



UNIVERSITA' DI FERRARA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA

INGEGNERIA CIVILE [1227] Classe LM23

CORSO DI
FONDAZIONI

[012388]

AA 2017-2018

PROF. ING. CLAUDIO COMASTRI

mail claudio.comastri@unife.it
ing.comastri@studiothesis.it

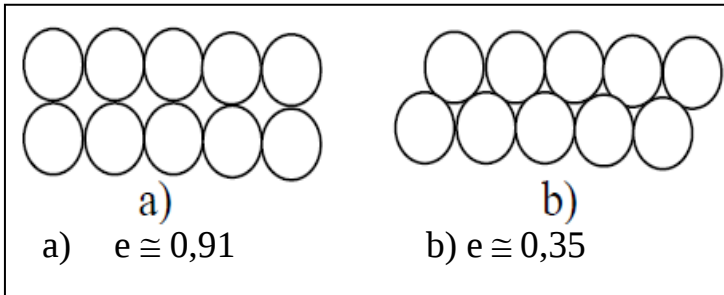
tel. 051 675 0312 Studio Thesisengineering

Ricevimento: il venerdì dalle 11,30 alle 13,00 in Dipartimento Ingegneria
1°Piano - Studio 127.



CENNI SU ASPETTI RELATIVI A RESISTENZA E DEFORMAZIONE

RESISTENZA E STATO CRITICO



- a) Configurazione instabile: alla minima sollecitazione di taglio si ottiene una variazione di volume (indice dei vuoti): il sistema subisce scorrimenti accompagnati da rotolamenti delle particelle con riduzione del volume (insieme sciolto).

DILATANZA (Raynolds 1885)
Variazioni di forma e di volume

- b) Configurazione inizialmente stabile. Per l'applicazione di una azione di taglio gli scorrimenti delle particelle saranno possibili solo se le particelle rotoleranno una sopra all'altra facendo aumentare il volume dei vuoti del sistema. (Insieme denso)

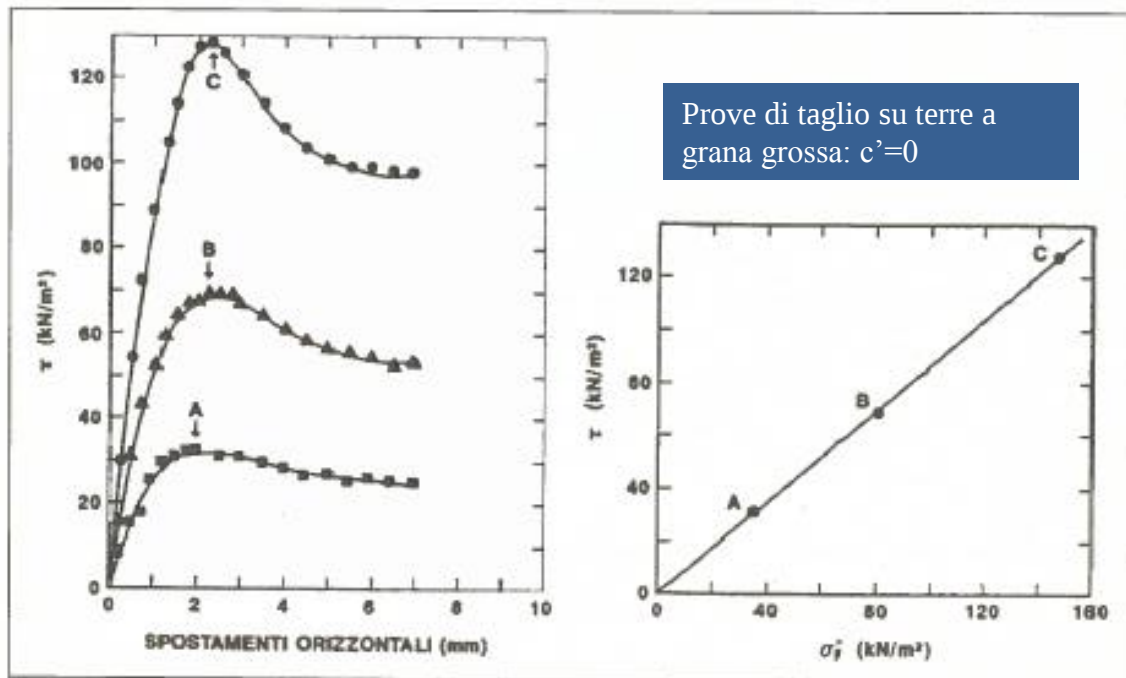
ESISTE UNA CONFIGURAZIONE INTERMEDIA PER LA QUALE
GLI SCORRIMENTI AVVENGONO A VOLUME COSTANTE



CONFIGURAZIONE
CRITICA

CENNI SU ASPETTI RELATIVI A RESISTENZA E DEFORMAZIONE

RESISTENZA E STATO CRITICO



Nella prova di taglio diretto si raggiunge la massima tensione tangenziale con tensioni verticali mantenute costanti. Nel piano di Mohr è possibile individuare

l'involuppo di rottura

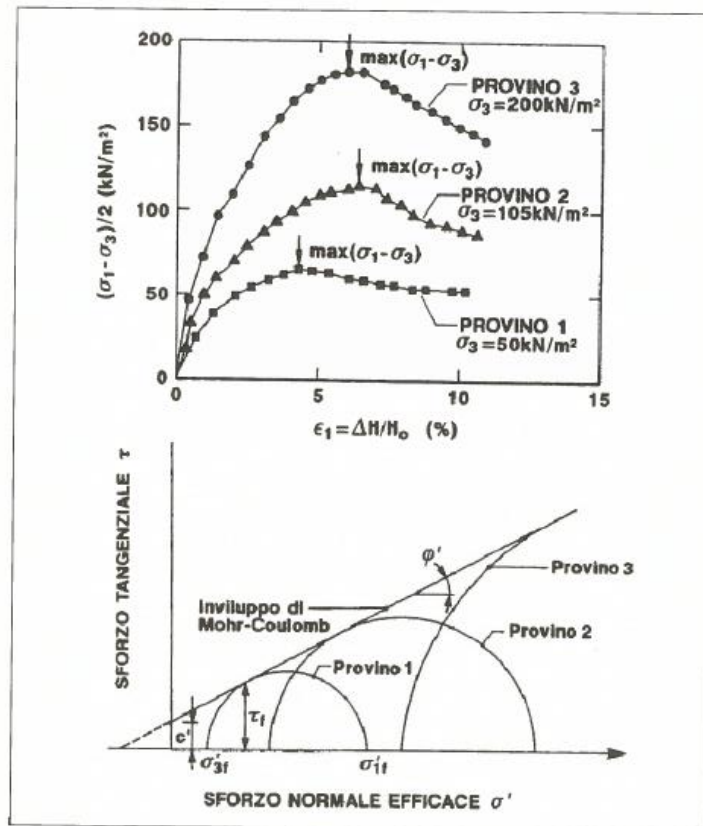
Cioè il luogo dei punti che soddisfano la relazione:

$$|\tau| = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi$$

Fig. 5.13 Risultati della prova di taglio diretto (AGI, 1994)

CENNI SU ASPETTI RELATIVI A RESISTENZA E DEFORMAZIONE

RESISTENZA E STATO CRITICO



Nelle prove triassiali un provino protetto da una membrana impermeabile è all'interno di una cella ed è soggetto ad una pressione radiale tramite un fluido in pressione. Il provino, cilindrico, è delimitato alle basi da pietre porose rigide. Un pistone agisce in direzione assiale.

Trascurando la rugosità delle pietre porose si può assumere che il provino sia soggetto ad una pressione radiale ($\sigma_r = \sigma_3$) che è lo sforzo principale minimo e ad una pressione assiale ($\sigma_a = \sigma_1$) sforzo principale massimo.

Questo avendo considerato il provino sottoposto ad uno stato di sforzo omogeneo.

Si misurano: ΔH e ΔV del provino.

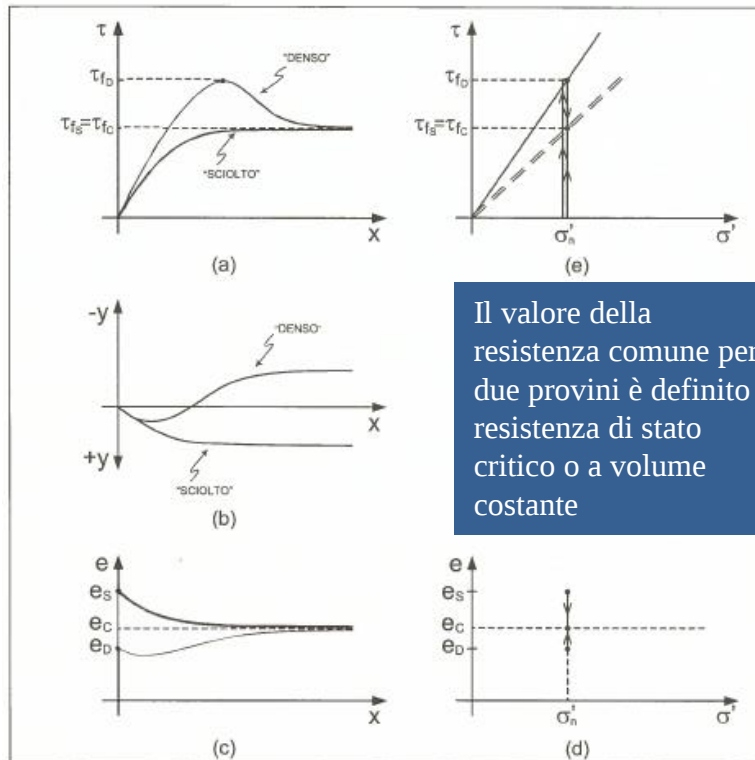
Stato di deformazione:

$$\varepsilon_1 = \Delta H / H_0$$

$$\varepsilon_v = \Delta V / V_0$$

CENNI SU ASPETTI RELATIVI A RESISTENZA E DEFORMAZIONE

RESISTENZA E STATO CRITICO



Con la prova triassiale è possibile definire la giacitura del piano sul quale avviene la rottura: questo non è possibile per la prova di taglio diretto.

PROVA DI TAGLIO SEMPLICE O DIRETTO

Da figura mostrai diagrammi relativi a prove di taglio su due provini con indice dei vuoti diversi:
Provino di sabbia densa
Provino di sabbia sciolta

τ Sforzo tangenziale
 x spostamento orizzontale

Per grandi spostamenti i due provini raggiungono lo stesso valore di tensione tangenziale
 τ_{crit} indipendentemente dall'indice dei vuoti iniziale.

e_{crit} indice dei vuoti critico

Fig. 5.16 Risultati di prove di taglio diretto su provini a diverso indice dei vuoti

CENNI SU ASPETTI RELATIVI A RESISTENZA E DEFORMAZIONE

RESISTENZA E STATO CRITICO

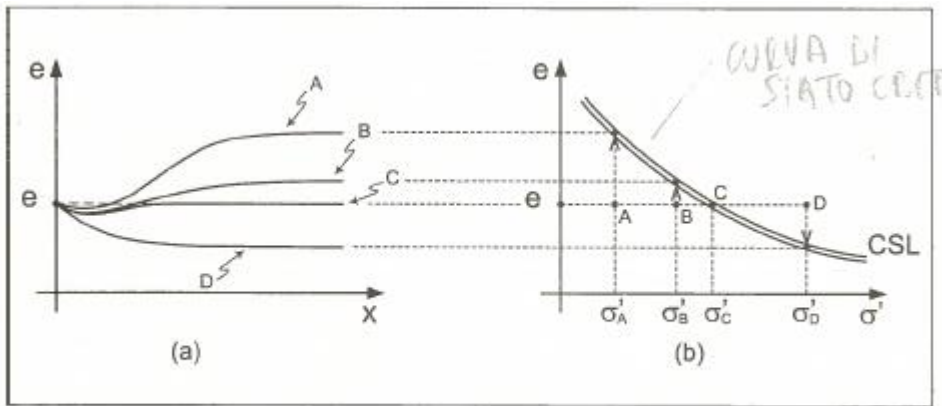


Fig. 5.18 Condizioni di stato critico ed influenza dello stato tensionale iniziale

CSL (Critical State Line)

Luogo dei punti corrispondenti al raggiungimento dello stato critico

Il valore dell'indice dei vuoti critico non è indipendente dal livello tensionale ma diminuisce all'aumentare di quest'ultimo.

All'aumentare della tensione normale i provini di una prova di taglio avranno minore tendenza ad aumentare di volume proprio a causa del confinamento elevato. Per basse tensioni normali e di confinamento l'aumento di volume non sarà impedito

CENNI SU ASPETTI RELATIVI A RESISTENZA E DEFORMAZIONE

RESISTENZA E STATO CRITICO

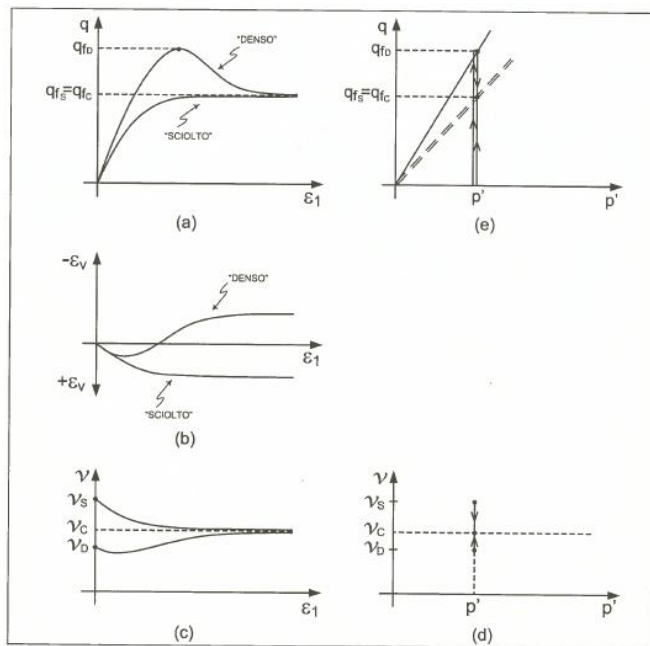


Fig. 5.19 Risultati di prove triassiali su provini a diverso indice dei vuoti

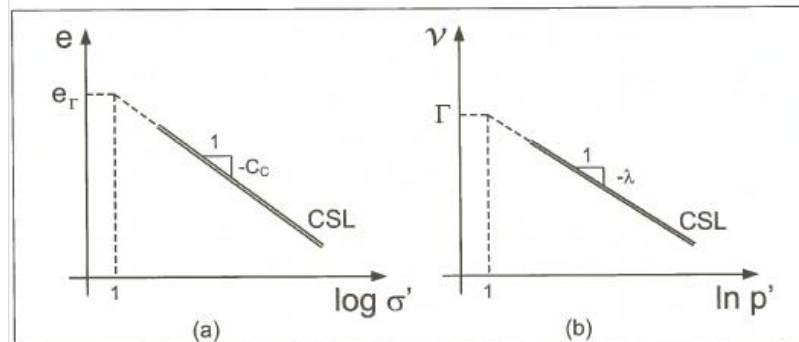


Fig. 5.20 Stato critico

Le curve di stato critico vengono rappresentate sui piani semilogaritmici per linearizzare le curve. a) condizioni piane di taglio diretto; b) simmetria assiale prova triassiale.

Equazioni delle curve di stato critico CSL

$$e = e_{\Gamma} - C_c \cdot \lg \sigma'$$

$$\nu = \Gamma - \lambda \ln p'$$

CENNI SU ASPETTI RELATIVI A RESISTENZA E DEFORMAZIONE

RESISTENZA E STATO CRITICO

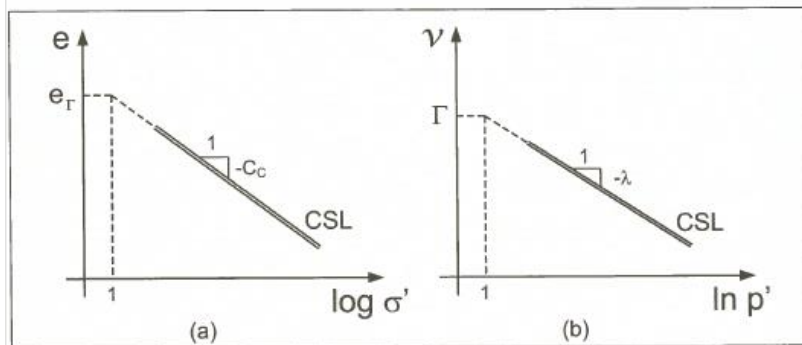


Fig. 5.20 Stato critico

	PI	λ	Γ	N	M	ϕ'_{cs}
Argilla di Londra	45	0.16	2.5	2.7	0.90	23°
Argilla di Pisa	18	0.11	2.3	2.4	1.16	19°
Sabbia del Ticino (silicea)	-	0.06	2.1	2.3	1.38	34°
Sabbia carbonatica	-	0.34	4.4	4.8	1.65	40°

Tab. 5.1 Valori di parametri di stato per terre a grana fine e grana grossa

I parametri C_c , e_r , Γ , λ sono costanti per il materiale devono essere valutati sperimentalmente.

Alcuni valori sono riportati nella tabella a fianco.

CENNI SU ASPETTI RELATIVI A RESISTENZA E DEFORMAZIONE

RESISTENZA E STATO CRITICO

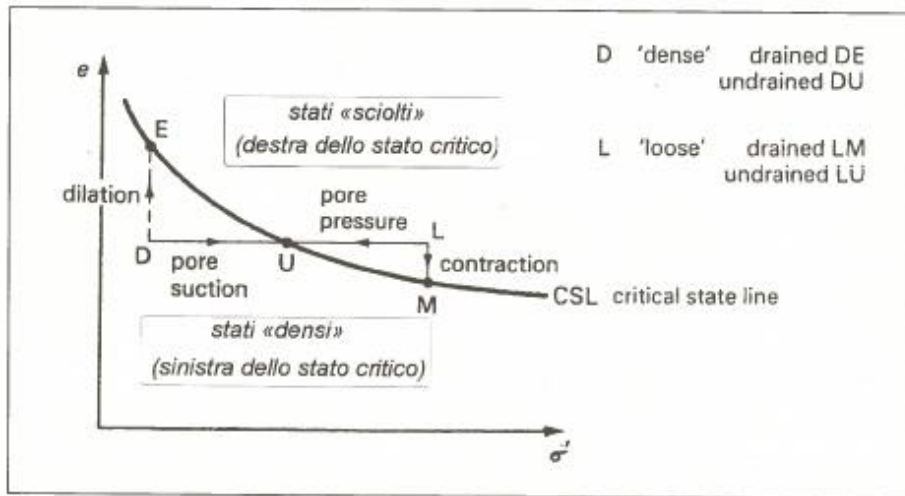


Fig. 5.21 Stati iniziali, stato critico e condizioni di drenaggio

LA CURVA DI STATO CRITICO

assume un particolare significato.

Essa divide il piano di stato in due parti o zone alle quali gli stati tensionali possono appartenere.

A seconda della posizione dello stato iniziale rappresentato dalla coppia σ' , e ovvero p' , v rispetto alla CSL diversi sono i meccanismi che si sviluppano nel raggiungimento dello stato critico.

In condizioni di stato critico il terreno continua a deformarsi senza variazioni di stato e con sole deformazioni distorsionali cioè con variazioni di forma. In queste condizioni il comportamento del terreno è riconducibile al comportamento di un materiale ideale per il quale le deformazioni volumetriche non influenzano la resistenza a taglio

CENNI SU ASPETTI RELATIVI A RESISTENZA E DEFORMAZIONE

RESISTENZA E STATO CRITICO

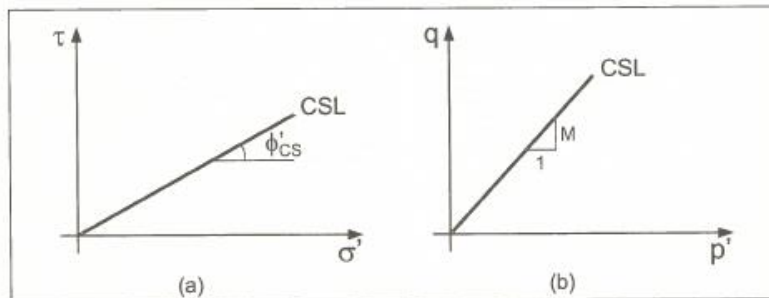


Fig. 5.22 Resistenza di stato critico

Condizioni per le quali il terreno raggiunge lo stato critico in condizioni di compressione (in simmetria assiale aumenta la tensione assiale a tensione efficace di confinamento costante

Con
 $p' = 1/3(\sigma'1 + 2\sigma'3)$
 $q = (\sigma'1 - \sigma'3)$

$$M = \frac{6 \sin \phi'_{cs}}{3 - \sin \phi'_{cs}}$$

	PI	λ	Γ	N	M	ϕ'_{cs}
Argilla di Londra	45	0.16	2.5	2.7	0.90	23°
Argilla di Pisa	18	0.11	2.3	2.4	1.16	19°
Sabbia del Ticino (silicea)	-	0.06	2.1	2.3	1.38	34°
Sabbia carbonatica	-	0.34	4.4	4.8	1.65	40°

Tab. 5.1 Valori di parametri di stato per terre a grana fine e grana grossa

Allo stato critico indipendentemente dalle condizioni iniziali esiste una unica corrispondenza tra indice dei vuoti e tensione efficace e tra tensione efficace e tensione deviatorica.

$$\tau' = \sigma' \tan \phi'_{cs}$$

$$q = M \cdot p'$$

Le relazioni si applicano rispettivamente a condizioni piane e assialsimmetriche.

ϕ'_{cs} ANGOLO DI ATTRITO IN CONDIZIONI DI STATO CRITICO
 Proprietà del terreno. Dipende unicamente dalla sua natura. Per terre a grana fine aumenta al diminuire di PI; per terre a grana grossa dipende dalla forma e dimensioni dei grani.

Rif. Bibl. Berardi