

# Ordine Geologi delle Marche

## Jesi (An) - 20.01.2012

### Prove Geotecniche in Situ

Parte III – Un approfondimento sulle prove  
dinamiche e statiche meccaniche

*Alberto Bruschi*

Basiglio (Mi) - [albertobruschi2@virgilo.it](mailto:albertobruschi2@virgilo.it)

# Le prove dinamiche: litologia e stratigrafia

- Nelle prove SPT, essendo le stesse eseguite generalmente in foro di sondaggio, la stratigrafia dei terreni attraversati è chiaramente individuata sia come litologia che come confini di strato.
- Logicamente la situazione è completamente differente nel caso delle prove DP.
- Relativamente alla litologia, abbiamo precedentemente visto due suggerimenti empirici sull'identificazione litologica dei terreni attraversati; con basi più scientifiche, particolarmente promettente è un approccio presentato la prima volta da Togliani e Beatrizotti al convegno di Porto, 2004, in cui si proponeva di adottare la metodologia di individuazione della natura del deposito propria alle prove penetrometriche statiche; il metodo è stato successivamente modificato da Togliani negli anni a seguire.
- La resistenza alla punta statica equivalente è calcolata dalla già nota:

$$q_c(eq) = \alpha r_d \quad (\text{Mpa})$$

- Il coefficiente  $\alpha$ , prende in questo caso i seguenti valori:

# Le prove dinamiche: litologia e stratigrafia

N60 misurato	$\alpha$
> 9	1,0
8 ÷ 9	0,9
5 ÷ 7	0,8
4 ÷ 3	0,7
< 3	0,6

- La resistenza equivalente statica d'attrito (in kPa) è calcolata con la:

$$f_{seq} = \frac{M H}{\left( \frac{z}{\sum N_r} \right) P_{cono} z}$$

M = peso del maglio (kg) - H = altezza di caduta (cm) - z = profondità di prova (m) - Nr = numero dei colpi del rivestimento - P<sub>cono</sub> = perimetro del cono (cmq)

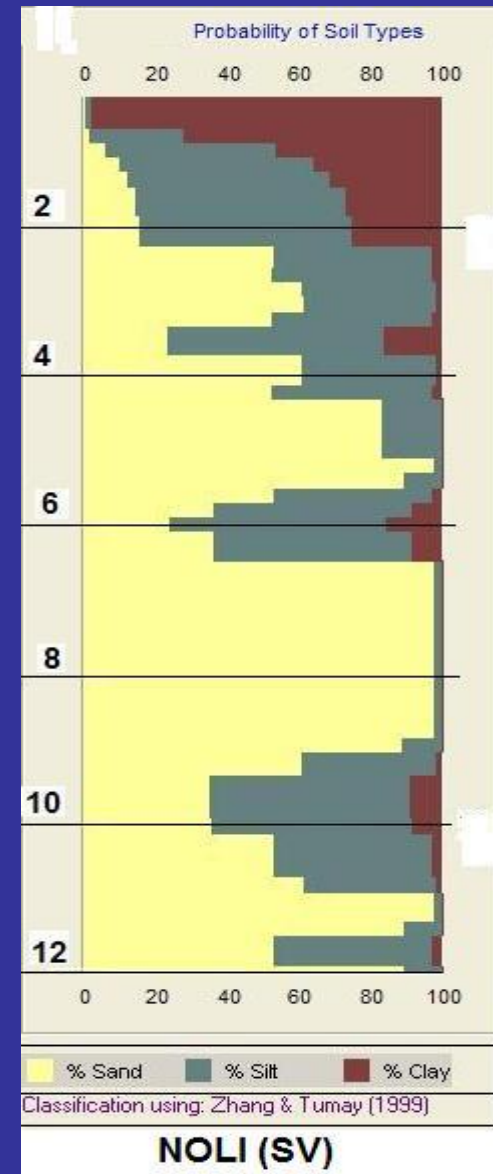
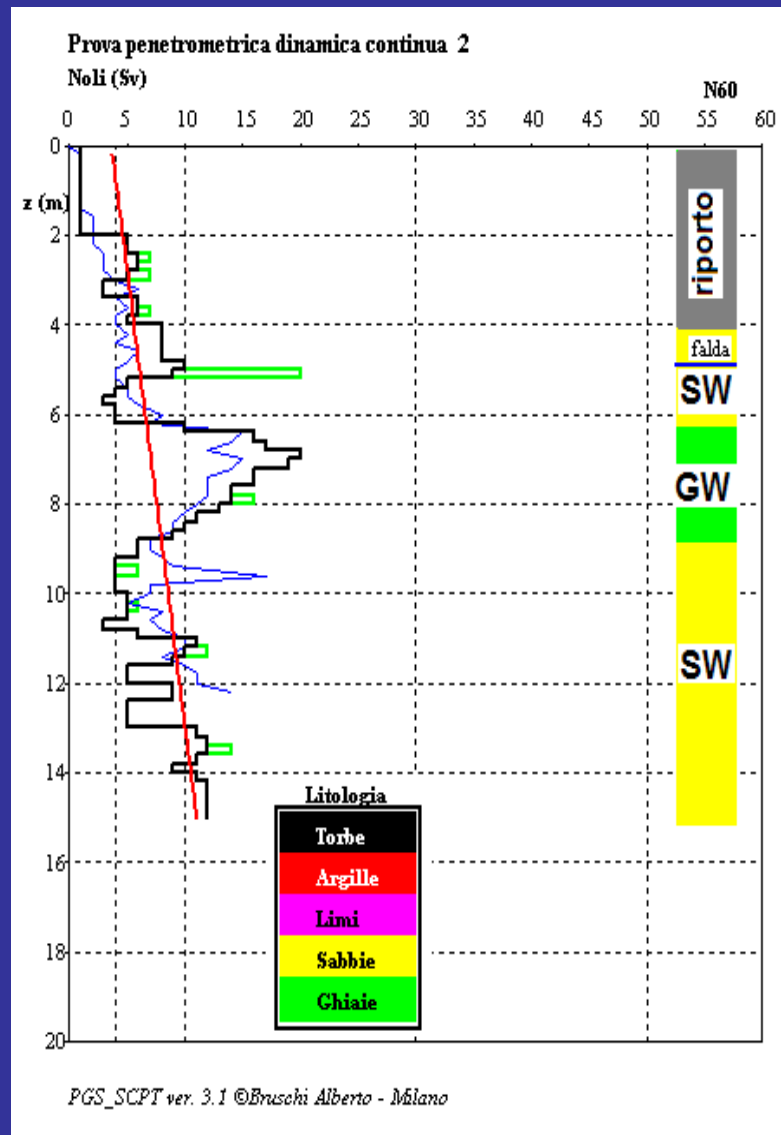
# Le prove dinamiche: litologia e stratigrafica

- Se la  $q_c(eq)$  risulta superiore a 1,2 MPa, si applica la seguente correzione:

$$f_{seq} = f_{seq} + \sqrt{q_{ceq}}$$

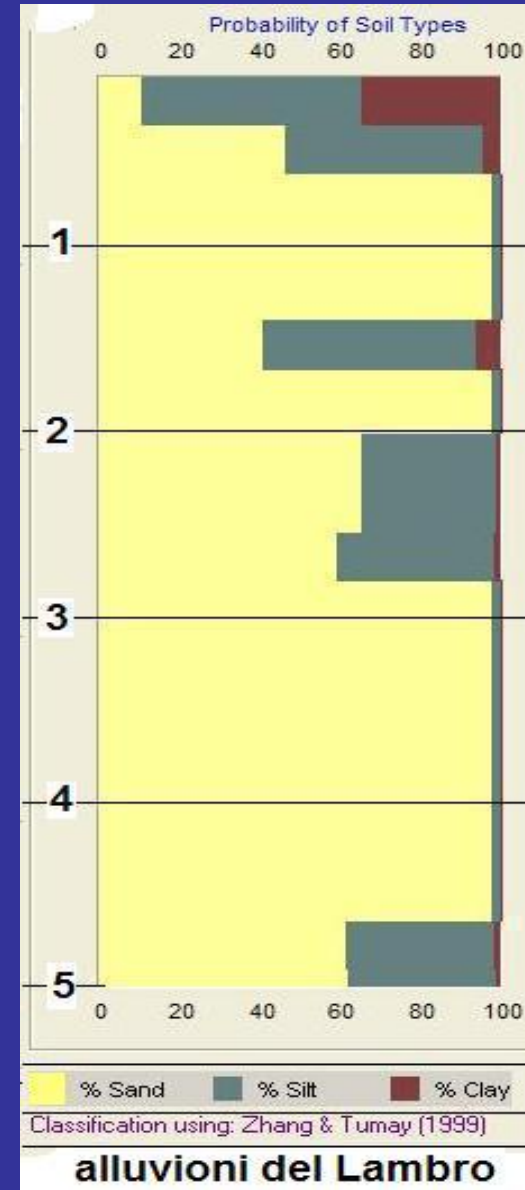
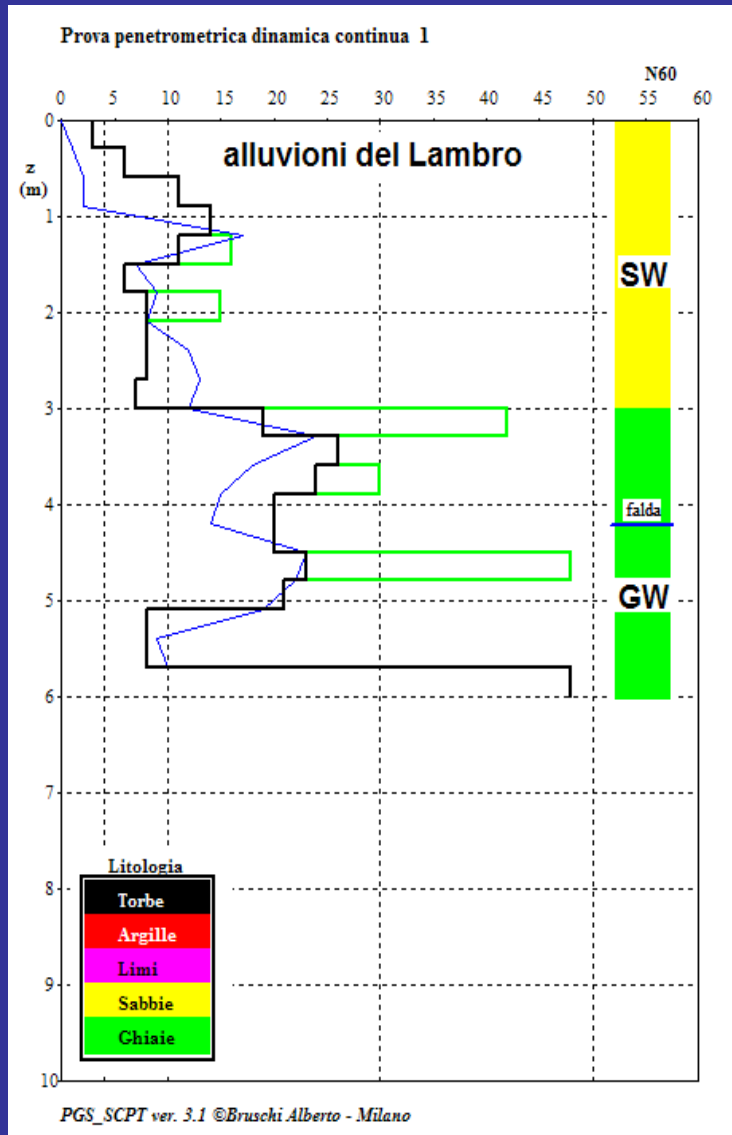
- E' chiaro che l'applicabilità del metodo è legata alla misura del numero dei colpi all'avanzamento del rivestimento.
- Per l'individuazione della natura del terreno, date le incertezze implicite nella procedura, è consigliabile applicare la caratterizzazione di Zhang e Tumay (1999) basata sulla teoria degli insiemi sfuocati (*fuzzy set theory*) che permette di valutare i possibili campi di variabilità statistica all'interno di stratigrafie determinate con i metodi classici.
- La metodologia seguita ha uno sviluppo matematico abbastanza complesso ma il software relativo è scaricabile gratuitamente dal sito web (<http://www.coe.lsu.edu/cpt/>) della Louisiana University.
- Esempi di applicazione del metodo su casi reali sono esposti di seguito

# Le prove dinamiche: litologia e stratigrafia



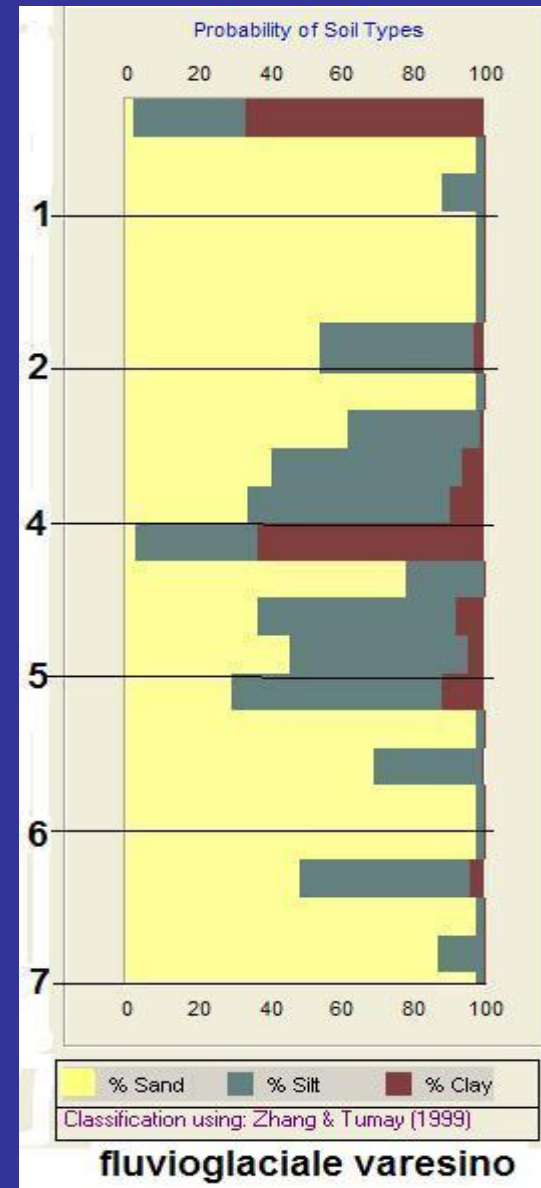
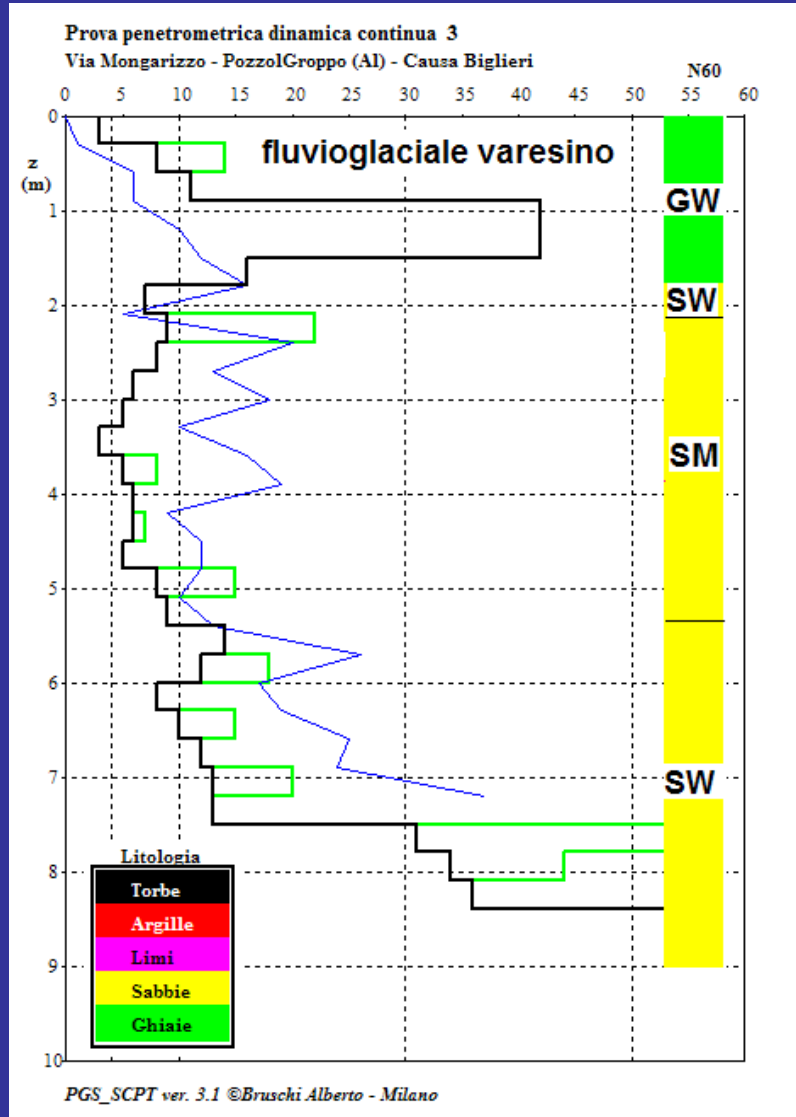
AB

# Le prove dinamiche: litologia e stratigrafia



AB

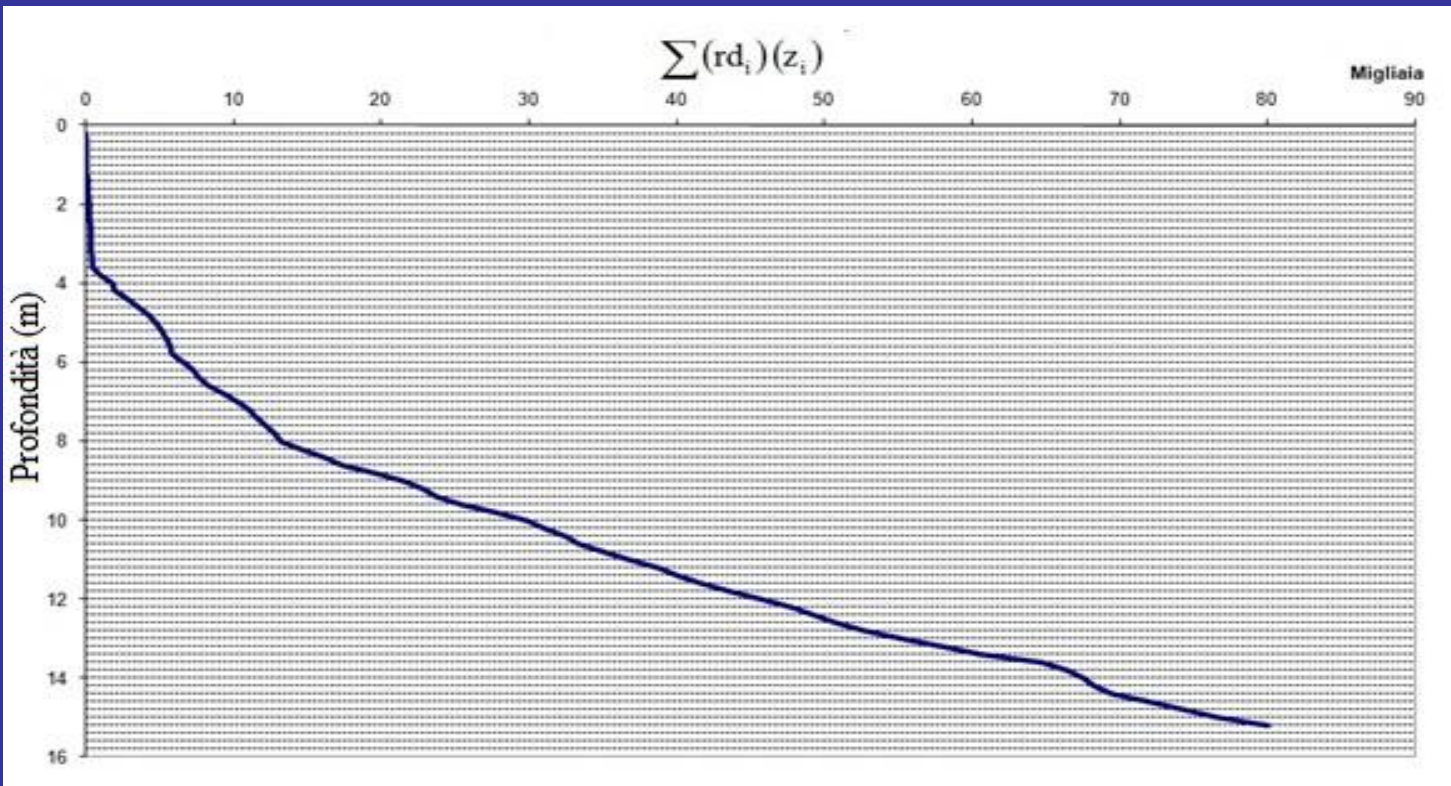
# Le prove dinamiche: litologia e stratigrafia



AB

# Le prove dinamiche: litologia e stratigrafia

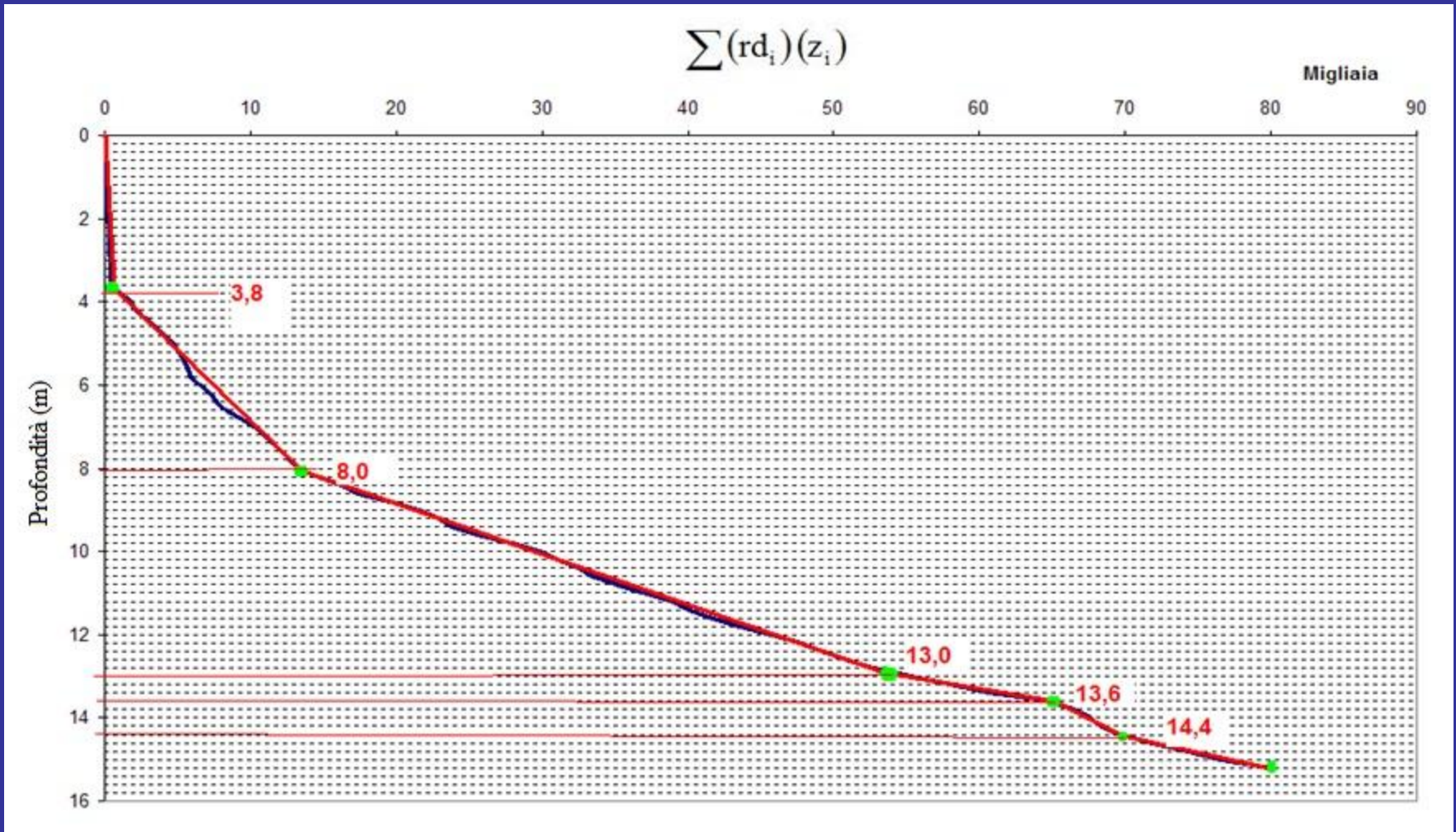
- Relativamente ai termini di passaggio stratigrafico, la successione stratigrafica può essere facilmente verificata calcolando per ogni punto la resistenza dinamica "rd", moltiplicando il valore per la profondità, eseguendo la sommatoria e mettendo in grafico i punti così calcolati:



- unendo quindi i punti ai cambi di pendenza per tratti rettilinei:



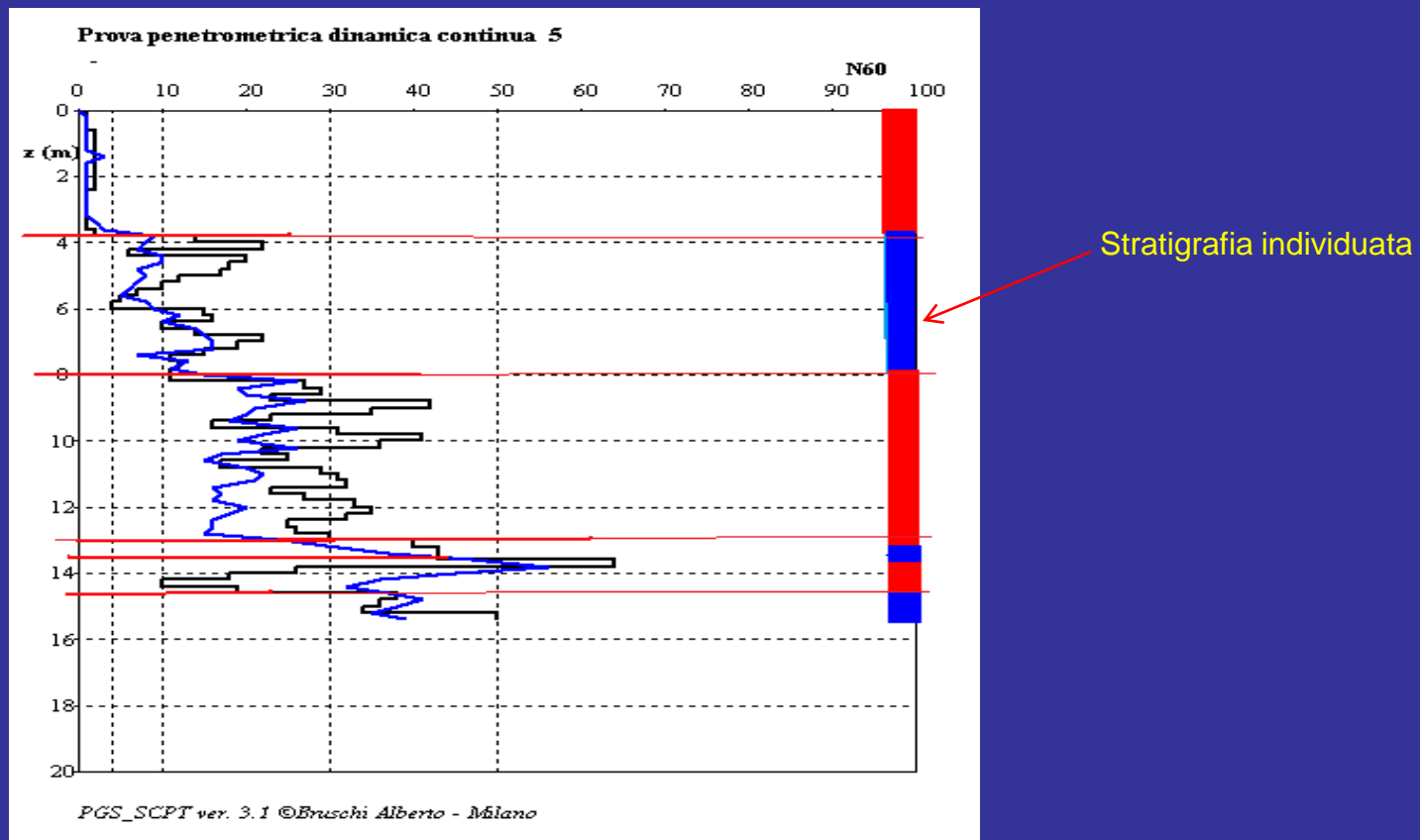
# Le prove dinamiche: litologia e stratigrafia



- le intersezioni sono le profondità di cambio stratigrafico

# Le prove dinamiche: litologia e stratigrafia

- con il seguente risultato:

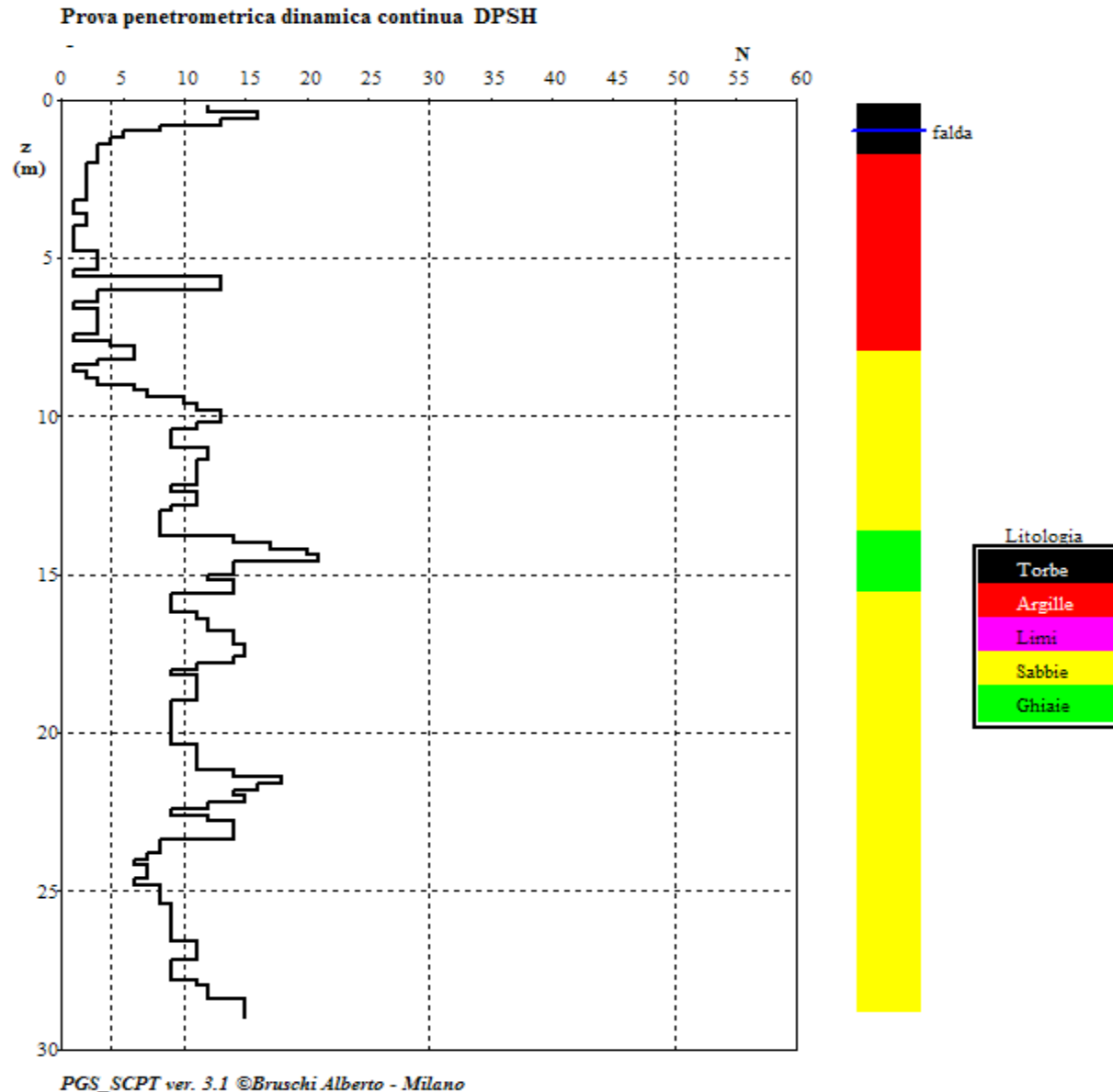


- Sarà facile allora calcolare per ogni tratta i valori statistici (media e deviazione standard) e da questi i parametri del terreno caratteristici per ogni strato utilizzando le stesse correlazioni valide per la prova SPT

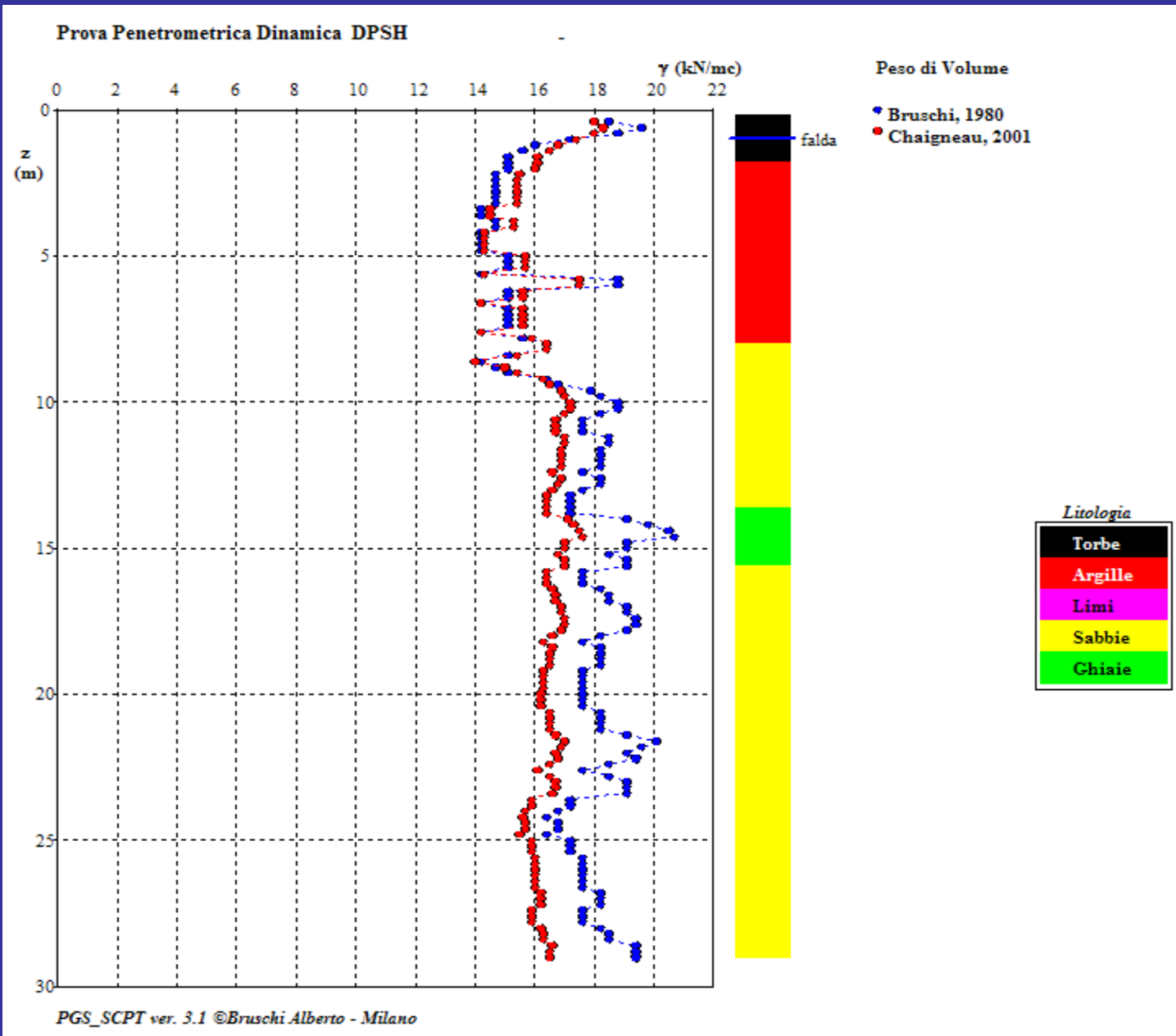
# Le prove dinamiche: interpretazione

- Nelle diapositive seguenti si illustrano quelli che sono gli andamenti grafici dei parametri del terreno relativi ad una prova tipo (reale) ed i relativi algoritmi che ne permettono il calcolo.
- Tali algoritmi sono quelli utilizzati nella pratica professionale dal relatore e sono, fra i tanti noti in letteratura, quelli che danno, a mio parere (non vincolante!!!) la maggiore affidabilità.
- Dove ritenuto necessario si sono visualizzati due (o più) metodi per permettere sia un raffronto visivo sia perché nella pratica quotidiana è buona norma valutare, dove possibile, il valore di un parametro mediandolo fra i valori di almeno due correlazioni diverse.

# La prova DPSH analizzata



# Peso di volume



# Peso di volume: le formule utilizzate

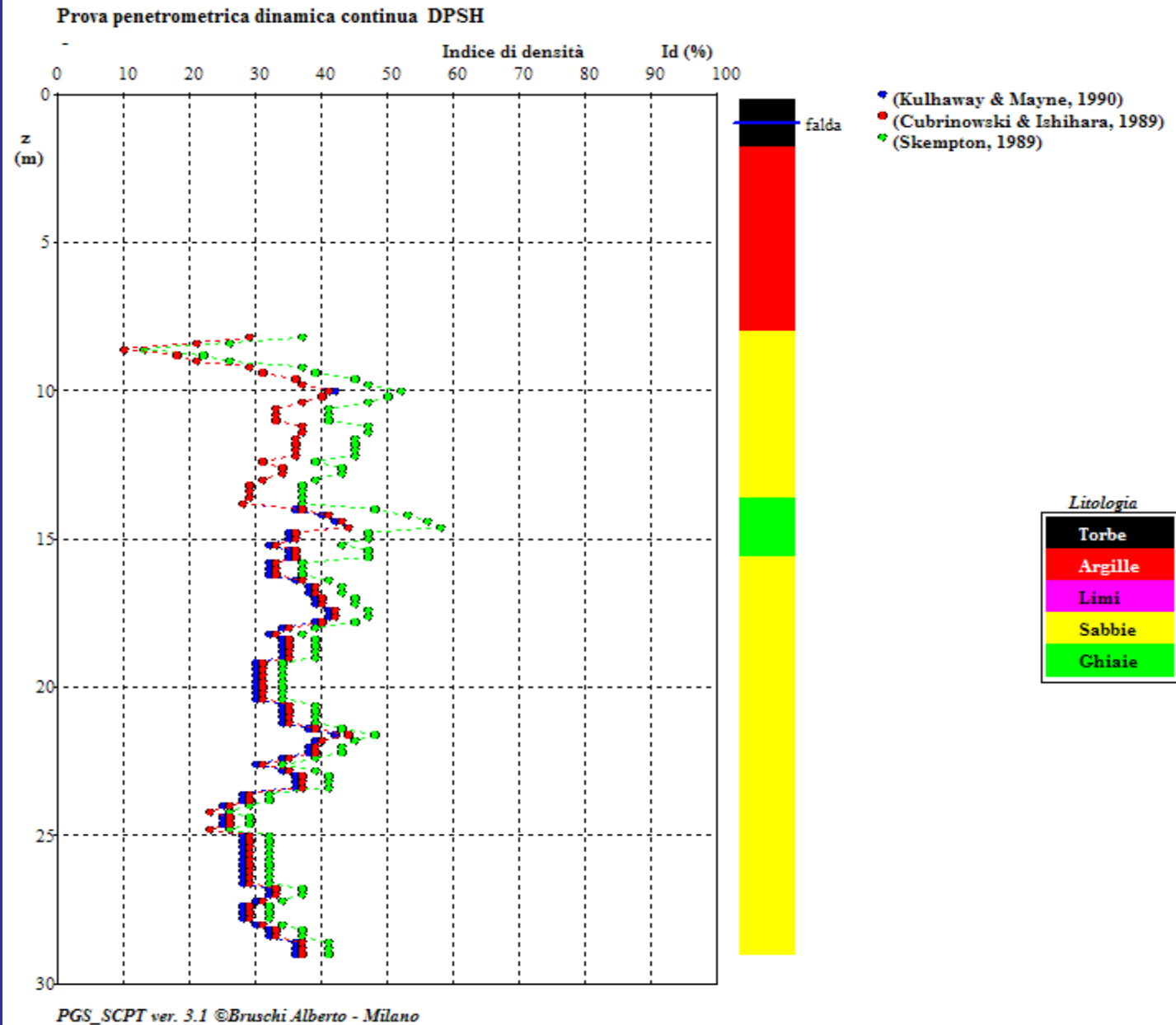
1. Bruschi (anni 70-80 - sviluppata da campagne di indagine in vari paesi del mondo)

$$\gamma = 98.1 (1.39 + 0.053 N_{60} - 0.0011 N_{60}^2 + 0.0000076 N_{60}^3)$$

2. Chaigneau (2001 - sviluppata nel corso di una tesi di dottorato; utilizza un passaggio attraverso la resistenza dinamica - a parere personale sottostima il valore)

$$\gamma = 1.27 \ln(R_d) + 14.63$$

# Densità relativa



PGS\_SCPT ver. 3.1 ©Bruschi Alberto - Milano

# Densità relativa: le formule utilizzate

1. Kulhawy & Mayne (1990 - introduce l'influenza del diametro dei grani, dell'età dei depositi e del grado di sovraconsolidamento degli stessi)

$$I_D = \left[ \frac{N_{1(60)}}{60 + 25 \log(D_{50}) \left( 1,2 + 0,05 \log\left(\frac{t}{100}\right) \right) \text{OCR}^{0,18}} \right]^{0,5}$$

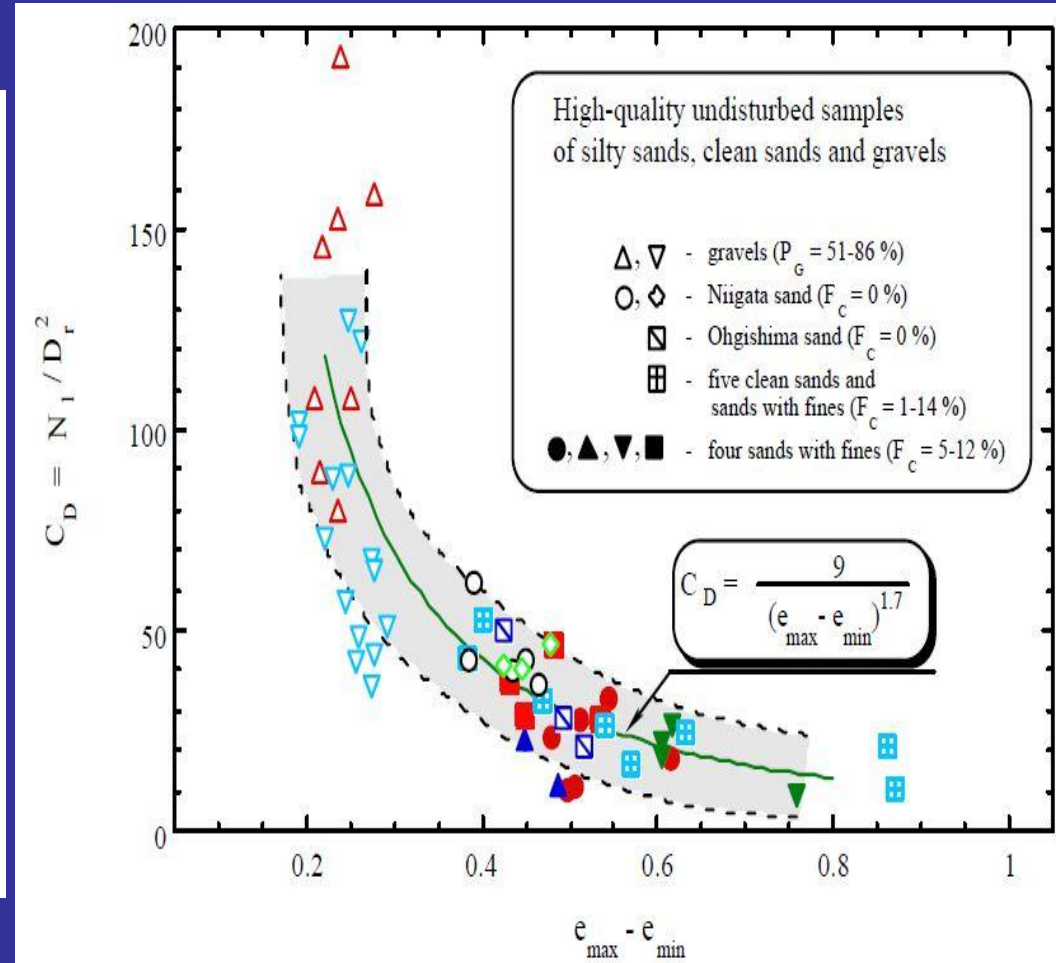
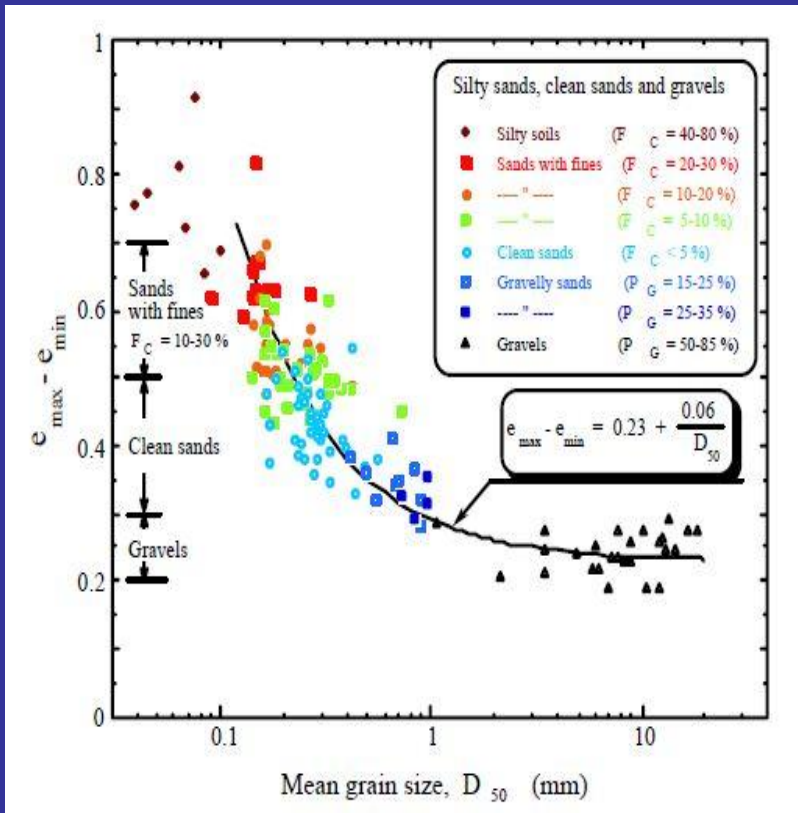
2. Cubrinowski & Isihara (1999 - sviluppata da misure dirette della densità relativa eseguite su campioni indisturbati prelevati con la tecnica del congelamento)

$$I_D = \sqrt{\frac{\frac{N_{1(60)}}{9}}{\left(0,23 + \frac{0,06}{D_{50}}\right)^{1,7}}}$$



# Densità relativa: le formule utilizzate

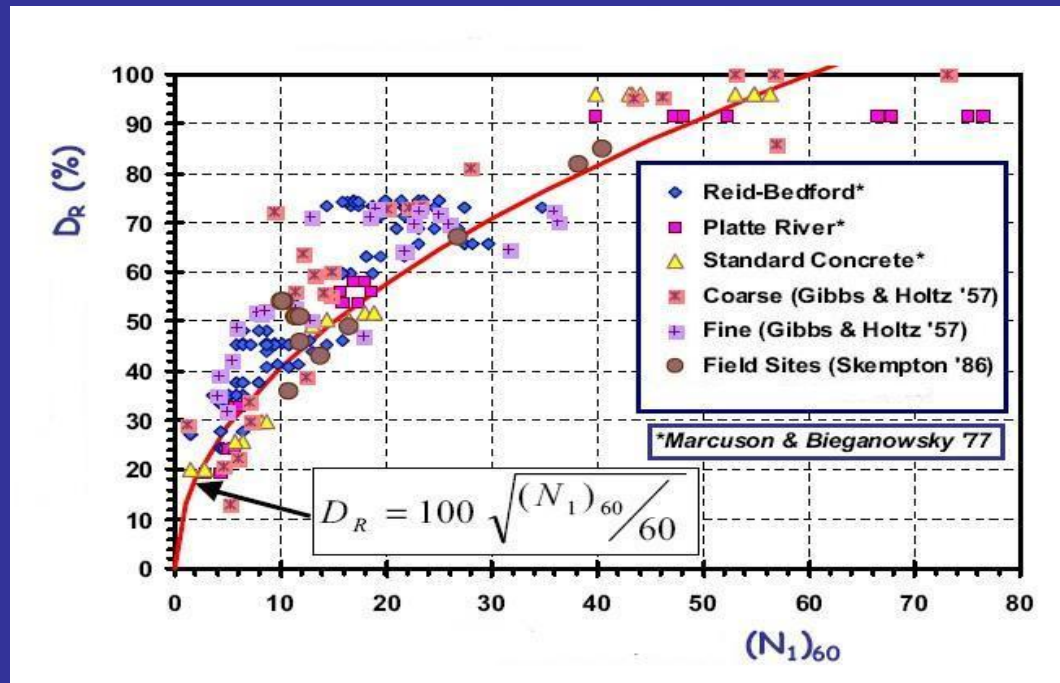
- La relazione di  $C_r$  &  $I_r$  è considerata tra le più attendibili; lo sviluppo della relazione è qui illustrato:



# Densità relativa: le formule utilizzate

3. Skempton (1989 - in realtà dovuta originariamente a Terzaghi e Peck, 1967; non introducendo l'influenza del diametro dei grani, sovrastima leggermente il valore della densità relativa; ha comunque una buona attendibilità))

$$D_R = 100 \sqrt{\frac{N_{1(60)}}{60}}$$



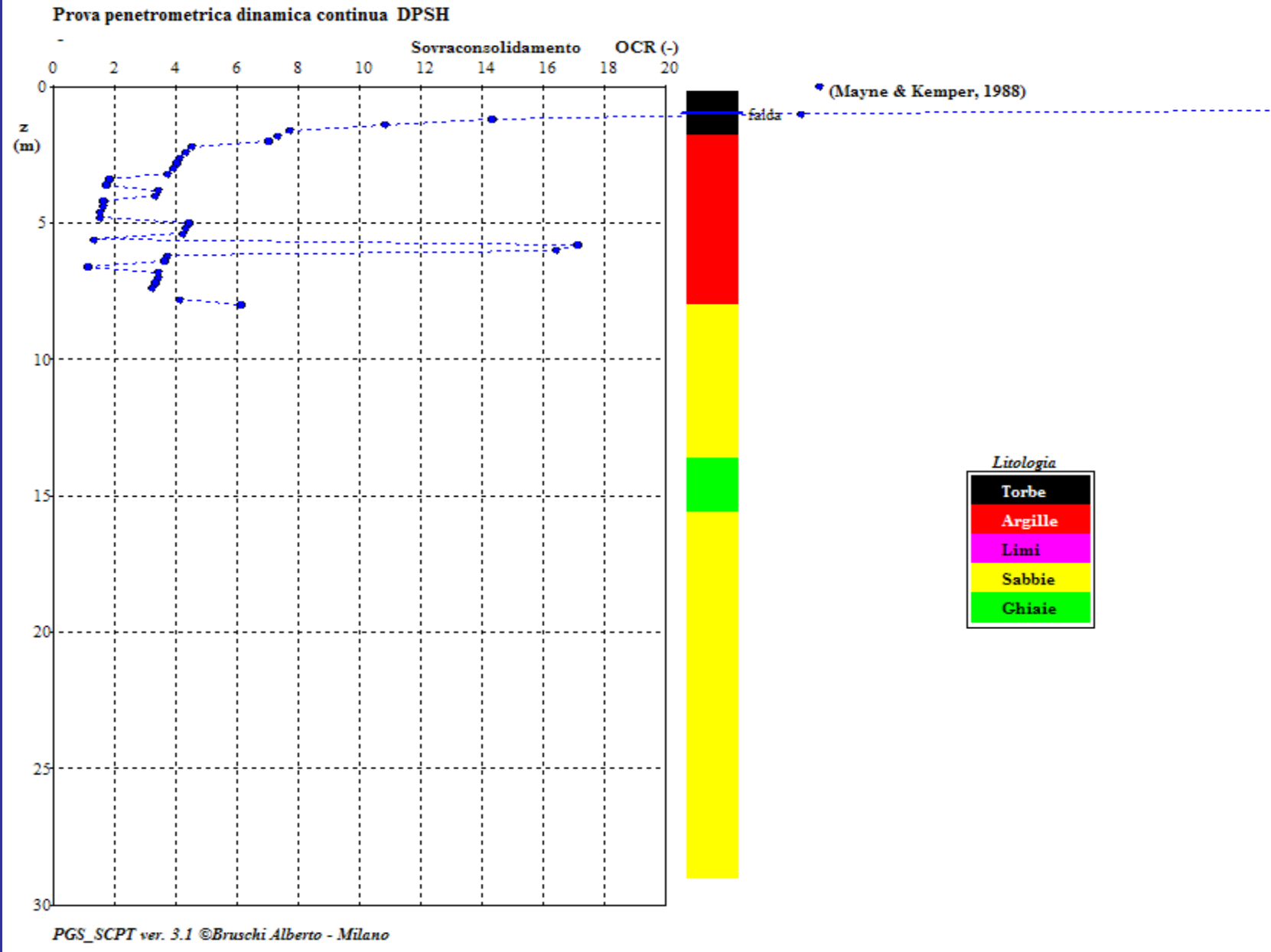
da Mayne, 2001

# Densità relativa: le formule utilizzate

- Nei metodi di Kulhawy & Mayne e Cubrinowski & Ishihara gioca un ruolo importante, oltre all'età del deposito, di sicuro nota al Geologo, anche il diametro medio  $D_{50}$  dei grani; questo riconduce alla necessità teorica di eseguire analisi granulometriche su campioni del terreno attraversato dalla prova.
- In alternativa, è possibile ricavare il valore del  $D_{50}$  in funzione del gruppo di appartenenza USCS sulla base di uno studio statistico da me condotto analizzando i risultati di 391 analisi granulometriche eseguite su campioni con varia classificazione USCS; da tale studio derivano i valori modali di seguito presentati:

Gruppo USCS di appartenenza	Numero dei dati analizzati	Valore modale di $D_{50}$ (mm)	Deviazione standard
GW - GM	11	7,0	$\pm 2,9$
SW - SP	50	2,4	$\pm 1,3$
SM - SC	141	0,3	$\pm 0,18$
ML - MH	107	0,028	$\pm 0,019$
CL - CH	82	0,0038	$\pm 0,0034$

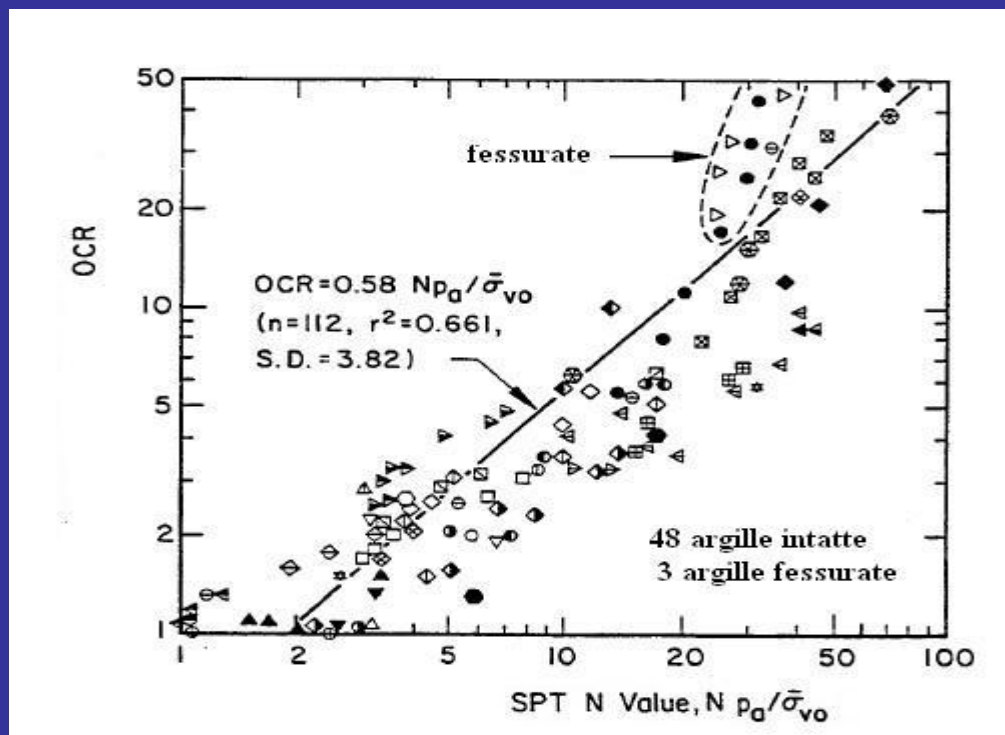
# Rapporto di sovraconsolidamento OCR



# Rapporto di sovraconsolidamento OCR: la formula

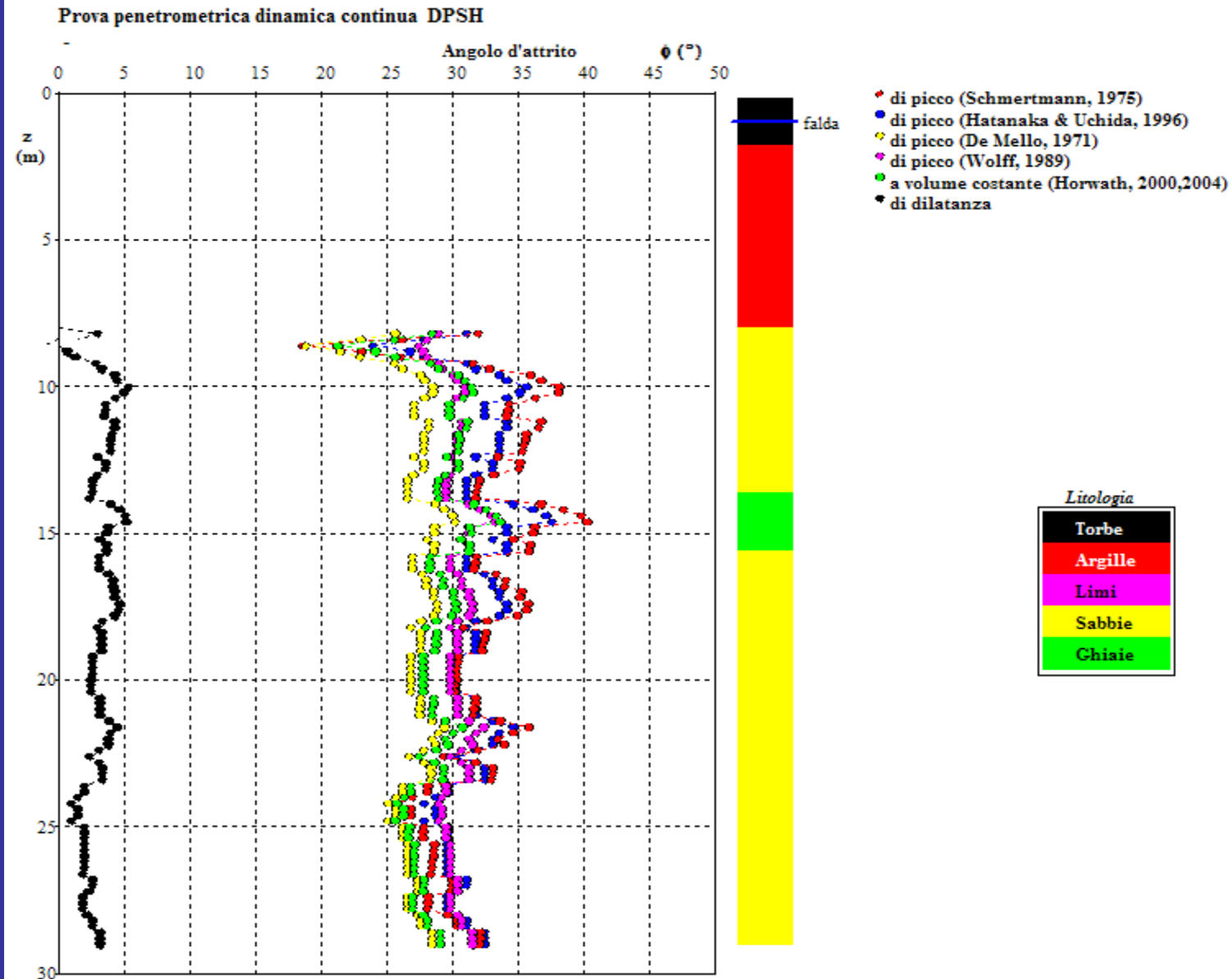
1. *Mayne & Kemper (1988)* - La relazione, valida per i terreni coesivi non fessurati, è basata su 112 coppie di valori  $N$  - OCR relative a 48 diversi siti; il coefficiente di correlazione è mediocre e la deviazione standard alta.

$$OCR = 0,58 N p_a / \sigma_v$$



da Kulhawy e Mayne,  
1990

# Angolo d'attrito



PGS\_SCPT ver. 3.1 ©Bruschi Alberto - Milano

# Angolo d'attrito: le formule utilizzate

1. Schmertmann (1978 - il valore di  $\sigma'_v$  deve essere in kPa)

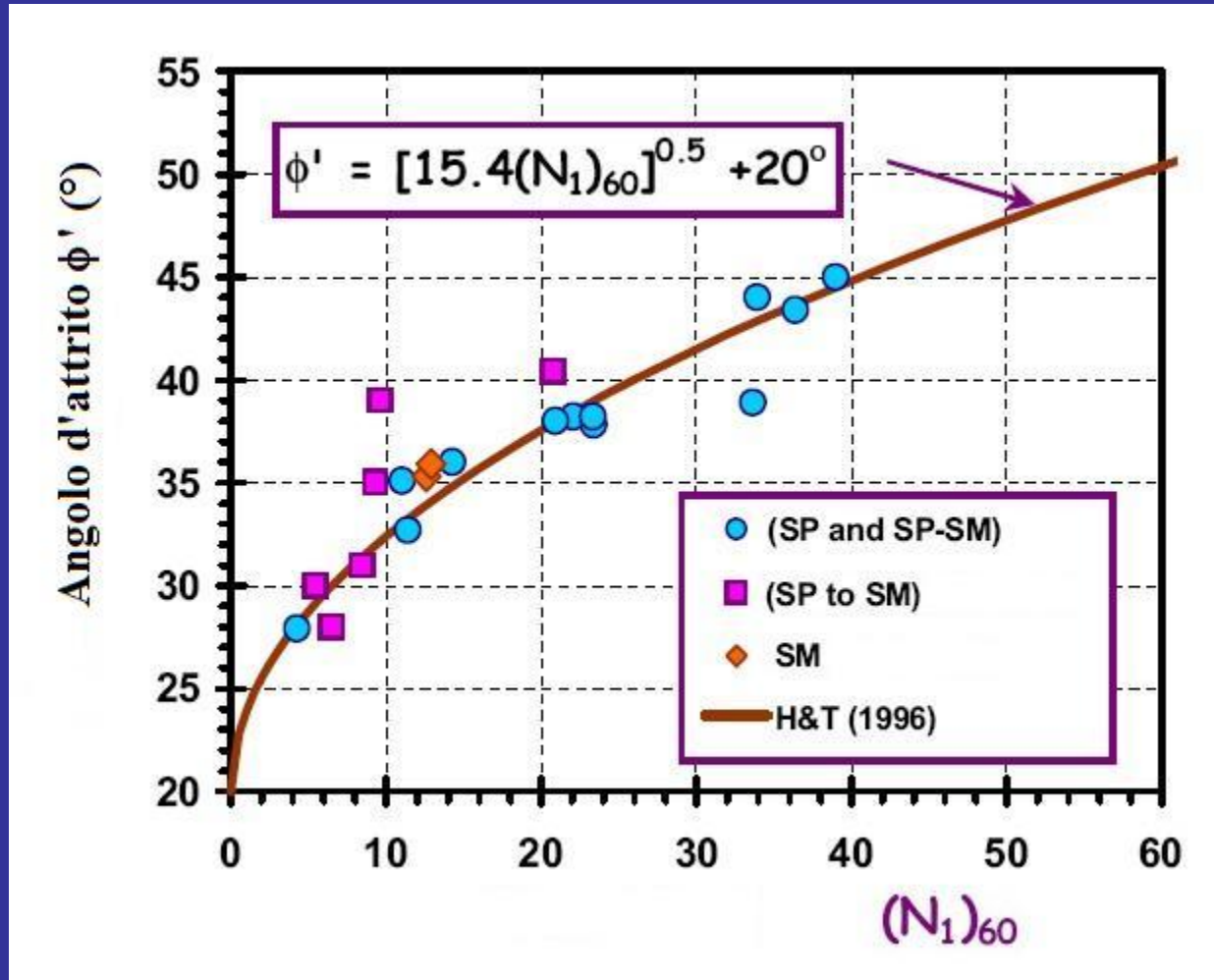
$$\phi' = \tan^{-1} \left( \frac{N_{60}}{12,2 + 20,3 \frac{\sigma'_v}{98,1}} \right)^{0,34}$$

2. Hatanaka & Uchida (1996 - sviluppata da prove triassiali CD eseguite su campioni indisturbati prelevati con la tecnica del congelamento)

$$\phi' = 20 + \sqrt{15,4 N_{1(60)}}$$

# Angolo d'attrito: le formule utilizzate

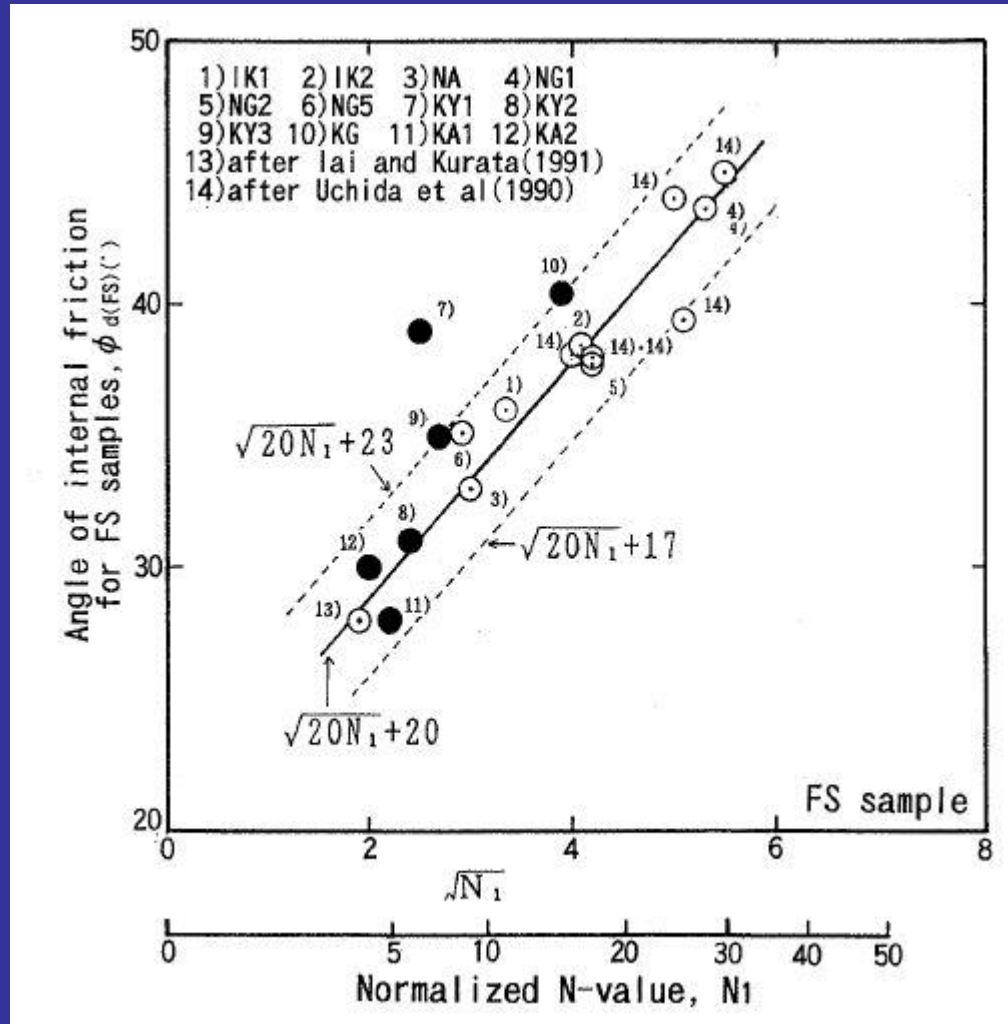
- Mayne ha confermato la validità della formula di H & U anche per le sabbie limose contenenti fino al 30% di fine:





# Angolo d'attrito: le formule utilizzate

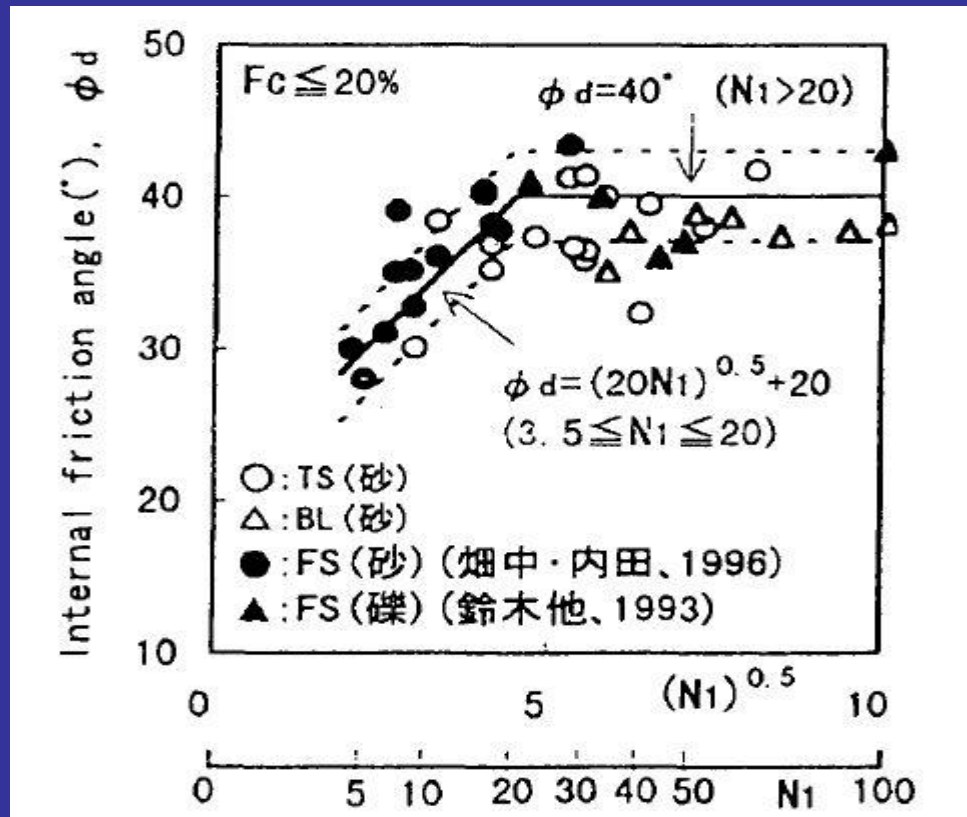
- La relazione presenta un range di validità di  $\phi$  di  $\pm 3^\circ$ :



da Hatanaka & Uchida, 1996

# Angolo d'attrito: le formule utilizzate

- Nel 1998 Hatanaka et al., sulla base di prove triassiali eseguite su campioni prelevati con triplo carotiere suggeriscono di limitare  $\phi$  a  $40^\circ$  per  $N_1 > 20$  colpi.



da Hatanaka et al., 1998

- La limitazione è ancora dibattuta in ambito internazionale; viste le esperienze americane suggerisco di aumentare il limite a  $45^\circ$

# Angolo d'attrito: le formule utilizzate

## 3. Wolff (1989)

$$\phi' = 27,1 + 0,3N_{1(\phi)} - 0,00054N_{1(\phi)}^2$$

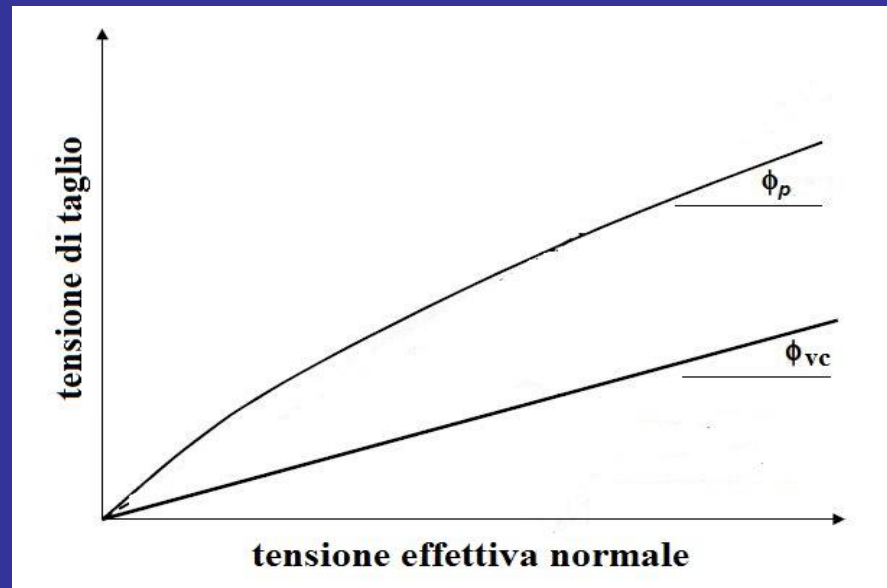
4. De Mello (1971 - La relazione è datata ma è ancora largamente utilizzata; almeno nella sua formulazione attuale, risulta, come si evince dal grafico, sottostimare il valore dell'angolo d'attrito di picco e avvicinare con buona approssimazione l'angolo d'attrito a volume costante)

$$\phi' = 19 - 0,38 \sigma'_v + 8,73 \log(N_{1(\phi)})$$

- L'angolo d'attrito a volume costante " $\phi_{cv}$ " rappresenta la resistenza al taglio alla condizione di stato critico, in corrispondenza della quale ulteriori deformazioni avvengono senza variazioni volume.
- L'angolo d'attrito di picco è la somma del contributo dovuto al solo attrito fra i grani (stato critico) e quello dovuto all'energia spesa sotto forma di dilatanza necessaria a vincere il mutuo incastro tra i grani.

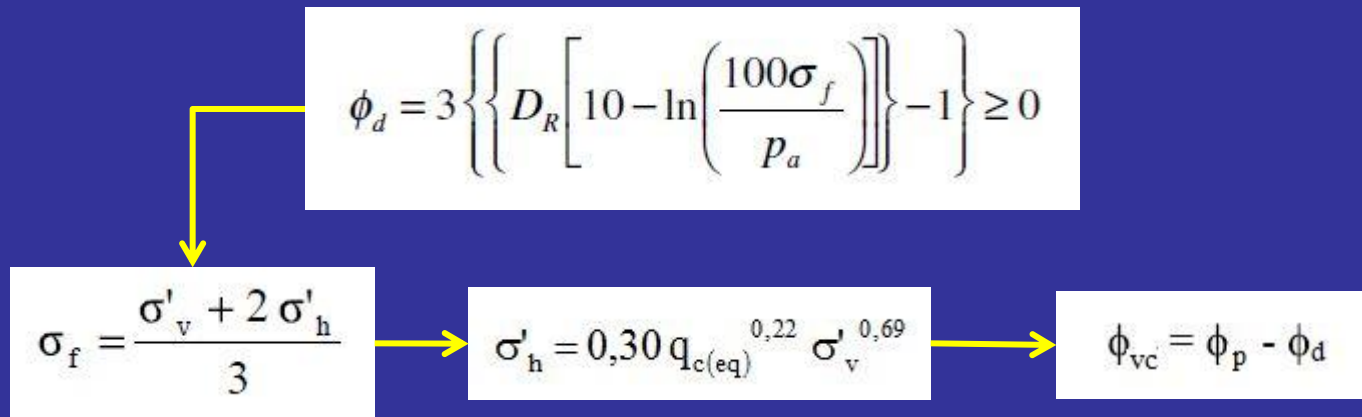
# Angolo d'attrito: le formule utilizzate

- Concettualmente l'angolo d'attrito a volume costante " $\phi_{cv}$ " esprime la resistenza al taglio intrinseca del terreno e dipende principalmente dalla forma, dimensione, mineralogia dei grani; l'angolo di dilatanza " $\phi_d$ " esprime il grado di incastro fra i grani, che non è sempre presente ma può svilupparsi in determinate condizioni di pressione di confinamento e densità relativa.
- In generale  $\phi_d$  aumenta con l'aumentare della densità relativa, diminuisce con la pressione di confinamento; a parità di densità, aumentando la pressione di confinamento diminuisce il valore di  $\phi_p$ .
- Si spiega così il perché l'involuppo di rottura di una sabbia, corrispondente ai valori di picco dell'angolo d'attrito, è curvilineo, con una curvatura che è tanto più pronunciata quanto più addensata è la sabbia.



# Angolo d'attrito: le formule utilizzate

5. Horwath (2000, 2004) ha sviluppato, nell'ambito di analisi fondazionali, una procedura per valutare nei terreni incoerenti l'angolo di dilatanza e di conseguenza l'angolo d'attrito a volume costante; valutando l'angolo d'attrito di picco " $\phi_p$ " con le relazioni di Hatanaka & Uchida, di Schmertmann e/o di Wolff o, meglio, mediando i due (tre) valori, è possibile calcolare con tale procedura anche l'angolo di dilatanza e, quindi, l'angolo d'attrito a volume costante.

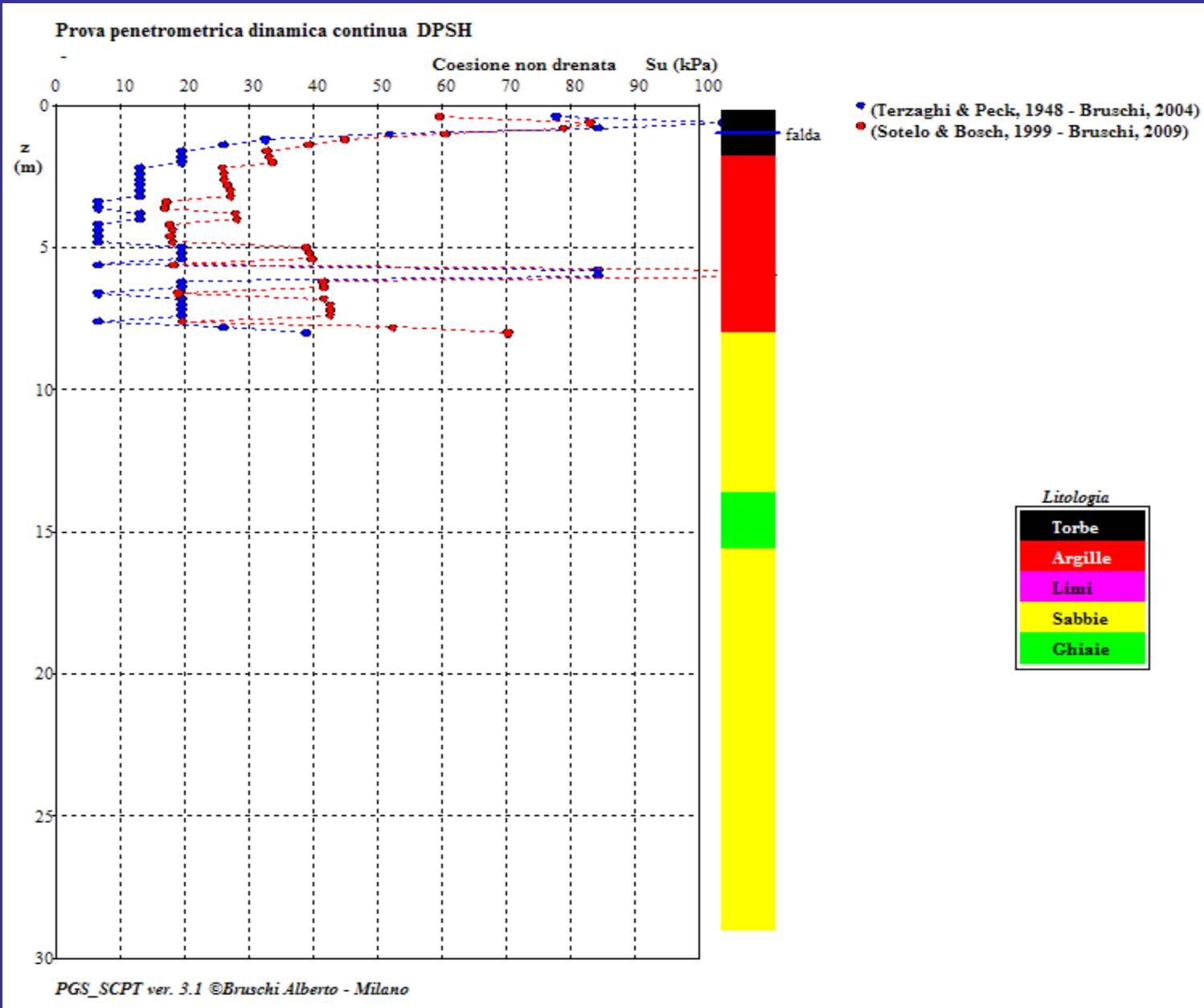


- Per seguire il percorso descritto è necessario calcolare preliminarmente sia la densità relativa che la resistenza penetrometrica statica equivalente

# Angolo d'attrito: le formule utilizzate

- Normalmente il valore dell'angolo d'attrito a volume costante " $\phi_{cv}$ " presenta valori tipici fra i  $30^\circ$  ed i  $34^\circ$  nelle sabbie quarzose, mentre il valore dell'angolo di dilatanza " $\phi_d$ " può variare tra  $0^\circ$  e più di  $10^\circ$ .
- Nel campo dell'applicazione pratica è prassi comune, ribadita anche nelle normative europee (EC7) e nazionali (NTC08), utilizzare il valore dell'angolo d'attrito di picco nelle analisi di capacità portante di fondazioni superficiali e nelle verifiche di stabilità, e dell'angolo d'attrito a volume costante nelle verifiche dello slittamento sul piano orizzontale (Circolare LLPP 2009, paragrafo 6.2.2).
- Ancora incerto è quale angolo utilizzare nelle analisi delle fondazioni profonde; alcuni Autori in considerazione che la portata di un palo è governata principalmente dal cedimento, utilizzano l'angolo d'attrito a volume costante.

# Resistenza al taglio non drenata



# Resistenza al taglio non drenata: le formule utilizzate

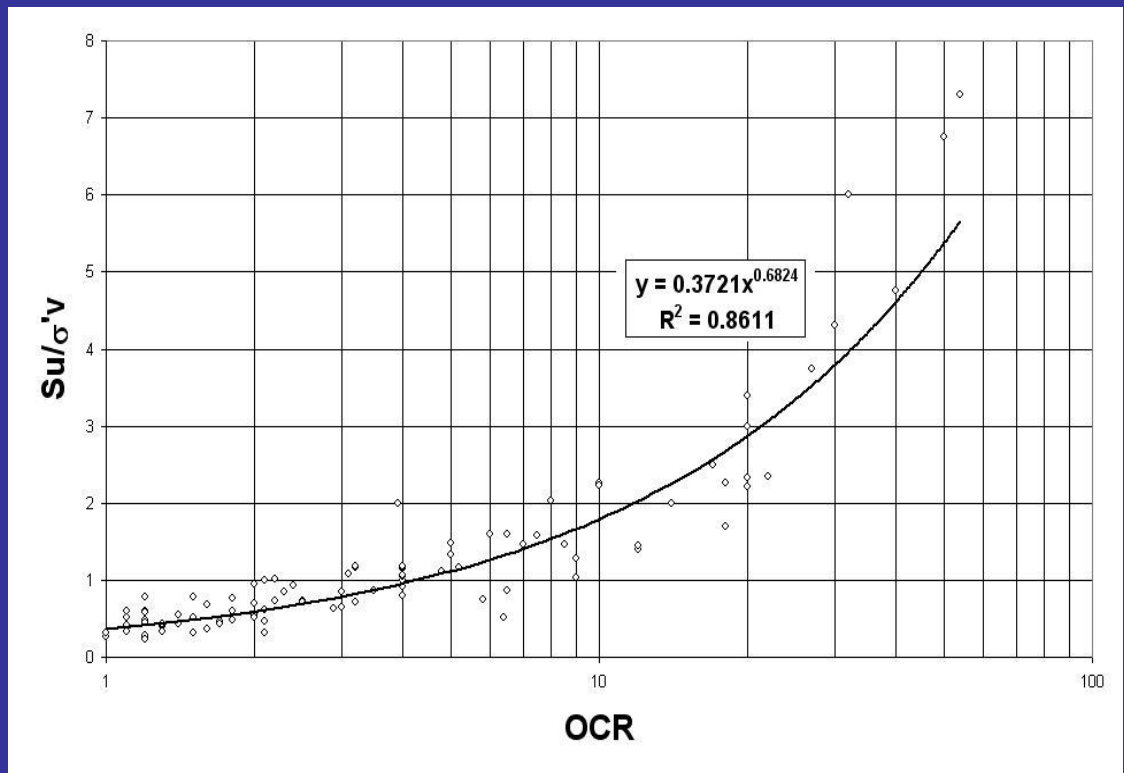
1. Terzaghi & Peck - Bruschi (1948, 2004 - le due formule praticamente coincidono; sono da considerarsi sufficientemente accurate per argille e argille limose normalmente consolidate. )

$$S_u = 6,4 N_{60}$$

$$S_u = 6,5 N_{60}$$

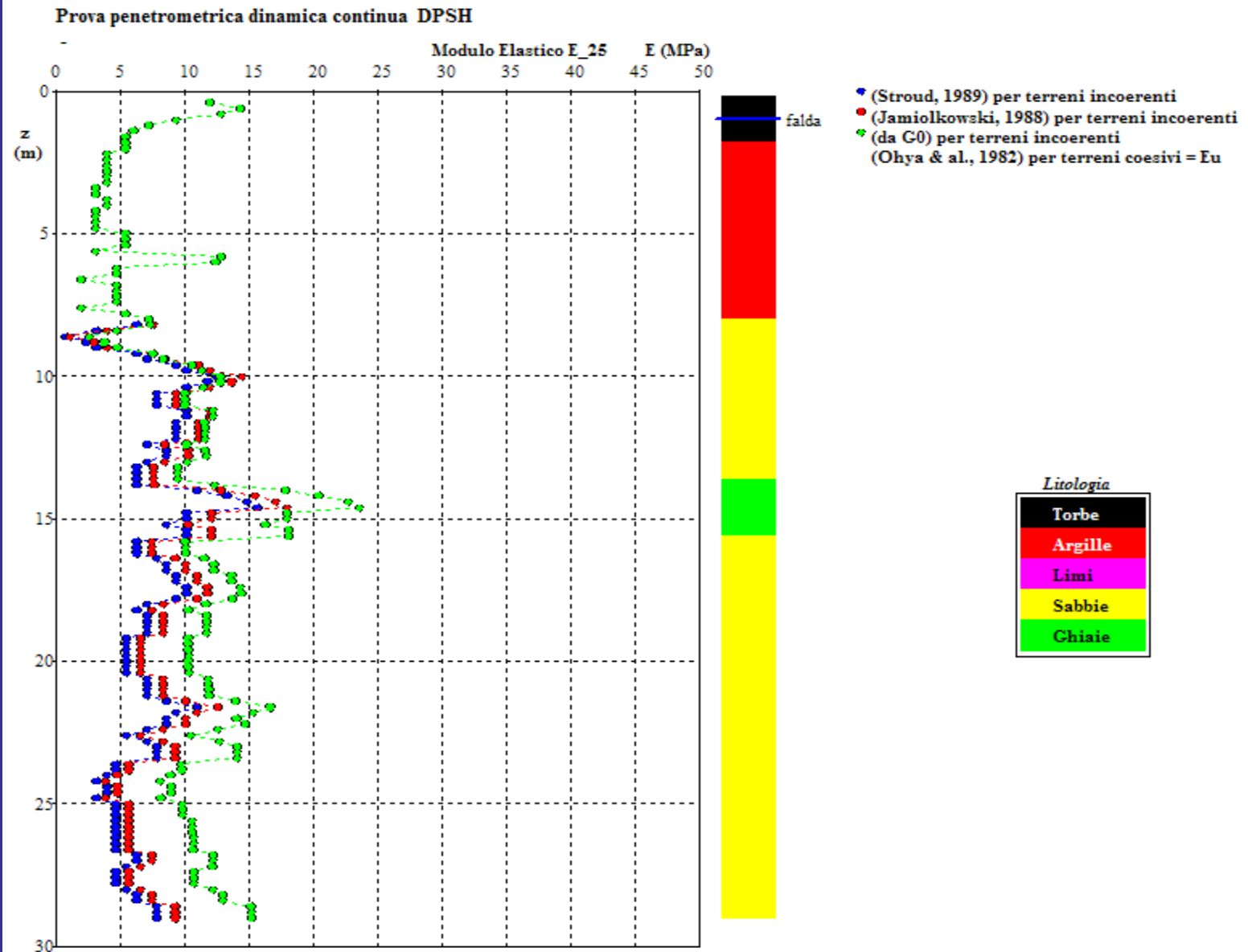
2. Sotelo & Bosch - Bruschi (1999, 2009 - Dal database di Sotelo, ampliato con documentazione personale; il coefficiente di correlazione della curva è buono.

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = 0,37 \text{OCR}^{0,68}$$





# Modulo elastico operativo



PGS\_SCPT ver. 3.1 ©Bruschi Alberto - Milano

# Modulo elastico operativo: le formule utilizzate

## 1. Stroud (1989)

$$E = 0,78 N_{60} \text{ (MPa)}$$

## 2. Jamiolkowski (1988)

$$E = (10,5 - 3,5 I_D) N_{60} \text{ (in Kg/cm}^2\text{)}$$

$$E = (52,5 - 35 * I_D) N_{60} \text{ (in Kg/cm}^2\text{)}$$

## 3. Dalle teorie della Meccanica delle Terre (legge di decadimento del modulo)

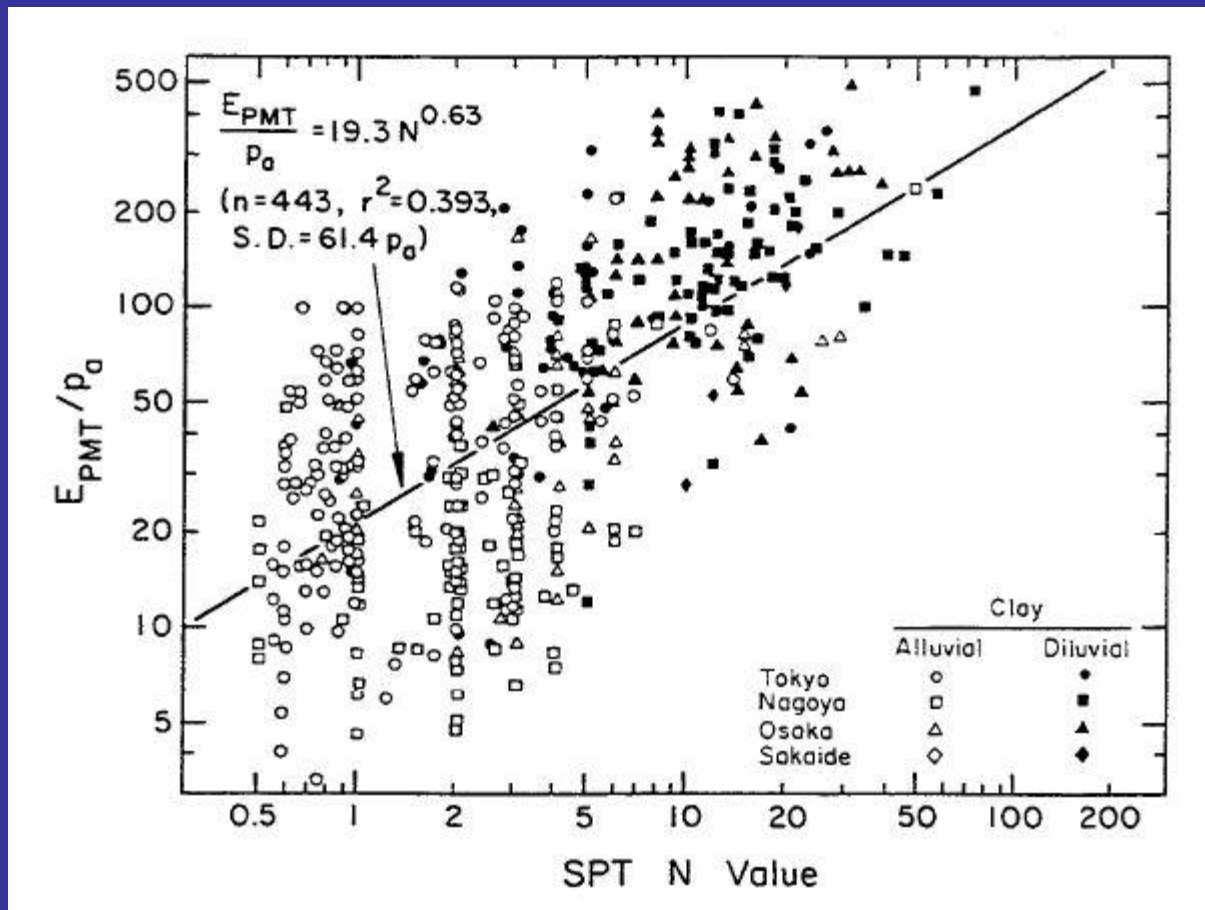
$$\frac{E}{E_0} = 1 - f \left( \frac{q}{q_u} \right)^g$$

$$E_0 = 2 G_0 (1 + \mu)$$

# Modulo elastico operativo: le formule utilizzate

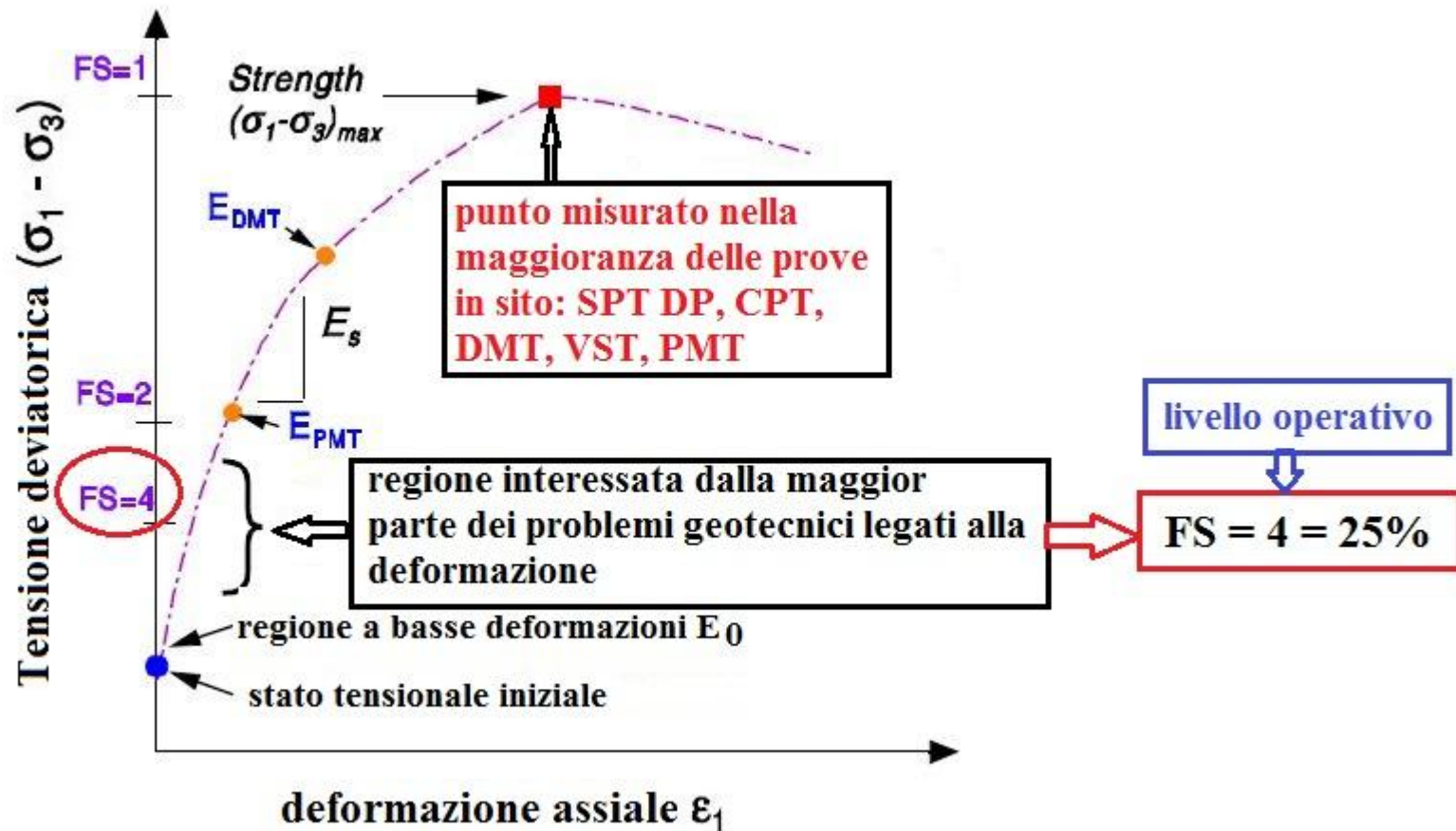
4. Ohya et al. (1982 - è applicabile nel caso di terreno coesivo, ed quindi esprime un modulo in condizioni non drenate; si deve tenere presente che la correlazione ha un elevato grado dispersione)

$$E_v = 1,93 (N_{60})^{0,63}$$



# Modulo elastico operativo: una nota di teoria

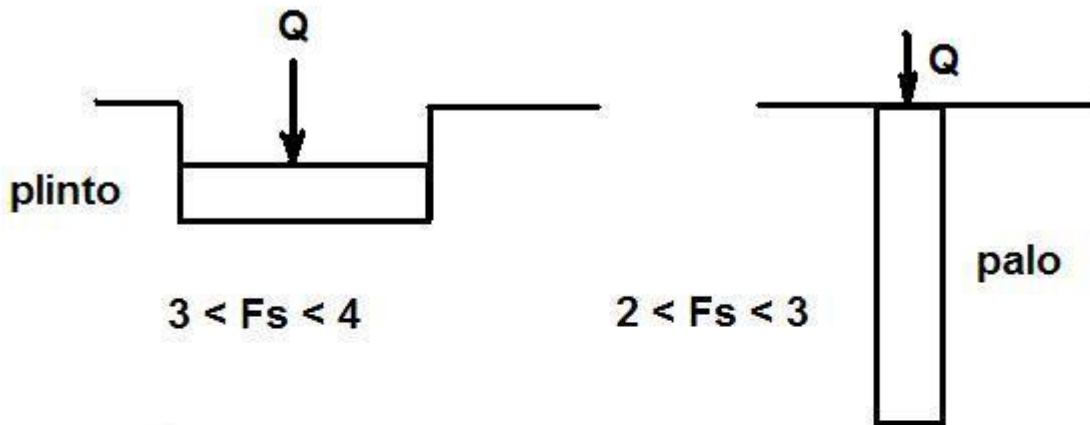
- I valori dei moduli elastici calcolati per i terreni incoerenti si riferiscono al valore tensionale corrispondente al 25% della valore a rottura e prendono il nome di  $E_{25}$  (secante):



# Modulo elastico operativo: una nota di teoria

- Esprimiamo un fattore di mobilitazione delle tensioni come l'inverso del coefficiente di sicurezza:

$$\frac{q}{q_u} = \frac{1}{FS}$$



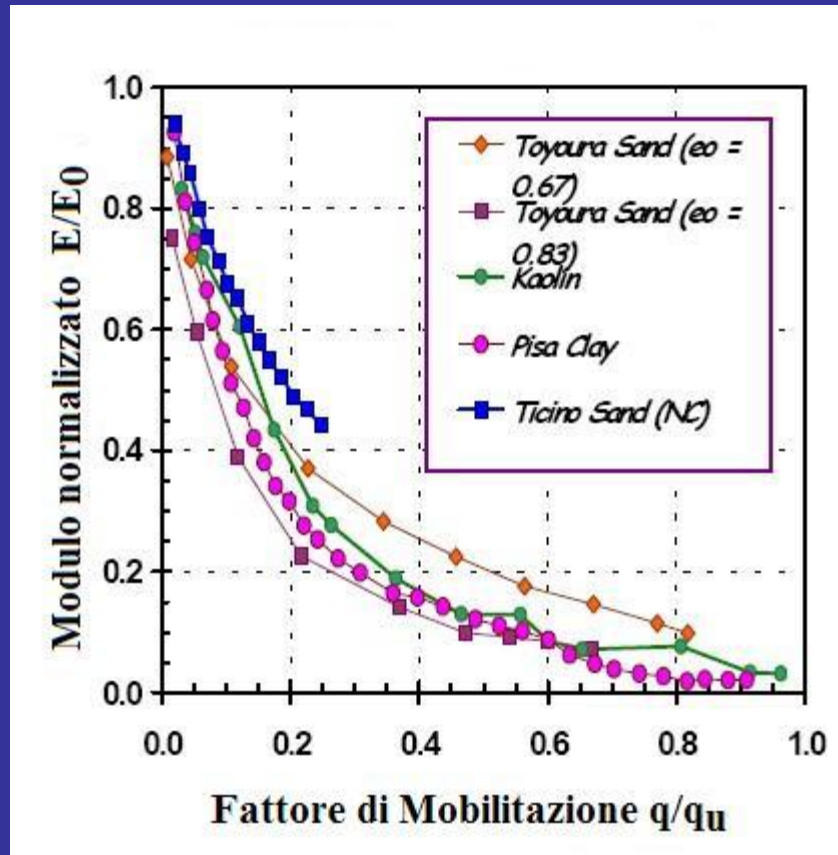
$$f = 1/FS$$

$FS$  = coefficiente di sicurezza relativo alla rottura del terreno

$f = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_{rottura} =$  grado di mobilitazione della tensione deviatorica

# Modulo elastico operativo: una nota di teoria

- In funzione del livello di mobilitazione si ha un decadimento del modulo normalizzato  $E/E_0$  sotto forma di curva iperbolica:



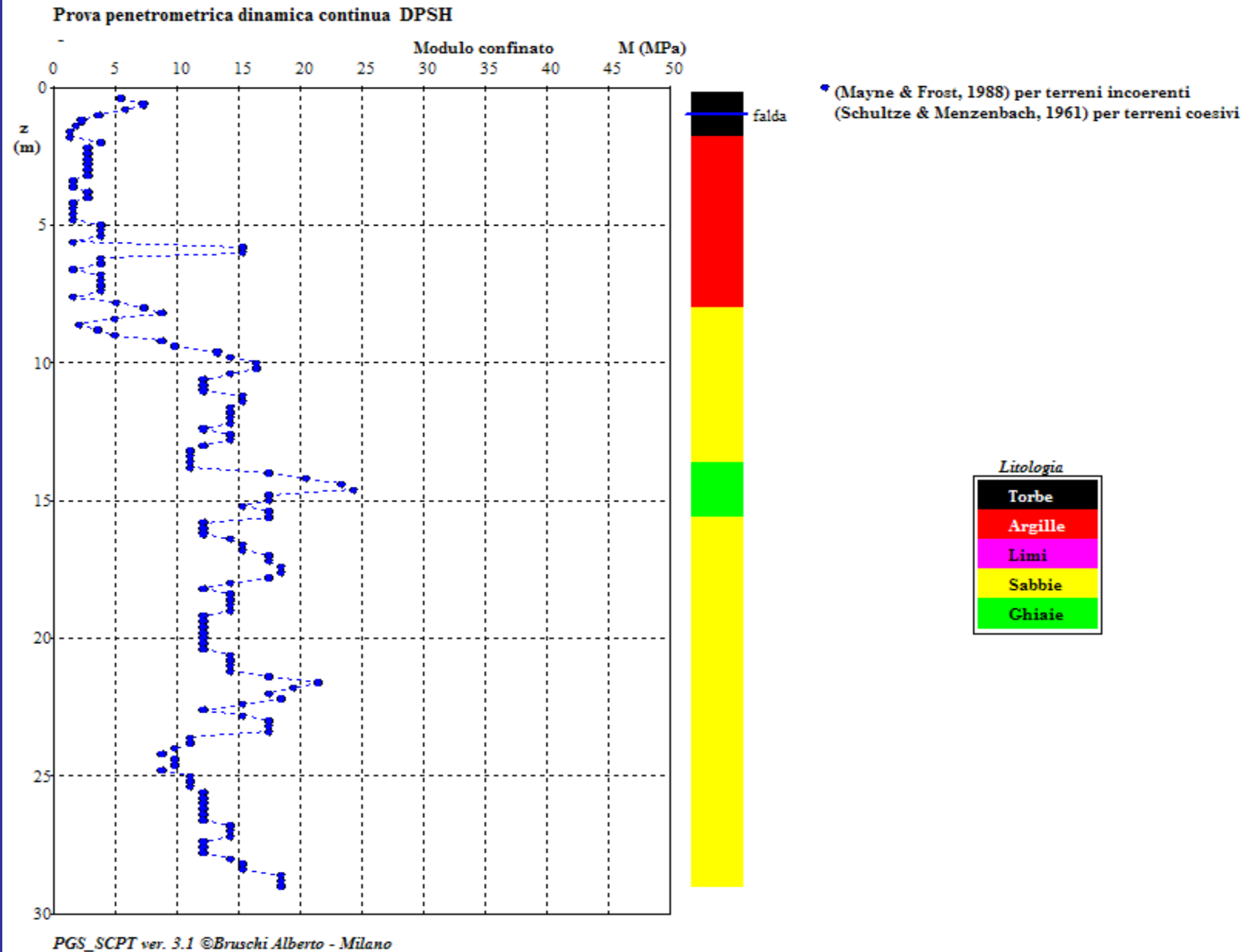
# Modulo elastico operativo: una nota di teoria

- E' quindi possibile utilizzare una iperbole modificata per esprimere la riduzione dal valore del modulo a piccole deformazioni ( $E_0$ ) ad un valore del modulo secante  $E$  al livello di carico operativo ricorrendo al fattore di mobilitazione.
- Tale iperbole può essere generalizzata (Fahey e Carter, 1993 - Fahey, et al., 1994) con la:

$$\frac{E}{E_0} = 1 - f \left( \frac{q}{q_u} \right)^g$$

- in cui  $f$  e  $g$  sono parametri della curva che in prima approssimazione possono prendere i valori rispettivamente di 1 e di 0,3 che permettono di meglio approssimare le curve sperimentali.

# Modulo confinato





# Modulo confinato: le formule utilizzate

## 1. Mayne & Frost (1988 - valida per terreni incoerenti)

$$M = 9,1 (0,22 N_{60}^{0,82})$$

## 2. Schultze & Menzenbach (1961 - valida per terreni coesivi)

$$M = 4,5 N_{60} \quad \text{argille organiche}$$

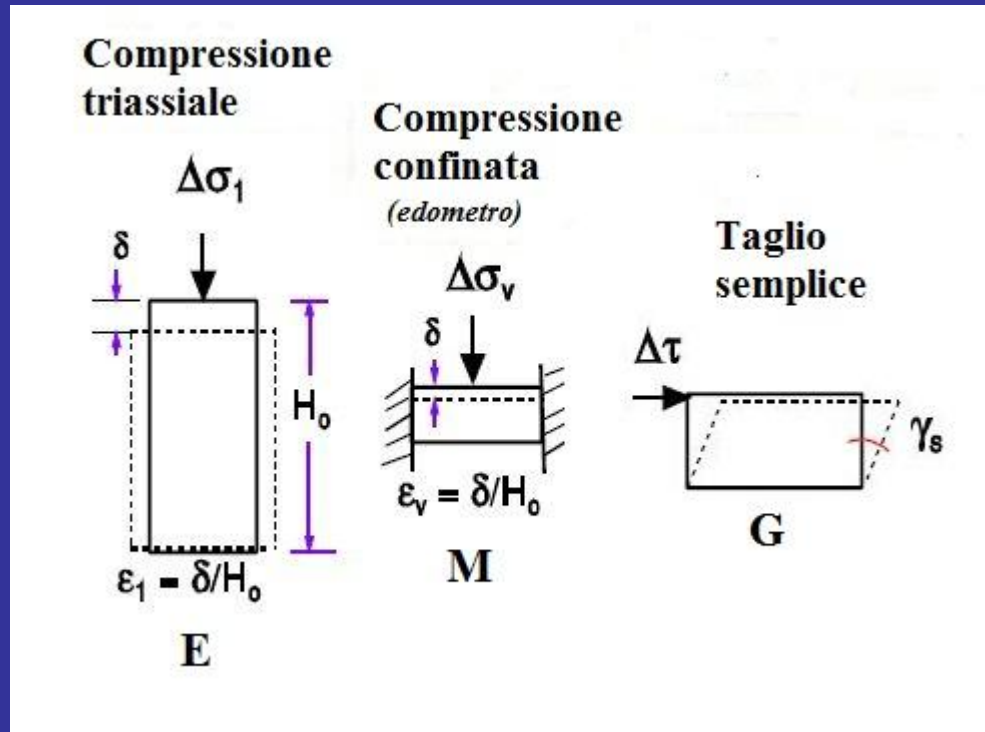
$$M = 4 + 11,5 N_{60} \quad \text{argille limose}$$

$$M = 12 + 5,8 N_{60} \quad \text{limi argillosi}$$

- I valori di M&F sono espressi in Mpa con la formula di Mayne e in Kg/cm<sup>2</sup> con la formula di S&M (per convertirli in Mpa dividere per 10)
- I coefficienti di correlazione delle formule di S&M sono 0,642 - 0,924 - 0,904 rispettivamente per le argille organiche, le argille limose e i limi argillosi; i coefficienti di variazione valgono 45,4% - 25,8% - 12,3%

# Moduli: una nota di teoria

- I valori dei tre moduli (di taglio "G", elastico "E", confinato "M"):



sono tra loro numericamente intercorrelati con le:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

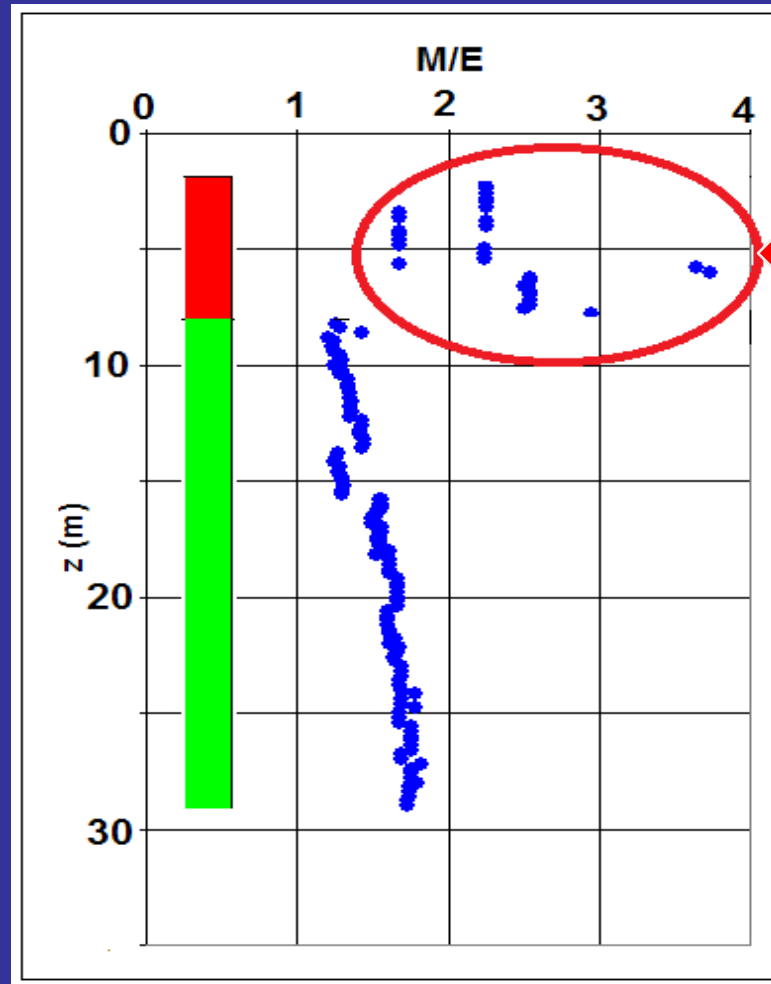
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{E_u}{3} = \frac{E_u}{2(1+\nu_u)} = G_u$$

$$M = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

# Moduli: una nota di teoria

- Per valori realistici del coefficiente di Poisson, i valori calcolati sono simili tra loro; infatti per  $\nu = 0$  risulta  $M = E$ .
- Diversi ricercatori hanno recentemente eseguito un serie di misure delle deformazioni interne in prove triassiali, giungendo alla conclusione che per livelli di lavoro modesti il coefficiente di Poisson varia tra 0,1 e 0,2 per cui il valore di  $M$  varia tra 1,05  $E$  e 1,11  $E$ , fino ad un massimo di 1,35 per  $\nu = 0,3$ .
- Nei software che permettono il calcolo sia del modulo confinato che del modulo elastico si dovrebbe sempre raffrontare il valore del rapporto dei moduli per verificare la congruenza delle correlazioni utilizzate.
- Con quello qui utilizzato il rapporto vale:

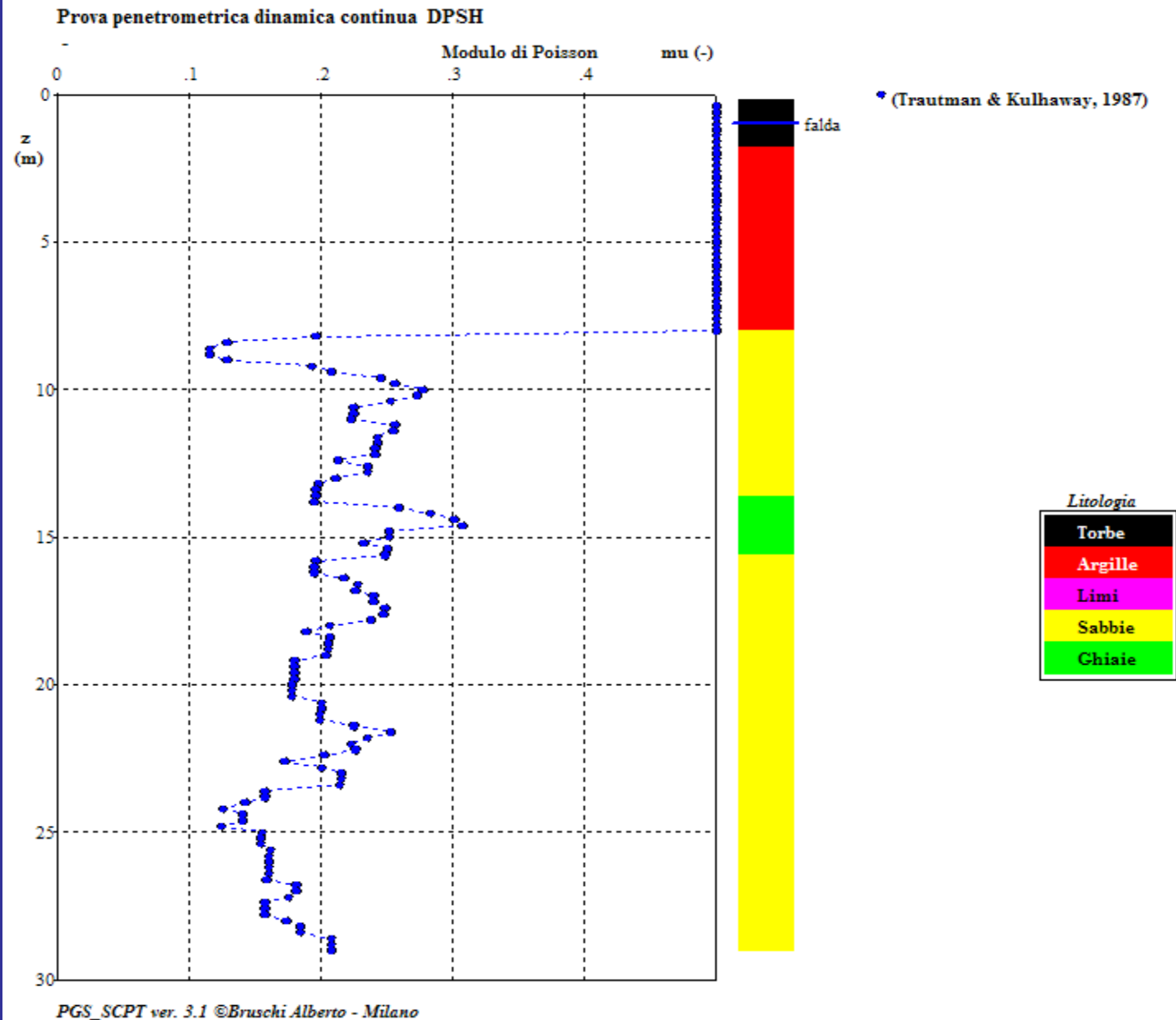
# Moduli: una nota di teoria



Si ha così una conferma indiretta come la correlazione di Ohya per il calcolo del modulo nei terreni coesivi sia solo parzialmente attendibile

- In termini applicativi, viene consigliato l'utilizzo di  $E$  quando lo spessore del terreno è grande rispetto alla larghezza della fondazione. di  $M$  quando si verifica il caso opposto.

# Modulo di Poisson



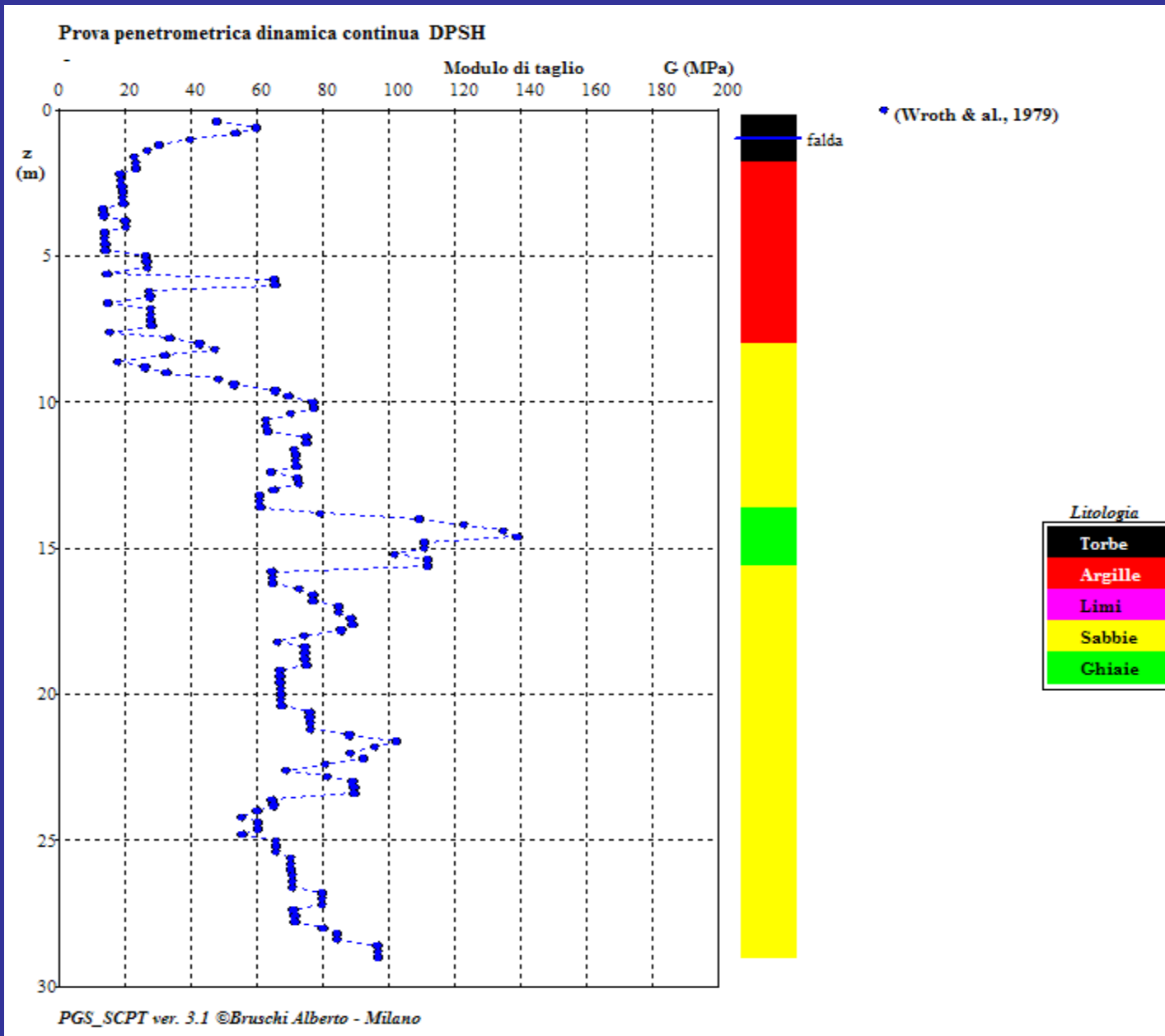
# Modulo di Poisson: le formule utilizzate

1. Trautmann & Kulhawy (1987 - nata dalla necessità di sviluppare una relazione attendibile da utilizzare in codici di calcolo elettronici), gli Autori pervengono alle seguenti correlazioni:

$$\nu \approx 0,1 + 0,3 \phi_{\text{rel}}$$

$$\phi_{\text{rel}} = \frac{\phi_{\text{vc}} - 25^\circ}{20^\circ}$$

# Modulo di taglio iniziale (a basse deformazioni)



# Modulo di taglio iniziale: le formule utilizzate

1. Hara (1974, 2001 - La relazione è stata consigliata ed adottata dalla Federal Highway Administration; il valore è espresso in MPa)

$$G_0 = 15,56 N_{60}^{0,68}$$

1. Dalla teoria della Meccanica delle Terre (passa attraverso l'inserimento della velocità delle onde sismiche di taglio (in m/s) e della densità di massa in kN(mc e in m/smq; il valore calcolato va diviso per 10 per avere MPa):

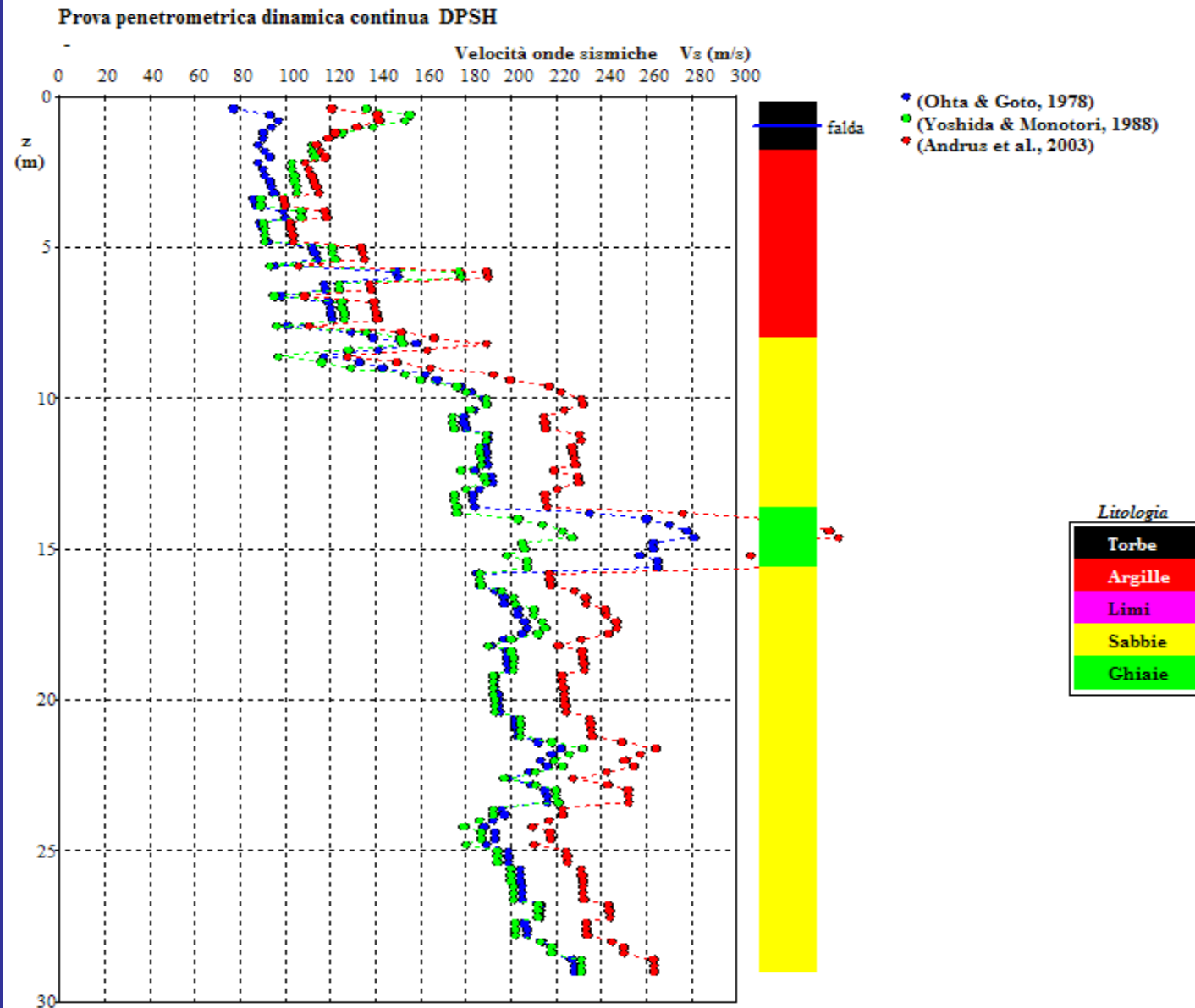
$$G_0 = \rho V_s^2$$

$$\rho = \frac{\gamma}{g}$$

- È consigliabile valutare  $G_0$  con i due metodi e successivamente mediare il valore



# Velocità delle onde sismiche di taglio



PGS\_SCPT ver. 3.1 ©Bruschi Alberto - Milano

# Velocità delle onde sismiche di taglio: le formule utilizzate

1. Ohta & Goto (1978 - è una delle più classiche e utilizzate correlazioni)

$$V_s = 54,33 (N_{60})^{0,173} F_A F_B \left( \frac{z}{0,3048} \right)^{0,193}$$

$F_A$  = fattore correttivo per l'età del deposito pari a 1,0 per depositi di età olocenica e 1,303 per depositi di età pleistocenica

$F_B$  = fattore correttivo per la litologia del deposito, pari a 1,0 per le argille e 1,086 per le sabbie-

$z$  = profondità in metri

2. Yoshida e Monotori (1988 - è l'unica che introduce la pressione litostatica efficace)

$$V_s = (N_{SPT})^{0,25} \beta \sigma'_v{}^{0,14}$$

$\beta$  = prende il valore di 55 per tutti i terreni tranne le sabbie fini per le quali prende il valore di 49

# Velocità delle onde sismiche di taglio: le formule utilizzate

## 3. Andrus et al. (2003 - sviluppata per i terreni sabbiosi del Sud Carolina)

$$V_s = 72,9 (N_{60})^{0,224} F_A \left( \frac{z}{0,3048} \right)^{0,130}$$

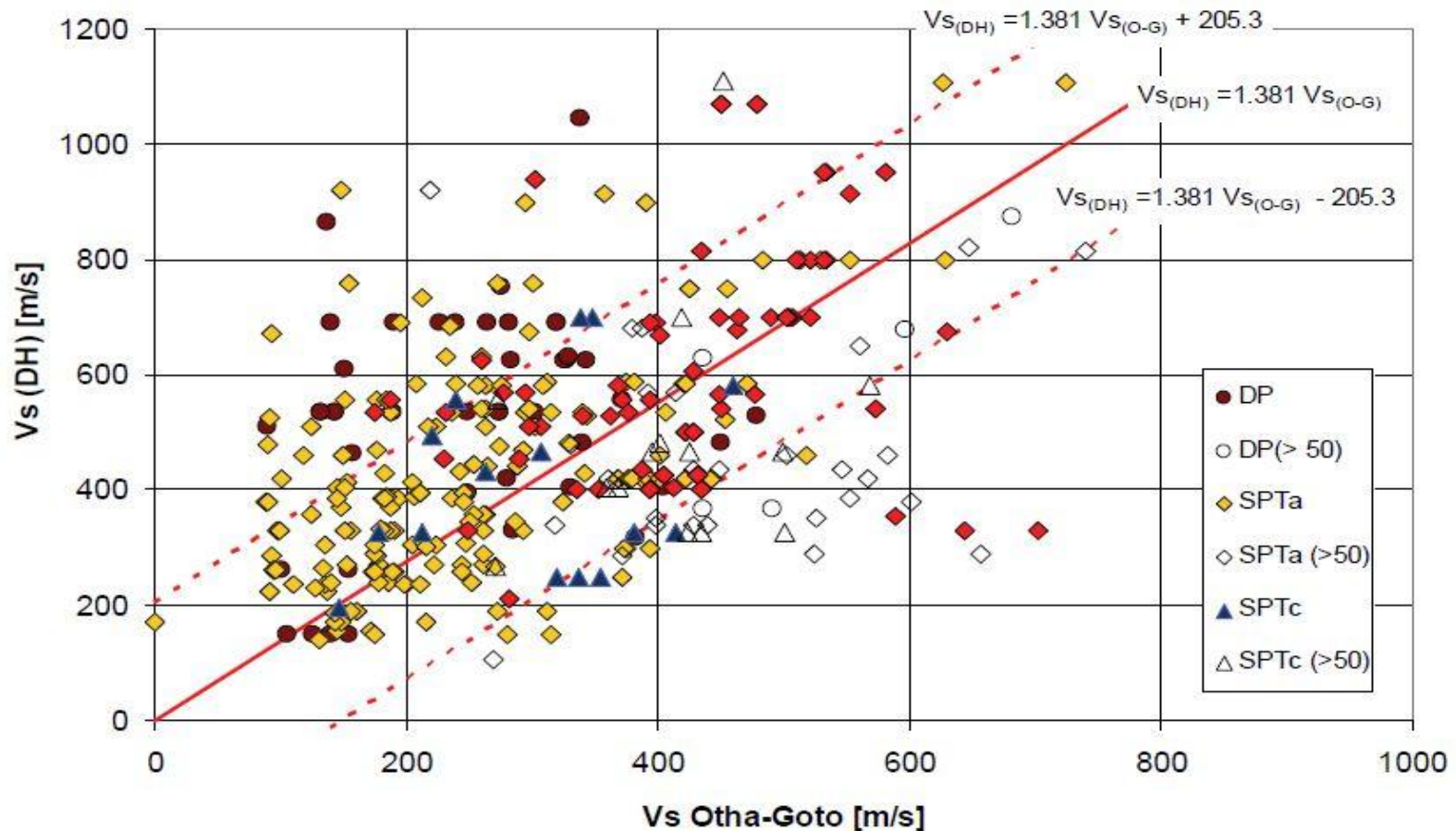
$F_A$  = fattore correttivo per l'età del deposito, pari a 1,0 per depositi di età olocenica e 1,23 per depositi di età pleistocenica; per età più antiche si può assumere 1,38 ÷ 2,29 per età variabili da 25 a 36 milioni di anni

$z$  = profondità in metri

- I valori calcolati con O&G e con Y&M sono praticamente coincidenti per i terreni sabbiosi mentre Y&M è più elevato di O&G nelle argille; l'inverso nelle ghiaie
- La relazione sviluppata da Andrus ha lo stesso andamento ma fornisce valori di  $V_s$  più elevati

# Velocità delle onde sismiche di taglio: nota

- Da un raffronto fra valori calcolati con la formula di Ohta-Goto e valori misurati in prove down-hole in foro di sondaggio, Lo Presti et al. (2006) giunge alla conclusione che i valori da Ohta-Goto risultano in media sottostimati del 38%:



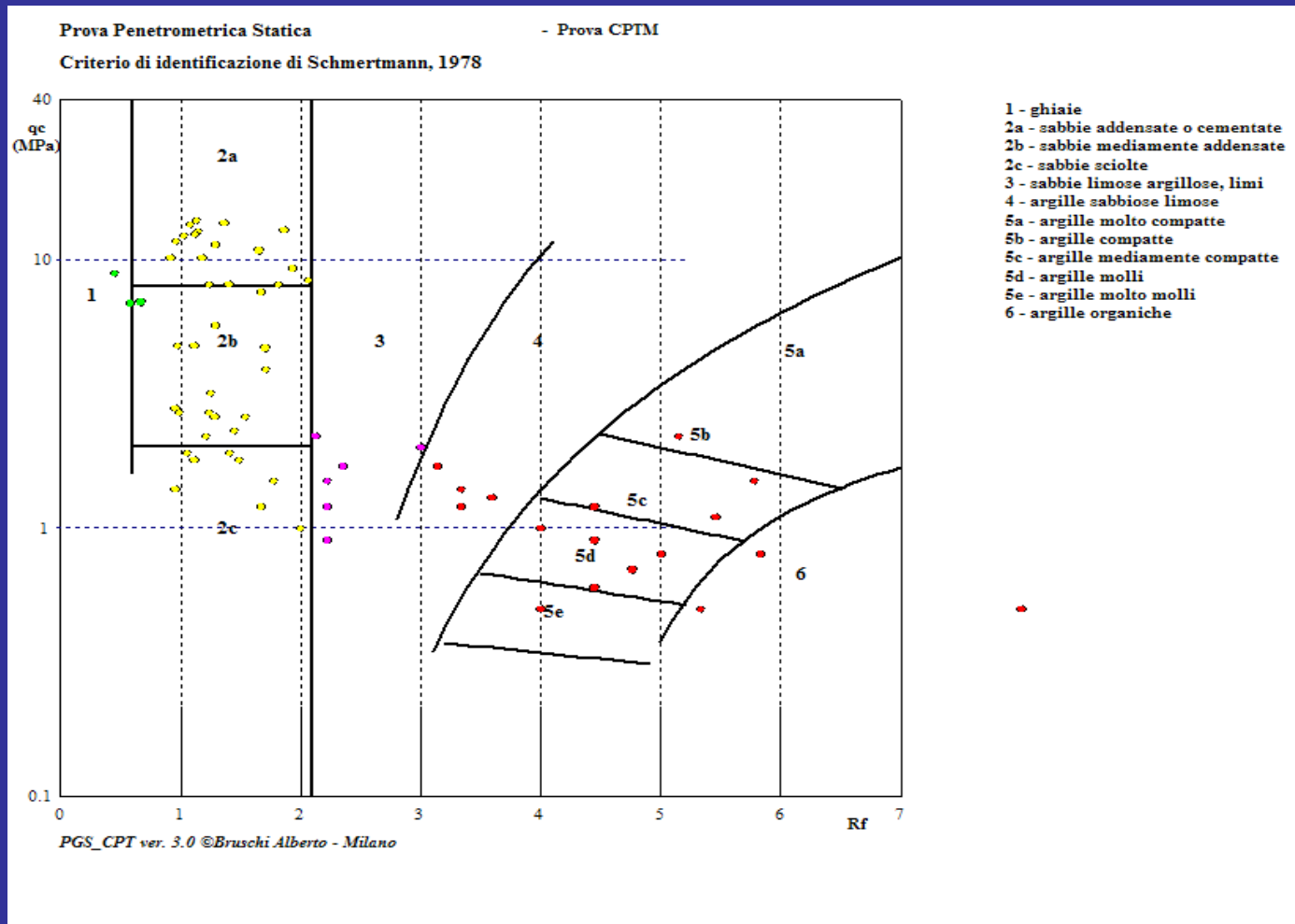
# Le prove statiche meccaniche: litologia

- Il primo a correlare i valori misurati durante la prova CPT meccanica con la natura del terreno è stato Begemann (1965), dimostrando che mentre i terreni a grana grossa presentano valori di  $q_c$  e di  $f_s$  generalmente superiori a quelli a grana fine, la natura del terreno non è funzione delle singole resistenze ma piuttosto di una combinazione delle due.
- La prima carta interpretativa presentata da Begemann correlava appunto  $q_c$  in funzione di  $f_s$  mediante il rapporto d'attrito  $FR = f_s/q_c$ :

Litologia	Rapporto $f_s/q_c$ (%)
Da sabbia grossolana con ghiaia fino a sabbie fine	1,2 ÷ 1,6
Sabbia limosa	1,6 ÷ 2,2
Limo sabbioso argilloso	2,2 ÷ 3,2
Miscela di argilla e limo	3,2 ÷ 4,1
Argilla	4,1 ÷ 7,0
Terreno organico	> 7,0

# Le prove statiche meccaniche: litologia

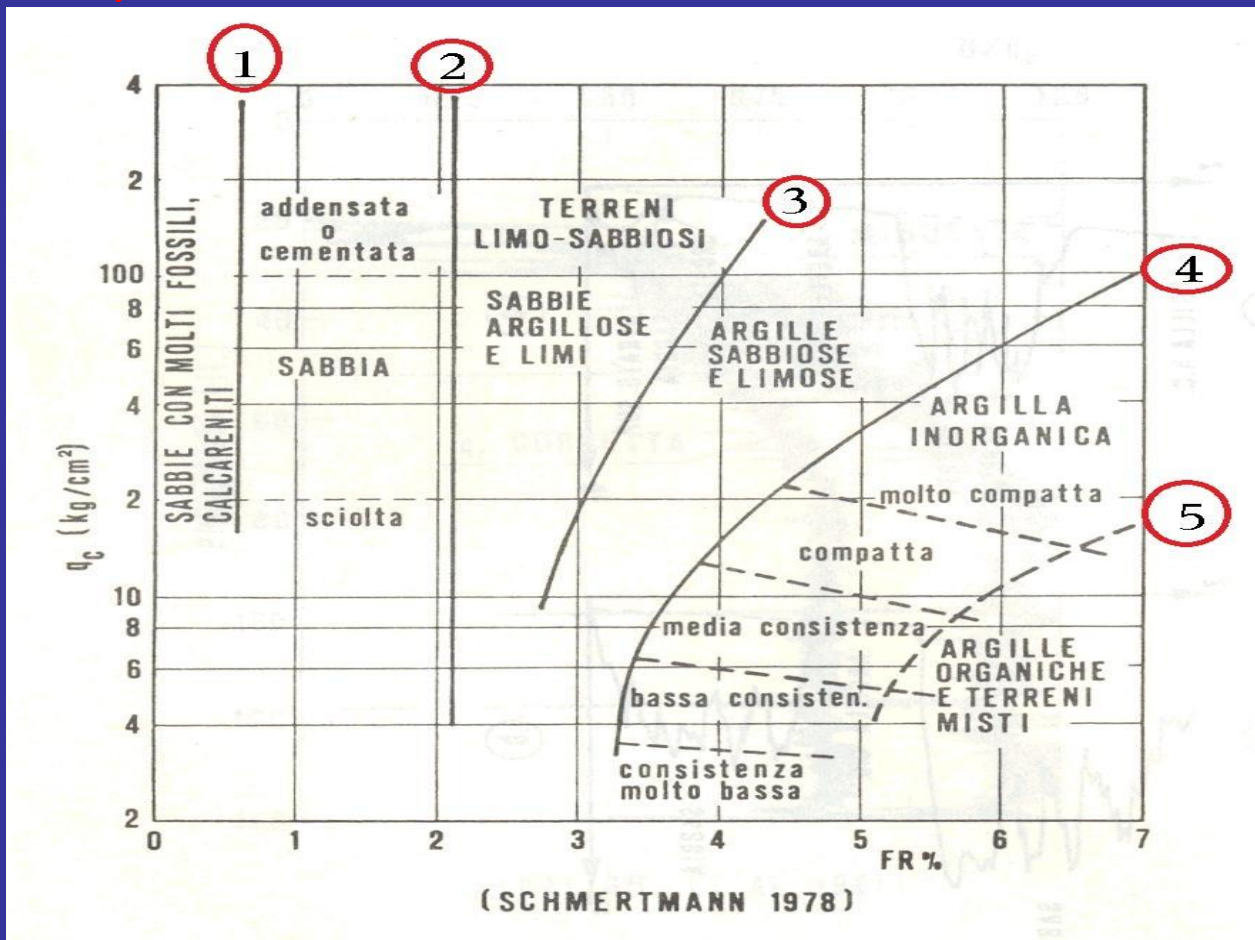
- Nel 1969 Schmertmann, sulla base di una estesa serie di prove eseguite in Florida, ed incorporando i dati di Begemann, propose di correlare il valore del rapporto d'attrito  $R_f$  con la resistenza alla punta  $q_c$



# Le prove statiche meccaniche: litologia

- specificando altresì che le correlazioni presentate potevano essere significativamente diverse in aree geologicamente diverse.
- Un'estesa serie di ricerche in Francia (Sanglerat, 1972) e a Cuba (Bruschi, 1973 - 1974) hanno confermato i risultati ottenuti da Begemann e da Schmertmann.
- Malgrado l'interpretazione della prova possa essere influenzata da alcuni fattori, quali la sensibilità del terreno, la rugosità del manicotto, la pressione nei pori, il grafico di Schmertmann è ancora il più utilizzato nella pratica internazionale per i penetrometri con punta meccanica.

# Le prove statiche meccaniche: litologia



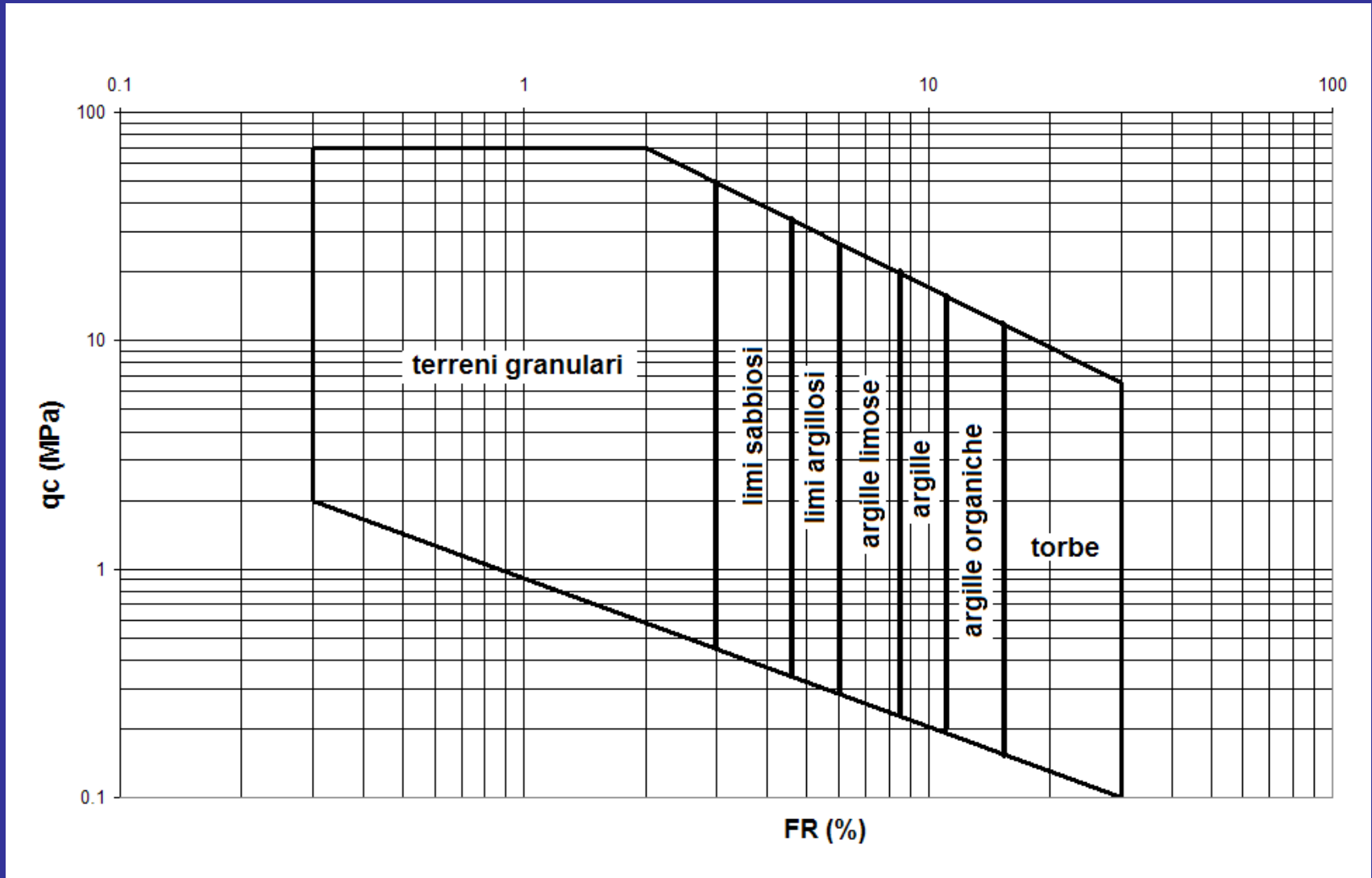
L'assegnazione della litologia del terreno può essere fatta quando si è a conoscenza dell'equazione delle linee separatrici dei vari confini (nel grafico identificate da 1 a 5).

Linea	equazione
1	$FR = 0,67$ costante
2	$FR = 2,1$ costante
3	$q_c = 25,6 - 20,32 FR + 4,13 FR^2$
4	$q_c = 2,46 - 2,102 FR + 0,458 FR^2$
5	$q_c = - 5,746 + 1,634 FR - 0,082 FR^2$

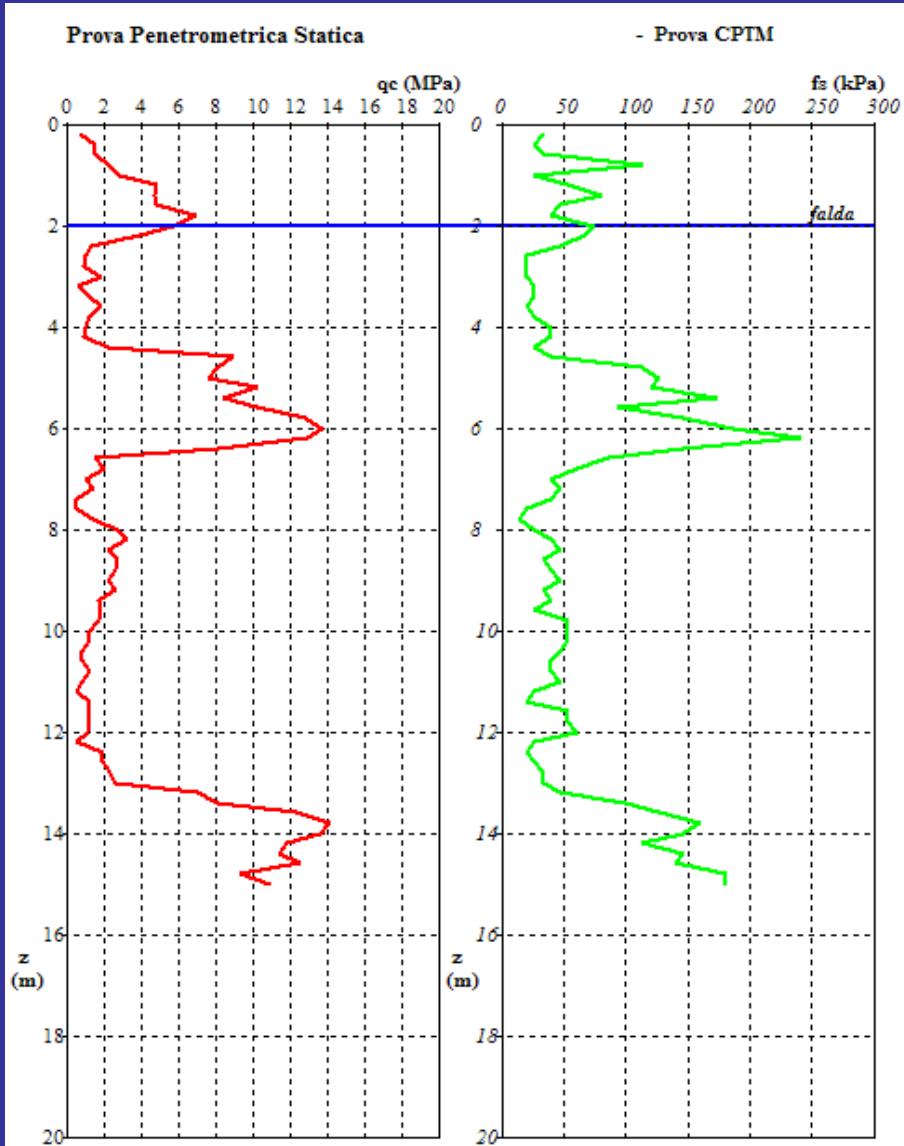


# Le prove statiche meccaniche: litologia

- Ancora utilizzato per il riconoscimento litologico è il grafico di Searles (1978)

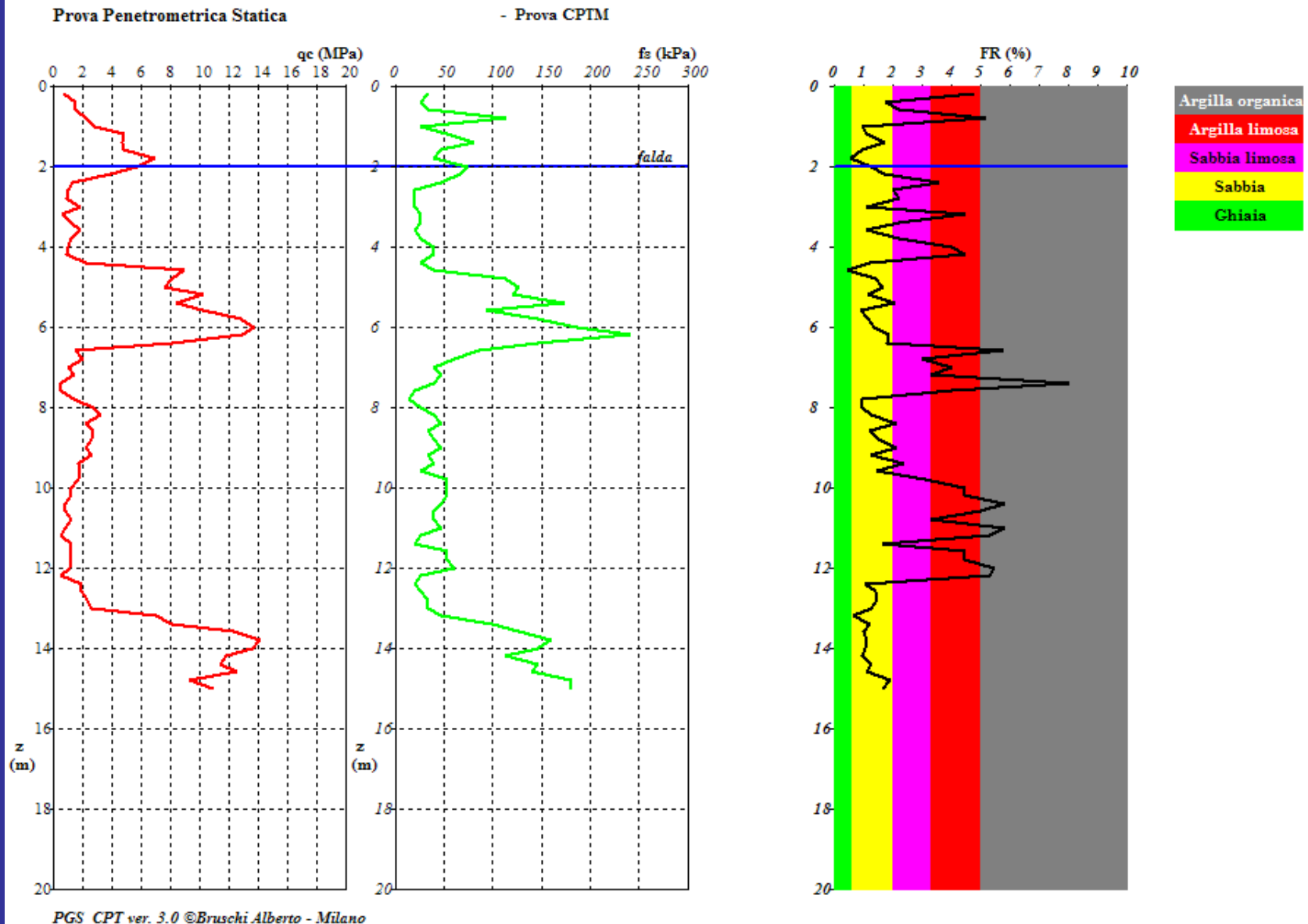


# La prova CPTM analizzata

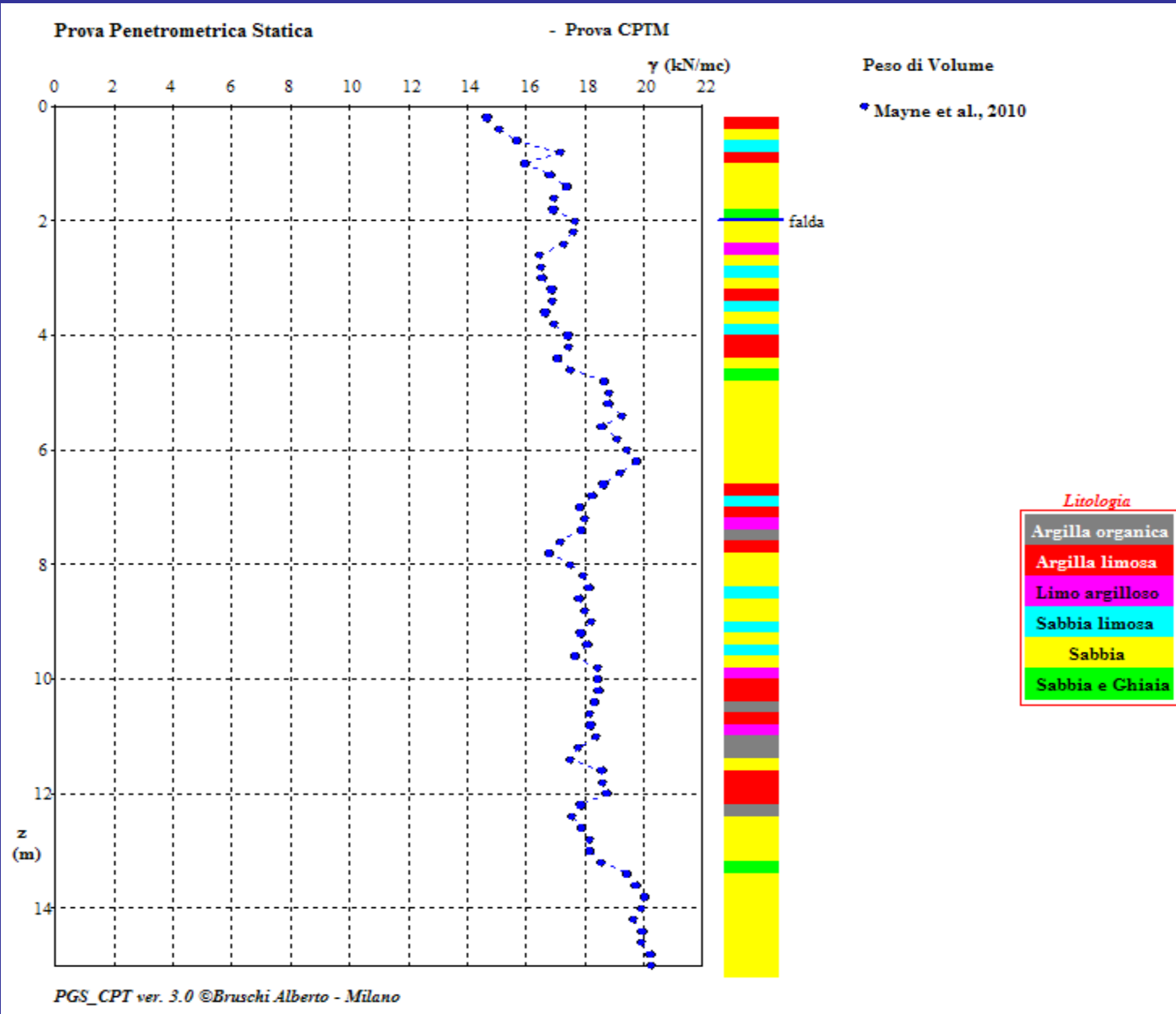


PGS\_CPT ver. 3.0 ©Bruschi Alberto - Milano

# La prova CPTM analizzata



# Peso di volume



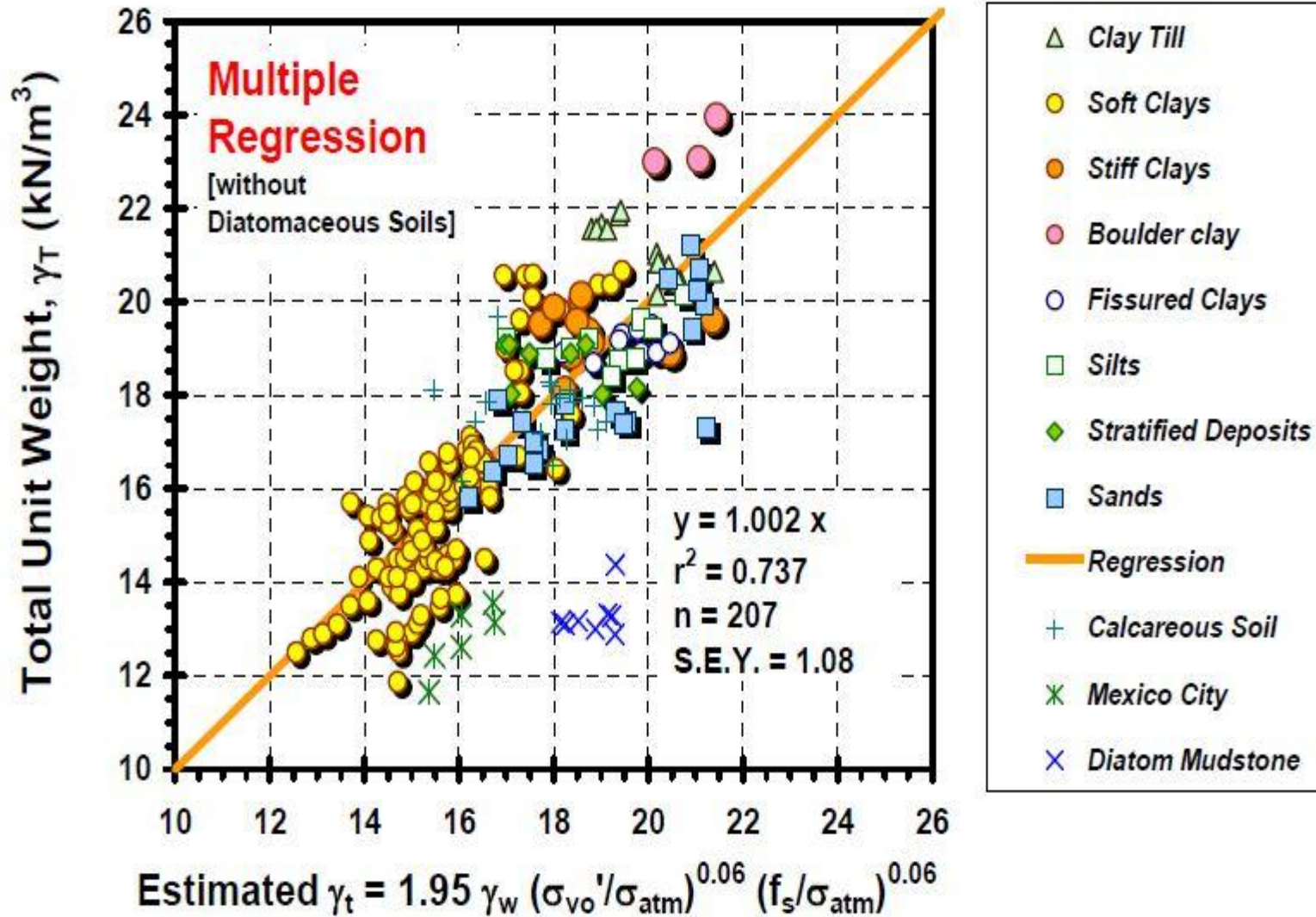
PGS\_CPT ver. 3.0 ©Bruschi Alberto - Milano

# Peso di volume: le formule utilizzate

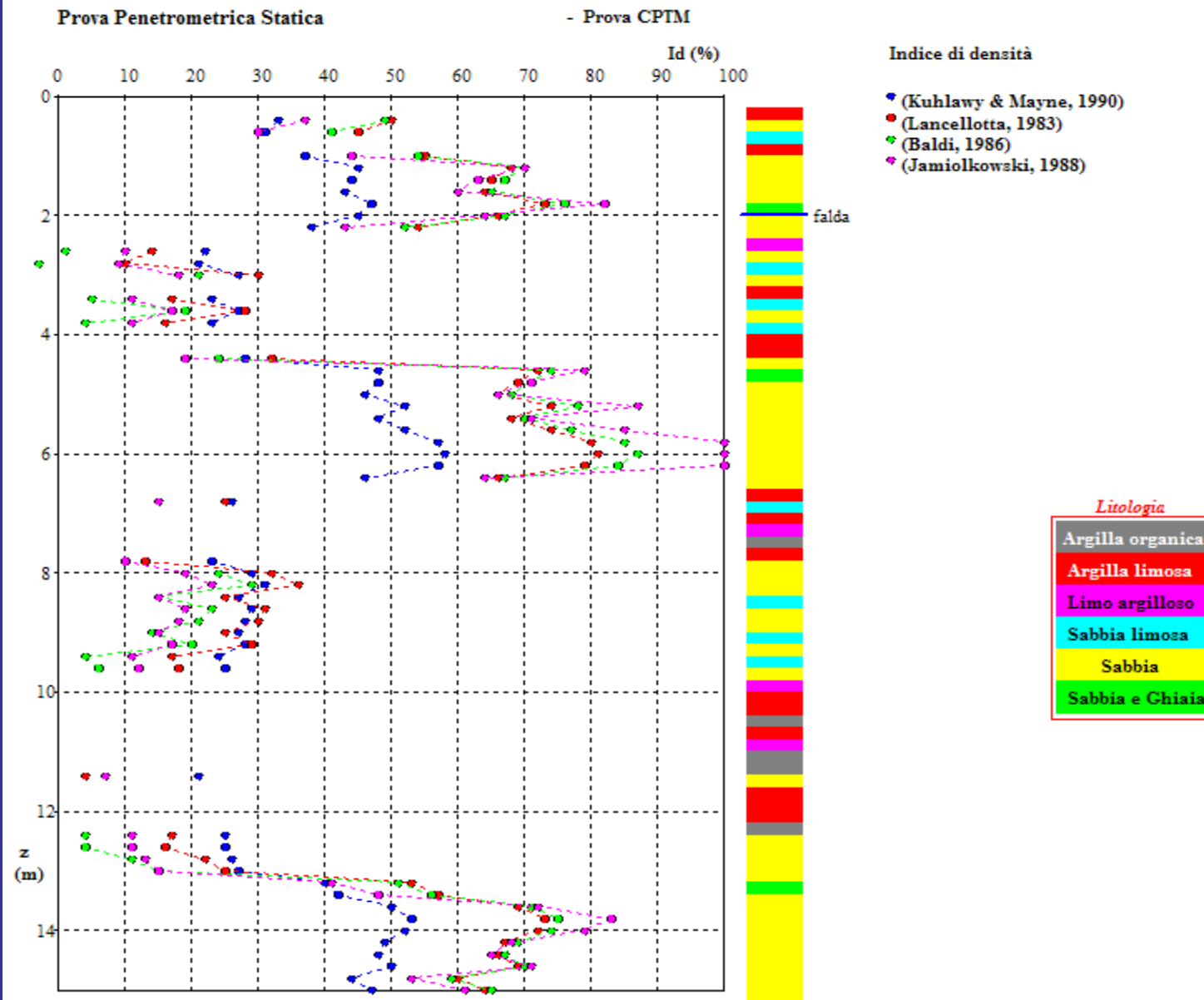
1. Mayne et al. (2010 - presentata al recente simposio internazionale CPT'10, la correlazione originale, derivata da un'analisi di regressione multipla fra dati CPTU, velocità delle onde sismiche e peso di volume misurati in 44 località di tutto il mondo, vedeva nella sua formulazione i termini relativi alla pressione litostatica, alla resistenza alla punta, alla resistenza attritiva e al coefficiente della pressione nei pori.
2. Ulteriori analisi hanno dimostrato che una stima attendibile del peso di volume poteva essere fatta anche escludendo i termini delle resistenza alla punta  $q_t$  e della pressione nei pori  $u_2$ , riconducendo quindi la formula alla:

$$\gamma = 1,95 \gamma_w \left( \frac{\sigma'_v}{100} \right)^{0,06} \left( \frac{f_s}{100} \right)^{0,06}$$

# Peso di volume: le formule utilizzate



# Densità relativa



PGS\_CPT ver. 3.0 ©Bruschi Alberto - Milano

# Densità relativa: le formule utilizzate

1. Kulhawy & Mayne (1990 - E' una correlazione diventata classica ed è fortemente raccomandata in ambito internazionale; nella valutazione della densità relativa tiene in conto sia l'età delle sabbie che della loro compressibilità e del loro grado di sovraconsolidamento):

$$D_R = \frac{q_{t1}}{305Q \left[ 1,2 + 0,05 \log \left( \frac{t}{100} \right) \right] OCR^{0,18}}$$

- Il valore di  $q_{t1}$  è il valore della resistenza alla punta normalizzata per la pressione litostatica:

$$q_{t1} = \left( \frac{q_t}{p_a} \right) \left( \frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$$

Nota: qui e nel proseguo il simbolo  $q_t$  (proprio delle CPTU) nelle CPTM va letto come  $q_c$



# Densità relativa: le formule utilizzate

- "t" è l'età del deposito (in anni) e "Q" è un fattore di compressibilità funzione del rapporto d'attrito:

FR (%)	Q
< 0.4	1,09
0,4 ÷ 0,65	1,00
> 0,65	0,91

- Il valore di OCR può essere stimato, nei terreni incoerenti, dalla:

$$OCR = \left[ \frac{1,33}{K_{0NC}} \frac{q_c^{0,22}}{(\sigma'_v)^{0,31}} \right]^{\frac{1}{\text{sen}\phi' - 0,27}}$$

- $K_{0NC}$  è il classico  $(1 - \text{sen } \phi')$  e  $\phi'$  è l'angolo d'attrito stimato con la relazione di Kulhawy e Mayne

# Densità relativa: le formule utilizzate

2. Lancellotta (1983 - derivata da prove in camera di calibrazione che hanno dimostrato come la resistenza alla punta sia fortemente influenzata dalla densità relativa e dalla pressione di contenimento, mentre trascurabili sono la granulometria della sabbia ed il grado di saturazione)

$$D_R = -98 + 66 \log \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}}$$

I valori di  $q_c$  e di  $\sigma'_v$  sono in t/mq

3. Baldi (1986 - derivata delle prove in camera di calibrazione)

$$D_R = \frac{1}{C_2} \ln \left( \frac{q_c}{C_0 (\sigma'_v)^{C_1}} \right)$$

I valori di  $q_c$  e di  $\sigma'_v$  sono Kg/cmq

# Densità relativa: le formule utilizzate

- Le costanti sperimentali  $C_0$ ,  $C_1$  e  $C_2$  variano in funzione del grado di sovraconsolidamento:

sabbia	$C_0$	$C_1$	$C_2$
normalconsolidata	15,31	0,316	0,0275
Sovraconsolidata	25,00	0,624	0,0265

- Si noti che nei terreni sovraconsolidati la pressione efficace da considerare non è più la litostatica ma la media

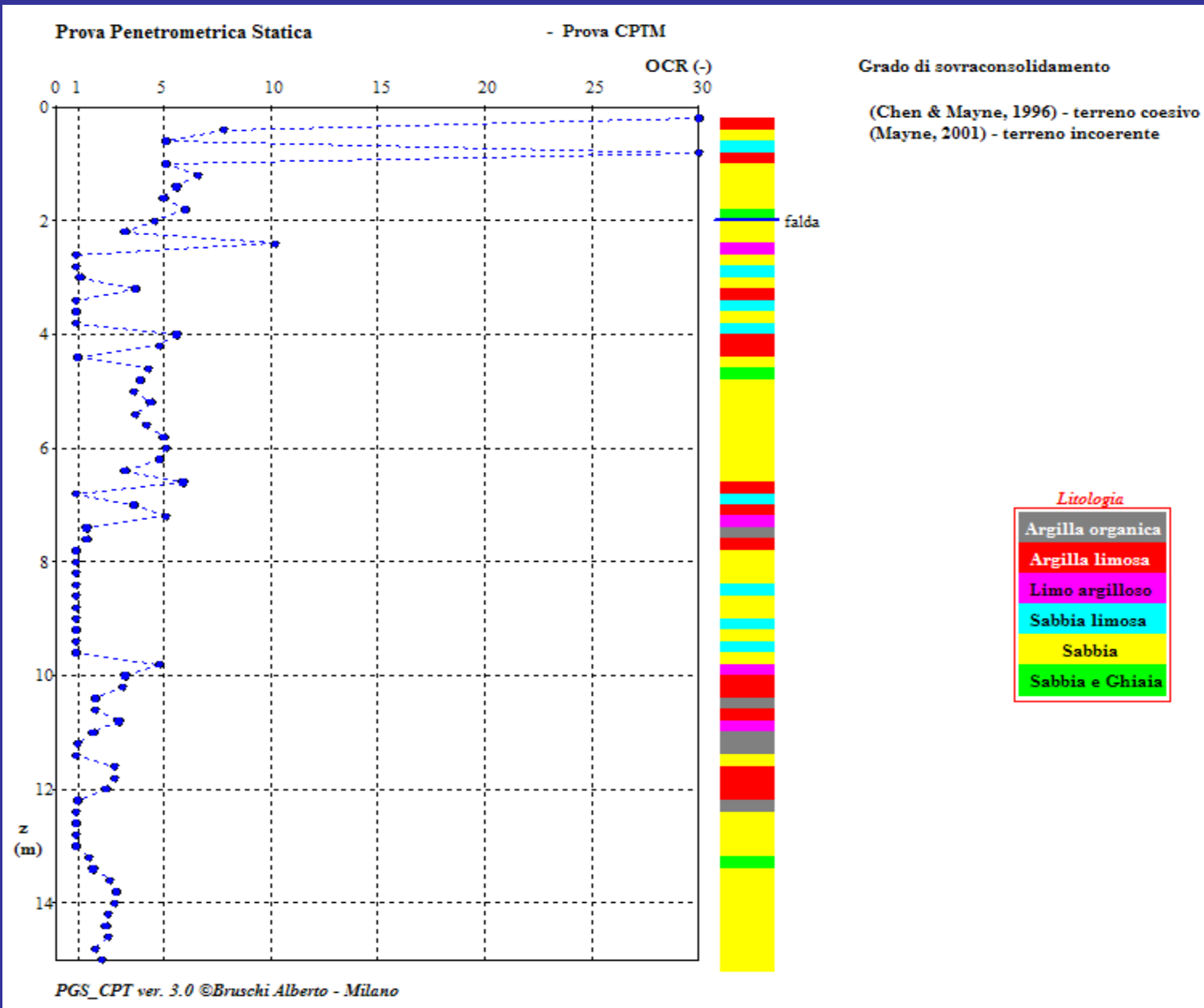
$$\sigma'_m = \frac{1}{3}(\sigma'_v + 2\sigma'_h)$$

## 4. Jamiolkowski (1988 - derivata dalle prove in camera di calibrazione)

$$D_R = 68 \left[ \frac{q_c}{(p_a \sigma'_v)^{0,5}} - 1 \right]$$

I valori di  $q_c$  e di  $\sigma'_v$  sono espressi nella stessa unità di misura della pressione atmosferica "pa"

# Rapporto di sovraconsolidamento OCR



# Rapporto di sovraconsolidamento OCR: la formula

## 1. Mayne (2001 - Nei terreni incoerenti)

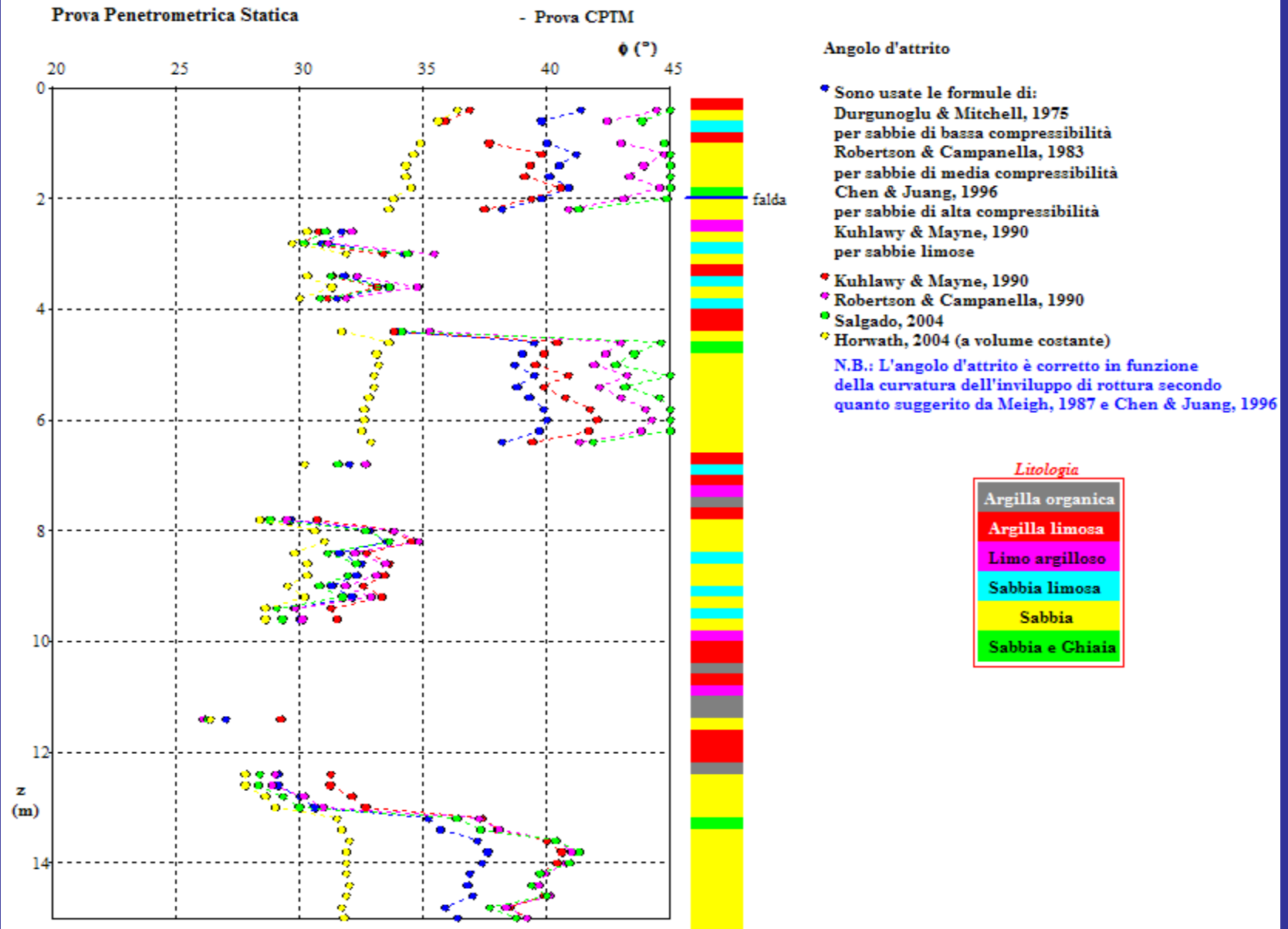
$$OCR = \left[ \frac{1,33}{K_{0NC}} \frac{q_c^{0,22}}{(\sigma'_v)^{0,31}} \right]^{\frac{1}{\text{sen}\phi' - 0,27}}$$

## 2. Chen & Mayne (1996 - nei terreni coesivi)

$$OCR = \frac{0,32(q_t - \sigma_v)}{\sigma'_v}$$

- Il valore di OCR nei terreni coesivi va considerato solo come una prima stima indicativa in quanto il valore della  $q_c$  andrebbe corretto per la pressione interstiziale; la correlazione diretta potrebbe quindi essere utilizzata solo per le prove con piezocono (come in realtà avviene)

# Angolo d'attrito



# Angolo d'attrito: le formule utilizzate

1. Le formule di Durgunoglu-Mitchell (1975), Robertson-Campanella (1983), Chen -Juang (1996)
  - Con le prove CPTM, uno dei primi metodi per la stima dell'angolo d'attrito, sviluppati a partire dalla classica teoria sulla capacità portante di un terreno, è stato quello di Durgunoglu e Mitchell (1975) a cui è seguito successivamente quello proposto da Robertson e Campanella (1983).
  - Ambedue le equazioni possono essere rappresentate nella forma:

$$\tan\phi' = \frac{1}{C_1} \ln \left[ \frac{q_c}{\frac{\sigma'_v}{C_2}} \right]$$

- Mentre la correlazione di Robertson e Campanella è considerata adatta per sabbie di media compressibilità, quella di Durgunoglu e Mitchell è considerata più appropriata per sabbie di bassa compressibilità.

# Angolo d'attrito: le formule utilizzate

- Ambedue i metodi tendono a sottostimare  $\phi'$  per le sabbie di alta compressibilità.
- A partire dai suddetti metodi e basandosi sulla teoria di Janbu e Senneset (1974) sulla capacità portante, Chen & Juang (1996) hanno derivato i valori dei coefficienti  $C_1$  e  $C_2$  anche per le sabbie di alta compressibilità.
- I coefficienti per le tre teorie sono:

Correlazione	$C_1$	$C_2$	$R_2$
Durgunoglu & Mitchell (bassa compressibilità)	7,629	0.940	0,97
Robertson & Campanella (media compressibilità)	6,820	0.266	0,98
Chen & Juang (alta compressibilità)	6,079	0.340	1,00



# Angolo d'attrito: le formule utilizzate

- La distinzione del grado di compressibilità avviene attraverso il rapporto d'attrito e secondo la:

FR (%)	Compressibilità
< 0.4	bassa
0,4 ÷ 0,65	media
> 0,65	alta

Nota: Lo stato tensionale indotto dalla penetrazione del cono può essere molto alto; Chen & Juang hanno introdotto nelle tre formule utilizzate a seconda della compressibilità della sabbia un fattore di correzione  $\Delta\phi$  da sottrarre al valore di  $\phi'$ ; Tale fattore è calcolato secondo l'espressione polinomiale derivata da Chen e Juang dai fattori di riduzione di Meigh:

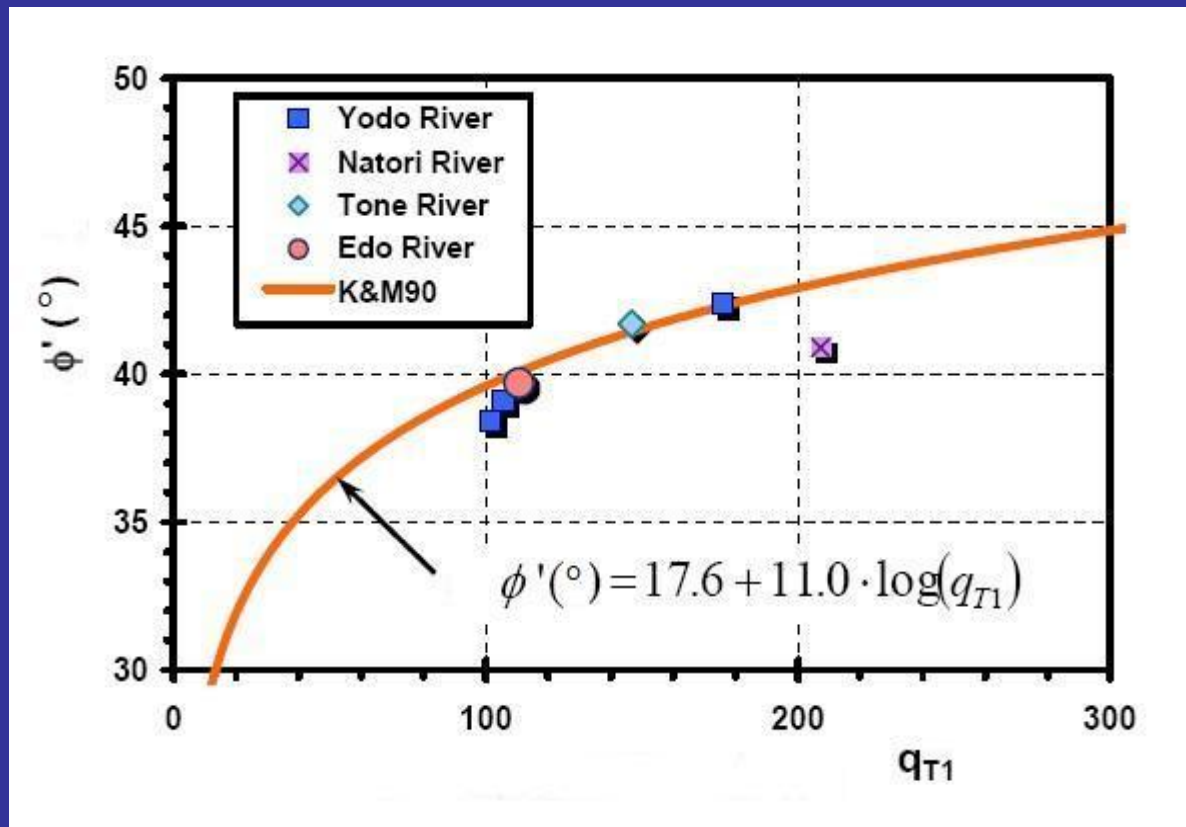
$$\Delta\phi = 9,311D_R^3 - 5,122D_R^2 + 3,753D_R - 0,013$$

# Angolo d'attrito: le formule utilizzate

2. Kuhlavy & Mayne (1990 - la correlazione è stata sviluppata sulla base di prove triassiali eseguite su sabbie pulite giapponesi prelevate con la tecnica del congelamento)

$$\phi' = 17,6 + 11\log(q_{cl})$$

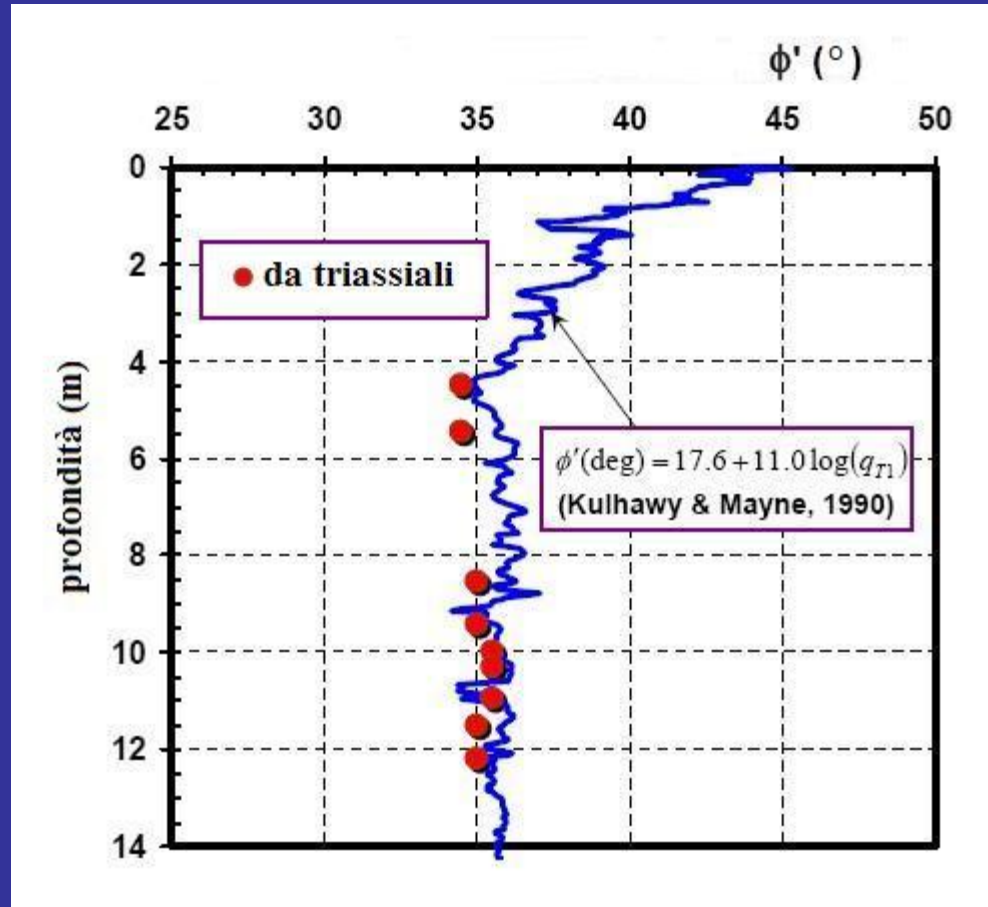
$$q_{cl} = \left( \frac{q_c}{p_a} \right) \left( \frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$$





# Angolo d'attrito: le formule utilizzate

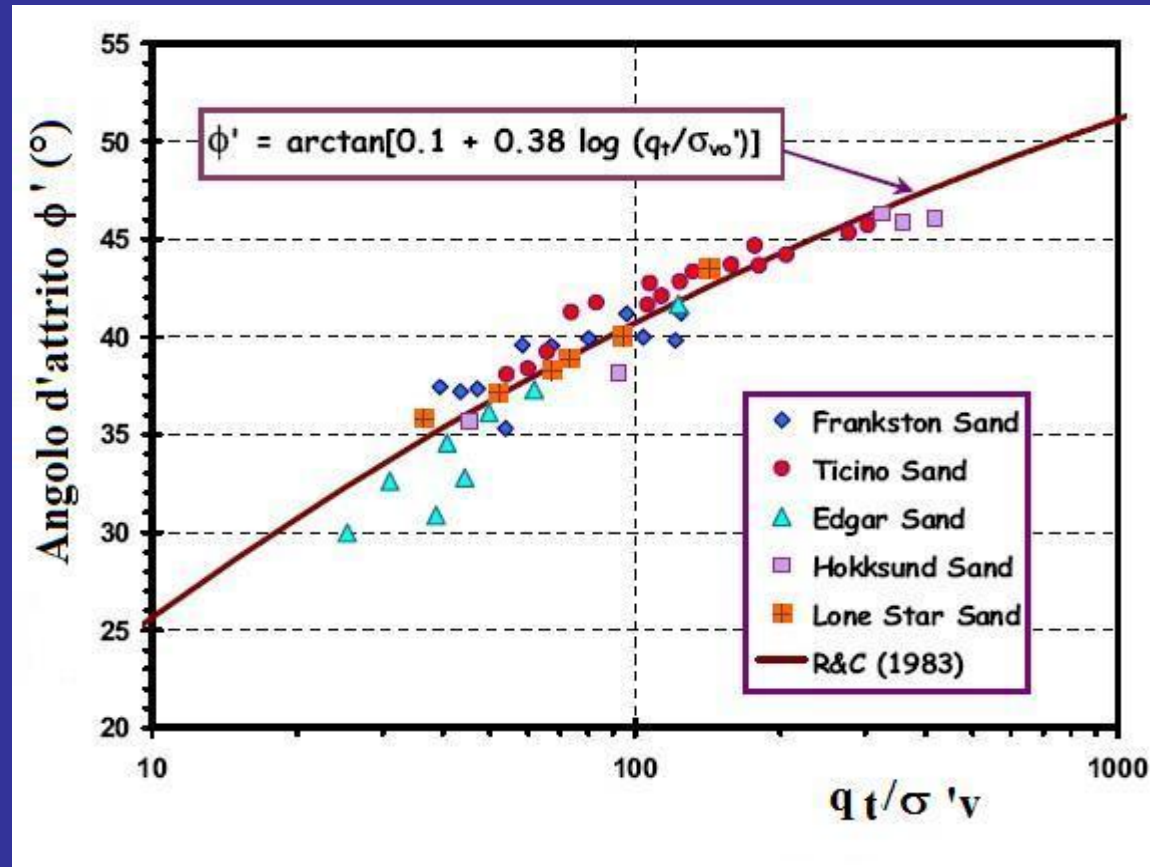
- Il metodo si è rivelato attendibile anche sulle sabbie limose:



# Angolo d'attrito: le formule utilizzate

3. Robertson & Campanella (1983, 1990 - E' stato ricavato sulla base di una serie di prove eseguite in camera di calibrazione)

$$\phi' = \tan^{-1} \left[ 0,1 + 0,38 \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_v} \right) \right]$$



# Angolo d'attrito: le formule utilizzate

4. Salgado (2004 - Valida per le sabbie con un contenuto di fine fino al 20%, presenta un coefficiente di correlazione di 0,83)

$$\phi'_p = 15,757 \left( \frac{q_c}{\sigma'_h} \right)^{0,1714}$$

- Il termine  $\sigma'_h$  indica la pressione efficace orizzontale
- 5. Per la valutazione dell'angolo d'attrito a volume costante si è seguito lo stesso percorso illustrato per le prove DP

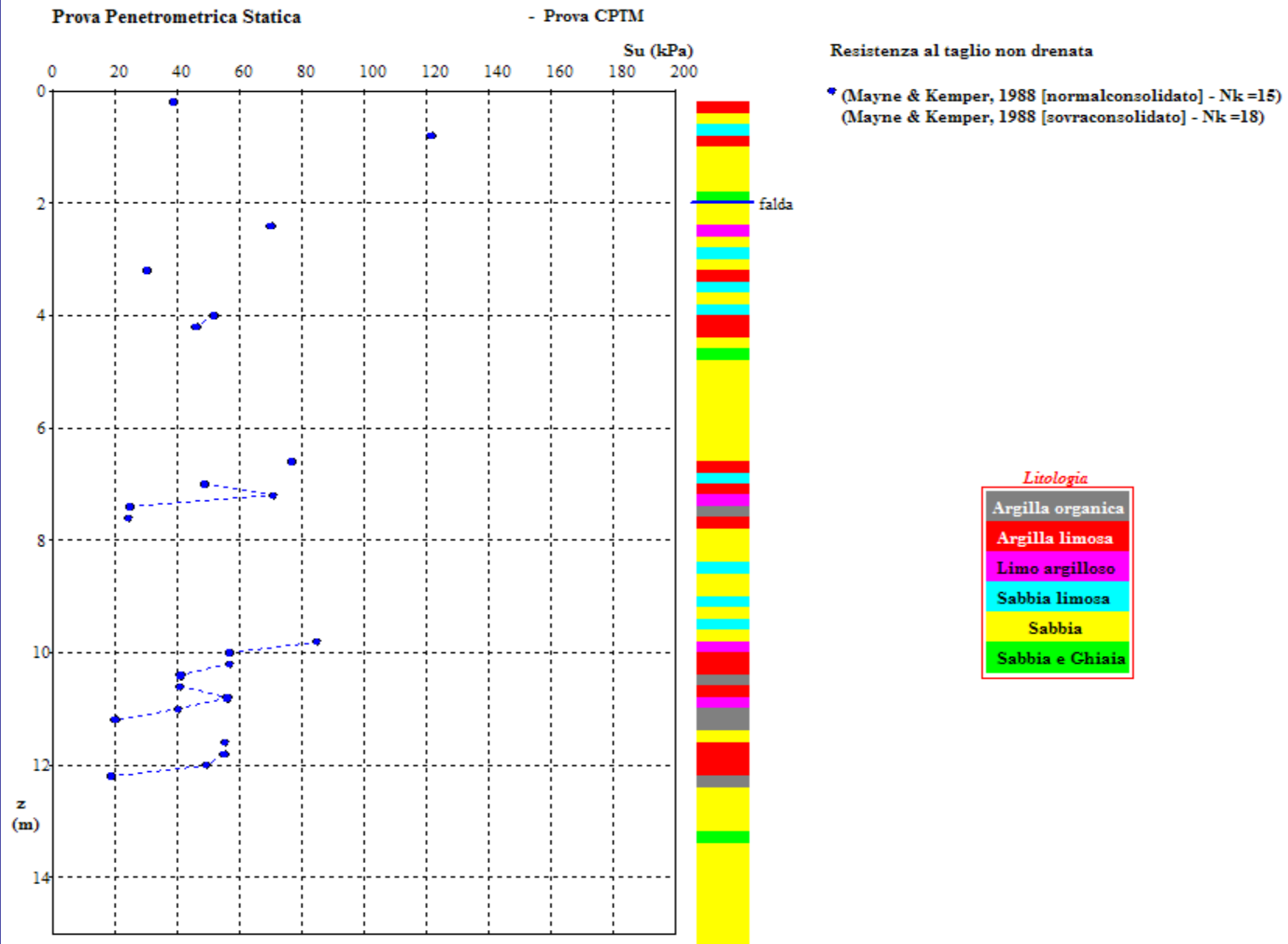
$$\phi_d = 3 \left\{ \left\{ D_R \left[ 10 - \ln \left( \frac{100 \sigma_f}{P_a} \right) \right] \right\} - 1 \right\} \geq 0$$

$$\sigma_f = \frac{\sigma'_v + 2 \sigma'_h}{3}$$

$$\sigma'_h = 0,30 q_c^{0,22} \sigma'_v^{0,69}$$

$$\phi_{vc} = \phi_p - \phi_d$$

# Resistenza al taglio non drenata



PGS\_CPT ver. 3.0 ©Bruschi Alberto - Milano

# Resistenza al taglio non drenata: le formule utilizzate

1. La formula utilizzata è la classica

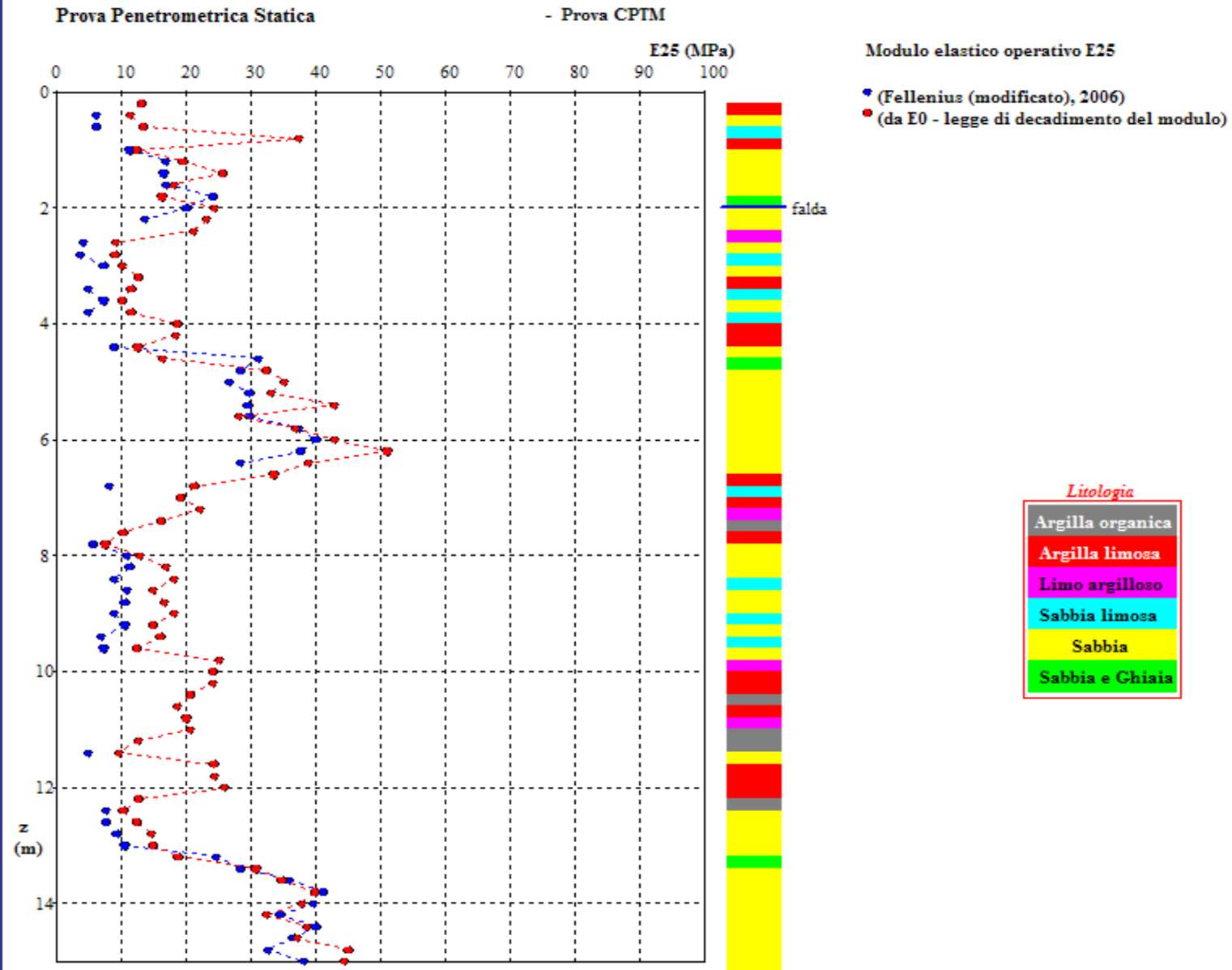
$$S_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k}$$

dove  $N_k$  (fattore cono) è un valore numerico generalmente compreso tra 10 e 25 (Djoenaidi,1985):

- Mayne e Kemper (1988) suggeriscono per il penetrometro con punta meccanica un valore di 15 per argille di bassa e media consistenza e di 18 per argille compatte non fessurate.
- Lancellotta (1983) riporta i risultati di Baligh et al. (1980) e di Lunne et al. (1976) dove sostanzialmente viene confermato il valore di  $N_k$  per argille tenere e di media consistenza, normalconsolidate e sottolinea come il valore di  $S_u$  vada usato con grande attenzione nel caso di argille molto sovraconsolidate e fessurate.



# Modulo elastico operativo



PGS\_CPT ver. 3.0 ©Bruschi Alberto - Milano

# Modulo elastico operativo: le formule utilizzate

## 1. Fellenius (2006 modificato)

$$E = 4 q_c \quad \text{per } q_c \leq 3 \text{ MPa}$$

$$E = 3,5 q_c \quad \text{per } q_c > 3 \text{ MPa}$$

- Lunne & Chrisoffersen (1985) suggeriscono valori compresi tra 4 e 5

## 2. Dalla legge di decadimento del modulo

$$E_0 = 2 G_0 (1 + \mu)$$

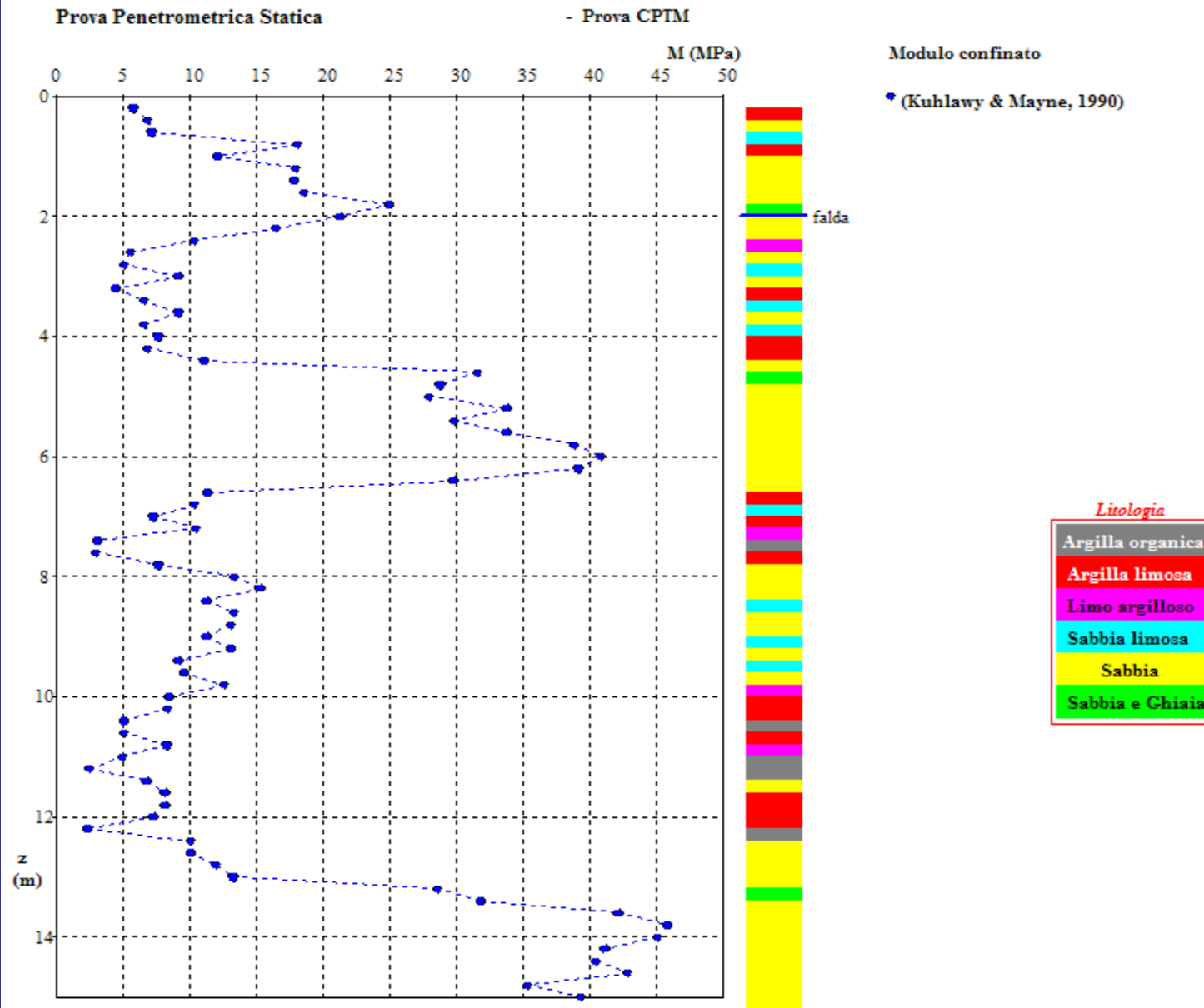
$$\frac{E}{E_0} = 1 - f \left( \frac{q}{q_u} \right)^g$$

- Per la valutazione di  $G_0$  è consigliabile il calcolo passando attraverso la valutazione della velocità delle onde sismiche di taglio (in m/s) e della densità di massa in kN/mc e in m/smq; (il valore calcolato va diviso per 10 per avere MPa):

$$G_0 = \rho V_s^2$$

$$\rho = \frac{\gamma}{g}$$

# Modulo confinato



PGS\_CPT ver. 3.0 ©Bruschi Alberto - Milano

# Modulo confinato: le formule utilizzate

## 1. Mayne & Frost (1988 - valida per terreni incoerenti)

$$M = 9,1 (0,22 N_{60}^{0,82})$$

## 2. Schultze & Menzenbach (1961 - valida per terreni coesivi)

$$M = 4,5 N_{60} \quad \text{argille organiche}$$

$$M = 4 + 11,5 N_{60} \quad \text{argille limose}$$

$$M = 12 + 5,8 N_{60} \quad \text{limi argillosi}$$

- I valori di M&F sono espressi in Mpa con la formula di Mayne e in Kg/cm<sup>2</sup> con la formula di S&M (per convertirli in Mpa dividere per 10)
- I coefficienti di correlazione delle formule di S&M sono 0,642 - 0,924 - 0,904 rispettivamente per le argille organiche, le argille limose e i limi argillosi; i coefficienti di variazione valgono 45,4% - 25,8% - 12,3%

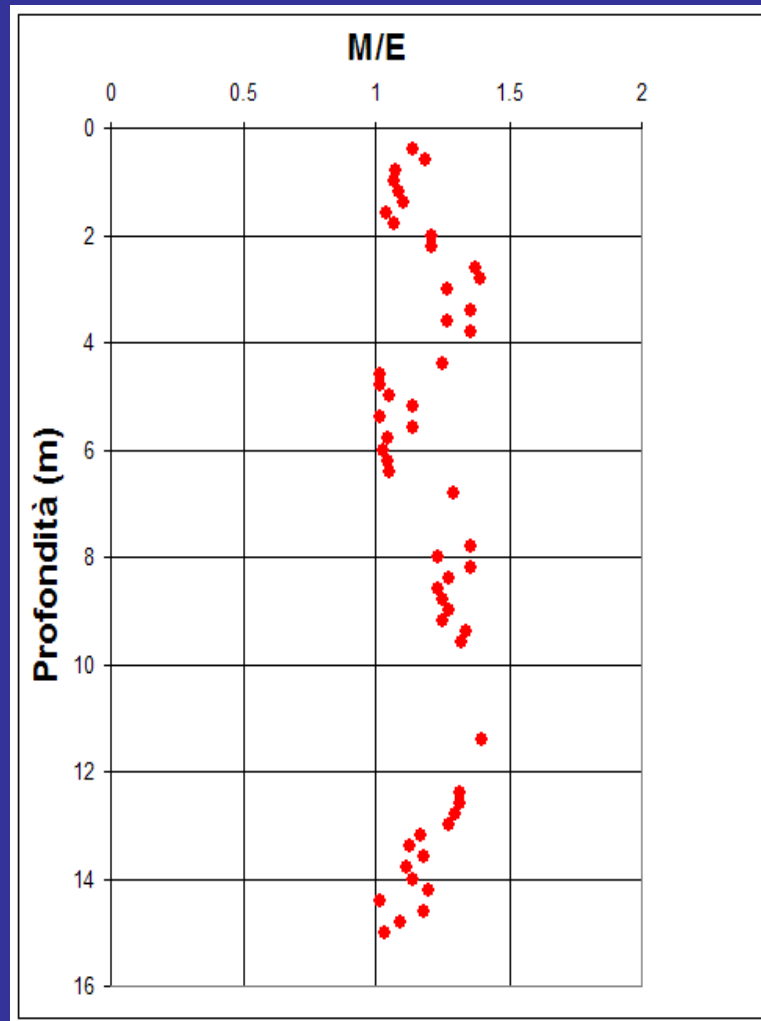
# Moduli: una nota di teoria

- Come già accennato nella parte relativa alle prove DP, i moduli  $E$  e  $M$  sono legati fra loro attraverso il coefficiente di Poisson

$$M = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

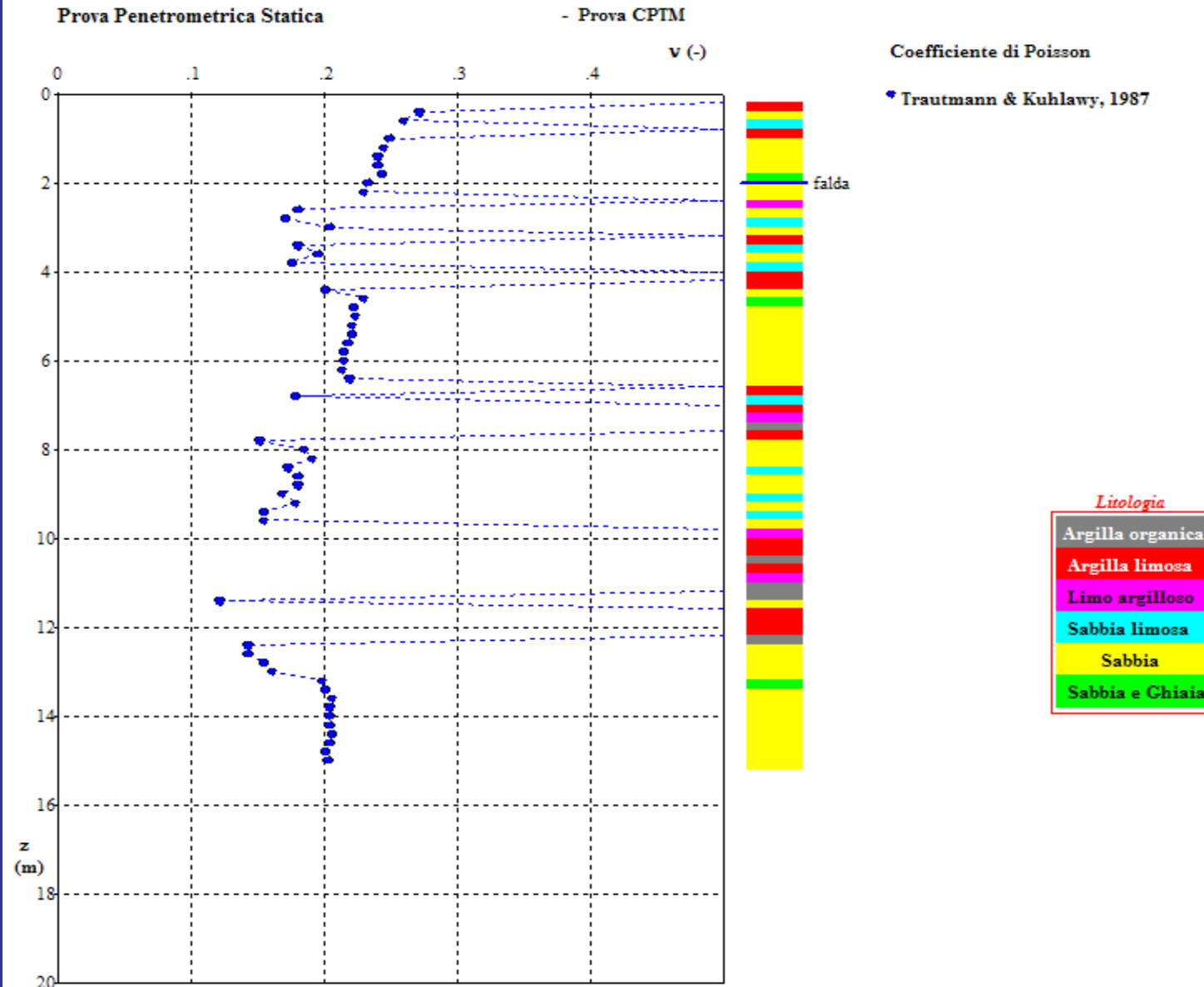
- Per valori realistici del coefficiente di Poisson, i valori calcolati sono simili tra loro; infatti per  $\nu = 0$  risulta  $M = E$ .
- Diversi ricercatori hanno recentemente eseguito un serie di misure delle deformazioni interne in prove triassiali, giungendo alla conclusione che per livelli di lavoro modesti il coefficiente di Poisson varia tra 0,1 e 0,2 per cui il valore di  $M$  varia tra 1,05  $E$  e 1,11  $E$ , fino ad un massimo di 1,35 per  $\nu = 0,3$ .
- Nei software che permettono il calcolo sia del modulo confinato che del modulo di taglio si dovrebbe sempre raffrontare il valore del rapporto dei moduli per verificare la congruenza delle correlazioni utilizzate.
- Con quello qui utilizzato il rapporto vale:

# Moduli: una nota di teoria



- In termini pratici, viene consigliato l'utilizzo di  $E$  quando lo spessore del terreno è grande rispetto alla larghezza della fondazione. di  $M$  quando si verifica il caso opposto.

# Modulo di Poisson



# Modulo di Poisson: le formule utilizzate

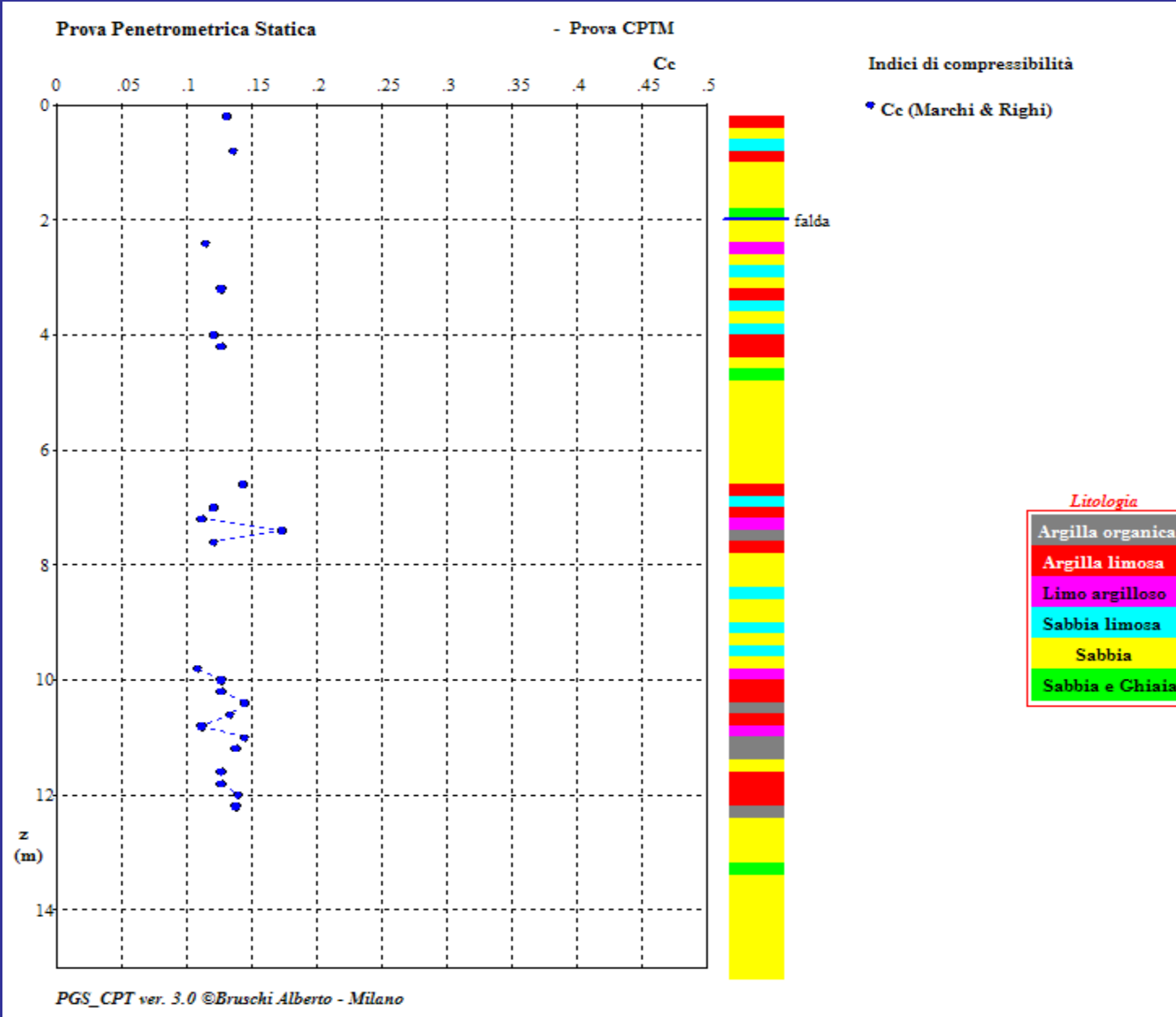
1. Trautmann & Kulhawy (1987 - nata dalla necessità di sviluppare una relazione attendibile da utilizzare in codici di calcolo elettronici), gli Autori pervengono alle seguenti correlazioni:

$$\nu \approx 0,1 + 0,3 \phi_{\text{rel}}$$

$$\phi_{\text{rel}} = \frac{\phi_{\text{vc}} - 25^\circ}{20^\circ}$$



# L'indice di compressibilità $C_c$



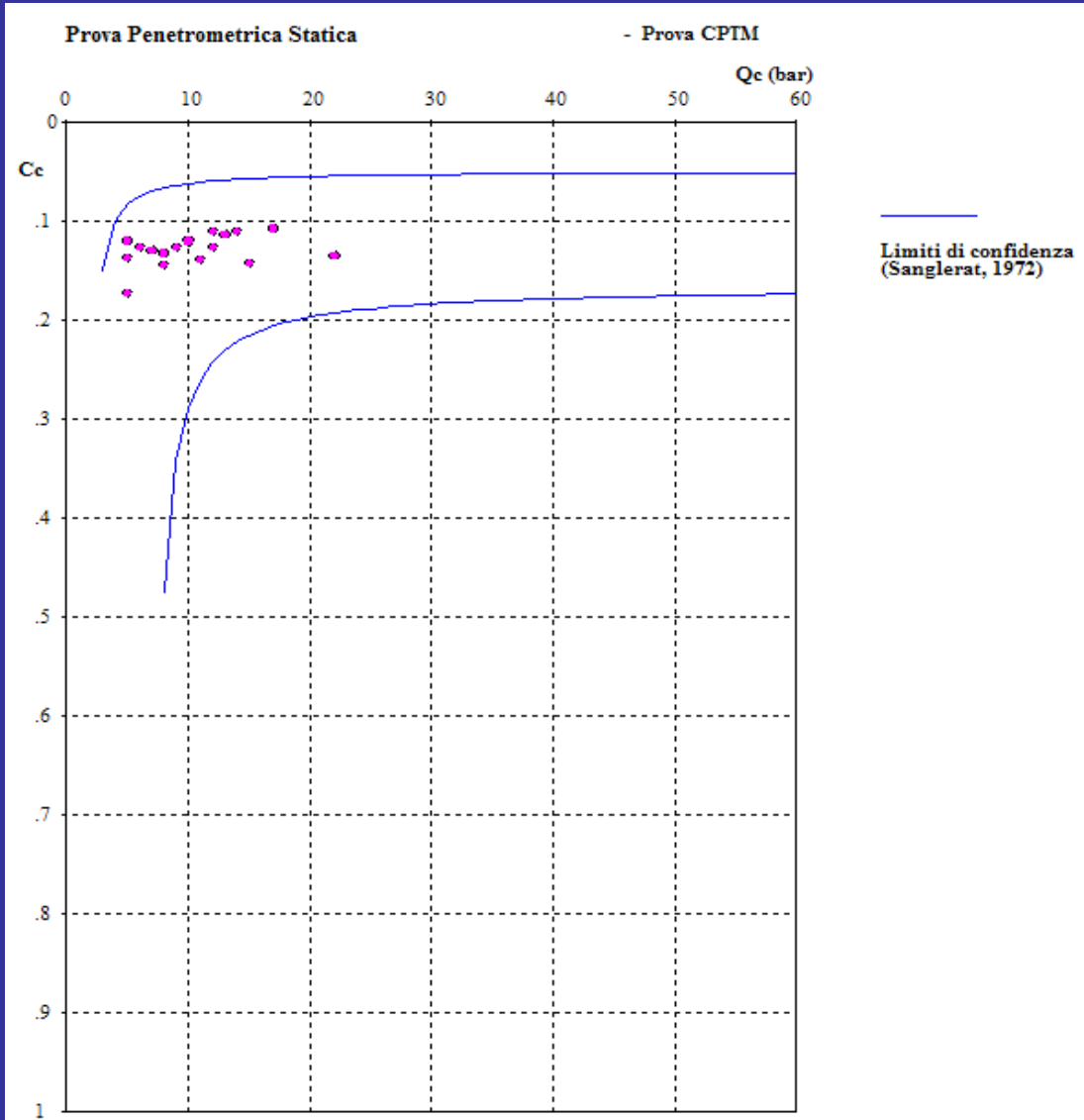
# L'indice di compressibilità: la formula utilizzata

1. Come ben si sa il coefficiente (o indice) di compressibilità è un parametro fondamentale per il calcolo del cedimento primario nei terreni coesivi con il metodo classico di Terzaghi
2. Una soluzione originale per ricavare il valore di  $C_c$  è quella data da Righi e Marchi (?) i quali, dopo alcuni passaggi, giungono alla:

$$C_c = \frac{1,33}{\frac{q_c}{f_s}} + 0,067$$

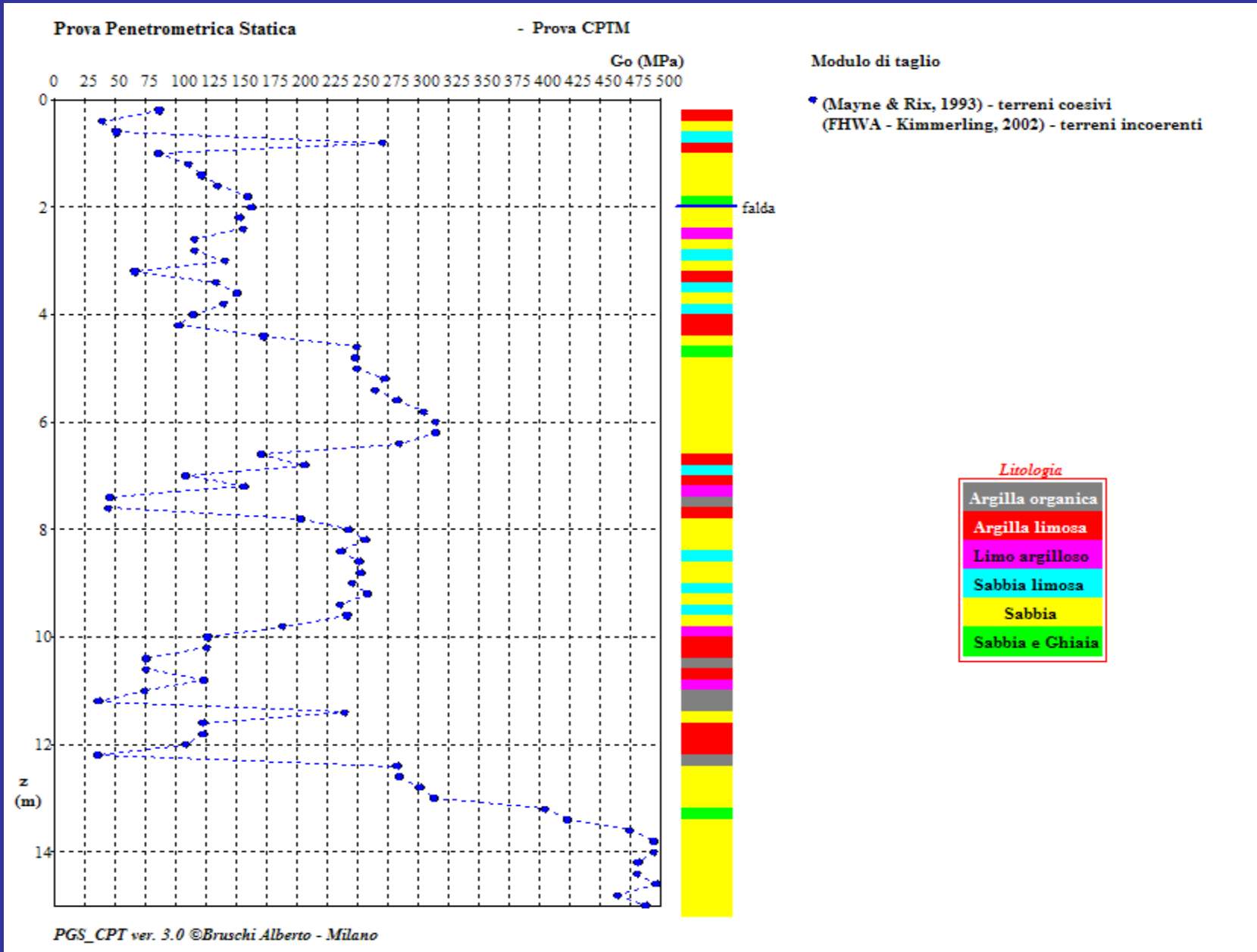
- $q_c$  e  $f_s$  sono al solito la resistenza alla punta e la resistenza d'attrito misurati dalla prova (in unità congruenti).
- Tale relazione nella sua applicazione ha dato nella quasi totalità dei casi valori di  $C_c$  entro i limiti di confidenza indicati da Sanglerat (1972)

# L'indice di compressibilità: il controllo dei valori calcolati



PGS\_CPT ver. 3.0 ©Bruschi Alberto - Milano

# Modulo di taglio iniziale (a basse deformazioni)

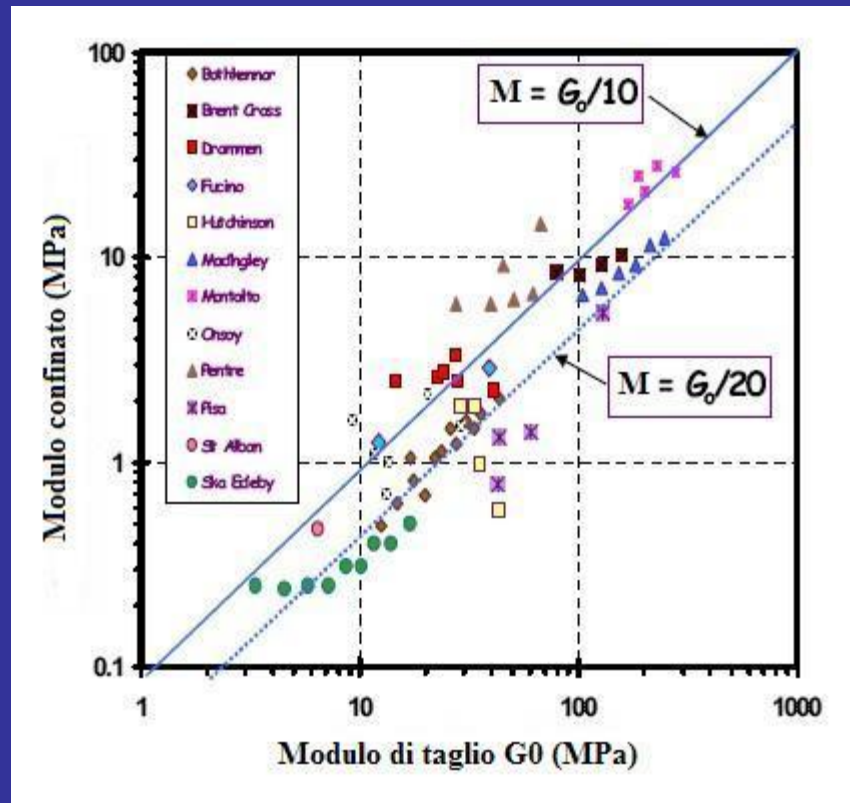


# Modulo di taglio iniziale: le formule utilizzate

## 1. Mayne & Burns (1996 - valida per i terreni coesivi)

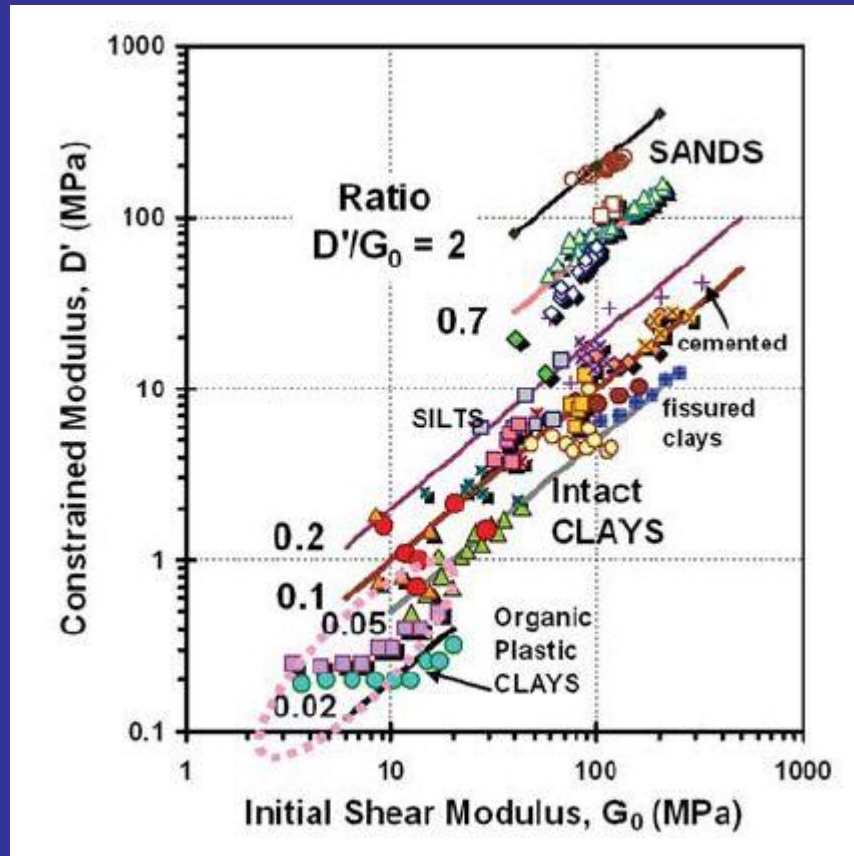
$$G_0 = \alpha M$$

$\alpha$  è un coefficiente che prende valori tra 10 e 20; qui assume il valore medio di 15



# Modulo di taglio iniziale: le formule utilizzate

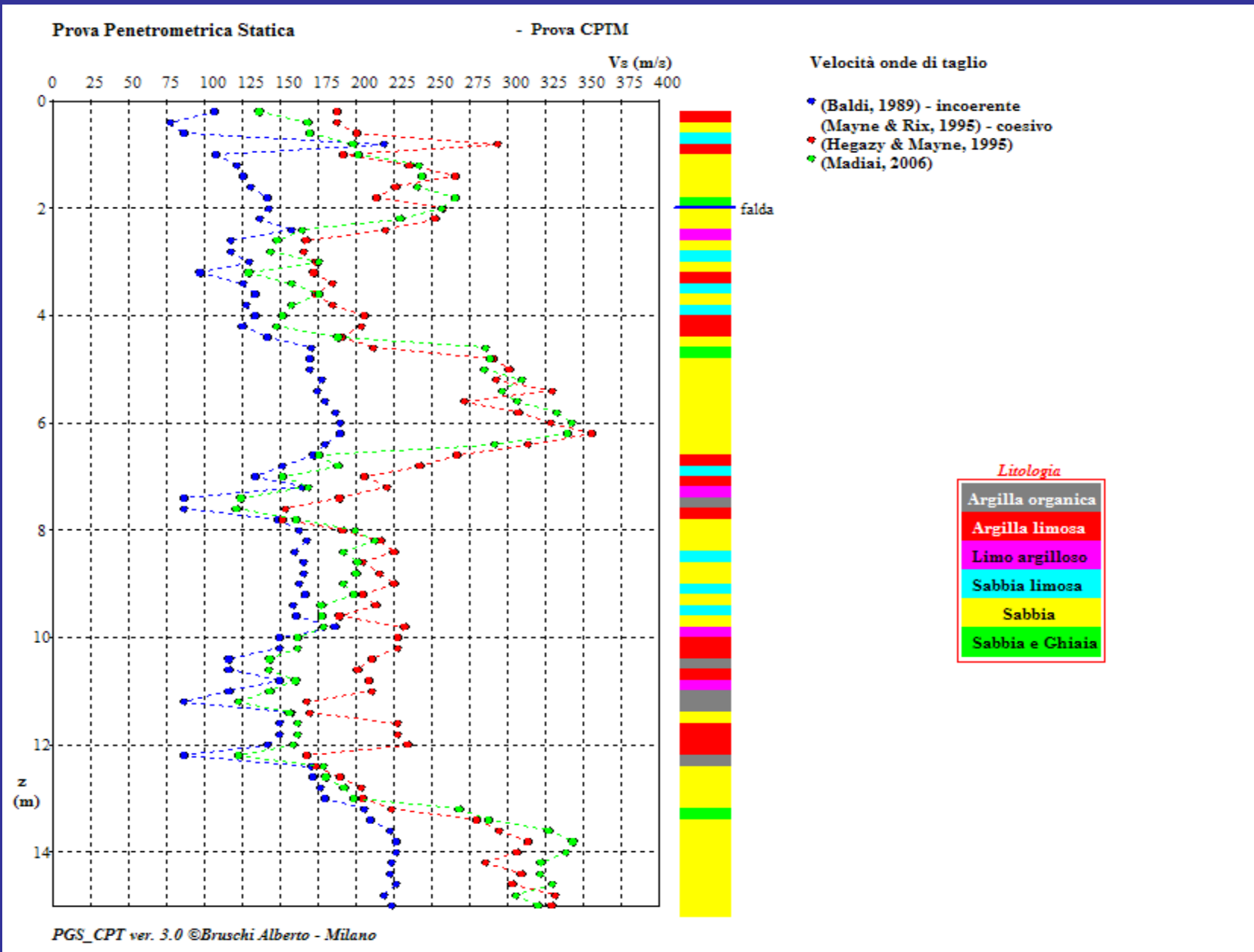
- La stessa relazione intercorrente fra  $M$  e  $G_0$  è anche da ritenersi valida per tipi diversi di terreno



2. Kimmerling (2002 - valida per terreni incoerenti (è usata dalla FHWA)

$$G_0 = 1634 q_c^{0,25} \sigma'_v{}^{0,375}$$

# Velocità delle onde sismiche di taglio



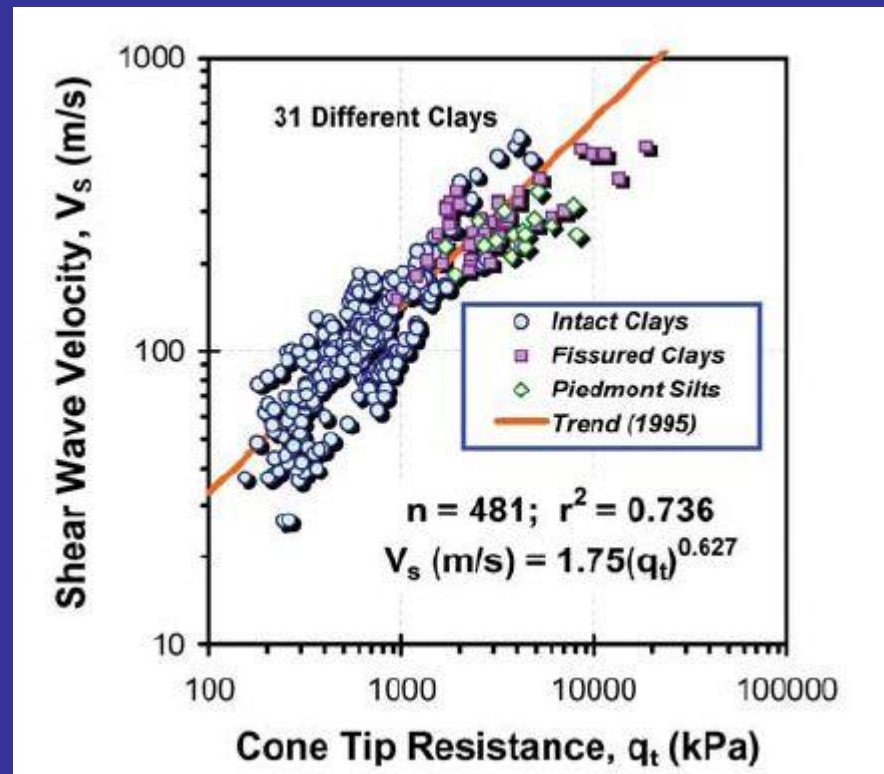
PGS\_CPT ver. 3.0 ©Bruschi Alberto - Milano

# Velocità delle onde sismiche di taglio: le formule

## 1. Mayne & Rix (1995) per i terreni coesivi

$$V_s = 1,75q_c^{0,627}$$

in kPa

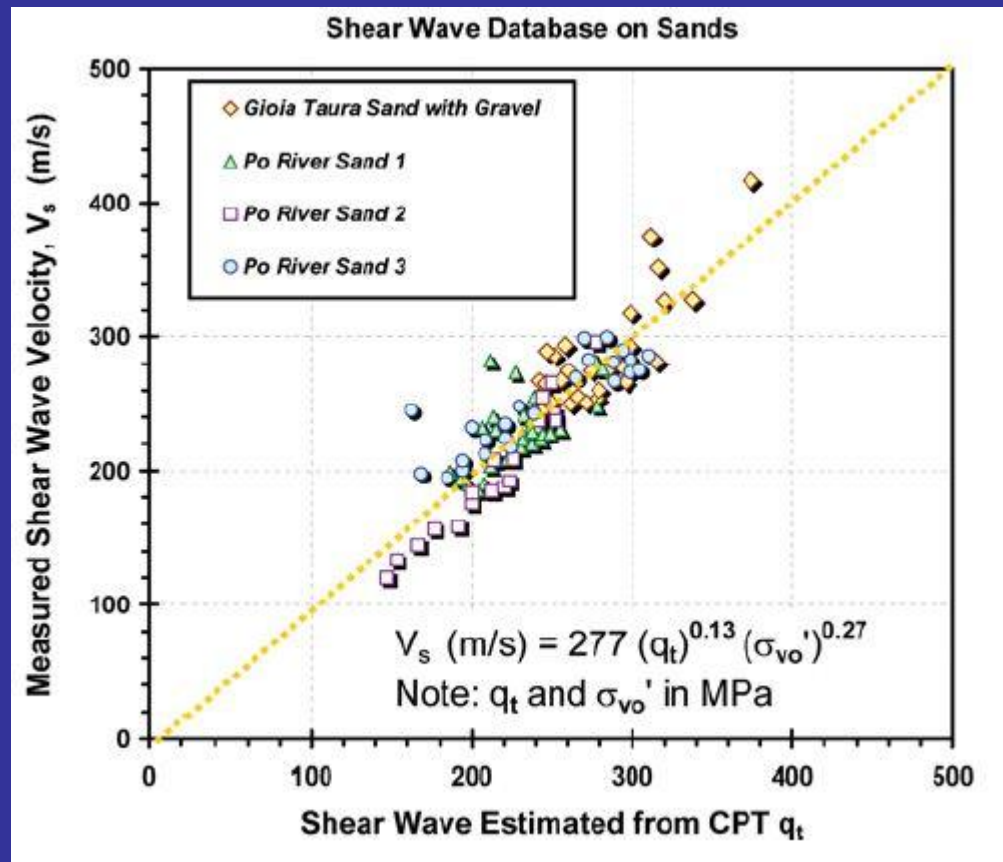




# Velocità delle onde sismiche di taglio: le formule

## 2. Baldi (1998) per i terreni incoerenti

$$V_s = 277 q_c^{0,13} \sigma'_v{}^{0,72} \quad \text{in MPa}$$



# Velocità delle onde sismiche di taglio: le formule

## 3. Hegazy & Mayne (1995)

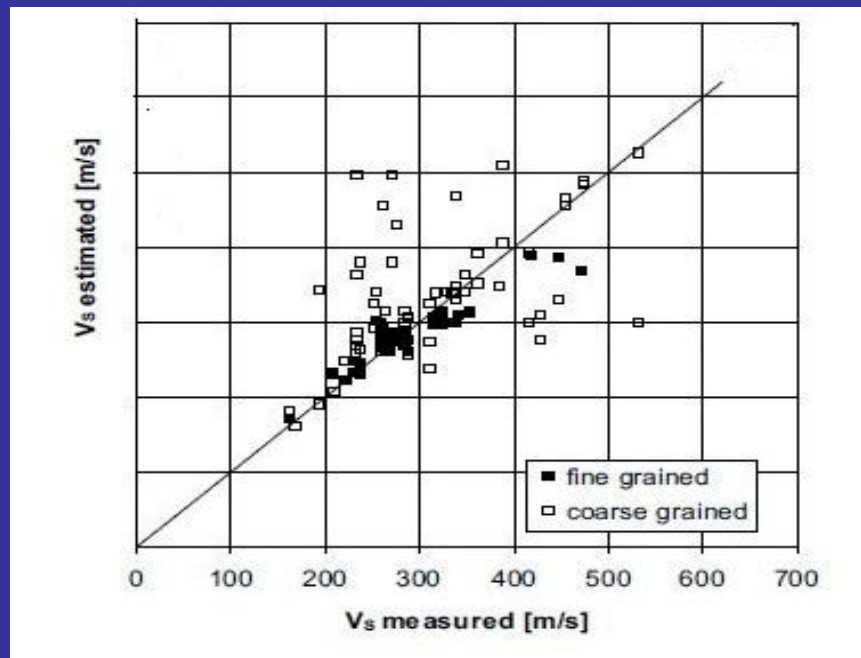
$$V_s = [(10,1 \log(q_t) - 11,4)]^{1,67} \cdot FR^{0,3}$$

$q_c$  è espresso in kPa, FR (rapporto d'attrito) in %

## 4. Madiai & Simoni (2006)

$$V_s = 170(q_c)^{0,29}(f_s)^{0,036}$$

$q_c$  e  $f_s$  sono espressi in MPa, FR (rapporto d'attrito) in %



Sviluppata nei  
terreni coesivi delle  
province di Forlì e  
Rimini

# Velocità delle onde sismiche di taglio: le formule

- Gli stessi Autori (M&S) hanno utilizzato la stessa correlazione in un esteso studio sui terreni dell'alta Valtiberina (Umbria)
- Sintetizzando la formula come

$$V_S = A \cdot q_c^{\alpha_1} \cdot f_s^{\beta_1}$$

- si sono potuti assegnare i seguenti coefficienti:

età	terreno	A	$\alpha_1$	$\beta_1$	R <sup>2</sup>
Olocene	coesivo	140	0,30	-0,13	0,92
Pleistocene	coesivo	182	0,33	0,02	0,81
Olocene	incoerente	268	0,21	0,02	0,73
Pleistocene	incoerente	172	0,35	-0,05	0,66

# Una applicazione utile: il contenuto di fine

- Particolarmente importante ai fini della liquefacibilità del terreno è la valutazione della percentuale di passante al setaccio 200 (0,074mm).
- Con la prova CPT si può avere una stima di tale valore applicando la metodologia proposta da Robertson nel 1990.
- Attraverso le:

$$Q = \frac{q_t - \sigma_v}{\sigma'_v}$$

$$F = \frac{f_s}{q_t - \sigma_v}$$

- si passa a calcolare un Indice di comportamento del terreno

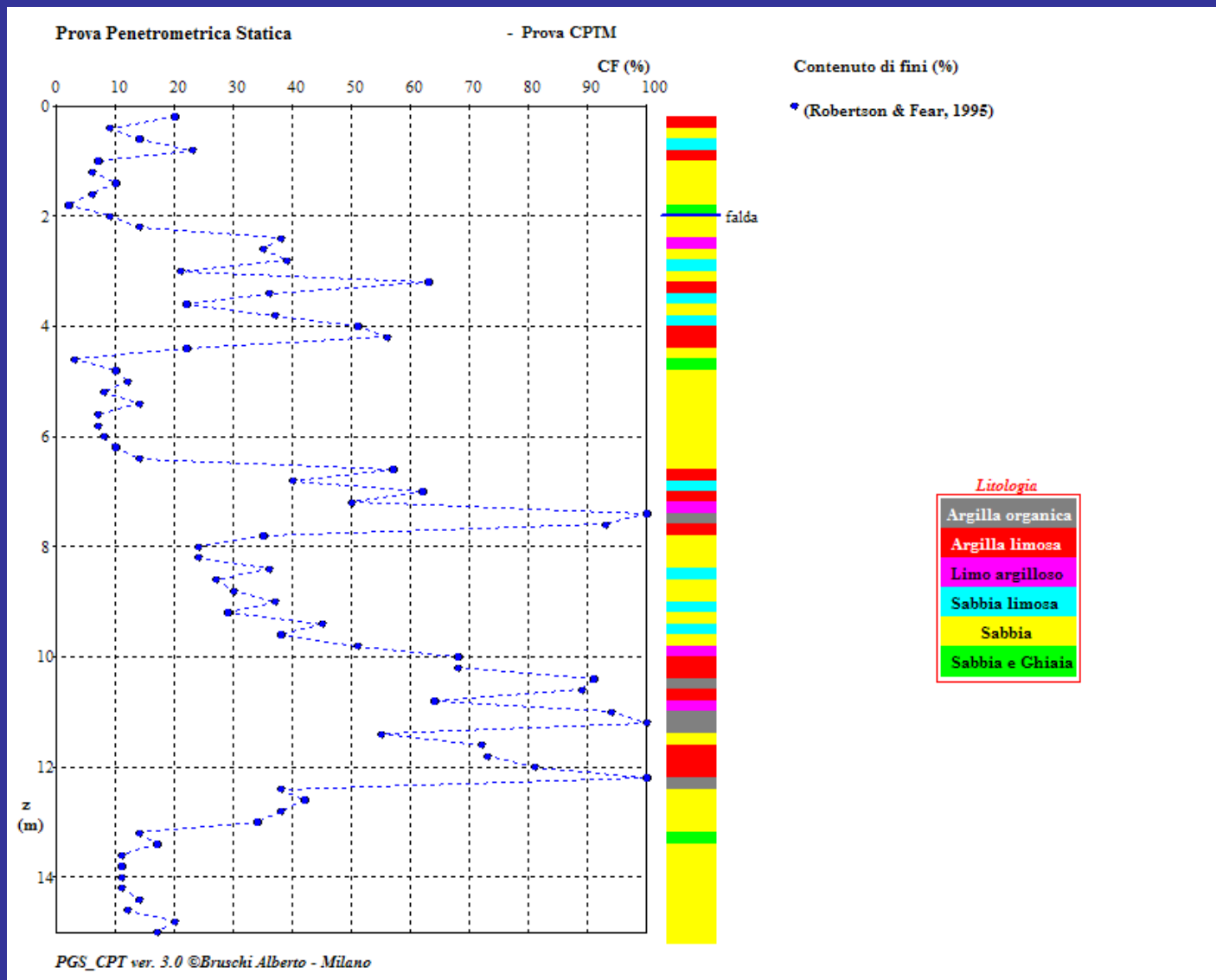
$$I_c = [(3,47 - \log Q)^2 + (\log F + 1,22)^2]^{0,5}$$

- e da questo la percentuale di fine con la

$$FC = 1,75I_c^{3,25} - 3,7$$

- Per definizione, se  $I_c < 1,26$ ,  $FC = 0$ ; se  $I_c > 3,5$ ,  $FC = 100\%$

# Una applicazione utile: il contenuto di fine



**GRAZIE !!!**

## Recent Economic Losses in Our Pensions

*NON SEQUITUR*

By Wiley

AJC – 14 Nov'08

## The NEW GEOTECHNICAL RETIREMENT PLAN

