

## CAPITOLO 12

### INDAGINI IN SITO

#### 12.1 Programmazione delle indagini

Ogni opera di ingegneria civile interagisce con una parte del sottosuolo, detta *volume significativo*.

Il comportamento dell'opera dipende, oltre che dai carichi applicati, dalla geometria e dalle proprietà fisico-meccaniche dell'opera e dalle caratteristiche del sottosuolo all'interno del volume significativo.

La geometria e le proprietà fisico meccaniche dell'opera sono generalmente dati del problema, noti con buona approssimazione e modificabili in fase di progetto. Ad esempio si può variare lo spessore di un solaio, o la classe di un calcestruzzo, o la pendenza dei fianchi di un rilevato. Le caratteristiche del volume significativo di sottosuolo sono invece quasi sempre imm modificabili e sono tutte da determinare.

Lo scopo delle indagini in sito è identificare le condizioni stratigrafiche e di falda all'interno del volume significativo di sottosuolo, e di caratterizzare, congiuntamente con le indagini di laboratorio, il comportamento meccanico delle diverse formazioni presenti.

Nella programmazione e interpretazione delle indagini in sito sono di valido aiuto le conoscenze di geologia, ma ancora più importanti, anzi essenziali, sono le conoscenze ingegneristiche dell'opera da realizzare. Infatti la progettazione geotecnica passa attraverso la definizione di un *modello geotecnico*, ovvero di uno schema semplificato della realtà fisica, che concili quanto più possibile variabilità e complessità naturale con procedure e metodi di calcolo che conducano ad una soluzione quantitativa affidabile, anche se non esatta, del problema ingegneristico.

Le indagini geotecniche in sito e di laboratorio hanno vantaggi e limiti opposti, e non sono pertanto alternative ma complementari. Le indagini in sito sono insostituibili per il riconoscimento stratigrafico, interessano volumi di terreno molto maggiori, molte di esse consentono di determinare profili pressoché continui con la profondità delle grandezze misurate, sono più rapide ed economiche, sono quasi l'unico mezzo per caratterizzare dal punto di vista meccanico i terreni incoerenti, il cui campionamento "indisturbato" è molto difficile ed economicamente oneroso. Di contro le condizioni al contorno sono difficilmente individuabili e incerte, la modellazione della prova è spesso incerta e schematica per cui l'interpretazione è talvolta affidata a relazioni empiriche o semi-empiriche. Per ottenere dai valori delle grandezze misurate con prove in sito i valori numerici dei parametri geotecnici utili nella progettazione, si utilizzano correlazioni, che a seconda della prova possono essere:

- **correlazioni primarie**, con cui il parametro geotecnico è ottenuto dal risultato della prova utilizzando una solida base teorica con poche ipotesi da verificare (ad es. la stima di  $G_0$  da misure di  $V_s$ );

- **correlazioni secondarie**, con cui il parametro geotecnico è ottenuto dal risultato della prova utilizzando una base teorica, ma con approssimazioni e ipotesi sostanziali, e in genere con parametri intermedi (ad es. la stima di  $c_u$  da  $q_c$ );
- **correlazioni empiriche**, con cui il parametro geotecnico è ottenuto dal risultato della prova senza giustificazione teorica (ad es. la stima di  $q_{lim}$  di fondazioni su sabbia da  $N_{SPT}$ ).

Al contrario le prove di laboratorio hanno condizioni al contorno (di carico, di vincolo, di drenaggio), ben definite e controllabili, ed i risultati possono essere interpretati con modelli matematici appropriati, ma i campioni possono non essere rappresentativi delle reali condizioni in sito, sia a causa della variabilità intrinseca del terreno naturale, sia per l'inevitabile disturbo di campionamento.

Le indagini geotecniche vanno condotte su quella parte di sottosuolo che verrà influenzata dalla costruzione dell'opera o che ne influenzerà il comportamento (ovvero sul volume significativo). A titolo indicativo, nella Figura 12.1, tratta dalle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" dell'Associazione Geotecnica Italiana (AGI, 1977), è rappresentata l'estensione del volume significativo per le più frequenti opere geotecniche nel caso di terreno omogeneo.

Il grado di approfondimento dell'indagine geotecnica nel volume significativo del sottosuolo dipende dalla fase di progettazione (di fattibilità, definitiva o esecutiva), dalla complessità delle condizioni stratigrafiche e geotecniche, e dall'importanza dell'opera.

Secondo l'Eurocodice per l'ingegneria geotecnica (EC7) le opere da realizzare possono essere classificate in tre categorie geotecniche (GC) di importanza crescente (Tabella 12.1), cui ovviamente corrispondono gradi di approfondimento crescenti dell'indagine geotecnica.

Per le opere di categoria GC1 che ricadono in zone note, con terreni di fondazione relativamente omogenei e di buone caratteristiche geotecniche, ove già esistono strutture analoghe che hanno dato buona prova di sé, etc., l'indagine può essere limitata alla raccolta delle informazioni esistenti, e la relazione geotecnica (sempre necessaria) può giustificare le scelte progettuali su base comparativa, per esperienza e similitudine.

Al contrario per opere di categoria GC3 occorre un piano di indagine molto approfondito e dettagliato, curato da specialisti del settore, che si estenda nel tempo (prima, durante e dopo la realizzazione dell'opera), comprendente prove speciali, da affidare a ditte o enti altamente qualificati, mirate all'analisi dei problemi specifici e particolari dell'opera in progetto.

In questa sede ci limitiamo a considerare le indagini geotecniche per opere di categoria GC2.

Per identificare le condizioni stratigrafiche del sottosuolo all'interno del volume significativo, possono essere eseguite prove geofisiche (la cui trattazione è argomento di altri corsi), scavi, trincee, sondaggi e prove continue (o quasi) lungo verticali di esplorazione (ad esempio prove CPT, DMT etc..).

Scavi e trincee di esplorazione hanno il vantaggio di mettere in luce ampie sezioni verticali del sottosuolo, e quindi consentono una descrizione di dettaglio della successione

stratigrafica ed il prelievo di campioni anche di grandi dimensioni con minimo disturbo. Il loro maggiore limite consiste nella modesta profondità di indagine.

*Tabella 12.1 - Categorie geotecniche secondo l'Eurocodice EC7*

GC1	<p>Strutture semplici caratterizzate da rischi molto limitati</p> <p>Esempi:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- fabbricati di piccole dimensioni con carichi massimi alla base dei pilastri di 25,5kN o distribuiti alla base di murature di 10kN/m,</li> <li>- muri di sostegno o scavi sbatacchiati di altezza non superiore a 2m,</li> <li>- scavi di piccole dimensioni per drenaggi o posa di fognature, etc..</li> </ul>
GC2	<p>Tutti i tipi di strutture e fondazioni convenzionali che non presentano particolari rischi.</p> <p>Esempi:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- fondazioni superficiali,</li> <li>- fondazioni a platea,</li> <li>- pali,</li> <li>- opere di sostegno delle terre o delle acque,</li> <li>- scavi,</li> <li>- pile di ponti,</li> <li>- rilevati e opere in terra,</li> <li>- ancoraggi e sistemi di tiranti,</li> <li>- gallerie in rocce dure, non fratturate e non soggette a carichi idraulici elevati</li> </ul>
GC3	<p>Strutture di grandi dimensioni, strutture che presentano rischi elevati, strutture che interessano terreni difficili o soggette a particolari condizioni di carico, strutture in zone altamente sismiche</p>

I sondaggi stratigrafici e geotecnici consentono di verificare direttamente la successione stratigrafica lungo una verticale di esplorazione, di prelevare campioni per le analisi di laboratorio, e di eseguire prove meccaniche e idrauliche a fondo foro, durante la perforazione.

Le prove continue (o quasi) lungo verticali di esplorazione consentono di identificare la successione stratigrafica e di stimare alcune proprietà geotecniche in modo indiretto mediante correlazioni con le grandezze misurate.

Dunque, nella maggior parte dei casi, le informazioni raccolte con le indagini geotecniche sulla successione stratigrafica e sulle proprietà meccaniche e idrauliche dei terreni presenti nel sottosuolo si riferiscono a verticali di esplorazione.

Poiché lo scopo delle indagini è definire le caratteristiche del sottosuolo all'interno del volume significativo, il numero, la profondità, e la disposizione planimetrica delle verticali di esplorazione devono essere stabiliti in base alla forma e all'estensione del volume

significativo, ed al grado di dettaglio richiesto. Ad esempio, se l'indagine è finalizzata alla costruzione di un edificio con dimensioni in pianta paragonabili, lo spessore e la profondità degli strati nel volume significativo possono essere stimati con un minimo di tre verticali di esplorazione, facendo l'ipotesi che le superfici di separazione fra gli strati siano piane e contengano i punti di separazione individuati nelle tre verticali. Almeno una delle tre verticali di esplorazione dovrebbe essere un sondaggio.

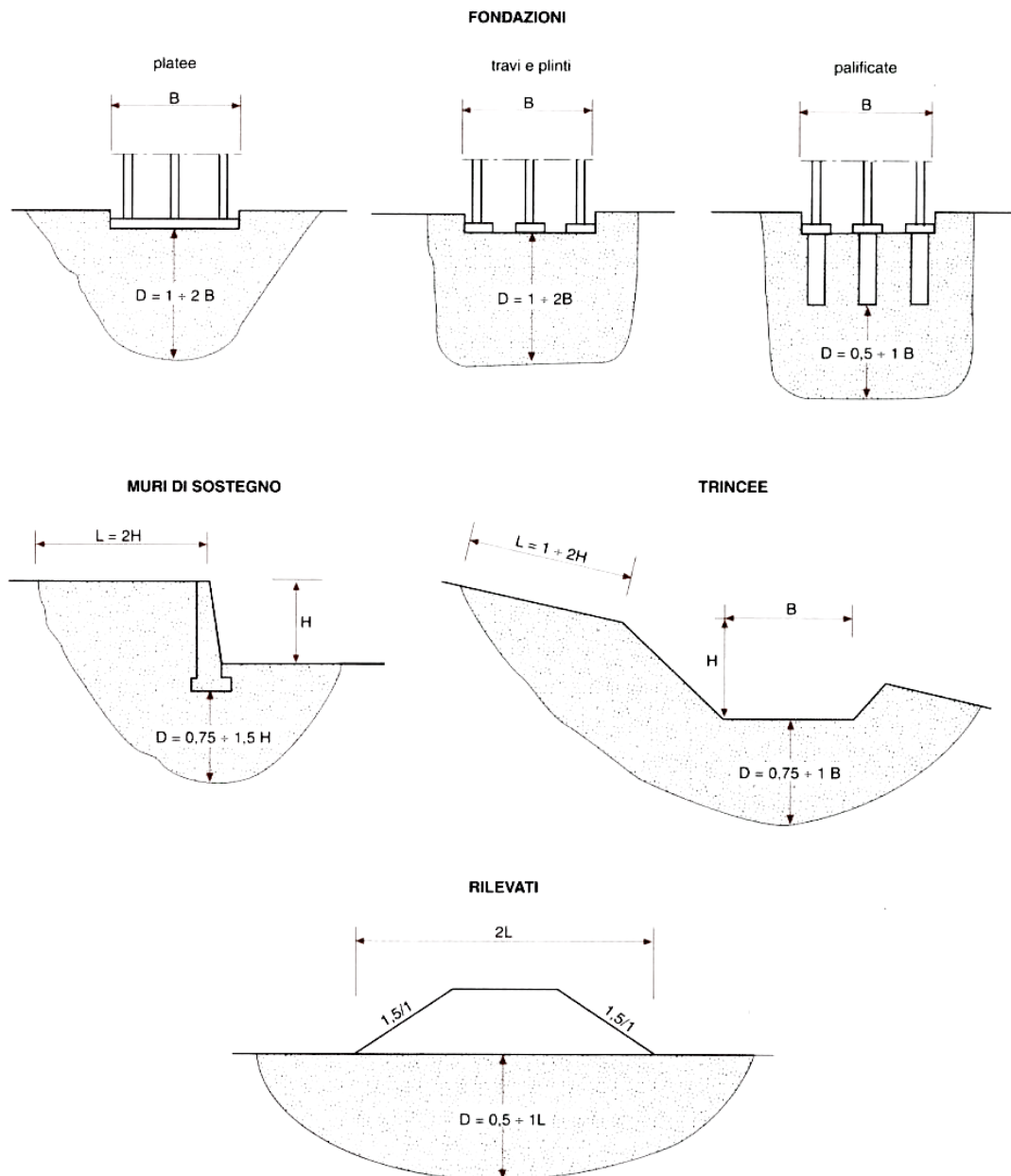


Figura 12.1 - Indicazioni sul volume significativo del sottosuolo a seconda del tipo e delle dimensioni del manufatto, nel caso di terreno omogeneo

La densità e la qualità dell'indagine devono tener conto, oltre che della categoria geotecnica dell'opera in progetto, della complessità e variabilità del terreno di fondazione e del rapporto costi/benefici. Un'indagine estesa e approfondita, che consenta di definire un modello geotecnico affidabile, può giustificare scelte di progetto più "coraggiose" ed economiche.

Viceversa se i dati di progetto sono poco affidabili o incerti, anche le soluzioni tendono ad essere più "prudenti" e conservative, e quindi più costose.

Il concetto di livello di approfondimento ottimo della indagine geotecnica è schematicamente illustrato in Figura 12.2.

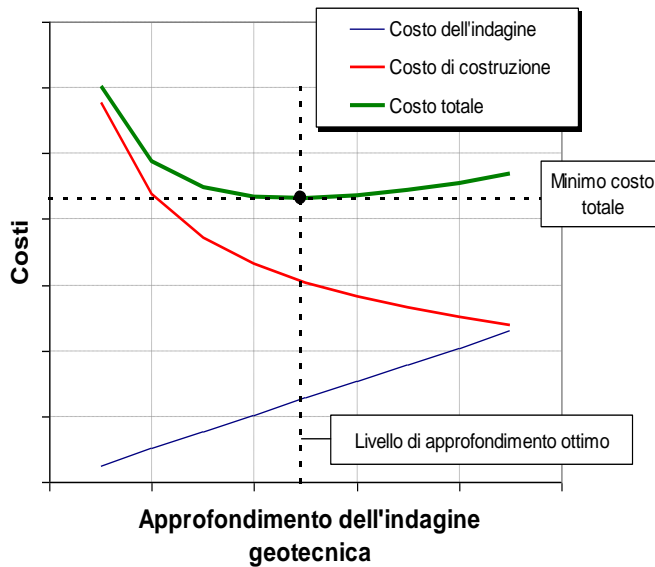


Figura 12.2 - Scelta del livello di approfondimento dell'indagine geotecnica su base economica

In Tabella 12.2 sono orientativamente indicati numero minimo e distanza fra verticali di esplorazione per differenti tipologie di opere.

I mezzi di indagine in sito per la caratterizzazione del volume significativo di sottosuolo, sono molti e di diversa complessità.

In questa sede illustreremo soltanto i mezzi di indagine più diffusi in Italia, comunemente impiegati per la progettazione di opere di categoria GC2.

Tabella 12.2 - Ampiezza orientativa dell'indagine geotecnica

Tipo di opera	Distanza fra i sondaggi (m)			Numero minimo di verticali di esplorazione
	Stratificazione			
	Uniforme	Media	Caotica	
Edificio di 1÷2 piani	60	30	15	3
Edificio a molti piani	45	30	15	4
Pile e spalle di ponti, torri	-	30	12	1÷2 per ciascuna fondazione
Strade	300	150	30	-
Gallerie:				
progetto di massima	500	300	-	-
progetto esecutivo	100	50	-	-

Essi sono:

- le perforazioni di sondaggio,
- le prove SPT (Standard Penetration Test),
- le prove penetrometriche statiche (CPT),
- le prove con piezocono (CPTU),
- le prove dilatometriche (DMT).

## 12.2 Perforazioni di sondaggio

Per *sondaggio stratigrafico* si intende una perforazione del terreno, in genere in direzione verticale, che consente di riconoscere la successione stratigrafica, mediante l'esame visivo e l'esecuzione di alcune prove di riconoscimento sul materiale estratto. Se la perforazione permette, oltre al riconoscimento stratigrafico, anche il prelievo di campioni "indisturbati" di terreno e l'esecuzione di prove in foro per la determinazione delle proprietà geotecniche dei terreni in sede, il *sondaggio* è detto *geotecnico*. Durante la perforazione è possibile installare apparecchi di misura quali piezometri, assestimetri, inclinometri, etc..

Con le perforazioni di sondaggio è possibile attraversare qualunque tipo di terreno, anche a grande profondità e sotto falda, ed eseguire indagini anche sotto il fondo di fiumi o del mare.

Esistono diverse tecniche di perforazione:

- a percussione,
- a rotazione,
- con trivelle ad elica.

Le caratteristiche dell'attrezzatura e il campo ottimale di applicazione per ciascuna tecnica sono riassunte nella Tabella 12.3.

Se lo scopo della perforazione è solo quello di raggiungere una data profondità, ad esempio per installare uno strumento di misura, e non interessa il riconoscimento stratigrafico o il prelievo di campioni rappresentativi, il sondaggio è detto *a distruzione*.

Se invece si vuole identificare in dettaglio la successione stratigrafica occorre eseguire una perforazione di sondaggio *a carotaggio continuo* (Figura 12.3). Le carote estratte nel corso del sondaggio sono sistemate in apposite cassette catalogatrici (in legno, metallo o plastica), munite di scomparti divisori e coperchio apribile a cerniera. Le cassette devono essere conservate, per tutto il tempo necessario, al riparo dagli agenti atmosferici.

La tecnica di perforazione attualmente più utilizzata per i sondaggi a carotaggio continuo è a rotazione. Il terreno è perforato da un utensile spinto e fatto ruotare mediante una batteria di aste. L'utensile di perforazione è un tubo d'acciaio (carotiere) munito all'estremità di una corona tagliente di materiale adeguato. Per evitare che il terreno campionato venga a contatto con la parte rotante e sia almeno parzialmente protetto dal dilavamento del fluido di circolazione, il cui impiego si rende talvolta necessario per l'esecuzione del foro, possono utilizzarsi carotieri a parete doppia, di cui solo quella esterna ruota.

Tabella 12.3 - Tecniche di perforazione

Metodo di perforazione	Utensile di perforazione	Diametro usuale (mm)	Profondità usuale (m)	Idoneità per tipo di terreno	Non idoneità per tipo di terreno	Qualità dei campioni ottenibili direttamente con gli usuali attrezzi di perforazione	Classe di qualità corrispondente
Percussione	Sonda a valvola	150-600	60	Ghiaia, sabbia, limo	Terre coesive tenere o molto consistenti	Disturbati, dilavati	Q1 (Q2)
	Scalpello	150-600	60	Tutti i terreni fino a rocce di media resistenza	Rocce con resistenza alta o molto alta	Fortemente disturbati, dilavati e frantumati	Q1
Trivella	Spirale a vite senza fine	Manuale 50-150 Meccanica 100-300	Manuale 10 Meccanica 40	Sopra falda: da coesivi a poco coesivi Sotto falda: coesivi	Terre a grana grossa, roccia	Disturbati, a volte dilavati sotto falda	Q1 (Q2-Q3)
Rotazione	Tubo carotiere semplice	75-100	50-150	Tutti i terreni escluse terre a grana grossa	Terre a grana grossa (ghiaie, ciottoli, etc..)	Generalmente discreta	A secco Q2 (Q3)
	Tubo carotiere doppio	75-150	50-150			Generalmente buona	
	Scalpellini a distruzione, triconi, etc.. attrezzatura rotary	60-300	Praticamente illimitata			Non si ottengono campioni ma piccoli frammenti di materiale	Con circolazione di acqua o fango Q1 (Q2) Q2 (Q3-Q4)

Il diametro dei fori di sondaggio è in genere compreso tra 75 e 150mm.

Per assicurare la stabilità della parete e del fondo del foro, ove necessario, si utilizza una batteria di tubi di rivestimento oppure un fluido costituito in genere da una miscela di acqua con una percentuale del 3÷5% di bentonite (fango bentonitico). La bentonite è un'argilla di origine vulcanica molto plastica ( $I_P = 50\div 100$ ). Il fango bentonitico è caratterizzato da un peso di volume di poco superiore a quello dell'acqua e da tixotropia, ovvero da una viscosità molto elevata in stato di quiete e molto minore in stato di moto. Tali caratteristiche rendono il fango bentonitico particolarmente adatto non solo a sostenere le pareti e il fondo degli scavi durante l'esecuzione, ad esempio, di pali trivellati e di diaframmi ma anche a svolgere una funzione di trasporto del materiale scavato. Mantenendo il livello del fango superiore a quello della falda si impedisce l'entrata dell'acqua nel foro e se ne assicura la stabilità. Tuttavia sulla superficie del foro viene a formarsi una pellicola impermeabile che non consente l'esecuzione di prove di permeabilità e di misure piezometriche.

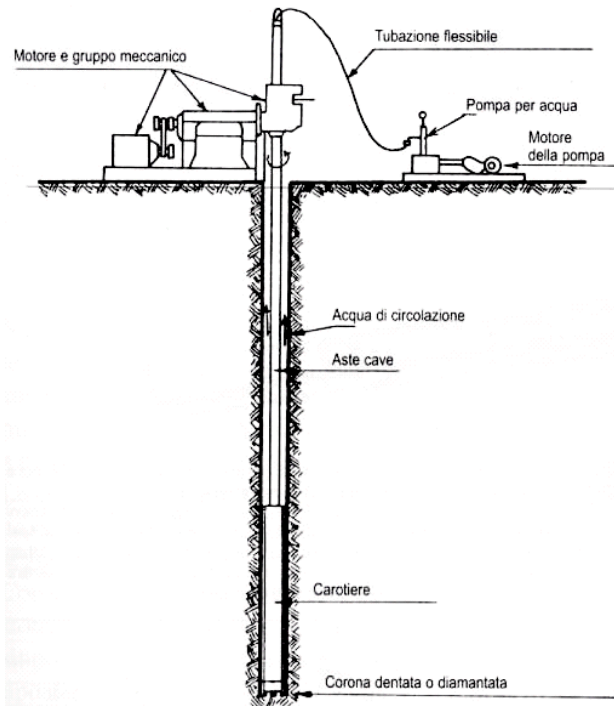


Figura 12.3 – Sondaggio a carotaggio continuo

Mantenendo il livello del fango superiore a quello della falda si impedisce l'entrata dell'acqua nel foro e se ne assicura la stabilità. Tuttavia sulla superficie del foro viene a formarsi una pellicola impermeabile che non consente l'esecuzione di prove di permeabilità e di misure piezometriche.

I risultati di una perforazione di sondaggio vengono riportati in una scheda stratigrafica ove, oltre ai dati generali relativi al cantiere e alle attrezzature impiegate, è rappresentata graficamente la successione degli strati con la descrizione di ciascuno di essi, la profondità della falda, la profondità dei campioni estratti, la profondità ed i risultati delle prove eseguite nel corso della perforazione, etc.. Un esempio di scheda stratigrafica è riportato in Figura 12.4.

I campioni estratti durante la perforazione possono avere diverso grado di disturbo in funzione sia della tecnica e degli strumenti utilizzati per il prelievo, sia della natura del terreno stesso. In particolare con gli usuali mezzi e tecniche di prelievo non è possibile estrarre campioni "indisturbati" di terreno incoerente.

Le principali cause di disturbo derivano dall'esecuzione del sondaggio (disturbo prodotto dalla sonda o dall'attrezzo di perforazione)<sup>1</sup>, dall'infissione ed estrazione del campionatore, e dalla variazione dello stato tensionale. Nei provini sottoposti a prove di laboratorio, ulteriori cause di disturbo derivano dal trasporto e dalla non perfetta conservazione del campione, dalle operazioni di estrusione del campione dalla fustella, dalla cavitazione e redistribuzione del contenuto in acqua, dalle operazioni di formazione del provino (ad esempio al tornio) e dal montaggio nell'apparecchiatura di prova.

<sup>1</sup> Per tale motivo i campioni prelevati da fronti di scavo possono presentare un minore grado di disturbo



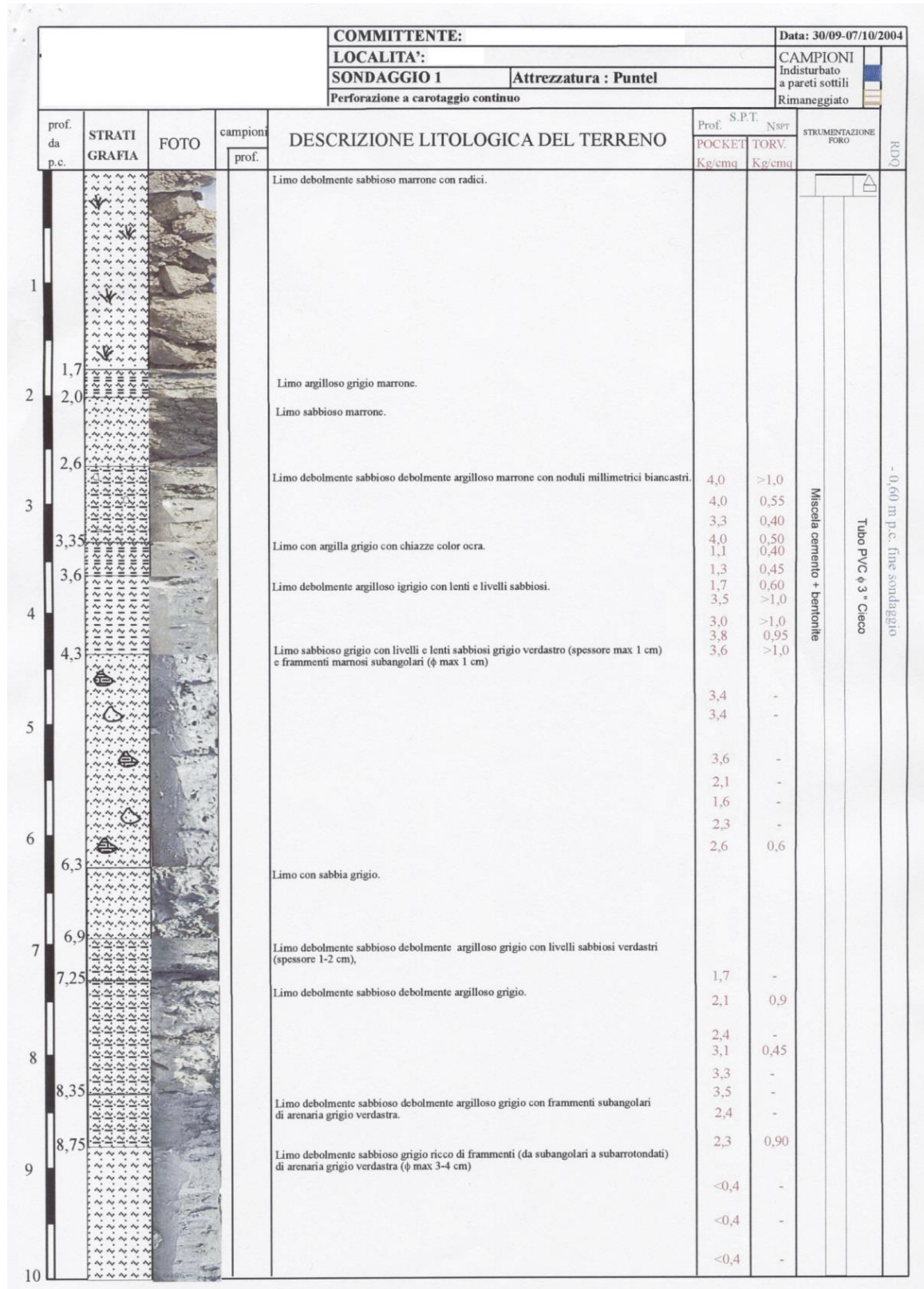


Figura 12.4 - Esempio di scheda stratigrafica

Per i campioni di terreno si distinguono 5 classi di qualità, crescente da Q1 a Q5 (Tabella 12.4), ottenibili con campionatori e terreni di tipo diverso (Tabella 12.5). I campioni rimaneggiati (di qualità Q1 e Q2) sono ottenibili con i normali utensili di perforazione. I campioni a disturbo limitato o indisturbati (Q4 e Q5) sono ottenibili con utensili appropriati, scelti in relazione alle esigenze del problema ed alle caratteristiche del terreno.

Tabella 12.4: Classi di qualità dei campioni

Caratteristiche geotecniche determinabili	Grado di qualità				
	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
a) profilo stratigrafico	X	X	X	X	X
b) composizione granulometrica		X	X	X	X
c) contenuto d'acqua naturale			X	X	X
d) peso di volume				X	X
e) caratteristiche meccaniche (resistenza, deformabilità, etc..)					X
	campioni disturbati o rimaneggiati			disturbo limitato	indisturbati

Tabella 12.5: Classi di qualità dei campioni ottenibili con campionatori di tipo diverso

<p>A) Campionatore pesante infisso a percussione            B) Campionatore a parete sottile infisso a percussione            C) Campionatore a parete sottile infisso a pressione            D) Campionatore a pistone infisso a pressione            E) Campionatore a rotazione a doppia parete con scarpa avanzata</p>					
Tipo di terreno	Tipo di campionatore				
	A	B	C	D	E
a) coesivi poco consistenti		Q3	Q4	Q5	Q5
b) coesivi moderatamente consistenti o consistenti	Q3 (4)	Q4	Q5	Q5	
c) coesivi molto consistenti	Q2 (3)	Q3 (4)	Q5		
d) sabbie fini al di sopra della falda	Q2	Q3	Q3	Q3 (4)	
e) sabbie fini in falda	Q1	Q2	Q2	Q2 (3)	

N.B. Si indicano tra parentesi le classi di qualità Q raggiungibili con campionamento molto accurato.

I campionatori più utilizzati per il prelievo di campioni di buona qualità sono i campionatori a parete sottile e a pistone infissi a pressione e il campionatore a rotazione a doppia parete con scarpa avanzata. Il tubo infisso nel terreno per il prelievo, ha lunghezza minima di 600mm e diametro minimo 100mm, è impiegato anche come contenitore e pertanto deve essere di acciaio di buona qualità, inossidabile oppure zincato, o cadmiato o termoplastificato.

### 12.3 Prova penetrometrica dinamica S.P.T.

La prova penetrometrica dinamica S.P.T. (Standard Penetration Test), ideata negli Stati Uniti nel 1927, è la prova in sito più diffusa ed utilizzata in tutto il mondo, sia per la semplicità operativa e il basso costo, sia per la vasta letteratura tecnica esistente sull'interpretazione dei risultati.

La prova consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di un campionatore infisso a partire dal fondo di un foro di sondaggio o di un foro appositamente eseguito con diametro compreso tra 60 e 200mm, e subordinatamente di prelevare piccoli campioni disturbati del terreno stesso (utilizzati ad esempio per prove di classificazione)<sup>2</sup>.

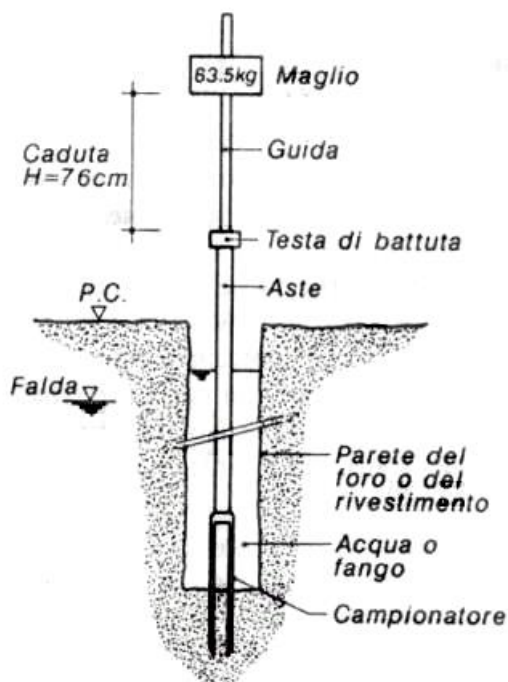


Figura 12.5: Schema dell'attrezzatura utilizzata per la prova S.P.T.

La prova S.P.T. consiste nel far cadere ripetutamente un maglio, del peso di 63,5 kgf, da un'altezza di 760 mm, su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste (Figure 12.5 e 12.6) alla cui estremità inferiore è avvitato un campionatore di dimensioni standardizzate (Figura 12.7) registrando durante la penetrazione:

- il numero di colpi di maglio  $N_1$  necessario a produrre l'infissione per i primi 15cm (tratto di avviamento) inclusa l'eventuale penetrazione quasi statica per gravità,
- il numero di colpi di maglio  $N_2$  necessario a produrre l'infissione per altri 15cm,
- il numero di colpi di maglio  $N_3$  necessario a produrre l'infissione per ulteriori 15cm.

Complessivamente, durante la prova, il campionatore sarà infisso di  $15+15+15 = 45$ cm.

<sup>2</sup> Il diametro del foro dovrebbe essere preferibilmente compreso tra 65 e 115mm. Per diametri maggiori è opportuno moltiplicare il valore misurato dell'indice  $N_{SPT}$  per un fattore di correzione pari a 1,05 per diametro di perforazione di 150mm e pari a 1,15 per diametro di perforazione di 200mm.

Si assume quale resistenza alla penetrazione il parametro:

$$N_{SPT} = N_2 + N_3 \tag{Eq. 12.1}$$

Se con  $N_1=50$  l'avanzamento è minore di 15cm l'infissione è sospesa e la prova è conclusa annotando la relativa penetrazione (ad es.  $N_1=50/13cm$ ).

Se con  $N_2 + N_3=100$  non si raggiunge l'avanzamento di 30cm l'infissione è sospesa e la prova è conclusa annotando la relativa penetrazione.

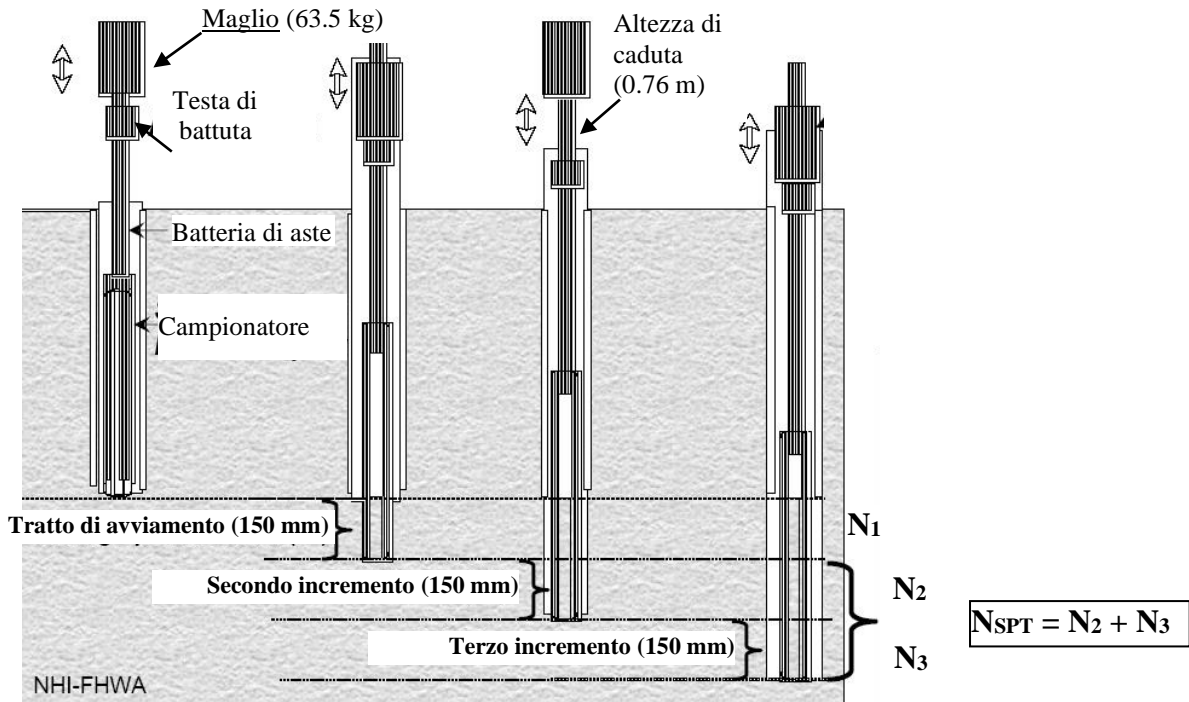


Figura 12.6: Schema della prova S.P.T.

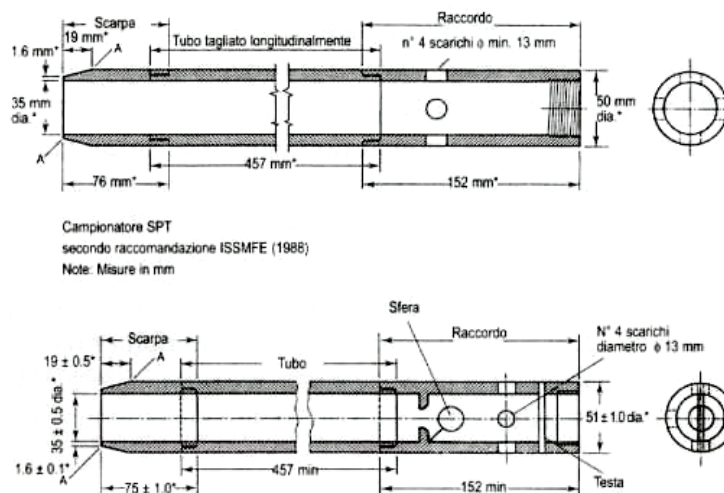


Figura 12.7: Campionatore per la prova S.P.T. (ASTM D1586-84)

Dato il carattere empirico dei metodi di interpretazione dei risultati della prova S.P.T. è assolutamente necessario seguire in modo scrupoloso la procedura di riferimento per

l'esecuzione della prova emessa dall'Associazione Internazionale di Ingegneria Geotecnica (ISSMFE, 1988). I risultati della prova sono infatti influenzati dalle caratteristiche del campionatore, dalle dimensioni delle aste, dal sistema di battitura, dalla tecnica di perforazione e dalle dimensioni del foro<sup>3</sup>.

Se la prova è eseguita in terreni molto compatti o ghiaiosi, la scarpa del campionatore SPT può essere sostituita con una punta conica (diametro esterno 51mm, apertura 60°).

Se la prova è eseguita sotto falda, il livello di acqua o di fango nel foro deve essere mantenuto più alto di quello della falda freatica nel terreno per evitare un flusso d'acqua dall'esterno verso l'interno del foro.

### 12.3.1 Terreni sabbiosi

L'indice  $N_{SPT}$  è una misura indiretta dell'energia necessaria a determinare la rottura del terreno e quindi la penetrazione del campionatore nelle condizioni di prova. Pertanto la resistenza al taglio ( $\tau_f$ ) opposta dal terreno penetrato può essere stimata con una correlazione di tipo secondario con il valore di  $N_{SPT}$ . Come abbiamo visto al Capitolo 9 la resistenza al taglio dei terreni può in generale essere espressa con la relazione:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan\phi'$$

Nei terreni a grana grossa, molto permeabili, si può ipotizzare che la rottura avvenga in condizioni drenate (o quasi drenate) e quindi può essere ragionevole assumere che esista una correlazione tra  $N_{SPT}$  e  $\tau_f = \sigma' \tan\phi'$ . Poiché la tensione normale media sulla superficie di rottura,  $\sigma'$ , è proporzionale alla tensione litostatica verticale efficace alla profondità della prova,  $\sigma'_{v0}$ , tale grandezza deve entrare nella correlazione empirica tra l'indice  $N_{SPT}$  e la tangente dell'angolo di resistenza al taglio di picco  $\tan\phi'$ . Al Capitolo 9 abbiamo visto come l'angolo di resistenza al taglio di picco di un mezzo granulare sia influenzato da forma, dimensioni e distribuzione dei grani ma soprattutto dallo stato di addensamento (densità relativa). Poiché la prova SPT prevede l'estrazione di un piccolo campione di terreno su cui è possibile eseguire l'analisi granulometrica, molte delle correlazioni proposte sono finalizzate alla stima della densità relativa, come passo intermedio per la stima dell'angolo di resistenza al taglio.

L'esistenza in letteratura geotecnica di molte correlazioni tra l'indice  $N_{SPT}$  e la densità relativa e/o l'angolo di resistenza al taglio dei mezzi granulari testimonia da un lato l'interesse e la diffusione della prova, nonché l'esistenza di una vasta mole di dati sperimentali, ma dall'altro lato l'incertezza della stima. È pertanto consigliabile non affidarsi ad un'unica correlazione, ma confrontare le stime derivanti da più correlazioni e scegliere come valore operativo il valore mediano o quello più cautelativo.

### Stima della densità relativa

Alcune delle più utilizzate e accreditate correlazioni per la stima della densità relativa dai risultati di prove SPT sono le seguenti:

<sup>3</sup> Esistono, infatti, in letteratura opportuni coefficienti correttivi che, nel caso in cui la prova non sia eseguita secondo la procedura standard, consentono di ottenere, una volta moltiplicati per il valore misurato del numero di colpi, il valore standardizzato di  $N_{SPT}$ .

$$N_{SPT} = \left( 17 + 24 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) \cdot D_R^2 \quad (\text{Gibbs e Holtz, 1957}) \quad (\text{Eq. 12.2})$$

in cui  $p_a$  è la pressione atmosferica ( $p_a=100$  se  $\sigma'_{v0}$  è espresso in kPa)

$$D_R = 1,5 \cdot \left( \frac{N_{SPT}}{F} \right)^{0,222} - 0,6 \quad \text{con} \quad F = 0,65 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^2 + 16,8 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) + 14 \quad (\text{Eq. 12.3})$$

(Gibbs e Holtz, 1957)

$$D_R = 0,21 \cdot \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} + 0,7}} \quad (\text{Meyerhof, 1957}) \quad (\text{Eq. 12.4})$$

$$N_{SPT} = 20 \cdot \left( 1 + 4,1 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) \cdot D_R^2 \quad \text{per} \quad \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \leq 0,732 \quad (\text{Eq. 12.5})$$

$$N_{SPT} = 20 \cdot \left( 3,24 + 1,024 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) \cdot D_R^2 \quad \text{per} \quad \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} > 0,732$$

(Bazaara, 1967), più adatta a sabbie sovraconsolidate o costipate in cantiere

$$D_R = \sqrt{\frac{C_N \cdot N_{SPT}}{60}} \quad \text{con} \quad \begin{array}{l} C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \quad \text{per sabbie fini} \\ C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \quad \text{per sabbie grosse} \end{array} \quad (\text{Eq. 12.6})$$

(Skempton, 1986)

$$\begin{array}{l} D_R = 0,22 \cdot N_{SPT}^{0,57} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0,14} \quad \text{Sabbia fine} \\ D_R = 0,18 \cdot N_{SPT}^{0,57} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0,14} \quad \text{Sabbia 75\%, ghiaia 25\%} \\ D_R = 0,25 \cdot N_{SPT}^{0,44} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0,13} \quad \text{Sabbia 50\%, ghiaia 50\%} \\ D_R = 0,25 \cdot N_{SPT}^{0,46} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0,12} \quad \text{Tutti i terreni granulari} \end{array} \quad \text{per} \quad (\text{Eq. 12.7})$$

(Yoshida e Kokusho, 1988)

A titolo di confronto nelle Figure da 12.8 a 12.13 sono graficamente rappresentate le stime di  $D_R$  ottenute applicando le Equazioni da 12.2 a 12.7.

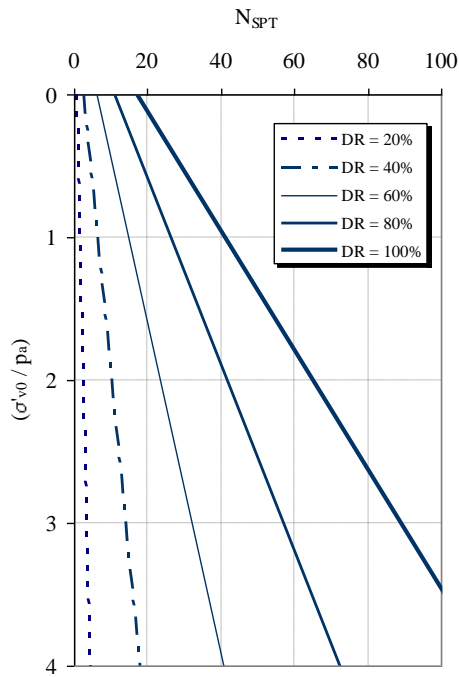


Figura 12.8 – Stima di  $D_R$  da  $N_{SPT}$  applicando l'Eq. 12.2 (Gibbs e Holtz, 1957)

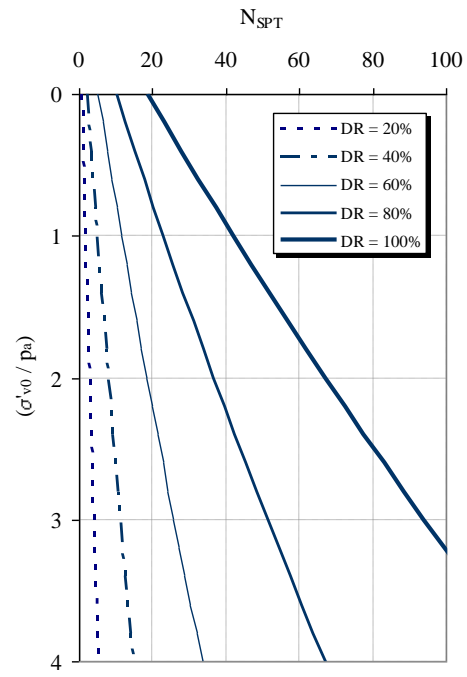


Figura 12.9 – Stima di  $D_R$  da  $N_{SPT}$  applicando l'Eq. 12.3 (Gibbs e Holtz, 1957)

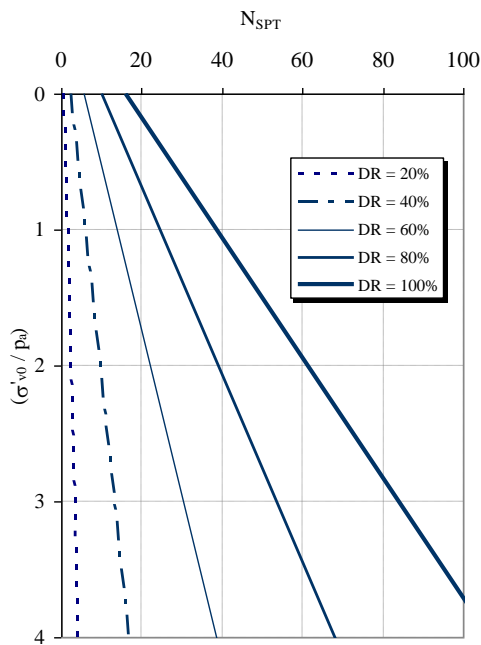


Figura 12.10 – Stima di  $D_R$  da  $N_{SPT}$  applicando l'Eq. 12.4 (Meyerhof, 1957)

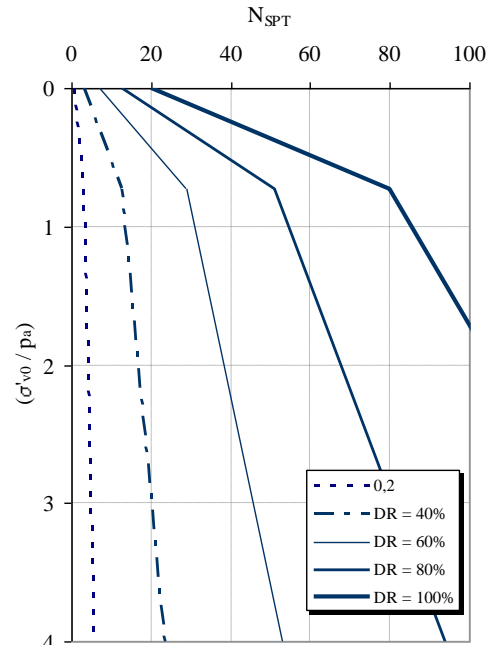
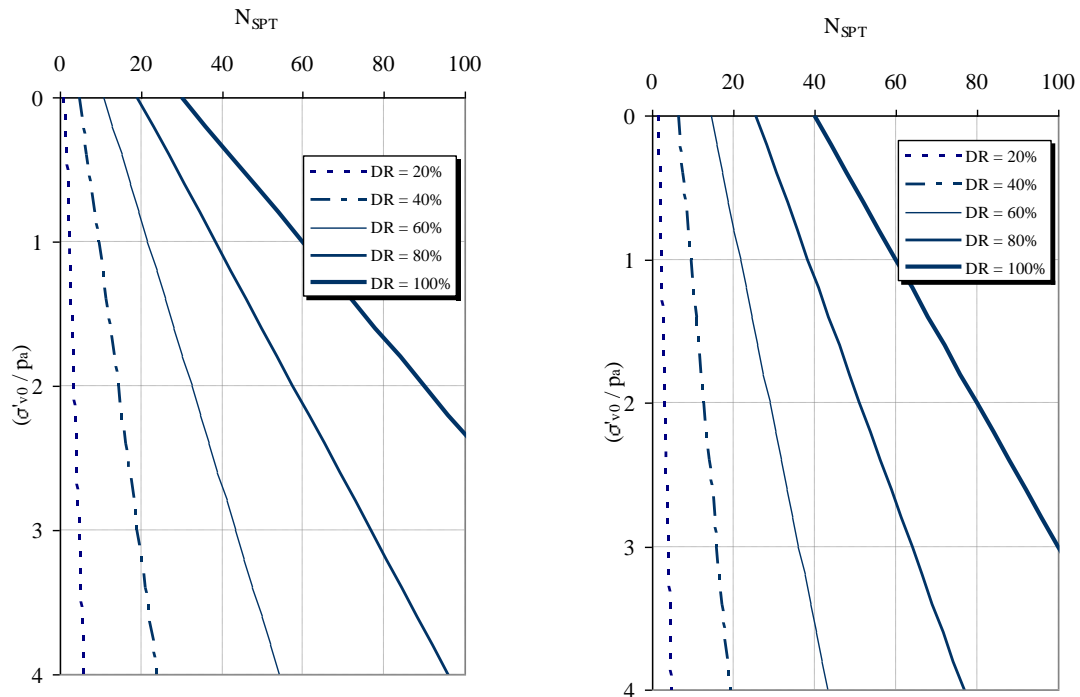


Figura 12.11 – Stima di  $D_R$  da  $N_{SPT}$  applicando l'Eq. 12.5 (Bazaraa, 1967)



*Sabbie fini*

*Sabbie grosse*

Figura 12.12 – Stima di  $D_R$  da  $N_{SPT}$  applicando l'Eq. 12.6 (Skempton, 1986)

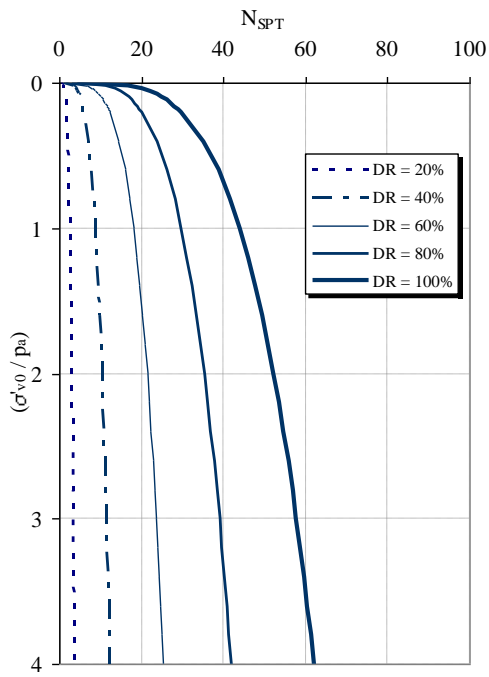
Stima dell'angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco può essere stimato in modo indiretto a partire dal valore della densità relativa precedentemente stimata dai risultati della prove SPT.

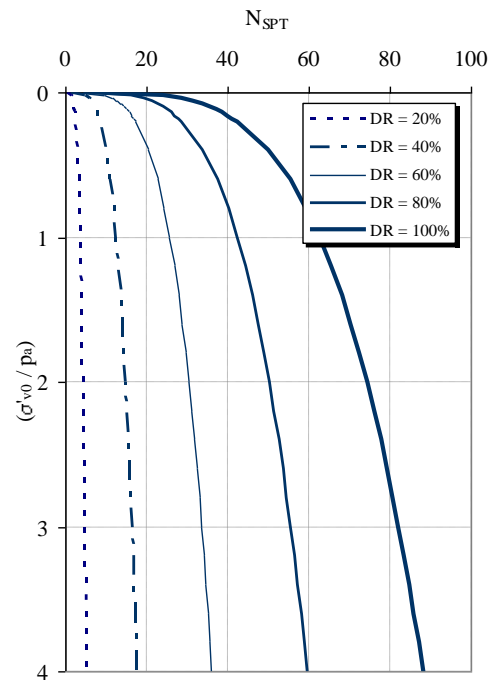
La correlazione più nota è quella proposta da Schmertmann (1977) per differenti granulometrie (Eq. 12.8), graficamente rappresentata in Figura 12.14.

$\phi'(^{\circ}) = 28 + 0,14 \cdot D_R$	Sabbia fine uniforme	
$\phi'(^{\circ}) = 31,5 + 0,115 \cdot D_R$	Sabbia media uniforme e sabbia fine ben gradata	
$\phi'(^{\circ}) = 34,5 + 0,10 \cdot D_R$	Sabbia grossa uniforme e sabbia media ben gradata	Eq. (12.8)
$\phi'(^{\circ}) = 38 + 0,08 \cdot D_R$	Ghiaia media e fine e sabbia e ghiaia poco limosa	

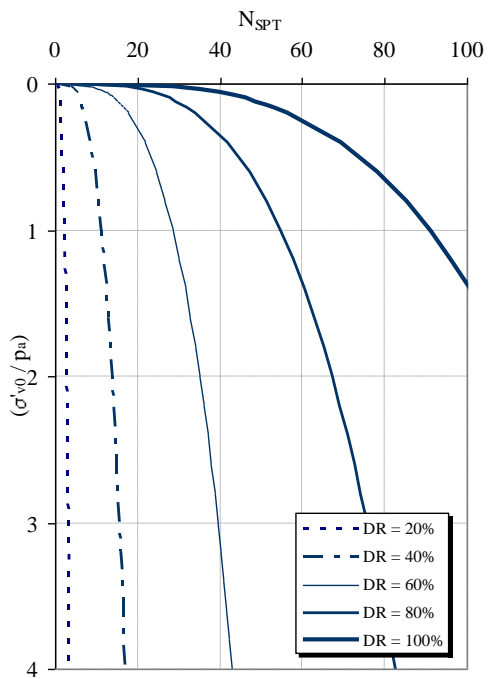




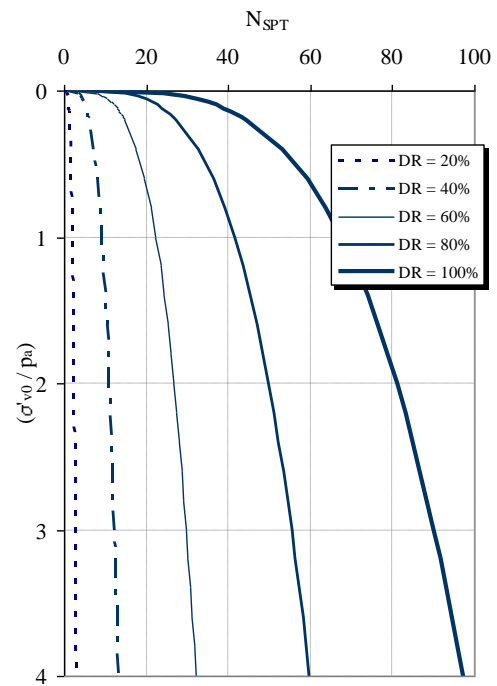
Sabbia fine



Sabbia 75% Ghiaia 25%



Sabbia 50% Ghiaia 50%



Tutti i terreni granulari

Figura 12.13 – Stima di  $D_R$  da  $N_{SPT}$  applicando l'Eq. 12.7 (Yoshida e Kokusho, 1989)

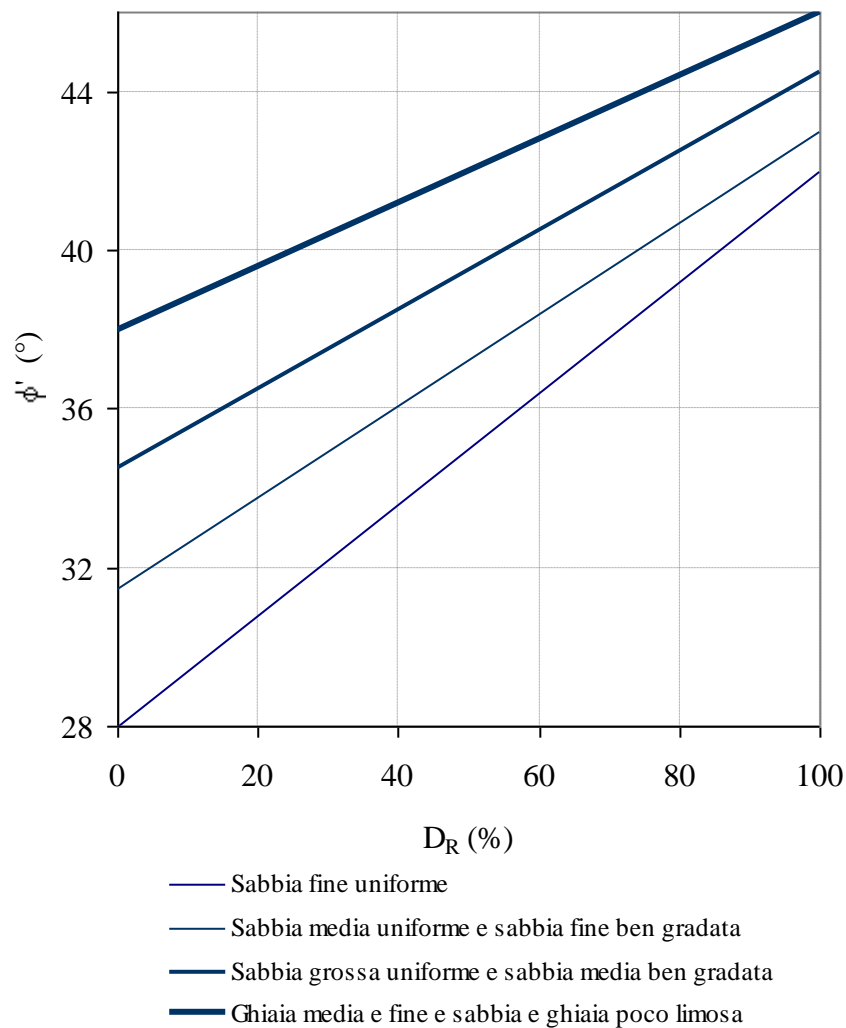


Figura 12.14 - Stima di  $\phi'$  da  $D_R$  per differenti granulometrie secondo Schmertmann (1978)

A titolo di confronto l'Eurocodice 7 propone per sabbie silicee la correlazione di tabella 12.6, graficamente rappresentata in Figura 12.15.

Tabella 12.6 – Correlazione tra  $\phi'$  e  $D_R$  per sabbie silicee secondo l'EC7

$D_R$ (%)	Grana fine		Grana media		Grana grossa	
	Uniforme	Ben gradata	Uniforme	Ben gradata	Uniforme	Ben gradata
40	34	36	36	38	38	41
60	36	38	38	41	41	41
80	39	41	41	43	43	44
100	42	43	43	44	44	46

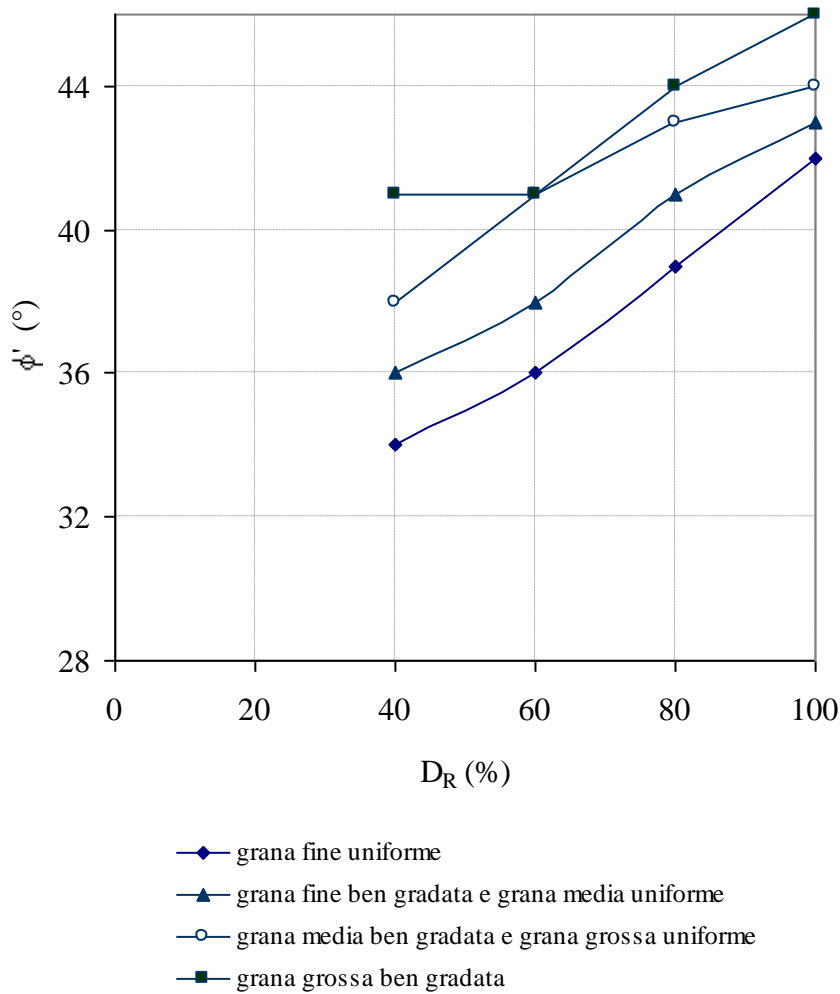


Figura 12.15 - Stima di  $\phi'$  da  $D_R$  per sabbie silicee secondo l'Eurocodice 7

Esistono anche correlazioni dirette tra  $\phi'$  e  $N_{SPT}$ , che evitano le approssimazioni dovute al doppio passaggio. Le più note ed utilizzate sono:

- la correlazione di Peck, Hanson e Thornburn (1974), approssimabile con la seguente equazione (Wolff, 1989) rappresentata in Figura 12.16:

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

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma_{v0}}{p_a}} \quad \text{per sabbie fini} \quad \text{(Eq. 12.9)}$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma_{v0}}{p_a}} \quad \text{per sabbie grosse}$$

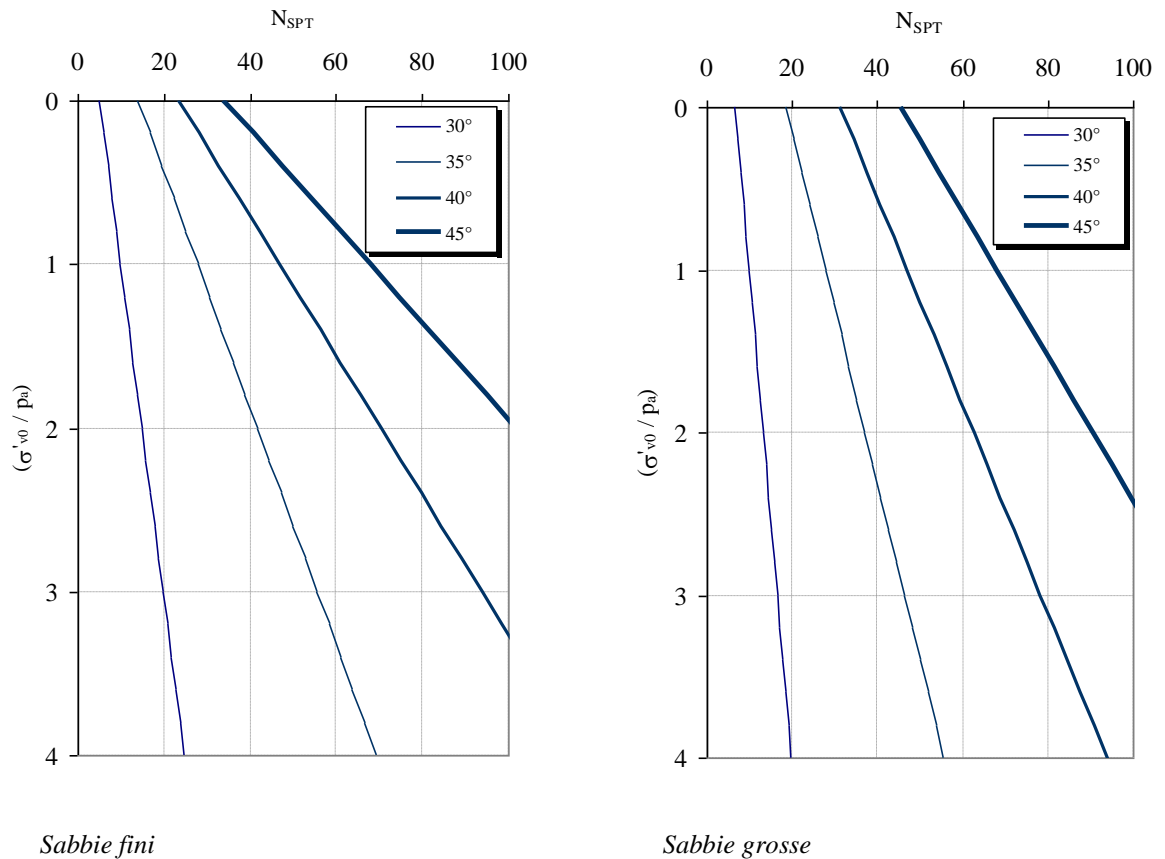


Figura 12.16 – Stima di  $\phi'$  da  $N_{SPT}$  applicando l'Eq. 12.9 (Wolff, 1989)

e la correlazione di Schmertmann (1975) rappresentata in Figura 12.17, che corrisponde all'equazione (Kulhawy e Mayne, 1980):

$$\phi' = \arctan \left[ \frac{N_{SPT}}{12,2 + 20,3 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)} \right]^{0,34} \quad (\text{Eq. 12.10})$$

L'esistenza stessa di molte correlazioni è un chiaro segno delle incertezze e delle approssimazioni insite nelle procedure empiriche di stima. Per tale motivo può essere opportuno confrontare i valori stimati con le diverse correlazioni, ed utilizzare come valore di progetto dell'angolo di resistenza al taglio di picco di uno strato di sabbia, la mediana delle stime, escludendo eventuali valori anomali.

Si tenga presente che, poiché il terreno non è omogeneo, i valori di  $N_{SPT}$  ottenuti nella stessa formazione possono essere anche sensibilmente diversi fra loro, e che la presenza di ciottoli e ghiaia può determinare valori di  $N_{SPT}$  erratici e inaffidabili.

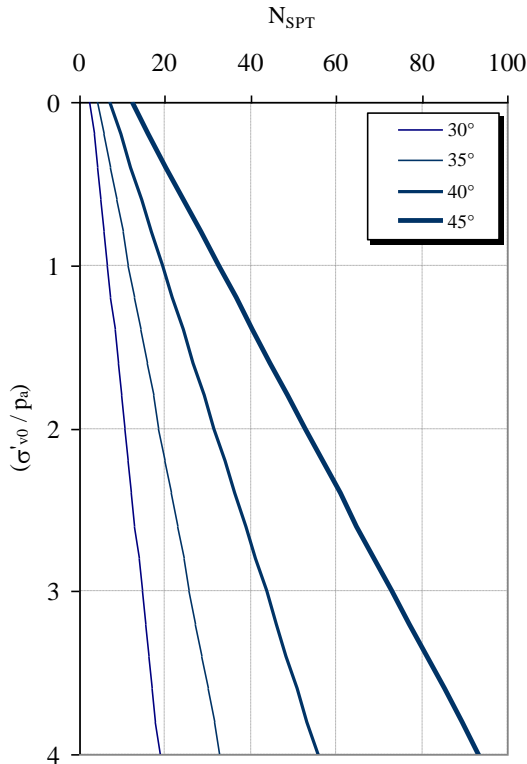


Figura 12.17 – Stima di  $\phi'$  da  $N_{SPT}$  applicando l'Eq. 12.10 (Kulhawy e Mayne, 1980)

mediamente vale 4.4 kPa, come mostrato in Figura 12.18, dove è possibile rilevare la dispersione dei dati sperimentali su cui si basa la correlazione.

Un'altra correlazione proposta per la stima di  $c_u$  da  $N_{SPT}$  è la seguente (Hara et al., 1971):

$$c_u \text{ (kPa)} = 29 \cdot N_{SPT}^{0.72} \quad \text{(Eq. 12.12)}$$

### 12.4 Prova penetrometrica statica C.P.T.

La prova penetrometrica statica C.P.T. (Cone Penetration Test) è un mezzo di indagine molto diffuso in Italia poiché, ad un costo modesto, permette l'identificazione della successione stratigrafica lungo una verticale, e la stima di molti parametri geotecnici sia in terreni a grana fine che in terreni a grana grossa (ghiaie escluse).

### 12.3.2 Terreni a grana fine

#### Stima della resistenza al taglio non drenata

Poiché la penetrazione avviene a percussione (prova dinamica), nei terreni a grana fine durante la prova nascono sovrappressioni interstiziali e la rottura avviene in condizioni non drenate. Pertanto non è possibile una stima dei parametri di resistenza al taglio ( $c'$  e  $\tan\phi'$ ), ma eventualmente e con molta incertezza soltanto della resistenza al taglio non drenata  $c_u$ .

La resistenza al taglio non drenata di un'argilla non sensitiva può essere approssimativamente stimata dai risultati di prove S.P.T. con la correlazione di Stroud (1974):

$$c_u = f_1 \cdot N_{SPT} \quad \text{(Eq. 12.11)}$$

in cui  $f_1$  è un coefficiente funzione dell'indice di plasticità. Il coefficiente  $f_1$  ha valori compresi tra 3.5 e 6.5 kPa, e

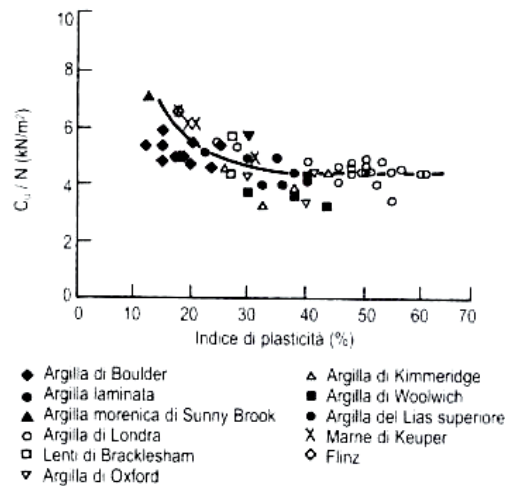


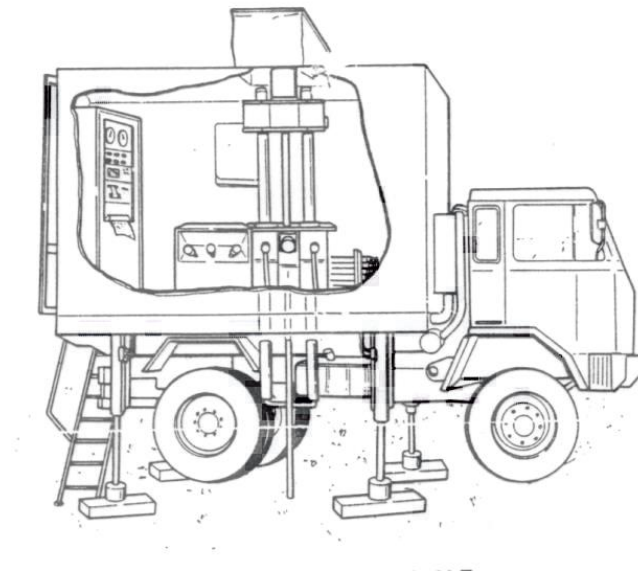
Figura 12.18: Correlazione fra  $N_{SPT}$  e  $c_u$  per argille non sensitive secondo Stroud (1974)

La prova è autoperforante, ovvero non richiede l'esecuzione di un foro di sondaggio, e consiste nell'infissione a pressione nel terreno, a partire dal p.c. ed alla velocità costante di 20 mm/sec (con una tolleranza di  $\pm 5$  mm/sec), di una punta conica avente diametro 35.7 mm e angolo di apertura  $60^\circ$ , collegata al dispositivo di spinta mediante una batteria di tubi.

Il contrasto necessario ad infiggere il penetrometro è di norma ottenuto col peso dell'autocarro, eventualmente zavorrato, su cui è installata l'attrezzatura (Figura 12.19)<sup>4</sup>.

Il penetrometro statico, ideato in Svezia nel 1917 (anche se comunemente chiamato penetrometro olandese), ha subito nel tempo modifiche e miglioramenti. Attualmente ne esistono due tipi, con caratteristiche geometriche e procedure di prova normate a livello internazionale (ISSMFE, 1989):

- a) il penetrometro meccanico con manicotto d'attrito, e
- b) il penetrometro elettrico.



*Figura 12.19 – Penetrometro statico installato su camion*

Nei **penetrometri meccanici con manicotto d'attrito** la punta conica è solidale con una batteria di aste coassiali ad una tubazione di rivestimento. La parte finale, ovvero più prossima alla punta, della tubazione di rivestimento è mobile, e costituisce il manicotto di attrito.

In Figura 12.20 sono rappresentate la punta di un penetrometro meccanico con manicotto d'attrito e le posizioni che assume durante l'infissione.

<sup>4</sup> Talvolta il contrasto è realizzato con un telaio ancorato al terreno con delle grosse viti.

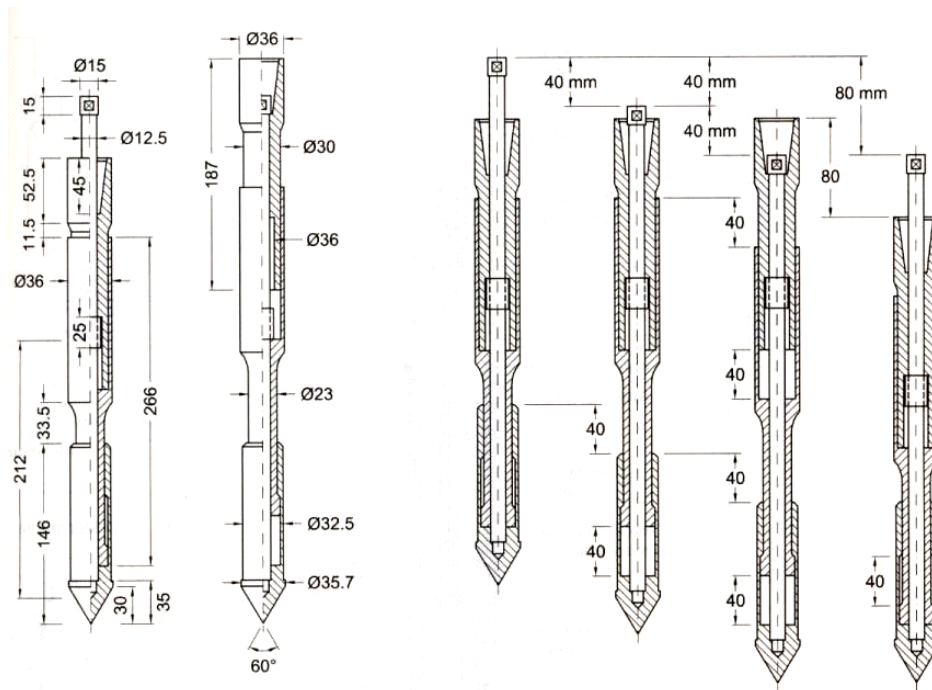


Figura 12.20 - Punta di un penetrometro meccanico con manicotto d'attrito (punta Begemann) (a) e posizioni assunte durante l'infissione (b)

1) Inizialmente, esercitando una forza  $F_1$  sulle aste interne collegate alla punta, si fa avanzare a velocità costante la sola punta per una lunghezza di 40 mm. L'area della punta è:

$$A_p = (\pi 3,57^2)/4 = 10 \text{ cm}^2$$

e la pressione media alla punta durante l'avanzamento (resistenza di punta) vale:

$$q_c = F_1/A_p.$$

2) Al termine della corsa di 40mm, viene agganciato il manicotto d'attrito, che ha una superficie laterale  $A_s = 150 \text{ cm}^2$  e si continua a far avanzare la punta a velocità costante per altri 40 mm (che nella penetrazione si trascina dietro il manicotto). Se si indica con  $F_2$  la forza necessaria a fare avanzare il penetrometro in questa seconda fase, e se si fa l'ipotesi che la resistenza di punta non sia variata rispetto al tratto precedente, è possibile calcolare la tensione tangenziale media lungo la superficie del manicotto (resistenza laterale locale) con la relazione:

$$f_s = (F_2 - F_1) / A_s.$$

3) In una terza fase la spinta viene applicata alle aste esterne che, a punta ferma, raggiungono prima il manicotto e poi la punta, e infine fanno avanzare l'intero sistema. Le operazioni sopradescritte sono ripetute ogni 20 cm.

I risultati della prova sono rappresentati in grafici (e tabelle) aventi in ordinata la profondità e in ascissa le misure di  $q_c$  e di  $f_s$  ogni 20 cm (Figura 12.21). Il penetrometro meccanico è uno strumento semplice e robusto, che può operare in un campo di terreni che va dalle argille alle sabbie grosse, fino a profondità dell'ordine di 40 m e oltre.

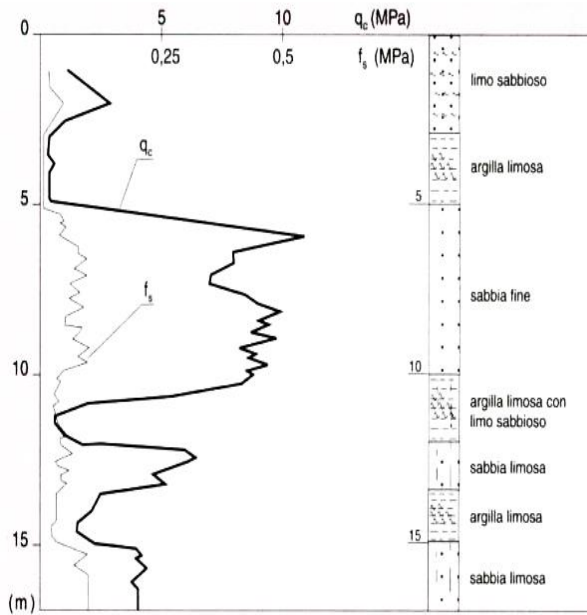


Figura 12.21: Esempio di rappresentazione dei risultati di una prova CPT

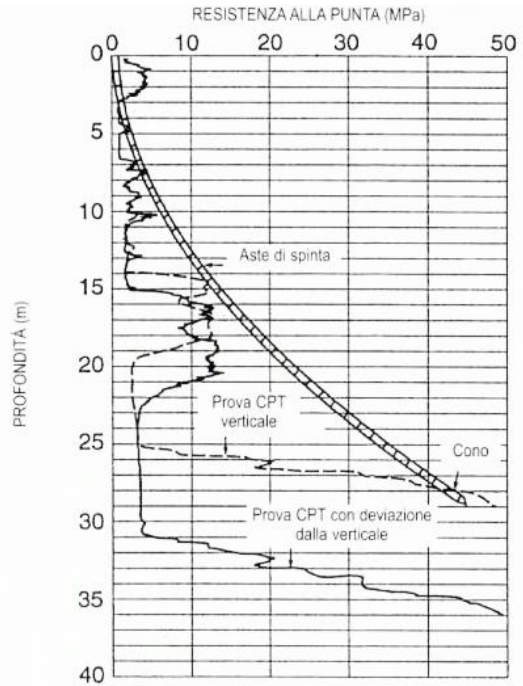


Figura 12.22 - Effetto della deviazione dalla verticale sul profilo della resistenza di punta di un penetrometro meccanico

I suoi principali limiti derivano dal fatto che le resistenze alla penetrazione sono dedotte da misure di forza eseguite in superficie, e quindi sono affette da errori dovuti al peso proprio e alla deformabilità delle aste, ed agli attriti tra le varie parti dell'attrezzatura. Inoltre la profondità delle misure è desunta dalla lunghezza delle aste e quindi soggetta ad errori derivanti dalla deviazione dalla verticale (Figura 12.22). Infine le misure di resistenza alla punta,  $q_c$ , e di attrito laterale locale,  $f_s$ , non sono indipendenti fra loro e si riferiscono a profondità leggermente diverse, per cui la presenza di terreni fittamente stratificati può condurre a errori di stima.

Il **penetrometro elettrico** è la naturale evoluzione del penetrometro meccanico (Figura 12.23). Nel penetrometro elettrico le misure di pressione alla punta e di tensione laterale locale sono eseguite localmente ed in modo fra loro indipendente con trasduttori elettrici che inviano un segnale alla centralina posta in superficie.

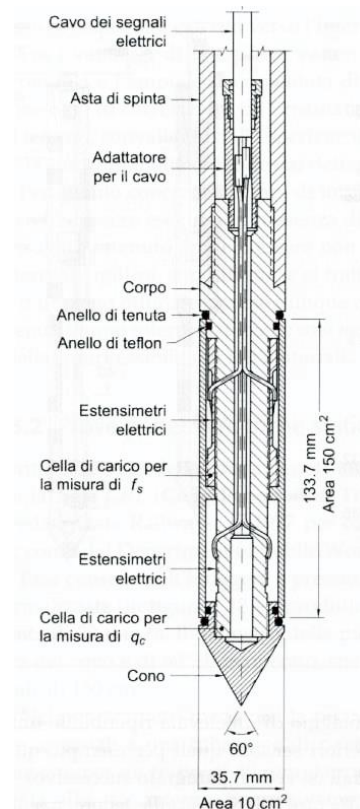


Figura 12.23: Punta del penetrometro elettrico



Un inclinometro alloggiato nelle aste permette di misurare la deviazione dalla verticale e di correggerne gli errori conseguenti. La frequenza delle misure può essere anche molto ridotta, tipicamente ogni 2-5 cm, e i dati sono direttamente acquisiti in forma numerica e rappresentati graficamente anche durante l'esecuzione della prova. I limiti del penetrometro a punta elettrica risiedono nel maggiore costo dello strumento, e negli errori derivanti dalle componenti elettroniche (non linearità e isteresi delle celle di pressione, sensibilità alle variazioni di temperatura, calibrazione).

## 12.5 Interpretazione dei risultati di prove C.P.T

L'analisi dei risultati di prove C.P.T. consente in primo luogo il riconoscimento litologico dei terreni attraversati e la ricostruzione della successione stratigrafica.

Questa prima fase interpretativa è essenziale e necessaria per ogni ulteriore interpretazione geotecnica. Infatti durante la prova vengono misurate le resistenze di punta e di attrito laterale opposte dal terreno nelle condizioni di rottura determinate dalla penetrazione dello strumento con una velocità imposta e costante di 2 cm/sec. A seconda della permeabilità del terreno attraversato la rottura avviene in condizioni drenate o non drenate. Pertanto il modello interpretativo del fenomeno della rottura è condizionato dal tipo di terreno cui si riferiscono i dati di resistenza misurati.

### 12.5.1 Riconoscimento stratigrafico

La resistenza penetrometrica di punta offerta da un terreno sabbioso è, di norma, nettamente superiore alla resistenza offerta da terreni argillosi di media e bassa consistenza. Pertanto molte volte il solo esame del profilo di  $q_c$  può dare una prima idea della successione stratigrafica<sup>5</sup>. Tuttavia le migliori correlazioni proposte per l'individuazione della natura del terreno attraversato fanno uso, oltre che della resistenza di punta,  $q_c$ , anche della resistenza d'attrito laterale,  $f_s$ .

In particolare la carta di classificazione più accreditata per il penetrometro statico meccanico è quella di Schmertmann (1978), rappresentata in Figura 12.24, che ha in ascissa il rapporto adimensionale:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100 \quad (\text{Eq. 12.13})$$

detto **rapporto d'attrito o di frizione o delle resistenze**, in scala naturale, ed in ordinata la resistenza di punta  $q_c$  [FL<sup>-2</sup>] in scala logaritmica.

Per il penetrometro elettrico si può fare riferimento alla carta di Robertson e Wride (1998), rappresentata in Figura 12.25, che ha in ascissa il rapporto d'attrito normalizzato:

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100 \quad (\text{Eq. 12.14})$$

e in ordinata la resistenza di punta normalizzata:

<sup>5</sup> In effetti i penetrometri statici di prima generazione, ormai non più in uso, non avevano il manicotto d'attrito e veniva misurata solo la resistenza di punta.

$$Q = \left( \frac{q_c - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \tag{Eq. 12.15}$$

entrambe le variabili in scala logaritmica. L'esponente n della resistenza di punta normalizzata ha valori compresi tra 1 (terreni argillosi) e 0.5 (sabbie pulite), e può essere stimato nel modo seguente:

Si assume n=1 e si calcola il corrispondente valore della resistenza di punta normalizzata:

$$Q_{n=1} = \left( \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \tag{Eq. 12.16}$$

Si calcola l'indice di tipo di terreno per  $Q = Q_{n=1}$ :

$$I_{c,n=1} = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q_{n=1} - 3.47)^2} \tag{Eq. 12.17}$$

Se risulta  $I_{c,n=1} > 2,6$  il valore di  $n = 1$  è confermato. Se invece risulta  $I_{c,n=1} < 2,6$ , si stima n con l'equazione:

$$n = 0,381 \cdot I_{c,n=1} + 0,05 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) - 0,15 \geq 0,5 \tag{Eq. 12.18}$$

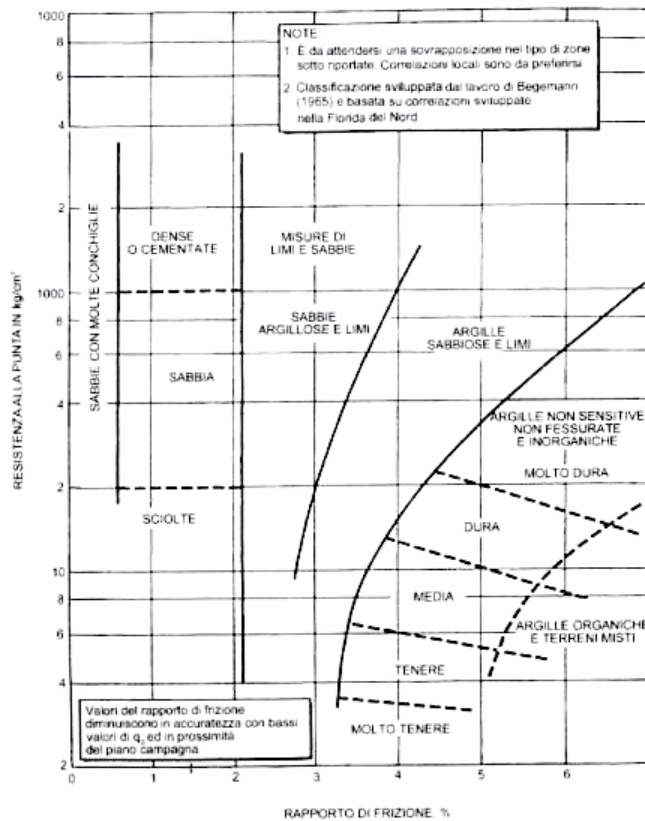


Figura 12.23 - Carta di classificazione per il penetrometro statico meccanico (Schmertmann, 1978)

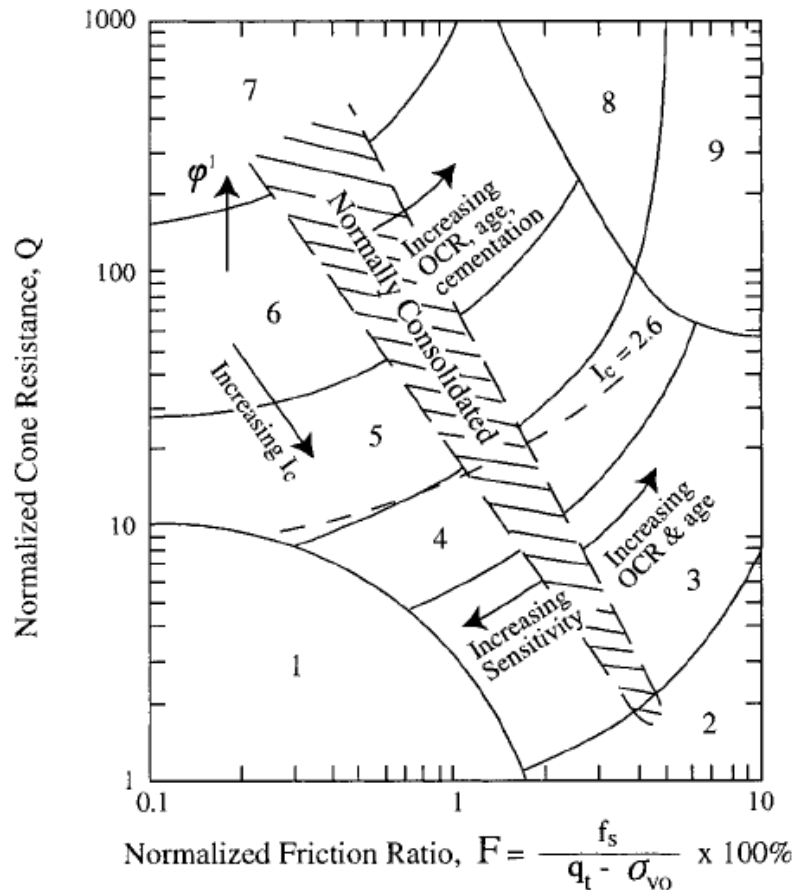


Figura 12.24: Carta di classificazione per il penetrometro statico elettrico (Robertson, 1990)

e si aggiornano i valori di Q (Eq.12.15) e dell'indice di tipo del terreno:

$$I_c = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q - 3.47)^2} \tag{Eq. 12.19}$$

La carta di Robertson è suddivisa in 9 zone cui corrispondono altrettante classi di terreno.

Le curve che delimitano le zone corrispondenti alle classi da 2 a 7 possono essere approssimate, nel piano bilogarithmico, con archi di cerchio concentrici. Il raggio dei cerchi è l'indice del tipo di terreno,  $I_c$ , le coordinate del centro comune valgono:  $x_0 = -1.22$ ,  $y_0 = 3.47$ . Ne consegue che per identificare i terreni delle classi da 2 a 7 (sono escluse le classi 1, 8 e 9) è sufficiente calcolare l'indice del tipo di terreno e verificare la classe di appartenenza.

$3.60 < I_c$	Classe 2	Terreno organico, torba
$2.95 < I_c \leq 3.60$	Classe 3	Argille. Da argille ad argille limose
$2.60 < I_c \leq 2.95$	Classe 4	Limi. Da limi argillosi a argille limose
$2.05 < I_c \leq 2.60$	Classe 5	Sabbie. Da sabbie limose a limi sabbiosi

$1.31 < I_c \leq 2.05$  Classe 6 Sabbie. Da sabbie pulite a sabbie limose

$1.31 > I_c$  Classe 7 Da sabbie ghiaiose a sabbie

La classe 1 corrisponde a: “terreni sensitivi a grana fine”.

La classe 8 corrisponde a: “da sabbie molto dense a sabbie argillose fortemente sovraconsolidate o cementate”

La classe 9 corrisponde a: “materiali fini granulari molto duri, fortemente sovraconsolidati o cementati”.

Per la stima del peso di volume totale del terreno,  $\gamma$ , e quindi delle tensioni litostatiche si può utilizzare la relazione (Robertson, 2010):

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0.27 \cdot \log R_f + 0.36 \cdot \log \left( \frac{q_c}{p_a} \right) + 1.236 \quad (\text{Eq. 12.20})$$

A titolo di esempio si riportano di seguito (Figura 2.25) i grafici relativi ad una prova CPT a punta elettrica (misure e interpretazione stratigrafica con la carta di Robertson).

La falda freatica sia alla profondità di 7.8 m da p.c.

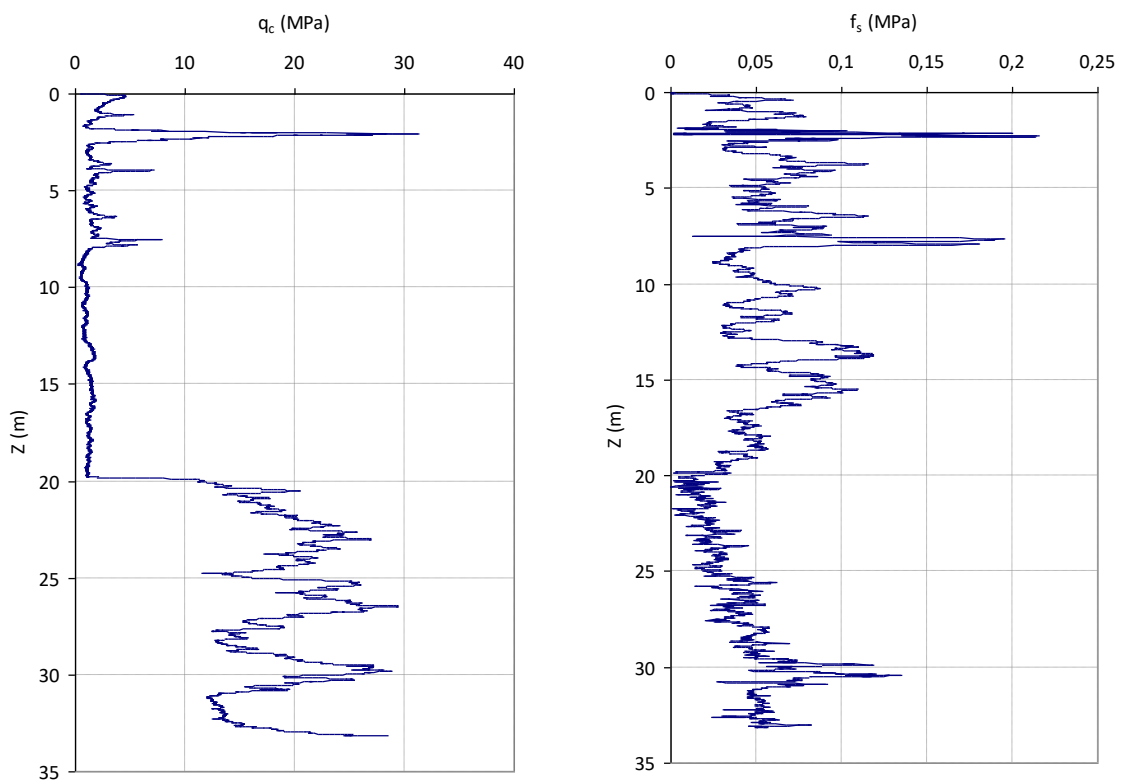


Figura 12.25a – Esempio di profili di  $q_c$  e  $f_s$  da prova CPT a punta elettrica

È opportuno che l’interpretazione stratigrafica delle prove CPT sia avvalorata dal confronto con profili stratigrafici direttamente ottenuti mediante sondaggi eseguiti nell’area di indagine.

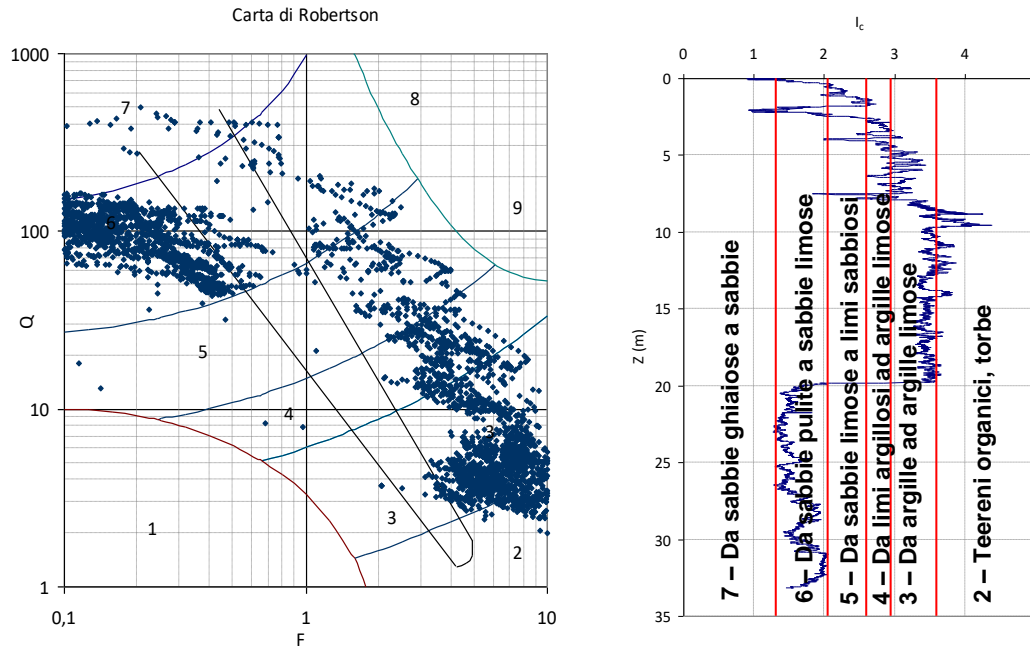


Figura 12.25b – Interpretazione stratigrafica della prova CPT di Figura 12.25a

12.5.2 Interpretazione di prove CPT in terreni sabbiosi

Stima della densità relativa  $D_r$

L'avanzamento del penetrometro statico in terreni sabbiosi avviene generalmente<sup>6</sup> in condizioni drenate, ed è quindi possibile interpretarne i risultati in termini di tensioni efficaci.

Per la stima dei parametri geotecnici dei terreni sabbiosi si utilizza comunemente la densità relativa, come parametro intermedio, sebbene sia stato dimostrato che anche la compressibilità della sabbia (che dipende dalla mineralogia) e lo stato di tensione in sito (che dipende dalla profondità, dal rapporto di sovraconsolidazione e dall'età del deposito) siano fattori molto influenti sulla resistenza penetrometrica di punta.

Le correlazioni fra resistenza penetrometrica e **densità relativa** dei terreni sabbiosi sono state studiate con prove di laboratorio in camera di calibrazione<sup>7</sup>.

Una delle correlazioni più note e utilizzate, valida per sabbie silicee, non cementate, di recente deposizione, normalmente consolidate, è la seguente:

$$D_r = -98 + 66 \cdot \log \left[ \frac{q_c}{(\sigma'_{v0})^{0.5}} \right] \tag{Eq. 12.21}$$

con  $q_c$  e  $\sigma'_{v0}$  espressi in  $t/m^2$  ( $1 t/m^2 \cong 10 kPa$ ).

<sup>6</sup> In sabbie fini e/o limose molto addensate possono talora crearsi sovrappressioni interstiziali negative per effetto della dilatanza

<sup>7</sup> La camera di calibrazione è un'apparecchiatura di laboratorio molto costosa e sofisticata che consiste in una cella triassiale di grandi dimensioni, in cui è possibile eseguire prove geotecniche in sito di vario tipo, con strumenti in vera grandezza e in condizioni al contorno controllate.

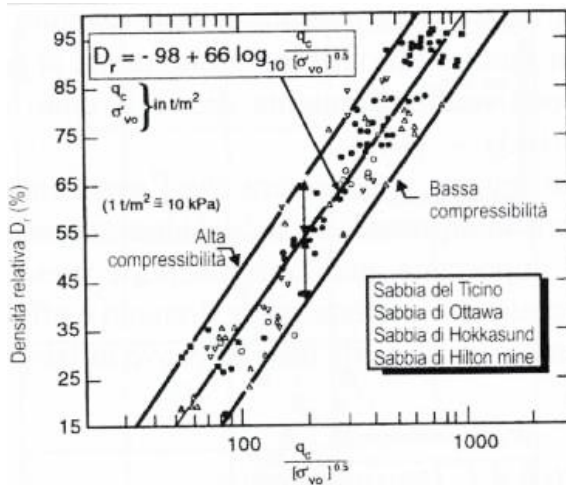


Figura 12.26 - Stima della densità relativa con l'Eq. 12.21

L'equazione 12.21 (Jamolkowski et al., 1985) è rappresentata in Figura 12.26, ove è evidenziata l'influenza della compressibilità, che può condurre ad un errore di +/-12% sulla stima della densità relativa.

Un'altra correlazione, più generale, è la seguente (Baldi et al., 1986):

$$D_r = \frac{1}{C_2} \cdot \ln \left[ \frac{q_c}{C_0 \cdot (\sigma')^{C_1}} \right] \quad (\text{Eq. 12.22})$$

in cui  $C_0$ ,  $C_1$  e  $C_2$  sono costanti,  $q_c$  è la resistenza penetrometrica di punta (espressa in kPa), e  $\sigma'$  (espressa anch'essa in kPa) è la tensione efficace (verticale o media) alla profondità della misura.

In particolare per sabbie silicee moderatamente compressibili, normalmente consolidate, di recente deposizione e non cementate, per le quali si assume  $K_0=0.45$ , le costanti valgono:  $C_0 = 157$ ;  $C_1 = 0.55$ ;  $C_2 = 2.41$  e la tensione efficace di riferimento è quella verticale ( $\sigma' = \sigma'_{v0}$ ).

Per sabbie sovraconsolidate, per le quali occorre stimare preventivamente  $K_0$ , le costanti valgono:  $C_0 = 181$ ;  $C_1 = 0.55$ ;  $C_2 = 2.61$  e la tensione efficace di riferimento è quella media ( $\sigma' = \sigma'_m = (\sigma'_{v0} + 2 \sigma'_{h0})/3$ ).

Le due relazioni derivate dall'Eq. 12.22 sono graficamente rappresentate nelle Figure 12.27 e 12.28.

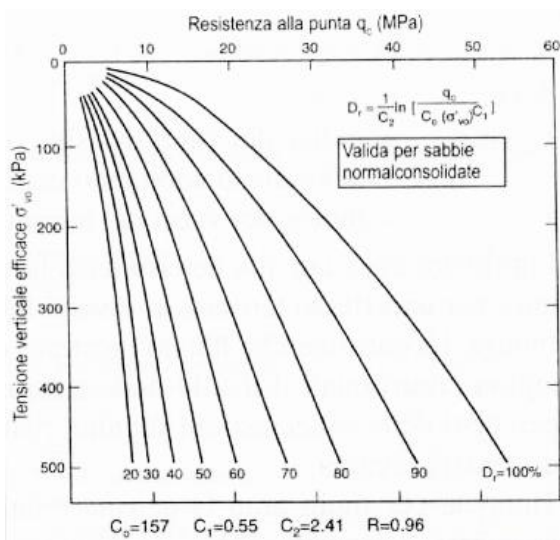


Figura 12.27 - Stima della densità relativa con l'Eq. 12.22 (terreni NC)

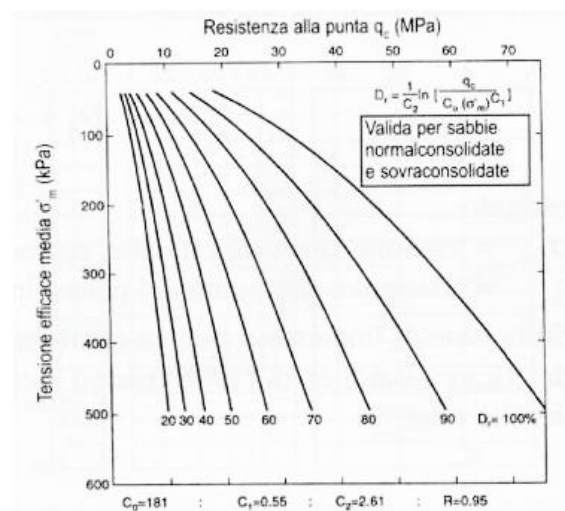


Figura 12.28 - Stima della densità relativa con l'Eq. 12.22 (terreni OC)

Stima dell'angolo di resistenza al taglio,  $\phi'$

Dopo avere stimato la densità relativa della sabbia,  $D_r$ , l'angolo di resistenza al taglio di picco,  $\phi'$ , può essere stimato con le correlazioni proposte da Schmertmann (1978) per differenti granulometrie (Eq. 12.8), graficamente rappresentate in Figura 12.14.

Una correlazione diretta tra  $q_c$ ,  $\sigma'_{v0}$  e l'angolo di resistenza al taglio di picco,  $\phi'$ , ottenuta con prove in camera di calibrazione, valida per sabbie quarzose non cementate è mostrata in Figura 12.29 (Robertson e Campanella, 1983), ed è ben rappresentata dall'equazione:

$$\phi' = \arctan \left[ 0.1 + 0.38 \cdot \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad (\text{Eq. 12.23})$$

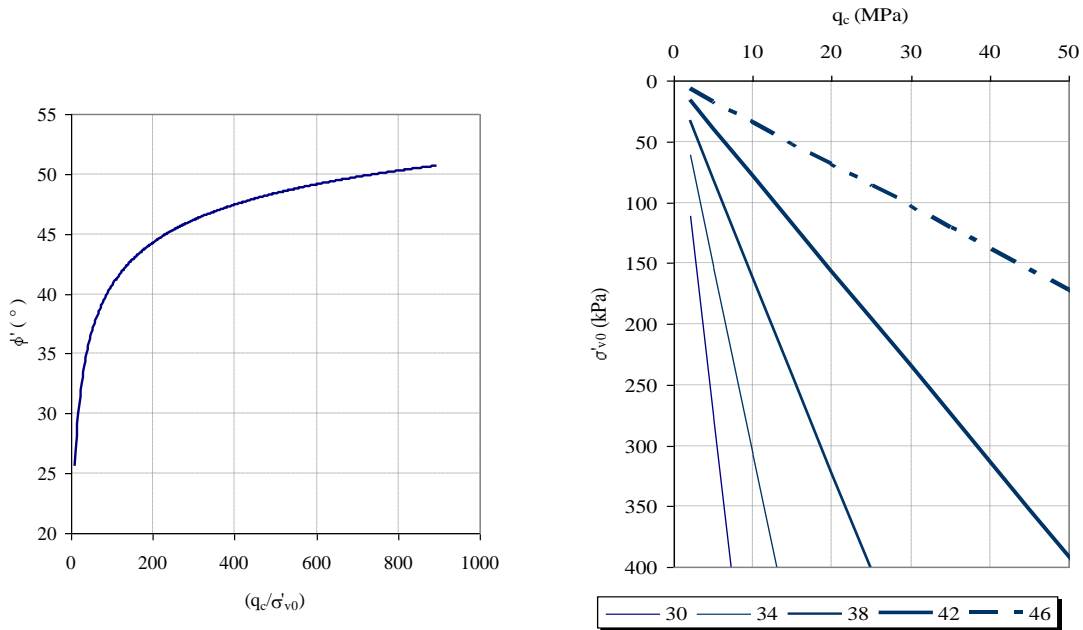


Figura 12.29 – Correlazione diretta tra  $q_c$ ,  $\sigma'_{v0}$  e  $\phi'$  (Robertson e Campanella, 1983)

Un'altra correlazione diretta, graficamente rappresentata in Figura 12.30, per la stima dell'angolo di resistenza al taglio di sabbie quarzose non cementate è la seguente (Mayne, 2006):

$$\phi'(^{\circ}) = 17.6 + 11 \cdot \log \left( \frac{q_c - \sigma'_{v0}}{\sqrt{\sigma'_{v0} \cdot p_a}} \right) \quad (\text{Eq. 12.23})$$

*Modulo di Young*

Poiché la prova CPT misura la resistenza a rottura del terreno, le correlazioni per la stima della **rigidezza** del terreno dai risultati di tale tipo di prova hanno necessariamente carattere empirico e devono essere utilizzate con cautela.

Una semplice correlazione fra la resistenza penetrometrica di punta,  $q_c$ , ed il modulo di Young secante, drenato, per un livello di sforzo mobilitato pari al 25% di quello a rottura, ovvero per condizioni di esercizio con coefficiente di sicurezza rispetto alla rottura pari a

4, valida per sabbie quarzose NC non cementate, è la seguente (Robertson e Campanella, 1983):

$$E_{25} = 2 \cdot q_c \tag{Eq. 12.24}$$

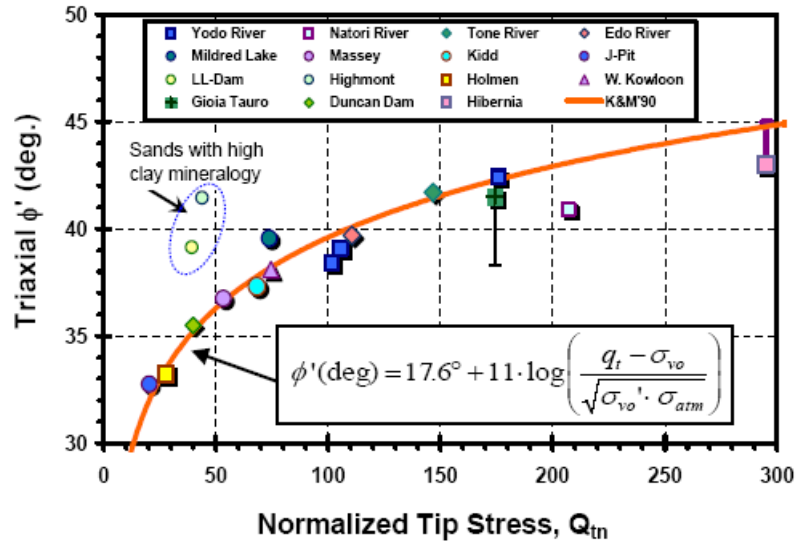


Figura 12.30 - Correlazione diretta tra  $q_c$ ,  $\sigma_{v0}$ ,  $\sigma'_{v0}$  e  $\phi'$  (Mayne, 2006)

Un'altra correlazione proposta per la stima del modulo di Young per una deformazione di circa lo 0.1% in funzione dell'indice di terreno  $I_c$  e della tensione efficace verticale per sabbie non cementate prevalentemente silicee è la seguente (Robertson, 2010):

$$E' = 0.015 \cdot [10^{(0.55 \cdot I_c + 1.68)}] \cdot (q_c - \sigma_{v0}) \tag{Eq. 12.25}$$

La stima del modulo di taglio a bassi livelli di deformazione  $G_0$  delle sabbie e della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s^8$  può essere fatta con le seguenti relazioni (Robertson et al., 1992):

$$G_0 = 0.0188 \cdot [10^{(0.55 \cdot I_c + 1.68)}] \cdot (q_c - \sigma_{v0}) \tag{Eq. 12.26}$$

$$V_s = \left[ 10^{(0.55 \cdot I_c + 1.68)} \cdot \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{p_a} \right]^{0.5} \tag{m/s} \tag{Eq. 12.27}$$

Un'altra equazione proposta per la stima di  $G_0$  da prove CPT è la seguente (Rix e Stokoe, 1992):

$$\frac{G_0}{q_c} = 1634 \cdot \left( \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right)^{-0.75} \tag{Eq. 12.28}$$

con  $G_0$ ,  $q_c$  e  $\sigma'_{v0}$  in kPa.

<sup>8</sup> da cui è possibile ottenere il modulo di rigidezza a taglio  $G_0$ , mediante la correlazione primaria  $G_0 = \rho V_s^2$



### Conducibilità idraulica

Una stima approssimata della conducibilità idraulica (ovvero del coefficiente di permeabilità) dei terreni può essere ottenuta mediante la seguente correlazione con l'indice di tipo di terreno  $I_c$  (Robertson, 2010):

$$\begin{aligned} \log(k) &= 0.952 - 3.04 \cdot I_c && \text{per} && 1 < I_c \leq 3.27 \\ \log(k) &= -4.52 - 1.37 \cdot I_c && \text{per} && 3.27 < I_c \leq 4 \end{aligned} \quad (\text{Eq. 12.29})$$

### 12.5.3 Interpretazione di prove CPT in terreni a grana fine

L'avanzamento del penetrometro statico in terreni a grana fine saturi avviene in condizioni non drenate.

#### Resistenza al taglio non drenata $c_u$

Una stima della resistenza al taglio non drenata,  $c_u$ , di terreni argillosi può essere eseguita con la seguente equazione:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (\text{Eq. 12.30})$$

il coefficiente  $N_k$  ha valori compresi tra 5 e 21, cresce con l'indice di plasticità e viene assunto di norma pari a 14 per penetrometro a punta elettrica e a 20 per penetrometro meccanico.

#### Pressione di consolidazione, $\sigma'_c$ , e grado di sovraconsolidazione, OCR

La stima della pressione di consolidazione e del grado di sovraconsolidazione può essere effettuata con le seguenti relazioni proposte da Mayne e Kemper (1988):

$$\sigma'_c = 0.243 \cdot (q_c)^{0.96} \quad (\text{Eq. 12.31})$$

in cui  $\sigma'_c$  e  $q_c$  sono espressi in MPa.

$$OCR = 0.37 \cdot \left( \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right)^{1.01} \quad (\text{Eq. 12.32})$$

#### Modulo edometrico, M

Il modulo edometrico, M, ovvero il modulo di deformazione in condizioni di espansione laterale impedita, può essere approssimativamente stimato con la seguente relazione (Robertson, 2009):

$$M = \alpha_M \cdot (q_c - \sigma_{v0}) \quad (\text{Eq. 12.33})$$

per  $I_c > 2.2$

$$\alpha_M = Q \quad \text{se} \quad Q = \left( \frac{q_c - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \leq 14$$

$$\alpha_M = 14 \quad \text{se} \quad Q > 14$$

per  $I_c \leq 2.2$

$$\alpha_M = 0.03 \cdot \left[ 10^{(0.55 \cdot I_c + 1.68)} \right]$$

In Figura 12.31 è mostrato un confronto fra valori di  $M$  misurati con prova edometrica in laboratorio e valori stimati con l'equazione (12.33).

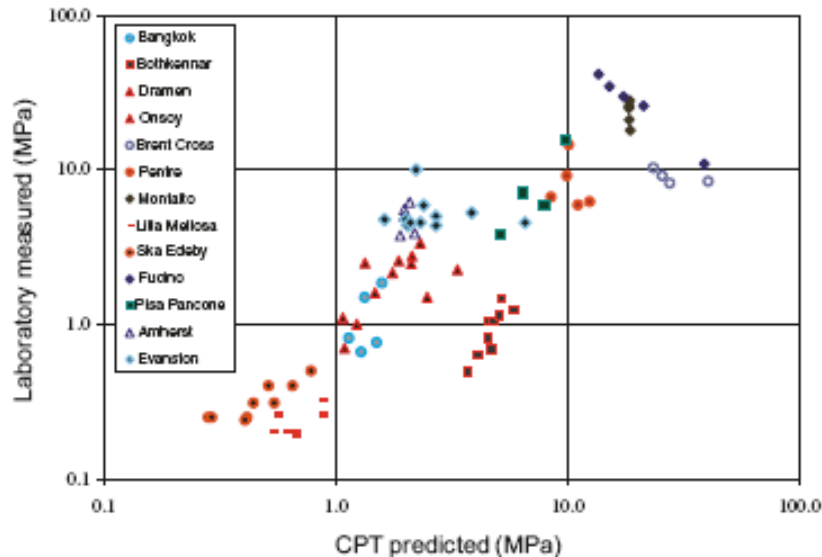


Figura 12.31 – Confronto fra valori del modulo edometrico di terreni a grana fine misurati con prova edometrica in laboratorio e valori stimati con l'equazione (12.33).

## 12.6 Prova con piezocono (C.P.T.U.)

Il **piezocono** è un penetrometro statico a punta elettrica dotato di un elemento poroso di ceramica fine o di acciaio, detto **filtro**, di norma posizionato alla base della punta conica, che permette di misurare e registrare oltre ai parametri di resistenza alla penetrazione,  $q_c$  ed  $f_s$ , anche la pressione interstiziale,  $u_2$ <sup>9</sup>, sia durante l'avanzamento che a penetrometro fermo (Figura 12.32). La misura corretta della pressione  $u_2$  è condizionata dalla completa saturazione del filtro<sup>10</sup>. La possibilità di misurare la pressione interstiziale ha considerevolmente aumentato la capacità interpretativa della prova nei terreni saturi sotto falda. Infatti durante la penetrazione alla velocità di 2cm/sec, nei terreni sabbiosi e permeabili la rottura avviene in condizioni drenate, senza sensibili variazioni della pressione interstiziale, e quindi la pressione misurata dal piezometro coincide con quella in sito ( $u_2 = u_0$ ), mentre nei terreni a grana fine e poco permeabili, si generano sovrappressioni interstiziali,  $\Delta u$ , e quindi viene misurata la pressione  $u_2 = u_0 + \Delta u$ . Poiché inoltre la sensibilità dello strumento alla variazione delle pressioni interstiziali è molto alta in quanto non risente di effetti di scala, è possibile identificare anche sottili livelli di terreno a permeabilità differente, la cui presenza può essere decisiva nella stima dei tempi di consolidazione.

<sup>9</sup> La pressione interstiziale misurata con il piezocono si indica con il simbolo  $u_1$ ,  $u_2$  o  $u_3$  a seconda della posizione del filtro. Se il filtro è posizionato alla base del cono, come è più frequente, la pressione interstiziale è indicata con il simbolo  $u_2$ .

<sup>10</sup> Per tale ragione, spesso le misure effettuate in prossimità del livello di falda non si ritengono affidabili.

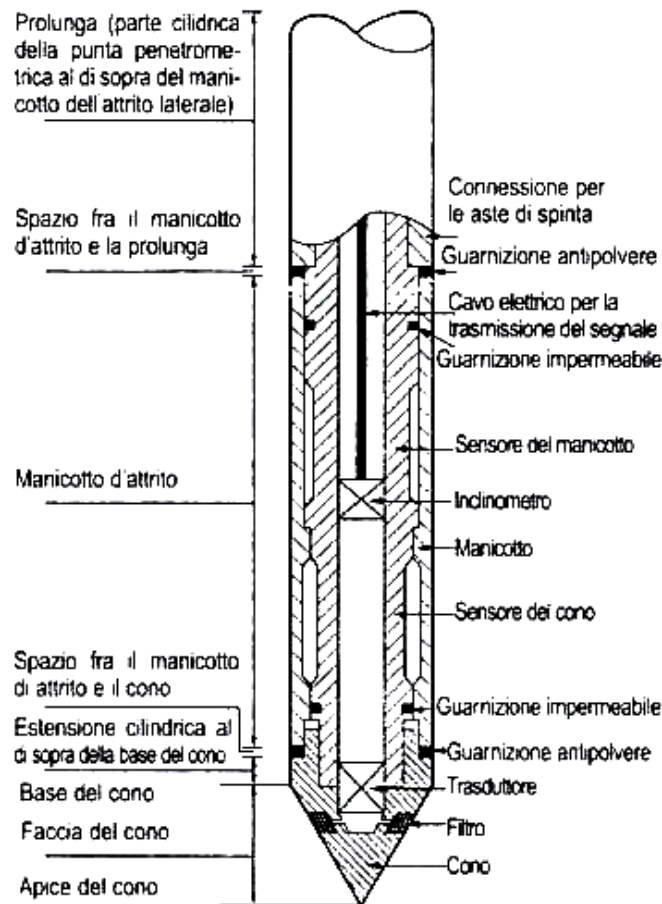


Figura 12.32 – Punta di un piezocono

Per l'interpretazione della prova occorre utilizzare la resistenza di punta corretta,  $q_t$ , che tiene conto della differenza tra l'area della punta,  $A_c$ , e l'area della parte del cono che agisce direttamente sulla cella di carico,  $A_n$ .

Il valore di  $q_t$  è dato dall'equazione:

$$q_t = q_c + u_2 \cdot (1 - a) \quad (\text{Eq. 12.34})$$

con  $a = A_n/A_c$ .

Il valore del rapporto delle aree,  $a$ , si determina sperimentalmente per ogni piezocono ed è in genere compreso tra 0.55 e 0.9.

Si definisce **rapporto delle pressioni interstiziali** il parametro:

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (\text{Eq. 12.35})$$

in cui  $\sigma_{v0}$  rappresenta la tensione verticale totale presente in sito.

Al di sopra del livello di falda, e quindi in terreni insaturi o comunque con pressione interstiziale negativa, i risultati delle prove CPTU possono essere interpretati come quelli delle prove CPT.

In Figura 12.33 sono rappresentati i profili delle misure eseguite durante una prova con piezocono.

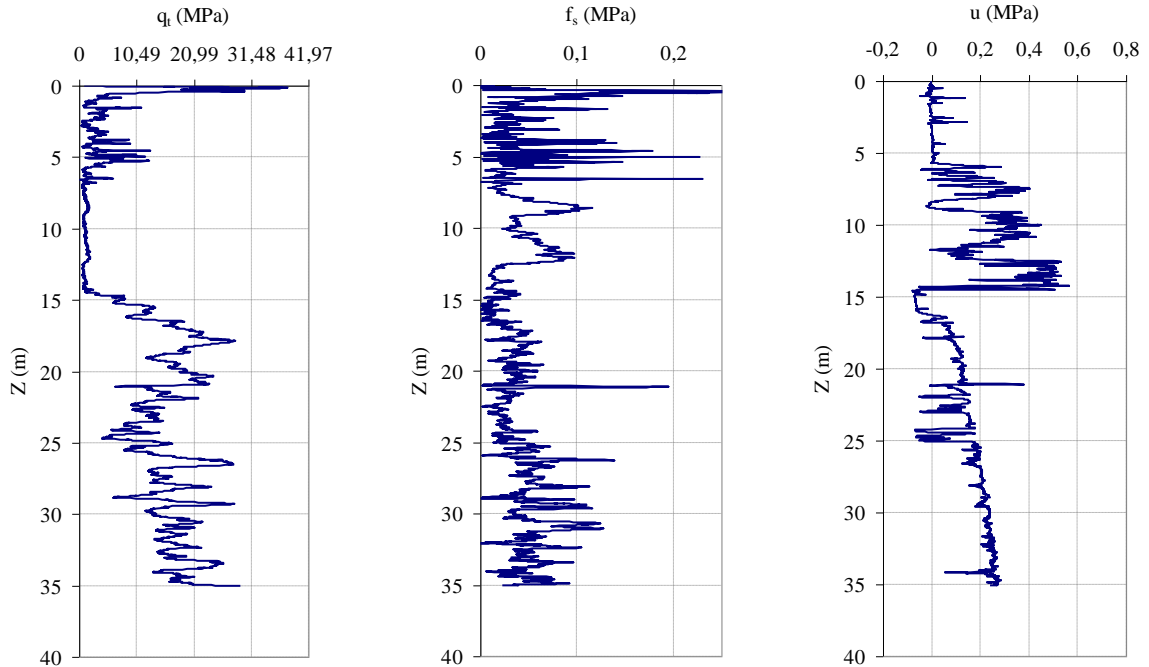


Figura 12.33 – Esempio di profili registrati con piezocono

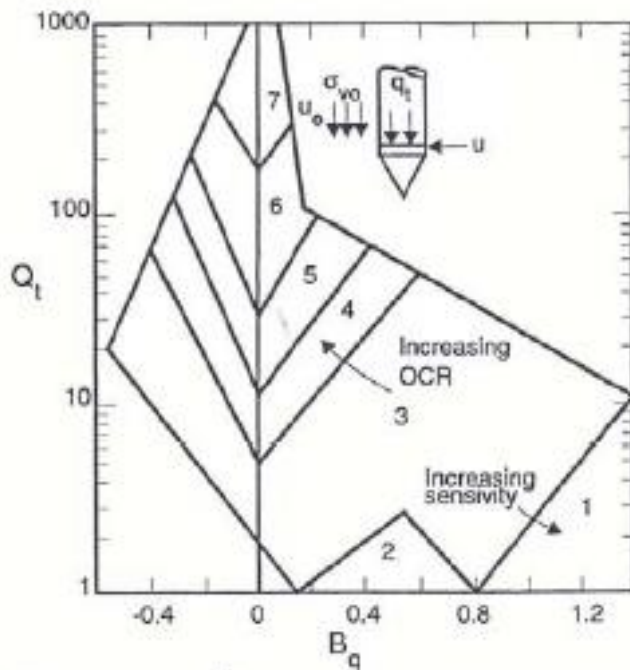


Figura 12.34 – Carta di classificazione di Robertson per piezocono

Per l'identificazione litologica ed il riconoscimento stratigrafico dai risultati di prove con piezocono può essere utilizzato il grafico di Figura 12.34 (Robertson, 1990), nel quale i numeri dei campi corrispondono alle descrizioni di Figura 12.24, ma più spesso, tenuto conto che il parametro  $B_q$  è significativo solo per le osservazioni sotto falda e che la classificazione con la carta di Figura 12.24 si presta meglio ad un'implementazione su foglio di calcolo elettronico, si preferisce riferirsi a quest'ultima.

Tutte le correlazioni proposte per la prova CPT valgono anche per la prova CPTU, con

l'avvertenza di sostituire  $q_c$  con  $q_t$ <sup>11</sup>.

La misura della pressione interstiziale durante la penetrazione permette anche un'interpretazione del fenomeno della rottura in termini di tensioni efficaci e quindi una stima dei parametri  $c'$  e  $\phi'$  (Senneset et al. 1989), anche per i terreni a grana fine.

La correlazione proposta da Mayne (2006), per argille intatte e limi argillosi normalconsolidati o debolmente sovraconsolidati ( $OCR < 2.5$ ), valida per  $18^\circ \leq \phi' \leq 45^\circ$  e per  $0.05 \leq B_q \leq 1.0$ , è la seguente<sup>12</sup>:

$$\phi'(^{\circ}) = 29,5 \cdot B_q^{0,121} \cdot (0,256 + 0,336 \cdot B_q + \log Q_t) \quad (\text{Eq. 12.36})$$

Il piezocono permette l'esecuzione di **prove di dissipazione** e quindi la stima delle caratteristiche di permeabilità e di consolidazione del terreno. Infatti, se durante la penetrazione in un terreno a grana fine saturo e sotto falda, la punta viene arrestata ad una data profondità, si può registrare la dissipazione della sovrappressione interstiziale nel tempo.

La dissipazione ha inizio con l'arresto dell'infissione e la registrazione nel tempo della pressione interstiziale  $u(t)$ . Essa inizia a decrescere dal valore iniziale  $u_i$  verso il valore di equilibrio corrispondente alla pressione idrostatica  $u_o$ . Si indica con  $t_{50}$  il tempo corrispondente al 50% della dissipazione. A titolo di esempio in Figura 12.35 sono rappresentate le curve di dissipazione di una prova CPTU.

In funzione di  $t_{50}$  è possibile stimare il coefficiente di consolidazione e la conducibilità idraulica.

In particolare per piezocono con filtro posizionato alla base (il più diffuso in Italia) il coefficiente di consolidazione orizzontale può essere stimato con l'equazione:

$$c_h = \frac{11,63}{t_{50}} \quad (\text{Eq. 12.37})$$

con  $c_h$  espresso in ( $\text{cm}^2/\text{s}$ ) e  $t_{50}$  in secondi.

La permeabilità viene ricavata utilizzando il grafico di Figura 12.36 (Parez e Fauriel, 1988), o con l'equazione:

$$k = \frac{1}{(251 \cdot t_{50})^{1,25}} \quad (\text{Eq. 12.38})$$

con  $k$  in ( $\text{cm}/\text{s}$ ) e  $t_{50}$  in secondi.

<sup>11</sup> I due parametri  $q_c$  e  $q_t$  differiscono in pratica molto poco

<sup>12</sup> Per argille sovraconsolidate è stato proposta, sempre da Mayne (2019), una versione modificata dell'Eq. 12.36 (Ouyang, Z. & Mayne, P.W., 2019. *Modified NTH Method for Assessing Effective Friction Angle of Normally Consolidated and Overconsolidated Clays from Piezocone Tests*, *J. Geotech. Eng.* 145(10), 1-14)

CPTU 34  
DISSIPAZIONE U A M. 14.55

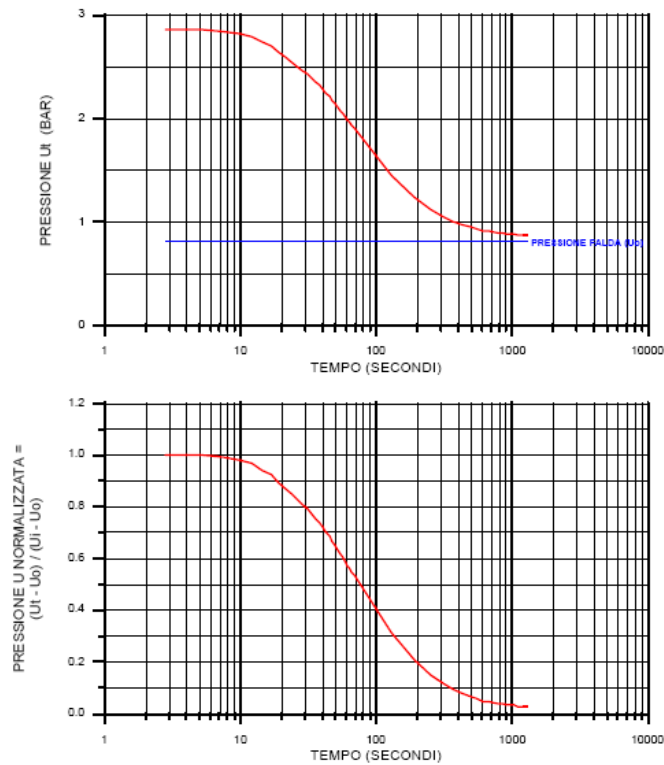


Figura 12.35 – Curve di dissipazione in prova CPTU

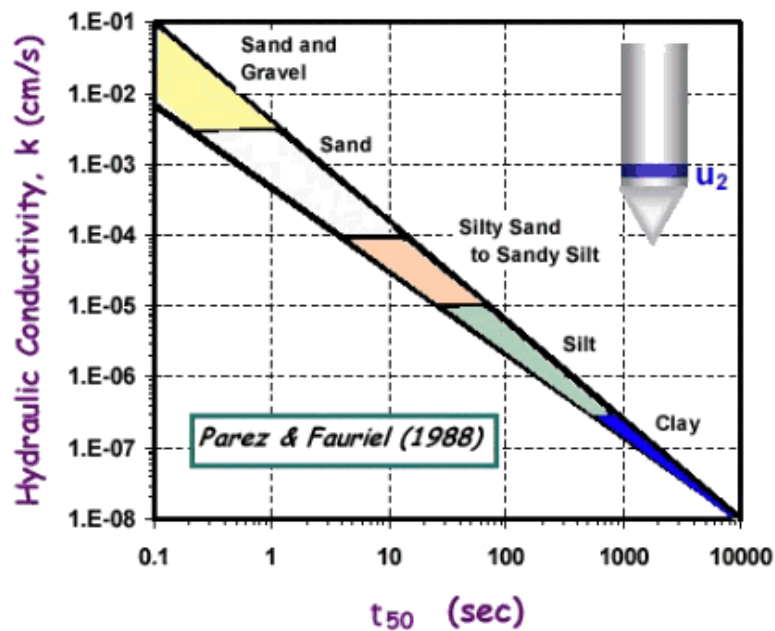


Figura 12.36 – Stima della conducibilità idraulica da prova di dissipazione con piezocono

## 12.7 Prova dilatometrica D.M.T.

Il dilatometro piatto o dilatometro di Marchetti (Figura 12.37) è uno strumento di indagine geotecnica, ideato in Italia negli anni '80, che ha avuto un grande successo internazionale ed è attualmente utilizzato in tutto il mondo. I motivi di tale successo risiedono nel fatto che la prova è semplice ed economica, ma permette di stimare, mediante correlazioni empiriche, la litologia attraversata e numerose proprietà geotecniche di resistenza e di deformabilità.

La prova consiste nell'infissione a pressione nel terreno, ottenuta utilizzando la stessa procedura e lo stesso dispositivo di spinta del penetrometro statico, di un sistema di aste che termina in una lama d'acciaio di forma e dimensioni standardizzate, al cui centro è posizionata una membrana piana di forma circolare.

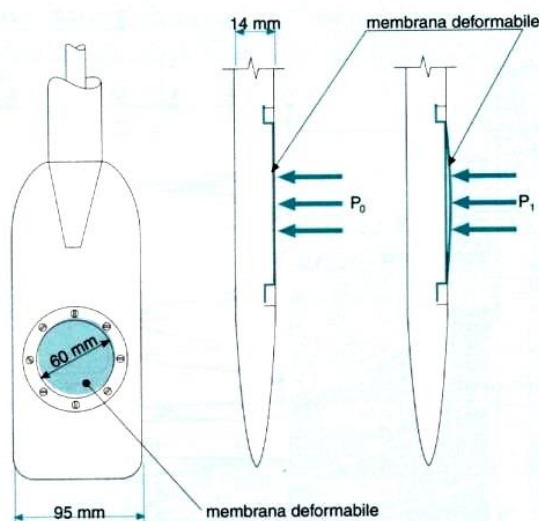


Figura 12.37 – Dilatometro di Marchetti

Ogni 20 cm di penetrazione lo strumento è arrestato per la determinazione degli indici della prova. Essa consiste nell'immissione, attraverso un cavo pneumatico interno alle aste, di un gas in pressione che determina l'espansione della membrana.

Si registrano due valori di pressione: la pressione  $p_0$ , che corrisponde all'inizio dell'espansione della membrana contro il terreno, e la pressione  $p_1$  che corrisponde ad uno spostamento del centro della membrana di 1,1 mm.

I due valori di pressione misurati,  $p_0$  e  $p_1$ , unitamente ai valori di tensione verticale efficace,  $\sigma'_{v0}$ , e di pressione interstiziale in sito,  $u_0$ , alla profondità della prova, consentono di calcolare i seguenti parametri:

$$\text{Indice del materiale} \quad I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad \text{Eq. (12.27)}$$

$$\text{Indice di tensione orizzontale} \quad K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Eq. (12.28)}$$

$$\text{Modulo dilatometrico} \quad E_D = 34.7 \cdot (p_1 - p_0) \quad \text{Eq. (12.29)}$$

La classificazione del terreno, la consistenza dei terreni a grana fine e la densità dei terreni a grana grossa, si ottengono dal grafico di Figura 12.38, nel quale è riportato in ascissa l'indice del materiale e in ordinata il modulo dilatometrico.

Le correlazioni empiriche proposte da Marchetti per la stima delle proprietà geotecniche sono le seguenti:

Coefficiente di spinta a riposo,  $K_0$

per  $I_D < 1.2$

$$K_{0,DMT} = \left( \frac{K_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6 \quad (\text{Eq. 12.30})$$

Grado di sovraconsolidazione, OCR

per  $I_D < 1.2$

$$OCR_{DMT} = (0.5 \cdot K_D)^{1.56} \quad (\text{Eq. 12.31})$$

Resistenza al taglio non drenata,  $c_u$

per  $I_D < 1.2$

$$c_{u,DMT} = 0.22 \cdot \sigma'_{vo} \cdot (0.5 \cdot K_D)^{1.25} \quad (\text{Eq. 12.32})$$

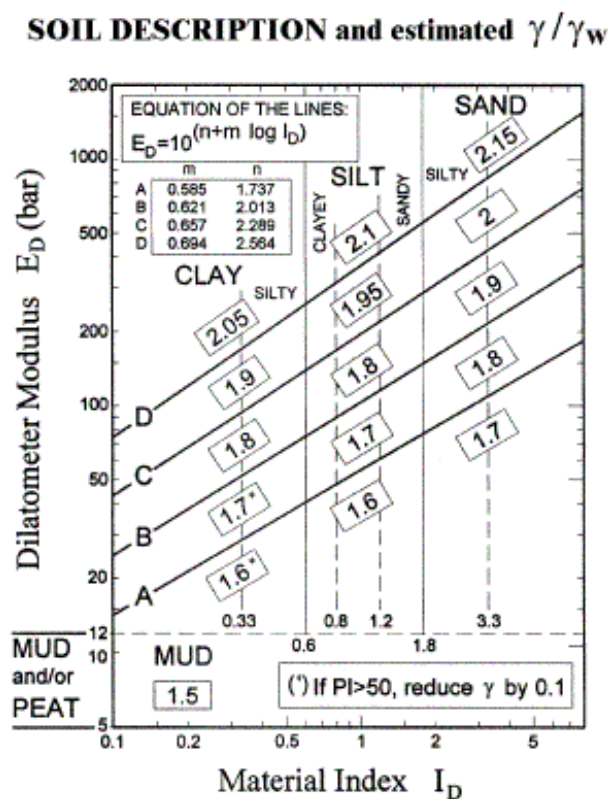


Figura 12.38 – Carta per il riconoscimento stratigrafico e la classificazione dei terreni con il dilatometro di Marchetti

Angolo di resistenza al taglio,  $\phi'$

per  $I_D > 1.8$

$$\phi'_{DMT} = 28 + 14.6 \cdot \log K_D - 2.1 \cdot \log^2 K_D \quad (\text{Eq. 12.33})$$

Modulo edometrico, M

$$M_{DMT} = R_M \cdot E_D \quad (\text{Eq. 12.34})$$



$$I_D \leq 0.6 \quad R_M = 0.14 + 2.36 \cdot \log K_D$$

$$I_D \geq 3 \quad R_M = 0.5 + 2 \cdot \log K_D$$

$$0.6 < I_D < 3 \quad R_M = R_{M0} + (2.5 - R_{M0}) \cdot \log K_D$$

$$R_{M0} = 0.14 + 0.15 \cdot (I_D - 0.6)$$

se  $K_D > 10$   $R_M = 0.32 + 2.18 \cdot \log K_D$

se  $R_M < 0.85$  si assume  $R_M = 0.85$

In Figura 12.39 è mostrato un esempio dei profili dilatometrici interpretati.

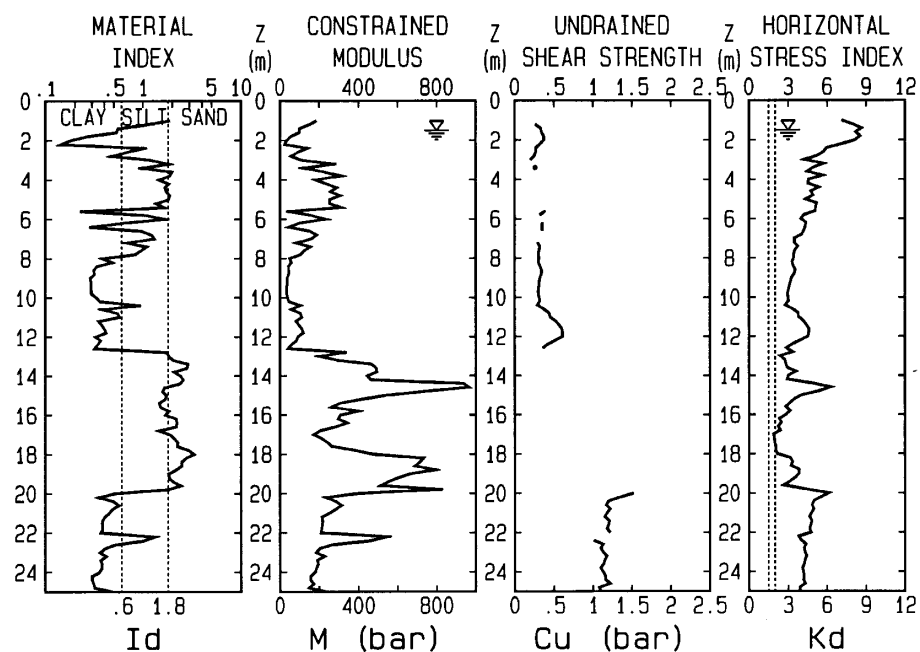


Figura 12.39: Esempio di profili dilatometrici interpretati

Con il dilatometro di Marchetti è anche possibile eseguire prove di dissipazione (DMTA) che consentono una stima dei coefficienti di consolidazione orizzontale e di permeabilità orizzontale.

Le prove di dissipazione si eseguono a punta dilatometrica ferma, e consistono nella registrazione delle curve di decadimento nel tempo della pressione esercitata dal terreno sulla membrana. Un esempio di curva di dissipazione è mostrato in Figura 12.40. Il tempo corrispondente al punto di flesso della curva è indicato con il simbolo  $T_{flex}$

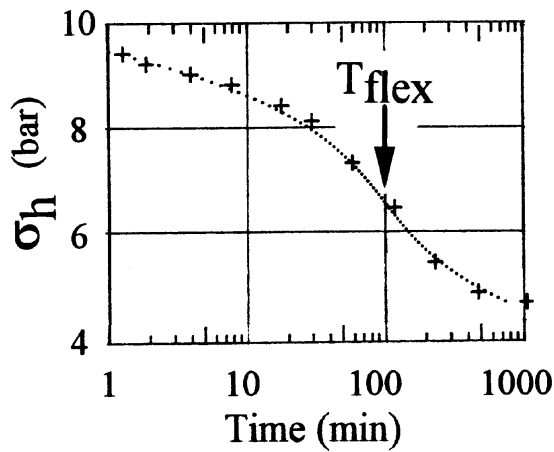


Figura 12.40: Esempio di curva di dissipazione con dilatometro Marchetti

Il coefficiente di consolidazione orizzontale è stimato con l'equazione:

$$c_{h,DMTA} \cong \frac{7\text{cm}^2}{T_{flex}} \quad (\text{Eq. 12.35})$$

Il coefficiente di permeabilità orizzontale è stimato con l'equazione:

$$k_{h,DMTA} \cong \frac{c_h \cdot \gamma_w}{M_h} \quad (\text{Eq. 12.36})$$

$$M_h \cong K_0 \cdot M_{DMT}$$