STRUTTURE DI FONDAZIONE E FONDAZIONI

ing. Nunziante Squeglia

LIQUEFAZIONE

Norme tecniche per le Costruzioni - D.M. 17/1/2018

7.11.3.4.1 Generalità

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

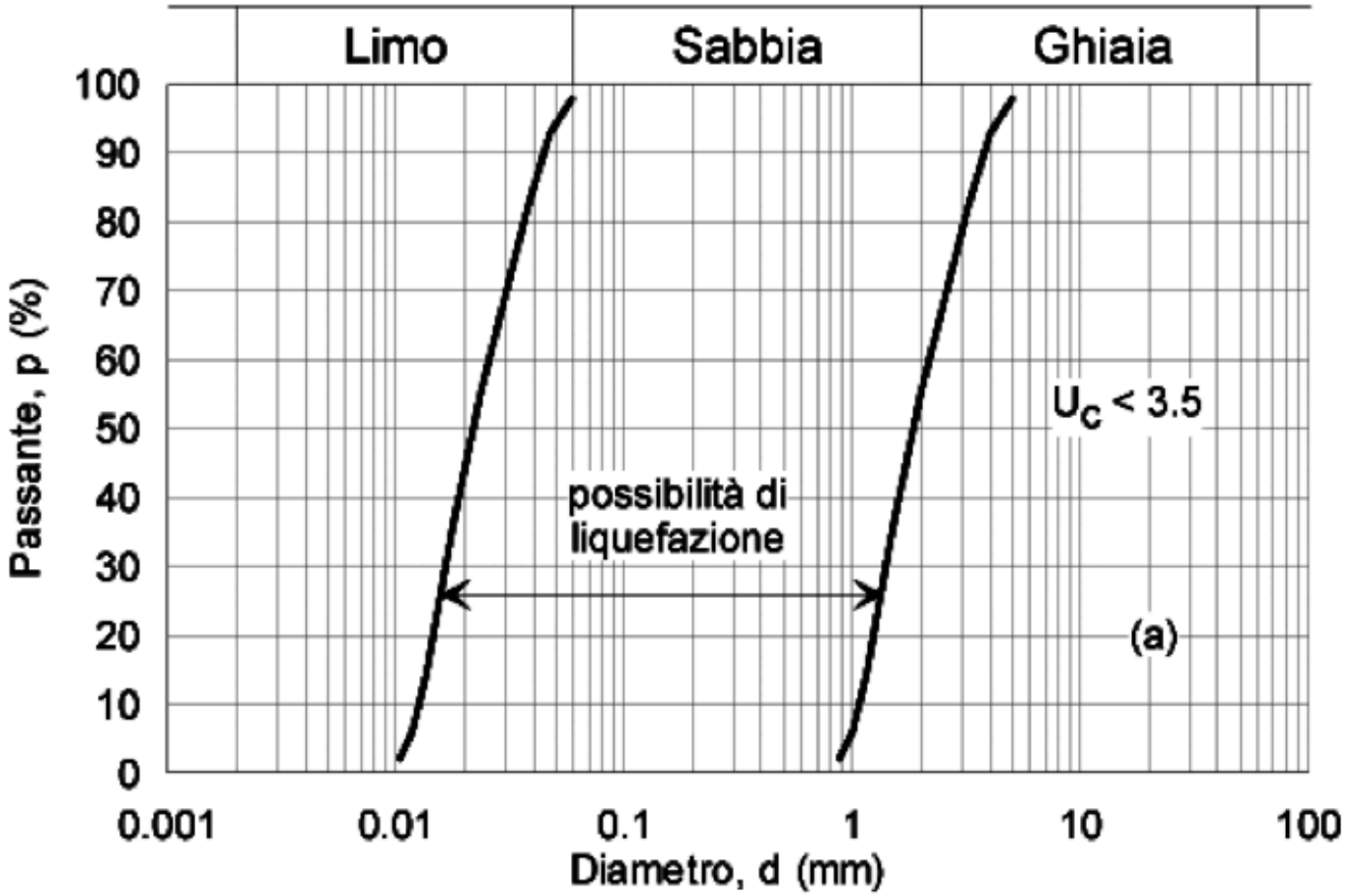
In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

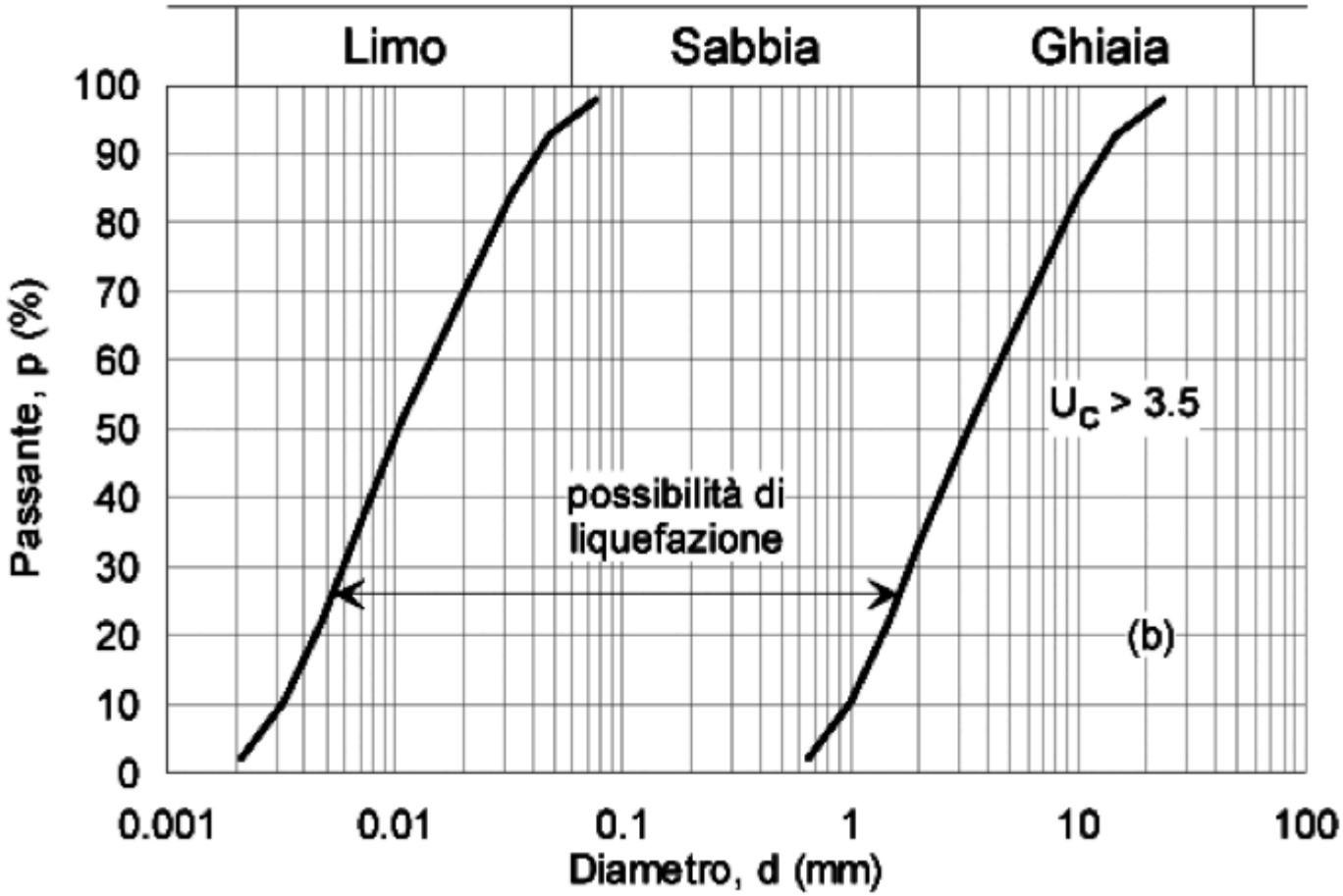
7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0{,}1g$;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3{,}5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3{,}5$.

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.


Limo
Sabbia
Ghiaia
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
Passante, p (%)
$U_C < 3.5$
possibilità di liquefazione
(a)
0.001
0.01
0.1
1
10
100
Diametro, d (mm)


Limo
Sabbia
Ghiaia
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
Passante, p (%)
possibilità di liquefazione
$U_C > 3.5$
(b)
0.001
0.01
0.1
1
10
100
Diametro, d (mm)

7.11.3.4.3 Metodi di analisi

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

QUINDI BISOGNA RISPONDERE ALLE SEGUENTI DOMANDE:

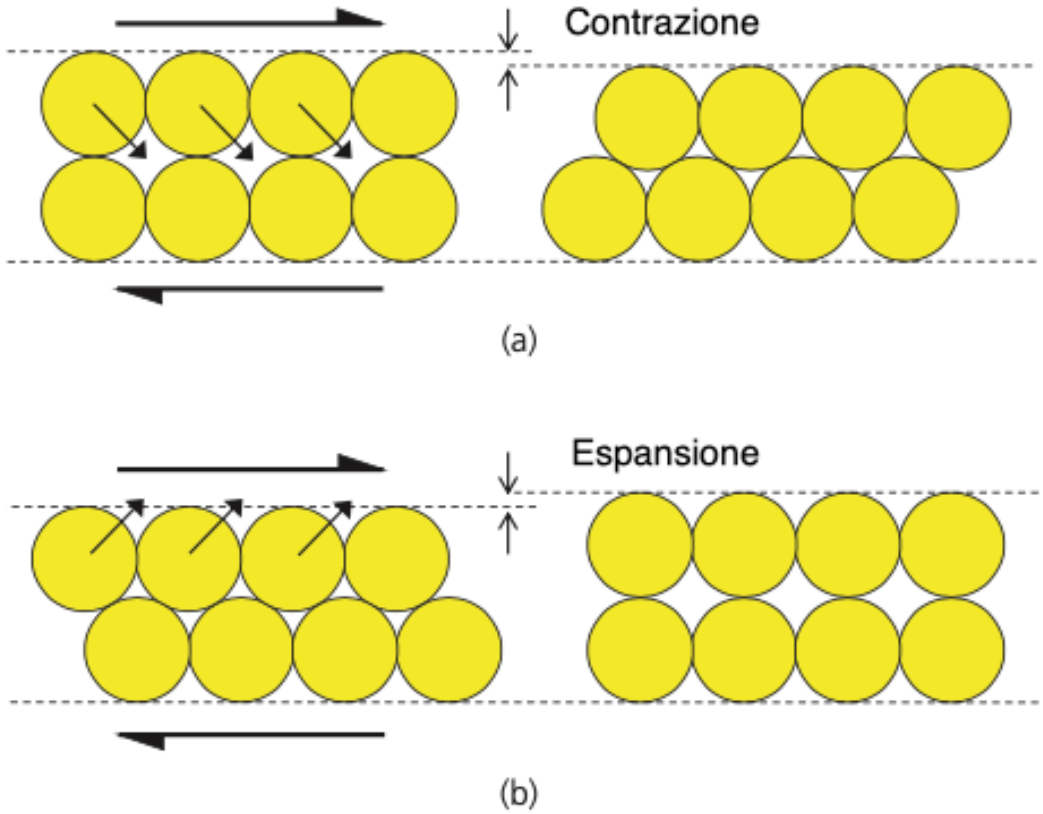
1.Il terreno è suscettibile alla liquefazione? **Vedi NTC2018**

2.Se lo è, le azioni attese sono sufficienti ad innescare il fenomeno?

3.Se il fenomeno è innescato, quali sono le conseguenze?

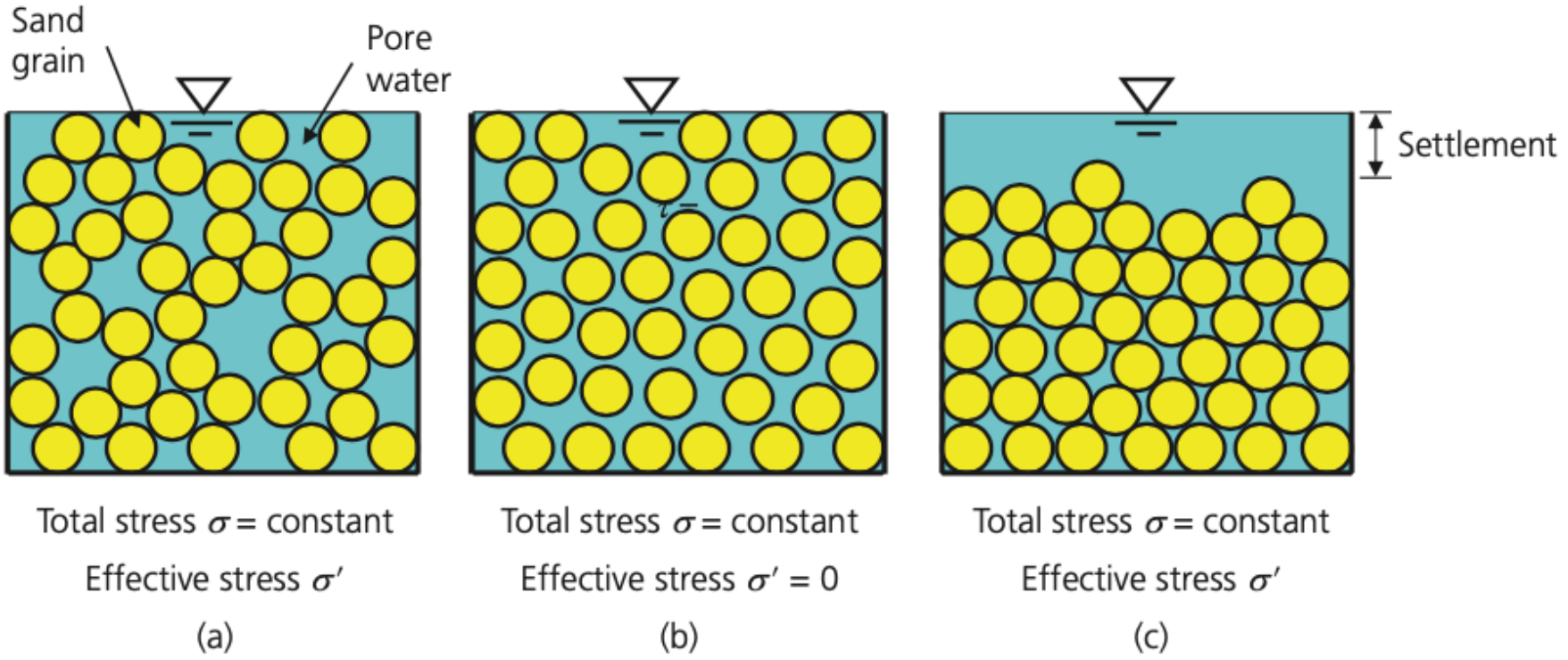
Un po' di teoria……

Comportamento contraente e dilatante



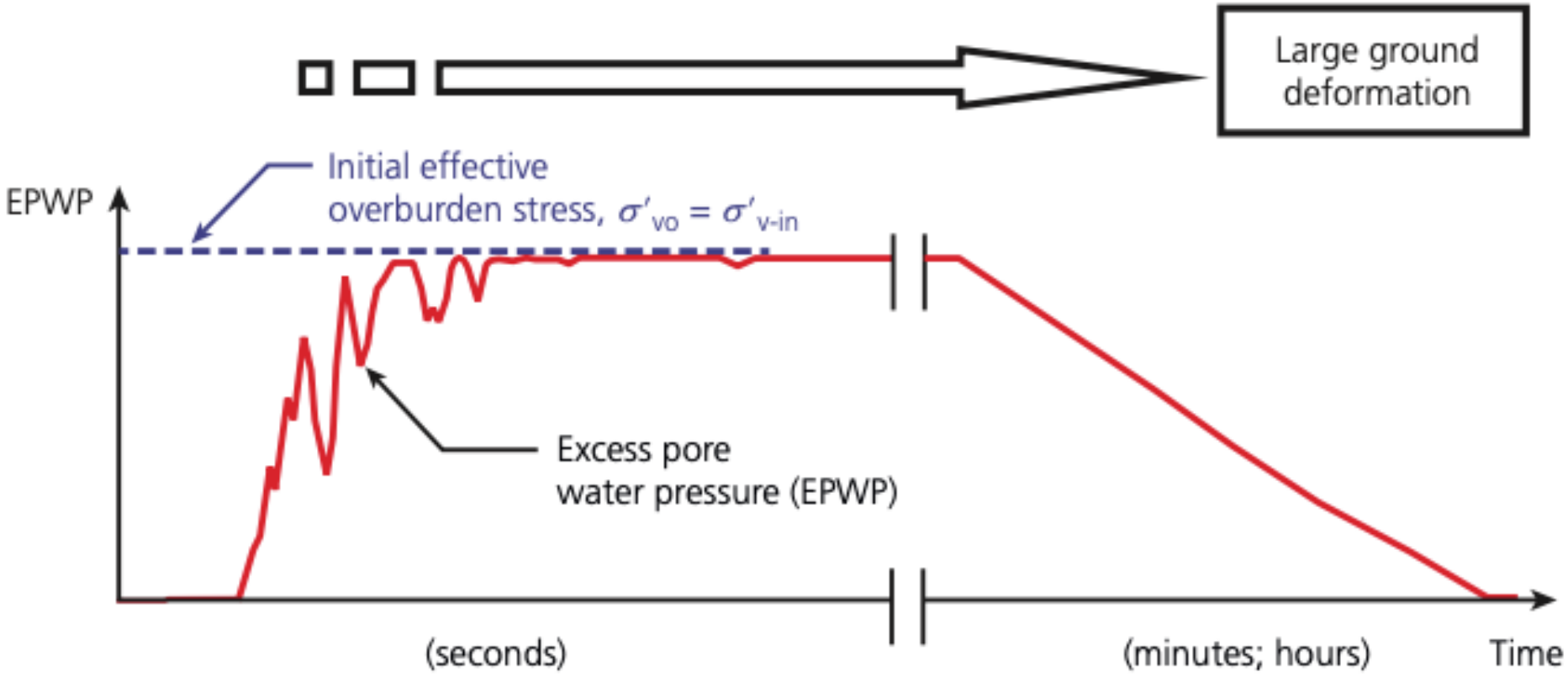
Un po' di teoria……

Meccanismo di insorgenza della sovrappressione

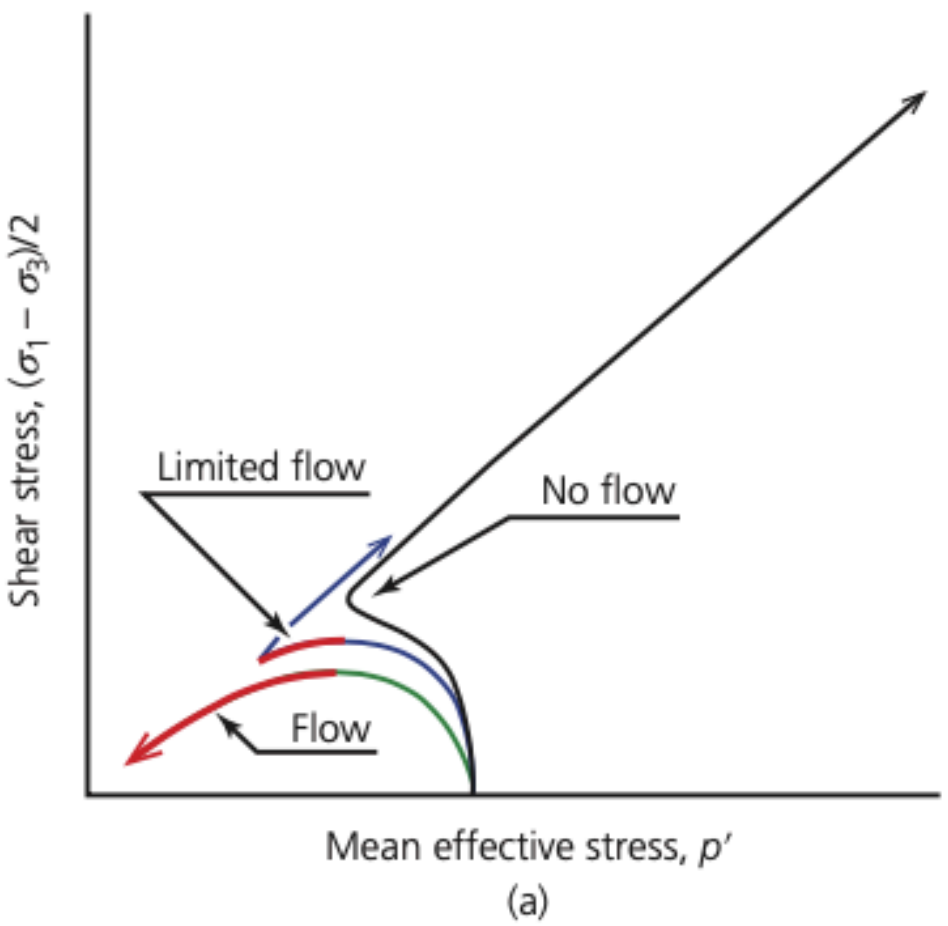


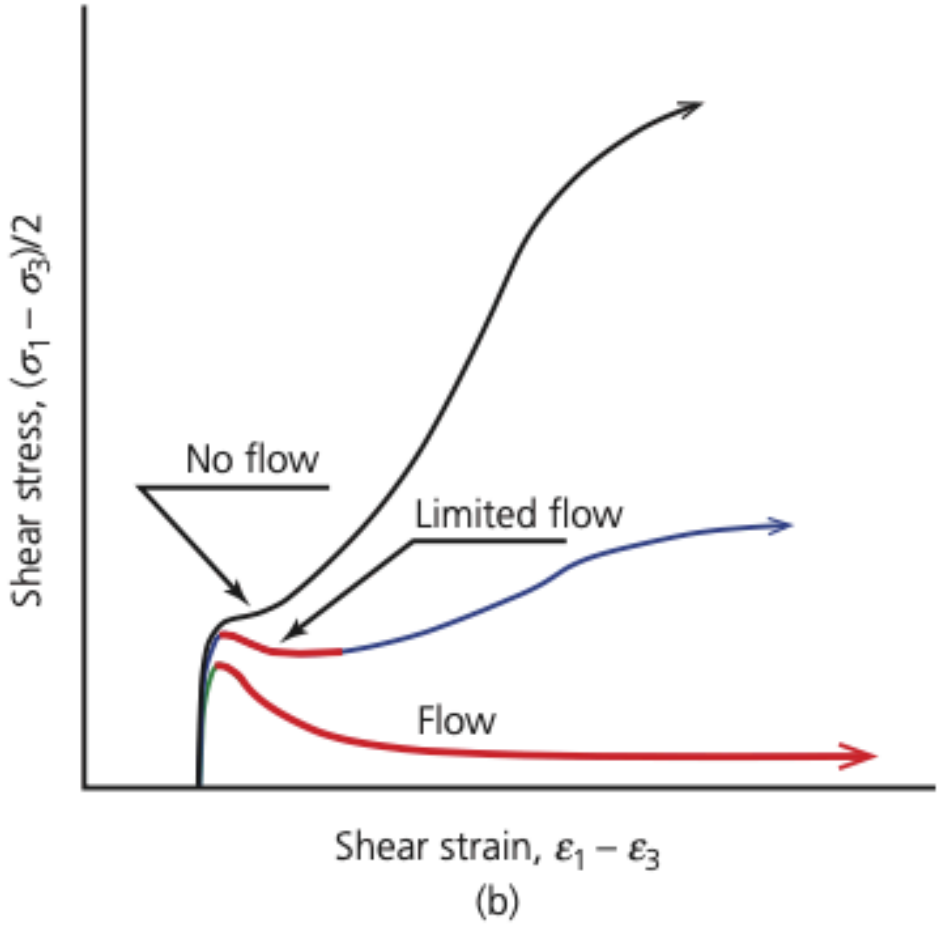
Un po' di teoria……

Storia temporale della sovrappressione neutra

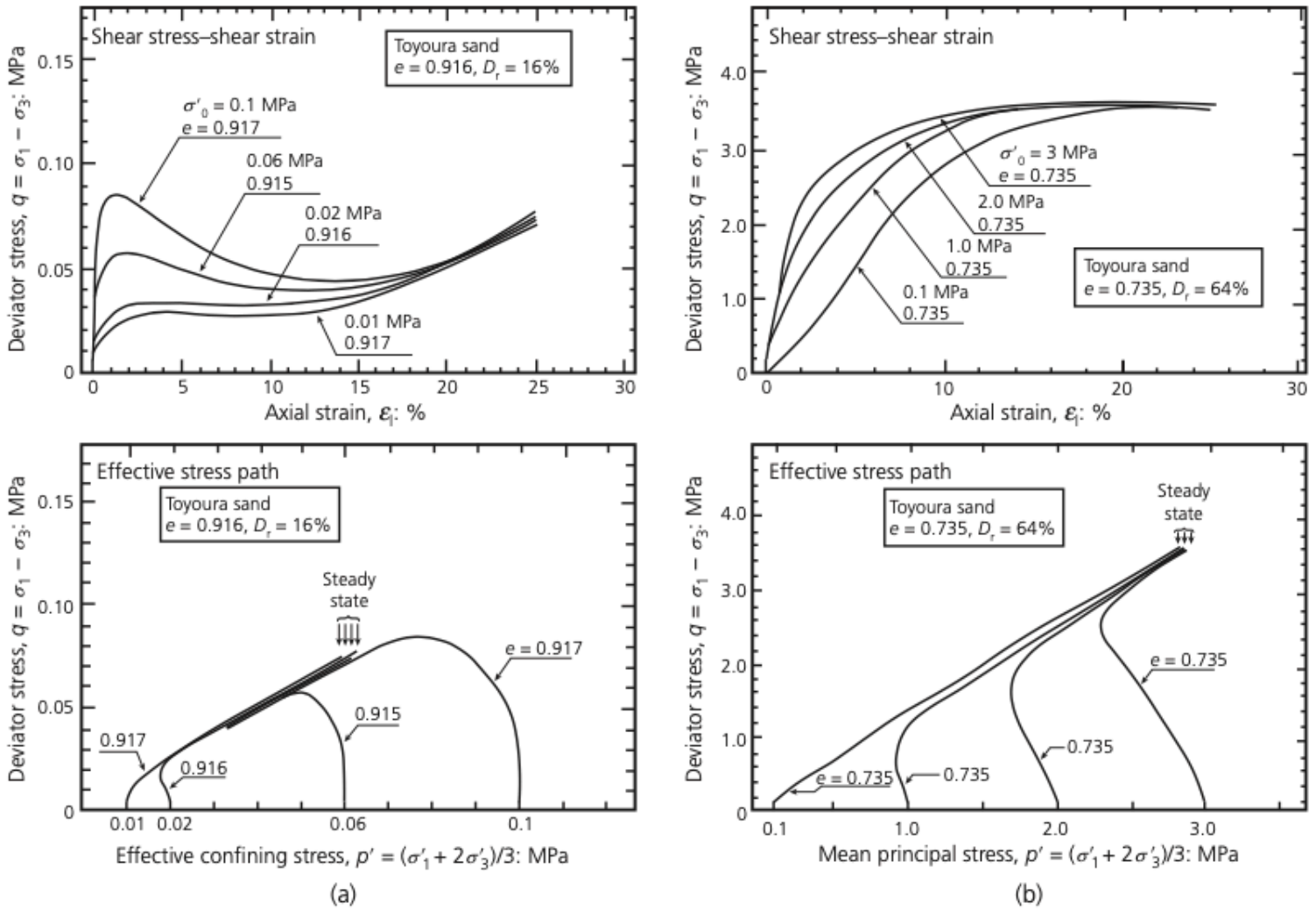


Possibili percorsi di sollecitazione

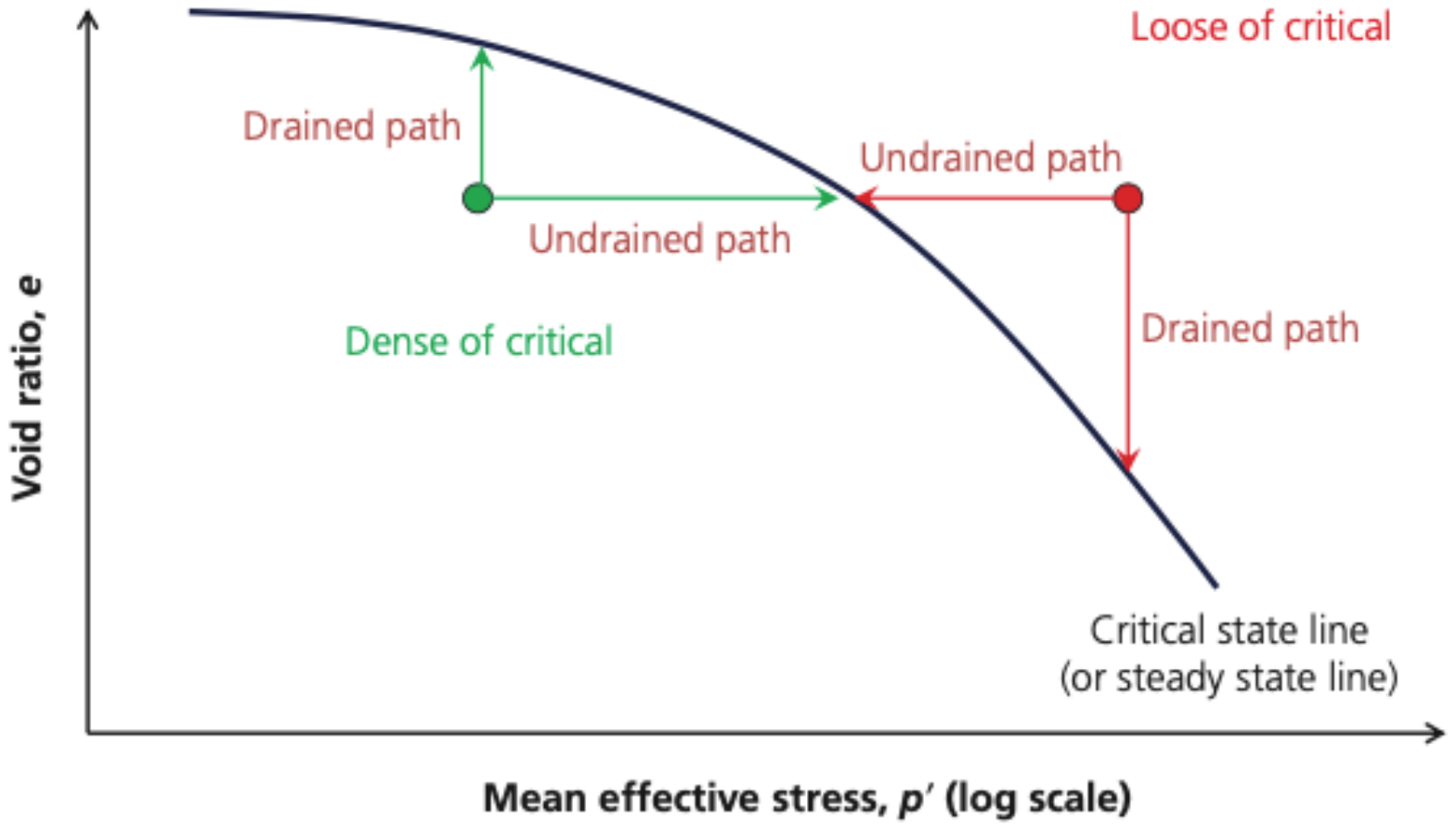




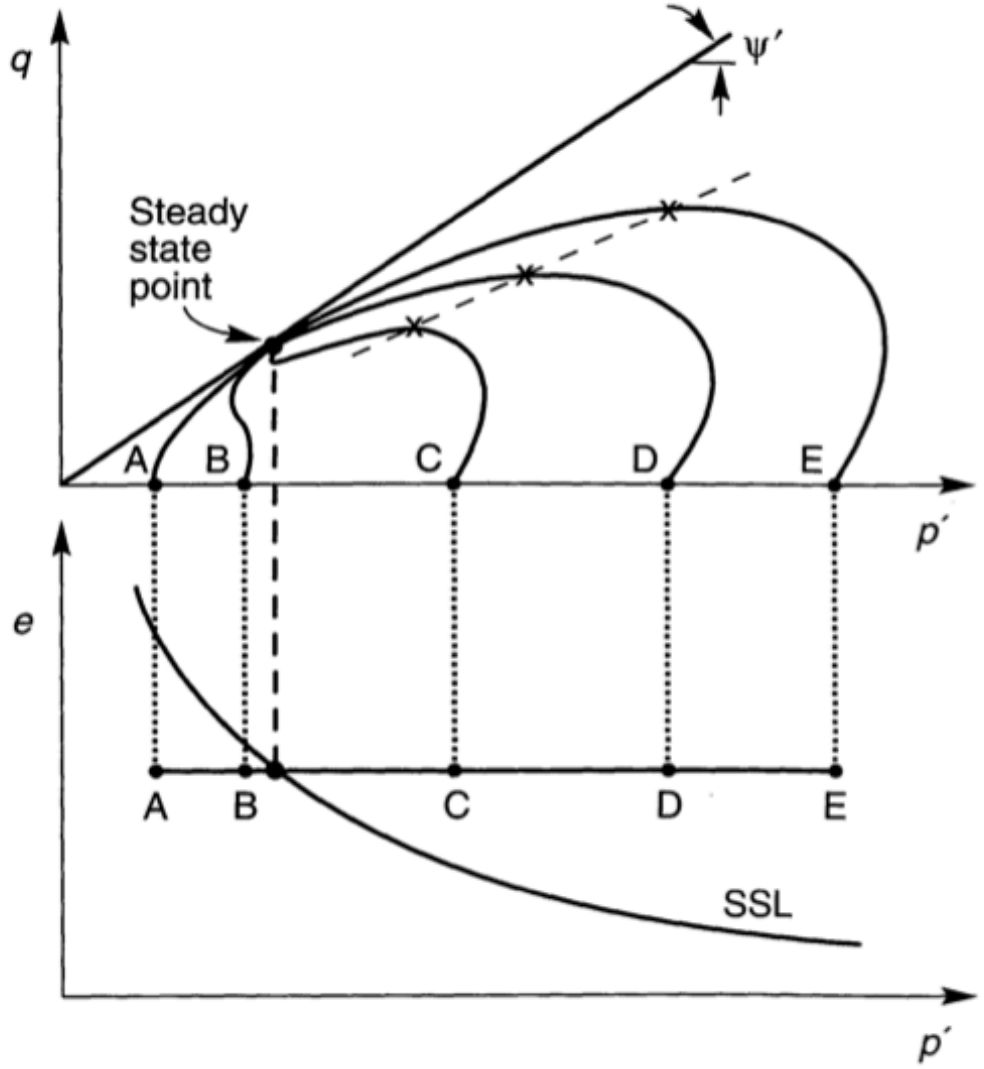
Possibili percorsi di sollecitazione

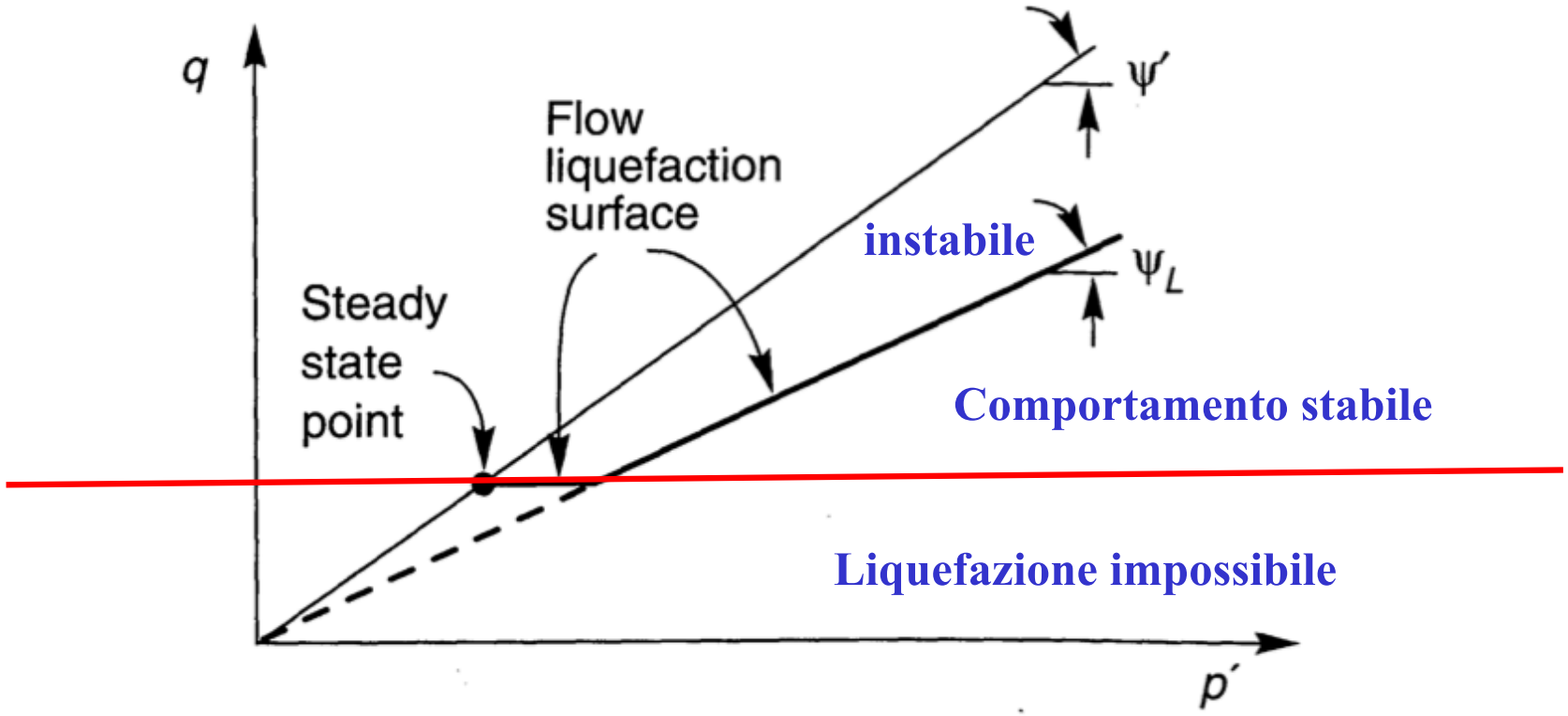


Possibili percorsi di sollecitazione e stato critico



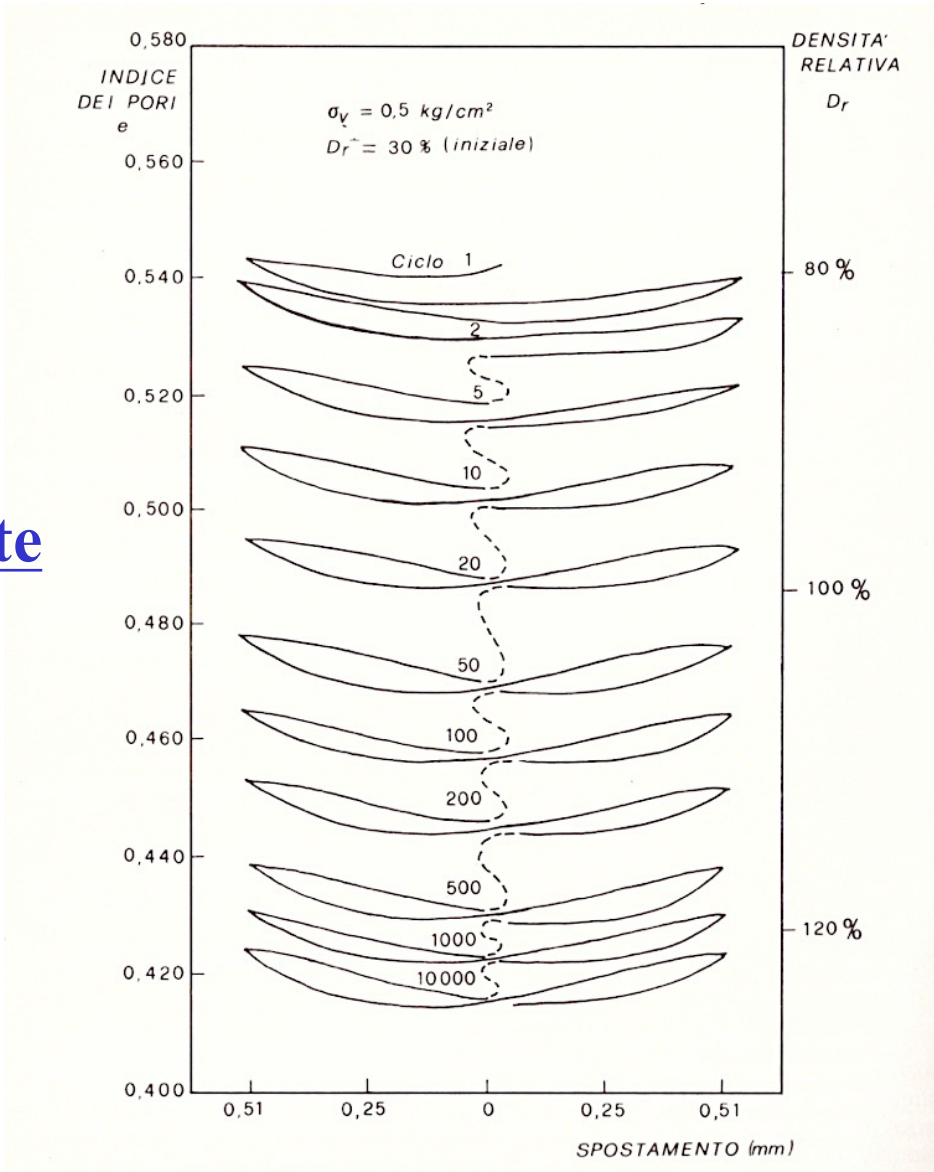
Dipendenza dallo stato tensionale iniziale




q
Flow
liquefaction
surface
ψ'
instabile
ψL
Steady
state
point
Comportamento stabile
Liquefazione impossibile
p'

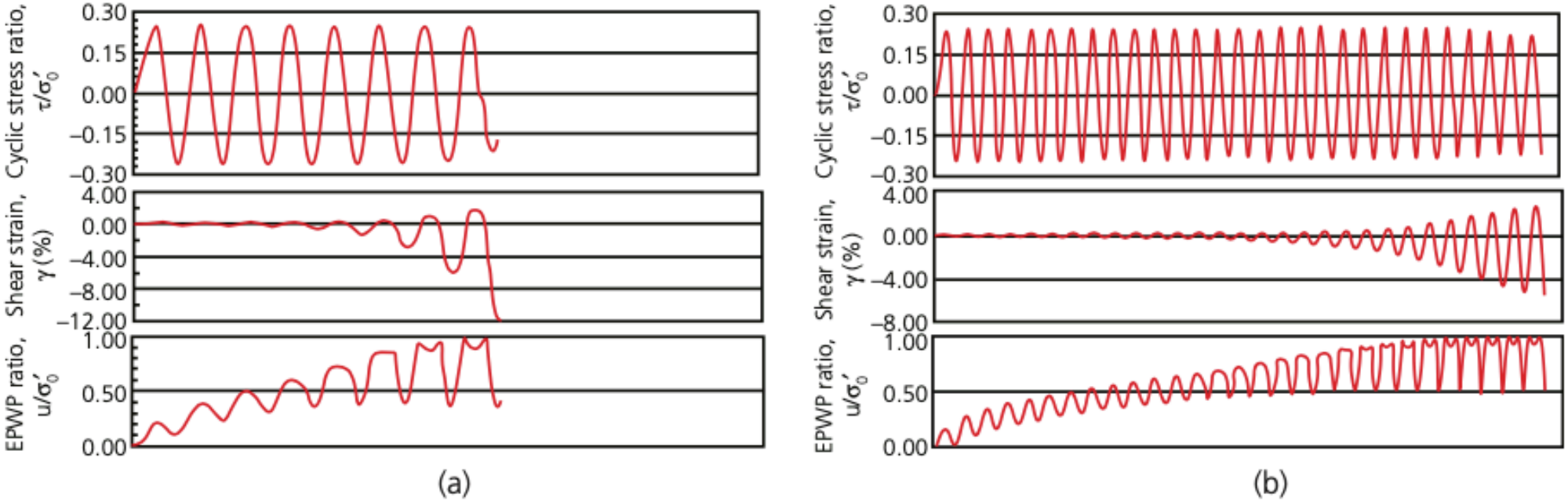
Addensamento di una sabbia in condizioni drenate

(prova di taglio ciclico)



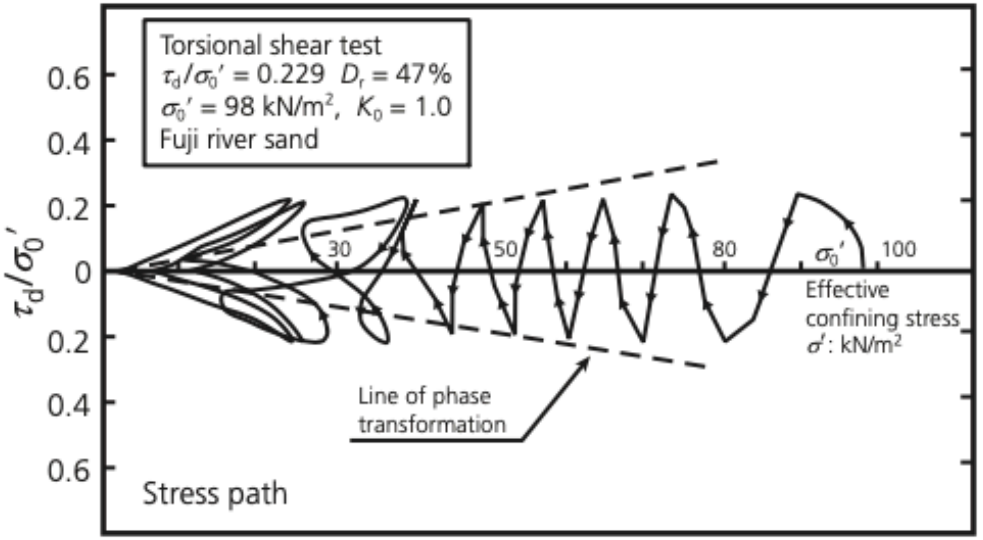
Sollecitazione ciclica di una sabbia in condizioni non drenate

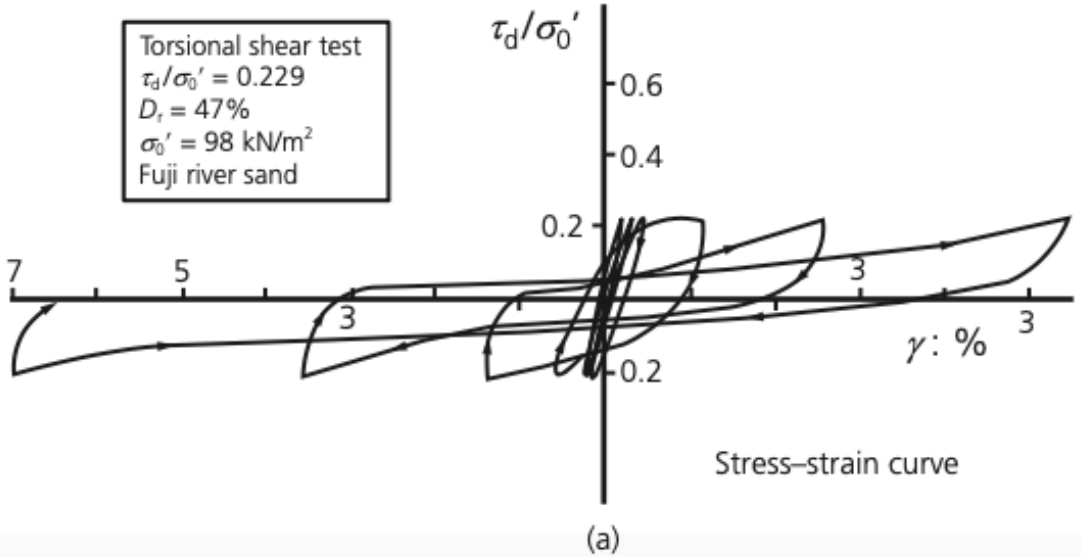
(prova di taglio ciclico o triassiale ciclica non drenata)



Sollecitazione ciclica di una Sabbia sciolta in condizioni non drenate

(prova di taglio ciclico o triassiale ciclica non drenata)



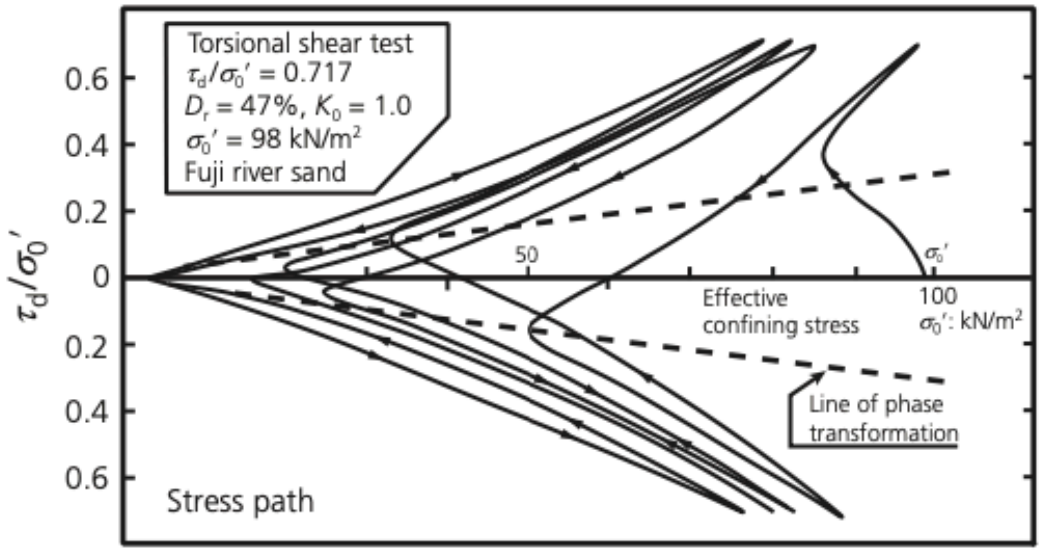


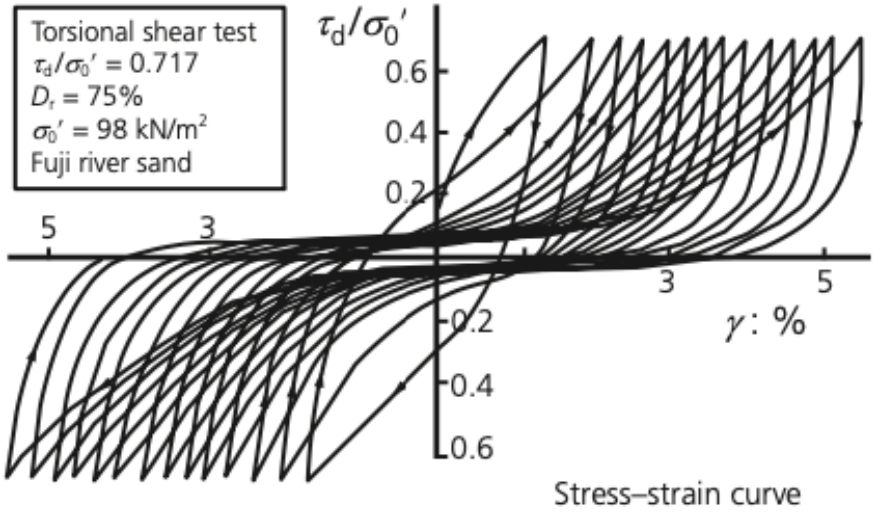
(a)

Sollecitazione ciclica di una Sabbia densa in condizioni non drenate

(prova di taglio ciclico o triassiale ciclica non drenata)

Definizione di Cyclic Mobility

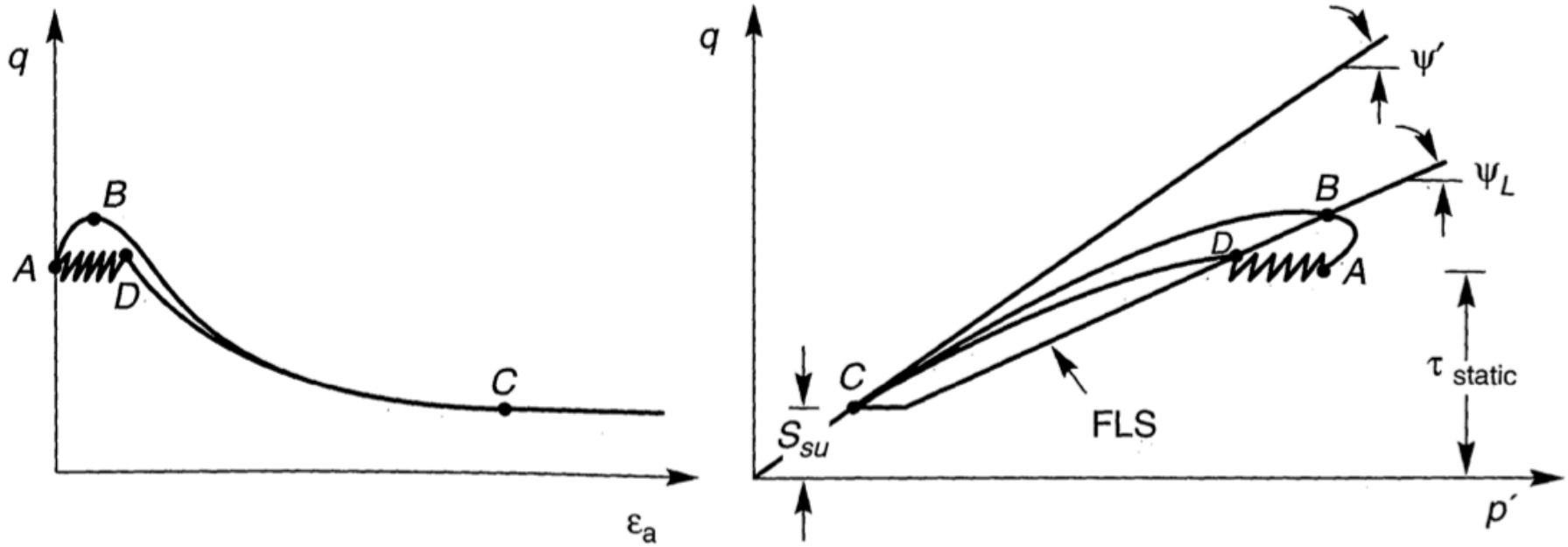




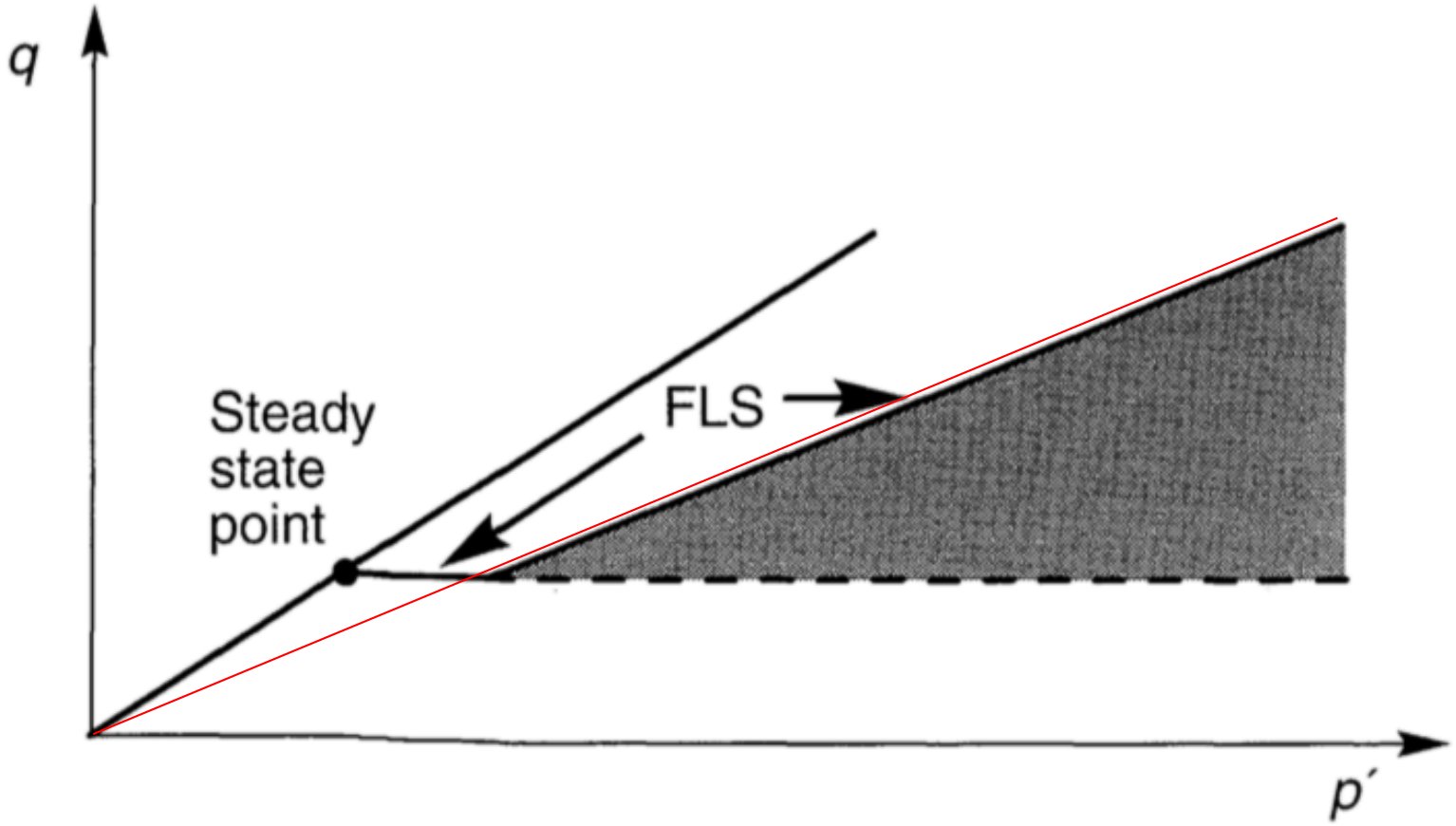
(b)

Innesco del fenomeno della liquefazione

confronto tra carico ciclico e carico monotono



Zona di suscettibilità di Liquefazione



Valutazione della sicurezza alla liquefazione

"cyclic stress approach"

Valutazione dello sforzo di taglio ciclico

$$\tau_{cyc} = 0.65\tau_{\max} = 0.65\frac{a_{\max}}{g}\sigma_v r_d$$

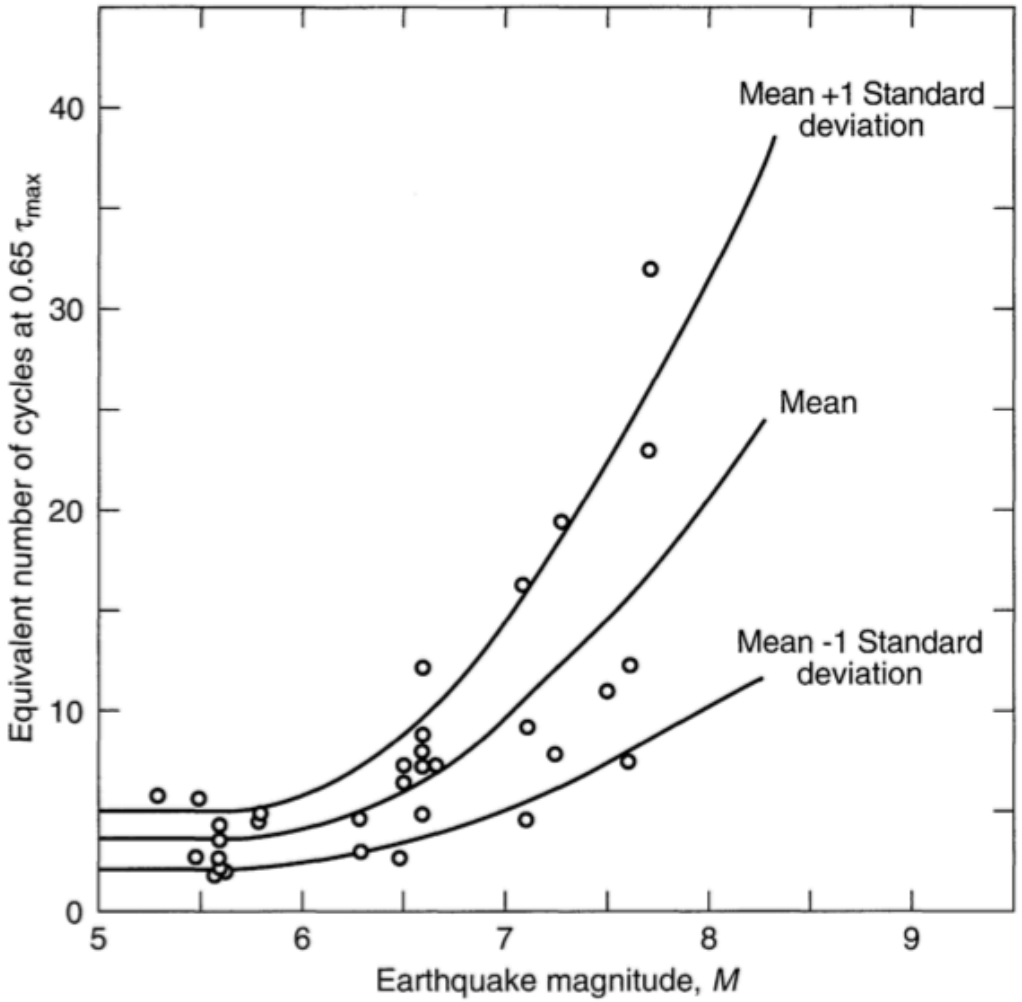
applicato per un numero N_{eq} di cicli
(Seed & Idriss, 1971)

Valutazione della resistenza alla liquefazione

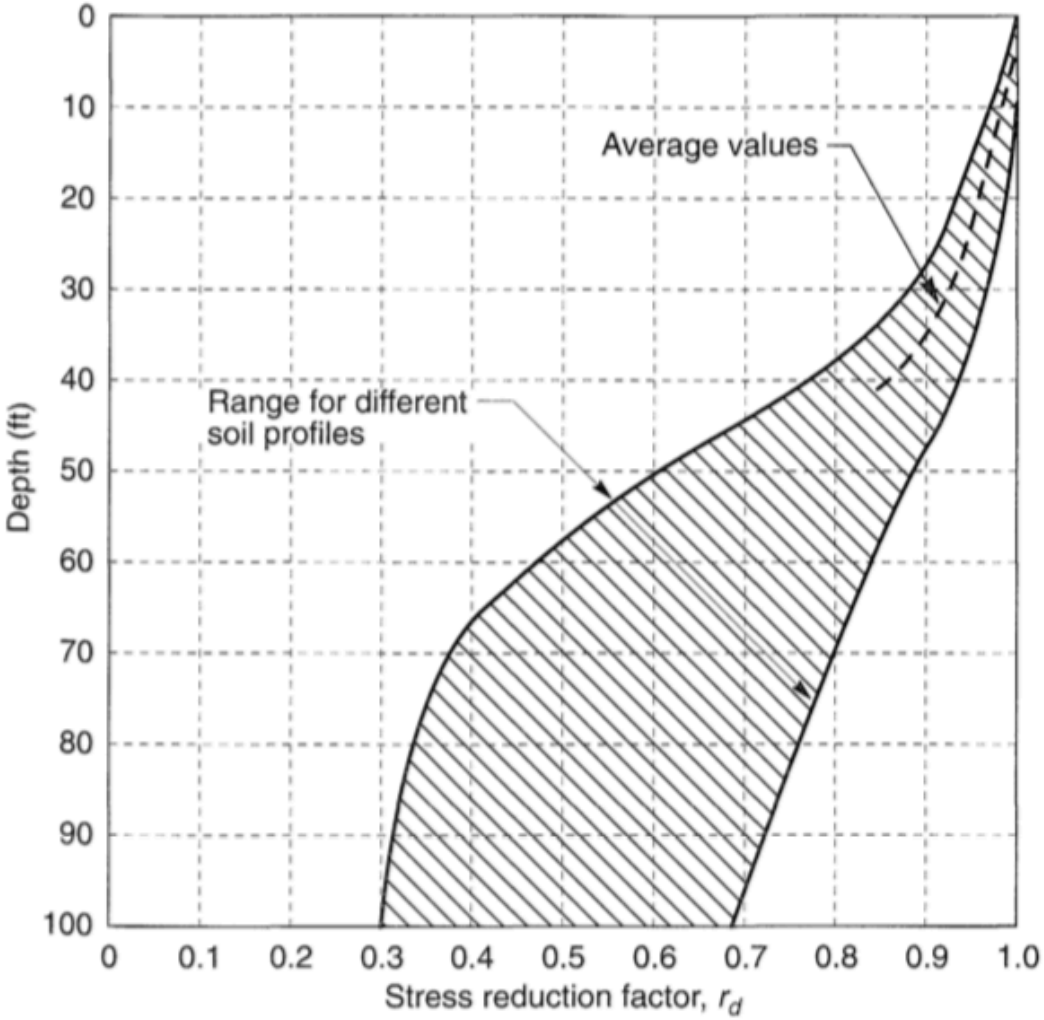
Prove di laboratorio

Prove in sito (*uso di case histories*): SPT, CPT, DMT

Valutazione del numero di cicli N_{eq}



Valutazione del fattore di riduzione



For depth $z \leq 9.15$ m: $r_d = (131 - z)/131$

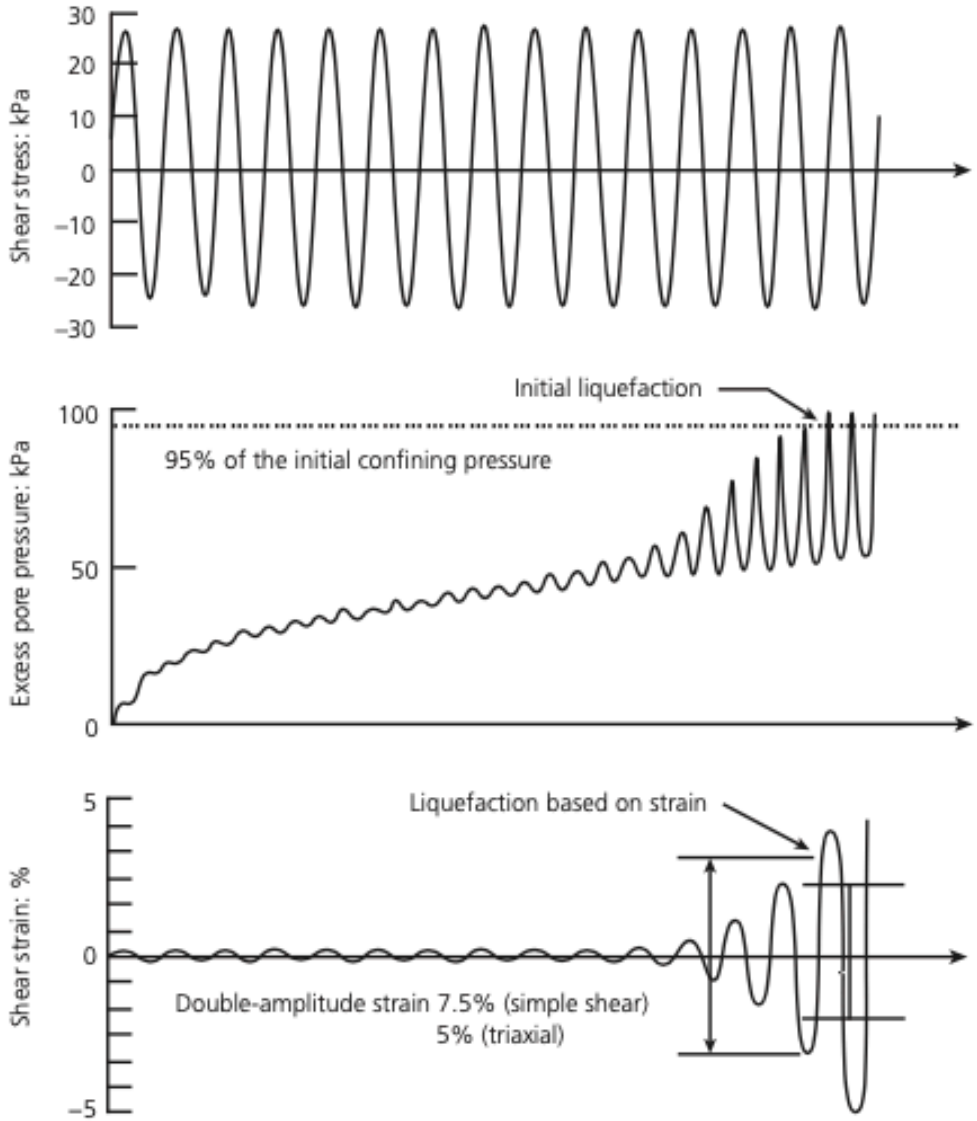
For 9.15 m $\leq z \leq$ 23 m: $r_d = (44 - z)/37$

For 23 m $\leq z \leq$ 30 m: $r_d = (93 - z)/125$

For $z >$ 30 m: $r_d = 0.50$

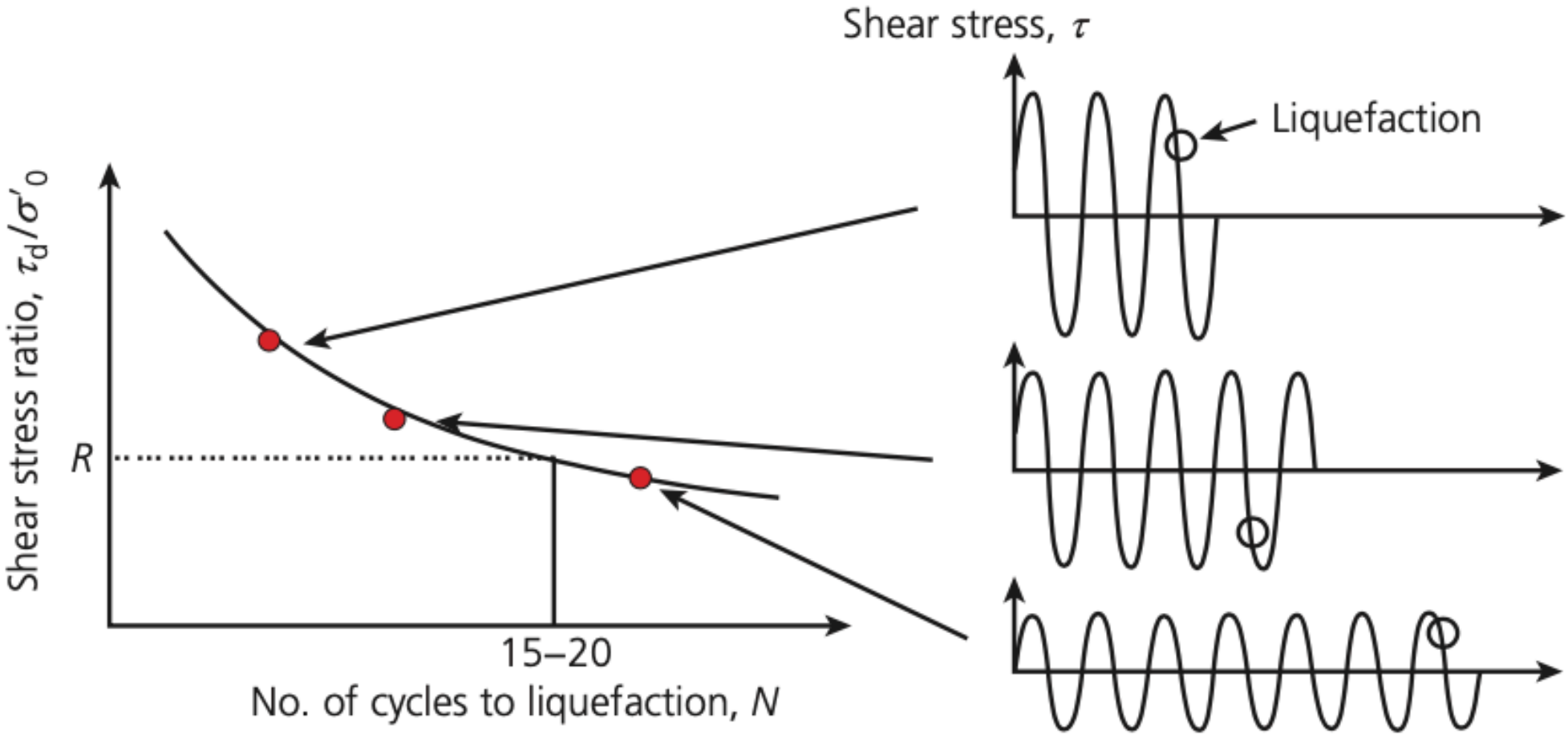
Innesco del fenomeno della liquefazione

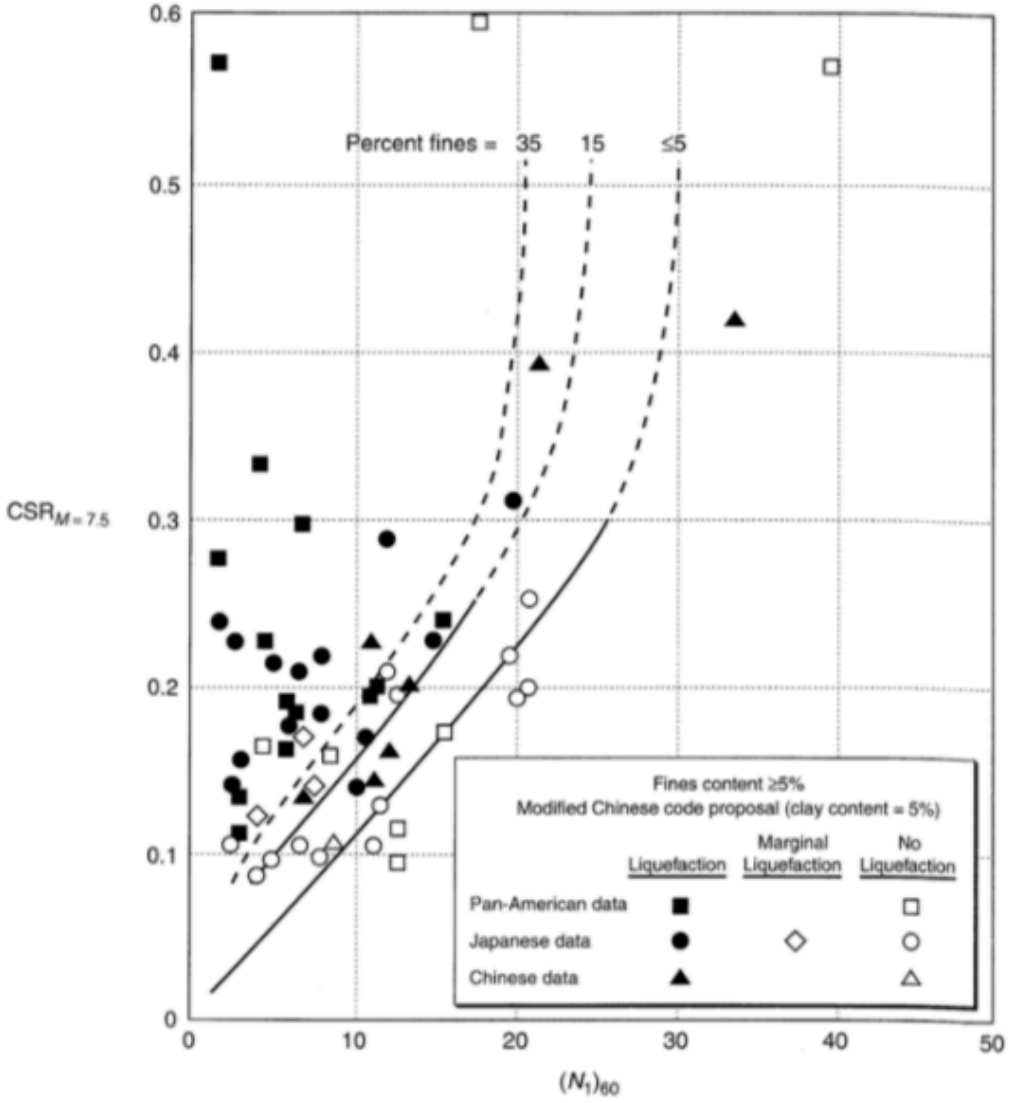
Criteri di insorgenza in laboratorio



Innesco del fenomeno della liquefazione

Definizione della resistenza alla liquefazione da prove di laboratorio





Resistenza da prove SPT

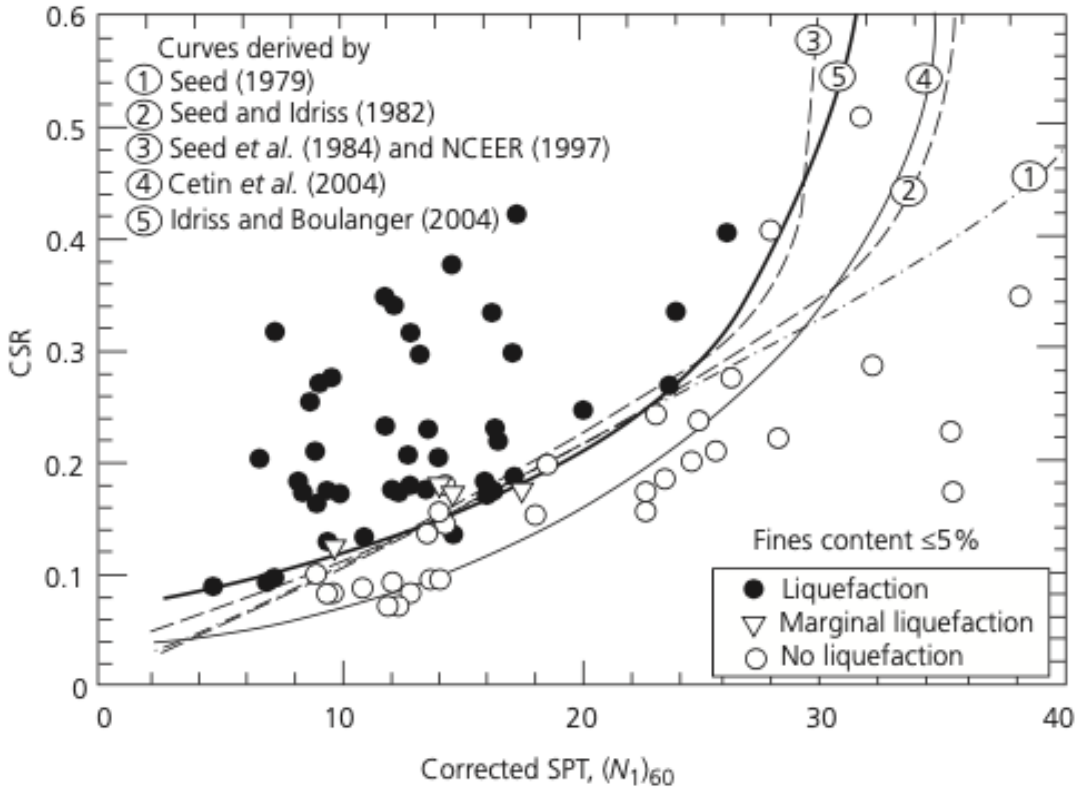
$$CSR = \frac{\tau_{cyc,L}}{\sigma'_{v0}}$$

Correzione per la Magnitudo

Magnitude, M	CSR$_M$/CSR$_{M=7.5}$
$5\frac{1}{4}$	1.50
6	1.32
$6\frac{3}{4}$	1.13
$7\frac{1}{2}$	1.00
$8\frac{1}{2}$	0.89

Resistenza da prove SPT

$$CSR = \frac{\tau_{cyc,L}}{\sigma'_{v0}}$$



Correzione per FC

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60}$$

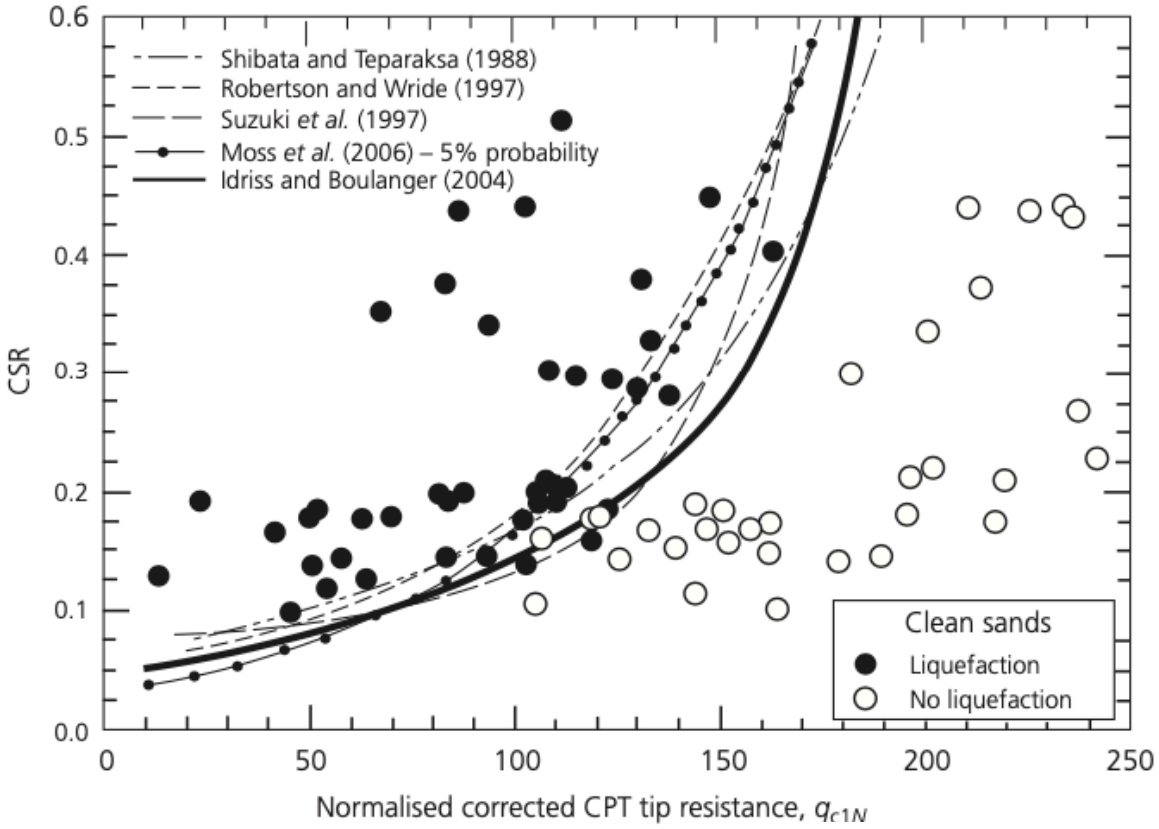
$$\alpha = \begin{cases} 0 & \text{for } F_c \le 5\% \\ \exp\left[1.76 - \left(190/F_c^2\right)\right] & \text{for } 5\% < F_c < 35\% \\ 5 & \text{for } F_c \le 35\% \end{cases}$$

$$\beta = \begin{cases} 1.0 & \text{for } F_c \le 5\% \\ \left[0.99 + \left(F_c^{1.5}/1000\right)\right] & \text{for } 5\% < F_c < 35\% \\ 1.2 & \text{for } F_c \le 35\% \end{cases}$$

Resistenza da prove CPTu

$$CSR = \frac{\tau_{cyc,L}}{\sigma'_{v0}}$$

$$q_{c1N} = \frac{q_{c1}}{P_a} = \frac{q_c}{P_a}\left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n$$



Correzione per FC

$$(q_{c1N})_{cs} = k_c \cdot q_{c1N}$$

For $I_c \leq 1.64$: $K_c = 1.0$

For $I_c > 1.64$:

$$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$$

$$I_c = \sqrt{[3.47 - \log Q]^2 + [1.22 + \log F]^2}$$

$$Q = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo}'}$$

$$q_t = q_c + (1 - a_n)u_2$$

$$F = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \cdot 100$$

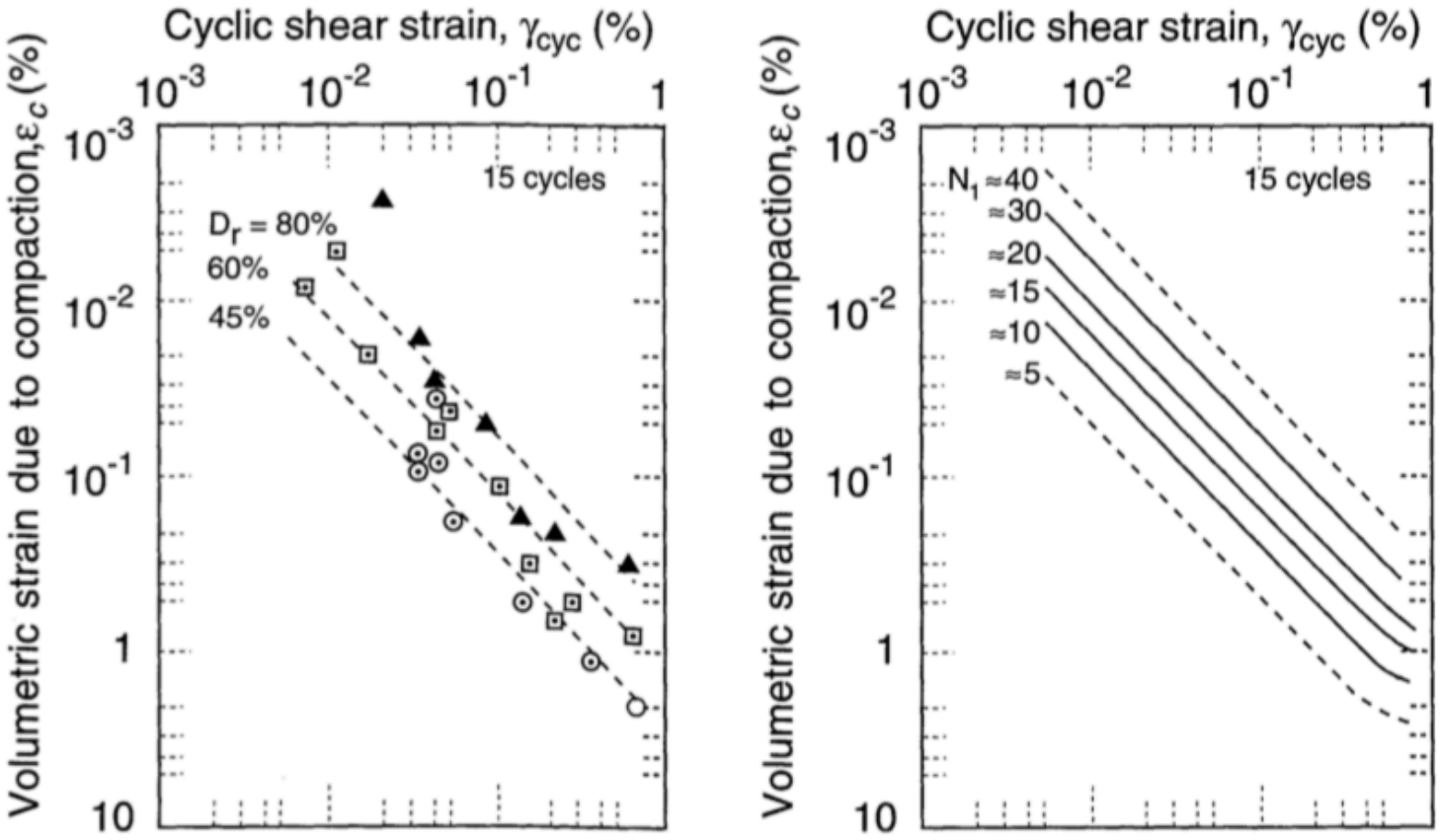
Valutazione del fattore di sicurezza

$$FS_L = \frac{\text{sforzo necessario a indurre la liquefazione}}{\text{sforzo ciclico equivalente indotto dal sisma}} = \frac{\tau_{cyc,L}}{\tau_{cyc}}$$

Valutazione degli effetti dello scuotimento sismico

Valutazione della deformazione volumetrica

Caso di una sabbia asciutta



15 cicli ➢ Magnitudo pari a 7.5

Valutazione della deformazione ciclica

Effetto della Magnitudo

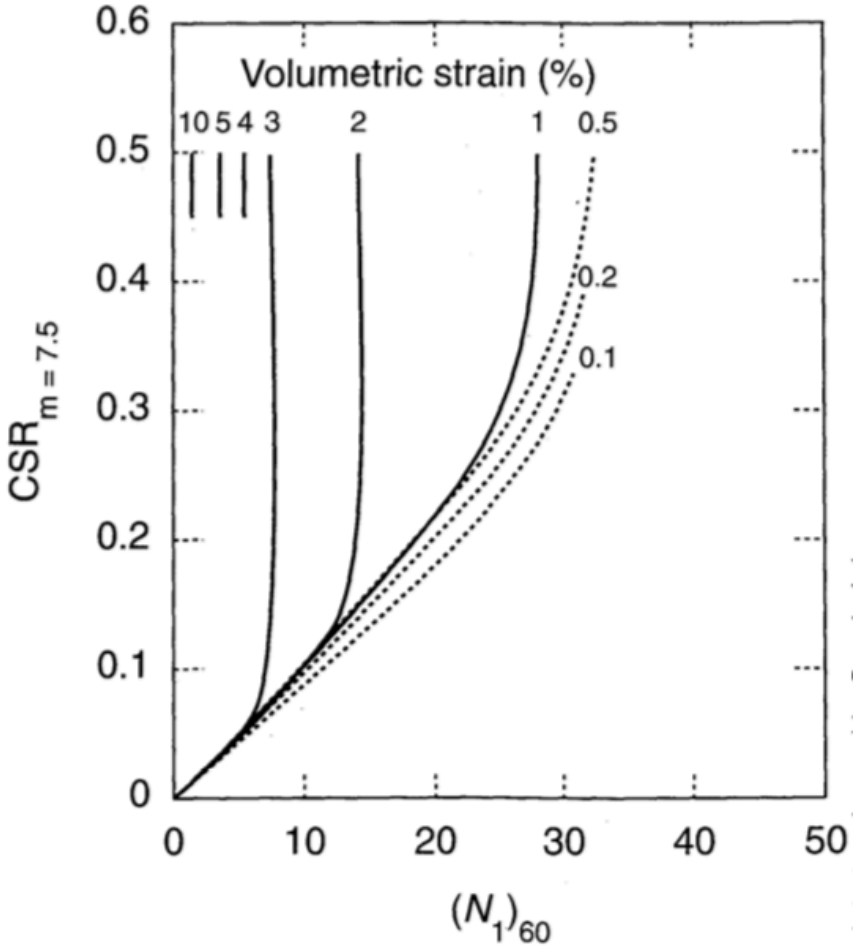
$$\gamma_{cyc} = \frac{\tau_{cyc}}{G(\gamma)}$$

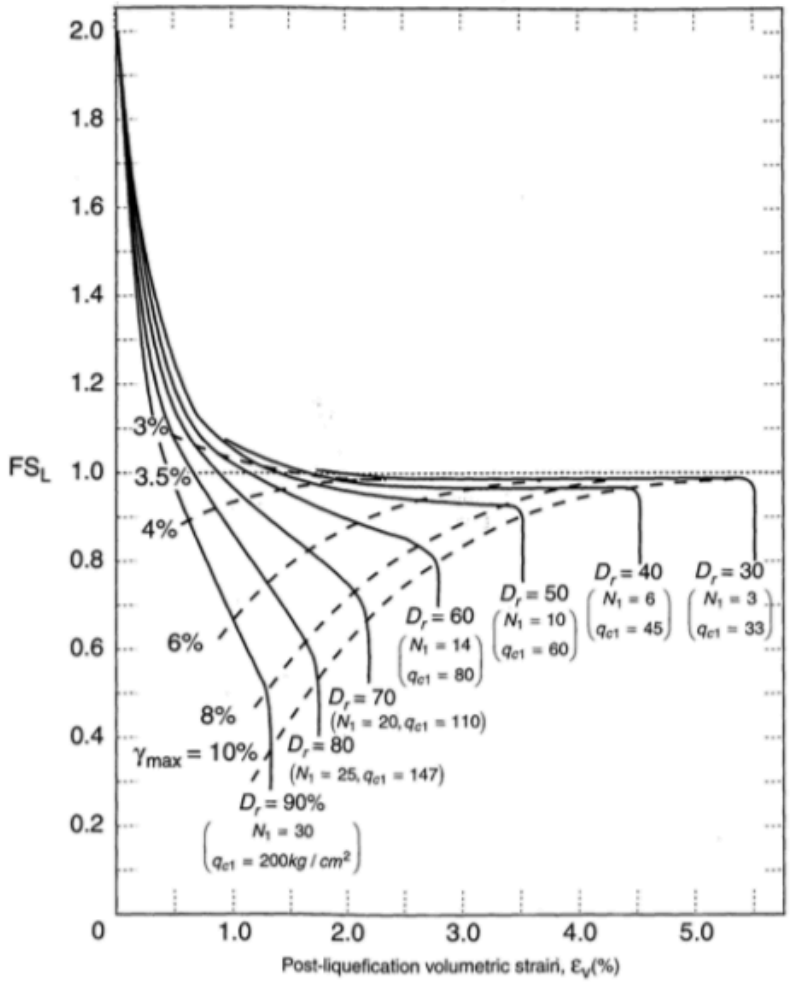
Earthquake Magnitude	$\frac{\varepsilon_{c,M}}{\varepsilon_{c,M=7.5}}$
$5\frac{1}{4}$	0.4
6	0.6
$6\frac{3}{4}$	0.85
$7\frac{1}{2}$	1.0
$8\frac{1}{2}$	1.25

Source: After Tokimatsu and Seed, 1987

Valutazione della deformazione volumetrica

Caso di una sabbia satura (Tokimatsu & Seed, 1987)



Valutazione della deformazione volumetrica

Deformazioni post-liquefazione (Ishihara & Yoshimine, 1992)