados son el Grand Canyon del Colorado (v. fig. 35) y el congosto de Mont-rebei.

En el curso medio del río, donde la pendiente es menor, el río comienza a divagar y sigue un trazado sinuoso, que va formando curvas denominadas *meandros*, cada vez más pronunciadas, ya que el agua se lanza contra una orilla del río, la excava y la hace abrupta, mientras que en la orilla convexa, como consecuencia de la menor velocidad del agua, predomina el depósito de materiales. Debido a la erosión, el meandro puede terminar uniéndose dos de sus ramas. El río tiende a circular de forma rectilínea y puede dejar un meandro abandonado en forma de lago semilunar.

En la desembocadura, el río deposita la parte más fina de los sedimentos formando deltas o rellenando depresiones, lagos y albuferas, como en el caso de los deltas del Nilo y del Ebro o del marjal de Pego-Oliva, en Alicante.

d) Fenómenos posteriores a la formación de los suelos que afectan la composición y la estructura (v. fig. 36):

Fig. 36
Tres fenómenos posteriores que afectan la estructura y la composición de los suelos: la cementación (arriba), la consolidación (en el centro) y la metamorfosis o recristalización (abajo)
(Fuente: F. Wallis, 1980).



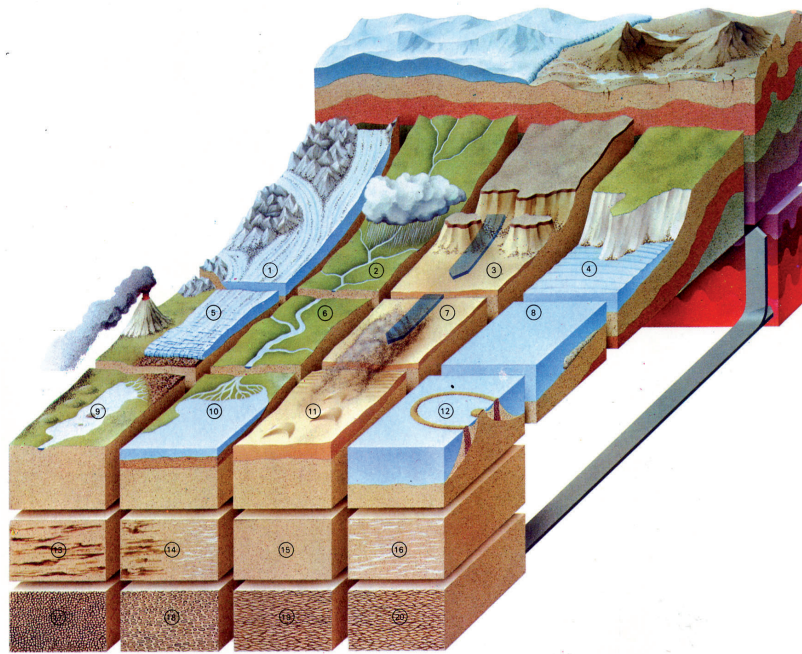


Fig. 37
Cuatro casos de formación de suelos (Fuente: F. Wallis, 1980).

- La **cementación**. El agua deposita sales que llenan los poros y convierten los sedimentos sueltos en roca. De este modo, la arena se convierte en gres.
- La **carbonatación** de las arcillas (en catalán, tortorà).
- La **consolidación**. El peso propio expulsa el agua intersticial, la densidad aumenta y el sedimento se convierte en arcillita compacta.
- El **tiempo**. Mejora el suelo porque aumenta la densidad y las posibilidades de cementación o carbonatación.
- La **metamorfosis**. La presión recrystaliza los minerales formando una masa continua sin intersticios. Es el caso de los mármoles.

En el esquema de la figura 37 y en la tabla 12 se observan cuatro casos de formación de los suelos de cimentación a partir de las heladas, la lluvia, la meteorización, el viento y el mar, y en las figuras 38 y 39 se presentan dos ejemplos.

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
Erosión	Heladas	Meteorización Lluvia	Viento	Olas
Transporte	Glaciar	Río	Viento	Corrientes
Depósito	Lagos	Deltas	Desiertos	Corrientes
Litificación	Compactación Cimentación (arcillitas)	Cimentación (gres, pizarras, arcillosas)	Cimentación Recrystalización (gres)	Cimentación Recrystalización (calizas)

Tabla 12
Formación de suelos.



Fig. 38
Estrato del Cuaternario sobre margas en Vic, Osona.



Fig. 39
Relleno antrópico en Marratxí, en Mallorca.





1.3.2. Composición y estructura

Los suelos se componen básicamente de partículas sólidas, aire y agua. En la tabla 13 y en la figura 40, se comparan los suelos granulares con los suelos coherentes.

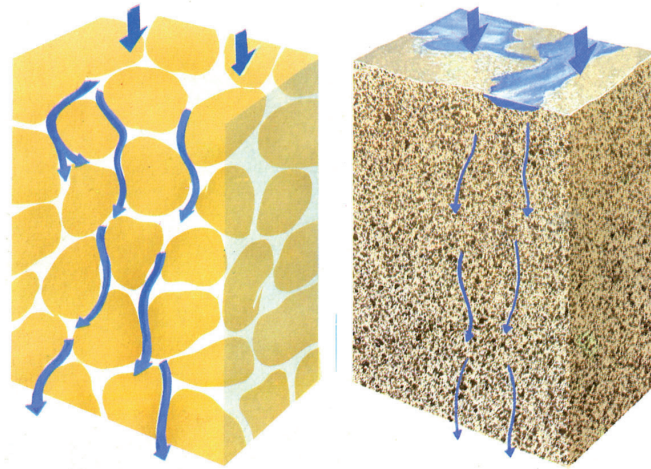


Fig. 40
En un suelo arenoso (a la izquierda), el agua se escurre fácilmente. En cambio, en un suelo arcilloso (a la derecha), le cuesta más (Fuente: T. Jennings, 1989).

Tipo de suelo	Granular	Coherente
Tamaño del grano	grano grueso	grano fino
Tipo	gravas, arenas	limos, arcillas
Permeabilidad	permeables	impermeables
Propiedades	rozamiento	cohesión
	densidad	plasticidad
Asentamientos	asientos rápidos	asientos lentos
Compresibilidad	menos compresibles	más compresibles
Tacto	se notan al tacto	no se notan al tacto
Forma de los granos	los granos son redondeados	los granos son laminares

Tabla 13
Suelos granulares y coherentes. Comparación.

1.3.3. Los suelos granulares

Según el DB-SE-C del CTE, para que un suelo sea granular la proporción en peso del contenido de gravas y arenas debe ser $\geq 65 \%$, y más del 50 % de las partículas se han de poder distinguir a simple vista (0,1/0,2 mm, aproximadamente), como muestra la tabla 14 de granulometría (obsérvese que, para el hormigón, la arena empieza a los 4 mm).

Para clasificar los suelos granulares, se determina la granulometría de una muestra, cribandola con una serie de tamices normalizados (v. figs. 41 y 42). El porcentaje de la muestra que queda retenido en cada uno de los tamices se representa en una curva normalizada (UNE 103 101), que es la curva granulométrica, y sirve para clasificar el terreno.



Fig. 41
Los tamices normalizados para identificar los suelos granulares.



Fig. 42
Ensayo de granulometría.
En la parte superior, se coloca el tamiz más grueso, de modo que los granos van quedando retenidos en función de su diámetro.





Tabla 16
Granulometría de arena con
indicios de limo y arcilla.

UNE 103 101	5,0	2,5	1,26	0,63	0,32	0,16	0,08
% que pasa	100	100	96	77	54	29	9

Tabla 17
Estimación de la compac-
cidad de la arena a
partir de la *N* de l'SPT.

Compacidad	Muy floja	Floja	Media	Densa	Muy densa
N del SPT	< 4	4 a 10	11 a 30	31 a 50	> 50

Además de la granulometría, la compacidad de las arenas también se puede clasificar a partir de la *N* del SPT, tal como se indica en la tabla 17. Por ejemplo, si $N_{SPT} = 5$, la compacidad de la arena es floja.

Si hay mezcla de arenas, limos y arcillas, también se puede recurrir al triángulo de Feret, que está zonificado (v. fig. 44). Obsérvese que las arenas (zonas *e*, *g* y *h*) ocupan mucho menos de la mitad del triángulo y que los finos invaden más de la mitad. La razón es que los finos proporcionan sus propiedades (plasticidad y cohesión) con poca cantidad, mientras que las arenas solo se comportan como tales (sin plasticidad ni cohesión) cuando son casi limpias.

Recuérdese que, en la definición de suelo granular, se ha requerido un mínimo del 65 % de arenas y gravas (en vez del 50 %).

La tabla 18 proporciona el valor orientativo de la presión admisible de los suelos granulares (ancho del cimiento $B \geq 1$ m y nivel freático a más de 1 m por debajo del plano de contacto de la cimentación).

Fig. 44
Triángulo de Feret: a) arcillas; b) limos arenosos; c) arcillas limosas; d) arcillas arenosas; e) arenas arcillosas; f) limos arcillosos; g) arenas; h) arenas limosas; i) limos arenosos; j) limos. En el ejemplo M: 15 % de arena, 60 % de limo y 25 % de arcilla → f) limo arcilloso (Fuente: F. Mañá, 1975).

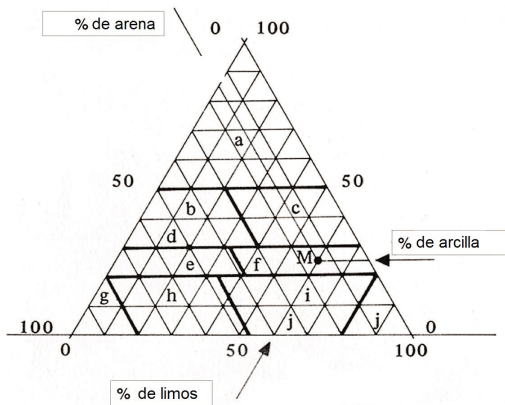


Tabla 18
Presión admisible orientativa
de los suelos granulares.
(1 MPa = 10,2 kp / cm²).

Tipo de suelo granular	Presión admisible (MPa)
Gravas y mezclas de arena y grava, muy densas	> 0,6
Gravas y mezclas de grava y arena, de medianamente densas a densas	0,2 a 0,6
Gravas y mezclas de arena y grava, sueltas	< 0,2
Arena muy densa	> 0,3
Arena medianamente densa	0,1 a 0,3
Arena suelta	< 0,1



1.3.4. Los suelos finos o coherentes

Se consideran suelos finos o coherentes los que tienen una proporción en peso de partículas inferiores a 0,06 mm superior al 35 % y en que más del 50 % de las partículas no se pueden distinguir a simple vista (0,1 mm, aproximadamente). La tabla 19 indica la granulometría de los suelos coherentes.

En la denominación principal de los suelos finos, se diferencia entre:

- **Arcilla:** fracción del suelo con partículas de tamaño inferior a 0,002 mm. Se pueden determinar los límites plástico y líquido.
- **Limo:** fracción del suelo con partículas de tamaño superior a 0,002 mm, que pasan por el tamiz UNE 0,06. Son suelos intermedios entre las arcillas y las arenas. Si se pueden determinar los límites plástico y líquido, se comportan como las arcillas. Si no puede determinarse la plasticidad, se comportan como arenas. Son partículas equidimensionales (polvo de roca) que no tienen forma laminar. Son menos plásticos que las arcillas y más vulnerables a los cambios de humedad. El grano de limo no se nota al tacto manual, pero se percibe con la lengua.

Si hay mezcla de gravas, arenas, limos y arcillas, la denominación principal de los suelos coherentes es la mencionada y, además, tienen un nombre secundario en función de los porcentajes de arena y grava que se indican en la tabla 20. Por ejemplo, *limo arenoso* significa que se trata de limo con un mínimo del 35 % de arena (y un máximo del 65 %). Obsérvese que la arena y la grava no se mencionan si hay menos del 35 %. En la denominación matizada de los suelos granulares, los finos aparecen a partir del 1 %.

La tabla 21 proporciona un valor orientativo de la presión admisible en las arcillas y los limos.

Granulometría de los suelos finos			
Limos			Arcillas
Gruesos	Medios	Finos	
0,020 – 0,060 mm	0,006 – 0,020 mm	0,002 – 0,006 mm	< 0,002 mm

Tabla 19
Granulometría de los suelos finos.

Denominación matizada (porcentaje de finos >35 %)		% de arenas y gravas
Nombre principal	Arcilla o limo	> 35
Nombre secundario	Arenosa / so o con grava	35 – 65

Tabla 20
Denominación matizada de los suelos coherentes.

Suelo	Arcillas duras	Arcillas muy firmes	Arcillas firmes	Arcillas y limos blandos	Arcillas y limos muy blandos
Presión admisible (MPa)	0,3 a 0,6	0,15 a 0,3	0,075 a 0,15	< 0,075	No aptos

Tabla 21
Presión admisible orientativa de las arcillas y los limos.



La propiedad característica de los suelos coherentes es la plasticidad, que se define con los límites de Atterberg o de plasticidad. Estos límites son las humedades que delimitan los estados. En estado semisólido (poco húmedo), el suelo no es plástico. Para entrar en la fase plástica (moldeable), requiere un mínimo de humedad, que es el *límite plástico*, W_p . Pero si tiene mucha humedad, deja de ser plástico y pasa a fluir como un líquido. La humedad máxima que mantiene el estado plástico del suelo es el *límite líquido*, W_L . Si la humedad es inferior al límite plástico, el suelo no es plástico, pero si la humedad es superior al límite líquido, el suelo fluye y el edificio que se apoya en él pasa a flotar como un barco. Robert L'Hermite (1971) lo representa en la figura 45.

Fig. 45

A la izquierda, el suelo, con mucha agua, se presenta en forma líquida. Los pies se hunden en el barro. En el centro, el suelo no tiene tanta agua: la suficiente para ser plástico; los pies no se hunden pero quedan las huellas. A la derecha, en estado sólido, tiene poca agua. Los pies no se hunden ni quedan las huellas (Fuente: R. L'Hermite, 1971).



Fig. 46

Extracción del material que llega al laboratorio en el tomamuestras.



Fig. 47

Preparación de las muestras para determinar los límites.





Fig. 48 Bastoncillo de 3 mm de diámetro que se forma para determinar el límite plástico.

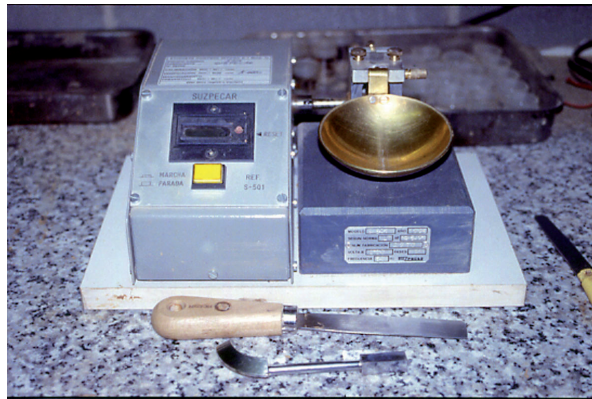


Fig. 49 Aparato de Casagrande.

Para determinar el límite plástico, W_p , se mide la humedad de un bastoncillo de 3 mm de diámetro, que se pueda levantar 1 o 2 cm, cogiéndolo por la mitad sin que se haga una fisura (v. figs. 46 a 48).

El límite líquido, W_ℓ , se determina con el aparato de Casagrande. Consiste en colocar la muestra en un platillo metálico normalizado y marcar una ranura, que se ha de cerrar 1 cm al picar 25 veces el platillo sobre la mesa (v. figs. 49 y 50).

Suelo	Límite líquido (w_ℓ)	Límite plástico (w_p)	Índice de plasticidad (I_p)
Arena	10 a 25	no tiene	no tiene
Limo	20 a 35	10 a 30	5 a 15
Arcilla	40 a 150	15 a 50	20 a 100
Coloides	> 150	> 50	> 100

Tabla 22 Clasificación de los suelos a partir de los límites.

La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico es el *índice de plasticidad*, I_p , que mide el rango de valores de la humedad ($W_\ell - W_p$) que mantiene el suelo plástico (v. fig. 51). Si es alto, indica que variaciones importantes de humedad no implican cambio de estado para que el suelo se mantenga plástico. A partir de los límites, se pueden clasificar los suelos finos, tal como se indica en la tabla 22 y en la figura 52.

Ejemplo de clasificación con el ábaco de Casagrande a partir de los límites líquido 34 y plástico 16.

Se calcula el índice de plasticidad $I_p = 34 - 16 = 18$. Desde $W_\ell = 34$ en el eje de las abscisas y $I_p = 18$ en el de las ordenadas, se va a parar al punto P, que está en el área b de arcillas inorgánicas de plasticidad media.



Fig. 50
Aparato de Casagrande,
tal como lo describe la
norma UNE 103-103-94.

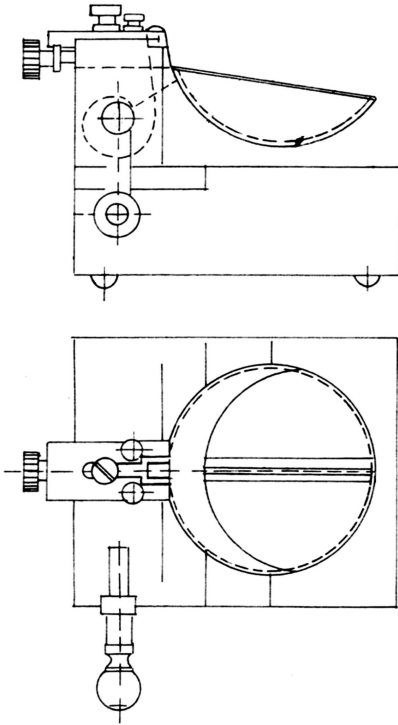


Fig. 51
Interpretación de los límites.
La humedad se incrementa
de izquierda a derecha.

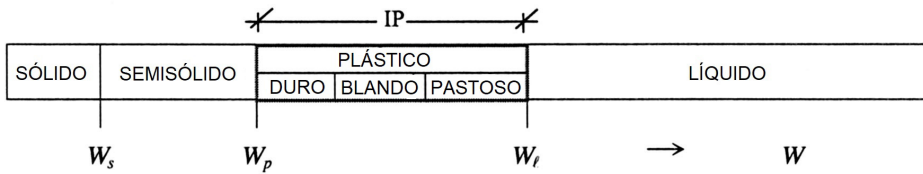
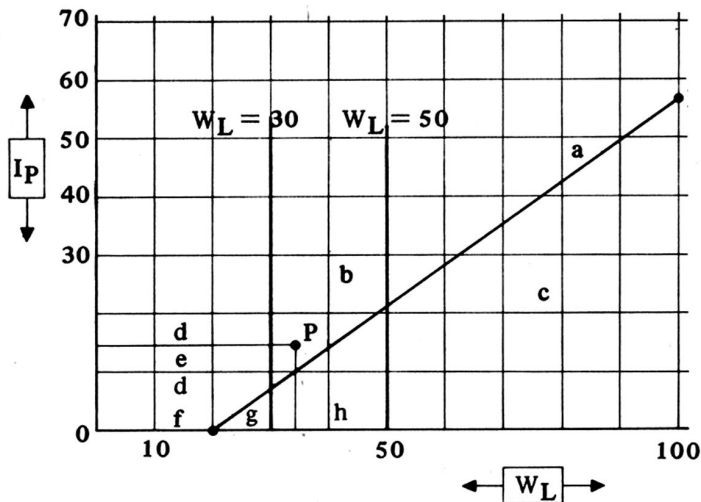


Fig. 52
Ábaco de Casagrande
para clasificar los suelos
coherentes o finos. La
ecuación de la recta es $I_p = 0,73 \cdot (W_L - 20)$. a) Arcillas
inorgánicas muy plásticas. b) Arcillas inorgánicas de
plasticidad media. c) Arcillas
orgánicas muy compresibles, limos minerales de
alta compresibilidad. d) Arenas arcillosas. e) Arenas
limosas muy finas. f) Arcillas
limosas. g) Limos minerales
de compresibilidad débil. h) Limos y arcillas de compresibilidad media orgánica o no. (Fuente: F. Mañá, 1975).





Consistencia de las arcillas	Muy blanda	Blanda	Media	Firme	Muy firme	Dura
q_u (kPa)	0 – 25	25 – 50	50 – 100	100 – 200	200 – 400	> 400

Tabla 23
Estimación de la consistencia de las arcillas a partir de la resistencia a la compresión simple.

Además de la plasticidad, también se puede clasificar la consistencia de las arcillas a partir de resistencia a la compresión simple q_u , tal como se indica en la tabla 23. Por ejemplo, la consistencia de una arcilla que resiste 0,3 kp/cm² a la compresión simple es blanda, porque 0,3 kp/cm² = 30 kPa, y la tabla 23 indica que 30 kPa corresponden a la consistencia blanda.

1.3.5. Los suelos deficientes

Los suelos deficientes, eso es, no son aptos para cimentar, pueden ser:

- Suelos orgánicos: con una proporción considerable (> 50 %) de materia orgánica
- Rellenos naturales sin consolidar
- Rellenos artificiales y vertederos
- Barros inorgánicos: limos inorgánicos y arcilla con mucha agua. No se pueden formar cilindros que resistan el propio peso

1.3.6. Identificación de los suelos

Los sistemas de identificación de los suelos son:

1. **Inspección visual**, directa a pie de obra
2. **Granulometría** (v. apartado 1.3.3)
3. **Plasticidad**, límites de Atterberg (v. apartado 1.3.4)
4. **Clasificación unificada**
5. **Análisis químicos**, como en los casos siguientes: las turbas (suelos con > 50 % de materia orgánica), las margas (entre un 40 y un 75 % de carbonato de cal; con poco carbonato, se comportan como arcilla) y los suelos agresivos (incluida el agua del subsuelo).

Examen visual	Apretarla con las manos y luego dejarla		Modelar un cilindro con la muestra húmeda	Clasificación
	Está seca	Está húmeda		
Tiene un aspecto granuloso. Se desmorona fácilmente en estado seco	No se puede modelar. Cuando se abre la mano, se deshace	Se puede modelar, pero se desmorona cuando la tocamos con los dedos	No forma un cilindro	Arena
Tiene más de un 80% de partículas limosas. En seco puede tener aspecto granuloso, se reduce fácilmente a un polvo suave	Se moldea y se puede manipular sin que se desmorone	Se moldea y se puede manipular	Forma un cilindro de aspecto suave y quebrado	Limo
Textura fina, se divide en terrones muy duros cuando está seca. Se identifica por su cohesión en estado húmedo	Se moldea y se puede manipular sin precauciones	Se moldea y se puede manipular sin precauciones	Forma cilindros largos, delgados y flexibles	Arcilla

Tabla 24
Protocolo de inspección visual organoléptica.



- a) Protocolo de **inspección visual** con experiencia. En la tabla 24, es posible distinguir la arena, el limo, la arcilla y los suelos mixtos con: *i)* examen visual; *ii)* presionando el suelo con las manos; *iii)* formando un cilindro.
- b) **Clasificación unificada.** En esta clasificación, se forman 14 etiquetas a partir de la combinación de dos iniciales, que son las siguientes:

G. Grava	O. Orgánicos
S. Arena	W. Granulometría continua
M. Suelos finos no plásticos o poco plásticos. Limos	P. Granulometría discontinua
C. Suelos finos plásticos. Arcillas	L. Límite líquido bajo
Pt. Turbas, humus o suelos pantanosos	H. Límite líquido alto

Tabla 25
Clasificación unificada
de suelos.

Grupos	Descripción	Propiedades		
		Permeabilidad	Resistencia al corte	Compresibilidad
GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos	Permeable	Muy buena	Despreciable
GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos	Muy permeable	Buena	Despreciable
GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo	Semipermeable a impermeable	Buena	Despreciable
GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla	Impermeable	Buena regular	Muy baja
SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con pocos finos o sin ellos	Permeable	Muy buena	Despreciable
SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con pocos finos o sin ellos	Permeable	Buena	Muy baja
SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas	Semipermeable a impermeable	Buena	Baja
SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas de arenas y arcillas	Impermeable	Buena regular	Baja
ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad	Semipermeable a impermeable	Regular	Media
CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras	Impermeable	Regular	Media
OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	Semipermeable a impermeable	Deficiente	Media
MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos, hasta micáceos o con diatomeas, limos plásticos	Semipermeable a impermeable	Regular a deficiente	Elevada
CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas	Impermeable	Deficiente	Elevada
OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta	Impermeable	Deficiente	Elevada
Pt	Turba o terrenos altamente orgánicos	Inutilizables		



Como se observa en la tabla 25, la clasificación unificada proporciona:

1. Una descripción según el significado de las iniciales.
2. Una idea de la permeabilidad, que oscila entre «muy permeable» e «impermeable». Todos los suelos **G** (gravas) son permeables. Los **S** (arenas) también lo son, si no están contaminadas. La **C** (arcilla) implica impermeabilidad.
3. Una idea de la resistencia, que oscila entre «deficiente» y «muy buena». Aumenta con el tamaño del grano y disminuye al aumentar W_L .
4. Una idea de la compresibilidad, que oscila entre «elevada» y «despreciable». Va aumentando a medida que disminuye el tamaño del grano y aumenta W_L .

La equivalencia entre la clasificación unificada y la de Casagrande se presenta en la figura 53.

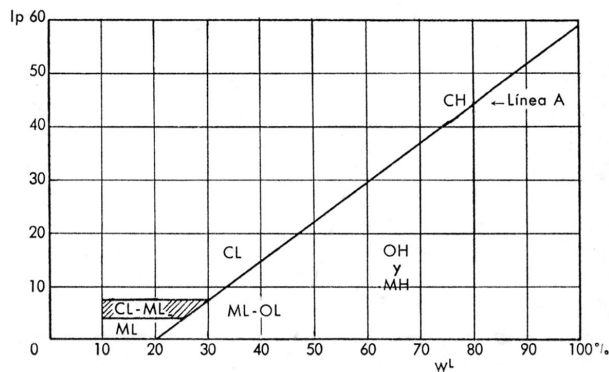


Fig. 53
Ábaco de Casagrande con la clasificación unificada.
Linea A = $0,73 \cdot (W_L - 20)$.

La EHE 08 (BOE, 2008) define el tipo de ambiente que afecta los elementos estructurales, en este caso los cimientos, con la combinación de la clase general de exposición (que afecta la corrosión de las armaduras) y la clase específica de exposición relacionada con otros procesos de deterioro del hormigón diferentes de la corrosión de las armaduras.

Un elemento de cimentación está sometido a un ambiente, definido por la combinación de ambas clases de exposición: una general y otra (u otras) específica(s), que está(n) cuantificada(s) (v. tablas 8.2.2, 8.2.3.a y 8.2.3.b de la EHE 08, disponibles en el sitio web del Ministerio de Transporte, Movilidad y Agenda Urbana: <http://www.fomento.gob.es/NR/rdonlyres/B1C64BAE-8C01-422C-A0BC-098B76F07B99/37456/CAPITULOII-borde.pdf>). La tabla 26 recoge algunos ejemplos.

Caso	Descripción	Clase general	Clase específica	Tipo de ambiente
A	Zapatatas por encima del N.F. El suelo no presenta agresividad.	IIa (normal, humedad elevada)	No tiene	IIa
B	Pilote que no atraviesa N.F. El suelo no presenta agresividad específica.	IIa (normal, humedad elevada)	No tiene	IIa
C	Pilón que atraviesa agua de mar.	IIIb (marina sumergida)	Qb (agresividad química media)	IIIb + Qb
D	Pantalla que no atraviesa N.F. El suelo es muy agresivo por la presencia de sulfatos.	IIa (normal, humedad elevada)	Qc (agresividad química fuerte)	IIa + Qc

Tabla 26
Clasificación unificada de suelos.



1.3.7. Valores del suelo

De volumen: porosidad, índice de poros, compacidad, cinco densidades, humedad natural, humedad máxima, grado de saturación, índice de densidad, densidad relativa e índice de consistencia.

Mecánicos: ángulo de rozamiento, cohesión, módulo de deformación y resistencia a la compresión simple.

Humedad (w)

La **humedad** es un porcentaje que no tiene unidades y responde a la ecuación siguiente. Obsérvese que un valor w del 100 % no significa necesariamente que la muestra esté saturada.

$$w = \frac{\text{Peso del agua}}{\text{Peso del sólido}} \cdot 100$$

Fig. 54
Pesada de la muestra.



Fig. 55
Horno de secado
de la muestra.



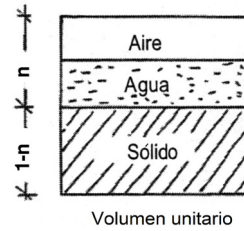


La humedad es fácil de medir. Basta con pesar la muestra, secarla y volverla a pesar (v. figs. 54 y 55). Por ejemplo, en un recipiente se pesa una muestra húmeda de suelo y se obtiene un peso de 346,38 g. Se seca la muestra dentro del recipiente y se vuelve a pesar, y se obtienen 318,40 g. Sabiendo que el recipiente pesa 203,03 g, se puede calcular la humedad. El peso del agua es $346,38 - 318,40 = 27,98$ g y el peso del sólido es $318,40 - 203,03 = 115,37$ g. Por tanto, la humedad vale:

$$w = \frac{27,98}{115,37} \cdot 100 = 24,3 \%$$

La porosidad (n) es la fracción del volumen total ocupada por los poros, que pueden estar llenos de aire y/o de agua \rightarrow volumen de poros = volumen de aire + volumen de agua (v. fig. 56). En una muestra de volumen unitario, si el volumen de los poros es n , la porosidad es:

$$\frac{n}{1} = n = \frac{\text{volumen (aire + agua)}}{\text{volumen total}}$$



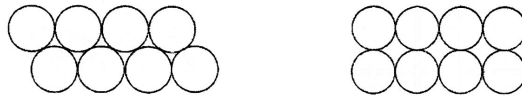
El índice de poros (e) es la relación entre el volumen ocupado por los poros y el de la fracción sólida:

$$e = \frac{\text{volumen (aire + agua)}}{\text{volumen del sólido}}$$

Relación entre la porosidad y el índice de poros. Como el volumen de poros en la muestra unitaria es n , el volumen de la fracción sólida es $1 - n$. Por tanto, aplicando la definición del índice de poros:

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad \text{y también:} \quad n = \frac{e}{1 + e}$$

El índice de poros puede oscilar entre 0,35 (valor que corresponde a la densidad máxima) y 0,91 (valor que corresponde a la densidad mínima) (v. fig. 57).

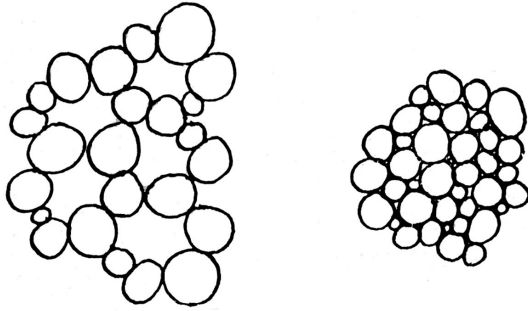


La compactad es la fracción del volumen total ocupada por las partículas:

$$\sigma = \frac{\text{volumen del sólido}}{\text{volumen total}}$$

La relación entre la compactad y la porosidad es la siguiente (v. fig. 58):

$$\sigma = \frac{1 - n}{1}; \quad n = 1 - \sigma$$



Las cinco densidades del suelo

Densidad de las partículas γ_s : es la mayor de todas las densidades.

$$\gamma_s = \frac{\text{peso del sólido}}{\text{volumen del sólido}}$$

Valores orientativos: turba: 1,1 T/m³, arcilla: de 2,5 a 2,9 T/m³, arena: 2,65 T/m³.

Densidad aparente o densidad γ : es menor que γ_s porque incluye los poros. Varía entre γ_d y γ_{sat}

$$\gamma = \frac{\text{peso total}}{\text{volumen total}}$$

Densidad seca γ_d : es la menor de las densidades aparentes posibles. Todos los poros están llenos de aire. No hay agua. El suelo está seco.

$$\gamma_d = \frac{\text{peso del sólido}}{\text{volumen total}}$$

Densidad saturada γ_{sat} : es la mayor de las densidades aparentes posibles. Todos los poros están llenos de agua. No hay aire. El suelo está saturado.

$$\gamma_{sat} = \frac{\text{peso sólido} + \text{peso agua}}{\text{volumen total}}$$

Ejemplo de cálculo de la densidad aparente

Una muestra de suelo húmedo pesa 300,44 g. La misma muestra parafinada sumergida pesa 163,88 g. El volumen total de la muestra es igual al volumen de agua desplazada al sumergir la muestra, que equivale al peso de esta agua desplazada: 300,44 – 163,88 = 136,56 cm³.

Densidad aparente:

$$\gamma = \frac{300,44}{136,56} = 2,20 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$$



La **humedad máxima** $w_{m\acute{a}x}$ es la del suelo saturado, que tiene todos los poros llenos de agua. El peso del agua es el volumen de los poros ($n \cdot$ volumen total) por la densidad del agua γ_w . El peso del s\u00f3lido es la densidad aparente γ_d por el volumen total. O sea:

$$w_{m\acute{a}x} = \frac{n \cdot \text{volumen total} \cdot \gamma_w}{\gamma_d \cdot \text{volumen total}} \cdot 100 = \frac{n \cdot \gamma_w}{\gamma_d} \cdot 100$$

La porosidad n condiciona la *humedad m\u00e1xima* posible $w_{m\acute{a}x}$, que es la que llena todos los poros, y se corresponde con la densidad saturada γ_{sat} .

El **grado de saturaci\u00f3n** es el porcentaje de poros llenos de agua.

Si la muestra est\u00e1 saturada, **todos** los poros est\u00e1n llenos de agua:

1. el volumen de agua es $n \cdot$ volumen total
2. el grado de saturaci\u00f3n G es del 100 %
3. la densidad es la densidad saturada γ_{sat}
4. la humedad es la m\u00e1xima, o sea, $w_{m\acute{a}x}$

Si la muestra est\u00e1 seca (volumen de agua = 0):

1. el grado de saturaci\u00f3n G ser\u00eda el 0 %
2. la densidad ser\u00eda la densidad seca γ_d
3. la humedad w ser\u00eda 0

El grado de saturaci\u00f3n se puede calcular a partir de la humedad w , la densidad seca γ_d y la porosidad n :

$$w = \frac{\text{peso agua}}{\text{peso s\u00f3lido}} \cdot 100 \Rightarrow \text{peso agua} = \frac{w \cdot \text{peso s\u00f3lido}}{100}$$

$$\gamma_w = \frac{\text{peso agua}}{\text{volumen agua}} \Rightarrow \text{volumen agua} = \frac{\text{peso agua}}{\gamma_w} = \frac{w \cdot \text{peso s\u00f3lido}}{100 \cdot \gamma_w}$$

$$\gamma_d = \frac{\text{peso s\u00f3lido}}{\text{volumen total}} \Rightarrow \text{peso s\u00f3lido} = \gamma_d \cdot \text{volumen total}$$

$$\text{volumen agua} = \frac{w \cdot \gamma_d \cdot \text{volumen total}}{100 \cdot \gamma_w}$$

$$n = \frac{\text{volumen poros}}{\text{volumen total}} \Rightarrow \text{vol. poros} = n \cdot \text{vol. total}$$

$$G = \frac{\text{volumen agua}}{\text{volumen poros}} \cdot 100 = \frac{w \cdot \gamma_d \cdot \text{volumen total}}{100 \cdot \gamma_w \cdot n \cdot \text{volumen poros}} \cdot 100 = \frac{w \cdot \gamma_d}{\gamma_w \cdot n}$$

Ejemplo: $w = 8 \%$; $\gamma_d = 17,6 \text{ kN/m}^3$; $n = 0,34$:



$$G = \frac{8 \cdot 17,6}{10 \cdot 0,34} = 41,41 \%$$

La densidad sumergida γ_d : Cuando el suelo está sumergido (bajo el nivel freático), todos los poros están llenos de agua y, además, hay que descontar del peso propio el peso del agua que ocuparía su lugar (que es el empuje de *Arquímedes*, el cual actúa hacia arriba sobre un objeto sumergido).

Por tanto, $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

γ_{sat} es la densidad del suelo saturado sobre el nivel freático porque no actúa el empuje de Arquímedes (no flota).

γ' es la densidad del suelo debajo del nivel freático, porque está saturado y actúa el empuje de Arquímedes (flota).

Ejemplo: 100 cm³ de madera (densidad: 600 kp/m³) flotan sobre el agua (densidad: 1.000 kp/m³). ¿Qué parte del volumen emerge?

El taco de madera pesa: 100 cm³ · 0,6 g/cm³ = 60 g

Para poder flotar, la parte sumergida del taco debe desplazarse 60 g de agua, es decir, 60 cm³.

Por tanto, el volumen que emerge es 100 – 60 = 40 cm³

Observación: Como la densidad sumergida es inferior a la saturada, cuando el suelo se inunda pesa menos. Esto significa que, si el nivel freático baja, la densidad del suelo aumenta y pasa de sumergida a saturada: $\gamma_{sat} = \gamma' + \gamma_w$. Por tanto, rebajar el nivel freático activa la consolidación. ¡Cuidado con el bombeo de agua freática entre medianeras!

Índice de densidad (I_D): El *índice de densidad* de los suelos granulares define la proporción de índice de poros que falta para llegar al índice de poros máximo (o sea, a la densidad mínima):

$$I_D = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} ; \quad e = \frac{\text{volumen (aire + agua)}}{\text{volumen del s\acute{o}lido}}$$

En la tabla 27, se indica la relación existente entre el índice de poros y, el índice de densidad y la densidad. La densidad es mínima cuando el índice de densidad es mínimo ($I_D = 0$) y el índice de poros es máximo ($e_{m\acute{a}x}$). En cambio, la densidad es máxima cuando el índice de densidad es máximo ($I_D = 1$) y el índice de poros es mínimo ($e_{m\acute{i}n}$).

Tabla 27
Relación entre índice de poros, índice de densidad y densidad.

e	ID	densidad
$e_{m\acute{a}x}$	0	mínima
$e_{m\acute{i}n}$	1	máxima



La densidad relativa $C_r = 100 \cdot I_D$ es característica de las arenas (v. tabla 28). Las arenas más densas $65 \leq C_r \leq 100$ aguantan más y tienen más rozamiento $\phi = 45^\circ$. Las arenas menos densas $15 \leq C_r \leq 35$ aguantan menos y tienen menos rozamiento: $26^\circ \leq \phi \leq 32^\circ$.

Cr	Estado de la arena
0 a 15	Muy floja o muy poco densa
15 a 35	Floja o poco densa
35 a 65	Medianamente densa
65 a 85	Densa
85 a 100	Muy densa

Tabla 28
Densidad relativa y estado de la arena.

El índice de consistencia en estado plástico de los suelos coherentes I_c mide cuánto falta para llegar a w_ℓ comparando w , w_ℓ y w_p : $I_c = (w_\ell - w) / I_p$. La tabla 29 presenta la relación existente entre la humedad, el índice de consistencia y la calificación de la consistencia de los suelos coherentes. Si la humedad w es igual al límite líquido w_ℓ , el índice de consistencia es nulo y la consistencia es líquida. Si la humedad w es igual al límite plástico w_p , el índice de consistencia es 1 y el suelo se considera consistente semisólido. Si la humedad w es inferior al límite plástico w_p , el índice de consistencia es superior a la unidad y el suelo se considera muy consistente.

w	I_c	Calificación
w_t	0	fluida (líquida)
	$0 < I_c \leq 0,5$	pastosa
	$0,5 < I_c \leq 0,75$	blanda
	$0,75 < I_c < 1$	firme
w_p	1	consistente (semisólida)
$< w_p$	> 1	muy consistente

Tabla 29
Calificación de la consistencia a partir del índice de consistencia.

1.3.8. Prontuario de relaciones entre valores del suelo

Calcular el índice de poros e a partir de la compacidad σ :

$$e = \frac{1 - \sigma}{\sigma}$$

Como $n = 1 - \sigma$, en la expresión del índice de poros e se sustituye la porosidad n en función de la compacidad σ :

$$e = \frac{n}{1 - n} = \frac{1 - \sigma}{1 - (1 - \sigma)} = \frac{1 - \sigma}{\sigma}$$

Calcular la compacidad σ a partir del índice de poros e :



$$\sigma = \frac{1}{1+e}$$

En la expresión de la compacidad σ , se sustituye la porosidad n en función del índice de poros e :

$$\sigma = 1 - n = 1 - \frac{e}{1+e} = \frac{1+e}{1+e} - \frac{e}{1+e} = \frac{1}{1+e}$$

Comprobar que la compacidad σ y la porosidad n suman 1:

$$\sigma + n = \frac{1}{1+e} + \frac{e}{1+e} = \frac{1+e}{1+e} = 1$$

Relacionar la densidad seca γ_d con la densidad de las partículas γ_s y la porosidad n :

$$\gamma_d = \gamma_s \cdot (1 - n)$$

$$\gamma_d = \frac{\text{peso del sólido}}{\text{volumen total}}; \quad \gamma_s = \frac{\text{peso del sólido}}{\text{volumen del sólido}}; \quad n = \frac{\text{vol. (aire + agua)}}{\text{volumen total}}$$

$$\gamma_d = \frac{\text{peso sólido}}{\text{volumen. sólido}} \cdot \frac{\text{volumen. sólido}}{\text{volumen total}} = \gamma_s \cdot \frac{\text{volumen. total} - \text{vol. (aire + agua)}}{\text{volumen total}}$$

$$\gamma_d = \gamma_s \cdot \left(1 - \frac{\text{vol. (aire + agua)}}{\text{volumen total}} \right) = \gamma_s \cdot (1 - n) \Rightarrow \gamma_d = \gamma_s \cdot (1 - n)$$

Relacionar la densidad seca γ_d con la densidad aparente γ y la humedad w :

$$\gamma = \gamma_d \cdot \left(1 + \frac{w}{100} \right); \quad \gamma = \frac{\text{peso total}}{\text{volumen total}}; \quad \gamma_d = \frac{\text{peso sólido}}{\text{volumen. total}}; \quad w = \frac{\text{Peso agua}}{\text{Peso sólido}} \cdot 100$$

$$\gamma = \frac{\text{peso sólido}}{\text{volumen. total}} + \frac{\text{peso agua}}{\text{volumen. total}} = \gamma_d + \frac{\text{peso agua}}{\text{volumen. total}} \cdot \frac{\text{peso sólido}}{\text{peso sólido}} \cdot \frac{100}{100}$$

$$\gamma = \gamma_d + \gamma_d \cdot \frac{w}{100} = \gamma_d \cdot \left(1 + \frac{w}{100} \right) \Rightarrow \gamma = \gamma_d \cdot \left(1 + \frac{w}{100} \right)$$

Relacionar la humedad w con la densidad aparente γ y la densidad seca γ_d :

$$w = \frac{\text{Peso agua}}{\text{Peso sólido}} \cdot 100; \quad \gamma = \frac{\text{peso total}}{\text{volumen total}}; \quad \gamma_d = \frac{\text{peso sólido}}{\text{volumen total}}$$

$$w = \frac{\text{peso agua} + \text{peso sólido} - \text{peso sólido}}{\text{peso sólido}} \cdot 100 =$$

$$= \left(\frac{\text{peso agua} + \text{peso sólido}}{\text{peso sólido}} - \frac{\text{peso sólido}}{\text{peso sólido}} \right) \cdot 100 = \left(\frac{\text{peso total}}{\text{peso sólido}} - 1 \right) \cdot 100 =$$

$$= \left(\frac{\text{peso total}}{\text{peso sólido}} \cdot \frac{\text{volumen total}}{\text{volumen. total}} - 1 \right) \cdot 100 = \left(\frac{\gamma}{\gamma_d} - 1 \right) \cdot 100 \Rightarrow w = \frac{\gamma - \gamma_d}{\gamma_d} \cdot 100$$



Un procedimiento general para deducir la relación entre variables del suelo es el siguiente:

1. Fijarse bien en las definiciones de las variables que se quieren relacionar.
2. Manipular la definición de la incógnita para que quede en función de los datos conocidos.

Relacionar el índice de poros e con la densidad de las partículas γ_s y la densidad seca γ_d :

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}; \quad e = \frac{\text{volumen de poros}}{\text{volumen sólido}}; \quad \gamma_s = \frac{\text{peso sólido}}{\text{volumen sólido}}; \quad \gamma_d = \frac{\text{peso sólido}}{\text{volumen total}}$$

Deducción: En las expresiones de γ_s e γ_d aparecen el peso del sólido, el volumen del sólido y el volumen total. Habrá que expresar e en función de estos valores:

$$e = \frac{\text{volumen de poros}}{\text{volumen sólido}} = \frac{\text{volumen total} - \text{volumen sólido}}{\text{volumen sólido}} = \frac{\frac{\text{peso sólido}}{\gamma_s} - \frac{\text{peso sólido}}{\gamma_d}}{\frac{\text{peso sólido}}{\gamma_s}}$$

$$e = \frac{\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s}}{\frac{1}{\gamma_s}} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} \Rightarrow e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}$$

Relacionar la densidad saturada γ_{sat} con la densidad seca γ_d y la porosidad n : $\gamma_{sat} = \gamma_d + n \cdot \gamma_w$

$$\gamma_{sat} = \frac{\text{peso sólido} + \text{peso agua}}{\text{volumen total}}; \quad \gamma_d = \frac{\text{peso sólido}}{\text{volumen total}}; \quad n = \frac{\text{vol. (aire + agua)}}{\text{volumen total}}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{\text{peso sólido}}{\text{volumen total}} + \frac{\text{peso agua}}{\text{volumen total}} = \gamma_d + \frac{\text{volumen agua} \cdot \gamma_w}{\text{volumen total}} = \gamma_d + n \cdot \gamma_w$$

Observación: γ_w es la densidad del agua = $10^{-3} \text{ kp/cm}^3 = 1 \text{ kp/}\ell = 10 \text{ kN/m}^3$

$$1 \frac{\text{kp}}{\ell} \cdot \frac{\ell}{\text{dm}^3} = 1 \frac{\text{kp}}{\text{dm}^3} \cdot \frac{\text{dm}^3}{1.000 \text{ cm}^3} = 10^{-3} \frac{\text{kp}}{\text{cm}^3} \cdot \frac{1 \text{ kN}}{100 \text{ kp}} \cdot \frac{10^6 \text{ cm}^3}{\text{m}^3} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

1.3.9. Valores mecánicos del suelo

Ángulo de rozamiento, φ : Mide la resistencia al deslizamiento. Es el ángulo de rozamiento entre partículas del suelo. Lo miden los ensayos de corte directo y triaxial.

Cohesión, c : es la atracción entre las partículas. La miden el escisómetro (molinillo o *vane test*), el ensayo de corte directo y el de compresión triaxial.

Módulo de deformación, E : relaciona la tensión con la deformación. Varía con el intervalo de presiones, ya que la relación tensión-deformación no es lineal. Lo miden el ensayo de carga con placa y el presiómetro.



Resistencia a la compresión simple, σ : es la resistencia a la carga vertical sin confinamiento lateral. La miden los ensayos de compresión simple y compresión triaxial.

1.4. Los suelos de Catalunya y de Barcelona

1.4.1. Los suelos de Catalunya

Historia

Las figuras 59 a 65, extraídas del *Atlas geològic de Catalunya*, resumen mucho la historia geológica de Catalunya. La Tierra tiene una antigüedad de unos $4.500 \cdot 10^6$ años. Hace $280 \cdot 10^6$ años, en el Pérmico, había un solo continente, Pangea (“toda la Tierra”), y un océano global, Panthalassa (“todos los mares”, v. fig. 59). Hace $220 \cdot 10^6$ años, en el Triásico, Pangea empieza a fragmentarse (v. fig. 60). A lo largo del Jurásico (del $200 \cdot 10^6$ al $145 \cdot 10^6$), la placa ibérica se separa y el océano de Tetis se conecta con el joven Atlántico, que divide las placas norteamericana y europea de la sudamericana y la africana (v. fig. 61). Al final de ese periodo, la placa ibérica se mantiene en gran parte sumergida bajo un mar poco profundo (v. fig. 62), pero al cabo de $80 \cdot 10^6$ años emerge casi toda ella, incluyendo Córcega, Cerdeña y las islas Baleares, y se inicia la colisión con la placa europea y se produce el levantamiento de los Pirineos (v. fig. 63), que acaban aislando la cuenca del Ebro (v. fig. 64). Hace $20 \cdot 10^6$ años, la colisión termina y el extremo oriental de la placa ibérica se fragmenta y forma Córcega, Cerdeña y las Islas Baleares, que derivan hacia el este. Las fosas formadas recientemente en la cadena costera quedan conectadas al mar (v. fig. 65). El resultado final (por ahora) está representado en la figura 66. En él, se observan tres elementos principales:

Fig. 59

Pangea, el continente único, hace $20 \cdot 10^6$ años, aproximadamente. *ib* indica la posición de la futura placa ibérica.

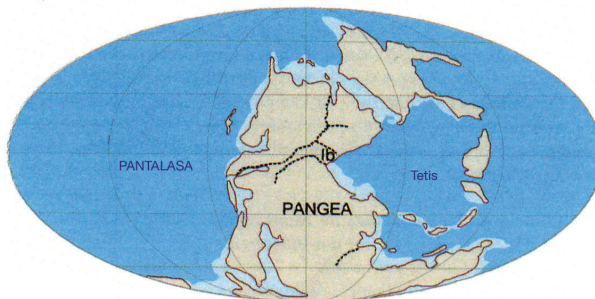
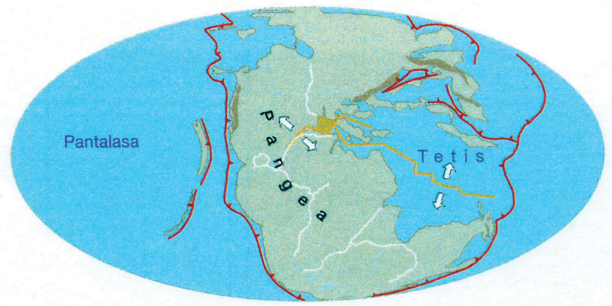


Fig. 60

El continente único se fragmenta (hace $220 \cdot 10^6$ años). Obsérvese la posición de la futura placa ibérica entre la placa europea, la americana y la africana.



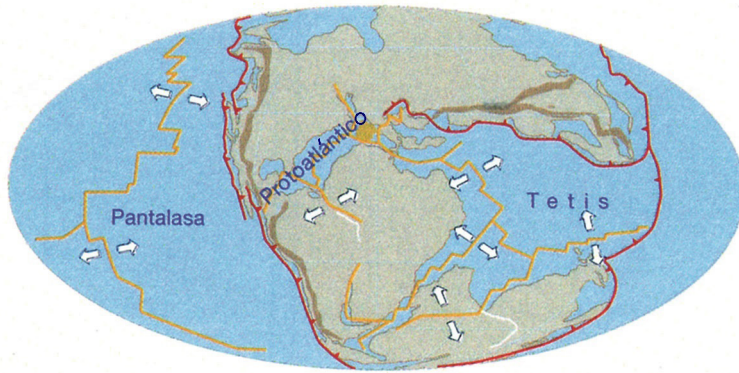


Fig. 61
Entre el 200·10⁶ y el 145·10⁶, la placa ibérica se separa.

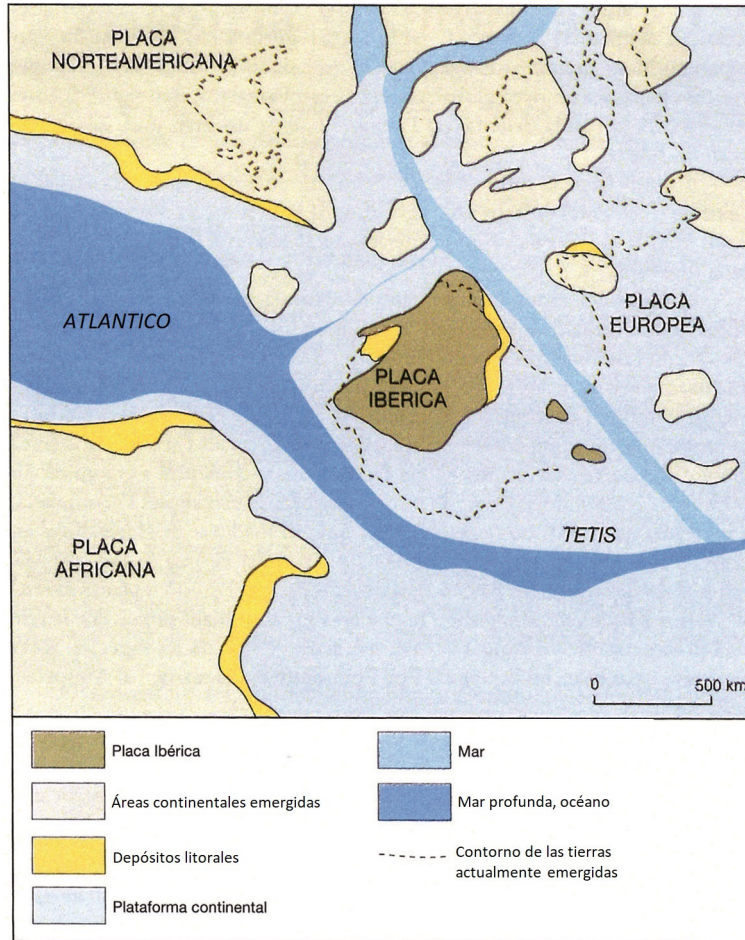


Fig. 62
La placa ibérica hace 145·10⁶ años.



Fig. 63
Hace 65·10⁶ años, la placa ibérica colisionó con la europea.

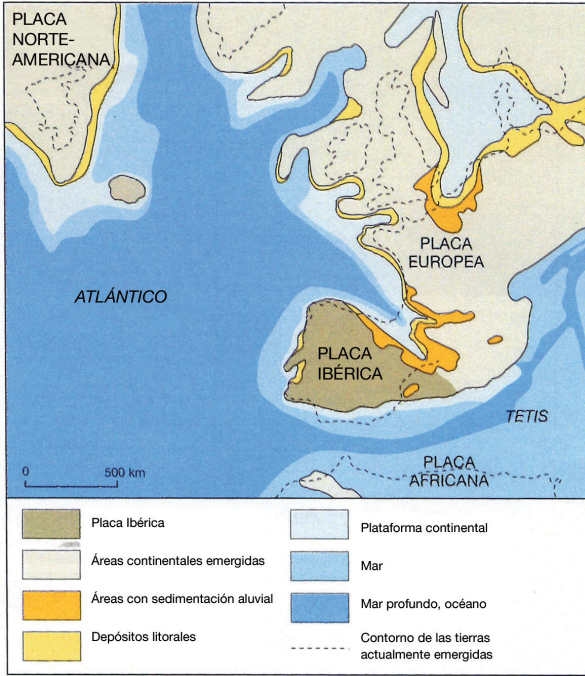
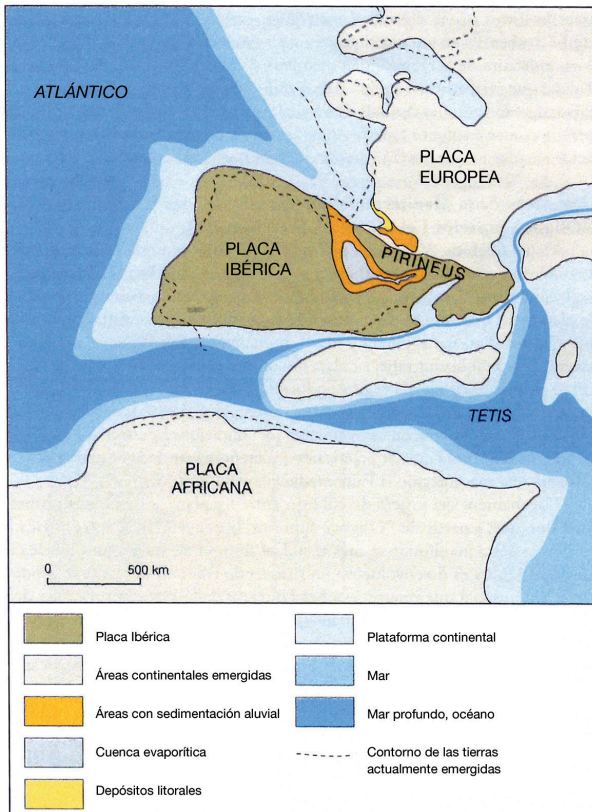


Fig. 64
Hace 37·10⁶ años, los Pirineos continuaban formándose: hicieron retroceder las aguas del océano Atlántico y la cuenca del Ebro quedó aislada y se fue desecando.



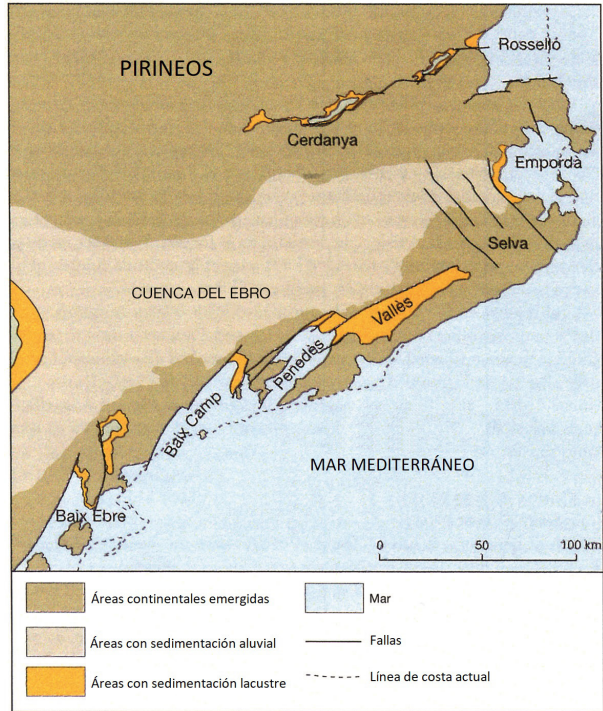


Fig. 65
Catalunya a finales del mioceno, hace 20 · 10⁶ años.

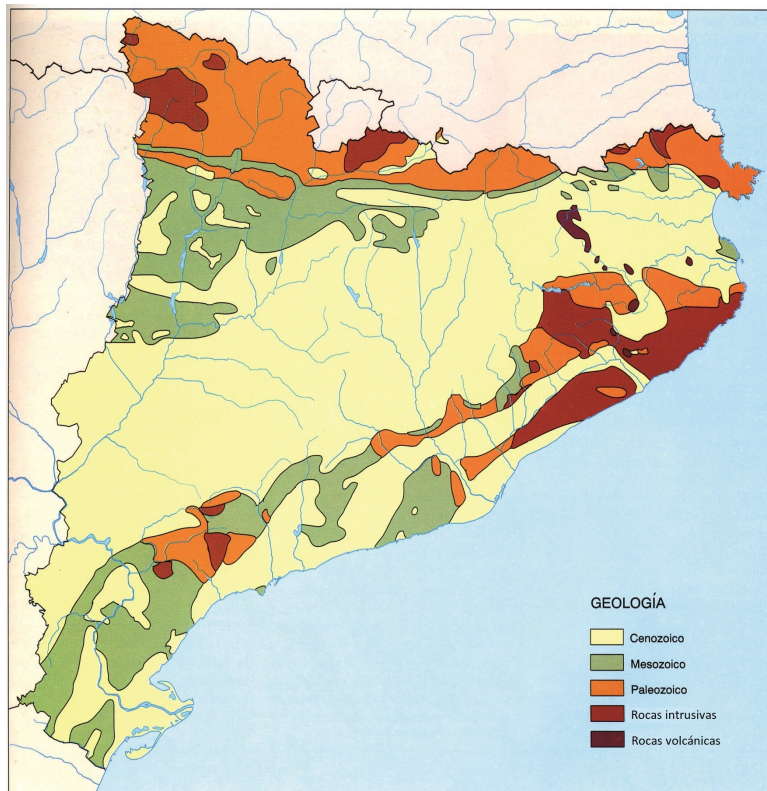


Fig. 66
Configuración geológica actual de Catalunya
(Fuente: J. Matas, 1992).

1. Los Pirineos: el Pirineo axial del paleozoico o primario ($> 250 \cdot 10^6$ años), metamórfico de gneises, pizarras, esquistos, mármoles y rocas graníticas que surgieron al exterior, y el Prepirineo mesozoico o secundario (de $65 \cdot 10^6$ a $250 \cdot 10^6$ años) y de la primera mitad del cenozoico, de rocas calizas duras y compactas, que forman un relieve abrupto y escarpado.
2. El sistema mediterráneo, de cordilleras costeras: la cordillera litoral de la costa, la depresión prelitoral, el corredor entre cordilleras y la sierra prelitoral, más interior, larga y elevada.
3. La depresión central, de relieve desigual y rocas diversas. Inicialmente, fue un golfo y, posteriormente, un lago.

1.4.2. Los suelos de Barcelona (v. figs. 67 y 68)

Fig. 67

Mapa geotécnico de Barcelona (Fuente: A. Ventayol *et al.*, 1978). Se distinguen tres unidades: los sustratos paleozoico y terciario (Collserola, Tres Turons, Montjuïc, Mont Tàber, Plaça d'Espanya, Hostafrancs y torrenteras de Esplugues, L'Hospitalet y Cornellà de Llobregat), el cuaternario antiguo del plan de Barcelona (que ocupa gran parte del Eixample y zonas cercanas) y el cuaternario reciente de los deltas del Llobregat y del Besòs.

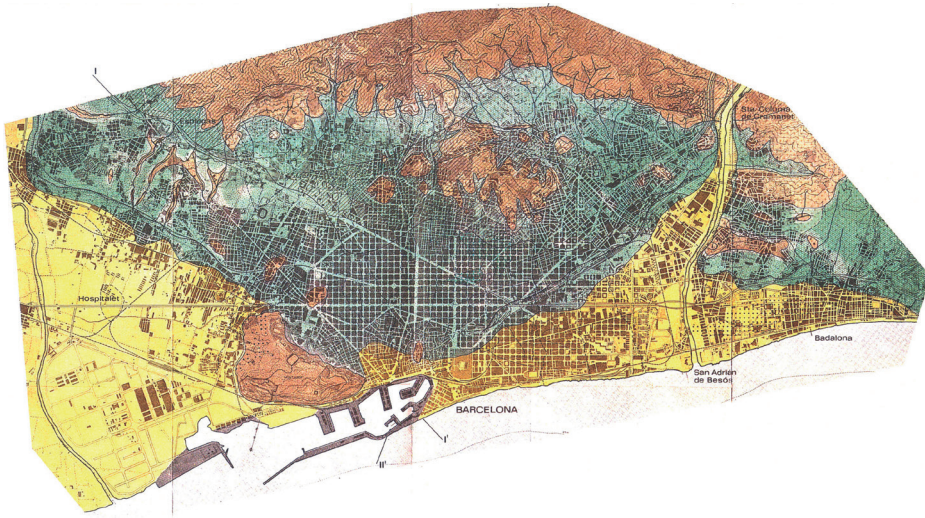
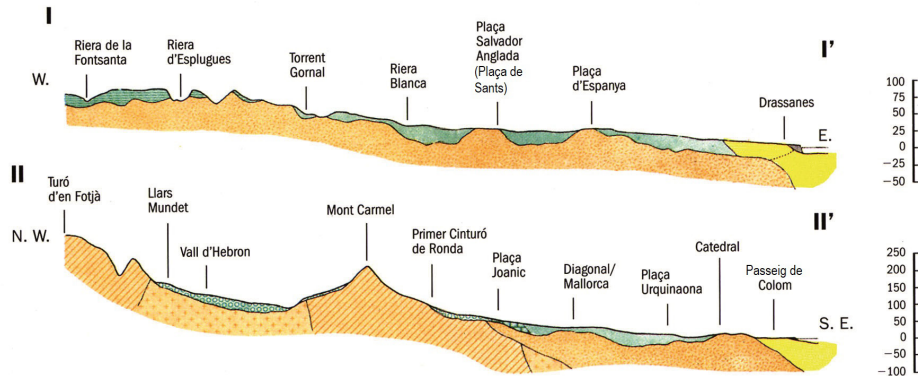


Fig. 68

Secciones geotécnicas de Barcelona (Fuente: A. Ventayol *et al.*, 1978).



1.

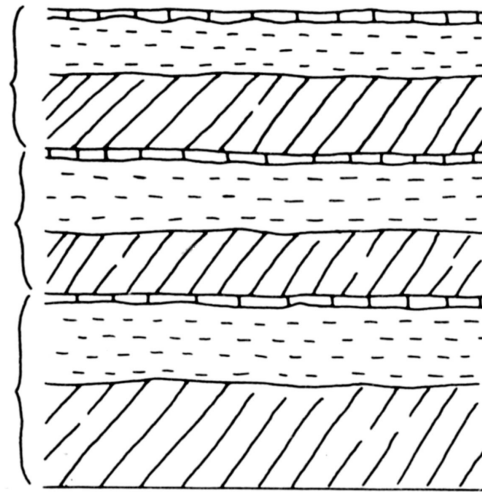


Fig. 69
Serie ideal completa del tricyclo. De arriba a abajo: 3 x (tortora, roca caliza de exudación –es un travertino– que corresponde a épocas muy secas + limos amarillentos depositados posiblemente por el viento desde el delta del Llobregat en épocas secas, frías y ventosas + arcillas rojas que se cree que se formaron en épocas cálidas y húmedas). (Fuente: A. Ventayol et al., 1978).



Fig. 70
El tricyclo en la ampliación de la Biblioteca de la ETSAB. Obsérvese la capita de *tortora* (de color blanco) con la arcilla encima y los limos debajo.

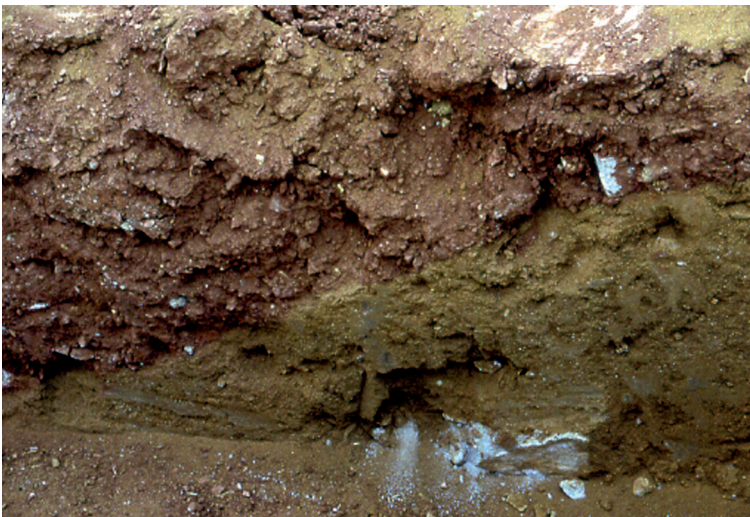
1. Zócalo paleozoico (de 570 a $230 \cdot 10^6$ años): pizarras, granitos y calizas (Collserola, Monterols, Putxet, Carmel).
2. Terciario (mioceno y plioceno, de 22,5 a $1,8 \cdot 10^6$): conglomerados, arcillas, calizas, arenas y margas (Montjuïc, Mont Tàber).
3. Cuaternario antiguo (desde $1,8 \cdot 10^6$): tricyclo formado por arcillas rojas, limos marrones amarillentos y costras calcáreas (*tortora*). Se apoya sobre un sustrato y aumenta de espesor desde la montaña hacia la ciudad, el cual oscila entre 18 y 25 m, aunque en algunos puntos puede llegar a los 50. Se llama *tricyclo* porque es una sucesión de arcillas, limos y costra caliza que se repite tres veces (v. figs. 69 y 70). Esta secuencia se altera a menudo por la presencia de materiales detríticos, por carbonatación, por la proximidad de arroyos o por erosión (v. figs. 71 y 72).



Fig. 71
Cuaternario de Barcelona.
Obsérvese la chimenea carbonatada.



Fig. 72
Contacto arcilla-limo.



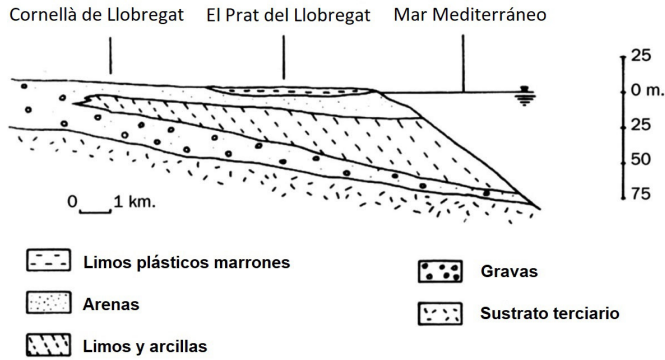


Fig. 73
Esquema geológico del delta del río Llobregat (Fuente: A. Ventayol et al., 1978).

4. Cuaternario moderno de sedimentos de los deltas del Besòs y del Llobregat. El del delta del Llobregat reposa sobre un sustrato terciario y tiene un espesor de unos 100 m, que disminuye hacia los márgenes del delta (v. fig. 73). La alternancia litológica de arriba abajo es la siguiente:
 - De 3 a 10 m de limos plásticos marrones.
 - Arenas finas o gruesas con gravillas, ocasionalmente carbonatadas.
 - Limos y arcillas intermedios, que se adelgazan aguas arriba.
 - Arenas gruesas y gravas sobre el sustrato rocoso.
 - Rellenos artificiales.
5. Alteraciones e incidencias: arroyos, minas, pozos, cloacas, refugios, ruinas, cimientos antiguos y vertederos (v. figs. 74 a 77).

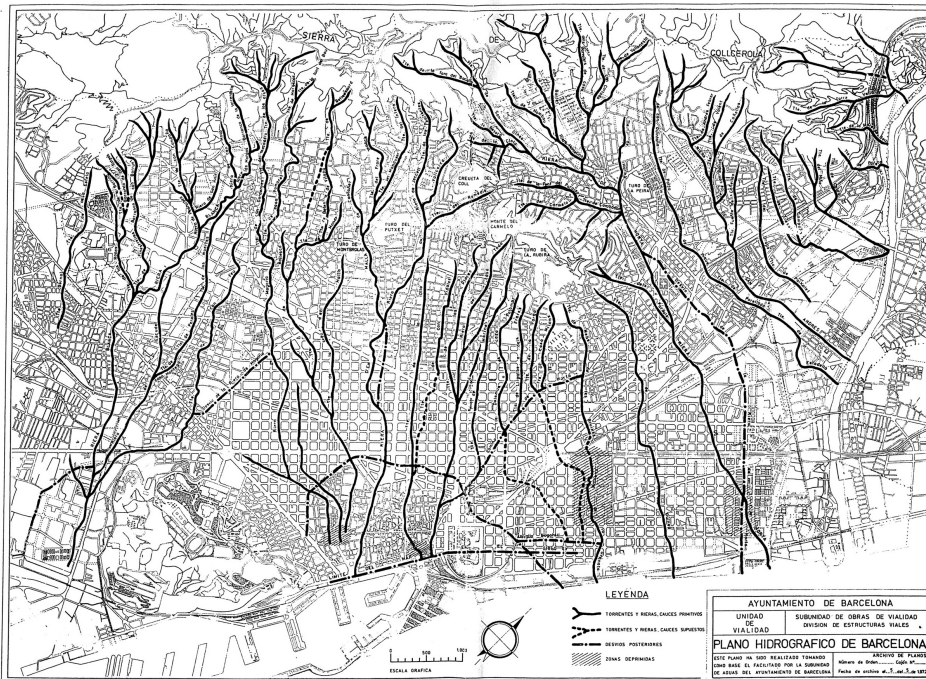


Fig. 74
Las rieras de Barcelona (Fuente: J. Clascà y J. Vidal, 1972).



Fig. 77
Un silo "olvidado" en
la calle del Consell de
Cent, en Barcelona.

→2



Son de información discontinua cuando solo proporcionan información a una profundidad determinada: SPT, molinete, presiómetro, *down-hole*, *cross-hole*, Lefranc, Lugeon, placa, bombeo y penetrómetros de bolsillo.

2.1.1. El penetrómetro estático

El ensayo penetrométrico estático consiste en clavar una barra a presión (v. fig. 78 a 80 y tabla 30).

El **resultado** del penetrómetro estático es la **curva** penetrométrica (v. fig. 81). La resistencia que se indica no es la admisible; es la resistencia a la penetración estática. Esta curva se lee por la envolvente de mínimos, porque las puntas son duricias locales que no representan el comportamiento del conjunto.

Fig. 78
Penetrómetro estático
(Fuente: F. Mañá, 1975).

Fig. 79
Punta del penetrómetro
estático.

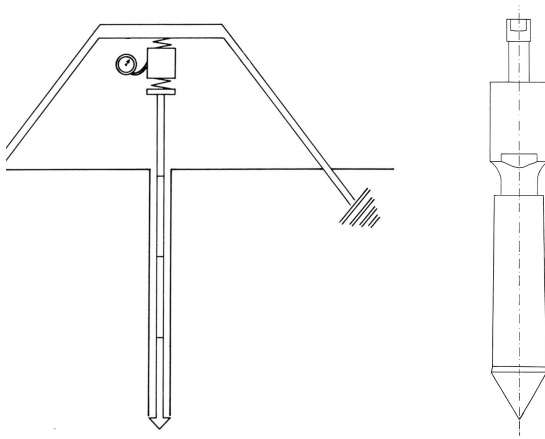


Tabla 30
El penetrómetro estático.

Tipo de penetrómetro	Funcionamiento	Tipo	Suelos adecuados	Suelos inadecuados
Estático	Medición de la resistencia a la penetración de una punta y un vástago mediante presión	CPTe	Arcillas y limos muy blandos.	Rocas, bolos, gravas, suelos cementados.
		CPTU	Arenas finas sueltas a densas sin gravas	Arcillas muy duras. Arenas muy compactas. Suelos muy preconsolidados y / o cementados.
		UNE 103804: 1993		

A partir del resultado del penetrómetro estático, se puede obtener la presión admisible para cimientos superficiales con deformación restringida a 2,54 cm (Terzaghi):

$$B \leq 1,3 \text{ m} \rightarrow \sigma_a = \frac{R_p}{30}; \quad B > 1,3 \text{ m} \rightarrow \sigma_a = \frac{R_p}{40}$$

donde: B = anchura del cimiento en m
 σ_a = presión admisible en las mismas unidades que R_p
 R_p = resistencia a la penetración estática



Fig. 80
Penetrómetro estático
acoplado a un camión
de geotecnia.

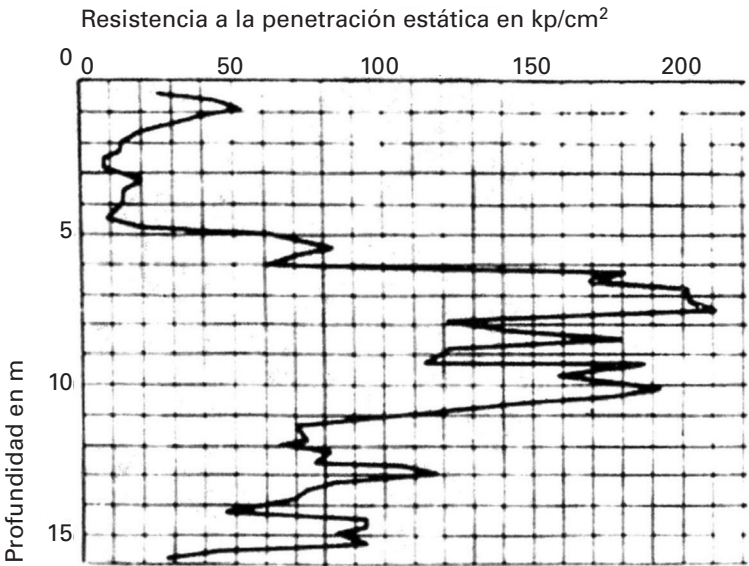


Fig. 81
Curva penetrométrica
estática.



También se puede calificar la compacidad del terreno (v. tabla 31 y fig. 82) y se pueden estimar el ángulo de rozamiento y la densidad seca (v. tabla 32 y fig. 82).

Fig. 82
Correlación entre el estático, la calificación de la compacidad y el ángulo de rozamiento en suelos granulares (Fuente: CTE DB SE-C).

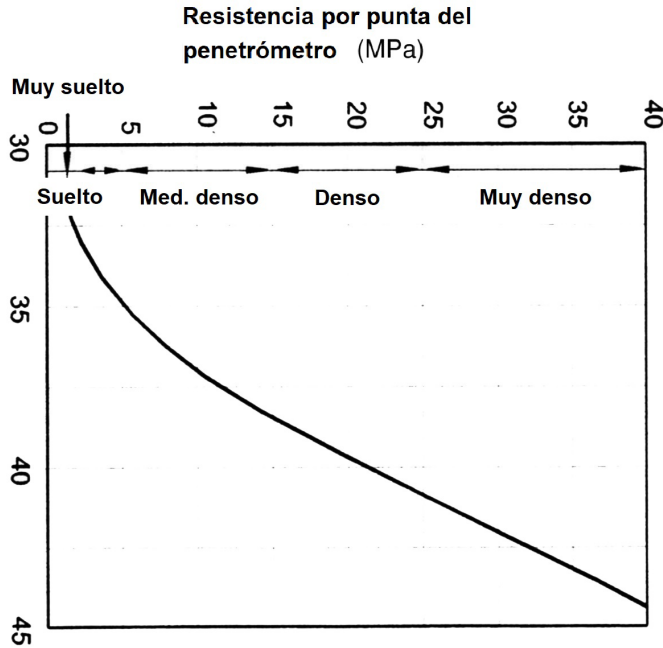


Tabla 31
Calificación de la compacidad a partir del penemómetro estático.

Resistencia por punta (K_p / cm^2)	Compacidad del terreno
< 20	Muy suelto
de 20 a 40	Suelto
de 40 a 120	Compacto
de 120 a 200	Denso
> 200	Muy denso

Tabla 32
Estimación del ángulo de fricción y de la densidad de las arenas a partir del penemómetro estático.

Arenas secas			Arenas submergidas		
R_p	φ	γ	R_p	φ	γ
16	29°	1,35	16	27°	1,85
26	31°30 ⁰	1,42	26	29°30 ⁰	1,9
38	34°30 ⁰	1,5	38	32°30 ⁰	1,94
88	38°	1,59	88	36°	2
160	42°30 ⁰	1,7	160	40°30 ⁰	2,06
248	48°	1,8	248	46°	2,14



2.1.2. El penetrómetro dinámico

Antecedentes históricos:

“Con esta orden y mandato puso Nuestro Padre el Sol estos dos hijos suyos en la laguna Titicaca, que está a ochenta leguas de aquí y les dijo que fuesen por do quisiesen, doquiera que parasen a comer o dormir, procurasen **hincar en el suelo una barrilla de oro de media vara en largo y dos dedos en grueso** que les dio para señal y muestras que donde aquella barra se les hundiese con un solo golpe que con ella diesen en tierra, allí quería el Sol Nuestro Padre que parasen y hiciesen su asiento y corte.”

(“La fundación del Cuzco, ciudad imperial”, en *Comentarios reales* del Inca Garcilaso de la Vega, v. fig. 83)



Fig. 83
El emplazamiento del imperio inca se determinó con un penetrómetro dinámico, que es la barra que lleva el inca en la mano izquierda.

El ensayo penetrométrico dinámico consiste en clavar una barra a golpes contando cuántos son necesarios para avanzar cada 20 cm (v. fig. 84 a 88 y tabla 33).



Fig. 84
Penetrómetro dinámico.

Fig. 85
Penetrómetro dinámico: detalle de la maza y la cabeza.



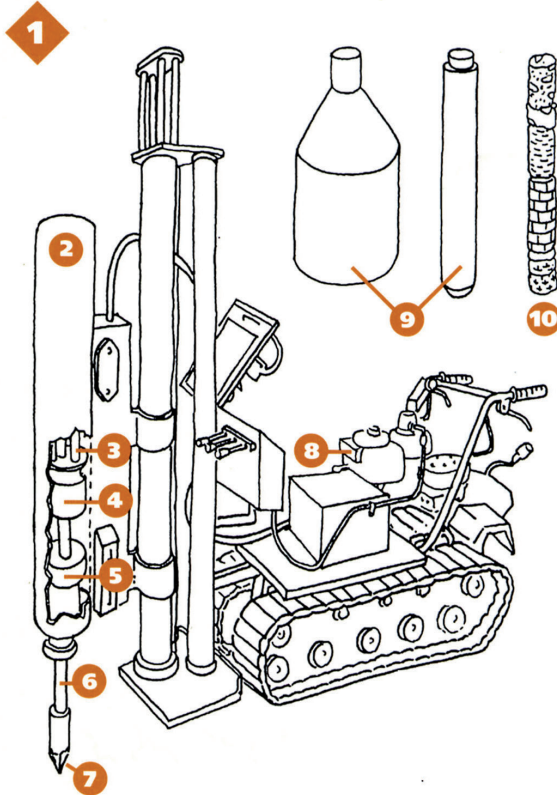
Fig. 86
Penetrómetro dinámico
acoplado a un camión
de geotecnia.



Fig. 87
Detalle del penetrómetro
dinámico durante el
ensayo. Se ven las líneas
a 20 cm para ir contando
el número de golpes.



Fig. 88
Terminología del pene-
trómetro dinámico: 1
Penetrómetro; 2
Armazón; 3
Guía; 4
Maza; 5. Yunque; 6
Vástago; 7
Punta; 8
Motor; 9
Tomamuestras; 10
Testigo (Fuente: Dictionari
visual de la construc-
ció. Departament de
Política Territorial y Obras
Públicas, Generalitat
de Catalunya, 2003).





Tipus de penetròmetre	Funcionament	Tipus	Sòls adequats	Sòls inadequats
Dinàmic	Mesura la resistència al clavament	DPH (UNE 103802 : 1998)	Sorres de soltes a mitges . Llims sorrenes de fluxos a mitjos .	Roques, còdols, crostes, sòls molt cementats
		BORRO		Conglomerats
		DPSH (UNE 103801: 1994)	Sorres de mitjanes a molt compactes. Argiles preconsolidades sobre el N.F. Graves argiloses i sorrenques	Roques, còdols, conglomerats

Tabla 33
El penetròmetre dinámico.

El **resultado** del penetrómetro dinámico también es una **curva** (v. fig. 89), que indica la estratificación. Las puntas son duricias locales y hay que leer la curva por la envolvente de mínimos. Además, hay que tener en cuenta que el rechazo (se produce cuando se cansan de picar, a los 100 golpes o más) no tiene por qué ser una roca necesariamente.

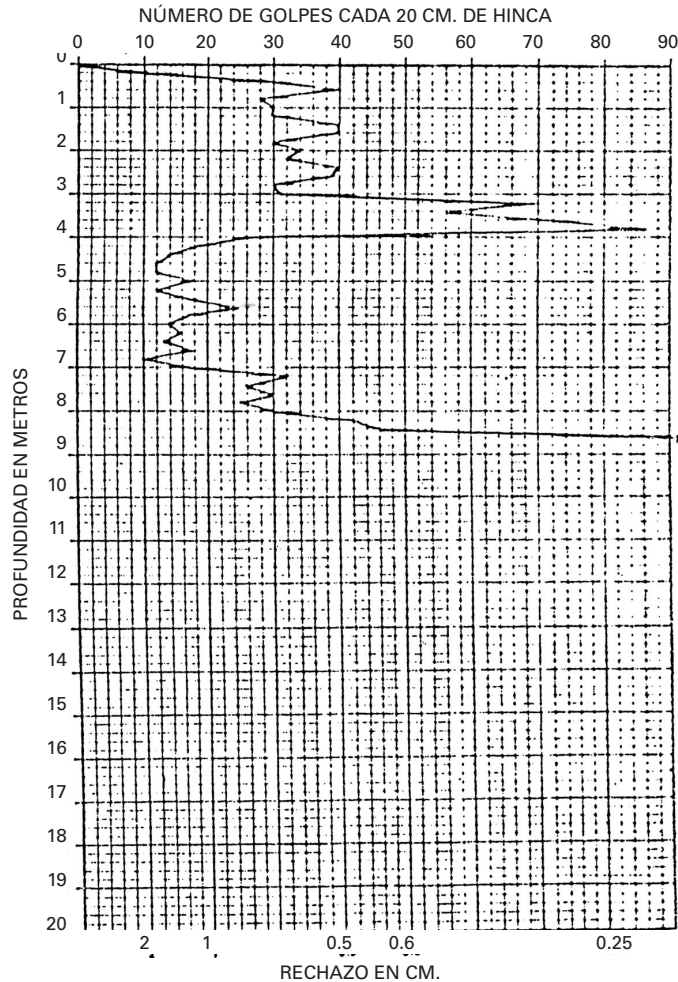


Fig. 89
Curva penetrométrica dinámica. Se observan tres estratos: el primero, hasta -3 m de 30 golpes; el segundo, de 1 m de espesor de 60 golpes, y el tercero, de -4 m a -8 m, que empeora considerablemente hasta 10 veces. Después, el ensayo va a 90 golpes a -8,60 m. No se sabe si responden a un estrato muy resistente o una dureza local.



A partir del resultado del penetrómetro dinámico, se puede estimar la resistencia dinámica del terreno

$$R_d = \frac{M^2 \cdot H}{e \cdot A \cdot (M + 6,5 \cdot L)}$$

donde:

R_d = resistencia dinámica del suelo a la penetración dinámica

M = peso de la maza

H = altura de caída

A = sección de la punta

L = longitud de la varilla

e = penetración por golpe: $20 / N$

N = número de golpes para clavar 20 cm

Para obtener la carga admisible del suelo, se aplica a R_d un coeficiente de seguridad, que oscila entre 6 y 12.

En la figura 90, se ve cómo se hace el ensayo y, en la 91, la mínima expresión del penetrómetro dinámico normalizado que entra por las puertas y permite hacer el ensayo desde el interior del edificio.

Fig. 90
Realización del penetrómetro dinámico.



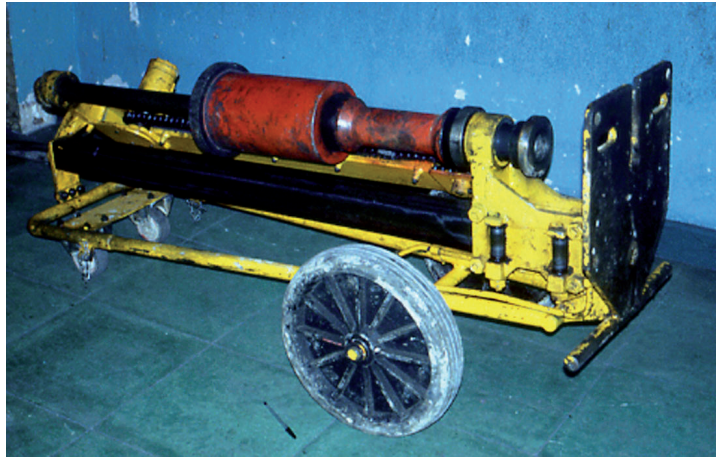


Fig. 91
Penetrómetro dinámico normalizado, reducido a su mínima expresión. Pasa por las puertas y se puede utilizar en interiores.

2.1.3. El penetrómetro de bolsillo

Se puede utilizar en las paredes de las calicatas. No proporciona valores de proyecto. Sirve para comprobaciones y predimensionados. (v. fig. 92 y 93)



Fig. 92
Penetrómetro de bolsillo de lápiz.

Fig. 93
Penetrómetro de bolsillo de esfera.

2.1.4. El SPT

El SPT (*Standard Penetration Test*) es un ensayo que requiere sondeo o cata y es de información discontinua, porque proporciona un valor a una profundidad determinada (v. fig. 94 y tabla 34).

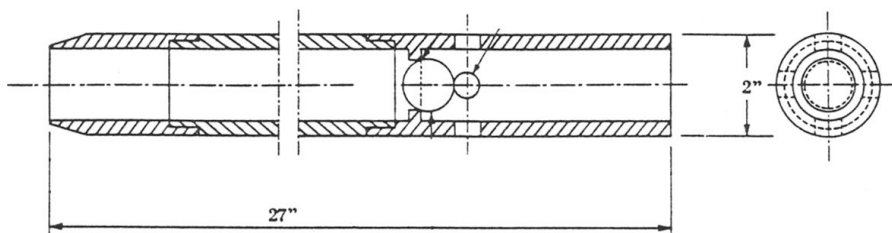


Fig. 94
SPT.



Tabla 34
El Standard
Penetration Test.

Tipo	Descripción	Para determinar
Ensayo de penetración estándar (SPT) UNE 103800: 1992	Número de golpes para clavar 30 cm	Compacidad de suelos granulares. Densidad relativa. Ángulo de fricción interna en suelos granulares Resistencia de las arcillas preconso-lidadas por encima del N.F.

Es un tubo de 60 cm y $\varnothing = 50,8$ mm que está partido por la mitad. Se clava a golpes desde 75 cm de altura con una maza que pesa 63,6 kp, contando 4 veces el número de golpes, es decir, cada 15 cm (v. fig. 95 a 98). El número de golpes N_1 necesarios para clavar los primeros 15 cm y el número de golpes N_4 para clavar los últimos 15 cm se apuntan, pero no se cuentan. (N_1 se cuenta, pero no se considera, porque penetra en suelo alterado por el sondeo o la cata; N_4 se cuenta, pero no se considera porque es una andanada de seguridad, a fin de comprobar que no se acerca una discontinuidad.) El resultado del ensayo NSPT es el número de golpes necesarios para hincar los segundos más los terceros 15 cm, o sea, $N_2 + N_3$ (v. fig. 99 y 100).

Una vez efectuado el ensayo, se retira el tubo y se abre desenroscando la punta para observar la muestra (alterada) que ha quedado retenida en su interior (v. fig. 101 a 106).

Las expresiones que proporcionan la presión vertical admisible de servicio –cuando la superficie del terreno es marcadamente horizontal (pendiente < 10%), la inclinación con la vertical de la resultante de las acciones es < 10 %, con asientos ≤ 25 mm– son:

$$B < 1,2 \text{ m} \Rightarrow q_{\text{adm}} = 12 \cdot N_{\text{SPT}} \cdot \left(1 + \frac{D}{3 \cdot B}\right) \cdot \frac{S_t}{25} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$B \geq 1,2 \text{ m} \Rightarrow q_{\text{adm}} = 8 \cdot N_{\text{SPT}} \cdot \left(1 + \frac{D}{3 \cdot B}\right) \cdot \frac{S_t}{25} \cdot \left(\frac{B+0,3}{B}\right)^2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

donde:

S_t = asiento total admisible, en mm

D = profundidad

N_{SPT} = valor medio de los resultados, obtenidos en una zona de influencia de la cimentación comprendida entre un plano situado a una distancia de $0,5 \cdot B$ por encima de su base y otro situado a una distancia mínima de $2 \cdot B$ por debajo de la misma.

El valor de $1 + \frac{D}{3 \cdot B}$ que se ha de introducir en las ecuaciones será menor o igual a 1,3.

A partir de la N_{SPT} , se pueden estimar la compacidad y el ángulo de rozamiento de los suelos granulares, la resistencia a la compresión simple y el módulo de deformación (v. fig. 107 y tabla 35).



Fig. 95
Marcando las andanadas.



Fig. 96
Las marcas a 15 cm.



Fig. 97
La maza del SPT, levantada.



Fig. 98
La maza del SPT impacta sobre el yunque.



Fig. 99
Apuntando manualmente
en la pizarra el
número de golpes.



Fig. 100
Apuntando manualmente
el número de golpes sobre
una estaca arrancada!.



Fig. 101
SPT cerrado.





Fig. 102
SPT abierto. A la derecha,
la punta roscada.



Fig. 103
Penetrómetro abierto
después del ensayo:
18 + 8 + 10 + Fig. 16
El trozo de 8 es arcilloso:
al presionar con el dedo,
queda marcado. El trozo
de 18 es arena compacta:
al presionar con el dedo,
se deshace. El ensayo
debe considerarse nulo
porque ha coincidido con
el cambio de estrato.



Fig. 104
Este ensayo también es
nulo porque, al abrir el
SPT, se comprueba que
una concreción lo ha
atascado, con un resultado
muy superior al que
corresponde a los limos
orgánicos de la Vermeda,
donde se ha realizado.



Fig. 105
La muestra que proporciona el SPT está alterada, pero se puede enviar al laboratorio para identificarla.



Fig. 106
El resultado del ensayo se apunta en una etiqueta que no formará parte de la entrega final del estudio geotécnico. En este caso: $NSPT = 8 + 10 = 28$.

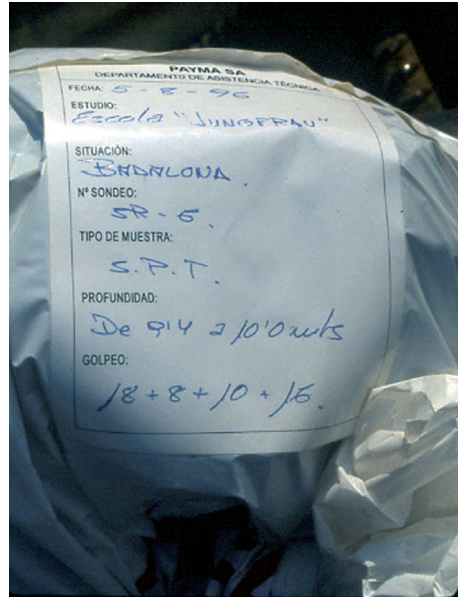


Tabla 35
Correlación entre l'SPT, la resistencia a la compresión simple y el módulo de deformación. (1 kN/m²=10⁻² kp/cm²; 1 MN/m²=10 kp/cm²).

Tipo de suelo	N_{SPT}	q_u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	<10	0 - 80	<8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	> 15.000

Fig. 107
Correlación del ensayo del SPT con la compacidad y el ángulo de rozamiento interno de los suelos granulares.





2.1.5. El molinete (*vane test* o escisómetro)

El molinete sirve para determinar la cohesión en la obra; no requiere la extracción, el transporte y la manipulación de la muestra inalterada. Proporciona el par P necesario para hacerlo girar cuando está clavado en el suelo. A partir de este valor, se calcula la cohesión. (v. figs. 108 y 109, tabla 36)

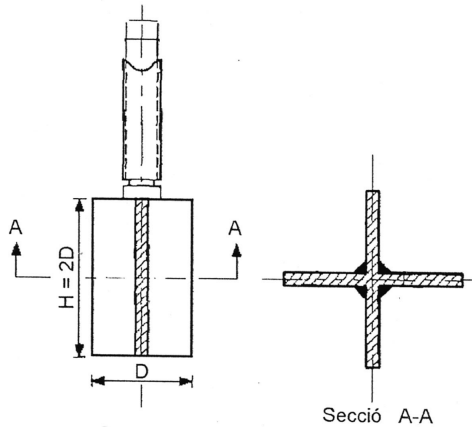


Fig. 108
Molinete normalizado
(Fuente: ENV 1997-3: 1999).

Fig. 109
Molinete de bolsillo.

Tipo	Descripción	Para determinar
Ensayo de molinete (Vane Test) ENV-199-3	Rotación de unas aspas dispuestas a 90° e introducidas en el terreno, midiendo el par necesario para hacerlas girar hasta que se produce el corte del suelo	Resistencia al corte de las arcillas blandas

Tabla 36
El molinete.

$$c = \frac{P}{\pi \cdot d^2 \cdot \left(\frac{H}{2} + \frac{d}{6}\right)}$$

donde:

P = momento para hacer girar el molinete

d = diámetro

H = altura

Demostración:

Área lateral del cilindro de suelo que rodea el molinete: $\pi \cdot d \cdot H$

Cohesión que moviliza el área lateral: $\pi \cdot d \cdot H \cdot c$

Momento de la cohesión del área lateral: $\pi \cdot d \cdot H \cdot c \cdot \frac{d}{2} = c \cdot \pi \cdot d^2 \cdot \frac{H}{2}$

Área de la base: $\frac{\pi \cdot d^2}{4}$

Cohesión que moviliza la base: $\frac{\pi \cdot d^2 \cdot c}{4}$



Momento de la cohesión de la base: $\frac{\pi \cdot d^2 \cdot c}{4} \cdot \frac{d}{3} = \frac{\pi \cdot d^3 \cdot c}{12}$

El momento de rotura es igual a la reacción del fuste más la reacción de las dos bases:

$$P = c \cdot \pi \cdot d^2 \cdot \frac{H}{2} + 2 \cdot \frac{\pi \cdot d^3}{12} \cdot c = c \cdot \pi \cdot d^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{d}{6} \right)$$

De aquí se puede aislar la cohesión:

$$c = \frac{P}{\pi \cdot d^2 \cdot \left(\frac{H}{2} + \frac{d}{6} \right)}$$

Ejemplo: $H = 11,43$ cm; $\varnothing = 7,62$ cm; momento de rotura: $P = 456,24$ kp·cm

Solución:

$$c = \frac{456,24}{\pi \cdot 7,62^2 \cdot \left(\frac{11,43}{2} + \frac{7,62}{6} \right)} = \frac{456,24}{1274,67} = 0,358 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

2.1.6. El presiómetro

El presiómetro es una sonda dilatante de material elástico que se hincha con agua a una profundidad determinada. Por tanto, se requiere un sondeo para llegar a esta profundidad. Se mide la presión necesaria para inflar la celda y el volumen de agua que se inyecta. Es, pues, un ensayo de deformación volumétrica (v. fig. 110 a 113, tabla 37). Los valores de la presión y del volumen se representan en una curva que proporciona el módulo de deformación presiométrico y la presión límite (v. fig. 114). Por tanto, el resultado del presiómetro es la curva presiométrica, que tiene tres partes: la primera es la de recuperación de las condiciones iniciales; la segunda, la pseudoelástica, que sirve para medir el módulo de deformación presiométrico, y, la tercera, la plástica, que sirve para medir la presión límite (la asíntota vertical).

A partir de la presión límite P_l , se puede calcular la presión admisible:

$$\sigma_a = \frac{0,8 \cdot \sum P_l}{n}$$

donde:

σ_a = presión admisible 0,8 = por la dispersión

$\sum P_l$ = Suma de las n presiones límite obtenidas n = número de ensayos

Tabla 37
El presiómetro.

Tipo	Descripción	Para determinar
Ensayo presiométrico ENV-199-3	Dilatación por gas a presión de una célula cilíndrica contra las paredes de un sondeo. Mide la deformación volumétrica correspondiente a cada presión hasta llegar, eventualmente, a la rotura del terreno.	Presión límite y deformabilidad de los suelos granulares, arcillas duras, etc.

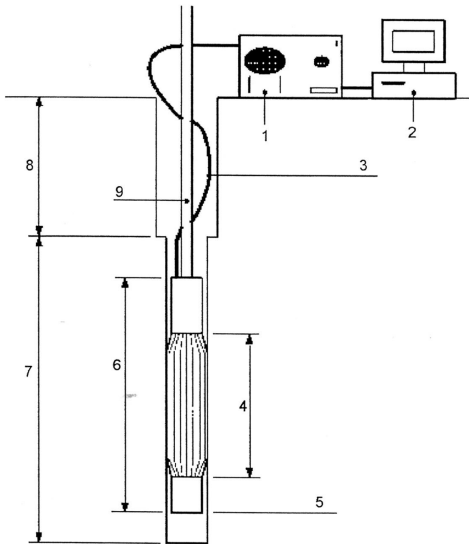


Fig. 110
 Presiómetro: 1
 Control del ensayo; 2
 Procesador; 3
 Cable de control; 4
 Sección de expansión; 5
 Base de la sonda; 6
 Sonda; 7
 Sondeo del ensayo; 8
 Sondeo hasta la superficie; 9
 Vástago (Fuente: ENV 1997-3: 1999).

Fig. 111
 El presiómetro.

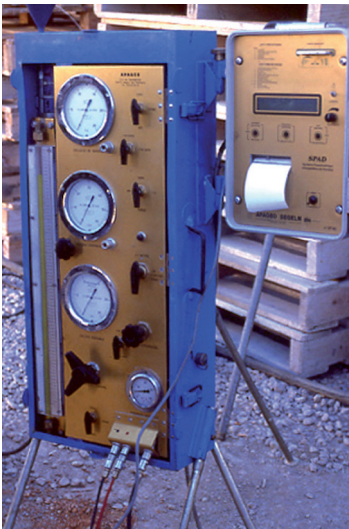


Fig. 112
 Lectura digital del ensayo presiométrico.

Fig. 113
 Lectura manual del ensayo presiométrico.

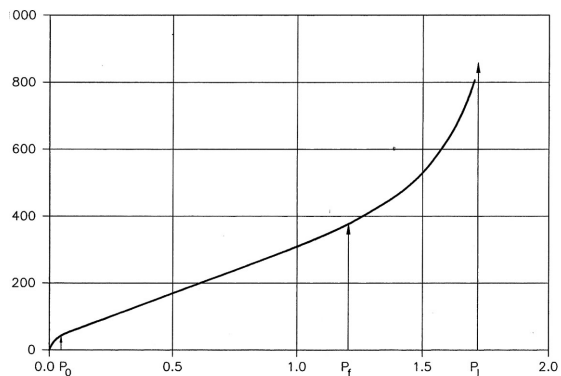


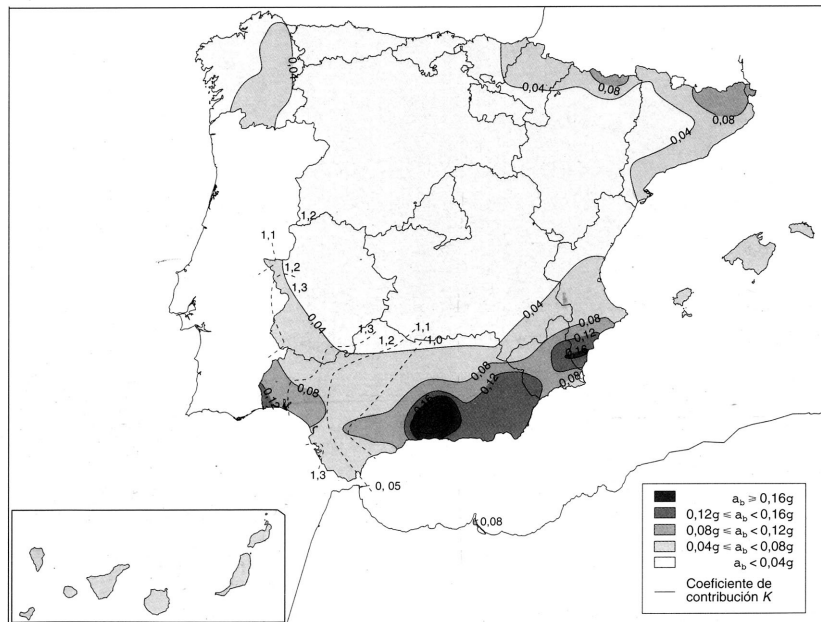
Fig. 114
 La curva presiométrica.
 La pendiente de la parte recta es el módulo de deformación presiométrica.
 La asíntota vertical del final es P_i , la presión límite.

2.1.7. Los ensayos sísmicos (*down-hole* y *cross-hole*)

Sirven para caracterizar el terreno, desde el punto de vista sísmico, a través de la velocidad con que las ondas mecánicas lo atraviesan.

Artículo C.4.4 del DB SE-C: “En zonas sísmicas y para edificios de los tipos C-1 y C-2 se recomienda la utilización de ensayos “*down-hole*” o “*cross-hole*” (norma ASTM/D4428M-14) con el fin de identificar la velocidad de propagación v_s de las ondas S que permite clasificar las distintas unidades geotécnicas de acuerdo con la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE vigente. Para edificios de los tipos C-2 y C-3 será obligatoria la realización de dicho tipo de ensayos cuando la aceleración sísmica básica sea superior a 0,08 g.” (En Cataluña: de 0 a 0,11 g, v. fig. 115.)

Fig. 115
Mapa sísmico de la
norma NCSE-02.



El ensayo *down-hole*

La velocidad de transmisión de las vibraciones mecánicas a través del suelo (de 200 a 6.000 m/s) depende de la rigidez, que se puede caracterizar con el módulo de deformación. Para realizar el ensayo, se empieza provocando una vibración en un punto de la superficie del terreno con un impacto mecánico. En un sondeo, se coloca un sensor (geófono) móvil que registra la llegada de la vibración. Conociendo el tiempo que tarda la vibración en recorrer la distancia entre el emisor y el receptor, se puede calcular la velocidad de propagación. (v. fig. 116)



El ensayo *cross-hole*

El ensayo *cross-hole* requiere al menos dos sondeos. Se provocan vibraciones en diversos puntos de uno de los sondeos con un impacto mecánico, efectuando un barrido cruzado de la zona que se quiere estudiar. En el otro sondeo, se coloca un sensor (geófono) móvil, que registra la llegada de las vibraciones. Conociendo el tiempo que tardan las vibraciones en recorrer las distancias entre el emisor y el receptor, se pueden calcular las velocidades de propagación. (v. fig. 117)

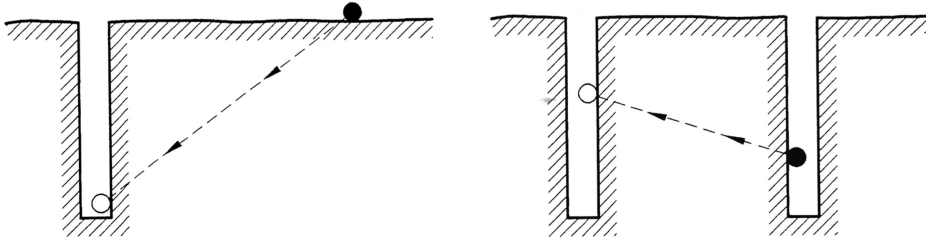


Fig. 116
El ensayo *down-hole* (Fuente: A. Josa et al., 1995).

Fig. 117
El ensayo *cross-hole* (Fuente: A. Josa et al., 1995).

2.1.8. El ensayo Lefranc para suelos permeables

Mide el caudal que se infiltra en el terreno desde el interior de un sondeo realizado previamente, para obtener la permeabilidad del suelo. El volumen de agua infiltrada por unidad de tiempo se mide cuando se llega al flujo estacionario. (v. fig. 118)

$$K = \frac{V}{t \cdot H \cdot L \cdot 2 \cdot \pi} \cdot \ln \left[\frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{L}{D} \right)^2} \right]$$

donde:

- K = permeabilidad
- H = altura de la columna de agua por encima del nivel freático
- D = diámetro del tubo de infiltración
- L = altura de la zona de infiltración
- V = volumen de agua infiltrada medido en un tiempo t (cero para $t = 0$)

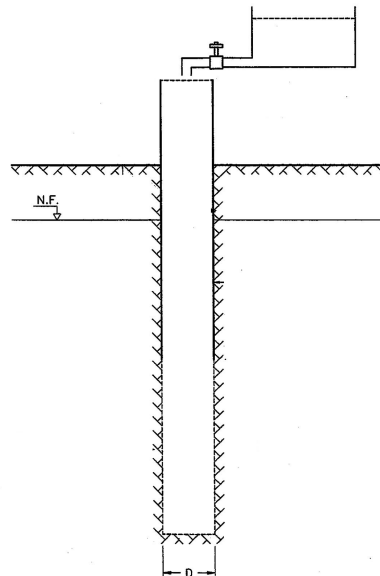


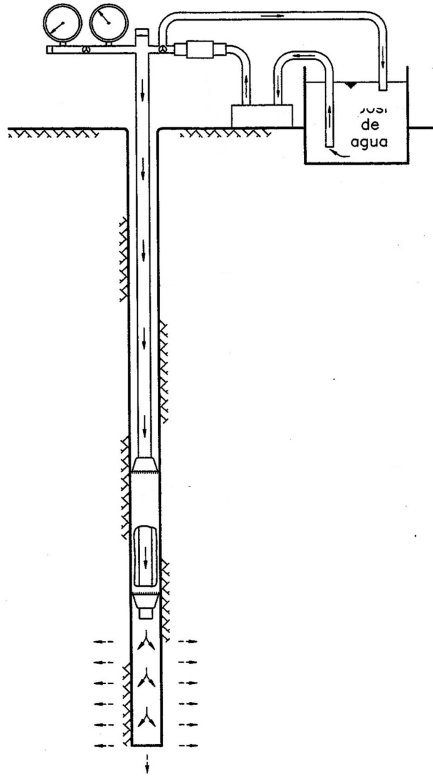
Fig. 118
El ensayo de Lefranc (Fuente: A. Josa et al., 1995).

2.1.9. El ensayo Lugeon para suelos poco permeables y rocas

Inyecta agua en el terreno y mide el caudal infiltrado. Se controla la presión de inyección para mantenerla constante. Se utiliza en suelos poco permeables y en roca. (v. fig. 119)

$$K = \frac{V}{P \cdot t} \cdot C$$

Fig. 119
El ensayo de Lugeon (Fuente: A. Josa *et al.*, 1995).



donde:

K = permeabilidad

V = volumen de agua infiltrada

t = tiempo

P = presión de trabajo

C = coeficiente de geometría. (Para una infiltración de 1 m y un diámetro del sondeo de 5 cm, la constante C es 6 kPa/m².)

2.1.10. El ensayo de carga con placa

El ensayo de carga con placa mide los asentamientos de una placa rígida cuadrada o circular al aplicarle una carga creciente, tanto si se llega al hundimiento como si no (Norma ENV-199-3) (v. fig. 120). Proporciona la curva de presión-asiento (v. fig. 121) y sirve para calcular la presión admisible, el asiento, el módulo de deformación y el coeficiente de reacción (o de balasto).

La presión admisible σ_a se calcula a partir de la presión $\sigma_{1,25}$ que produce un asiento permanente de 1,25 cm de la placa de 30 cm \times 30 cm: $\sigma_a = 0,5 \times \sigma_{1,25}$. Como la zapata no se apoya sobre la superficie, sino que se apoya a una profundidad D , a σ_a , se añade el incremento:



$$\Delta\sigma_a = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot D \cdot N_q$$

donde:

$\Delta\sigma_a$ = incremento de la presión admisible producido por la profundidad

γ = densidad

N_q = coeficiente que depende de ϕ ángulo de rozamiento (v. tabla 38)

ϕ	N_q	ϕ	N_q
0	1	25	11,4
5	1,55	30	20,4
10	2,50	35	38,5
15	4,03	40	78,6
20	6,67	45	178
25	11,4	50	464

Tabla 38
Valores del coeficiente N_q .

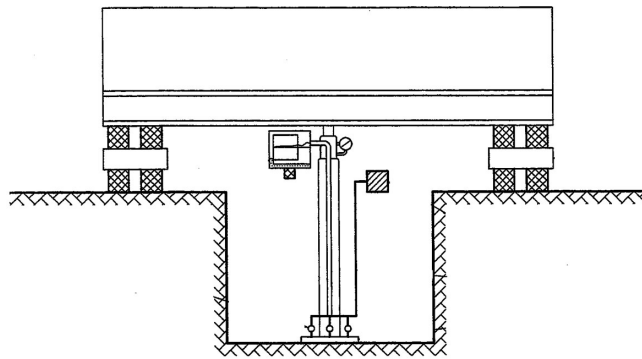


Fig. 120
El ensayo de carga con placa (Fuente: ASTM-D1194).

Arcilla limosa arenosa marrón rojiza con gravas de pizarra

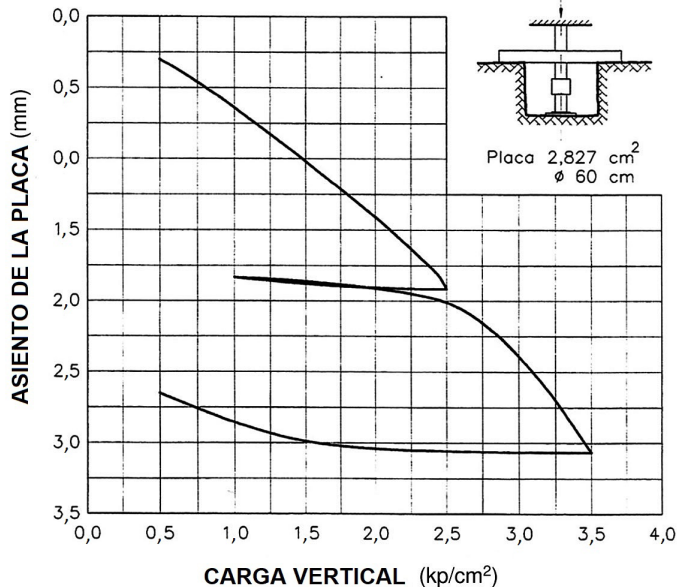
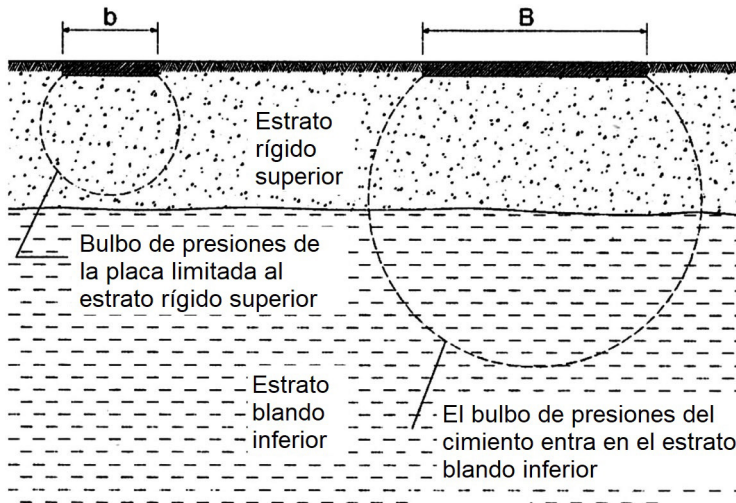


Fig. 121
La curva de presión-asiento del ensayo de carga con placa realizado por la empresa GEOS en la ETSECCPB.

El ensayo de carga con placa afecta el suelo a muy poca profundidad. En cambio, el cimiento afectará el suelo a una profundidad muy superior (v. fig. 122). Debe asegurarse que el suelo ensayado por la placa sigue en profundidad (por el conocimiento previo, geológico, con un sondeo, penetrómetro o prospección geofísica).

Fig. 122
La placa del ensayo es más pequeña que la zapata y, por tanto, afecta a menos profundidad de suelo (Fuente: CTE DB SE-C).



Cálculo del asiento

$$s = s_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot B}{B + 0,30} \right)^2$$

donde:

s = asiento de la zapata de ancho B

s_1 = asiento de la placa de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ sometida a la misma presión que la zapata

Cálculo del módulo de deformación

$$E = \frac{1,5 \cdot r \cdot \sigma}{s}$$

donde:

E = módulo de deformación

r = radio de la placa

σ = presión aplicada

s = asiento producido por σ

Ejemplo de cálculo del módulo de deformación

$$E = \frac{1,5 \times 15 \times 5,6}{0,15} = 840 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

donde: $r = 15 \text{ cm}$; $\sigma = 5,6 \text{ kp/cm}^2$; $s = 0,15 \text{ cm}$



Ejemplo de cálculo del coeficiente de reacción o de balasto

$$K_s = \frac{\sigma}{s} = \frac{5,6}{0,15} = 37,3 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^3}$$

donde: $\sigma = 5,6 \text{ kp/cm}^2$; $s = 0,15 \text{ cm}$

2.1.11. El ensayo de bombeo

El ensayo de bombeo determina la permeabilidad del terreno en un acuífero midiendo el caudal necesario para mantener el nivel freático rebajado. Requiere un sondeo hasta el estrato impermeable. A falta de bombeo, cuando el nivel del agua en el pozo se estabiliza, la altura indica la posición inicial del nivel freático. Se bombea desde el exterior un caudal constante hasta que el nivel del agua en el pozo se mantiene estacionario. Ello indica que el caudal bombeado y el suministrado por el acuífero se han igualado. En la realización del ensayo, se colocarán piezómetros en las inmediaciones del pozo a distancias diferentes para obtener la posición de la superficie freática durante el bombeo (v. fig. 123).

$$K = \frac{Q \cdot \ln\left(\frac{R}{r}\right)}{\pi \cdot (H^2 - h^2)}$$

donde:

K = permeabilidad

Q = caudal constante bombeado

H = altura del agua en el pozo de bombeo

h = descenso del nivel freático

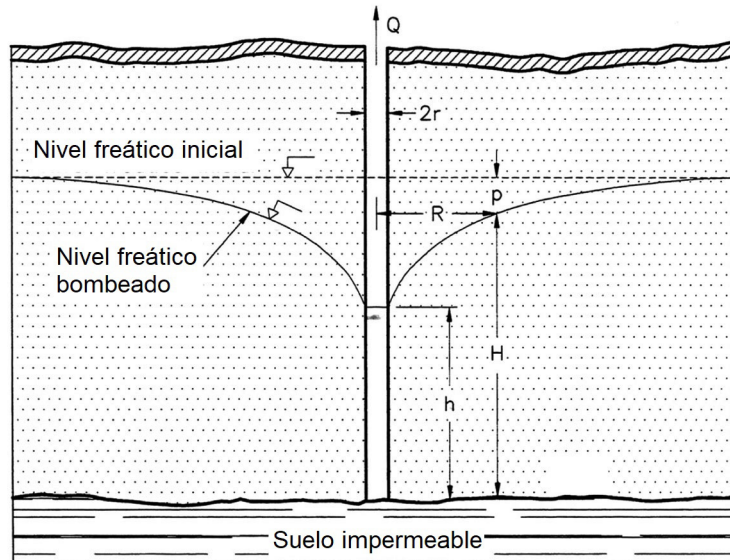


Fig. 123
Ensayo de bombeo (Fuente:
A. Josa *et al.*, 1995).



2.2. Ensayos de laboratorio

Son los siguientes, clasificados en cuatro tipos, cuyos resultados se indican:

Tipo	Resultado
a) de identificación:	
granulometría	curva granulométrica
límites	límites líquido y plástico
b) de volumen:	
densidad	valores
humedad	valor
expansividad o hinchazón	cambio potencial de volumen
c) mecánicos:	
compresión simple	curva de tensión-deformación
corte directo	recta de Coulomb
compresión triaxial	curva de resistencia intrínseca
edómetro	curva edométrica
d) químicos:	
agresividad	contenido en sulfatos

2.2.1. El ensayo de compresión simple

El ensayo de compresión simple consiste en someter la muestra a compresión no confinada ($\sigma_1 = 0$) hasta la rotura, con lectura de la curva de tensión-deformación (v. figs. 124-126). Requiere un suelo coherente y una muestra inalterada. Se mide la humedad antes y después del ensayo para comprobar que la muestra no se ha secado mucho. Los resultados de este ensayo son, pues, la curva de tensión-deformación y la resistencia a la compresión simple.

Cálculo de la presión admisible σ_a a partir de la resistencia a la compresión simple σ_3 :

$$\text{Zapata rectangular } B \times L: \sigma_a = \sigma_3 \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{B}{L} \right)$$

$$\text{Zapata corrida } (L = \infty): \sigma_a = \sigma_3$$

$$\text{Zapata cuadrada } B = L: \sigma_a = 1,3 \cdot \sigma_3$$

(No se aplica coeficiente de minoración porque el ensayo es no confinado, o sea, muy desfavorable.)

En el ensayo de compresión triaxial, se verá que en suelos coherentes puros ($\varphi = 0$), como $\sigma_1 = \sigma_2 = 0$, resulta $c = \sigma_3 / 2$ (v. fig. 144). Es decir, la cohesión se puede estimar como la mitad de la resistencia a la compresión simple. En la tabla 23, se ha visto la calificación



de la consistencia a partir de la resistencia a la compresión simple y, en la tabla 35, la correlación entre la resistencia a la compresión simple y el módulo de deformación.



Fig. 124
(Izq.) Prensa del ensayo de compresión simple (no confinada).



Fig. 125
(Der.) Muestra rota a la compresión simple.

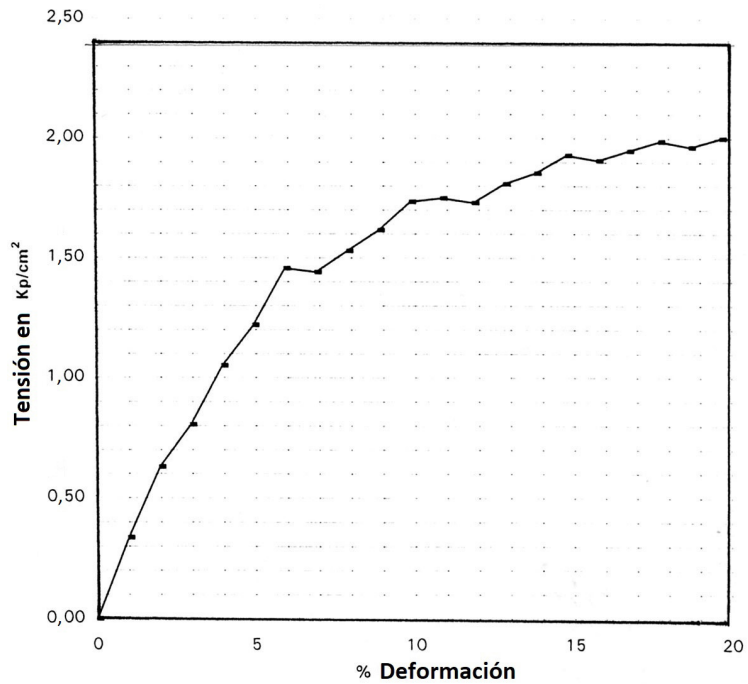


Fig. 126
Resultado del ensayo de compresión simple.

2.2.2. El ensayo de corte directo

Es un ensayo que permite determinar la cohesión c y el ángulo de rozamiento φ . Se relacionan con la resistencia al corte τ y la presión σ a través de la recta de Coulomb o ley de corte (v. figs. 127 a 132):

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$$

Requiere una muestra inalterada y consiste en colocar la muestra en el aparato de Casagrande (v. fig. 128), aplicarle una presión σ_1 y cortarla por la mitad. El esfuerzo de corte necesario para cortarla es τ_1 . Tras repetir este proceso tres veces obtienen tres pares de valores σ , τ que se representan como puntos en los ejes de Coulomb (presiones en las abscisas y cortante en las ordenadas; figura 133). Estos puntos quedan alineados a lo largo de la recta de Coulomb o ley de corte, que proporciona dos valores característicos del comportamiento geotécnico del suelo: la cohesión c y el rozamiento φ .

Fig. 127
Dispositivo del ensayo
de corte directo.

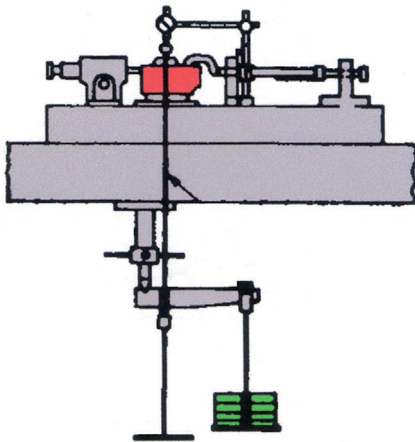


Fig. 128
Caja del ensayo de
corte directo.

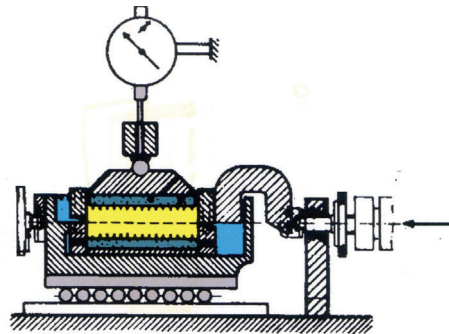


Fig. 129
Aparato de Casagrande para
el ensayo de corte directo.

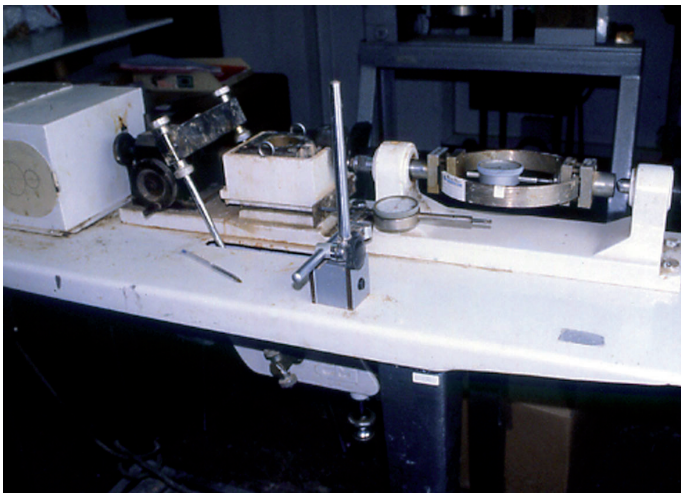




Fig. 130
Caja de corte desmontada.
Las placas porosas son para
drenar y acelerar el ensayo.



Fig. 131
El técnico de laboratorio
prepara el ensayo con
una muestra inalterada.
A partir de la muestra que
hay encima de la mesa, se
pueden hacer más ensayos.



Fig. 132
Las pastillas son muestras
ensayadas al corte y los
cilindros, a la compresión
simple.



Fig. 133
(Izq.) Recta de Coulomb obtenida a partir del ensayo de corte directo.

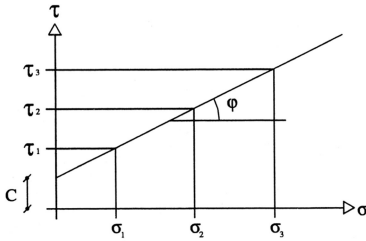
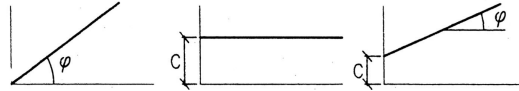


Fig. 134
(Der.) La posición de la recta de Coulomb permite clasificar el suelo. A la izquierda, granular limpio (sin cohesión). En el centro, cohesivo puro (sin rozamiento). A la derecha, granular coherente (con cohesión y rozamiento).

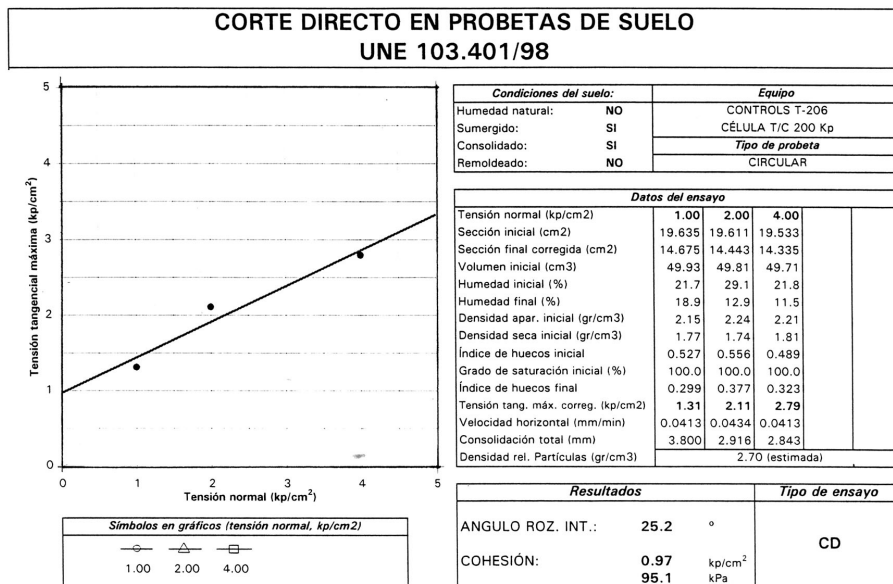


La cohesión c es la ordenada en el origen, es decir, representa el esfuerzo de corte necesario para cortar la muestra cuando no se aplica ninguna presión ($\sigma = 0$). La inclinación ϕ de la recta es el ángulo de rozamiento de las partículas del suelo, que indica la relación entre la presión y el corte. Los valores altos de ϕ implican que la resistencia al corte aumenta más con la presión que si la recta está poco inclinada. Obsérvese que, si el suelo no tiene cohesión (arena limpia), la recta pasa por el origen (v. fig. 134, izquierda) y, si no tuviera rozamiento, la recta sería horizontal, lo cual indica que la resistencia al corte es constantemente igual a la cohesión, independientemente del valor de la presión (v. fig. 134, centro). Es habitual que los suelos tengan cohesión y rozamiento (v. fig. 134, derecha).

Por otra parte, la recta de Coulomb limita los estados del suelo, porque los puntos de la recta son puntos en estado límite de rotura. En cambio, los puntos que están por debajo de la recta son puntos de posible equilibrio σ , τ , y los que están por encima no pueden representar ningún estado tensoral porque están más allá de la rotura.

En la figura 135, se reproduce el ensayo de corte directo realizado por la empresa PAYMASA, con el resultado de $c = 0,97 \text{ kp/cm}^2$ y $\phi = 25,2^\circ$. Se han aplicado las presiones 1, 2 y 4 kp/cm^2 , y se puede observar cómo se seca la muestra durante el ensayo y cómo disminuye el índice de poros.

Fig. 135
Ensayo de corte directo
(Fuente: PAYMASA).





Tipo de ensayo de corte directo

- a) Rápido: la presión y el corte se aplican sin esperar el drenaje. Proporciona la cohesión aparente (sin drenar). Aplicaciones: estructuras que entran en carga muy deprisa, como los silos, las piscinas y los depósitos.
- b) Rápido con consolidación previa: la presión se aplica lentamente y se espera que la muestra se consolide, pero se aumenta el corte rápidamente hasta la rotura. Aplicaciones: excavaciones, que vacían un suelo que ya estaba consolidado por efecto de su peso.
- c) Lento: la presión se aplica lentamente y se espera que la muestra se consolide; se aplica escalonadamente el corte y se espera, en cada escalón, que la deformación se estabilice. Aplicaciones: estudio de cimientos.

Las limitaciones del ensayo de corte directo

1. Durante el ensayo, va disminuyendo el área de contacto entre las dos mitades de la muestra.
2. Las tensiones de rotura son, en realidad, muy superiores porque se calculan dividiendo por la sección inicial.
3. Las deformaciones no son uniformes en toda la superficie de rotura. Son superiores en los bordes.
4. En terrenos coherentes, la consolidación es lenta y eterniza el ensayo lento.

2.2.3. El ensayo triaxial

El ensayo de compresión triaxial somete el suelo a compresión sin corte en las tres direcciones del espacio (v. figs. 136, 138 i 139); es decir, aplica σ_1 en la dirección x , $\sigma_2 = \sigma_1$ en la dirección y y σ_3 en la dirección z (v. fig. 137). El confinamiento o la presión lateral reducen la deformación transversal y vertical (asiento) e incrementan la resistencia (v. fig. 140).

Con el ensayo de compresión triaxial, se obtienen círculos de Mohr (J. Llorens y B. Ruiz, 2012). Requiere una muestra inalterada y consiste en colocar la muestra en la celda del aparato (v. fig. 137) y aplicar una presión lateral $\sigma_1 = \sigma_2$ y una presión vertical σ_3 creciendo hasta la rotura. Este par de valores σ_1 y σ_3 , representados en los ejes de Coulomb, marcan el diámetro del círculo de Mohr correspondiente a la situación tensional que ha producido la rotura (v. fig. 141). Repitiendo este proceso dos veces más, se obtienen $\sigma'_1, \sigma'_3, \sigma''_1$ i σ''_3 , dos pares de valores que también se representan junto con los círculos de Mohr que delimitan. La envolvente de estos círculos de Mohr es la curva de resistencia intrínseca, que se asimila a la recta de Coulomb o ley de corte: $\tau = C + \sigma \cdot \tan \varphi$ (obtenida también en el ensayo de corte directo) y proporciona los valores de c y φ (v. fig. 142).



Fig. 136
Ensayo de compresión
triaxial (Fuente: L. I.
González, 2002).

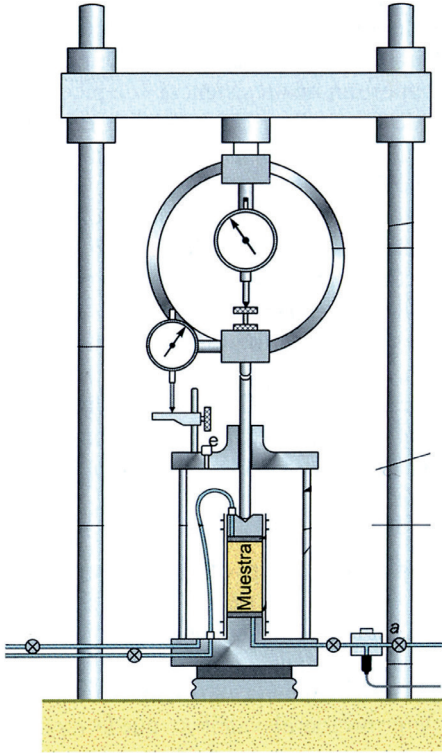


Fig. 137
El triaxial somete la
muestra a la compresión
sin corte en las tres
direcciones del espacio.

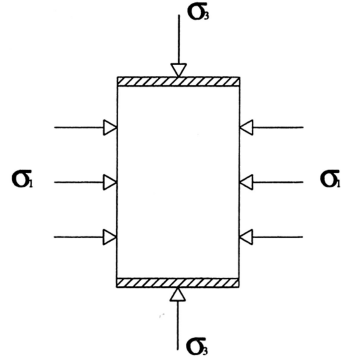


Fig. 138
Celda del triaxial.

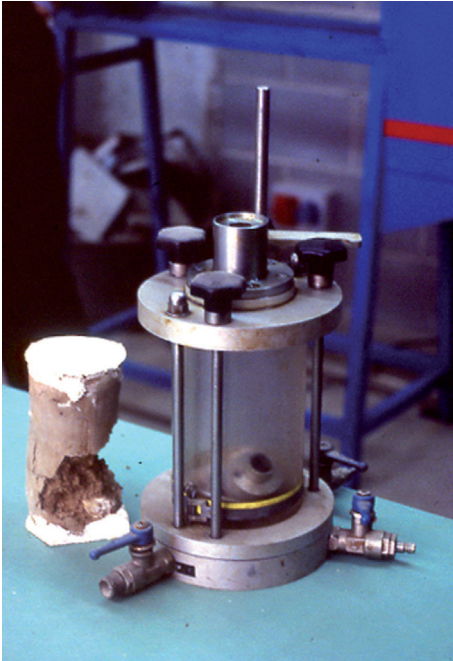


Fig. 139
Batería de triaxiales
en acción.

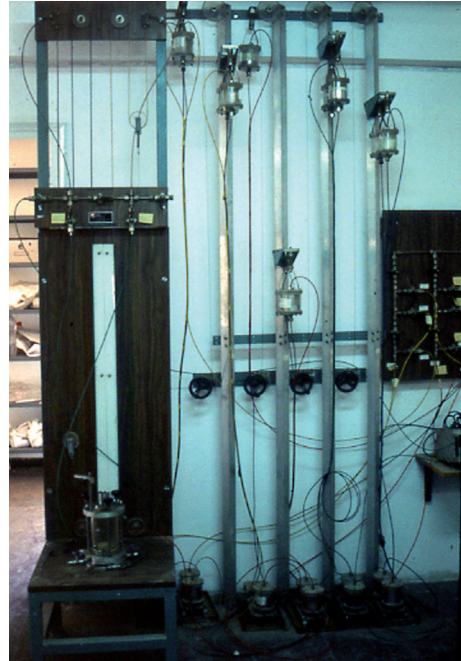




Fig. 140
El confinamiento incrementa la resistencia (Fuente: R. L'Hermite, 1971).

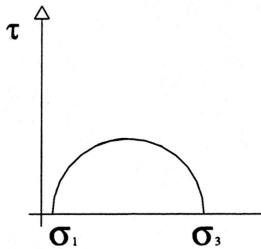


Fig. 141
Círculo de Mohr, que representa el estado tensional correspondiente a la presión horizontal sin corte σ_1 y la presión vertical sin corte σ_3 .

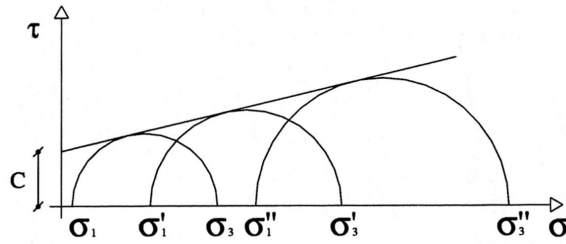


Fig. 142
El ensayo triaxial proporciona círculos de Mohr en rotura. La envolvente de estos círculos es la curva de resistencia intrínseca, que se puede asimilar a la recta de Coulomb y que, por tanto, permite medir la cohesión y el rozamiento.

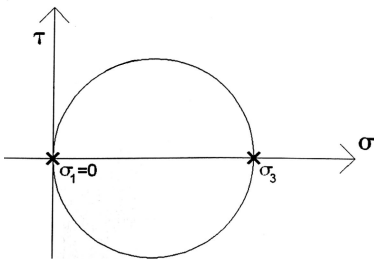


Fig. 143
Con un triaxial sin presión lateral ($\sigma_1 = \sigma_2 = 0$), se puede emular un ensayo de compresión simple. En este caso, la resistencia a la compresión simple es σ_3 .

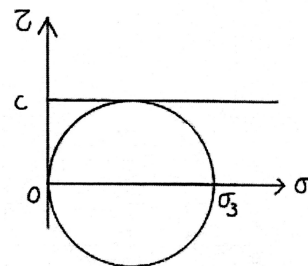


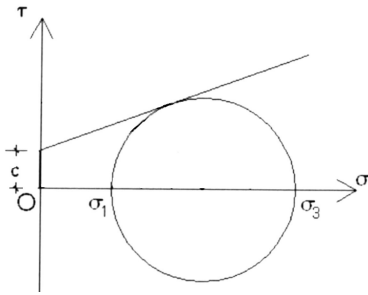
Fig. 144
En terrenos sin rozamiento ($\varphi = 0$, es decir, $\tan \varphi = 0$), se puede estimar la cohesión dividiendo por dos la resistencia a la compresión simple, porque la recta de Coulomb es horizontal, $\tau = c$.

Otras aplicaciones del ensayo de compresión triaxial

El ensayo de compresión triaxial puede emular el de compresión simple haciendo $\sigma_1 = \sigma_2 = 0$ (v. fig. 143). El valor de σ_3 es precisamente el de la resistencia a la compresión simple. Además, si el suelo fuera coherente puro ($\varphi = 0$), se podría estimar la cohesión $c = \sigma_3 / 2$ (v. fig. 144).

Por otra parte, con un triaxial (un círculo de Mohr) y un molinete (c), también se puede determinar la recta de Coulomb, que es la tangente al círculo desde c (v. fig. 145).

Fig. 145
Con un triaxial y un molinete,
también se puede obtener
la recta de Coulomb.



2.2.4. El edómetro

El edómetro mide la consolidación de los suelos coherentes y saturados. Carga una muestra **coherente, inalterada y saturada**, y proporciona la curva de presión-disminución del índice de agujeros. Aplica la presión en siete escalones de 24 horas (1 semana): escalón 1, de 0 a 0,1 kp/cm²; escalón 2, de 0,1 a 0,2 kp/cm²; escalón 3, de 0,2 a 0,5 kp/cm²; escalón 4, de 0,5 a 1,0 kp/cm²; escalón 5, de 1,0 a 2,0 kp/cm²; escalón 6, de 2,0 a 4,0 kp/cm², y escalón 7, de 4,0 a 8,0 kp/cm². (v. figs. 146 y 147)

Fig. 146
Edómetro.

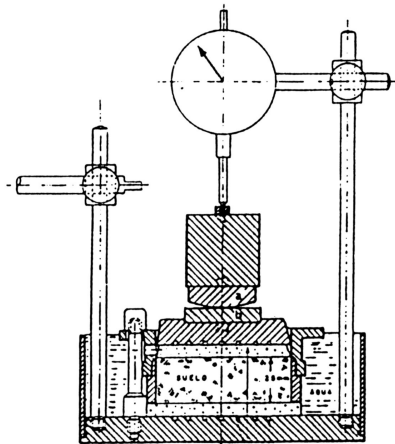


Fig. 147
Bancada de edómetros.
Se necesitan unos
cuantos porque un ensayo
dura una semana.



El resultado del ensayo edométrico es la curva edométrica (v. fig. 148), que representa la disminución del índice de poros (en ordenadas) a medida que se va incrementando la presión (en abscisas). Sirve para:

1. Calcular el asentamiento.
2. Calcular el módulo de deformación.
3. Calcular el tiempo que tardará en producirse el asentamiento (tiempo de consolidación).
4. Determinar la presión de hinchamiento: se coloca la muestra en el edómetro, se inunda y se aplica la presión para que no se hinche. Esta presión necesaria para que la muestra no se hinche es la presión de hinchamiento.

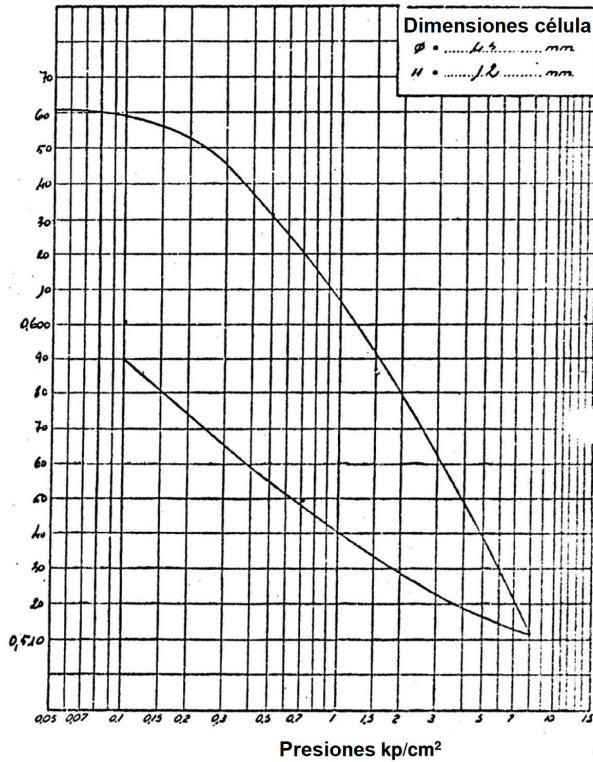


Fig. 148
Curva edométrica. La curva superior es la de carga y la inferior es la de descarga.

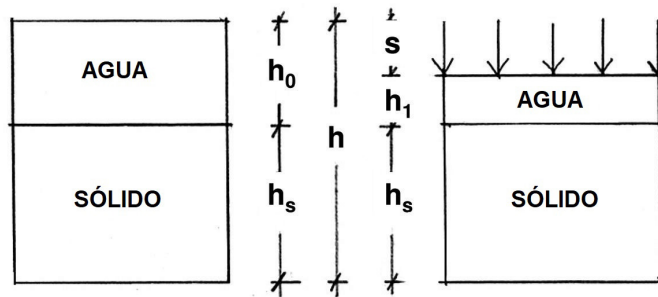


Fig. 149
Muestra en el edómetro. A la izquierda, antes de cargarla. A la derecha, después de cargarla.

Para calcular el asiento, se consultan en la curva edométrica los índices de poros anterior e_0 (v. fig. 149, izquierda) y posterior e_1 (v. fig. 149, derecha) a la aplicación de la carga. La muestra está saturada, es decir, todos los poros están llenos de agua (no hay aire). Al aplicar la carga, la altura inicial $h = h_s + h_0$ disminuye el asiento (s) y pasa a ser $h_s + h_1$. Como el sólido se considera incompresible, toda la disminución de volumen se ha producido a causa de la expulsión de agua.

Valores de los índices de poros antes y después de aplicar la carga:

$$e_0 = \frac{\text{vol. poros inicial}}{\text{vol. sólido inicial}} = \frac{A \cdot h_0}{A \cdot h_s} = \frac{h_0}{h_s}; \quad e_1 = \frac{\text{vol. poros final}}{\text{vol. sólido final}} = \frac{A \cdot h_1}{A \cdot h_s} = \frac{h_1}{h_s}$$



con A = superficie de la base de la muestra. Valor del asiento:

$$\begin{aligned} s &= (h_s + h_0) - (h_s + h_1) = h_0 - h_1 = \frac{h_0 - h_1}{h} \cdot h = \frac{h_0 - h_1}{h_s + h_0} \cdot h = \\ &= \frac{\frac{h_0}{h_s} - \frac{h_1}{h_s}}{\frac{h_s}{h_s} + \frac{h_0}{h_s}} \cdot h = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot h \end{aligned}$$

Conclusión: Se puede calcular el asiento s a partir de los índices de poros anterior e_0 y posterior e_1 y la altura inicial h . Obsérvese que el método edométrico de cálculo del asiento no requiere el valor del módulo de deformación del suelo E . Sin embargo, un paralelismo con la expresión general del cálculo elástico permite calcularlo.

Con el cálculo elástico: $s = \frac{\sigma_1 - \sigma_0}{E} \cdot h$

Con el método edométrico: $s = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot h$

Igualando: $\frac{\sigma_1 - \sigma_0}{E} \cdot h = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot h \Rightarrow E = (\sigma_1 - \sigma_0) \cdot \frac{1 + e_0}{e_0 - e_1}$

2.2.5. El ensayo de expansividad o de Lambe

El ensayo de Lambe sirve para calificar la expansividad del suelo. No sirve para determinar la presión de hinchamiento. Consiste en lo siguiente (v. fig. 150):

1. Preparar la muestra con alguna de las humedades siguientes: w_p (límite plástico) muestra “húmeda” después de 48 horas en ambiente con el 100% de humedad o muestra “seca” después de 48 horas en ambiente con el 50% de humedad.
2. Se coloca la muestra en el aparato, entre la base y el pistón, confinada por una malla rígida.
3. Se inunda la muestra.
4. Se dejan pasar dos horas.
5. Se lee el índice de hinchamiento (que no es la presión de hinchamiento).
6. Se lee el cambio potencial de volumen en la curva del gráfico, entrando por el índice de hinchamiento y las condiciones iniciales de humedad de la muestra (v. fig. 151).

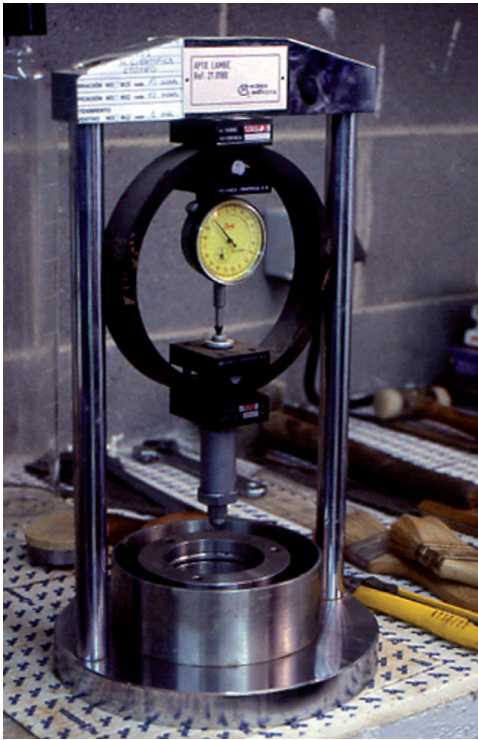


Fig. 150
Aparato de Lambe para calificar la expansividad.

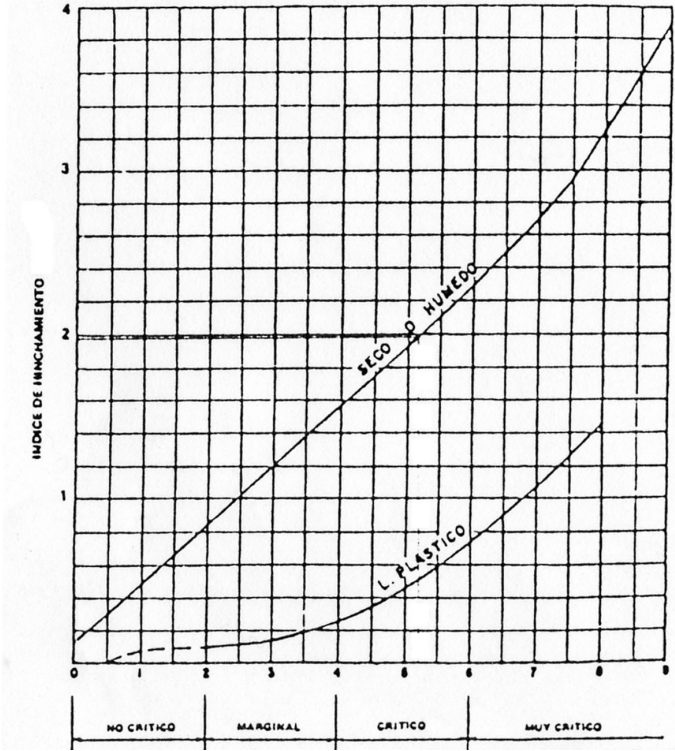


Fig. 151
La curva del ensayo de Lambe relaciona la expansividad (en las abscisas) con el índice de hinchamiento (en las ordenadas) en el impreso normalizado (UNE 103 600).



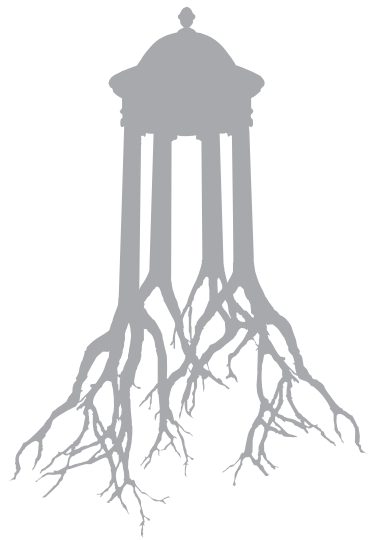
El resultado es la calificación de la expansividad: “no crítica”, “marginal”, “crítica” o “muy crítica”. En caso de que resulte “crítica” o “muy crítica”, habrá que medir la presión de hinchamiento con el edómetro.

2.2.6. Presentación de los resultados de los ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio se suelen presentar en una hoja resumen que indica los resultados obtenidos. Por filas están los ensayos y por columnas, las muestras ensayadas. Si el ensayo no se ha realizado, la casilla correspondiente está en blanco y, si el resultado es una figura que no cabe, se incluye en el anexo de ensayos (v. fig. 152)

Fig. 152
Hoja de presentación de los
ensayos de laboratorio.

RESULTADO DE LOS ENSAYOS					
Fecha de entrada	P-2	P-2	P-3	P-3	P-3
Referencia	Sondeo 2	Sondeo 2	Sondeo 3	Sondeo 3	Sondeo 3
Tipo de muestra	12,00-12,45	17,00-17,45	6,00-6,45	9,00-9,45	11,50-11,95
Granulométrico	I N A L T E R A D A S I N A L T E R A D A S A				
% pasa tamiz 3/4"	86,8				
% >> N.º 4	71,9				
% >> N.º 10	68,5	100	100	100	100
% >> N.º 40	57,4	98,6	87,9	95,9	99,7
% >> N.º 200	50,0	92,2	80,0	60,4	90,6
Límites de Atterberg					
L. L.	37,7	42,5	29,0		44,2
L. P.	19,5	22,0	20,6		25,2
I. P.	18,2	20,5	8,4	N.P.	19,0
Clasificación Casagrande	CI	CI	CL	ML	CI
> H. R. B.	A-6	A-7-6	A-4	A-4	A-7-6
Indice de Grupo	6	12	8	5	12
Equivolente de arena					
Contenido de Materia Orgánica					
Ensayo de Apisonado					
Proctor					
Densidad máxima					
Humedad óptima					
Indice C. B. R.					
Densidad seca gr/cm ³		Ver gráf.		Ver gráf.	Ver gráf.
Factor Portante					
Humedad %	21,4	Ver gráf.	19,9	Ver gráf.	Ver gráf.
Peso específico		2,74		2,69	2,74
Corte directo		Ver gráf.		Ver gráf.	
Edometría		" "		" "	
Compresión simple		" "			
Triaxial					Ver gráfico



→ 3



El estudio geotécnico

3.1. Para qué sirve el estudio geotécnico

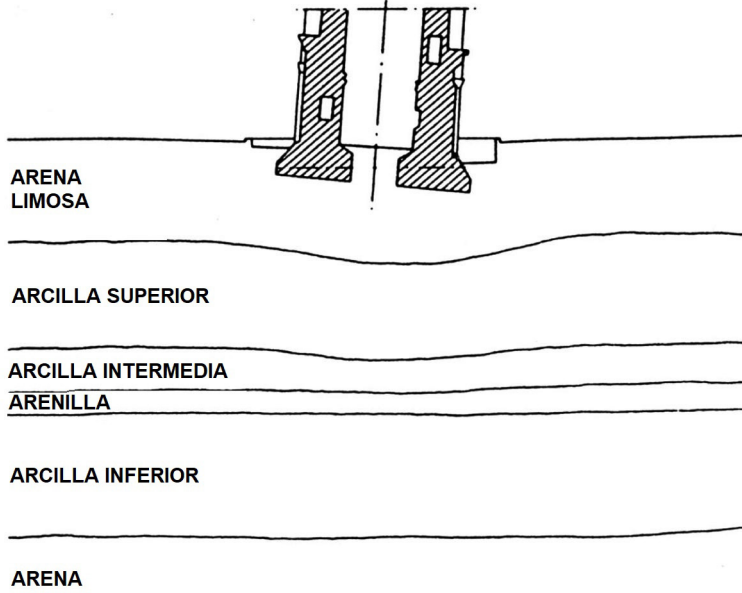
Para proyectar la cimentación de un edificio, hay que conocer el suelo sobre el cual se apoyará, porque tendrá que resistir las cargas con deformaciones aceptables. Además, el suelo también puede transmitir cargas, como es el caso de los muros de contención. Por otra parte, al excavar el terreno para construir los cimientos o los muros, solo se ve la superficie, pero el suelo que actuará abarca más profundidad. Un ejemplo histórico es el de la Torre de Pisa (v. figs. 153 y 154). Los primeros 7 m (que vieron quienes la construyeron) son arenas, arcillas y limos, pero debajo (de -7 m a -37 m), hay unas arcillas plásticas, que son las que se han deformado más. El volumen de suelo afectado por la torre (que tiene 19,50 m de ancho en la base) va más allá de los 7 m iniciales (~ 30 m) y, por tanto, había que conocerlo.



Fig. 153
La Torre de Pisa
(1173-1350).



Fig. 154
El suelo que vieron Bonanno
Pisano, Giovanni di Simeone
y Tommaso di Andrea era
una arena limosa, pero el
que se ha deformado más
es la arcilla plástica que hay
debajo y que no vieron.



En la construcción de edificios de poca envergadura, ha sido frecuente prescindir de la información geotécnica, incluso en casos difíciles, que piden un conocimiento preciso (v. figs. 155 a 157).

Fig. 155
Parte del edificio se
apoya sobre un relleno.





Fig. 156
Edificio afectado por la subsidencia del subsuelo.



Fig. 157
La inestabilidad del suelo es incompatible con la construcción.

3.2. Definición

El informe geotécnico es la información cuantificada de las características del terreno, determinadas mediante el reconocimiento del terreno, relacionada con el tipo de edificio previsto y el entorno donde se ubica, que es *necesaria para el análisis y el dimensionamiento de los cimientos* y de los muros de contención. El objetivo principal es proyectar los cimientos y los muros de contención, con lo cual un estudio puede ser breve si sirve



a este propósito, y no es necesario que el estudio tenga cientos de páginas si no proporcionan la información necesaria para proyectar.

Ya que las conclusiones del estudio geotécnico pueden afectar el proyecto en la concepción estructural del edificio, del tipo y de la cota de los cimientos, se lleva a cabo en *la fase inicial del proyecto* y, en cualquier caso, antes de que la estructura esté totalmente dimensionada.

3.3. Contenido del estudio geotécnico

3.3.1. Información general

Emplazamiento del solar, empresa y fecha de realización de los trabajos de reconocimiento.

3.3.2. Información previa

Información relativa al edificio en fase de proyecto, a la cimentación prevista, al suelo, a los edificios cercanos y a sus alrededores.

- a) **Edificio en fase de proyecto.** Sección, con indicación de los niveles de la superficie del suelo. Tipos y deformabilidad de la estructura. Planta acotada, con indicación de las cargas.
- b) **Cimentación prevista.** Tipo, geometría y profundidad.
- c) **Suelo.** Plano acotado del solar con curvas de nivel. Situación del edificio, con indicación del perímetro. Uso del suelo, obras anteriores, modificaciones del perfil. Redes y otros elementos enterrados. Profundidad habitual de cimentación en la zona. Tipos y características del suelo. Situación del nivel freático. Indicios de agresividad o de expansividad. Sismicidad.
- d) **Edificios cercanos** (a menos de 50 m). Situación en planta. Sección. Número de plantas y sótanos. Estructuras de contención. Cimentaciones. Cargas transmitidas. Tipo de estructura y deformabilidad. Estado de conservación.
- e) **Alrededores.** Geología. Configuración, desniveles, parques. Lesiones en edificios cercanos. Excavaciones visibles. Rieras. Irregularidades. Deslizamientos u otros movimientos geológicos.

3.3.3. Campaña de reconocimiento efectuada

Número de puntos, profundidad del reconocimiento en cada punto, situación en planta de los puntos de reconocimiento, métodos de prospección, ensayos, muestras y programación de los trabajos de reconocimiento.

Número de puntos

El número de puntos de reconocimiento depende del tipo de edificio (v. tabla 39), del tipo o grupo de terreno (v. tabla 40) y de las dimensiones de la parcela (v. tabla 41). Si las distancias indicadas superan las dimensiones de la superficie por reconocer se han de disminuir y, en el caso de los edificios con superficies en planta superiores a los 10.000 m², se puede reducir la densidad de puntos. Esta reducción tiene como límite el 50% de los obtenidos con la regla anterior, aplicada al exceso de superficie. En general, el número mínimo de puntos de reconocimiento es de 3.

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 y 10 plantas
C-3	Construcciones entre 11 y 20 plantas
C-4	Conjuntos monumentales o singulares, o de más de 20 plantas

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

Taula 39
Clasificación de los edificios. CTE DB SE-C.

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 importancia, aunque no superen los 3,0 m.
T-3	<ul style="list-style-type: none"> • Terrenos desfavorables: los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. Se considerarán terrenos T-3 desfavorables: <ul style="list-style-type: none"> – suelos expansivos; – suelos colapsables; – suelos blandos o sueltos; – terrenos kársticos en yesos y calizas; – terrenos variables de composición y estado; – rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m; – terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos; – rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades; – terrenos con desnivel superior a 15°; – suelos residuales; – terrenos de marismas.

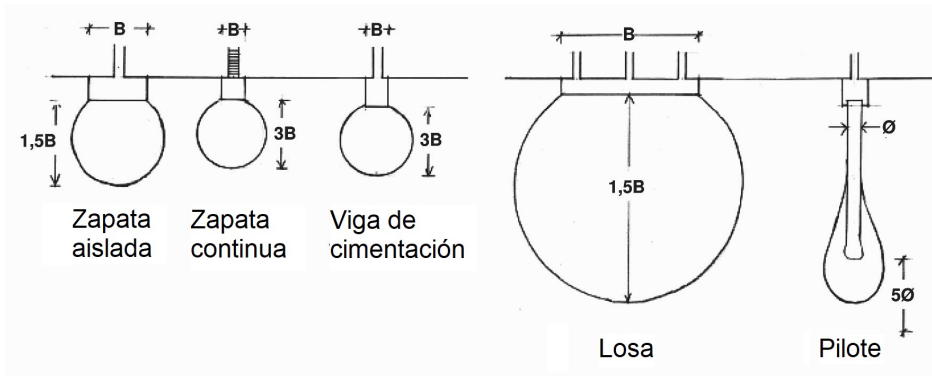
Taula 40
Clasificación de los terrenos CTE DB SE-C.

Tipo de construcción	Distancias máximas entre puntos de reconocimiento	
	Grupo de terreno	
	T1	T2
	d _{máx.} (m)	d _{máx.} (m)
C-0, C-1	35	30
C-2	30	25
C-3	25	20
C-4	20	17

Taula 41
Distancia máxima entre puntos de reconocimiento CTE DB SE-C.



Fig. 158
Profundidad mínima
del reconocimiento.



Profundidad mínima del reconocimiento

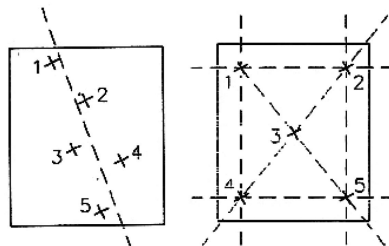
La profundidad del reconocimiento ha de ser:

1. la menor de la indicada en la figura 158, donde se ha disipado el 90% de la presión de contacto a partir de la base de la zapata o los $2/3$ de la longitud de los pilotes;
2. la de un estrato indeformable. Compruébese que tiene ≥ 2 m de espesor + $0,3 \cdot n$ metros (n : número de plantas).

Situación de los puntos

Respetando las distancias máximas, hay que seguir un esquema regular, concentrar los puntos en las zonas conflictivas, cubrir el perímetro con distancias a este perímetro no superiores a 3 m y progresar hacia el interior. Deben quedar reflejados en un plano en planimetría y altimetría, referidos a puntos fijos claramente identificables del entorno. Se han de poder hacer, como mínimo, dos secciones perpendiculares entre sí (o casi perpendiculares) (v. fig. 159).

Fig. 159
A la izquierda, cinco puntos mal situados: solo se puede hacer una sección. A la derecha, cinco puntos bien situados: se pueden hacer seis secciones. Falta indicar la cota de las bocas.



Métodos de prospección

Calicatas, sondeos mecánicos, penetrómetros: estático y dinámico, y prospecciones geofísicas.

a) Las calicatas

Son pozos o zanjas que permiten la observación directa del terreno, así como tomar muestras y realizar ensayos *in situ*. En los reconocimientos para construcciones de tipo C-0 y grupo de terreno T-1, los penetrómetros han de complementarse con otras técnicas, como las calicatas. En otros casos, se pueden utilizar penetrómetros para identificar las unidades geotécnicas que hay que contrastar con sondeos mecánicos.

Condiciones de las calicatas:

1. profundidad de reconocimiento moderada (< 4 m)
2. terrenos que se pueden excavar con la pala mecánica o manualmente
3. ausencia de nivel freático en la profundidad reconocida o cuando existan aportaciones de agua moderadas en terrenos de baja permeabilidad
4. terrenos preferentemente cohesivos
5. terrenos granulares, en que las perforaciones de pequeño diámetro no serían representativas
6. en todos los puntos, se puede conseguir el estrato firme o resistente con garantía suficiente
7. no es necesario realizar pruebas *in situ*, asociadas a sondeos (por ejemplo, ensayos de penetración estándar)

Limitaciones de las calicatas

Este método debe excluirse cuando se pueda deteriorar el terreno de apoyo de los futuros cimientos o se ocasionen problemas de inestabilidad para las estructuras cercanas. Las calicatas de una profundidad superior a 1,5 m no pueden ser inspeccionadas ni revisadas por nadie si no se encuentran debidamente apuntaladas o adecuadamente en un talud (v. fig. 160). La norma tecnológica NTE ADZ “Acondicionamiento del terreno. Desmontes”, de 1976, indica cómo apuntalar las calicatas (v. figs. 160 a 162).

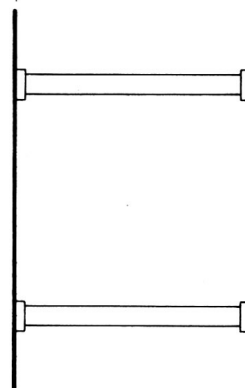
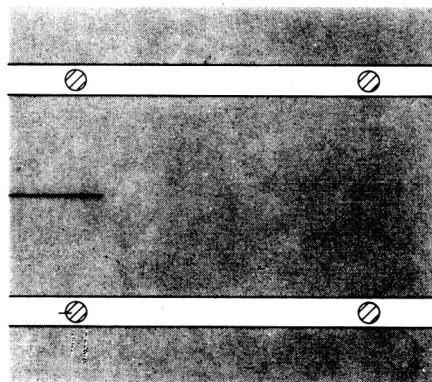


Fig. 160
Entibación de zanjas ligera
(Fuente: NTE ADZ).



Fig. 161
Entibación de zanjas
semicuajada (al 50%,
fuente: NTE ADZ).

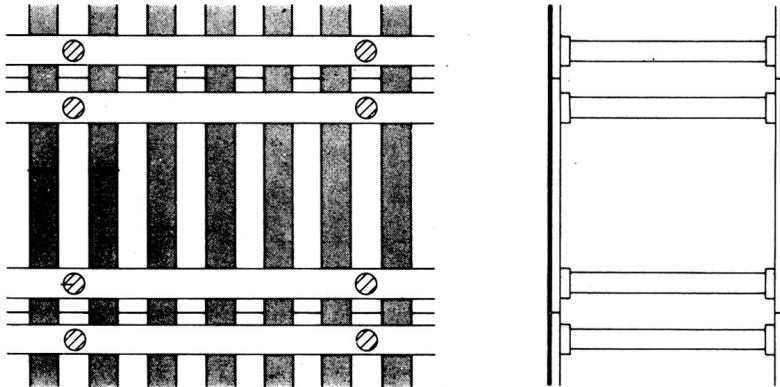
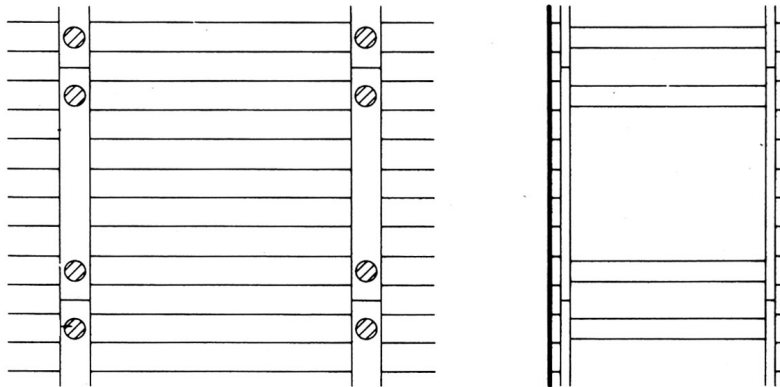


Fig. 162
Entibación de zanjas
cuajada (100%,
fuente: NTE ADZ).



b) Los sondeos mecánicos

Definición. Son perforaciones de diámetros y profundidades variables que permiten:

- reconocer la naturaleza y la localización de las diferentes unidades geotécnicas del terreno extraer muestras
- realizar ensayos a diferentes profundidades

Tipología:

- preferiblemente por rotación, con extracción de un testigo continuo (v. figs. 163 a 168)
- percusión mediante una barrena helicoidal (vacía o maciza)



Fig. 163
Sondeo por rotación
en la calle de Adolf
Fiorenza, en Barcelona.



Fig. 164
Empalme de tubos de
sondeo para incremen-
tar la profundidad.



Fig. 165
Punta del tubo de sondeo
para suelos blandos.



Fig. 166
Punta del tubo de sondeo
para suelos duros.



Fig. 167
Corona de vidia para
perforar suelos duros y el
muelle de retención del
testigo continuo dentro
del tubo de sondeo.

Fig. 168
La maquinaria de perforación del sondeo puede ser reducida de modo que pueda introducirse en los edificios. Ello permite hacer estudios geotécnicos para rehabilitaciones o reparaciones. En los edificios de nueva planta, no hay que esperar al derribo para hacer el estudio geotécnico.

El número mínimo de sondeos mecánicos depende del grupo de terreno y del tipo de construcción (v. tabla 42). Si el número de puntos de reconocimiento supera el número mínimo de sondeos, se pueden sustituir sondeos por penetrómetros, tal como se indica en la tabla 43. No se debe confundir el número mínimo de sondeos con el de puntos de reconocimiento.

Por ejemplo: el tipo de construcción C-1 en grupo de terreno T-1 requiere al menos 3 puntos de reconocimiento, de los cuales como mínimo uno ha de ser un sondeo. Los otros dos pueden ser penetrómetros o calicatas, pero se recomienda mucho que sean sondeos con extracción de testigo continuo.

	Número mínimo	
	T-1	T-2
C-0	—	1
C-1	1	2
C-2	2	3
C-3	3	3
C-4	3	3

	% de substitución	
	T-1	T-2
C-0	—	66
C-1	70	50
C-2	70	50
C-3	50	40
C-4	40	30

Tabla 42
Nombre mínimo de sondeos mecánicos según el grupo de terreno (T) y el tipo de construcción (C).

Tabla 43
Porcentaje de puntos de reconocimiento que se pueden realizar con penetrómetro si el número de puntos de reconocimiento supera el número mínimo de sondeos.

c) Las prospecciones geofísicas

Las exploraciones geofísicas sirven para obtener una visión global de las formaciones y de sus discontinuidades.

Tipología de prospecciones geofísicas: sísmicas por refracción, resistividad eléctrica y otras técnicas geofísicas, como por ejemplo el georradar.

Sondeo eléctrico vertical (SEV)

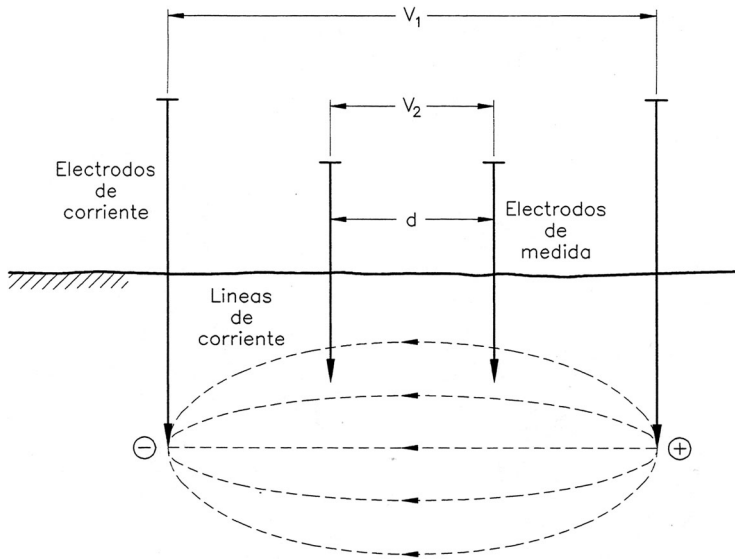
El sondeo eléctrico vertical es una prospección geofísica que se basa en la resistividad eléctrica del suelo. Aplica un campo eléctrico al terreno y mide la corriente eléctrica que circula (v. fig. 170):

- mide resistividades con calicatas eléctricas
- el aire tiene más resistividad porque no es conductor
- las arcillas son muy conductoras, tienen poca resistividad
- las zonas fracturadas tienen más aire, es decir, más resistividad
- las cuevas llenas de aire tienen mucha resistividad



Fig. 170

Sondeo eléctrico vertical
(Fuente: A. Josa *et al.*,
1995). Con los electrodos
exteriores, se aplica una
diferencia de potencial para
que circule la corriente,
que se mide con los
electrodos interiores.

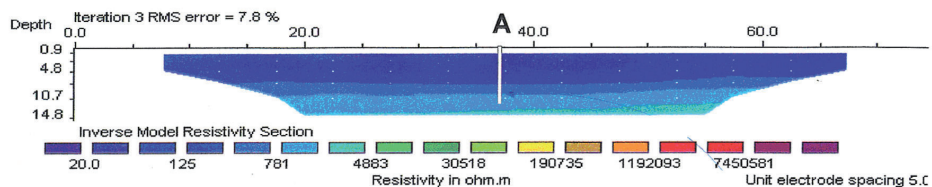


Aplicaciones:

1. Localizar macizos, como rocas, margas, estratos, etc.
2. Localizar discontinuidades: rellenos en canteras abandonadas, cuevas vacías o rellenas, escombros, depósitos, silos, cimientos, cloacas (son formas geométricas no naturales), rellenos heterogéneos revueltos.
3. Obtener una visión global de la constitución del subsuelo para determinar dónde se deben efectuar los sondeos. Por ejemplo, si se detecta uniformidad, será suficiente con unos pocos puntos de reconocimiento.

Ejemplo 1: Polideportivo de Petra (v. fig. 171). Gracias a la sección que proporciona el sondeo eléctrico, se comprueba que el suelo es homogéneo y hace falta un sondeo.

Fig. 171
Sondeo eléctrico
vertical para el polide-
portivo de Petra.



Ejemplo 2: Muralla de Ibiza (v. figs. 172 y 173). El resultado de los sondeos era ininteligible. El sondeo eléctrico permitió interpretar la sección del terreno y determinar la profundidad del estrato resistente.



Fig. 172
El castillo de Ibiza.

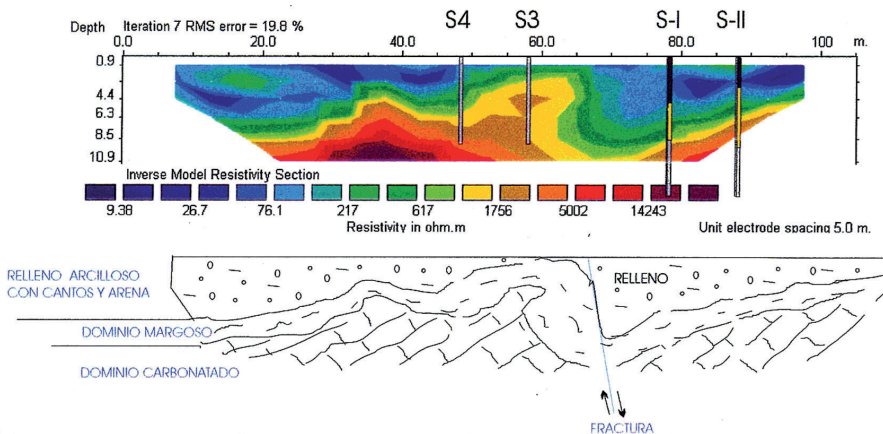


Fig. 173
En la parte superior, el sondeo eléctrico vertical bajo el castillo de Ibiza y, en la parte inferior, su interpretación.

Ensayos de cada unidad geotécnica

La tabla 44 presenta una relación de ensayos de campo con sus correspondientes resultados y la tabla 45, la de los ensayos de laboratorio. La tabla 46 indica el número orientativo de determinaciones para superficies $\leq 2.000 \text{ m}^2$. Para superficies más grandes, se multiplican los números de la tabla por $(s/2000)^{1/2}$, en que s es la superficie de estudio en m^2 . Se recomienda incrementar en un 50% los valores del cuadro para los edificios C-3 o C-4. Para los terrenos de tipo T-3, se decidirá el tipo y el número de determinaciones, que nunca serán inferiores a las indicadas para T-2.

Se procurará que los valores se obtengan de muestras procedentes de puntos de investigación diferentes, una vez identificados como pertenecientes al mismo estrato.



Tabla 44
Ensayos de campo.

Ensayos de campo		
Tipo		Resultado
Penemómetro	estático	curva penetrométrica estática
	dinámico	curva penetrométrica dinámica
	de bolsillo	valor de la presión admisible
De sondeo	SPT	N_{30} (número de veces)
	molinete	momento de torsión de corte $\rightarrow c$
	presiómetro	curva presiométrica $\rightarrow P_t$ y e
En superficie o pozo	placa	curva presión-asentamiento
En pozo	bombeo	permeabilidad

Tabla 45
Ensayos de laboratorio.

Ensayos de laboratorio		
	Tipo	Resultado
De identificación	granulometría	curva granulométrica
	límites	límites líquido y plástico
De volúmen	densidades	valores
	humedad	valor
	expansividad o hinchazón	cambio potencial de volumen
Mecánicos	compresión simple	curva tensión-deformación
	corte directo	recta de Coulomb
	triaxial	curva de resistencia intrínseca
	edómetro	curva edométrica
Químicos	agresividad	contenido de sulfatos

Tabla 46
Número orientativo de determinaciones para superficies $\leq 2.000 \text{ m}^2$.

	Propiedad	T-1	T-2
Identificación	granulometría	3	6
	plasticidad	3	5
Deformabilidad	arcillas y limos	4	6
	arenas	3	5
Resistencia a la compresión simple	suelos muy blandos	4	6
	de suelos blandos a suelos duros	4	5
	suelos fisurados	5	7
Resistencia al corte	arcillas y limos	3	4
	arenas	3	5
	Contenido de sales agresivas	3	4

Muestras

Categorías

- a) Categoría A (inalterada). Son de categoría A las muestras que mantienen inalteradas las siguientes propiedades del suelo: estructura, densidad, humedad, granulometría, plasticidad y componentes químicos estables.
- b) Categoría B (representativa). Mantienen inalteradas la humedad, la granulometría, la plasticidad y los componentes químicos estables.
- c) Categoría C (representativa). Todas las que no cumplen las especificaciones de la categoría B.

Extracción de las muestras

La extracción de las muestras puede ser directa y manual del fondo de una calicata (v. figs. 174 a 177), pero lo más habitual es sacarlas con un tomamuestras, que se clava en el fondo de un sondeo a la profundidad de extracción de la muestra (v. figs. 178 a 183). El testigo continuo que proporcionan los sondeos queda alterado por la forma de extracción y la longitud depende de la deformabilidad del suelo y de cómo se haya manipulado (v. figs. 184 a 192).

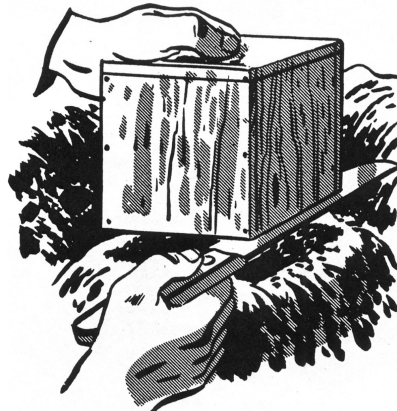
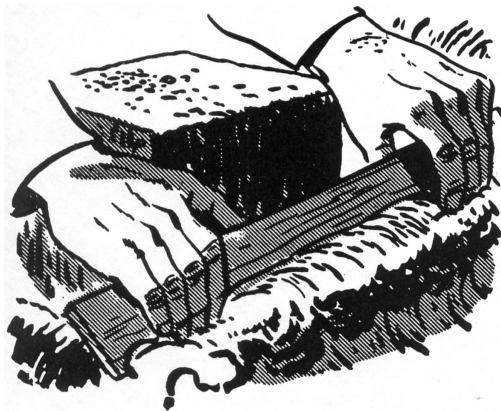
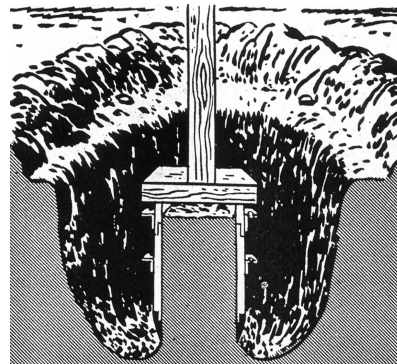
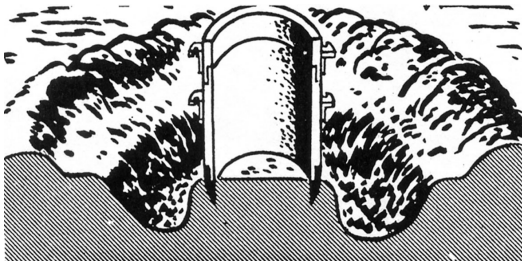


Fig. 174
(Izq.) Toma de muestra inalterada manual cilíndrica. Después de allanar el terreno, se clava el molde cilíndrico y se excava una zanja a su alrededor (Fuente: G. Bertram, 1961).

Fig. 175
(Der.) Toma de muestra inalterada manual cilíndrica. Se profundiza la zanja hasta que todo el cilindro ha penetrado en el terreno. Entonces, se corta la muestra por la parte inferior, se retira el cilindro y se tapan las caras superior e inferior (Fuente: G. Bertram, 1961).

Fig. 176
(Izq.) Toma de muestra inalterada manual cúbica. Se excava una zanja alrededor de la muestra que se debe extraer. El tamaño de la muestra ha de ser inferior a la caja que la contenga (Fuente: G. Bertram, 1961).

Fig. 177
Toma de muestra inalterada manual cúbica. Se coloca la caja alrededor de la muestra y se parafrinan los vacíos que queden entre la muestra y la caja y la cara superior. Se coloca la tapa y se corta la muestra por la parte inferior, se retira y gira 180° con el fin de parafrinar la otra cara y tapanla (Fuente: G. Bertram, 1961).



Fig. 179
Tomamuestras de
la NTE-CEG.

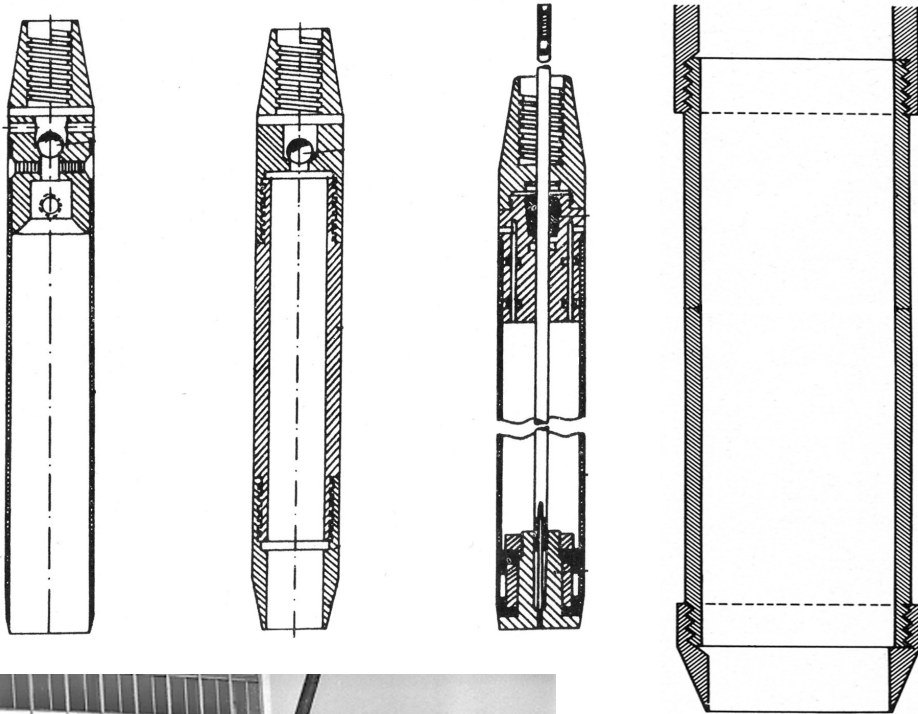


Fig. 178
Toma de muestras
inalteradas de pared
delgada (suelo blando, a la
izquierda), de pared gruesa
(suelo duro, en el centro) y
de pistón (suelo muy duro,
a la derecha) (Fuente: J. M.
Rodríguez Ortiz *et al.*, 1982).

Fig. 180
Extracción del tubo de
sondeo con el tomamuestras
de muestras inalteradas
(Fuente: ETSAB, 1979).





Fig. 181
Precintado de la muestra inalterada en el tomamuestras antes de enviarla al laboratorio (Fuente: ETSAB, 1979).



Fig. 182
Los tomamuestras, tal como llegan al laboratorio.



Fig. 183
Extracción de las muestras
en el laboratorio, alterán-
dolas lo menos posible.

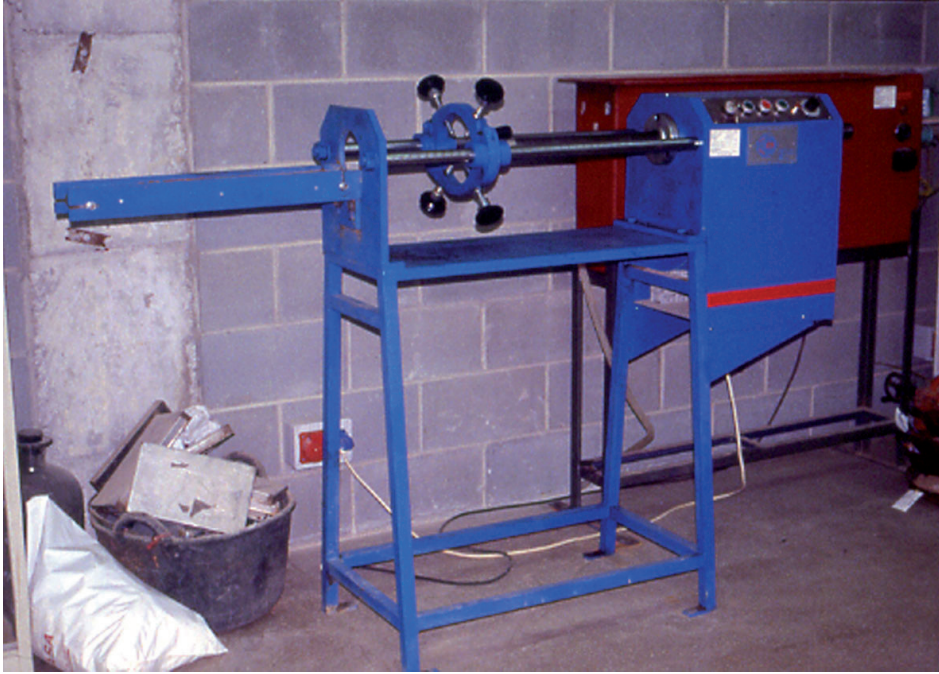


Fig. 184
Extracción de la muestra
continua del sondeo a
golpes de mazo 1.



Fig. 185
Extracción de la muestra
continua del sondeo a
golpes de mazo 2.





Fig. 186
Si la muestra no sale a golpes de mazo, se inyecta agua a presión y aún se altera más.



Fig. 187
La muestra sale alterada del tubo de sondeo.



Fig. 188
La longitud de la muestra continua depende de la manipulación.



Fig. 189
(Izd.) Tramo de la muestra alterada envuelta para enviarla al laboratorio. La categoría de la muestra es C (alterada/representativa), que servirá para identificar el suelo (descripción visual, granulometría y límites) y determinar la materia orgánica, el carbonato o el contenido de sulfatos.



Fig. 190
(Der.) El sondeo con barrena helicoidal proporciona una muestra continua muy alterada (Fuente: ETSAB, 1979).



Fig. 191
(Izq.) La muestra del SPT es alterada.



Fig. 192
(Der.) La muestra continua se puede guardar en cajas para verificaciones posteriores.



Categoría mínima de las muestras

La tabla 47 indica la categoría mínima que han de tener las muestras para hacer las determinaciones que se indican.

Propiedades por determinar	Categoría mínima de la muestra
Identificación organoléptica	C
Granulometría	C
Humedad	B
Límites de Atterberg	C
Peso específico de las partículas	B
Contenido en materia orgánica y en CaCO ₃	C
Peso específico aparente. Porosidad	A
Permeabilidad	A
Resistencia	A
Deformabilidad	A
Expansividad	A
Contenido en sulfatos solubles	C

Tabla 47
Categoría mínima de las muestras en función de las propiedades que se tengan que determinar.

Agua. Aparte de las muestras señaladas, el reconocimiento geotécnico debe incluir la toma de muestras de agua de los diferentes acuíferos encontrados, con el objetivo de prevenir posibles problemas de agresividad o contaminación. En algunos casos, estas muestras sirven para definir mejor la hidrogeología de la zona de estudio.

Protección. Una vez extraídas las muestras, se parafinan, o se les da la protección adecuada, y se trasladan al laboratorio de ensayo en las mejores condiciones posibles.

Descripción. De todas las muestras obtenidas en calicatas o sondeos, se realiza una descripción en que se detallan aquellos aspectos que no son objeto de ensayo, como el color, el olor, la litología de las gravas o trozos de roca, la presencia de escombros o materiales artificiales, etc., así como eventuales defectos en la calidad de la muestra, para incluirla en algunas de las categorías, A o B.

Programación de la campaña de reconocimiento

El proyecto de campaña de reconocimiento se realiza sobre la base de la información previa. Para adaptarla a las características reales del suelo, si resultan diferentes a las previstas, es conveniente programar la campaña de reconocimiento de acuerdo con lo especificado en la tabla 48. Se empieza por la fase de anteproyecto haciendo lo mínimo (alguna calicata o penetrómetro) para comprobar que la información previa corresponde a lo previsto. En caso contrario, se modifica la campaña. A continuación, la fase de proyecto ejecuta lo restante: sondeos, extracción de muestras, ensayos en obra y de laboratorio. Finalmente, es muy recomendable prever una tercera fase de control para comprobar el terreno (aunque sea visualmente), una vez realizada la excavación, y completar la



campaña si se ha visto necesario durante la ejecución del reconocimiento (v. figs. 77 y 193 a 195).

Tabla 48
Programación de la
campaña de reconocimiento.

FASE	ASSAJOS
1. De anteproyecto: para ratificar la campaña prevista, modificarla u obtener valores de anteproyecto	Calas Penetrómetros
2. De proyecto: para obtener los valores del suelo	Sondeos, extracción de muestras Estándar (SPT) Presiómetro Molinete Ensayos de laboratorio
3. De control: para comprobar y completar	Inspección visual Penetrómetros Ensayo de carga con placa

Fig. 193
Ampliación del estudio
geotécnico por la aparición
inesperada del nivel freático.



Fig. 194
Una alcantarilla «olvi-
dada» en la Rambla
Nova de Tarragona.





Fig. 195
Ensayo de la parpelina al fondo de cada zapata excavada antes de verter el hormigón de limpieza. El ensayo de la parpelina consiste en clavar manualmente una parpelina (escarpa) en el fondo de cada zapata para detectar bolsadas blandas, cuevas, roca o restos.

Perfiles geotécnicos (o secciones estratigráficas)

Los perfiles geotécnicos o secciones estratigráficas son la herramienta básica para determinar la profundidad de la cimentación. Se requieren longitudinales y transversales ≥ 2 para los edificios C0 y C1, y ≥ 3 para el resto, con indicación de las unidades geotécnicas (solamente las afectadas por la cimentación), espesor, extensión, identificación litológica, profundidad y oscilación del nivel freático.

3.3.4. Conclusiones

Tipo de cimiento recomendado y valores necesarios para el proyecto:

- a) cota de cimentación
- b) presión vertical admisible
- c) en caso de pilotes, resistencia al hundimiento desglosada en resistencia por punta y por fuste
- d) parámetros geotécnicos del terreno para el dimensionamiento de elementos de contención: densidad, rozamiento y cohesión



- e) asientos diferenciales previstos y admisibles para la estructura del edificio y de los elementos de contención que se pretenden cimentar
- f) situación del nivel freático y variaciones previsible
- g) cuantificación de la agresividad del terreno y de las aguas que contenga
- h) expansividad
- i) coeficiente sísmico ponderando: 30 m

3.3.5. Recomendaciones constructivas

- a) Calificar el terreno desde el punto de vista de su ripabilidad, procedimiento de excavar y de terraplenar más adecuado. Taludes estables en ambos casos, con carácter definitivo y durante la ejecución de las obras.
- b) Proximidad a ríos o a corrientes de agua que puedan alimentar el nivel freático o dar lugar a la socavación de los cimientos, arrastres, erosiones o disoluciones.
- c) Cuantificar los problemas que puedan afectar la excavación, especialmente en el caso de edificaciones o servicios cercanos existentes y sus afectaciones.

3.3.6. Indicación de trabajos complementarios

Relación de asuntos concretos, valores determinados y aspectos constructivos a confirmar una vez iniciada la obra, al comenzar las excavaciones y antes de ejecutar la cimentación, como los elementos de contención o los taludes previstos.

Debe incluir las recomendaciones necesarias para el seguimiento futuro de las oscilaciones del nivel freático, si se prevén oscilaciones por estacionalidad o por otras causas.

3.3.7. Identificación del autor, profesión y firma

Identificar la firma, el título y el número de colegiado. No valen las “moscas” ni las firmas por orden de otra persona.

3.4. Incidencias

El contenido del estudio geotécnico puede presentar algunas incidencias. A continuación, se enumeran algunas. Además, en el anexo se presenta un impreso que facilita la lectura, el resumen, el aprovechamiento y la calificación del estudio geotécnico.

- a) En los datos generales: faltan el emplazamiento del solar, la empresa o la fecha de realización de los trabajos de reconocimiento.
- b) En la información previa: falta información relativa al edificio en proyecto, la cimentación prevista, el suelo, los edificios cercanos o los alrededores.

c) En la campaña de reconocimiento:

- El número de puntos es insuficiente, están alineados o mal repartidos.
- No se indica la cota de las bocas de los sondeos.
- La profundidad del reconocimiento es insuficiente. En roca, hay que hacer una prospección mínima de 2 m + 0,30 m por planta.
- Falta indicar el número de muestras, el tipo o la ubicación (la muestra que proporciona el SPT no es inalterada de tipo A).
- Faltan ensayos o no se adecuan al tipo de suelo.
- Son arcillas o limos y no se han determinado los límites de plasticidad.
- Son arenas o gravas y no se han hecho granulometrías.
- Se ha utilizado el edómetro y el suelo no está saturado o no tiene cohesión.
- Se mencionan unos ensayos y no se proporcionan los resultados.
- Se presentan unos resultados o unos valores (por ejemplo, la cohesión, el rozamiento, la densidad o el coeficiente de balasto) y no se han hecho los ensayos necesarios para obtenerlos.
- Es roca y no se ha caracterizado, no se ha determinado su resistencia o el valor proporcionado es extraordinariamente conservador.
- Se han realizado ensayos utilizando aparatos que no están normalizados.
- Se proporcionan resultados de ensayos mecánicos y no se han sacado muestras de tipo A.

d) En las secciones estratigráficas:

- Falta alguna sección.
- Falta la descripción de las unidades geotécnicas o de los estratos afectados por los cimientos, la pantalla o el muro de contención.

e) En las conclusiones:

- Los valores que proporciona el estudio geotécnico no se han determinado directamente porque proceden de una tabla de valores orientativos o de una correlación.
- Falta recomendar el tipo de cimiento y la profundidad.
- La profundidad recomendada no se corresponde con la profundidad analizada.

f) En las recomendaciones constructivas:

- Faltan las relativas a la excavación, el nivel freático, la estabilidad de taludes, la agresividad o la expansividad.
- El valor del coeficiente sísmico no se ha calculado ponderando 30 m.

g) En la identificación del autor y la firma.



3.5. Ejemplo de campaña de reconocimiento

Para un edificio de 2 sótanos de aparcamiento + planta baja comercial + 7 plantas de vivienda

- TOTAL: 10 plantas
- Solar de $15 \text{ m} \times 30 \text{ m} = 450 \text{ m}^2$; terreno con relleno $< 3 \text{ m}$

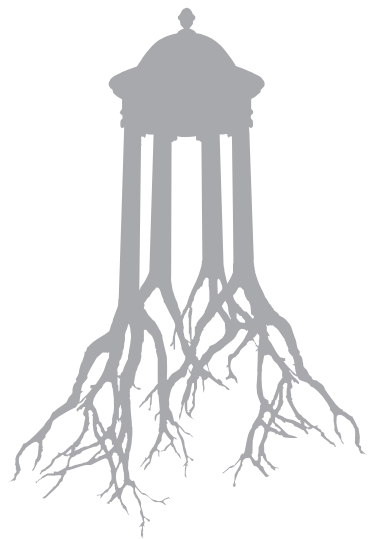
De acuerdo con las tablas 39 a 42, se trata de un edificio C-2 sobre suelo T-2; se requiere una distancia máxima entre puntos de reconocimiento de 25 m y el número mínimo de sondeos es igual a 3.

Por tanto, el proyecto de campaña de reconocimiento es el siguiente:

1. Número de puntos: 3 (distancia máxima entre puntos: 25 m)
2. Profundidad del reconocimiento en cada punto: 2×3 (sótanos) + 1,5 (canto de la zapata) + $1,5 \times 3$ (profundidad del bulbo) = 12 m
3. Situación en planta de los puntos: forma un triángulo en planta que abarca todo el solar.
4. Métodos de prospección: 3 sondeos mecánicos.
5. Relación de ensayos (2 de cada estrato)
 - En obra: SPT.
 - De laboratorio:
 - Identificación: granulometría y límites
 - De volumen: densidad y humedad
 - Mecánicos: compresión simple, corte directo y expansividad (si hay indicios de expansividad)
 - Químicos: agresividad (si hay indicios de agresividad) y agua.

Se completarán con el edómetro si se tienen que comprobar los asientos en suelos blandos saturados.

6. Muestras que hay que extraer: granulometría 2C, límites 2C, densidad 2A, humedad 2B, expansividad 2C, compresión simple 2A, corte directo 2A, agresividad 2C y agua 2.
7. Programación de la campaña:
 - 7.1. Anteproyecto: 1 sondeo mecánico
 - 7.2. Proyecto: 2 sondeos, muestras y ensayos
 - 7.3. Control: inspección visual y penetración manual (ensayo de parpelina)







Anexo

Revisión del contenido del estudio geotécnico

Fecha:

1. Datos generales

1.1. Emplazamiento:

1.2. Empresa:

1.3. Fecha:

2. Información previa

2.1. Del edificio en proyecto:

2.2. Cimiento previsto:

2.3. De la parcela y el suelo:

2.4. Edificios cercanos:

2.5. Cercanías:

3. Campaña de reconocimiento

3.1. Número de puntos:

3.2. Profundidad:

3.3. Situación:

3.4. Técnicas de reconocimiento:

3.5. Ensayos:

3.6. Muestras:

3.7. Programación:

4. Secciones estratigráficas

.....



5. Conclusiones

- 5.1. Tipo de cimiento:
- 5.2. Profundidad:
- 5.3. Carga admisible:
- 5.4. Asientos:
- 5.5. Coeficiente sísmico C:
- 5.6. Parámetros de cálculo de los muros de contención: $\gamma =$ $c =$ $\phi =$

6. Recomendaciones constructivas

- 6.1. Excavación:
- 6.2. Taludes:
- 6.3. Nivel freático:
- 6.4. Agresividad:
- 6.5. Expansividad:
- 6.6. Afectaciones:

7. Previsión de trabajos futuros

.....

.....

.....

8. Firma, identificación y visado

.....

.....

9. ¿Qué falta?

.....

.....

.....

10. Otras incidencias

.....

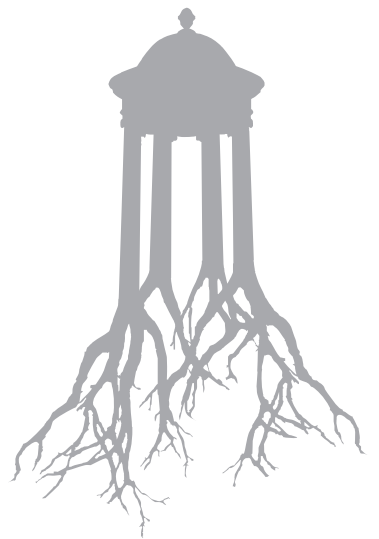
.....

.....

11. ¿Es suficiente?

.....

.....







Bibliografia

BERTRAM, G. (1961): *Ensayos de suelos fundamentales para la construcción*. Evans-ton: International Road Federation y Soiltest, Inc.

CLABSA. Clavegueram de Barcelona (1998): *La planificació i la gestió avançada del clavegueram de Barcelona*. Ajuntament de Barcelona.

CLASCÀ, J.; VIDAL, J. (1972): *Introducció al mapa geotècnic de Barcelona*. Ayuntamiento de Barcelona. Subunidad de Obras de Vialidad.

DB-SE C. *Documento Básico. Seguridad estructural. Cimientos. Código Técnico de la Edificación (CTE)*. Madrid: Ministerio de la Vivienda, 2007-2008. Disponible en: <https://www.codigotecnico.org/pdf/Documentos/SE/DBSE-C.pdf>

GONZÁLEZ DE VALLEJO, L. I. (2002): *Ingeniería geológica*. Madrid: Prentice Hall.

L'HERMITE, R. (1971): *A pie de obra*. Madrid: Tecnos.

INSTITUT CARTOGRÀFIC DE CATALUNYA; INSTITUT GEOLÒGIC DE CATALUNYA (2010): *Atles geològic de Catalunya*.

JENNINGS, T. (1989): *Roques i sòls*. 2^a ed. Barcelona: Cruïlla.

JOSA, A.; LLORET, A.; SURIOL, J. (1995): *Geotecnia. Reconocimiento del terreno*. Barcelona: Edicions UPC.

LLORENS, J.; RUIZ, B. (2012): *Murs de contenció: de gabions, a flexió i de soterrani*. Barcelona: Edicions UPC.

MAÑÁ, F. (1975): *Cimentaciones superficiales*. Barcelona: Blume.



MATAS, J. (1992). *Gran atlas geogràfic i històric de Catalunya*. Barcelona: Premsa Catalana.

NTE CEG. *Norma Tecnològica de la Edificació: Cimentaciones. Estudios Geotécnicos*. Madrid: Dirección General de la Vivienda, la Arquitectura y el Urbanismo, 1975.

ROCA, A., *et al.* (2010): *Atles geològic de Catalunya*. Barcelona: Institut Geològic i Cartogràfic de Catalunya.

RODRÍGUEZ ORTIZ, J. M.; SIERRA, J.; OTEO, C. (1982): *Curso aplicado de cimentaciones*. Madrid: Colegio Oficial de Arquitectos.

SURIOL, S., *et al.* (1998): *Geotecnia, reconocimiento del terreno*. Barcelona: Edicions UPC.

VENTAYOL, A., *et al.* (1978): *Mapa geotécnico de Barcelona*. Barcelona: LOSAN.

WALLIS, F. (1980): *Enciclopedia visual*. Barcelona: Salvat Editores.

