



Spoletto, 17-18-19 febbraio 2011

[www.dica.unict.it/users/agheresi/](http://www.dica.unict.it/users/agheresi/)

[www.romolodifrancesco.it](http://www.romolodifrancesco.it)



## PROGETTAZIONE STRUTTURALE E GEOTECNICA DI FONDAZIONI E OPERE DI SOSTEGNO

### 10: COSTRUZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO prove di laboratorio

Di Francesco Romolo

Prof. Gheresi Aurelio

## PROVA DI COMPRESSIONE CON ESPANSIONE LATERALE LIBERA (ELL)



Le equazioni da utilizzare sono:

$$\sigma_a = F / A$$

$$\sigma_r = 0$$

$$\varepsilon_a = \Delta H / H_0$$

Poisson e Modulo elastico?

L'interpretazione è effettuata nei piani invarianti  $t' \div \varepsilon_a$  e  $t' \div s'$  conducendo al criterio di snervamento di Tresca (condizioni non drenate).

La curva sforzi – deformazioni illustrata mostra una risposta elastoplastica non lineare a comportamento contraente (plasticità perfetta), con degenerazione della rigidità tipiche di argille NC.

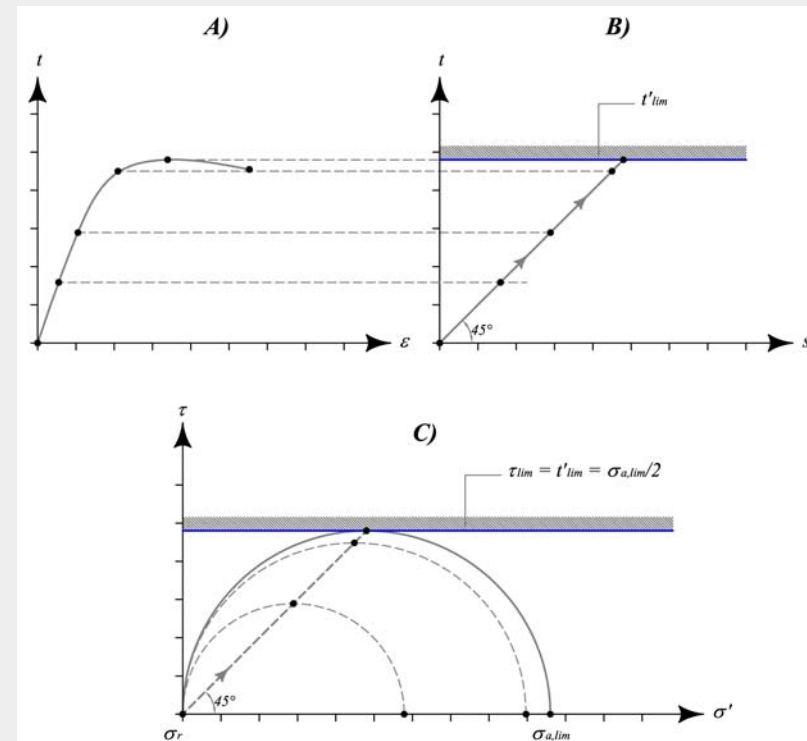
La resistenza a rottura è:  $\tau_{lim} = s_u = \sigma_a / 2 = q_{max} / 2 = t_{max}$

Notare che tutti gli elementi sono espressi in termini di tensioni totali.

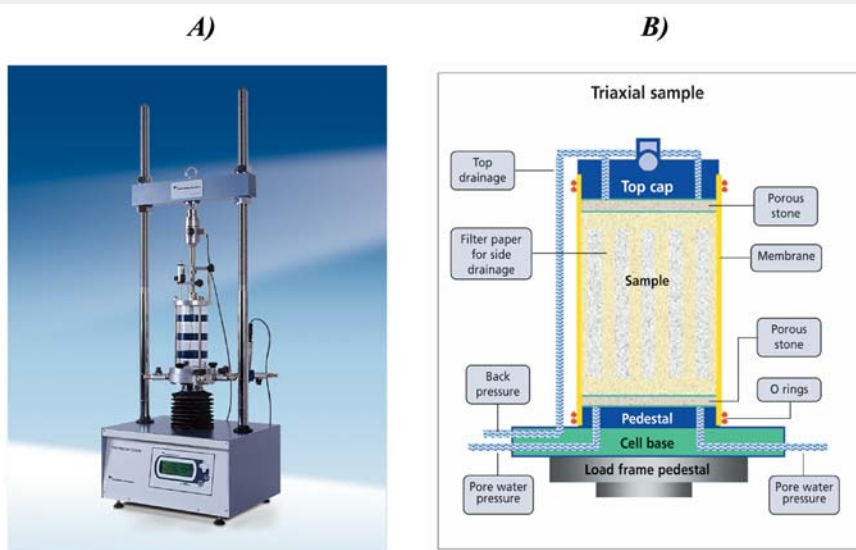
È la prova più semplice, ed anche la meno attendibile, in quanto derivata dalle prove di compressione eseguite sui provini di calcestruzzo.

La pressa è corredata con una cella di carico e con trasduttori di spostamento per la lettura delle forze applicate ( $F$ ) e degli spostamenti assiali ( $\Delta H$ ).

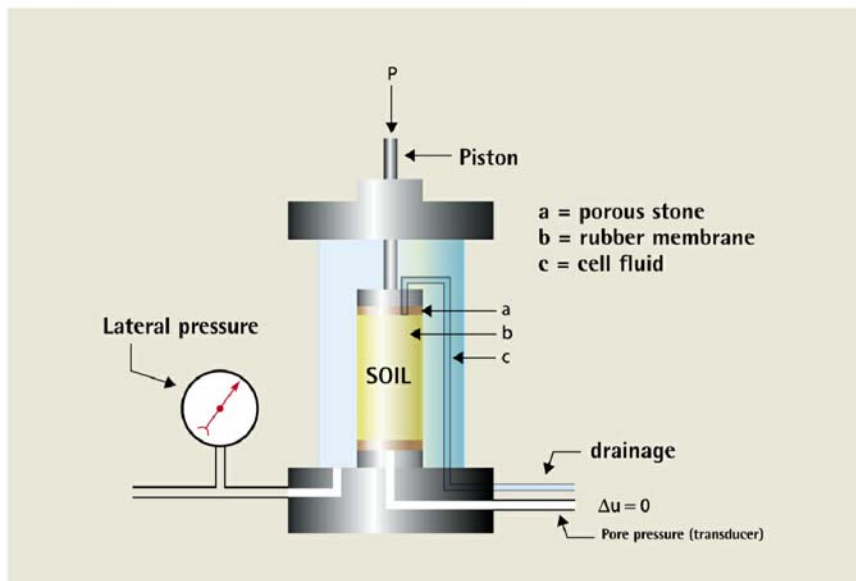
Le dimensioni dei provini sono:  $H_0 = 76 \text{ mm}$ ,  $D_0 = 38 \text{ mm}$ ,  $A_0 = 11.34 \text{ cm}^2$ ,  $V_0 = 86.19 \text{ cm}^3$ .



## PROVA TRIASSIALE CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (TRX-CID)



C)



Sono le prove più complete e complesse, costituite da:

- 1) cella cilindrica in perspex;
- 2) connessione idraulica per applicazione della pressione isotropa di cella;
- 3) connessione idraulica per il drenaggio del provino;
- 4) connessione idraulica per la saturazione del provino;
- 5) n. 3 provini, delle medesime dimensioni delle ELL;
- 6) pietre porose confinanti il provino.

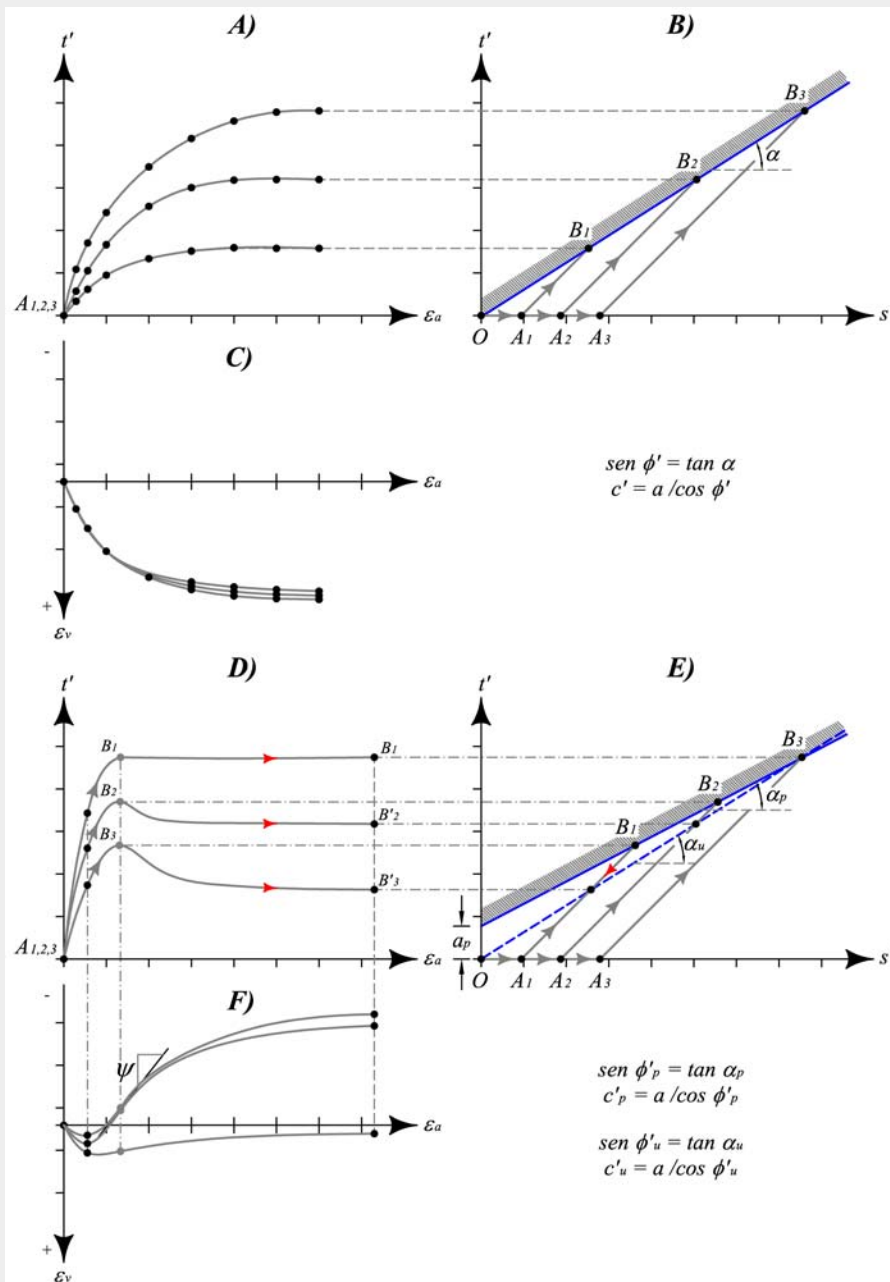
Le procedure prevedono la ricostituzione dello stato tensionale geostatico mediante applicazione di una back-pressure e di una pressione di cella di egual valore (tensioni isotropa).

Segue l'incremento della pressione di cella fino al valore geostatico (raddoppiata e triplicata negli ulteriori provini) con sviluppo di sovrappressioni interstiziali. L'apertura del drenaggio consente la loro dissipazione e pertanto la consolidazione.

Infine viene incrementata la forza assiale per condurre il provino a rottura, con il circuito di drenaggio sempre aperto per consentire l'espulsione dell'acqua il cui volume, misurato attraverso trasduttori lineari, corrisponde alla variazione di volume dei provini.

**Gli sforzi agenti sono tensioni principali!**

## PROVA TRIASSIALE CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE DRENATA (TRX-CID)



Le equazioni da utilizzare sono:

$$\sigma'_a = q = F/A$$

$$\sigma'_r = \sigma'_a - u$$

$$\sigma'_a = (F/A) + \sigma'_r - u$$

$$\varepsilon_a = \Delta H / H_0$$

$$t' = (\sigma'_a - \sigma'_r) / 2$$

$$s' = (\sigma'_a + \sigma'_r) / 2$$

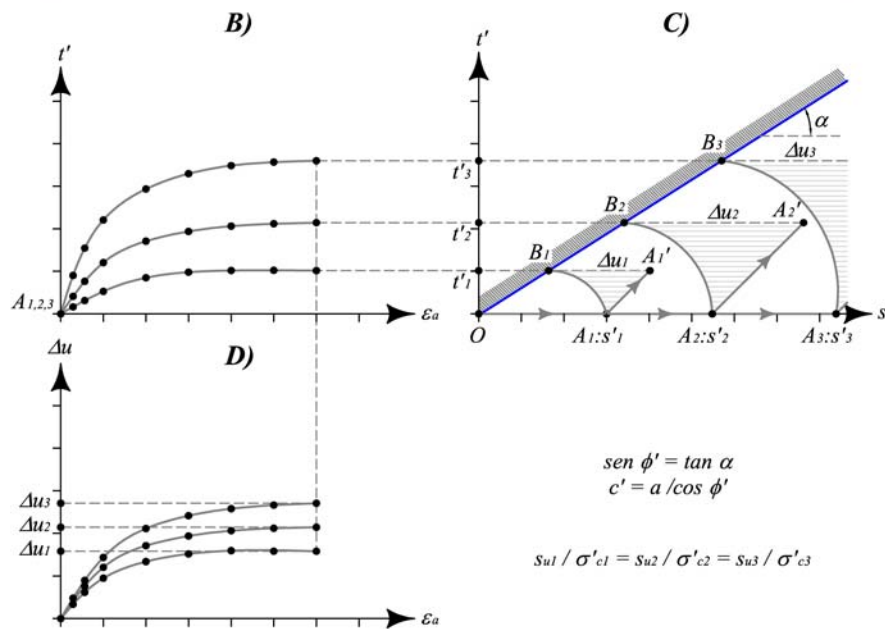
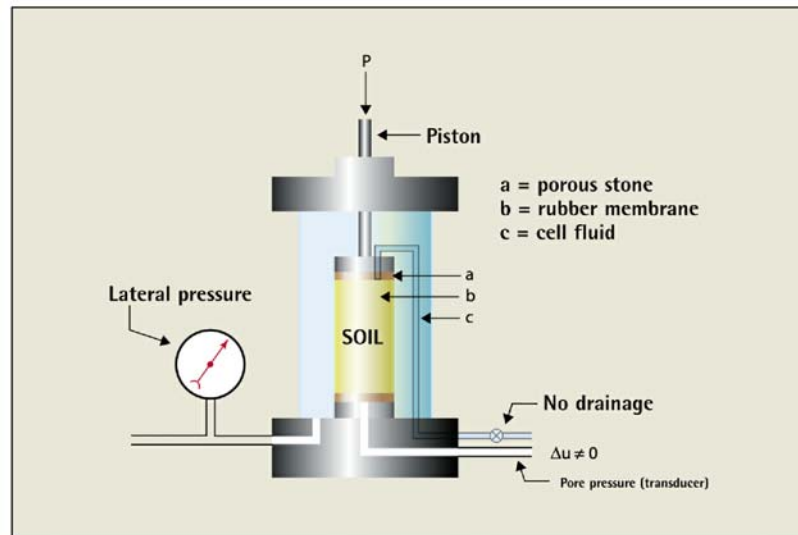
Poisson e Modulo elastico?

La risposta meccanica delle argille NC sature (grafici “A÷C”) mostra curve contraenti con degenerazione della rigidezza tipiche della plasticità perfetta. La superficie di snervamento è rettilinea e coincide con il criterio di Mohr-Coulomb. Si assiste ad una variazione continua positiva del volume (contrazione) con tendenza asintotica per elevate deformazioni. La coesione è nulla.

Nel caso delle argille OC sature (grafici “D÷F”), si assiste ad un comportamento rammollente, con una resistenza di picco e successiva caduta verso valori ultimi. Si verifica il fenomeno della dilatanza, con iniziale contrazione del volume seguita da rigonfiamento. Le resistenze massime individuano una superficie limite rettilinea con coesione non nulla. Le resistenze ultime corrispondono al comportamento delle argille NC. Per valori di sforzo superiori a  $\sigma'_p$  il comportamento torna ad essere NC, seppur con elevata resistenza e bassa deformabilità.

## PROVA TRIASSIALE CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE NON DRENATA (TRX-CIU)

Poisson e Modulo elastico?



Le procedure prevedono le stesse fasi di saturazione e consolidazione ( $\Delta V \neq 0$ ,  $\Delta u = 0$ ) del provino viste con TRX-CID.

Segue l'incremento della forza assiale per condurre il provino a rottura, con il circuito di drenaggio questa volta chiuso ( $\Delta V = 0$ ,  $\Delta u \neq 0$ ).

I risultati consentono di stabilire una connessione tra le condizioni drenate e quelle non drenate, ossia tra  $c' \div \phi'$  (criterio di Mohr-Coulomb) ed  $s_u$  (criterio di Tresca).

Le equazioni da utilizzare sono le medesime delle TRX-CID.

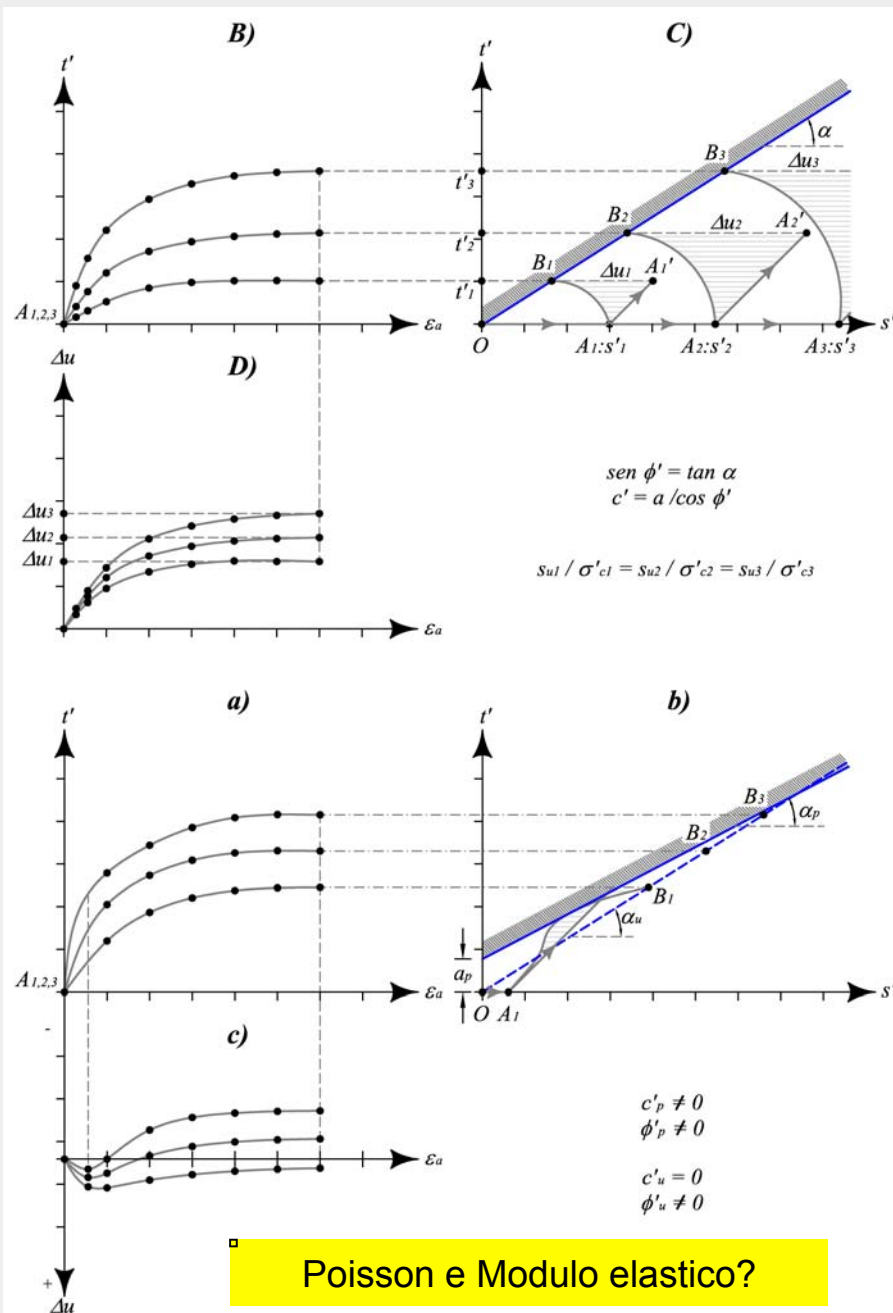
Gli elementi chiave per la loro interpretazione sono legati alla possibilità di seguire gli stress-path in condizioni drenate e non drenate:

- 1) il percorso di sollecitazione in tensioni efficaci (*ESP*):  $O \rightarrow A_i$  (fase di consolidazione isotropa);
- 2) il percorso *ESP*:  $A_i \rightarrow B_i$  (rottura non drenata);
- 3) il percorso in tensioni totali (*TSP*):  $A_i \rightarrow A'_i$ ;
- 4) il percorso di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali:  $B_i \rightarrow A_i$ .

**Notare la perfetta coincidenza dei percorsi di sollecitazione relativi alle argille NC con gli stress-path delle fondazioni superficiali!**



## PROVA TRIASSIALE CONSOLIDATA ISOTROPICAMENTE NON DRENATA (TRX-CIU)



Le equazioni da utilizzare sono le medesime viste con le prove TRX-CID.

La risposta meccanica delle argille NC sature (grafici “B÷D”) può essere studiata in condizioni drenate, nel quale caso si assiste agli stessi risultati visti con le TRX-CID, e in condizioni non drenate. In quest’ultimo caso il valore della coesione non drenata non è unico, ma dipende dallo stato di sollecitazione, ossia dalla pressione di cella e pertanto dalla tensioni geostatica verticale efficace:

$s_{u,1} / \sigma'_{c,1} = s_{u,2} / \sigma'_{c,2} = s_{u,3} / \sigma'_{c,3} ; s_{u(NC)} / \sigma'_v$   
 Ad esempio, per  $s_{u,i} / \sigma'_{c,i} = 0.3$  e  $\sigma'_{v0} = 200 \text{ kPa}$  si ottiene  $s_u = 60 \text{ kPa}$ .

Nel caso delle argille OC sature (grafici “a÷c”) il comportamento è rammollente ma le curve  $t' \div \varepsilon_a$  sono contraenti, con sviluppo di sovrappressioni interstiziali. Lo stress-path ESP è curvilineo, con il tratto iniziale positivo e quello finale negativo in relazione all’evoluzione delle  $\Delta u$ . Le resistenze mostrano valori di picco e valori ultimi, con variazione della pendenza delle superfici limite ed annullamento della coesione.

La determinazione della  $s_u$  è possibile tramite:

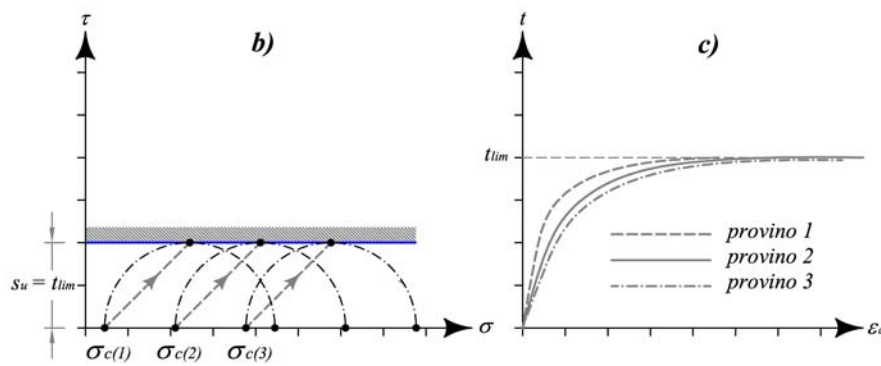
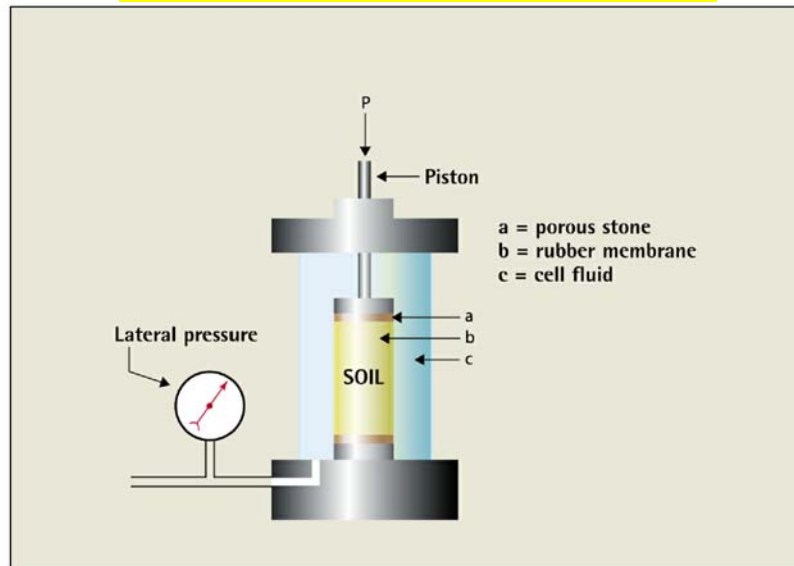
$$s_{u(OC)} / \sigma'_v = (s_{u(NC)} / \sigma'_v) \times OCR^{0.8}$$

Ad esempio, con  $OCR = 5$ ,  $s_u / \sigma'_v = 0.3$  e  $\sigma'_{v0} = 200 \text{ kPa}$  si ottiene  $s_u = 217 \text{ kPa}$ .

## PROVA TRIASSIALE NON CONSOLIDATA NON DRENATA (TRX-UU)

Sono le prove triassiali più semplici e veloci, prevedendo l'applicazione della pressione di cella seguita dal carico deviatorico di rottura, mantenendo il rubinetto di drenaggio chiuso. L'interpretazione avviene allora in condizioni non drenate ed in termini delle sole tensioni totali. Può essere richiesta la preventiva saturazione del provino.

### Poisson e Modulo elastico?



Anche l'interpretazione è semplificata, con le curve sforzi – deformazioni che coincidono a meno di una modesta eterogeneità del terreno.

Gli stress-path conducono verso la superficie di snervamento di Tresca, con individuazione di un unico valore della coesione non drenata:

$$\tau_{lim} = s_u = \sigma_a/2 = q_{max}/2 = t_{max}$$

In altre parole, individuato sui tabulati il massimo valore dell'invariante  $t$ , o del deviatore  $q$  a seconda delle modalità di interpretazione del laboratorio, si perviene alla resistenza in condizioni non drenate.

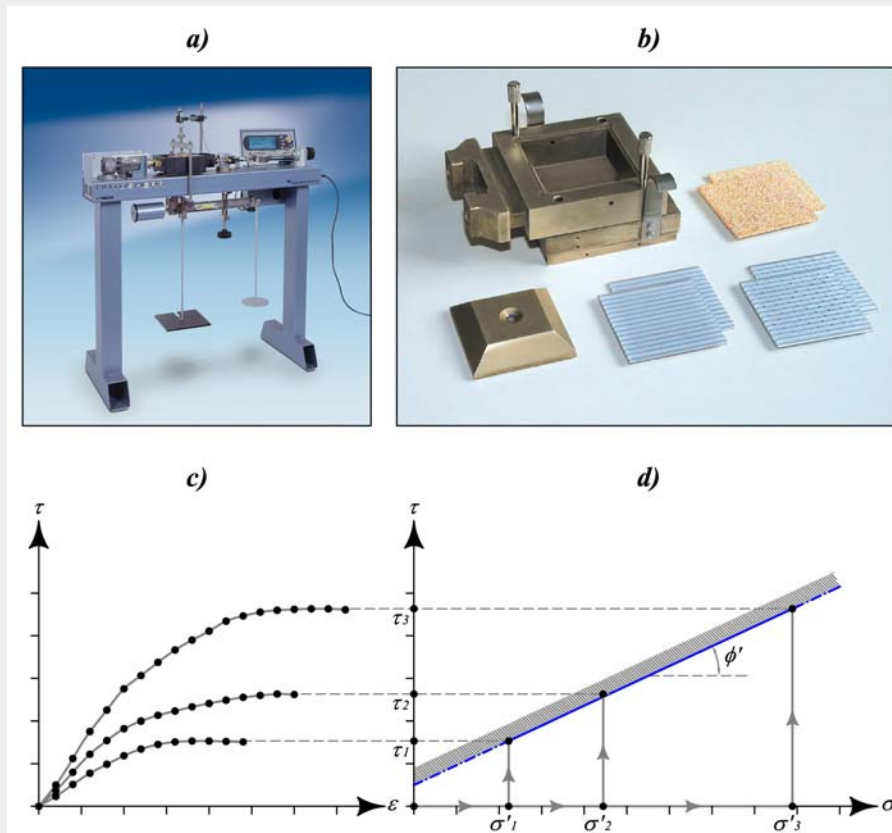
Notare che la tipicità (unica) dei risultati è dovuta allo sviluppo di una sovrappressione interstiziale di egual valore della pressione di cella applicata, dal momento che in condizioni non drenate lo sforzo è interamente supportato dalla fase fluida.

Ad esempio, per  $\sigma'_v = u$  e  $\sigma_v = 0$  (dovuta al campionamento), l'applicazione di  $\Delta\sigma_c = 100/200/300 \text{ kPa}$  comporta una  $\Delta u = 100/200/300 \text{ kPa}$  e pertanto  $\Delta\sigma'_v = 0 \text{ kPa}$ . Quindi le curve sforzi – deformazioni sono tutte uguali.

## PROVA DI TAGLIO DIRETTO (TD)

Il provino è alloggiato in una scatola quadrata con  $L = 60 \div 100 \text{ mm}$  ed  $H = 20 \div 40 \text{ mm}$  con una testa trapezoidale per l'applicazione del carico assiale ed una pietra porosa di base per la connessione idraulica con un circuito di drenaggio. Lo spazio laterale è riempito d'acqua per la preventiva saturazione e consolidazione del provino

La metodologia sperimentale prevede l'applicazione di un carico assiale ( $F_a$ ) al fine di consolidare i provini per pressioni  $\sigma_{a,i} = F_{a,i}/A = \sigma'_{v0} = 2\sigma'_{v0} = 3\sigma'_{v0}$ . Segue l'applicazione di una forza tangenziale ( $T$ ), imposta fino al raggiungimento delle condizioni di rottura, alla quale corrisponde uno sforzo tangenziale:  $\tau = T/A = T/L^2$ .



L'interpretazione non può essere eseguita con i cerchi di Mohr perché sono note le coppie  $\tau \div \sigma$  che consentono di individuare una superficie di snervamento lineare corrispondente al criterio di Mohr-Coulomb.

Gli stress-path seguono dapprima l'asse delle ascisse (fase di consolidazione:  $d\sigma'_v \neq 0$ ,  $d\tau = 0$ ) e poi l'asse delle ordinate (fase di rottura:  $d\sigma'_v = 0$ ,  $d\tau \neq 0$ ).

Gli svantaggi sono:

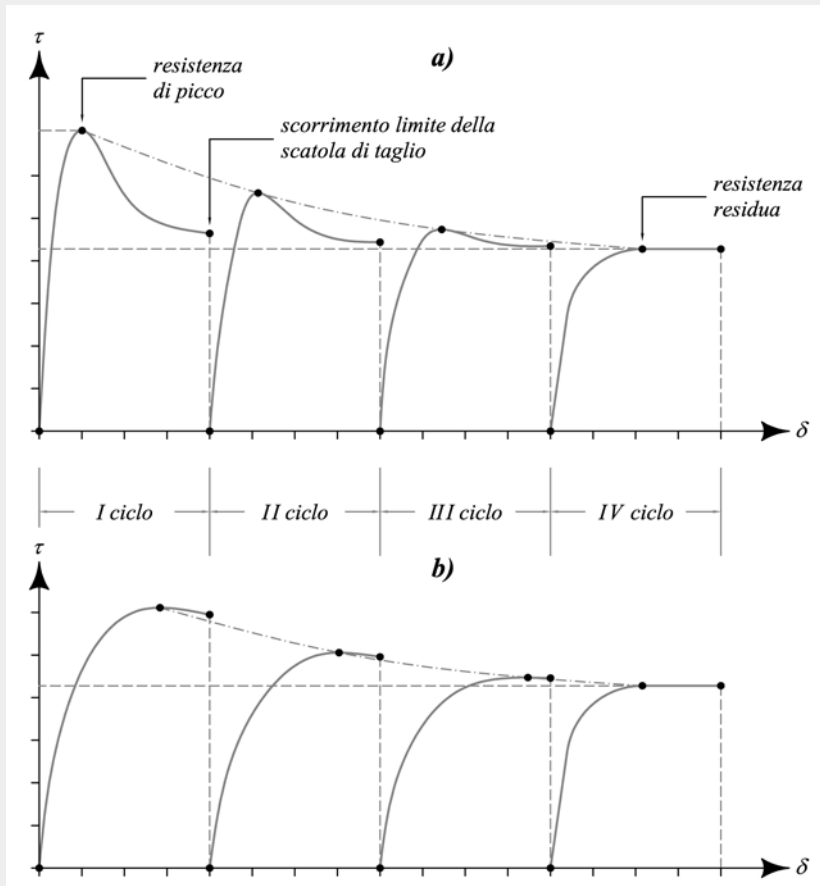
- 1) impossibilità di controllo delle pressioni interstiziali;
- 2) superficie di rottura pre-determinata che non necessariamente coincide con le reali condizioni di collasso, come nel caso delle argille fessurate.

**Per le argille fessurate sono preferibili le TRX!**



## PROVA DI TAGLIO RESIDUO (TR)

Le prove di taglio residuo consistono nella prosecuzione del taglio diretto fino a fondo scala; segue la ricollocazione della scatola nella posizione originaria e la ripetizione del processo con 4-5 cicli fino alla stabilizzazione delle curve sforzi – spostamenti.



Le curve, qualunque sia lo stato iniziale dei provini, in condizioni residue tendono tutte verso una condizione pertinente a terreni NC, poiché i cicli di rottura producono un iso-orientamento delle lamelle argillose secondo il piano di scorrimento.

In questo modo si assiste ad una forte caduta della resistenza al taglio per annullamento delle forze di attrazione elettrostatica (coesione nulla), con la conseguenza che la resistenza dipende ora solo dall'attrito tra le particelle a sua volta funzione della morfologia e pertanto della mineralogia e non più dal loro mutuo incastro.

A titolo di esempio:

- 1) *Montmorillonite*:  $\sigma'_r < 10^\circ$ ;
- 2) *Illite*:  $\sigma'_r \approx 10^\circ$ ;
- 3) *Caolinite*:  $\sigma'_r \approx 15^\circ$ .

Le formazioni argillose del centro Italia manifestano:

$$\Phi'_p = 27 \div 34^\circ, c'_p \neq 0 \text{ kPa}; \quad \Phi'_r = 12 \div 15^\circ, c'_r = 0 \text{ kPa}$$

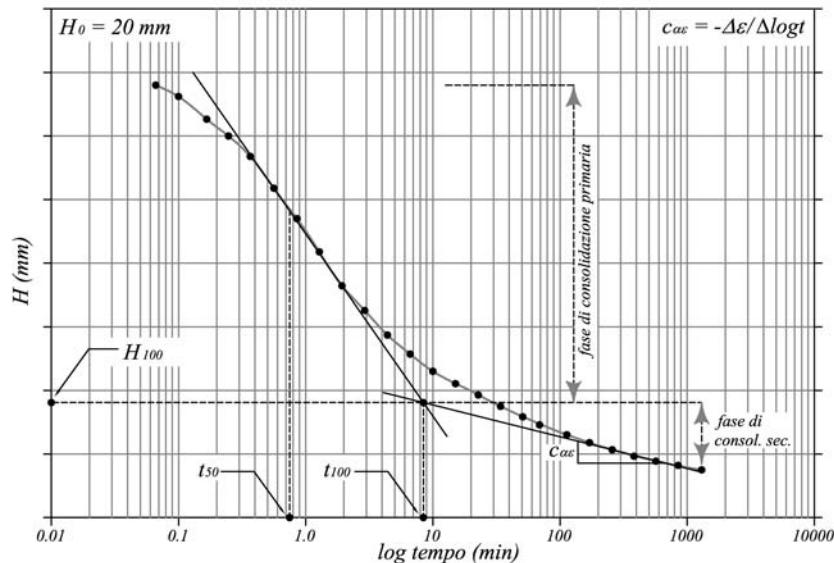
**NOTA: l'ultima curva corrisponde al comportamento di un mezzo perfettamente plastico!**

## PROVA EDOMETRICA (EDO)

a)



b)



Il provino è alloggiato in una cella circolare avente  $D = 50$  mm ed  $H_0 = 13$  mm, completata da due pietre porose per il drenaggio e da una testa metallica per l'applicazione del carico assiale.

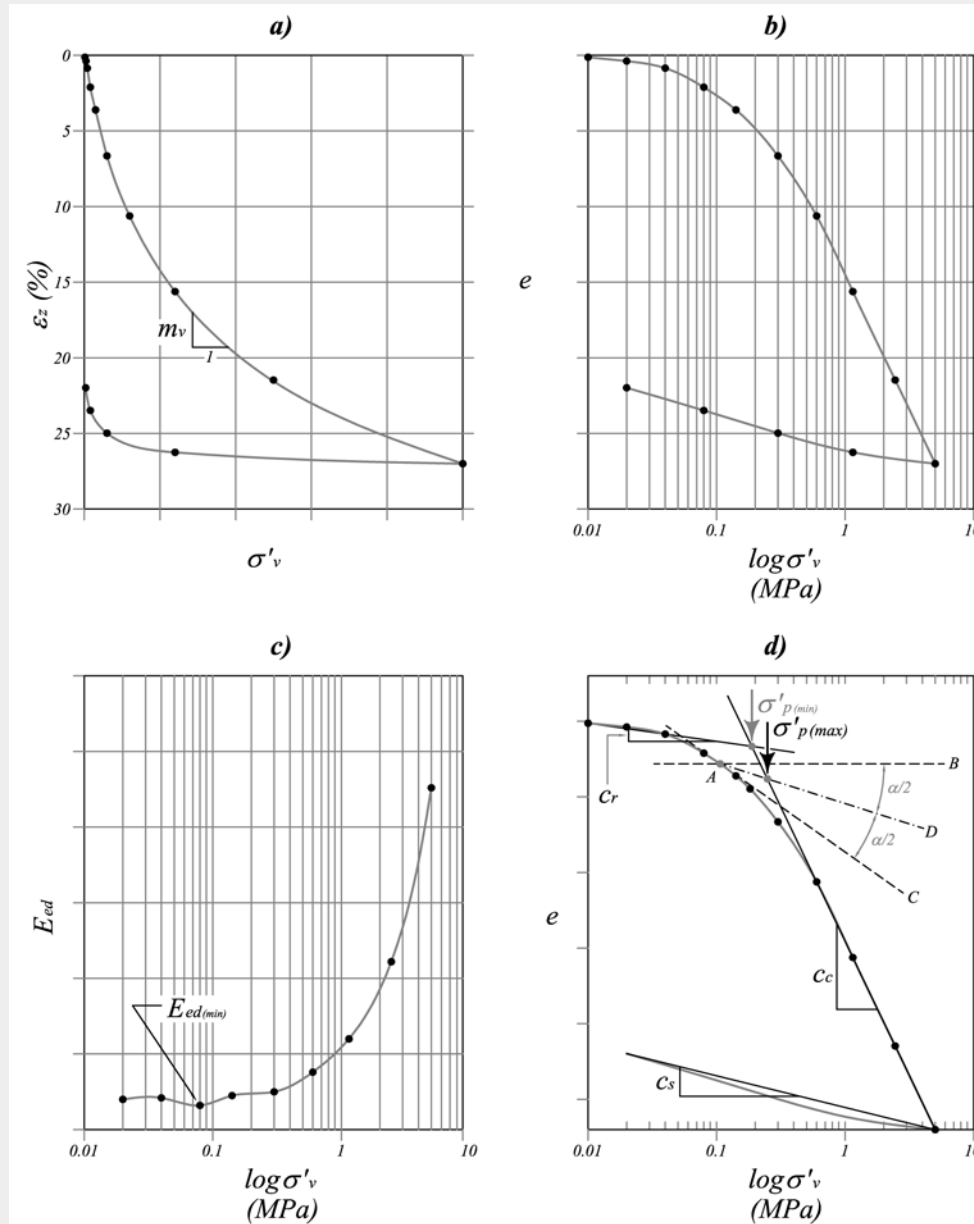
I carichi sono applicate secondo la sequenza: 25, 50, 100, 200, 400, 800 kPa (incrementabile a richiesta fino a 1600, 3200 kPa) e vanno mantenuti fino al termine della consolidazione durante la quale viene misurata la diminuzione di altezza del provino. Segue infine la fase di scarico: 800, 400, 100, 25 kPa.

La figura in basso illustra una tipica curva di consolidazione nella quale si distinguono:

- 1) un tratto iniziale ad elevata pendenza e relativo alla consolidazione primaria;
- 2) un tratto finale a bassa pendenza che definisce la consolidazione secondaria;
- 3) il  $t_{100}$  che separa i due tratti ed al quale corrisponde l' $H_{100}$ ;
- 4) il  $t_{50}$  individuato in corrispondenza della metà del tratto iniziale.

Per ogni singola curva di consolidazione viene determinato l'indice dei vuoti corrispondente ( $e_i$ ) che, unitamente, al valore iniziale ( $e_0$ ), consente di costruire il grafico finale.

## PROVA EDOMETRICA (EDO)



La curva nel piano  $\varepsilon_z \div \sigma'_v$  (grafico “a”) è identica a quella vista con lo studio dei bacini di sedimentazione (lezione III: analisi dello stato di sforzo), con pendenza variabile definita tramite il **coefficiente di compressibilità**:  $m_v = \varepsilon_z / \sigma'_v$ .

Da tale parametro si ricava il **Modulo edometrico**:  $E_{ed} = 1/m_v$  (grafico “c”).

Proiettando i dati nel piano semilogaritmico si ottiene la linearizzazione della curva (grafico “b”) dalla quale possono essere ricavati:

- 1) la **pressione di preconsolidazione** ( $\sigma'_{p}$ );
- 2) il valore del **grado di preconsolidazione** (OCR);
- 3) la pendenza della retta di ricompressione:  $c_r$  o **indice di ricompressione**;
- 4) la pendenza della retta di compressione vergine:  $c_c$  o **indice di compressione**;
- 5) la pendenza della retta di scarico e ricarico:  $c_s$  o **indice di scarico o rigonfiamento**.

Notare che la retta di ricompressione corrisponde al comportamento elastico del terreno, mentre quella di compressione vergine al comportamento elastoplastico. La pressione di preconsolidazione il punto di transizione.

Poisson e Modulo elastico?

## CEDIMENTI EDOMETRICI

Il punto di partenza è dato dalla seguente equazione:

$$t = (H^2 \times T_v) / c_v,$$

nella quale compare il tempo di consolidazione ( $t$ ), l'altezza del provino o di uno strato di argilla ( $H$ ), la soluzione dell'equazione di Terzaghi ( $T_v$ ) ed il **coefficiente di consolidazione** ( $c_v$ ).

Dalla tabella sottostante si ricava il valore di  $T_{v,50}$  corrispondente ad un grado di consolidazione del 50% ( $U_{50}$ ) che, inserito nell'equazione proposta, consente di ottenere il  $c_v$  essendo il tempo pari al  $t_{50}$  ottenuto dalle curve di consolidazione.

$U$ (%)	$T_v$
0	0
5	0.00017
10	0.0077
15	0.0177
20	0.0314
25	0.0491
30	0.0707
35	0.0962
40	0.126
45	0.159
<b>50</b>	<b>0.197</b>
55	0.238
60	0.286
65	0.342
70	0.404
75	0.477
80	0.567
85	0.684
90	0.848
95	1.129
100	$\infty$

A titolo di esempio, per un valore tipico per argille NC di  $c_v = 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$  e per uno strato di argilla avente spessore di 10 metri, si ottiene un  $t_{80} = 792 \text{ giorni}$  ed un  $t_{95} = 1307 \text{ giorni}$  (3.36 anni).

$$s = \left( \frac{H_0}{1 + e_0} \right) \cdot c_c \cdot \log \left( \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma_v}{\sigma'_v} \right)$$

$$s = \left( \frac{H_0}{1 + e_0} \right) \cdot c_r \cdot \log \left( \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma_v}{\sigma'_v} \right)$$

**NB: un'altra equazione utile è:  $H = (H_0 - e) / (1 + e_0)$**

Per la stima dei cedimenti si utilizzano le equazioni in alto, considerato che:

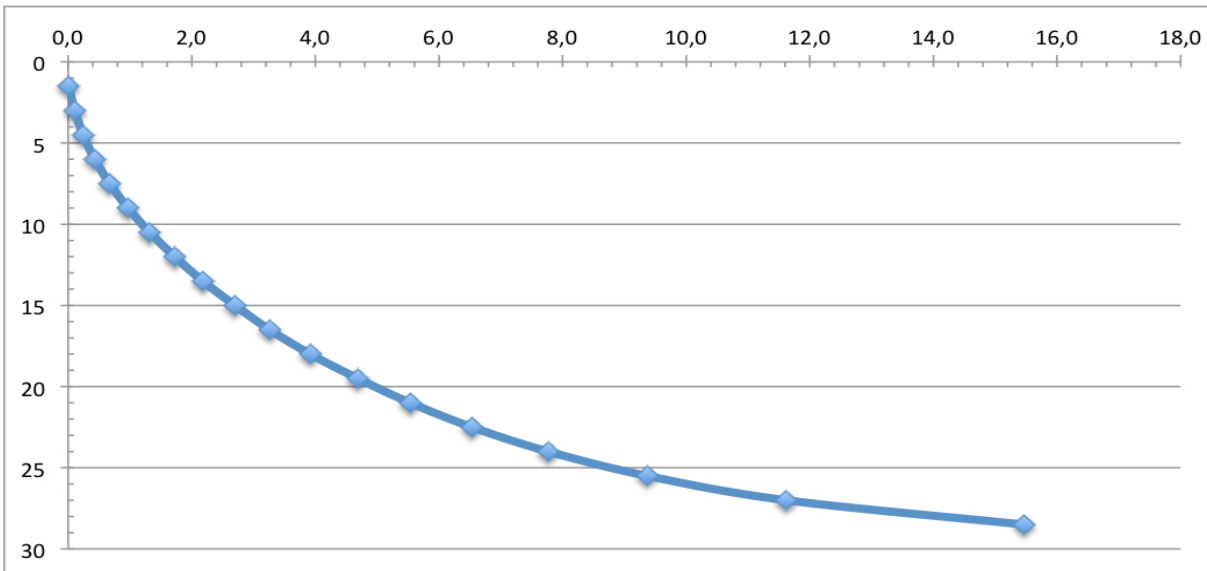
- 1) se  $\sigma'_v + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$  non viene superata la pressione di preconsolidazione (terreni OC) con la conseguente limitazione dei cedimenti al tratto di ricomprensione (comportamento elastico);
- 2) se  $\sigma'_v = \sigma'_p$  i terreni sono normalconsolidati ed appartengono alla retta di compressione vergine.

**Nel primo caso deve essere utilizzata la seconda delle equazioni e viceversa.**

In definitiva, noto lo stato tensionale geostatico, la pressione indotta ad esempio da una fondazione ed interpretata la prova edometrica, è possibile calcolare i cedimenti di consolidazione ed i tempi di esaurimento del fenomeno. **COME?**

## CEDIMENTI EDOMETRICI

s	U	Tv	cv	H	t	t	s(t)
mm	%		mq/g	m	g	a	mm
30	5	0,00017	0,02	10	0,85	0,0	1,5
30	10	0,0077	0,02	10	38,5	0,1	3
30	15	0,0177	0,02	10	88,5	0,2	4,5
30	20	0,0314	0,02	10	157	0,4	6
30	25	0,0491	0,02	10	245,5	0,7	7,5
30	30	0,0707	0,02	10	353,5	1,0	9
30	35	0,0962	0,02	10	481	1,3	10,5
30	40	0,126	0,02	10	630	1,7	12
30	45	0,159	0,02	10	795	2,2	13,5
30	50	0,197	0,02	10	985	2,7	15
30	55	0,238	0,02	10	1190	3,3	16,5
30	60	0,286	0,02	10	1430	3,9	18
30	65	0,342	0,02	10	1710	4,7	19,5
30	70	0,404	0,02	10	2020	5,5	21
30	75	0,477	0,02	10	2385	6,5	22,5
30	80	0,567	0,02	10	2835	7,8	24
30	85	0,684	0,02	10	3420	9,4	25,5
30	90	0,848	0,02	10	4240	11,6	27
30	95	1,129	0,02	10	5645	15,5	28,5

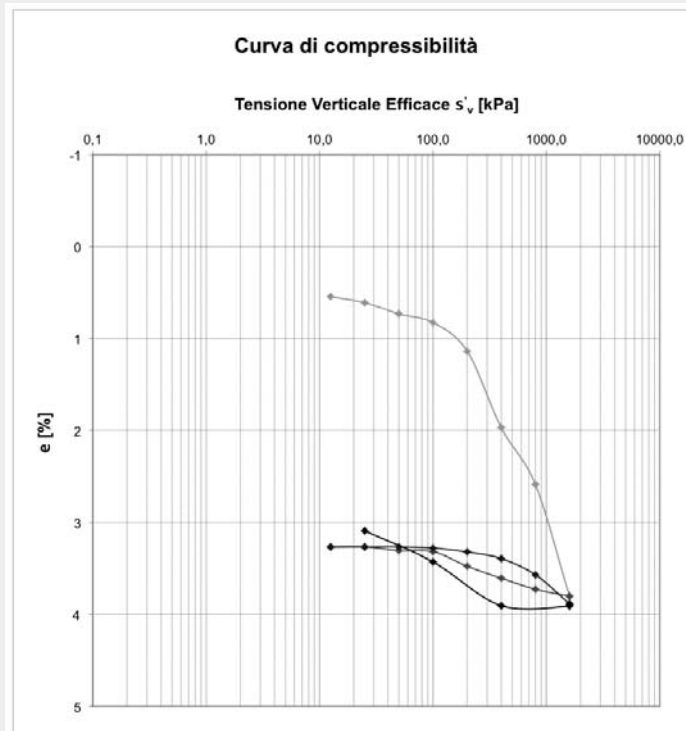


La costruzione della curva cedimenti – tempo passa attraverso il calcolo:

- 1) dei cedimenti mediante i metodi illustrati nella slide precedente (colonna s);
- 2) del tempo per ogni step di consolidazione U mediante i metodi illustrati nella slide precedente (colonna t);
- 3) del prodotto del cedimento complessivo per gli step U (colonna s(t));
- 4) L'assemblaggio nel grafico  $s(t) - t$



## LA PROVA HUDER & AMBERG



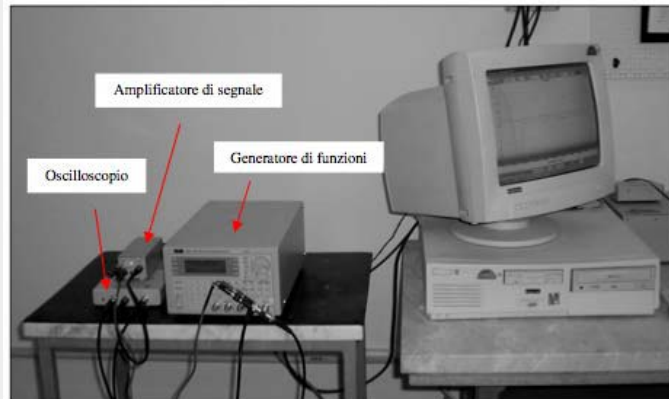
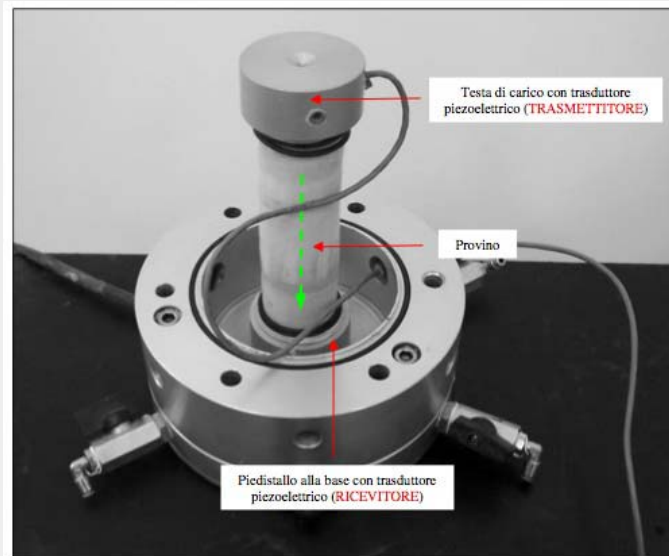
È una prova particolare che può essere eseguita nella cella edometrica e che serve a determinare la pressione di rigonfiamenti dei terreni.

Nel caso illustrato tale pressione è risultata di circa 400 kPa, capace di deformare una soletta in c.a. dello spessore di 20 cm, ancorata perimetralmente a travi testa – palo, con un sollevamento massimo di 27 millimetri.

L'analisi ad elementi finiti di un modello a piastra di tale soletta ha fornito risultati del tutto comparabili.

Il problema è stato risolto ancorando la soletta in profondità con tiranti verticali pretesi e piastre di distribuzione delle tensioni.

## I BENDER ELEMENTS



Le celle triassiali possono alloggiare, sia alla loro base (**ricevitore**) che nella testa di carico (**trasmettitore**), degli elementi costruiti con materiale piezoelettrico (esempio: **quarzo**, **tormalina**, **titaniato di zirconato di piombo**, **titaniato di bario**, **titaniato di piombo**) capaci di lavorare come trasduttori bidirezionali; ciò comporta che una deformazione sia trasformata in un segnale elettrico rilevato da una centralina dotata di amplificatore di segnale; oppure che un segnale elettrico comporti una modifica di forma.

Il sistema prevede un trasmettitore al quale viene inviato un segnale elettrico sinusoidale tramite un generatore di funzioni; il segnale, a sua volta, è amplificato ed inviato ad un oscilloscopio collegato ad un PC che provvede alla sua restituzione grafica.

Il funzionamento del sistema prevede che il segnale prodotto dal generatore di funzione sia mandato al trasduttore piezoelettrico posto alla testa della cella triassiale, previa amplificazione, e che l'onda si propaghi attraverso il provino fino a raggiungere il ricevitore posto alla base.

Una volta che il segnale è arrivato al PC viene nuovamente amplificato e visualizzato graficamente, consentendo in tal modo di misurare la differenza di tempi misurati rispetto al medesimo zero di riferimento.

Ad esempio, a partire dal medesimo start il segnale arriva al trasmettitore dopo 1 millesimo di secondo ed al ricevitore dopo 1.23 millesimi con un  $\Delta t = 0.00023$  secondi; per un provino di altezza standard  $H_p = 76$  millimetri (0.076 metri) si ottiene  $V_s = H_p / \Delta t = 330,4$  m/s. Costo: circa **40,00 € a prova**.

Ovviamente, come tutte le prove di laboratorio, la misura della velocità ottenuta con tale metodo risulta dipendere dall'effetto scala, ragion per cui se si suppone l'esistenza di una marcata eterogeneità del sottosuolo occorre valutare con attenzione i risultati ottenuti o effettuate diverse misura a varie profondità.

## SINTESI FINALE

### Prova ELL

#### Svantaggi:

la mancanza del confinamento laterale conduce ad una sottostima della reale resistenza del terreno.

#### Vantaggi:

Estrema rapidità di esecuzione e bassi costi (35÷40,00 € per provino).

Utile per stime preliminari.

### Prova TRX-CID

#### Svantaggi:

costi elevati (400÷600,00 € per prova) e tempi di esecuzione lunghi.

#### Vantaggi:

Metodologia più completa disponibile.

### Prova TRX-CIU

#### Svantaggi:

costi elevati (280÷500,00 € per prova) e tempi di esecuzione lunghi ma inferiori alle TRX-CID.

#### Vantaggi:

Analisi in condizioni drenate ( $c', \phi'$ ) e non drenate ( $s_u, v = 0.5, E_u$ ) con determinazione della resistenza operativa.

Correlazione normativa tra  $s_u$  e  $V_s$  per la determinazione della  $V_{s,30}$ .

### Prova TRX-UU

#### Svantaggi:

determinazione di un unico valore della coesione non drenata.

#### Vantaggi:

Estrema rapidità di esecuzione e bassi costi (150÷200,00 € per prova), con determinazione di

$s_u, v, E_u$ .

Correlazione normativa tra la  $s_u$  e la  $V_s$ .

### Prova TD - TR

#### Svantaggi:

superfici di rottura pre-impostate e costi alti per TR (400÷500,00 € per prova).

#### Vantaggi:

Costi bassi per TD (150÷200,00 € per prova) ed analisi della resistenza residua.

### Prova EDO

#### Svantaggi:

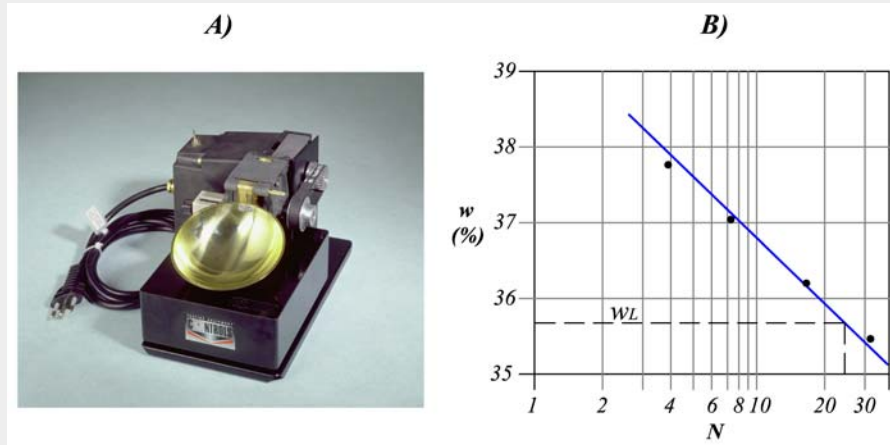
simulano la consolidazione monodimensionale.

#### Vantaggi:

bassi costi (150÷200,00 €) ed analisi dei fenomeni tempo-dipendente tipici delle terre a grana fine.

■ **Esistono dei campi di riferimento per i parametri di resistenza?**

## LIMITI DI ATTERBERG



Sul campione è tracciato un solco diametrico della larghezza di 10-13 millimetri; agendo sulla manovella, dotata di camma di sollevamento, si induce un movimento ciclico al cucchiaio fino alla chiusura del solo tracciato. Si misurano il numero dei colpi ed il corrispondente contenuto d'acqua. La prova è ripetuta per almeno quattro prove, al fine di costruire il grafico a fianco.

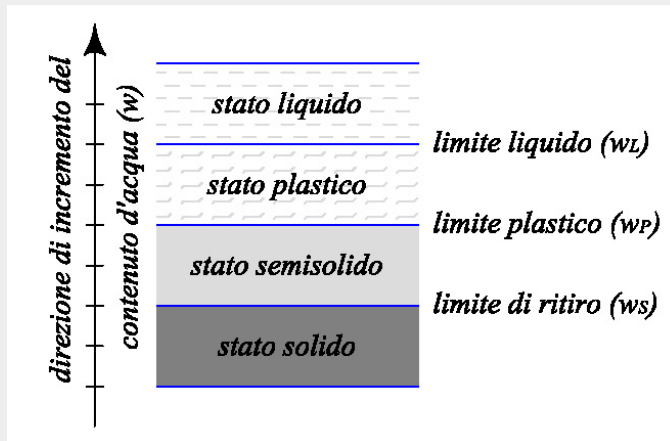
Il Limite Liquido è determinato con il “cucchiaio di Casagrande”. È una prova empirica e priva di fondamento scientifico. In ogni caso fornisce elementi di comprensione del comportamento meccanico delle argille.

Ad esempio, all'aumentare del LL aumenta la quantità d'acqua e pertanto la distanza interparticellare, inducendo una diminuzione delle forze di attrazione elettrostatica tra le particelle argillose responsabile dello sviluppo delle forze coesive.

**Una Montmorillonite può raggiungere valori di LL = 700% mentre una Caolinite sodica LL = 50%.**

Un'argilla con elevato LL manifesta un'elevata capacità di assorbimento dell'acqua senza manifestare apprezzabili cambiamenti fisici, fornendo da una parte elevate condizioni di sicurezza e dall'altra elevate condizioni di pericolo in caso di raggiungimento del valore limite. Ad esempio, i terreni di Epifanio, Sarno e Quindici sono costituiti da piroclastiti con elevato tenore di argille ad alto LL; 140 millimetri di pioggia caduta in due giorni condussero ad un passaggio repentino verso uno stato semifluido, con trasformazione delle terre in una massa liquida che acquisì elevata velocità in funzione del gradiente topografico.

## LIMITI DI ATTERBERG



Il Limite Plastico è una prova più empirica della precedente. Consiste nella manipolazione di cilindri di terra del diametro di 3 millimetri, fin quando non iniziano a fessurarsi. A quel punto si determina il contenuto d'acqua.

Il Limite di Ritiro è l'unica prova scientifica, condotta essiccando la terra in forno fin quando non si verifica più alcuna variazione di volume.

L'Indice di Plasticità è:  $IP = LL - LP$

L'Indice di Consistenza è:  $IC = (LL - w)/IP$

La più importante correlazione è quella proposta in figura tra l'IP e l'angolo di resistenza al taglio.

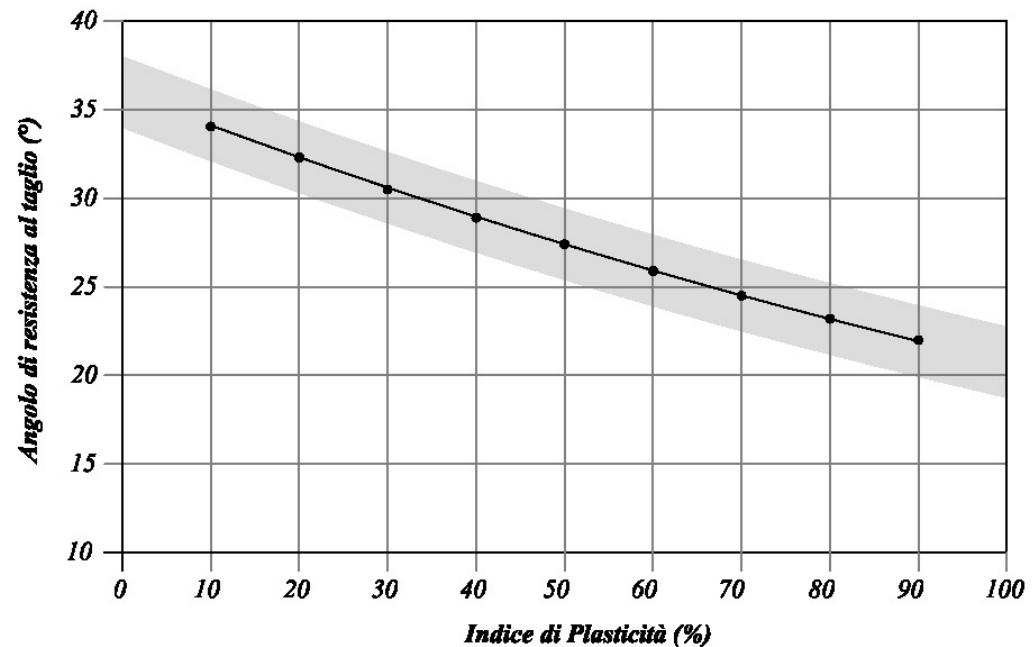
Ad esempio l'argilla di Piazza dei Miracoli, a Pisa, manifesta  $IP = 57\%$  e  $\Phi' = 25^\circ$ . Dalla figura si ottiene:  $\Phi' = 24.9^\circ \div 27.5^\circ$ !

Inoltre valgono:

$$s_{u(NC)} = (0.11 + 0.37IP)\sigma'_v$$

$$c_c = 1.42IP$$

**Infine per  $IC \leq 0.5$  siamo nel campo delle argille NC per le quali esiste il limite superiore di  $s_u = 70 \div 80$  kPa.**





## VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

La definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici rappresenta l'aspetto cruciale per la buona riuscita di ogni progettazione geotecnica agli SLU ed SLE, considerato che, secondo quanto chiarito al paragrafo C6.2.2 della Circolare esplicativa n. 617, la stessa avviene seguendo due passi distinti:

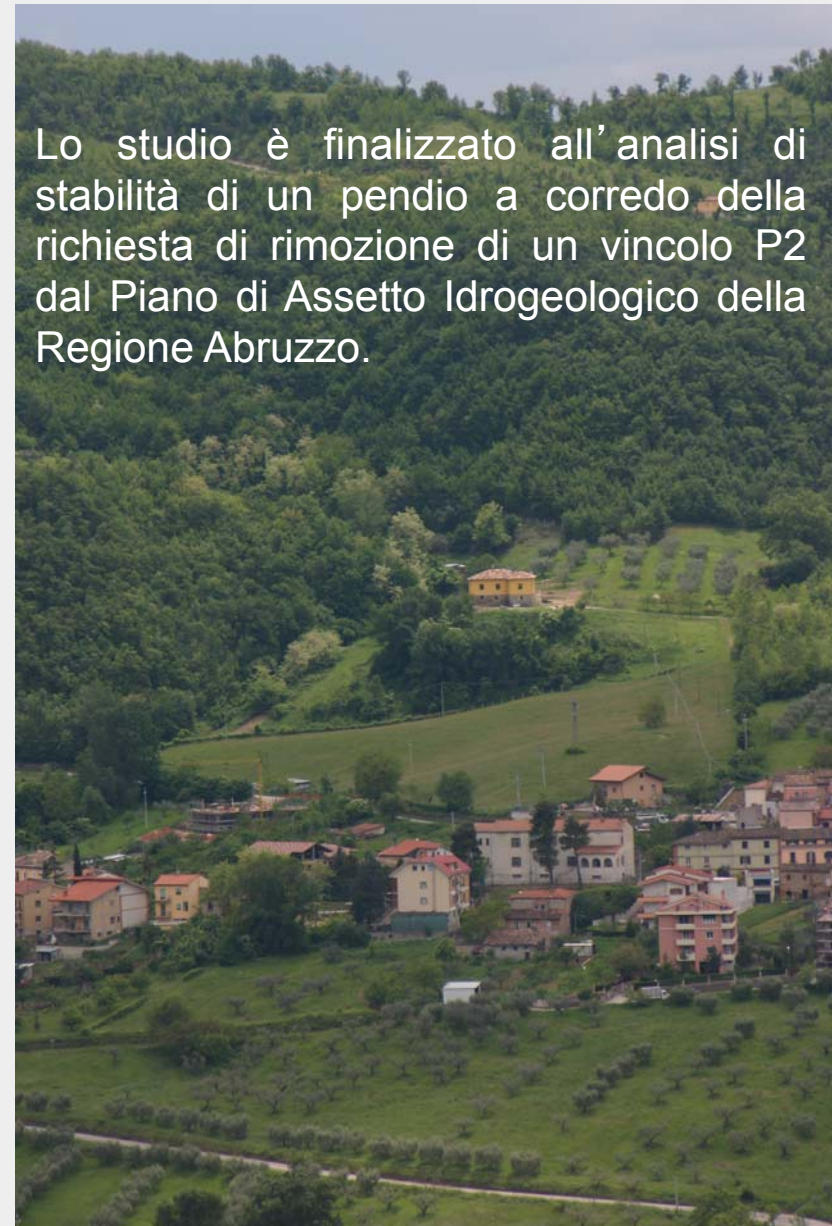
- 1) una prima fase, nell'ambito della quale occorre identificare i parametri geotecnici appropriati per i fini progettuali preposti;
- 2) una seconda fase che riguarda la valutazione dei valori caratteristici dei parametri basata su una stima cautelativa in funzione dello stato limite considerato.

La Circolare, nella definizione di tali passi utilizza, a titolo di esempio, l'analisi di stabilità allo scorrimento di un muro di sostegno per il quale ritiene opportuno applicare i parametri meccanici relativi ad una condizione di “**volume costante**” o di “stato critico”, la quale in Meccanica delle Terre corrisponde al campo delle elevate deformazioni pertinente a una condizione di resistenza ultima; nel contempo suggerisce anche di trascurare, nell'ambito di analisi in termini di tensioni efficaci, il contributo della coesione alla resistenza meccanica. Nel caso, invece, delle verifiche geotecniche relative alla fondazione delle opere di sostegno, viene suggerito di desumere la capacità portante con riferimento al “valore di picco” dell'angolo di resistenza al taglio, senza nel contempo trascurare il contributo della coesione efficace nella resistenza complessiva del terreno.

La Circolare suggerisce di utilizzare i **valori medi** allorquando “*nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.*”. Ovviamente, nel caso contrario “*in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazioni delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità*” la Circolare invoca l'utilizzo di valori caratteristici prossimi ai **valori minimi** dei parametri geotecnici.

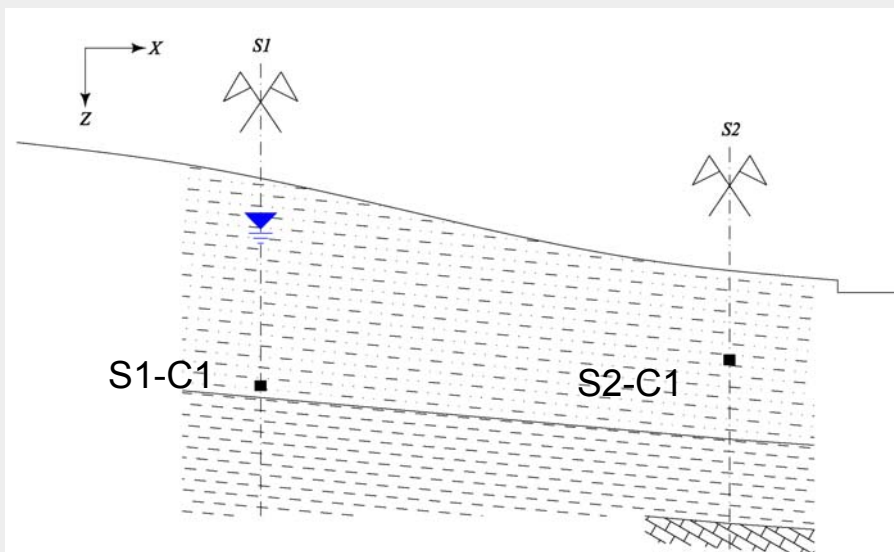
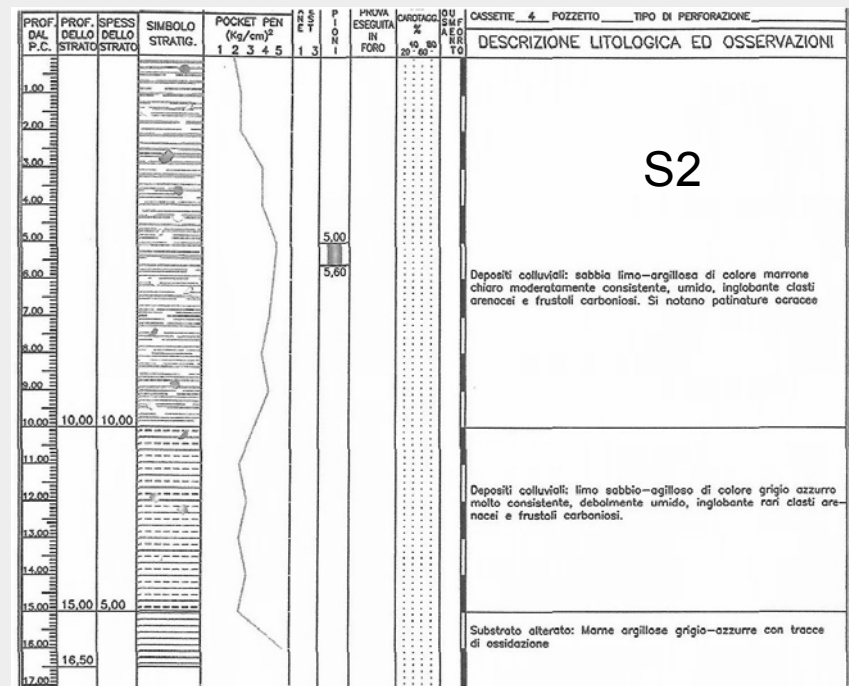
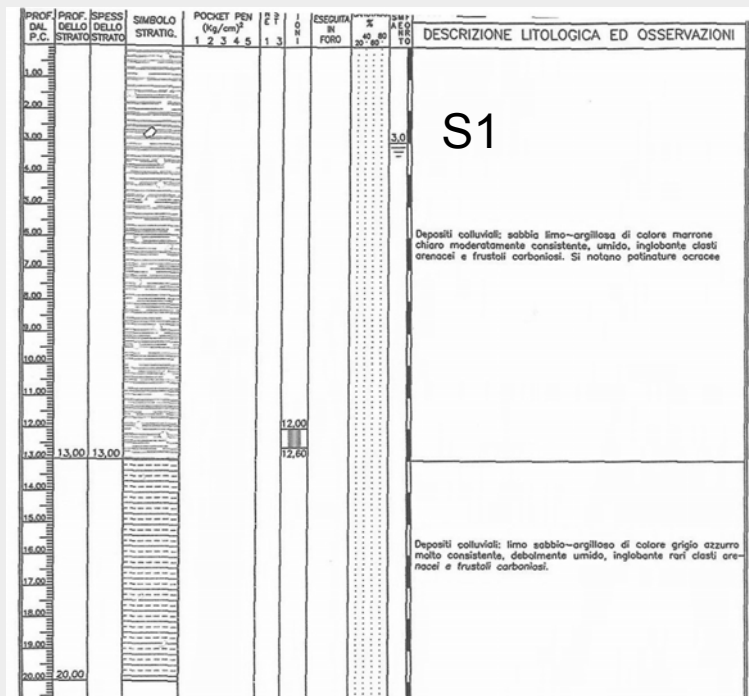
**In ogni caso non è affatto prevista la trattazione statistica dei parametri geotecnici ma solo una buona conoscenza della risposta meccanica dei terreni ai vari percorsi statici e cinematici, considerato che una popolazione di dati statisticamente significativa non trova corrispondenza con gli ordini di grandezza relativi alle usuali campagne geognostiche.**

## STABILITA' DI UN PENDIO: documentazione fotografica



Lo studio è finalizzato all'analisi di stabilità di un pendio a corredo della richiesta di rimozione di un vincolo P2 dal Piano di Assetto Idrogeologico della Regione Abruzzo.





Dai sondaggi si evince la presenza di terreni colluviali, i quali per la loro storia geologica recente devono essere normalconsolidati.

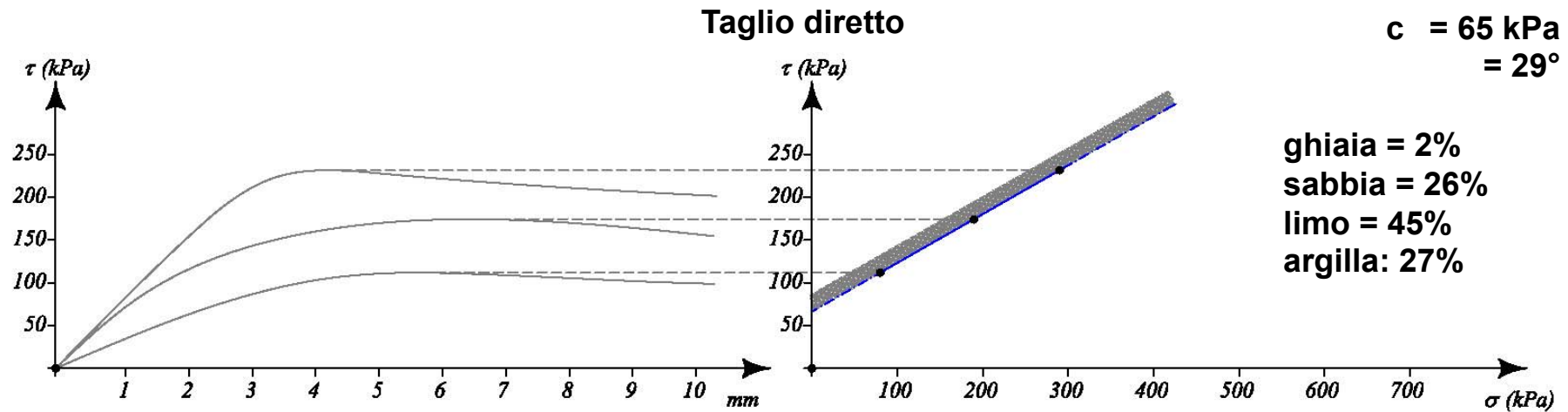
**S1**

0-13: sabbia limo-argillosa di colore marrone (coll.)  
13-fs: limo sabbio-argilloso di colore grigio-azzurro  
molto consistente (colluvioni)

**S2**

0-10: sabbia limo-argillosa di colore marrone (coll.)  
10-15: limo sabbio-argilloso di colore grigio  
azzurro molto consistente (colluvioni)  
15-fs: marne argillose grigio-azzurro (sub. alterato)

## STABILITA' DI UN PENDIO: prove su campione S1 - C1

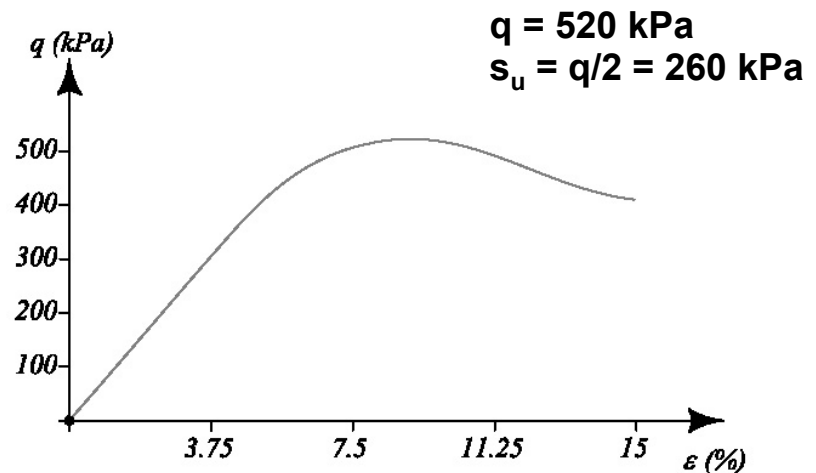


$\gamma_{\text{nat}} = 19 \text{ kN/m}^3$  – profondità prelievo: 12÷12.6 metri – profondità falda: 3 metri -  $\sigma'_{v0} = 140.7 \text{ kPa}$   
 Tensioni da adottare in laboratorio: 140 – 280 – 420 kPa  
 Tensioni adottate nella prova: 100 - 200 – 300 kPa

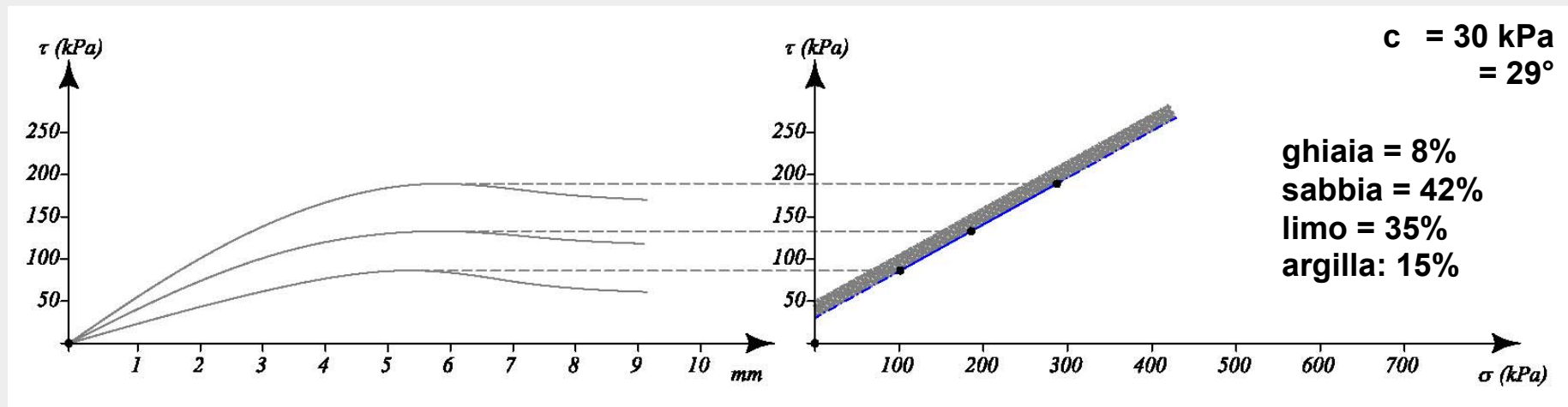
La prova di taglio diretto mostra risultati contrastanti, con un'elevata coesione intercetta, tipica delle terre molto sovraconsolidate, e relative curve sforzi – deformazioni elastoplastiche non lineari contraenti. Notare l'incongruenza tra la curva superiore e le altre.

La prova ELL fornisce una coesione non drenata elevata ed una curva rammollente, valida per mezzi OC ma non corrispondente a depositi colluviali recenti.

**Qual è la verità?**



## STABILITA' DI UN PENDIO: prove su campione S2 – C1



$\gamma_{\text{nat}} = 19 \text{ kN/m}^3$  – profondità prelievo: 5÷5.6 metri – profondità falda: non presente -  $\sigma'_{v0} = 100.7 \text{ kPa}$

Tensioni da adottare in laboratorio: 100 – 200 – 300 kPa

Tensioni adottate nella prova: 100 - 200 – 300 kPa

Dal sondaggio si evince la presenza di terreni colluviali che per la loro storia geologica recente devono essere normalconsolidati. La granulometria indica la preponderante presenza di terreni a grana grossa (50%).

La prova di taglio diretto mostra risultati contrastanti, con un' elevata coesione intercetta, tipica delle terre molto sovraconsolidate, e relative curve sforzi – deformazioni elastoplastiche non lineari rammollenti.

**I parametri meccanici sono congrui con le marne del substrato, ma non la granulometria!**



# FINE

*Tutte le figure sono protette dai diritti di copyright;  
contattare gli autori per l'autorizzazione all'uso.*