Caratteristiche fisiche delle terre

Peso volumico reale

Il *peso volumico reale* di una terra è il rapporto tra il peso dei suoi granuli non considerando i vuoti dei pori, e il peso di un uguale volume di acqua a 4 °C e viene determinato con un apparecchio detto *picnometro*.

Peso volumico apparente (o densità)

Il *peso volumico apparente* è il peso dell'unità di volume di un campione di terra allo stato naturale e quindi comprende il peso dei granuli, dell'aria e dell'acqua presenti nella terra; varia in funzione della quantità di acqua contenuta nei pori (Tabella 1).

Tabella 1 Peso γ per unità di volume delle terre in sito

Tipo di terreno	γ (kN/m^3)
Argilla compatta	18,00 ÷ 21,00
Argilla mista a sabbia	17,00 ÷ 22,00
Argilla umida	20,00
Ghiaia	18,00 ÷ 20,00
Limo	16,00 ÷ 21,00
Marna compatta	21,00
Sabbia	14,00 ÷ 17,00
Terra sabbiosa compatta	18,00 ÷ 22,00
Terra vegetale	15,00 ÷ 18,00
Torba	10,00 ÷ 11,00

fig. 1 Degrado di una parete esterna causato dalla risalita di acqua per capillarità.

Volume

Quando la terra viene rimossa dal suo stato naturale a seguito dello scavo subisce un aumento di volume che dipende dalla sua compattezza in sito ed è mediamente variabile dal 10% fino al 40%; tende poi ad assestarsi senza però tornare al volume iniziale.

Contenuto in acqua

Il *contenuto in acqua* di una terra, indicato con la lettera *A*, è dato dal rapporto percentuale fra il peso dell'acqua contenuta nei suoi pori e il peso a secco del terreno stesso.

Permeabilità

La *permeabilità* di un terreno è definita dal coefficiente di permeabilità *k* che viene determinato misurando la quantità di acqua a 10 °C, mantenuta a pressione costante, che attraversa nell'unità di tempo un provino prismatico di terra con dimensioni unitarie; ha le dimensioni di cm^3/minuto, ossia di una portata.
La permeabilità è un parametro particolarmente importante nello studio degli assestamenti delle fondazioni.

Capillarità

Nei materiali terrosi a granulometria fine, particolarmente ricchi di argille, i pori fra le varie particelle formano dei *tubicini capillari*; l'acqua aderisce alle particelle e a causa di ciò è soggetta a una pressione inferiore rispetto a quella atmosferica e quindi risale lungo i tubicini per effetto della maggiore pressione esercitata dalla restante acqua sottostante fino a un'altezza di equilibrio, ossia fino a quando il peso della colonna d'acqua nei tubicini uguaglia la pressione dovuta alle acque sottostanti [fig. 1].
Quando si vuole eliminare questo fenomeno, che risulta particolarmente negativo in quanto diffonde umidità nelle costruzioni a diretto contatto con il suolo oppure nei rilevati stradali o ancora nei muri di soste-

U. Alasia - M. Pugno, *Corso di Costruzioni* 5 © SEI, 2011

gno, sui quali l'acqua del terreno aumenta la spinta, è necessario interrompere la continuità di questi tubicini capillari disponendo fra il manufatto e il terreno naturale degli strati di pietre e ghiaia a granulometria un po' grande.

Limiti di consistenza o di Atterberg

Le terre coerenti, e in particolare le argille, in base al contenuto di acqua assumono determinati stati fisici, stabilendo dei *limiti di consistenza* o di *Atterberg* (ingegnere svedese che definì le prove) per il passaggio da uno stato all'altro; si hanno i *limiti di fluidità*, *di plasticità* e *di ritiro*.

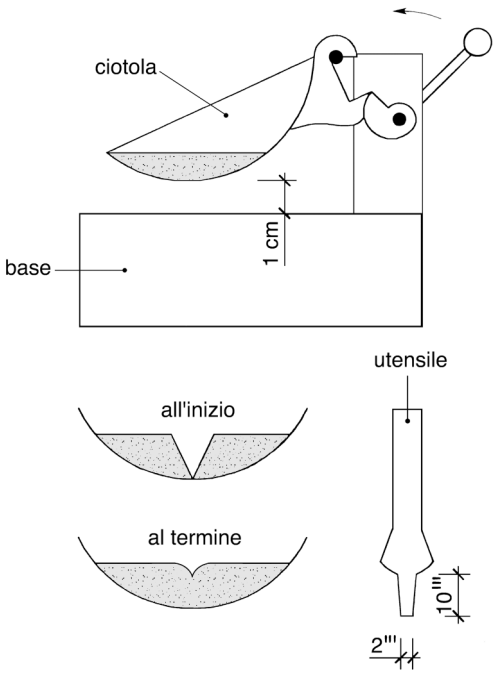

fig. 2

– **Limite di fluidità** (*L.F.*): è individuato dalla consistenza che ha la terra per il contenuto di acqua nella situazione di passaggio dallo stato fluido a quello plastico.
Il limite di fluidità viene determinato sperimentalmente con l'apparecchio di Casagrande [fig. 2] costituito da una ciotola incernierata a un sostegno metallico che viene fatta cadere ripetutamente per l'azione di un eccentrico su una base di ebanite da un'altezza di 1 cm.
Si dispongono nella ciotola 100 ÷ 200 grammi di terra con una nota percentuale di acqua, si spiana la superficie e quindi con l'apposito utensile si traccia al centro un solco a forma di V. Il limite di fluidità è rappresentato dal quantitativo di acqua che provoca, dopo 25 cadute della ciotola sulla base in 12,5 secondi, la chiusura del solco per la lunghezza di 13 mm.

– **Limite di plasticità** (*L.P.*): è rappresentato dalla quantità di acqua che fornisce alla terra una consistenza tale da porla nella condizione di passaggio fra lo stato plastico e quello semisolido.
Viene determinato formando dei bastoncini cilindrici di terra, lunghi 10 cm e con diametro di 3 cm impastati con una quantità nota di acqua, e facendoli rotolare su un mezzo assorbente fino a che, tirandoli, non si allungano più ma si screpolano: in questa situazione il quantitativo di acqua rappresenta il limite di plasticità.
Anche questo limite varia notevolmente, con valori di circa il 25 ÷ 30% per le argille fino al 150% per i terreni organici.

– **Limite di ritiro** (*L.R.*): è rappresentato dalla perdita quasi totale dell'acqua, per cui la terra raggiunge lo stato solido e anche dopo il suo essiccamento il suo volume non si riduce.
Il *ritiro R* rappresenta la riduzione di volume che subisce un campione di terra naturale per effetto dell'essiccamento rispetto al volume iniziale.
Il dato è particolarmente importante perché quanto maggiore è il ritiro, tanto maggiore è la compressibilità della terra.
Mediamente il ritiro è inferiore al 5% per terre buone, al 10% per terre discrete e al 15% per terre cattive.

Noti i limiti di consistenza per un determinato terreno di fondazione, è possibile ricavare la sua reale consistenza riferendo il contenuto di acqua A_n della terra allo stato naturale con i limiti trovati sperimentalmente. La consistenza di una terra è rappresentata dall'*indice di consistenza I.C.*, fornito dalla relazione:

$$I.C. = \frac{L.F. - A_n}{L.P.}$$

In base alla quantità di acqua A_n presente in un terreno allo stato naturale soggetto a dei carichi, si ha:
– $L.R. < A_n < L.P.$: il terreno è poco deformabile;
– $L.P. < A_n < L.F.$: il terreno è abbastanza deformabile;

quanto più A_n si avvicina a *L.F.* tanto più aumentano le deformazioni.

U. Alasia - M. Pugno, *Corso di Costruzioni* 5 © SEI, 2011

Granulometria

La conoscenza della composizione granulometrica di una terra è di grande importanza in quanto, in base alle dimensioni medie dei granuli, è possibile effettuare una classificazione delle terre, ma principalmente perché permette di effettuare uno studio corretto delle fondazioni, dei rilevati e delle pavimentazioni stradali, degli argini e di altri manufatti in terra o di strutture di sostegno dei carichi trasmessi dalla terra.
La composizione granulometrica delle terre viene rappresentata dalla *curva granulometrica* (o curva caratteristica della terra) propria di ognuna [fig. 3]. Tale curva viene tracciata per punti su un piano cartesiano riportando sulle ordinate le percentuali in peso delle particelle di terra che hanno il medesimo diametro e sulle ascisse i relativi diametri in scala logaritmica, ossia il logaritmo del numero che rappresenta il diametro.

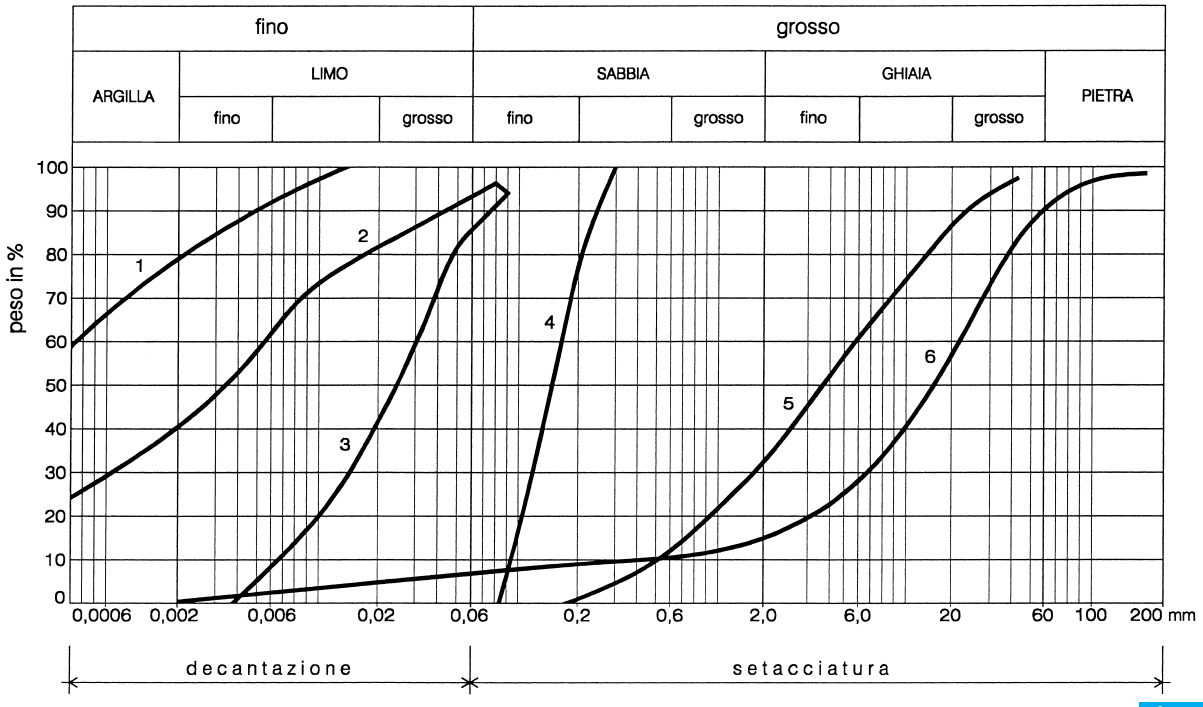

fig. 3

La separazione dei granuli in funzione del loro diametro può avvenire seguendo due procedimenti: la decantazione e la setacciatura.
Il *sistema della decantazione* viene applicato quando la granulometria è fine, con granuli di diametro inferiore a 0,06 ÷ 0,075 mm.
Quando i granuli hanno diametri maggiori di 0,06 ÷ 0,075 mm si usa il *sistema della setacciatura*, adoperando un semplice apparecchio costituito da una serie di setacci (o vagli) sovrapposti [fig. 4] con maglie di dimensioni crescenti dal basso verso l'alto.
Se la curva granulometrica è contenuta entro un intervallo limitato, come la curva 4 relativa alla sabbia, si hanno *terreni con granulometria uniforme*, mentre se l'intervallo è molto ampio, come la curva 6, si hanno *terreni con granulometria non uniforme* che presentano un'elevata variazione nelle dimensioni dei granuli.

fig. 4 Setacci per la vagliatura degli aggregati.

U. Alasia - M. Pugno, *Corso di Costruzioni* 5 © SEI, 2011

Caratteristiche meccaniche delle terre e indagini di laboratorio

Coesione

La **coesione** è la forza di adesione dei granuli di terra uno con l'altro, però, a differenza dell'attrito, non dipende dalle forze che agiscono perpendicolarmente alla superficie di aderenza.
Unitamente all'attrito interno, la coesione contrasta la forza che tende a far muovere le particelle di terra una sull'altra.
L'intensità delle due forze di attrito e di coesione coesistono ma sono fra loro indipendenti; infatti, a esempio, le sabbie presentano un attrito interno molto elevato ma una coesione quasi nulla, mentre le argille hanno bassi valori di attrito e una buona coesione.
La determinazione diretta della resistenza a taglio τ di una terra viene effettuata in laboratorio tramite l'apparecchio di Casagrande [fig. 5] schematicamente costituito di due telai che racchiudono il campione di terra; il telaio inferiore è fisso, mentre quello superiore si muove sotto l'azione di una forza verticale P e di una orizzontale T.
Le modalità di prova sono abbastanza lunghe, per cui si preferisce utilizzare altri apparecchi o ricorrere alle prove di compressione triassiale.
In tabella 2 sono riportati i valori indicativi della coesione per alcuni terreni.

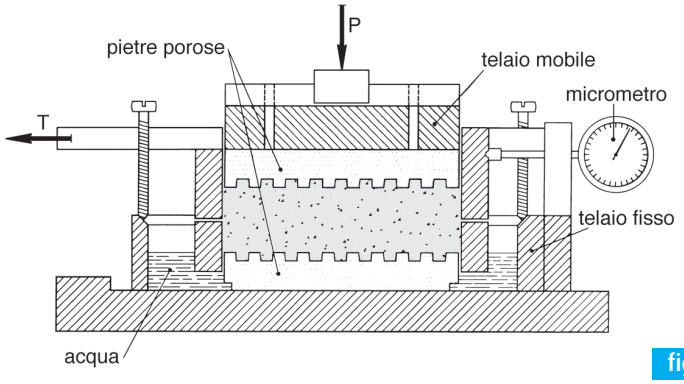

fig. 5

Tabella 2 Valori di massima della coesione *c*

Tipo di terreno	c (N/mm²)	Tipo di terreno	c (N/mm²)
Argilla grassa	0,050	Ghiaia umida	0,0
Argilla magra	0,010	Limo compatto	0,010
Argilla sabbiosa	0,002	Sabbia umida compatta	0,001
Argilla secca	0,025	Terra vegetale compatta	0,0
Argilla umida	0,030	Terreni sciolti	$\frac{2}{3} \cdot c$

Attrito interno

L'**attrito interno** è rappresentato dalla resistenza allo scorrimento delle particelle di terra le une sulle altre. Si consideri un granulo superficiale di terra che appartiene alla superficie piana di un terreno incoerente, inclinata dell'angolo α sull'orizzontale [fig. 6]; scomponendo il suo peso P:

– la componente P_n, perpendicolare alla superficie del terreno, genera una sollecitazione di compressione con tensione normale σ;
– la componente P_t, che agisce sulla superficie del terreno, genera una sollecitazione di taglio con tensione tangenziale τ.

La componente P_t tende a far scivolare la particella di terreno verso il basso e viene contrastata dall'azione

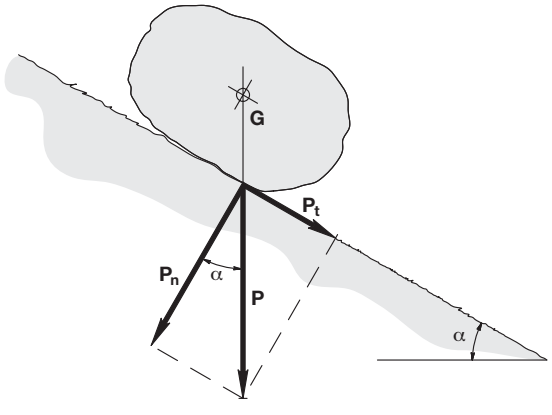

fig. 6

U. Alasia - M. Pugno, *Corso di Costruzioni* 5 © SEI, 2011

resistente del terreno, detta *forza di attrito* F_a, la cui intensità dipende dalle caratteristiche delle superfici in aderenza, in questo caso del terreno e del granulo di terra.
Pensando di aumentare gradualmente l'inclinazione della superficie piana della terra, cioè l'angolo α, si incrementa anche la forza P_t mentre la forza P_n si riduce fino al momento in cui viene vinto l'attrito, risultando $P_t > F_a$, e il granulo scivola in basso lungo la superficie.
Nell'attimo immediatamente precedente all'inizio del movimento del granulo di terra si ha una condizione di equilibrio alla quale corrisponde un certo valore dell'angolo α, variabile da terra a terra, detto *angolo di attrito* φ, in funzione del quale può essere calcolata la forza di attrito:

$$F_a = P_n \cdot f$$

essendo $f = \text{tg}\,\varphi$ = coefficiente di attrito.
Facendo cadere liberamente del terreno incoerente allo stato sciolto su una superficie piana orizzontale, questo si dispone secondo un cono; la generatrice della superficie conica forma con l'orizzontale l'angolo di attrito φ [fig. 7].
Tenendo presente che l'angolo φ può variare da 0° a 90°, si possono avere i seguenti casi:

- $\alpha < \varphi$ (per cui $\text{tg}\,\alpha < \text{tg}\,\varphi$ e $P_t < F_a$): il granulo di terra è impedito a scorrere e si trova nella condizione di equilibrio statico;
- $\alpha = \varphi$ (per cui $\text{tg}\,\alpha = \text{tg}\,\varphi$ e $P_t = F_a$): il granulo di terra è nella condizione di equilibrio limite;
- $\alpha > \varphi$ (per cui $\text{tg}\,\alpha > \text{tg}\,\varphi$ e $P_t > F_a$): per il granulo di terra viene a mancare la condizione di equilibrio statico e scivola sulla superficie piana.

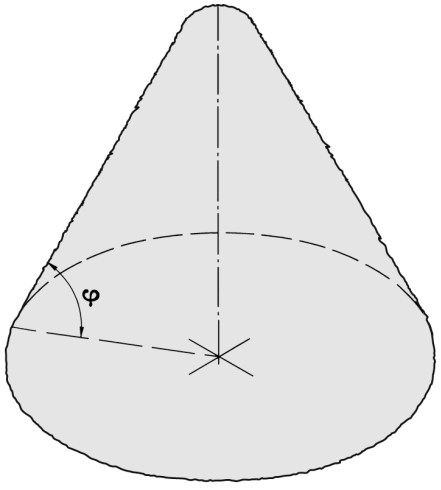

fig. 7

In presenza di terreni incoerenti, le tensioni normale e tangenziale sono regolate dall'*equazione di scorrimento di Coulomb*:

$$\tau = \sigma \cdot tg\ \varphi$$

che nel caso di terreni coerenti viene scritta nella forma:

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

dove c rappresenta il valore della coesione, con le quali viene calcolata la resistenza di attrito per unità di superficie.
Per diversi valori di σ è possibile determinare i valori di rottura a taglio τ del provino e costruire i diagrammi relativi al terreno in esame, come quello di figura 8 relativo a un terreno reale.
L'attrito interno, e quindi l'angolo di attrito, varia da terra a terra e per ogni terra in funzione del grado di umidità; trova applicazione principalmente nella determinazione della spinta delle terre e nel calcolo dei pali di fondazione.
In tabella 3 sono riportati i valori indicativi dell'angolo di attrito interno φ per alcuni tipi di terreno.

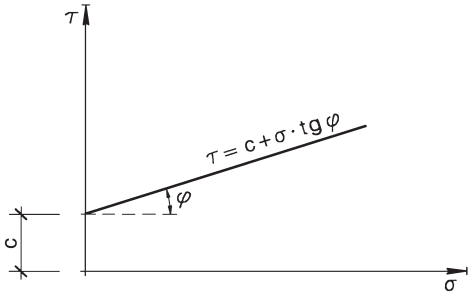

fig. 8

Tabella 3 Valori dell'angolo di attrito interno φ

Tipo di terreno	φ	Tipo di terreno	φ
Argilla bagnata	20° ÷ 25°	Limo compatto	25° ÷ 30°
Argilla secca compatta	50°	Limo sciolto	20° ÷ 22°
Argilla secca sabbiosa	30° ÷ 45°	Marna grassa	16° ÷ 22°
Argilla umida	15° ÷ 25°	Marna sabbiosa	22° ÷ 29°
Ghiaia compatta	35° ÷ 37°	Pietrame	40° ÷ 45°
Ghiaia media	40° ÷ 55°	Sabbia compatta	35° ÷ 45°
Ghiaia sabbiosa	35° ÷ 50°	Sabbia sciolta	28° ÷ 34°
Ghiaia sciolta	34° ÷ 35°	Sabbia umida	40°
Ghiaia umida	25°	Terra vegetale compatta	35°

U. Alasia - M. Pugno, *Corso di Costruzioni* 5 © SEI, 2011

La resistenza a taglio

La **resistenza a taglio** del terreno viene determinata con la prova di compressione triassiale, detta *prova a espansione laterale parzialmente impedita*, e viene eseguita utilizzando l'apparecchio di figura 9 con un provino cilindrico di terra di altezza uguale a due volte e mezzo il diametro, posto in un sottile tubo di gomma chiuso alle due basi con pietre porose, che viene posizionato in un cilindro di vetro pieno di acqua; si sottopone quindi il provino a una compressione uniforme σ_1 sulle due basi e a una pressione radiale $\sigma_2 \neq \sigma_1$ sulla superficie laterale. Ripetendo la prova fino alla rottura del provino per diversi valori delle tensioni principali σ_1 e σ_2, lette sui manometri, è possibile tracciare un grafico su assi cartesiani [fig. 10] tramite il quale si individua il valore della coesione c e dell'angolo di attrito φ per cui risulta possibile calcolare con l'equazione di Coulomb la tensione tangenziale di rottura.
I risultati di questa prova sono importanti in molti casi, quali a esempio la determinazione della capacità portante dei terreni per fondazioni dirette, per l'esecuzione di muri di sostegno e la formazione di rilevati stradali.

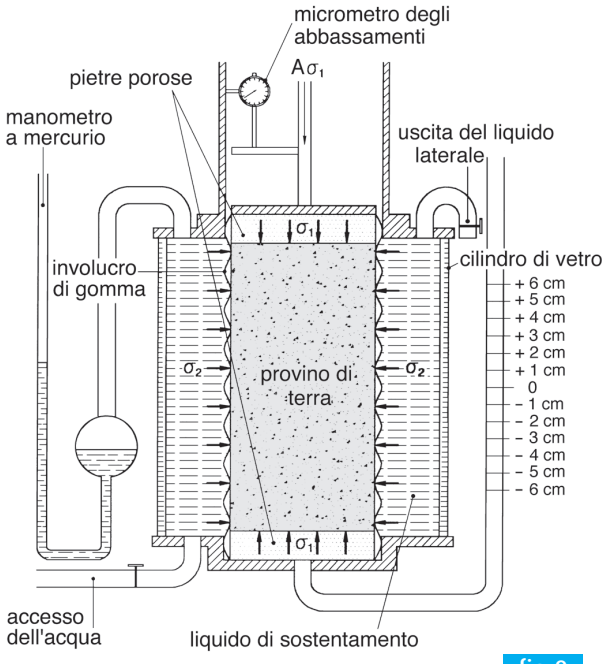

fig. 9

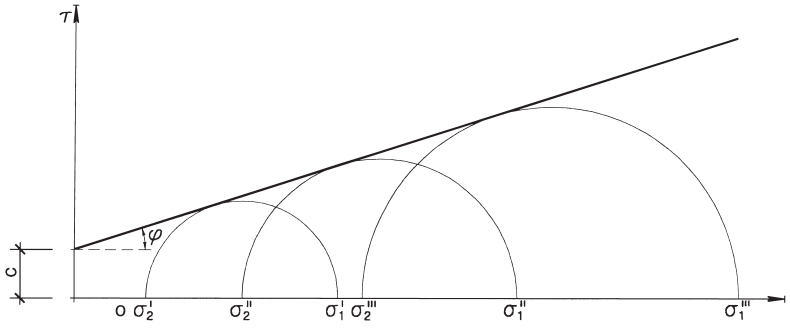

fig. 10

La resistenza a compressione

La **resistenza a compressione** di un terreno e il suo modulo di elasticità vengono determinati con la prova di compressione a espansione laterale libera.
Su un provino cilindrico di terra, con altezza uguale a una volta e mezzo il diametro, mantenuto in ambiente umido durante la prova, si applica una pressione σ gradualmente crescente fino a portarlo a rottura per una tensione σ_r, lasciando che si dilati liberamente.
I risultati della prova riportati su un grafico forniscono un diagramma che permette di calcolare il modulo elastico E della terra a espansione laterale libera, che però non può essere usato per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni perché nella realtà il terreno è contenuto da quello laterale. Al termine della prova sul provino [fig. 11] viene evidenziata l'inclinazione dei piani di rottura, misurando direttamente, sia pure con una certa difficoltà, l'angolo φ_0 di inclinazione dei piani di scorrimento durante la rottura e quindi calcolato l'angolo di attrito:

$$\varphi = 2 \cdot \varphi_0 - 90°$$

Il valore della coesione per terre coerenti come l'argilla è uguale alla metà di quello della tensione di rottura σ_r.

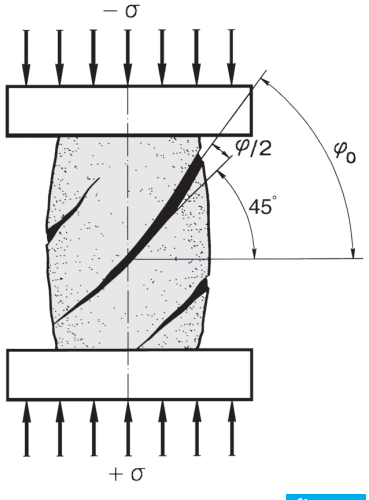

fig. 11

U. Alasia - M. Pugno, *Corso di Costruzioni* 5 © SEI, 2011

Compressibilità e cedimenti

Quando si esegue una costruzione le sue fondazioni trasmettono dei carichi sul terreno, per effetto dei quali il terreno presenta dei cedimenti che devono essere previsti come natura ed entità.
Le terre, formate da detriti incoerenti, sono compressibili e quindi quando sono soggette a dei carichi cedono per compressione ma anche per rifluimento laterale, fenomeno che in genere non è considerato nei calcoli dei cedimenti in quanto trascurabile.
La deformazione di un terreno dipende essenzialmente dal tempo di applicazione del carico, dalla sua entità, dal contenuto di acqua nel terreno e dalle caratteristiche granulometriche e di permeabilità del terreno stesso.
Un terreno coerente compressibile, quando viene caricato, è soggetto all'inizio a un *cedimento anelastico* dovuto all'assestamento dei granuli di terra e l'acqua presente viene assorbita dalle zone di terreno circostanti non caricate; quando cessa l'azione del carico il terreno non ritorna più nella posizione iniziale.
Nel caso di terre coerenti come l'argilla, l'acqua nei pori viene espulsa molto lentamente, per cui la reversibilità dei cedimenti anelastici è solo parziale e dipende dall'intensità del carico e dal tempo di applicazione.
Al termine dei cedimenti anelastici inizia la fase di equilibrio stabile del terreno e incominciano i *cedimenti elastici*.
La *prova di compressibilità a espansione laterale impedita* (o prova edometrica) consente di misurare le deformazioni assiali di un provino cilindrico che non può espandersi lateralmente, situazione tipica dei terreni per fondazioni isolate.
La prova viene eseguita con l'apparecchio di Terzaghi o con quello di Casagrande [fig. 12], detto edometro. Quest'ultimo è costituito da una scatola metallica nella quale viene messo il provino di terra con un contenuto di acqua noto, che viene quindi compresso e i cedimenti vengono letti su un micrometro.

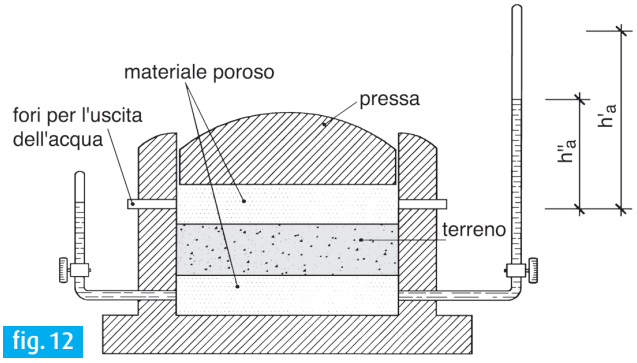

fig. 12

Il carico di compressione viene gradualmente incrementato, attendendo, prima di ogni incremento, che il provino si sia completamente assestato; l'entità del cedimento verticale per l'azione del carico dipende esclusivamente dall'espulsione dell'acqua contenuta nella terra e non è influenzata da deformazioni laterali che sono impedite.
In funzione delle tensioni esercitate all'inizio e alla fine della prova e dei corrispondenti cedimenti verticali viene calcolato il *modulo di compressibilità* o *edometrico* E_c che definisce il comportamento del terreno in campo elastico.
Un altro parametro ottenibile con questa prova è la *costante di sottofondo k* (o coefficiente di reazione del terreno), ossia il valore della pressione esercitata o reazione di sottofondo, che corrisponde a un cedimento unitario.
La tabella 4 riporta i valori indicativi di E_c e di k per alcuni tipi di terreno.

Tabella 4 Valori indicativi del modulo edometrico E_c e della costante di sottofondo k

Tipo di terreno	E_c (N/mm²)	k (N/mm³)
Arenaria	5000 ÷ 40 000	0,6 ÷ 0,8
Argilla plastica solida	8 ÷ 15	0,08 ÷ 0,12
Ghiaia compatta	100 ÷ 200	0,2 ÷ 0,3
Sabbia	70 ÷ 80	0,10 ÷ 0,15

Compattezza

La **compattezza** di una terra viene definita tramite il suo indice di compattezza che permette di valutare il comportamento del terreno sotto l'azione dei carichi e soprattutto di determinare il grado di costipamento necessario per poterla utilizzare come materiale da costruzione, a esempio per rilevati stradali o per riporti, particolarmente importante nel caso di costipamento artificiale.
La compattezza viene determinata con indagini che possono essere eseguite in laboratorio su campioni oppure in sito.

U. Alasia - M. Pugno, *Corso di Costruzioni* 5 © SEI, 2011

Indagini in laboratorio

Prova di Proctor (B.S. - British Standard)

Nella prima fase la terra, dopo essere stata impastata con un quantitativo noto di acqua, viene disposta in un recipiente e costipata.
Il provino viene quindi essiccato e si determina il peso volumico a secco.
L'operazione viene ripetuta più volte variando i quantitativi di acqua.
I valori del peso volumico a secco e dell'acqua impiegata per ogni prova vengono riportati su assi cartesiani ottenendo una curva che permette di determinare il quantitativo ottimale di acqua che consente di raggiungere il massimo peso volumico a secco.
Nella seconda parte della prova in ogni provino di terra si infigge un ago e su un manometro viene letto lo sforzo *N* esercitato sull'ago [fig. 13].
Riportando su un sistema di assi cartesiani i diversi valori della resistenza a penetrazione si ottiene la curva di resistenza alla penetrazione con i corrispondenti quantitativi di acqua [fig. 14].

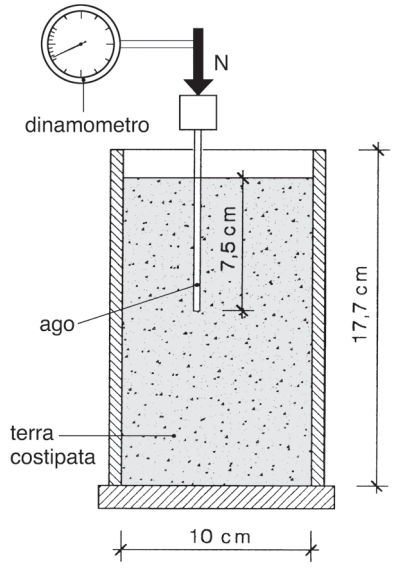

fig. 13

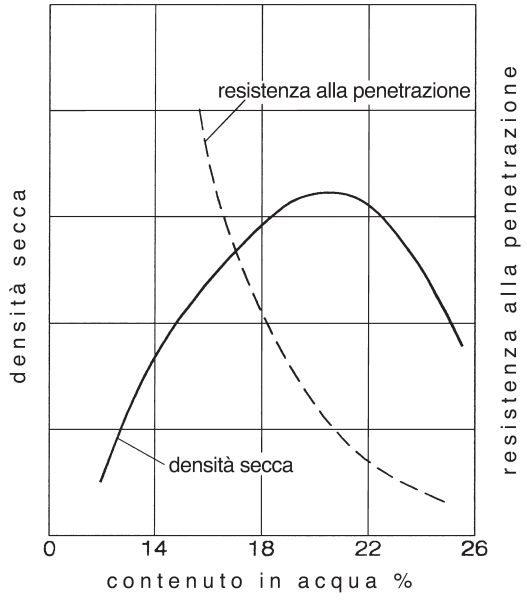

fig. 14

Prova C.B.R. (California Bearing Ratio)

Viene eseguita particolarmente per terre impiegate nelle pavimentazioni stradali in quanto sono disponibili i risultati di un rilevante numero di prove effettuate sulle pavimentazioni stesse.
Un cilindro metallico viene riempito con il campione di terra che viene costipata e quindi si dispone al centro un altro cilindro metallico di carico con sezione fissa nota, circondato da un anello di ferro con peso fisso noto che costituisce il sovraccarico [fig. 15].
Si esercita quindi una pressione *N* sul secondo cilindro con incrementi graduali ogni minuto e si registrano le pressioni per determinate penetrazioni del cilindro stesso in funzione delle quali viene determinata la compattezza in percentuale.

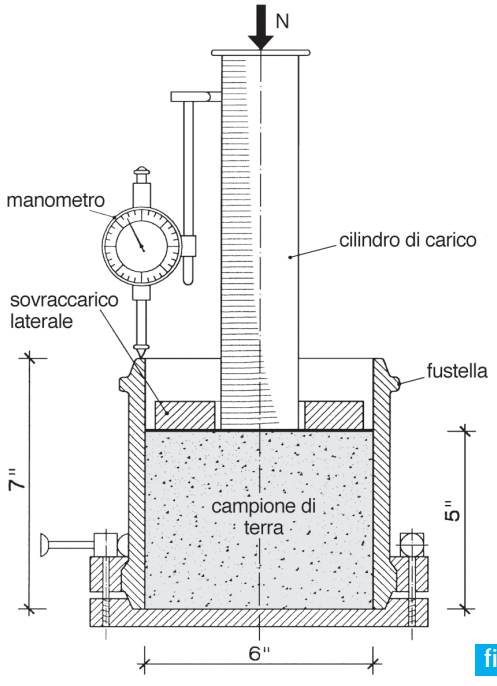

fig. 15

U. Alasia - M. Pugno, *Corso di Costruzioni* 5 © SEI, 2011

Prova del cono

La prova viene effettuata utilizzando uno strumento detto *plastimetro* [fig. 16] con il quale viene misurata con un micrometro la profondità di affondamento di un cono che viene premuto sul provino di terra con un peso variabile.
Questa prova può essere effettuata solo su terreni coerenti.

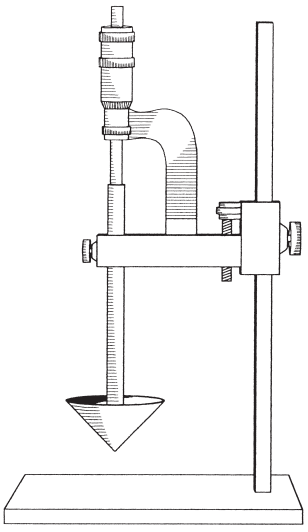
fig. 16

Apparecchi portatili

Possono in genere essere utilizzati solo su terreni coerenti e consentono di eseguire dei controlli semplici e rapidi del contenuto di acqua sullo strato superficiale dei terreni.
Con questi apparecchi generalmente si legge su un manometro lo sforzo di compressione N esercitato su un ago o su un cono per ottenere un determinato affondamento; dal valore di N si ricava quello del carico ammissibile.

Indagini dirette in sito

Vengono effettuate con prove di carico e prove penetrometriche.

Le tensioni nel sottosuolo

Il carico al quale viene sottoposto un terreno, tramite a esempio una fondazione, deve essere una frazione del carico critico, ossia del carico al limite della deformazione elastica.
I carichi applicati sul terreno generano delle tensioni nel sottosuolo e per il loro studio si applicano i procedimenti di calcolo della Scienza delle costruzioni, considerando i dati sperimentali e le caratteristiche della terra; tali procedimenti si basano sull'ipotesi, poco verificata, che il terreno sia un materiale perfettamente omogeneo e quindi forniscono risultati piuttosto approssimati, però con grado di approssimazione accettabile per le applicazioni pratiche.
La distribuzione reale dei carichi e delle relative tensioni prodotte alle diverse profondità viene rappresentata graficamente da linee di uguale pressione o *isobare* che definiscono i *bulbi di pressione*.
In figura 17 è riportato il diagramma della distribuzione delle pressioni p su piani orizzontali alle profondità da 0,00 cm a 60,00 cm del sottosuolo; si rileva che la pressione massima si ha in corrispondenza del piano di appoggio (nella zona B indicata in figura) dove raggiunge un valore pari a 2,5 volte quello della pressione media $p = P/A$.

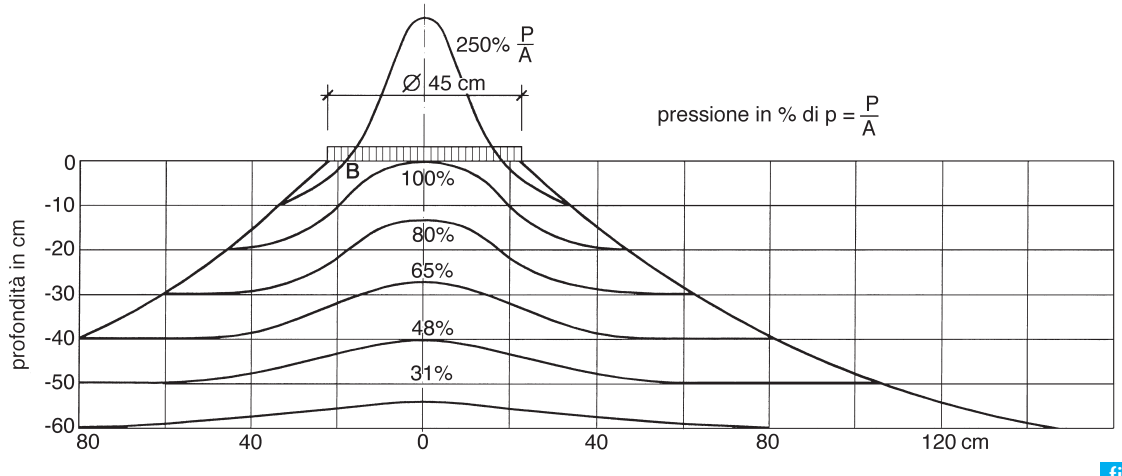

fig. 17

U. Alasia - M. Pugno, *Corso di Costruzioni* 5 © SEI, 2011

Il diagramma di figura 18 è relativo alla distribuzione delle pressioni nel sottosuolo evidenziata con le isobare; in corrispondenza del perimetro della superficie di carico le isobare indicano una pressione nulla con inclinazione di circa 35° rispetto alla verticale e quindi si avvicinano all'orizzontale aumentando la profondità; il disegno delle isobare si avvicina a quello di un cono, detto appunto *cono di scarico*, che viene considerato, ad esempio, nel calcolo delle fondazioni per la diffusione dei carichi.

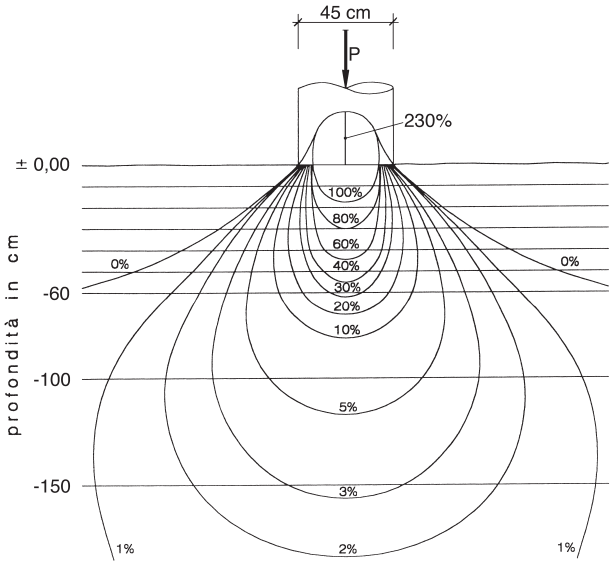

fig. 18

Prove di carico

Vengono eseguite in superficie o in profondità appoggiando sul terreno una piastra circolare con diametro da 30 cm a 100 cm, al centro della quale viene disposto un martinetto [fig. 19] sul quale viene posato il carico costituito da un cassone con sabbia o altro materiale.

Il carico viene gradualmente incrementato e a ogni incremento vengono misurati i cedimenti del terreno.

Gli incrementi del carico determinano un aumento graduale dei cedimenti fino a un certo valore del carico, detto valore critico, superando il quale i cedimenti aumentano abbastanza bruscamente.

I valori ottenuti con la prova di carico valgono quando questo incide su una piccola superficie, mentre non rispecchiano la realtà se le superfici sono un po' grandi, come è il caso delle fondazioni di una costruzione. Infatti la distribuzione delle pressioni nel terreno in profondità varia notevolmente in relazione alle dimensioni della piastra.

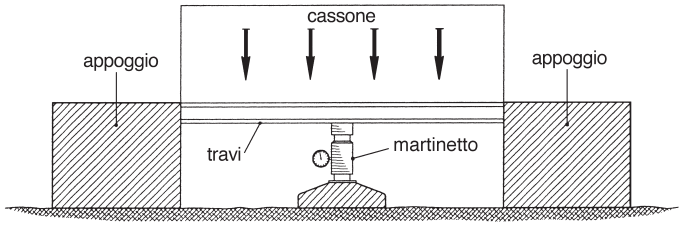

fig. 19

Osservando le isobare [figg. 20 e 21], queste presentano, a parità di carico, un andamento molto differente, con pressioni che influenzano gli strati in profondità in modo molto maggiore quanto maggiore è la superficie di carico.

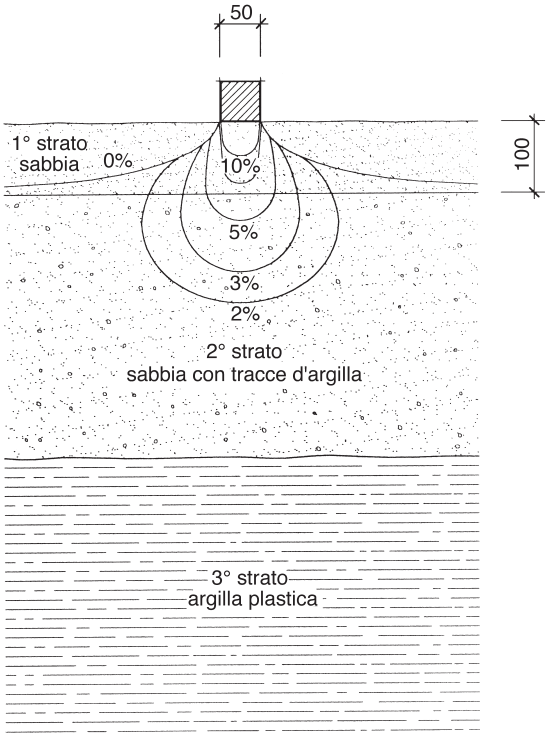

fig. 20

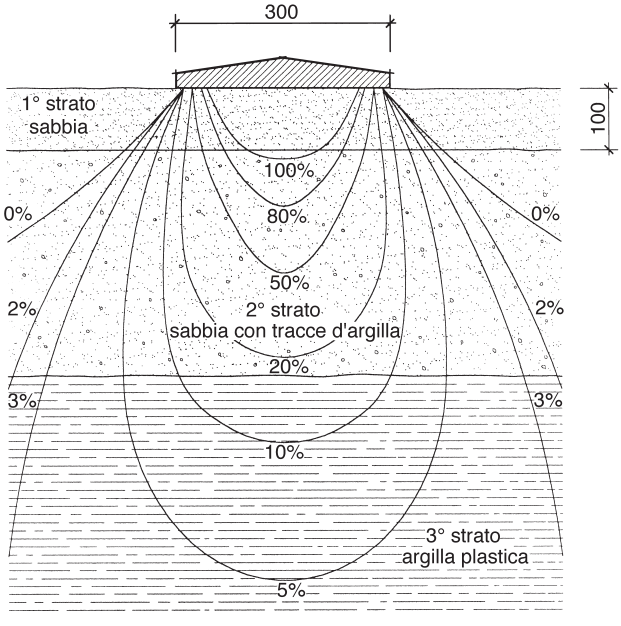

fig. 21

U. Alasia - M. Pugno, *Corso di Costruzioni* 5 © SEI, 2011

I risultati ottenuti con le prove di carico, utilizzati per il calcolo delle fondazioni, sono sufficientemente attendibili quando il terreno è omogeneo; se il sottosuolo del terreno è eterogeneo, allora è necessario effettuare prove in profondità mediante i penetrometri.
Le prove di carico in superficie risultano invece utili e affidabili nella verifica dei sottofondi e delle pavimentazioni stradali in quanto i carichi gravano in genere su una piccola superficie.

Prove penetrometriche

Sono quelle comunemente effettuate utilizzando un apparecchio detto *penetrometro* che può essere statico o dinamico e permettono di conoscere la resistenza a compressione e per attrito di un terreno a qualunque profondità.

Penetrometro statico

Il penetrometro statico è costituito da un tubo allungabile, all'interno del quale si ha una barra scorrevole che termina con una punta conica [fig. 22a].
La prova viene eseguita con un ciclo di operazioni che vengono ripetute e per ogni ciclo si procede così [fig. 22b]:

a) posizionare inizialmente l'apparecchio a una certa profondità;

b) affondamento lento per circa 10 cm della sola barra nel terreno, mentre il tubo resta fermo, mediante la pressione costante esercitata sulla barra da martinetti idraulici; su un manometro si legge la pressione che è stata necessaria per l'affondamento che misura la resistenza alla punta R_p;

c) affondamento lento del solo tubo tramite il martinetto fino a toccare la punta conica e tramite un manometro si legge la pressione che è stata necessaria per l'affondamento, che misura la resistenza per attrito laterale R_{al};

d) affondamento del complesso tubo-barra per circa 10 cm e lettura della pressione che misura la resistenza totale R_t alla punta e per attrito laterale.

I vari risultati della prova vengono riportati su tre diagrammi, uno che rappresenta la resistenza alla punta, utile per il calcolo delle fondazioni, l'altro quella per attrito laterale e il terzo la resistenza totale utili per il calcolo dei pali di fondazione.
La prova penetrometrica non si può effettuare su terreni resistenti o costituiti da grossi elementi.

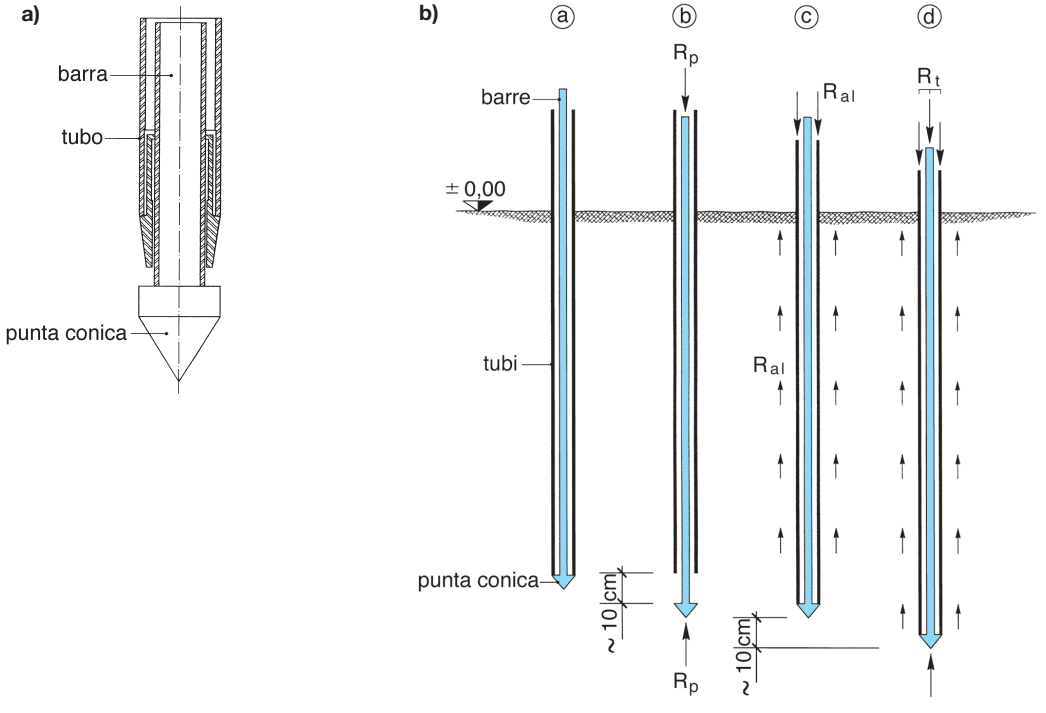

fig. 22

U. Alasia - M. Pugno, *Corso di Costruzioni* 5 © SEI, 2011

Penetrometro dinamico

È identico a quello statico, ma l'affondamento avviene con la percussione di un maglio con peso noto che cade da una data altezza. In base al numero di colpi di maglio necessari per ottenere un determinato affondamento si può risalire alla resistenza del terreno.

Prova scissometrica

Viene eseguita con un apparecchio detto *scissometro* costituito da un'asta metallica, a una estremità della quale sono saldate due piastre in acciaio fra loro perpendicolari [fig. 23a].
L'apparecchio viene affondato nel terreno, stando sul piano di campagna, sul fondo di un foro di sondaggio [fig. 23b] e quindi viene fatto ruotare con un momento torcente M_t fino a ottenere la rottura del terreno e oltre fino a quando la resistenza risulta costante.
Tramite i valori di M_t è possibile determinare la resistenza a taglio di terreni coerenti.

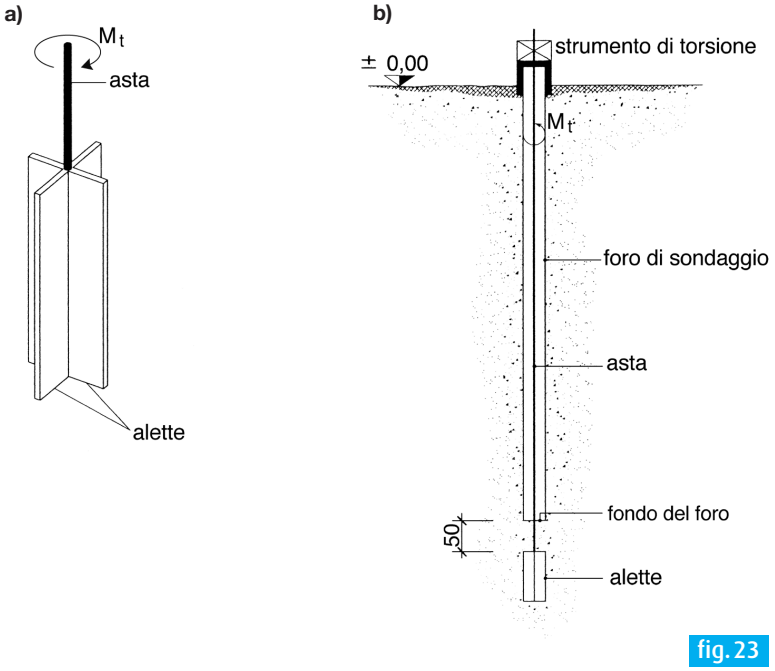

fig. 23

U. Alasia - M. Pugno, *Corso di Costruzioni* 5 © SEI, 2011