

# **associazione geotecnica italiana**

**raccomandazioni sulla programmazione  
ed esecuzione delle indagini geotecniche**

giugno 1977

## S O M M A R I O

### 1. GENERALITA' SULLE INDAGINI

1.1.	Oggetto della raccomandazione	pag.	1
1.2.	Definizioni e simboli	"	1
1.3.	Finalità e fasi della indagine geotecnica	"	1
1.3.1.	Accertamento della fattibilità		
1.3.2.	Progetto di massima ed esecutivo		
1.3.3.	Indagini in fase di costruzione		
1.3.4.	Indagini nella fase di esercizio dell'opera		
1.4.	Ampiezza della indagine	"	3
1.5.	Mezzi e programmazione della indagine	"	6

### 2. SCAVI E PERFORAZIONI DI SONDAGGIO

2.1.	Tipi e caratteristiche	"	9
2.2.	Scavi	"	9
2.3.	Perforazioni di sondaggio	"	10
2.3.1	Generalità e requisiti		
2.4.	Tecnologie di esecuzione	"	12
2.4.1.	Perforazione		
2.4.2.	Stabilizzazione		
2.4.3.	Chiusura e sistemazione finale		
2.5.	Misure e rapportini	"	14
2.5.1.	Dati di ubicazione topografica		
2.5.2.	Dati da rilevare per la compilazione dei profili stratigrafici		
2.5.3.	Moduli da fornire al committente		
2.6.	Scelta dei metodi di perforazione	"	16

### 3. PRELIEVO DI CAMPIONI DA SCAVI E PERFORAZIONI DI SONDAGGIO

3.1.	Tipi e caratteristiche	"	19
------	------------------------	---	----

3.2.	Prelievo di campioni da scavi	pag.	20
3.3.	Prelievo di campioni da fori di sondaggio	"	20
3.4.	Modalità operative	"	23
3.5.	Indicazioni e dati da fornire al committente	"	28
3.6.	Conservazione e trasporto dei campioni	"	29
<b>4.</b>	<b>PROFILI STRATIGRAFICI E GEOTECNICI</b>		
4.1.	Considerazioni generali	"	31
4.2.	Classifiche geotecniche	"	31
	4.2.1. Classifiche delle terre		
	4.2.2. Classifiche delle rocce e degli ammassi rocciosi		
4.3.	Informazioni necessarie per la classifica dei terreni	"	40
4.4.	Simboli grafici per la rappresentazione delle terre e delle rocce	"	40
<b>5.</b>	<b>MISURA DELLE PRESSIONI NEUTRE</b>		
5.1.	Considerazioni generali	"	45
5.2.	Misura della pressione neutra in terreni permeabili	"	45
	5.2.1. Avvertenze		
	5.2.2. Piezometri a tubo aperto		
5.3.	Misura delle pressioni neutre in terreni poco permeabili	"	46
	5.3.1. Avvertenze		
	5.3.2. Piezometri tipo Casagrande		
	5.3.3. Piezometri di tipo speciale		
5.4.	Installazione dei piezometri Casagrande o di tipo speciale in perforazioni di sondaggio	"	48
5.5.	Sistemazione esterna	"	49
<b>6.</b>	<b>DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' DEL TERRENO IN SITU</b>		
6.1.	Considerazioni generali	"	51
6.2.	Prove in pozzetto superficiale	"	51
6.3.	Prove in fori di sondaggio	"	53
	6.3.1. Prove di immissione		
	6.3.2. Prova Lugeon		
	6.3.3. Prove di emungimento		

## 7. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

7.1.	Generalità	pag.	65
7.2.	La punta	"	65
7.3.	Il dispositivo di misura	"	65
7.4.	Il dispositivo di spinta	"	69
7.5.	Profondità di prova	"	69
7.6.	Limiti esecutivi ed informazioni fornite	"	69
7.7.	Penetrometro meccanico	"	70
	7.7.1. Descrizione della attrezzatura e della prova		
	7.7.2. Dati forniti		
	7.7.3. Tarature e controlli		
7.8.	Penetrometro elettrico	"	72
	7.8.1. Descrizione della attrezzatura e della prova		
	7.8.2. Dati forniti		
	7.8.3. Tarature e controlli		
7.9.	Scale da adottare per i grafici	"	74
7.10.	Interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche statiche	"	74
	7.10.1. Riconoscimento di massima di profili stratigrafici		
	7.10.2. Valutazione della resistenza al taglio di terreni coesivi saturi		
	7.10.3. Valutazione del carico limite di pali di fondazione		
	7.10.4. Valutazione dei parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate e delle caratteristiche di deformabilità		

## 8. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

8.1.	Prova SPT (Standard Penetration Test)	"	77
	8.1.1. Generalità		
	8.1.2. Descrizione della attrezzatura		
	8.1.3. Modalità di esecuzione dei fori per prova SPT		
	8.1.4. Modalità di prova		
	8.1.5. Estrazione - Raccolta Campioni - Rapporto		
8.2.	Prova penetrometrica dinamica continua con punta conica	"	81
	8.2.1. Generalità		
	8.2.2. Descrizione della attrezzatura		
	8.2.3. Modalità di prova		
	8.2.4. Dati da fornire al committente		

<b>9. PROVE SCISSOMETRICHE</b>	
9.1. Generalità	" 83
9.1.1. Scopo	
9.1.2. Campo di impiego della prova scissometrica	
9.2. Tipi di apparecchi per prove scissometriche	" 83
9.3. Caratteristiche della apparecchiatura	" 83
9.3.1. Paletta-scissometro	
9.3.2. Aste di collegamento	
9.3.3. Rivestimento	
9.3.4. Strumento di torsione	
9.4. Modalità esecutive	" 86
9.4.1. Prove continue	
9.4.2. Prove in fori di sondaggio	
9.4.3. Velocità di rotazione	
9.4.4. Determinazione della resistenza al taglio massimo	
9.4.5. Determinazione della resistenza al taglio dopo rimaneggiamento	
9.4.6. Profondità massima raggiungibile	
<b>BIBLIOGRAFIA CONSULTATA</b>	" 91
<b>SIMBOLI E DEFINIZIONI</b>	" 93

---

## 1. GENERALITA' SULLE INDAGINI

### 1.1. OGGETTO DELLA RACCOMANDAZIONE

La presente Raccomandazione riguarda i criteri di progetto ed esecuzione delle indagini per caratterizzare dal punto di vista geotecnico il sottosuolo al quale sono vincolati i manufatti (fondazioni in genere, opere di sostegno all'aperto) o nel quale sono realizzate le opere ed i lavori di ingegneria civile (scavi all'aperto o in sotterraneo).

I criteri ed i procedimenti da seguire nello studio geotecnico variano col tipo di problema. Nella presente Raccomandazione sono trattati gli argomenti di carattere generale ed i mezzi di indagine geotecnica di uso corrente, con particolare riferimento alle terre coerenti ed incoerenti. Alcuni principi esposti sono di validità generale e si applicano perciò anche al caso delle rocce in sede.

La presente Raccomandazione non interferisce con le altre indagini sul sottosuolo che saranno ritenute necessarie in base al giudizio responsabile del progettista.

### 1.2. DEFINIZIONI E SIMBOLI

Nella presente raccomandazione si adottano le definizioni e la nomenclatura proposte dall' AGI nel 1963. Per la simbologia si adotta quella proposta dall' ISSMFE.

Si riportano qui di seguito alcuni termini con le relative definizioni utili per una più facile consultazione del testo.

**Terreno:** terra o roccia nella sua sede naturale

**Terra:** materiale naturale formato da aggregati di granuli non legati tra loro o che possono essere separati per mezzo di modeste sollecitazioni o per mezzo di più o meno prolungato contatto con acqua.

**Roccia:** materiale naturale che in campioni al di fuori della sua sede è dotato di elevata coesione anche dopo prolungato contatto con acqua.

**Ammasso roccioso:** la roccia in sede, considerata assieme alle discontinuità strutturali proprie delle condizioni naturali.

### 1.3. FINALITA' E FASI DELLA INDAGINE GEOTECNICA

Finalità dello studio geotecnico è quella di caratterizzare il sottosuolo per :

- a) - accertare la fattibilità di un'opera in progetto;
- b) - preparare un progetto dell'opera valido dal punto di vista tecnico economico;
- c) - individuare i procedimenti costruttivi più idonei;
- d) - prevedere le eventuali modifiche che l'inserimento dell'opera in progetto può arrecare nella zona circostante;
- e) - valutare il grado di sicurezza di opere esistenti o di situazioni naturali, per quanto al

- tiene gli aspetti geotecnici, ed, in entrambi i casi, progettare gli eventuali interventi (ad esempio, costruzioni su pendii; costruzioni che prevedono scavi profondi, etc.) .

#### 1.3.1. ACCERTAMENTO DELLA FATTIBILITA'

Devono essere valutate la stabilità di insieme della zona, prima ed a seguito della costruzione del manufatto in progetto ed i problemi specifici del manufatto stesso.

A tal fine si deve conoscere nelle grandi linee la struttura del sottosuolo, individuare i tipi di terreni ed accertare la eventuale presenza di falde idriche.

Devono essere raccolte informazioni atte a definire da un punto di vista per quanto possibile quantitativo:

- le caratteristiche topografiche e geomorfologiche della zona;
- regime e caratteristiche delle acque superficiali e sotterranee;
- dati geotecnici deducibili dalla letteratura e da rapporti su lavori eseguiti nella stessa zona. In mancanza di questi elementi si dovrà ricorrere ad indagini specifiche da decidere caso per caso, (sondaggi, prove in situ, etc.);
- caratteristiche e comportamento di manufatti esistenti nei dintorni.

#### 1.3.2. PROGETTO DI MASSIMA ED ESECUTIVO

In questa fase deve essere approfondita la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo al fine di consentire la individuazione delle soluzioni possibili ed il loro confronto tecnico-economico (progetto di massima), la scelta della soluzione definitiva e l'esame delle questioni tecnologiche (progetto esecutivo).

Devono essere definiti: il profilo stratigrafico (vedi cap. 4), le proprietà fisico-meccaniche dei terreni, la profondità e il regime delle acque sotterranee. Deve perciò essere eseguito uno specifico programma di indagini comprendente :

- sondaggi con prelievo di campioni (rimaneggiati e/o indisturbati);
- prove in situ per la determinazione delle proprietà meccaniche (prove penetrometriche, prove scissometriche etc.);
- rilievi e misure della pressione delle acque sotterranee e determinazione della permeabilità dei terreni;
- prove di laboratorio su campioni dei terreni per la determinazione delle proprietà fisiche e meccaniche.

Per lo studio delle questioni tecnologiche le indagini verranno stabilite caso per caso.

### 1.3.3. INDAGINI IN FASE DI COSTRUZIONE

In questa fase si dovranno anzitutto verificare le schematizzazioni di progetto ed eventualmente adattare il progetto alle effettive condizioni riscontrate in sito.

Secondo l'importanza dell'opera in costruzione, dovrà essere predisposto un programma di controllo in corso d'opera stabilendo in graduatoria :

- a) la raccolta dei dati circa le caratteristiche geotecniche dei terreni attraversati
- b) il rilevamento delle deformazioni o dei cedimenti di punti significativi intorno alla zona dei lavori oppure sulle strutture in fase di costruzione (precisione del rilevamento da analizzare e definire nei diversi casi)
- c) la misura delle variazioni della pressione neutra indotte nei terreni a grana fine dalle variazioni di carico
- d) la determinazione delle variazioni delle proprietà dei terreni a seguito di procedimenti per il loro miglioramento (iniezioni di impermeabilizzazione e di consolidamento, vibro-flottazione ecc.).

Per opere di fondazione su pali o per opere che richiedono interventi speciali di consolidamento del terreno (ad esempio bulloni e tiranti) si dovranno eseguire prove tecnologiche in numero sufficiente per avere un controllo statistico della bontà dell'intervento.

### 1.3.4. INDAGINI NELLA FASE DI ESERCIZIO DELL'OPERA

In questa fase è necessario controllare se il comportamento dell'opera coincide con quello previsto in progetto.

Il progettista deve predisporre, se lo ritiene necessario, un programma di indagini e di rilievi per :

- rilevare gli spostamenti di punti significativi del manufatto, del suolo e del sottosuolo;
- misurare le variazioni delle pressioni neutre nel terreno in funzione del tempo, tenuto anche conto delle modalità di applicazione dei carichi accidentali sull'opera costruita.

### 1.4. AMPIEZZA DELLA INDAGINE

Lo studio geotecnico va condotto su quella parte del sottosuolo che verrà influenzata dalla costruzione del manufatto o che influenzerà il comportamento del manufatto stesso.

Questa parte del sottosuolo - volume significativo dell'indagine - va quindi delimitata

con riferimento al problema in esame : nel caso delle fondazioni l'indagine verrà estesa fin dove si verificheranno variazioni significative dello stato tensionale; per le opere di ritenuta (dighe, argini) e per scavi sotto il livello della falda si dovrà tener conto anche delle modifiche apportate al regime delle pressioni neutre.

A titolo indicativo in fig. 1.1. sono rappresentati i volumi significativi per alcuni casi semplici e con riferimento a situazioni normali. La presenza nel sottosuolo di terreni particolarmente scadenti o di terreni molto resistenti può modificare, aumentandolo o diminuendolo, il volume significativo.

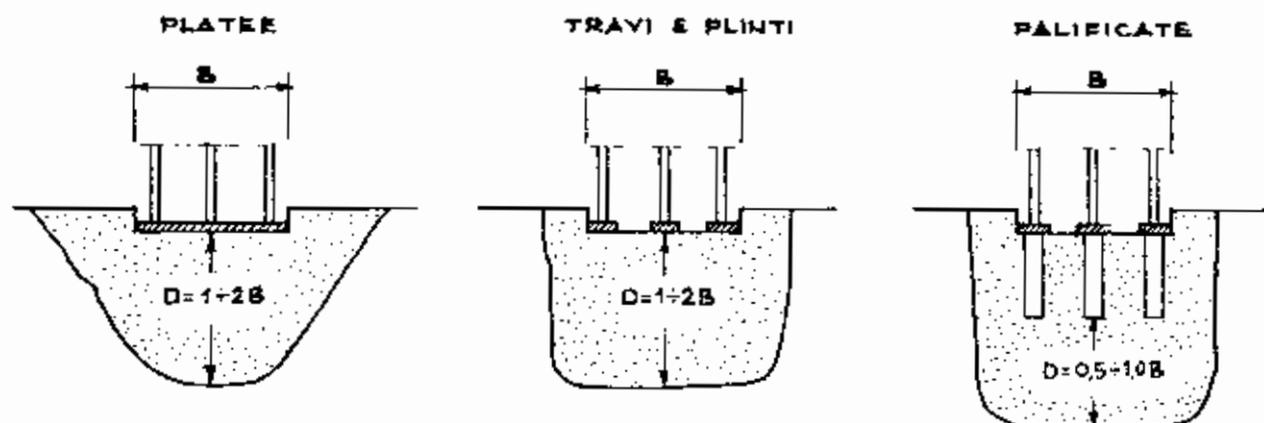
In taluni casi, il volume in questione resta inalterato nelle fasi di ideazione, progettazione e costruzione dell'opera; ciò si verifica ad esempio con un manufatto inserito in una area già urbanizzata e con caratteristiche tali da non dar luogo a problemi di stabilità di insieme. Il volume significativo varia se la posizione del manufatto viene modificata a seguito dei risultati dell'indagine geotecnica ed in generale se sono da considerare problemi di stabilità di insieme.

Il volume significativo ha forma diversa a seconda del problema in esame; le sue dimensioni sono notevolmente influenzate dall'importanza e dalle dimensioni dell'opera; in ogni caso sono rilevanti. La sua caratterizzazione geotecnica è necessariamente basata su uno studio per campioni.

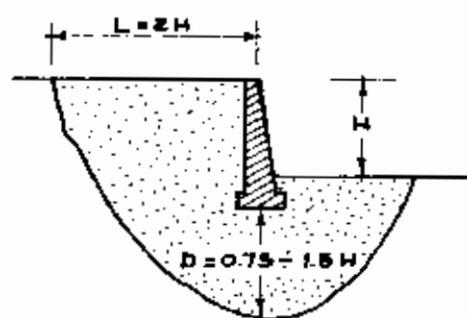
Le informazioni vengono raccolte lungo alcune linee verticali (per mezzo di pozzi o fori di sondaggio), orizzontali o inclinate (per mezzo di trincee, cunicoli o fori di sondaggio). Il numero e la lunghezza di queste linee devono essere fissati in base alle caratteristiche geometriche del volume significativo, tenuto conto della complessità dell'ambiente geologico, del grado di approssimazione richiesto dall'indagine e dell'importanza dell'opera. A titolo puramente esemplificativo si indica di seguito il numero di verticali da esplorare in casi semplici :

- a) Fondazioni di manufatti di altezza ed estensione limitata (ad esempio fabbricati civili ed industriali fino a cinque piani di altezza): dovranno essere investigate almeno tre verticali, ed orientativamente una verticale ogni 600 m<sup>2</sup> oltre le prime tre se il fabbricato interessa aree estese.
- b) Fondazioni di opere sviluppate in lunghezza e di altezza limitata (ad esempio muri di sostegno con altezza di 4 ÷ 10 metri; rilevati di altezza 4 ÷ 10 metri) : dovrà essere indagata una verticale ogni 50 ÷ 100 m di lunghezza (con un minimo di 1 ÷ 2 verticali).
- c) Scavi con profondità 3 ÷ 10 metri : nel caso di scavi che interessino superfici con lati di lunghezza confrontabile, sono da seguire le indicazioni suggerite al punto a); per gli scavi sviluppati in lunghezza vale quanto detto al punto b).

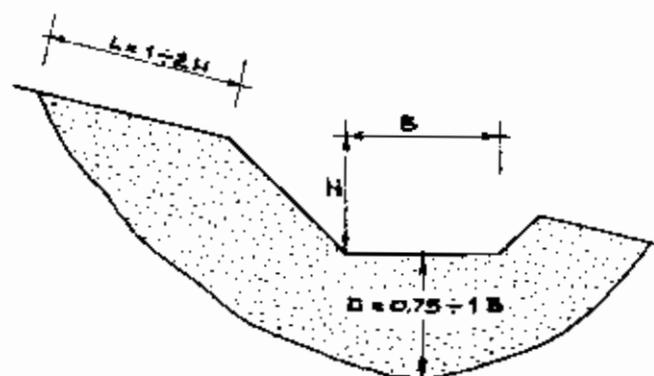
## FONDAZIONI



## MURI DI SOSTEGNO



## TRINCEE



## RILEVATI

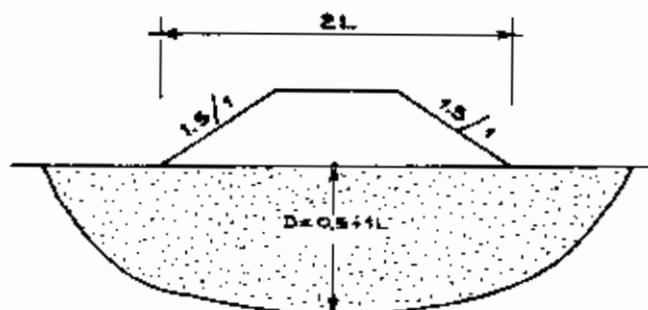


Fig. 1.1. - INDICAZIONI SUL VOLUME SIGNIFICATIVO DEL SOTTOSUOLO A SECONDA DEL TIPO E DELLE DIMENSIONI DEL MANUFATTO, NEL CASO DI TERRENO OMOGENEO.

Il numero dei sondaggi potrà essere diminuito nel caso di sottosuolo ben noto e formato da terreni di elevata resistenza.

#### 1.5. MEZZI E PROGRAMMAZIONE DELLA INDAGINE

In tab. 1.1. sono indicati i mezzi di indagine di uso corrente; quelli contraddistinti con l'asterisco sono esaminati dettagliatamente nei successivi paragrafi.

Il programma delle indagini viene stabilito in base a :

- finalità dello studio;
- dati e conoscenze già a disposizione sulla natura dei terreni interessati;
- costo dell'indagine e tempo occorrente per la sua esecuzione;
- mezzi di indagine a disposizione.

Per le opere di modesta importanza conviene eseguire le indagini in un'unica fase sulla base di un programma prestabilito con riferimento ad una situazione normale del sottosuolo, salvo ovviamente a modificarlo qualora i primi accertamenti ponessero in luce una situazione diversa da quella prevista.

Nello studio delle grandi opere è preferibile suddividere le indagini nelle fasi corrispondenti alle successive tappe della progettazione, in modo da poterle programmare tenendo ben presenti la loro finalità e le caratteristiche del sottosuolo.

In base ai problemi geotecnici prevedibili, il programma di indagine deve svilupparsi indicando :

- a) tipo, numero, disposizione e profondità degli scavi e delle perforazioni di sondaggio;
- b) numero di campioni da prelevare (ad es. in successione continua, ogni 2 m, ad ogni cambiamento stratigrafico evidente);
- c) modalità di campionamento richieste, ammesse oppure escluse;
- d) grado di qualità richiesto per i campioni nei diversi tipi di terreno.

E' da tenere presente che le difficoltà operative connesse con la esecuzione delle indagini aumentano sensibilmente con la profondità, e che contemporaneamente si riduce quasi sempre la attendibilità dei risultati.

Il programma d'indagine dev'essere riscontrato progressivamente nel corso dei lavori di sondaggio e campionamento, in modo da poter precisare in tempo utile le necessarie correzioni o varianti.

La posizione dei punti di sondaggio deve essere rilevata topograficamente (posizione planimetrica e quota), in modo da poter essere registrata su una corografia ed essere rintracciata in sito anche a distanza di tempo.

TABELLA 1.1.

FINALITA'	MEZZI DI INDAGINE	
	DIRETTI	INDIRETTI
profilo stratigrafico	<ul style="list-style-type: none"> <li>- pozzi *</li> <li>- trincee *</li> <li>- cunicoli *</li> <li>- fori di sondaggio *</li> </ul>	Indagini geofisiche (1)
proprietà fisico-mec- caniche dei terreni	in laboratorio	<ul style="list-style-type: none"> <li>-- prove su campioni indisturbati</li> </ul>
	in situ	<ul style="list-style-type: none"> <li>- prove penetrometriche statiche e dinamiche *</li> <li>- prove scissometriche *</li> <li>- prove pressiometriche</li> <li>- prove di carico su piastra</li> <li>- indagini geofisiche</li> </ul>
misura della pressione neutra	- piezometri *	
permeabilità dei terreni	in laboratorio	- prove su campioni indisturbati
	in situ	<ul style="list-style-type: none"> <li>- prove di emungimento da pozzi *</li> <li>- prove con immissione di acqua in pozzetti o in fori di sondaggio *</li> </ul>
verifica dell'impiego di procedimenti tecnolo- gici	<ul style="list-style-type: none"> <li>- palificate (prove di carico su pali isolati)</li> <li>- impermeabilizzazione (piezometri, prove di permeabilità)</li> <li>- consolidamenti (misura delle proprietà meccaniche median- te prove in situ)</li> </ul>	
(*) argomenti trattati nella presente raccomandazione.		
(1) i risultati delle indagini geofisiche dovranno sempre essere tarati mediante scavi o perforazio- ni di sondaggio.		

## 2. SCAVI E PERFORAZIONI DI SONDAGGIO

### 2.1. TIPI E CARATTERISTICHE

Con riferimento a quanto detto al paragrafo 1, le indagini sono svolte mediante :

– SCAVI

- a) **trincee**: con scavo a mano o con mezzi meccanici, generalmente a profondità di  $2 \div 4$  m (al massimo fino a 8 m);
- b) **gallerie o cunicoli**: generalmente con scavo a mano, con armature o murature di sostegno;
- c) **pozzi**: generalmente con scavo a mano, con armature o murature di sostegno.

– PERFORAZIONI DI SONDAGGIO

### 2.2. SCAVI

Gli scavi hanno lo scopo di :

- consentire l'osservazione diretta della struttura del sottosuolo (tipo e natura dei terreni, giacitura, successione e potenza delle eventuali stratificazioni, stato di fratturazione etc.) anche nei terreni a grana grossa;
- identificare i singoli strati;
- determinare le proprietà geotecniche del sottosuolo anche mediante l'esecuzione di prove in sito;
- fornire indicazioni sulle acque del sottosuolo;
- consentire il prelievo di campioni anche di grandi dimensioni, per la determinazione in laboratorio delle proprietà fisico-meccaniche;
- consentire l'esecuzione di sopralluoghi anche in tempi successivi alla fine dello scavo e l'ispezione da parte di diverse persone.

Nella programmazione di scavi si deve tener conto dei seguenti svantaggi:

- a) difficoltà crescenti molto rapidamente con la profondità specialmente se in presenza di venute d'acqua o se lo scavo è spinto al di sotto del livello di falda;
- b) necessità di armature o di murature di sostegno;
- c) tempi esecutivi generalmente lunghi (salvo per le trincee);
- d) necessità di personale operativo esperto;
- e) pericolo di cedimenti e di decompressione del terreno, di inquinamento di falde e simili;
- f) difficoltà di ripristino delle condizioni originarie del terreno, come di regola necessario.

Nella progettazione ed esecuzione degli scavi si deve tener conto delle seguenti esigenze:

- a) gli scavi devono risultare ispezionabili e in condizioni di sicurezza per tutto il tempo necessario per le indagini;
- b) per la sola praticabilità si richiede una larghezza minima di 1.00 m; per i campionamenti, una sezione orizzontale di almeno 1.00X1.50 m<sup>2</sup> ;
- c) l'armatura di sostegno dev'essere commisurata alle spinte prevedibili alle varie profondità, anche nelle condizioni più sfavorevoli (ristagni d'acqua, disgelo, piogge intense, franamenti e simili);
- d) il mantenimento di scavi aperti comporta l'obbligo di adeguati provvedimenti contro infortuni e danni a terzi (ad es. recinzioni, sbarramenti, segnalazioni e divieti di accesso);
- e) l'accesso agli scavi, specialmente dopo un certo tempo dalla esecuzione, deve essere attuato con le cautele e i controlli di obbligo (efficienza delle eventuali scale, stabilità delle armature, accumuli di gas velenosi o in miscela esplosiva, ristagni d'acqua e simili).

Completata l'indagine, gli scavi devono essere completamente occlusi, a meno che sia previsto di neutralizzarli entro breve tempo (non maggiore di un anno) con scavi maggiori e con opere definitive.

L'occlusione definitiva degli scavi dev'essere condotta con tutti i provvedimenti necessari per evitare ogni pericolo di progressiva decompressione e di successivi cedimenti del terreno (riempimento mediante materiali con adeguata granulometria opportunamente costipati, rimozione di armature, serraggio in calotta, iniezione di malta e simili).

L'esecuzione degli scavi e la loro occlusione devono essere condotte in modo da non alterare il naturale deflusso delle acque superficiali e sotterranee e da non pregiudicare la stabilità dei pendii o di manufatti in prossimità.

### 2.3. PERFORAZIONI DI SONDAGGIO

#### 2.3.1. GENERALITÀ E REQUISITI

Le perforazioni di sondaggio (comunemente denominate "sondaggi") hanno lo scopo di:

- a) ricostruire il profilo stratigrafico mediante l'esame dei campioni estratti;
- b) consentire il prelievo di campioni per la determinazione delle proprietà fisiche e meccaniche;
- c) consentire l'esecuzione di rilievi e misure sulle acque sotterranee;
- d) consentire, mediante esecuzione di prove in sito, la determinazione delle proprietà geotecniche del terreno in sede.

Nella programmazione di fori di sondaggio sono da considerare i seguenti vantaggi e svantaggi :

Vantaggi :

- a) possibilità di attraversare qualunque terreno anche a grande profondità e sotto il livello della falda;
- b) possibilità di eseguire indagini anche sotto il fondo di fiumi o del mare;
- c) tempi di esecuzione relativamente brevi (rispetto agli scavi);
- d) facilità delle operazioni di occlusione e ripristino del terreno;

Svantaggi :

- a) pericolo di non riconoscere eventuali strati di terreno di piccolo spessore;
- b) difficoltà di campionamento in terreni incoerenti a grana grossa;
- c) possibile caduta di detriti sul fondo;
- d) possibile penetrazione nel terreno del fluido di perforazione, con conseguente disturbo dei campioni prelevati;
- e) possibile dilavamento del terreno a causa dell'acqua immessa nel foro o proveniente dalla falda;
- f) impossibilità di eseguire prove in sito a grande scala.

Nella programmazione di perforazioni di sondaggio e nella corrispondente scelta dei metodi tecnologici di perforazione si deve procedere preventivamente ad una verifica delle possibili interferenze con la situazione ambientale, predisponendo quanto necessario per evitare danni, dovuti a deformazioni laterali del terreno sottoposto a carichi di fondazione; connessione tra falde idriche diverse, eventuali eruzioni di falde artesiane, o di gas in pressione, inquinamento delle falde idriche, prosciugamento di sorgenti, e simili; innesco di movimenti franosi, crolli e simili.

A seconda degli scopi ai quali sono prevalentemente dirette, le perforazioni di sondaggio si dividono convenzionalmente in : *sondaggi stratigrafici* : servono per riconoscere il profilo stratigrafico del sottosuolo e la profondità di rinvenimento e di stabilizzazione delle eventuali falde idriche; i campioni, che sono prelevati con i normali utensili di perforazione, sono delle classi Q1 e Q2 del par. 3.2. Tab. 3.1. *sondaggi geotecnici* : oltre a fornire le stesse informazioni dei sondaggi stratigrafici, devono consentire la determinazione delle proprietà meccaniche dei terreni attraversati per mezzo del prelievo di campioni indisturbati (classe Q5 del par. 3.2. Tab. 3.1.) e/o l'esecuzione di prove in foro.

## 2.4. TECNOLOGIE DI ESECUZIONE

### 2.4.1. PERFORAZIONE

**A. Perforazione a percussione.** L'utensile di perforazione viene infisso nel terreno o per caduta dello strumento stesso o per mezzo di una massa battente.

L'impiego di questo metodo è di regola limitato alle perforazioni nei terreni a grana grossa.

La profondità e il diametro dipendono dal tipo di utensile usato e dalla energia d'urto nonché dalla natura del terreno.

La perforazione a percussione disturba i terreni per una discreta profondità oltre il fondo del foro, ed impedisce perciò di prelevare campioni indisturbati di classe Q4 - Q5 (vedi par. 3.3.).

L'utensile più comunemente usato è una sonda a valvola (curetta) a caduta libera; di regola nel foro viene immessa acqua o fango di perforazione. Il terreno penetra nella sonda attraverso la valvola, e viene da questa trattenuto fino allo svuotamento dell'utensile in superficie.

L'attrezzatura è semplice e dotata di buona capacità di penetrazione purché la granulometria del terreno sia tale che gli elementi più grossi possano entrare nella valvola.

Diametri usuali 150 ÷ 600 mm. Profondità massima usuale 60 m.

Poiché la perforazione è eseguita in presenza d'acqua, immessa nel foro o proveniente dalla falda, i materiali estratti sono dilavati, con perdita delle frazioni fini, se granulari; rigonfiano ed assorbono acqua, se coesivi. Lo spessore della curetta genera comunque forte disturbo dei materiali prelevati.

La delimitazione degli strati è di regola molto imprecisa; strati sottili di terreno poco consistente possono non essere riconosciuti.

Per le perforazioni in terreni molto resistenti quali blocchi, terre ad elevata coesione o rocce, si sostituisce la sonda a valvola con lo scalpello, che frantuma il materiale, oppure si impiegano esplosivi.

In alternativa alla sonda a valvola, si può usare, quale sistema rapido per perforazioni di notevole sezione trasversale, un escavatore a benna, che consente il recupero di campioni di grande dimensione e l'avanzamento a secco (diametro usuale di 500 - 1000 mm e profondità fino a 30 m).

**B. Perforazione a rotazione:** La perforazione è eseguita mediante un utensile che ruota sul fondo del foro staccando frammenti di materiale.

Si può attraversare qualsiasi tipo di terreno. La profondità ed il diametro dei fori dipendono solo dalla potenza e dal tipo di macchinari impiegati.

Per le indagini geotecniche si adottano generalmente diametri compresi tra 75 ÷ 150 mm.

Per eseguire il foro è spesso indispensabile la circolazione di un fluido (acqua, fango od aria compressa) immesso nel foro attraverso le aste (circolazione diretta) o lungo le pareti del foro stesso (circolazione inversa).

L'utensile di perforazione più semplice consiste in un tubo di acciaio (carotiere) la cui estremità inferiore è costituita da una corona tagliente provvista di elementi di metallo duro o di diamante.

Il metodo consente il prelievo continuo di materiale rappresentativo, in terreni coesivi consistenti, purché la tecnica di perforazione venga adattata alla natura del terreno, specialmente mediante la scelta appropriata della apparecchiatura di perforazione, del tubo carotiere e della corona, della velocità di

rotazione e della pressione sul fondo, della portata e della pressione dell'eventuale fluido di circolazione.

E' di regola difficile prelevare campioni di terreni granulari incoerenti o terreni coesivi teneri.

Se la perforazione è eseguita con circolazione di fango, le osservazioni sui livelli delle falde sono praticamente impossibili.

Con perforazione senza circolazione di fluido (carotaggio a secco), i campioni subiscono una essiccazione dovuta al calore sviluppato per attrito dalla rotazione della corona.

Un altro utensile di perforazione è il doppio carotiere, costituito da due tubi concentrici dei quali solo l'esterno ruota. Il tubo interno raccoglie il campione evitando che esso venga in contatto con la parte rotante dell'utensile e proteggendolo parzialmente dall'azione dilavante del fluido di circolazione.

E' così possibile ottenere campioni anche di terreni eterogenei o molto fratturati.

Per sondaggi nei quali non interessi il prelievo continuo di campioni si può ricorrere alla perforazione a distruzione. Gli utensili di perforazione (scalpelli per terreni teneri, triconi o "rock bits" od utensili a diamante per i terreni duri) scavano la intera sezione del foro staccando detriti di roccia ("cuttings") che vengono portati in superficie dal fluido di circolazione. Con queste attrezzature si può attraversare con elevata velocità qualsiasi tipo di terreno fino a notevoli profondità e anche con grossi diametri. L'impiego del sistema a distruzione nelle indagini geotecniche è limitato all'attraversamento rapido di terreni che non interessano ai fini dell'indagine.

**C. Perforazione con trivelle.** L'utensile di perforazione consiste in una vite senza fine che avanza per rotazione asportando con taglio continuo il terreno sull'intera sezione del foro.

L'impiego di questo metodo è limitato all'esecuzione di fori in terreni di media resistenza senza blocchi o strati cementati.

Gli strumenti impiegati vanno dalla trivella azionata a mano di 50 ÷ 150 mm di diametro per fori di alcuni metri di profondità, alle attrezzature meccaniche di 100 ÷ 300 mm di diametro per profondità fino a 40 m. Qualora vengano utilizzate attrezzature da pali, i diametri possono superare il metro. I campioni prelevati sono fortemente disturbati e la delimitazione degli strati è imprecisa; questi vantaggi si fanno particolarmente sentire in presenza d'acqua.

#### 2.4.2. STABILIZZAZIONE DEL FORO

Durante l'esecuzione di una perforazione è necessario assicurare la stabilità delle pareti e del fondo del foro e il minimo disturbo al terreno.

Perforazioni poco profonde al di sopra del livello della falda, in terre coerenti o in rocce possono essere stabili senza ricorso a particolare cautela; in tutti gli altri casi è indispensabile ricorrere ad adeguati metodi di stabilizzazione.

Comunemente la stabilizzazione si ottiene con tubi di rivestimento o con l'impiego di fanghi o di acqua.

Per garantire la stabilità di tratti di roccia intensamente fratturati, si ricorre alla cementazione del foro ed alla successiva riperforazione.

**A. Stabilizzazione con tubi di rivestimento.** Le pareti del foro vengono sostenute con un tubo di rivestimento provvisorio che segue l'avanzamento dell'utensile di perforazione.

E' il metodo più sicuro di stabilizzazione delle pareti. Viene inoltre impiegato per fori nei quali si debbano eseguire misure e controlli sulle acque sotterranee.

**B. Stabilizzazione con fanghi.** I fanghi, soprattutto se a base di bentonite, esercitano una efficace azione stabilizzante.

Il fango agisce formando un sottile strato impermeabile sulle pareti del foro ed esercitando una pressione sulle pareti stesse.

L'efficacia della stabilizzazione è tanto maggiore quanto più sono marcate le proprietà tixotropiche della bentonite impiegata e quanto maggiore è la densità del fango.

A differenza dei rivestimenti metallici, il fango esercita una azione stabilizzante anche sul fondo del foro; esso deve perciò essere impiegato nei fori eseguiti in terreni che tendono a rifluire. In questi terreni può spesso essere necessario associare il rivestimento metallico per la stabilità delle pareti con il fango per stabilizzare il fondo.

Salvo ad adottare provvedimenti e cautele particolari, la stabilizzazione con fango è sconsigliata per i fori destinati a misure e controlli sulle acque sotterranee.

**C. Stabilizzazione con carico d'acqua.** La stabilizzazione del fondo del foro può, in assenza di gas o di falde artesiane, essere ottenuta mantenendo il livello dell'acqua nel foro al di sopra del livello della falda fratica.

Nei terreni non saturi, l'acqua contenuta nel foro può creare uno squilibrio nelle pressioni interstiziali con possibili rigonfiamenti ed ammorbidimenti.

#### 2.4.3. CHIUSURA E SISTEMAZIONE FINALE DEL FORO

Ogni foro di sondaggio, ultimata l'indagine, deve essere debitamente richiuso, procedendo ad un sistematico intasamento dal fondo verso la superficie. Nei fori tubati l'intasamento deve essere svolto in concomitanza con l'estrazione dei tubi di rivestimento provvisorio.

A seconda dei casi l'intasamento dei fori di sondaggio sarà attuato con :

- a) iniezione di malte cementizie;
- b) iniezione di miscele cementizie addizionate di bentonite o argilla;
- c) immissione di sabbia (diametro max 1 mm) agevolata con flusso d'acqua,
- d) con materiali di risulta, qualora non vi siano controindicazioni.

Qualora vi siano motivi validi per tralasciare l'intasamento di un foro di sondaggio, ciò deve essere esplicitamente ordinato o autorizzato.

#### 2.5. MISURE E RAPPORTINI

##### 2.5.1. DATI DI UBICAZIONE TOPOGRAFICA

Ogni perforazione di sondaggio deve essere ubicata topograficamente riportando la sua posizione a un sistema di riferimento noto.

## 2.5.2. DATI DA RILEVARE PER LA COMPILAZIONE DEI PROFILI STRATIGRAFICI

Durante la perforazione, il sondatore dovrà annotare le profondità, rispetto al piano campagna, alle quali si hanno cambiamenti di natura del terreno; se i limiti di passaggio da un livello all'altro non sono netti, dovrà essere indicata la zona di transizione. Le quote di venuta d'acqua e di livello stabilizzato della falda saranno registrate indicando anche l'ora del rilevamento e le operazioni in corso al momento del rilevamento stesso. Verranno inoltre registrate le perdite d'acqua che si verificheranno nel corso della perforazione, gli eventuali rifluimenti al fondo o franamenti delle pareti, la presenza di cavità o fratture aperte.

## 2.5.3. MODULI DA FORNIRE AL COMMITTENTE

Per ogni foro, devono essere fornite al committente mediante appositi moduli le seguenti indicazioni :

- / - denominazione del cantiere;
- / - committente; impresa esecutrice;
- ~ / - posizione planoaltimetrica del sondaggio;
- ✓ - inclinazione del sondaggio, rispetto alla verticale e suo orientamento;
- / - data di inizio e fine perforazione;
- / - Profilo stratigrafico del foro con denominazione e rappresentazione simbolica della natura e consistenza dei terreni attraversati (v. par. 4), con profondità dal piano campagna, quote sul livello del mare e spessore;
- / - metodi di perforazione impiegati nei diversi tratti;
- / - caratteristiche dell'attrezzatura di perforazione e del carotiere;
- / - indicazioni sulla velocità e spinta di avanzamento;
- / - diametro del foro;
- / - provvedimenti adottati per la stabilizzazione del foro ai diversi livelli;
- profondità di prelievo dei campioni disturbati ed indisturbati;
- percentuale di carotaggio;
- profondità e tipo delle falde acquifere incontrate e quota della stabilizzazione dell'acqua nel foro;
- eventuali franamenti delle pareti, rifluimenti dal fondo, cavità, perdite dell'acqua o fango di circolazione ecc.;
- indicazione delle profondità alle quali sono state eventualmente effettuate prove spe-

ciali (prelievo di campioni con campionatori speciali, misure di permeabilità, prelievi di campioni d'acqua, prove in foro, ecc.);

- avvenimenti particolari verificatisi durante la perforazione e condizioni metereologiche;
- località di deposito dei campioni, persona o Ente al quale sono stati consegnati e data di consegna.

## 2.6. SCELTA DEI METODI DI PERFORAZIONE

La tabella 2.1. elenca le caratteristiche dei vari tipi di perforazione consentendo la scelta del metodo più idoneo in base al tipo di terreno, alle profondità da raggiungere e alla qualità dei campioni che si vogliono ottenere con il solo ausilio degli utensili di perforazione.

TABELLA 2.1. SCELTA DEI METODI DI PERFORAZIONE

1 Metodo di perforazione	2 Utensile di perforazione	3 Diametro usuale	4 Profondità usuale	5 Idoneità per tipo di terreno	6 Non idoneità per tipo di terreno	7 Qualità dei campioni ottenibili direttamente con gli usuali attrezzi di perforazione	8 Classe di qualità corrispondente (Cfr. tab. 3.1)
PERCUSSIONE	SONDA A VALVOLA	150-600 mm	60 m	Ghiaia, sabbia limo	Terre coesive tenere o molto consistenti, rocce	Disturbati, dilavati	Q1 (Q2)
	SCALPELLO	150-600 mm	60 m	Tutti i terreni, fino a rocce di media resistenza	Rocce con resistenza alta o molto alta	Fortemente disturbati, dilavati e frantumati	Q1
ROTAZIONE	TUBO CAROTIERE SEMPLICE	75 + 150 mm	50 + 150 m	Tutti i terreni escluse terre a grana grossa	Terre a grana grossa (ghiaie, ciottoli etc.)	Generalmente discreta	A secco Q2 (Q3) con circ. acqua o fango Q1 (Q2)
	TUBO CAROTIERE DOPPIO	75 + 150 mm	50 + 150 m			Generalmente buona	Q 2 (Q 3-Q 4)
	SCALPELLI A DISTRUZIONE, TRICONI, ETC. ATTREZZATURA ROTARY	60 + 300 mm	Praticamente illimitata		Non si ottengono campioni, ma piccoli frammenti di materiale	-	
TRIVELLA	SPIRALE A VITE SENZA FINE	Manuale: 50 + 150 mm Meccanica: 100-300 mm	Manuale: 10 m Meccanica: 40 m	Sopra falda: da coesivi a poco coesivi; Sotto falda: coesivi	Terre a grana grossa con elementi $\phi > D/4$ ; roccia	Disturbati, a volte dilavati sotto falda	Q1 (Q 2-Q 3)

Nelle colonne 3 e 4 sono riportati i diametri e le profondità più comunemente utilizzati in Italia nella esecuzione di sondaggi a scopo geognostico e geotecnico.

Nelle colonne 5—6—7 sono fornite indicazioni sull'applicabilità o meno del sistema corrispondente, nei riguardi della natura del terreno, e una valutazione delle caratteristiche dei campioni estratti.

La colonna 8 classifica la qualità dei campioni ottenibili. Tra parentesi sono riportate le classi di qualità che possono essere raggiunte con esecuzione particolarmente accurata.

La buona riuscita di una perforazione e la qualità dei campioni estratti dipendono comunque non solo dall'idoneità della attrezzatura ma anche dalla abilità del sondatore

### 3. PRELIEVO DI CAMPIONI DA SCAVI E PERFORAZIONI DI SONDAGGIO

#### 3.1. TIPI E CARATTERISTICHE DEI CAMPIONI

Per la determinazione delle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni devono essere prelevati campioni che mantengano la struttura, il contenuto d'acqua e l'eventuale consistenza propri del terreno nella sua sede (campioni indisturbati).

Il prelievo di campioni indisturbati è un'operazione molto delicata che deve essere eseguita da personale qualificato con tecniche e strumenti adatti alle caratteristiche del terreno.

Non è di regola possibile, con mezzi ed apparecchiature semplici, prelevare campioni di terre incoerenti.

Il presente paragrafo non riguarda il campionamento delle rocce per le quali, in condizioni ordinarie, è sufficiente il campionamento con le attrezzature ed i metodi descritti al par. 2.4.B.

In base al grado di disturbo che i campioni presentano ovvero in base alla quantità di informazioni geotecniche che da essi si possono ricavare i campioni stessi sono classificati come indicato in Tab. 3.1. .

Tab. 3.1.

Classi di qualità dei campioni

Caratteristiche geotecniche determinabili	Grado di qualità				
	Q. 1.	Q. 2.	Q. 3.	Q. 4.	Q. 5.
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 dell'unità di volume				x	x
e) Caratteristiche meccaniche (resistenze, deformabilità, etc.)					x
	Campioni disturbati o rimaneggiati			a disturbo limitato	indisturbati

I campioni devono essere prelevati tenendo conto delle esigenze dell'indagine cioè del grado di qualità richiesto (vedi Tab. 3.1.) e delle quantità necessarie per le prove di laboratorio.

Si richiedono ad esempio :

- a) per prove di classifica (granulometria, peso specifico dei granuli, limiti di Atterberg, contenuto di sostanze organiche etc.): campioni di classe Q2 o superiore; quantità 0.5 – 1.0 Kg
- b) per prova di compattazione (Proctor) su terre con granulometria  $d_{max} = 5 \div 20$  mm : campioni di classe Q2 o superiori; quantità 5 ÷ 10 Kg
- c) per la determinazione delle caratteristiche meccaniche (resistenza, deformabilità, permeabilità): campione di classe Q5 Tab. 3.1.; quantità e dimensioni sufficienti per consentire di ricavare i provini per il laboratorio (par. 3.2 e 3.3).

### 3.2. PRELIEVO DI CAMPIONI DA SCAVI

**Campioni disturbati (Q.1. – Q.2. – Q.3.),** rappresentativi di una zona definita dello scavo, devono essere raccolti in contenitori di buona tenuta (cassette senza fessure, barattoli, sacchi di plastica);

**Campioni a disturbo limitato o indisturbati (Q.4.–Q.5.),** devono essere prelevati e conservati in cilindri campionatori con coperchi a tenuta (Fig. 3.1.).

Il cilindro campionatore deve essere infisso a pressione nel terreno senza movimenti di rotazione e/o oscillazione). Ultimata l'infissione il terreno circostante al campionatore viene asportato ed il campionatore staccato dal fondo per mezzo di un adeguato utensile.

Nei terreni coesivi molto consistenti o nei terreni contenenti ciottoli o ghiaia l'infissione del campionatore può essere accompagnata dallo scavo laterale.

Il prelievo deve in ogni caso essere eseguito su fronti di scavo freschi, dopo aver rimosso lo strato superficiale disseccato, alterato, o allentato.

**Campioni a blocco** (distaccato a zolla) o tagliati, devono essere avvolti con involucri impermeabili (ad esempio fogli di plastica, bende di garza impregnate di paraffina fusa) e quindi posti in cassette con un imballaggio morbido.

### 3.3. PRELIEVO DI CAMPIONI DA FORI DI SONDAGGIO

**Campioni rimaneggiati (gradi di qualità Q.1. – Q.2.);** sono i campioni ottenuti con i normali utensili di perforazione (vedi par. 2.4.1.), o con campionatori in situazioni difficili (vedi Tab. 3.2). Essi devono essere conservati ordinatamente in apposite cassette senza particolari protezioni contro perdite di umidità (Q.1. –Q.2.), oppure in sacchetti o barattoli a tenuta (Q.3.).

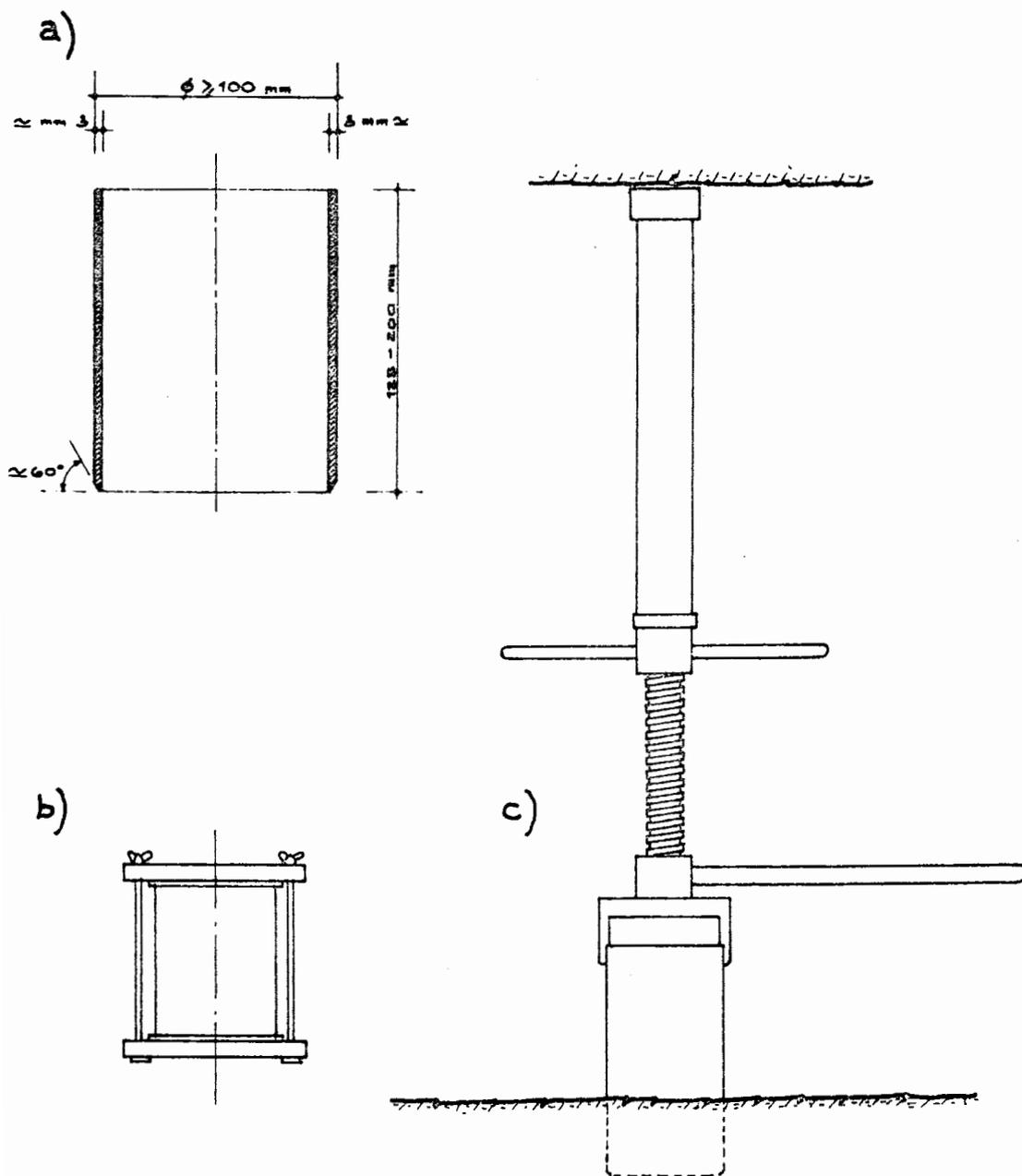


Fig. 3.1. - CAMPIONAMENTO DA SCAVI; a) CILINDRO CAMPIONATORE;  
 b) CHIUSURA A FLANGE CON GUARNIZIONI; c) ATTREZZA-  
 TURA DI SPINTA A VITE

**Campioni a disturbo limitato o indisturbati (Q.4. – Q.5.);** sono i campioni ottenuti con utensili appropriati, scelti in relazione alle esigenze del problema ed alle caratteristiche del terreno.

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche (resistenza, deformabilità, permeabilità) il campione deve avere le dimensioni minime: diametro 100 mm, lunghezza 600 mm. A profondità superiori ai 60 m e/o in terreni particolarmente difficili, che richiedono l'uso di un campionatore a rotazione (vedi Tab. 3.2.) (elevatissima consistenza, etc.), il diametro dei campioni può ridursi a 80 mm.

TAB. 3.2. CLASSI DI QUALITA' DEI CAMPIONI OTTENIBILI CON CAMPIONATORI DI TIPO DIVERSO

- 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

TIPO DI TERRENO	TIPO DI CAMPIONATORE				
	A	B	C	D	E
a) coerenti poco consistenti		Q 3	Q 4	Q 5	
b) coerenti moderatamente consistenti o consistenti	Q 3 (4)	Q 4	Q 5	Q 5	
c) coerenti molto consistenti	Q 2 (3)	Q 3 (4)	Q 5*		Q 5
d) sabbie fini al di sopra della falda	Q 2	Q 3	Q 3	Q 3 (4)	
e) sabbie fini in falda	Q 1	Q 2	Q 2	Q 2 (3)	

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

\* In terreni coesivi con resistenza alla penetrazione con penetrometro tascabile  $> 1 \div 2 \text{ kg/cm}^2$  ( $100 \div 200 \text{ kN/m}^2$ ) può non risultare possibile ottenere campioni indisturbati di lunghezza adeguata.

Fra i tipi di utensili di campionamento sono da considerare in particolare :

- a) **Campionatori pesanti a percussione**, generalmente predisposti con astuccio interno di contenimento, talvolta con dispositivo di ritenuta alla base (estrattore, molla a cestello);
- b) **Campionatori a pareti sottili**, previsti generalmente per terreni coerenti a grana fine, poco o moderatamente consistenti (Fig. 3.2.). Il tubo di infissione, in acciaio di qualità, è impiegato anche come contenitore e pertanto deve essere resistente alla corrosione (acciaio inossidabile oppure zincato, o cadmiato oppure termoplastificato). Rientrano tra i campionatori a parete sottile i campionatori a pistone e quelli a pressione idraulica (Fig. 3.3.).
- c) **Campionatori a rotazione a doppia parete con scarpa tagliente avanzata**: si impiegano in terreni coesivi di elevata consistenza nei quali non sia possibile l'infissione di campionatori a pressione; il tubo interno non rotante, che funziona da contenitore, è spinto nel terreno mentre il tubo esterno, rotante e dotato di corona tagliente, asporta il terreno circostante; per un buon campionamento è indispensabile che la scarpa del tubo interno sporga rispetto alla scarpa del tubo rotante.

Il tagliente d'ingresso di un campionario può essere conformato in modi diversi, in modo da conseguire la necessaria resistenza meccanica dell'utensile e insieme ridurre lo sforzo di penetrazione nel terreno nonché l'attrito sul campione.

Lo sforzo di penetrazione del campionario nel terreno provoca un'azione di disturbo nel terreno sottostante (compressione e distorsione), per cui è necessario usare scarpe taglienti affilate e pareti sottili.

Per ridurre lo sforzo di penetrazione ed il disturbo del campione è necessario che il tagliente abbia un diametro lievemente inferiore a quello del tubo contenitore; inoltre le superfici (interna ed esterna) di questo devono essere levigate e lubrificate.

Per definire la forma dei campionatori si ricorre di regola ai coefficienti o rapporti adimensionali (secondo Hvorslev) illustrati nella Fig. 3.4.

#### 3.4. MODALITA' OPERATIVE

Scelto il tipo di campionario in base alle caratteristiche del terreno e alle esigenze dell'indagine programmata, risultano in gran parte determinati i procedimenti d'infissione del campionario stesso.

L'infissione di un campionario a percussione si ottiene mediante un apposito maglio (70 ÷ 100 kg) guidato che batte sulle aste di manovra o meglio, direttamente sul campionario. Le vibrazioni provocate dall'azione d'urto possono dar luogo a un certo disturbo del terreno, per cui con il campionamento a percussione si potranno difficilmen

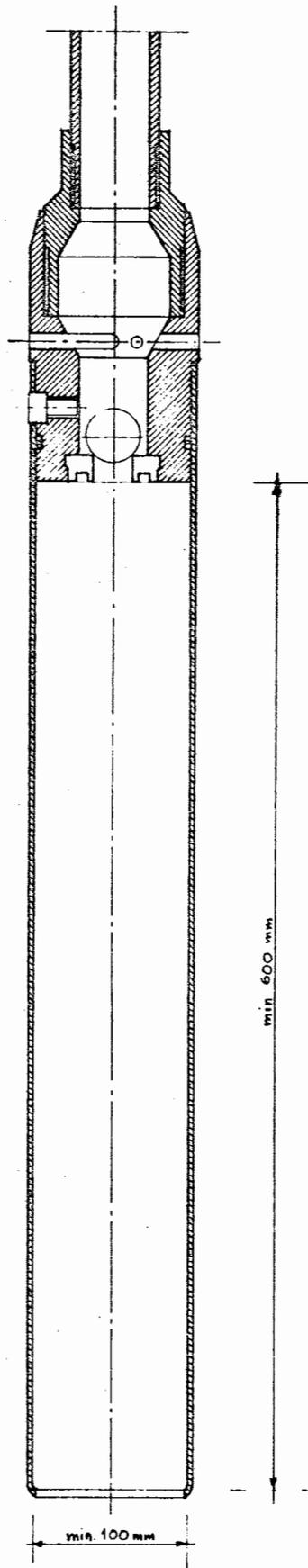


Fig. 3.2. - ESEMPIO DI CAMPIONATORE A PARETI SOTTILI

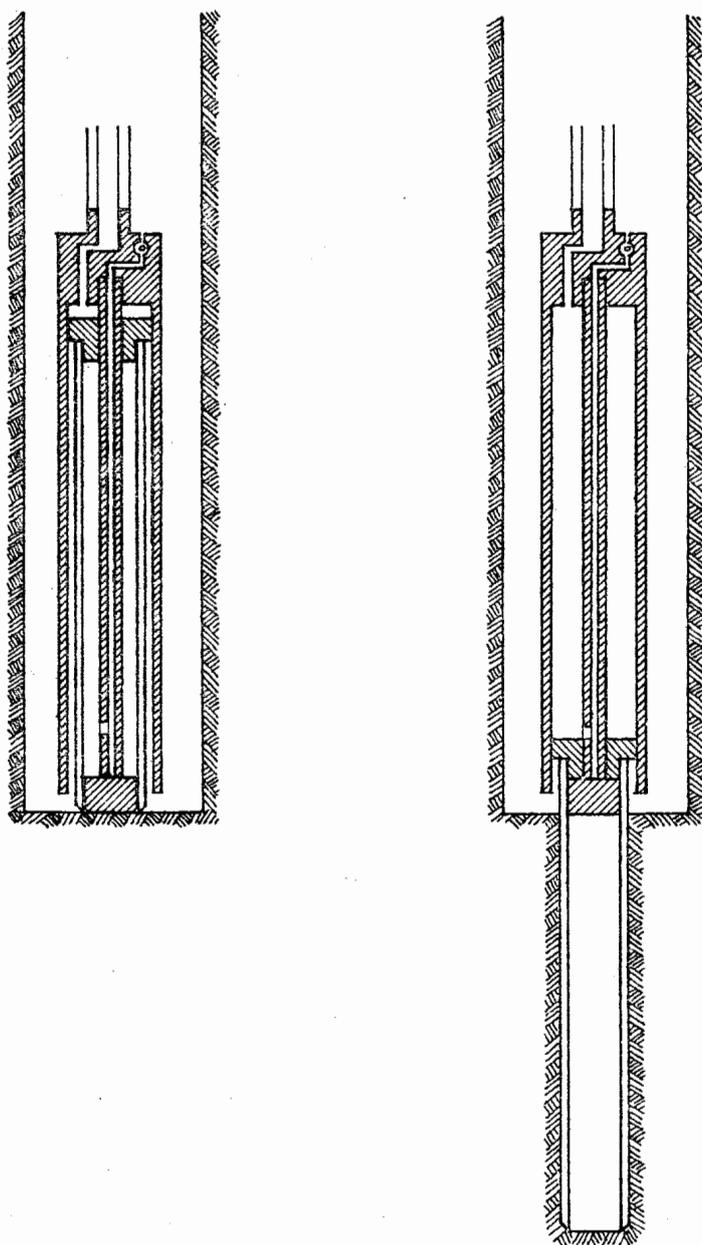
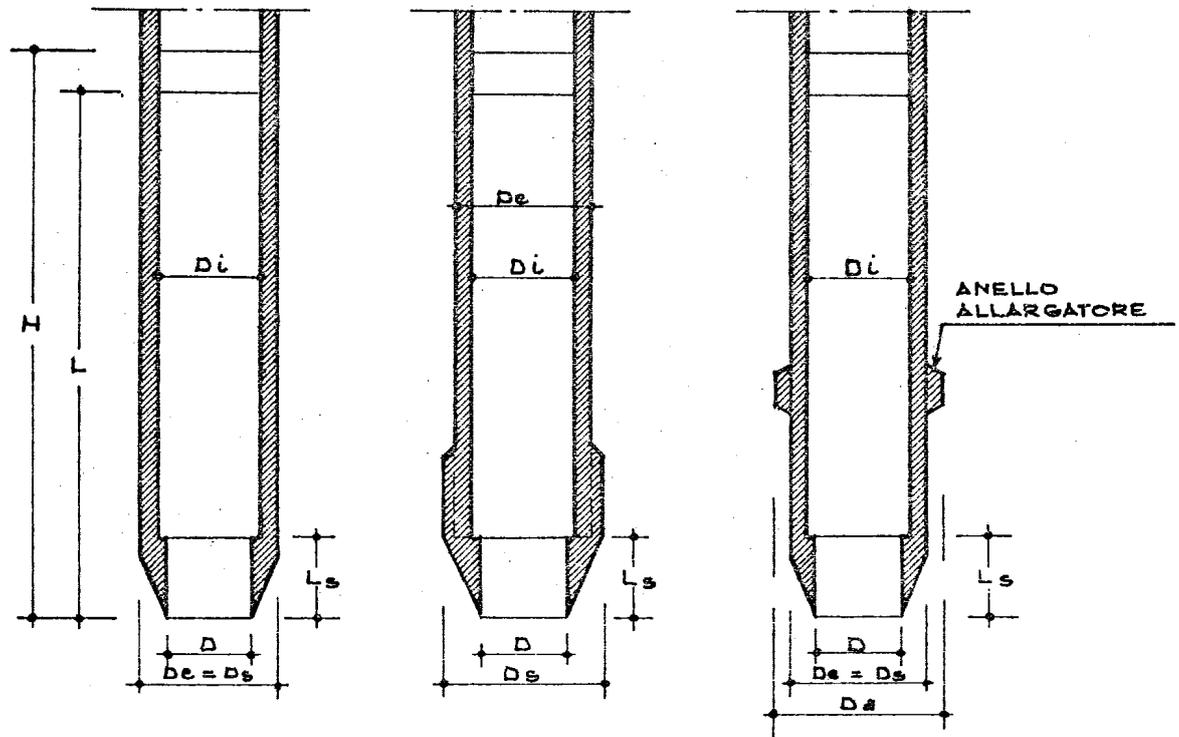


Fig. 3.3. - SCHEMA DI FUNZIONAMENTO DEL CAMPIONATORE A PARETI SOTTILI A PRESSIONE IDRAULICA



L = lunghezza del campione  
H = avanzamento del campionatore

R = L/H = rapporto di campionamento

$$C_p = \frac{D_s^2 - D^2}{D^2} = \text{coefficiente di parete}$$

$$C_i = \frac{D_i - D}{D} = \text{coefficiente di spoglia interna}$$

$$C_a = \begin{cases} \frac{D_a - D_c}{D_c} \\ \frac{D_s - D_c}{D_c} \end{cases} = \text{coefficiente di spoglia esterna}$$

#### Requisiti generali

$$C_p < 15\%$$

$$C_i = \begin{cases} 0 \div 0,5\% & \text{per campioni corti o superficiali, avanzamenti rapidi, terreni incoerenti} \\ 0,75 \div 1,5\% & \text{per campioni lunghi e profondi, avanzamenti lenti, terreni coesivi} \end{cases}$$

$$C_a = \begin{cases} \approx 0 & \text{per terre incoerenti} \\ \leq 2 \div 3\% & \text{per terre coesive} \end{cases} \quad R = 1 - 2 C_i = 97 \div 100\%$$

$$\frac{L_s}{D} = 0,1 \div 0,4$$

$$\text{Angolo di taglio della scarpa } \alpha = 4^\circ \div 15^\circ$$

Fig. 3.4. - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI CAMPIONATORI (da R. TORNAGHI)

te raggiungere elevati gradi di qualità.

Anche il campionatore a parete sottile può essere infisso a percussione, limitando la corsa del maglio a quanto sufficiente per la penetrazione.

L'avanzamento a pressione è specialmente indicato in terreni di limitata consistenza e a grana fine. Devono adottarsi campionatori a parete sottile con basso coefficiente di parete.

L'attrezzatura di spinta dev'essere adeguatamente zavorrata o ancorata, in modo da consentire un'infissione regolare e continua.

Compatibilmente con la reazione di ancoraggio disponibile, si adottano velocità d'infissione elevate ( $\geq 10$  cm/s), così da ridurre l'influenza dei fenomeni che provocano il rimaneggiamento del terreno.

L'introduzione del campionatore nel foro di sondaggio dev'essere controllata con misure di profondità in modo che, posato il campionatore a fondo foro, si possa verificare la corrispondenza con la profondità precedentemente raggiunta dalla perforazione.

Eventuali discordanze fra le due profondità segnalano la presenza sul fondo di detriti o di rifluimenti di terreno.

Accertata la presenza di detriti sul fondo del foro per un'altezza incompatibile con la lunghezza del campionatore, occorre procedere ad una preventiva pulizia con metodi adeguati; ad esempio :

- a) percussione con culetta;
- b) trivella;
- c) utensile di spurgo (a getto radiale) e soprastante calice di raccolta del detrito;
- d) con carotiere semplice e manovra finale a secco.

Accertato il rifluimento di terreno sul fondo del foro, prima di effettuare la pulizia preventiva di cui sopra (a ÷ d) occorre :

- e) sopraelevare il carico d'acqua all'interno del foro rispetto al livello freatico esterno;
- f) riempire il foro con un fango di adeguata densità;

Le operazioni di cui sopra (a ÷ d) possono quasi sempre essere evitate adottando campionatori a pistone del tipo "a pistone bloccabile" (per esempio quello idraulico di fig. 3.3).

Ultimata l'infissione, il campionatore viene estratto dal terreno e dal foro, usando gli accorgimenti necessari per distaccare il campione dal terreno sottostante e per ridurre il disturbo dovuto alla decompressione.

Il campione deve essere conservato nello stesso tubo di prelievo, utilizzato cioè come contenitore definitivo.

Dopo aver eliminato le parti detritiche o di terreno disturbato alle estremità, si misura la lunghezza (par. 3.5.).

Per la sigillatura dei contenitori si fa ricorso ad appositi tappi a tenuta, previo colaggio o pennellatura di paraffina fusa alle estremità, e quindi all'applicazione di nastri adesivi (che dovranno risultare efficienti anche in presenza d'acqua).

Sul campione appena estratto può essere richiesto di svolgere alcune misure di consistenza mediante penetrometro o scissometro di tipo tascabile, operando sull'estremità del campione dopo l'eliminazione del detrito o delle parti disturbate.

### 3.5. INDICAZIONI E DATI DA FORNIRE AL COMMITTENTE

Il trasporto e la conservazione dei campioni indisturbati prelevati da scavi o da fori di sondaggio, e dei campioni a blocchi deve essere condotta in modo che resti individuabile la posizione originaria del campione nel terreno. Si procederà quindi alla compilazione di un'etichetta (non degradabile per umidità) in cui siano indicati :

- a) designazione del cantiere (eventualmente committente, esecutore);
- b) designazione dello scavo o del foro;
- c) eventuale numero d'ordine del campione;
- d) profondità di prelievo (da/a);
- e) orientamento (alto/basso);
- f) data di prelievo.

L'etichetta dev'essere infine applicata al contenitore (con incollaggio, nastro adesivo, etc.) in modo da evitare il distacco accidentale.

Nel caso di campioni indisturbati, prelevati da fori di sondaggio, nel modulo da fornire al committente (par. 2.5.3.), devono essere riportati i dati relativi al campionamento eseguito completati con l'annotazione di :

- a) tipo di campionatore e sue dimensioni;
- b) metodo d'infissione del campionatore;
- c) condizioni di prelievo (ad es. presenza d'acqua nel foro, speciali accorgimenti esecutivi, energia o spinta richiesta per la infissione);
- d) prima classificazione del terreno campionato, in base a valutazioni pratiche possibili in cantiere (cfr. cap. 4);
- e) lunghezza del campione;
- f) risultati di osservazioni o misure complementari compiute durante il campionamento, ad es. misure di consistenza.

### 3.6. CONSERVAZIONE E TRASPORTO DEI CAMPIONI

I contenitori di campioni rimaneggiati (cassette, sacchetti e barattoli) devono essere protetti dalle intemperie e devono avere caratteristiche tali da evitare perdite di materiale e mescolamenti, anche in caso di rovesciamento della cassa di imballaggio generale.

I campioni indisturbati e i campioni a blocco devono essere particolarmente protetti dai raggi del sole, dal gelo e da fonti di calore.

I contenitori devono essere conservati in posizione orizzontale evitando scuotimenti ed urti; ciascun contenitore deve essere protetto con adeguato materiale da imballaggio antiurto (trucioli, cartone ondulato, materiali espansi).

In generale è opportuno che le casse per il trasporto e la spedizione di campioni indisturbati abbiano un peso lordo non superiore a 80 kg e siano contrassegnate con i se<sup>gn</sup>ali "alto-basso" (o simboli equivalenti), "maneggiare con cura", etc.

Per la spedizione ed il trasporto dei campioni indisturbati si deve tener conto della classe di qualità dei campioni stessi e della loro sensibilità alle condizioni di trasporto.

Ad esempio si devono considerare :

- a) tipo del mezzo di trasporto in rapporto a scuotimento e/o vibrazioni;
- b) condizioni stagionali (surriscaldamento, congelamento);
- c) durata del viaggio.

Nel caso di trasporto per via aerea si terrà conto delle variazioni di pressione atmosferica, oltreché dei possibili danni per gelo.

In certi casi (trasporti internazionali) si richiedono autorizzazioni speciali onde evitare l'apertura dei contenitori per controlli di polizia o di dogana.

## 4. PROFILI STRATIGRAFICI E GEOTECNICI

### 4.1. CONSIDERAZIONI GENERALI

Si riportano i criteri generali da seguire per la preparazione di profili stratigrafici e profili geotecnici.

Il **profilo stratigrafico** è la rappresentazione della successione dei terreni, identificati nell'ambito delle classifiche geotecniche, attraversati dai mezzi di indagine (scavi o perforazioni di sondaggio) o osservabili su fronti naturali. Sul profilo stratigrafico sono riportati i dati obiettivi che si possono rilevare in cantiere mediante l'osservazione diretta e mediante prove semplici.

Esso deve fare parte degli elaborati che l'esecutore delle indagini rimette al committente.

Il **profilo geotecnico** è invece la rappresentazione sintetica di tutte le informazioni provenienti dalle indagini condotte in sito ed in laboratorio. Il profilo geotecnico implica l'elaborazione e l'interpretazione quantitativa di tutte le informazioni relative ai terreni investigati. Esso rappresenta cioè la sintesi di tutti i dati geotecnici.

Per la costituzione dei profili stratigrafici e dei profili geotecnici i terreni devono essere definiti e descritti in base alle classifiche geotecniche, oltre che in base ai loro caratteri litologici.

### 4.2. CLASSIFICHE GEOTECNICHE

Per classifica geotecnica si intende un sistema di identificazione di una terra sulla base di caratteristiche fisiche e proprietà obiettive scelte secondo criteri assegnati.

#### 4.2.1. CLASSIFICHE DELLE TERRE

##### **Descrizione di cantiere**

La descrizione di cantiere (Tab. 4.1.) identifica le terre mediante osservazioni dirette e/o prove che possono essere eseguite, senza l'ausilio di particolari apparecchiature, su campioni estratti da scavi o perforazioni di sondaggio o da fronti naturali.

##### **a) Classifica granulometrica**

La classifica granulometrica identifica le terre mediante la misura delle dimensioni dei granuli costituenti, secondo lo schema di Tab. 4.2.

##### **b) Classifica unificata ( U S C S )**

La classifica unificata identifica i terreni mediante la determinazione delle dimensioni dei granuli e degli indici di Atterberg secondo lo schema di Tab. 4.3. e 4.4. e della Fig. 4.1. .

TABELLA 4.1. - CLASSIFICA DI CANTIERE DELLE TERRE

DIMENSIONI DEI GRANI			CONSISTENZA	
	Caratteristiche generali	Denominazione		
Terre incoerenti o granulari  - granuli visibili a occhio nudo; (di dimensioni > 0,06 mm) privi di coesione se essiccati	- elementi lapidei di dimensione > 2 mm  - granuli di dimensione compresa tra 2 mm e 0,06 mm	ghiaia	sciolto	può essere scavato con la pala
			addensato	non è sufficiente la pala per lo scavo
		sabbia	lievemente cementato	i granuli superficiali possono essere asportati con la pressione delle dita; si spezza in blocchi col piccone
Terre coesive  - granuli non visibili a occhio nudo (di dimensioni < 0,06 mm)	il materiale si secca rapidamente e può essere sbriciolato con le dita; i pezzi essiccati possiedono coesione ma possono essere facilmente polverizzati con le dita  il materiale è liscio al tatto e plastico; può essere ridotto in cilindretti con le dita eventualmente con l'aggiunta di acqua; si essicca lentamente; si ritira apprezzabilmente nell'essicarsi; essiccato mostra delle fratture	limo	privo di consistenza	cede acqua comprimendo con le dita; $P_p < 0,25 \text{ kg/cm}^2$ (25 kN/m <sup>2</sup> )
			poco consistente	può essere facilmente modellato con le dita; $P_p = 0,25 \div 0,5 \text{ kg/cm}^2$ (25 ÷ 50 kN/m <sup>2</sup> )
		argilla	moderatamente consistente	può essere modellato solo con forte pressione delle dita; $P_p = 0,5 \div 1,0 \text{ kg/cm}^2$ (50 ÷ 100 kN/m <sup>2</sup> )
			consistente	non può essere modellato con dita; $P_p = 1,0 \div 2,0 \text{ kg/cm}^2$ (100 ÷ 200 kN/m <sup>2</sup> )
			molto consistente	fragile e molto duro; $P_p > 2,0 \text{ kg/cm}^2$ (> 200 kN/m <sup>2</sup> )
Terre organiche	materiale fibroso organico di colore scuro	torba	Nota: $P_p$ = resistenza alla penetrazione col penetrometro tascabile	

TABELLA n. 4.2.

0.002	0.06	2	60	( $\Phi$ , mm)
ARGILLA	LIMO	SABBIA	GHIAIA	CIOTTOLI E BLOCCHI

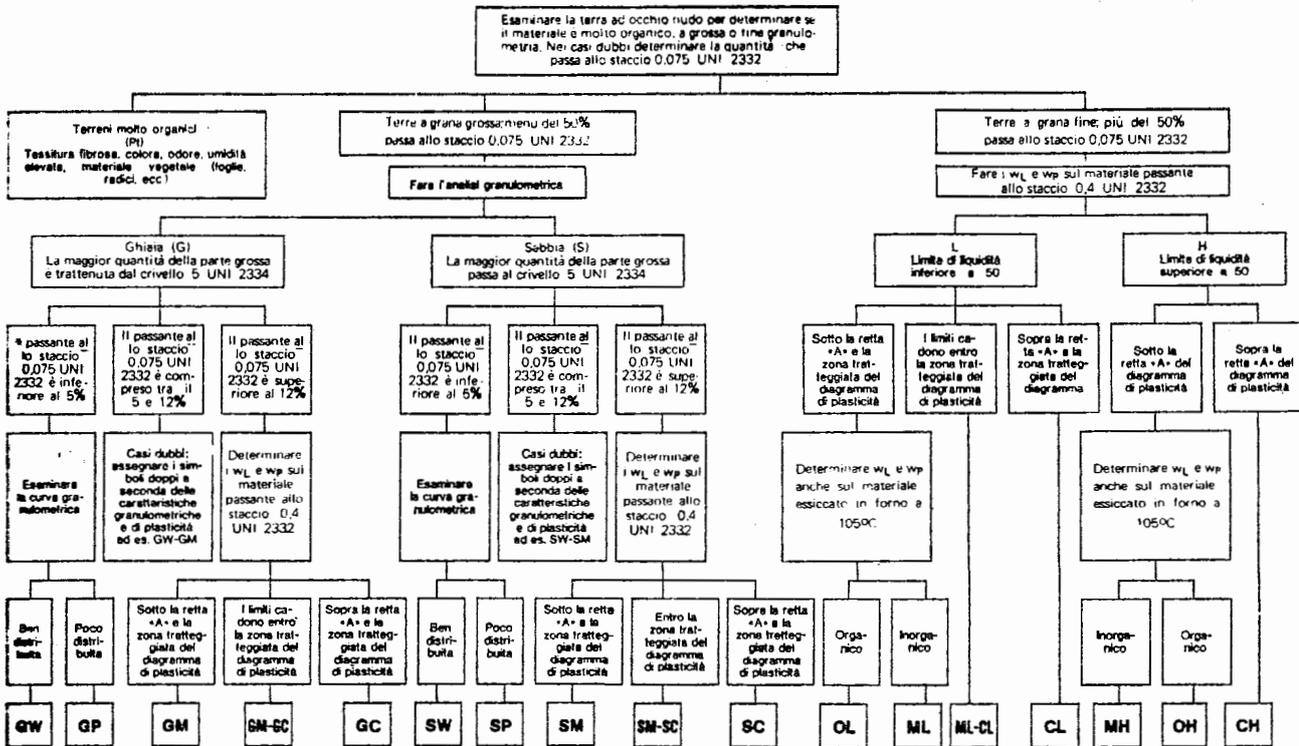
Per classificare un terreno dal punto di vista della granulometria sono necessarie analisi granulometriche di laboratorio.

**Note alla classifica granulometrica**

Per l'identificazione di terreni composti da più frazioni si segue il criterio : siano  $A, B, C$ , i nomi degli intervalli principali (argilla, limo .....); siano  $p_1, p_2, p_3$  le percentuali di  $A, B, C$ , presenti nella terra in esame; se, per esempio  $p_1 > p_2 > p_3$  il terreno viene denominato col nome della frazione  $A$ , seguito dai nomi delle frazioni  $B$  e  $C$  preceduti dalla congiunzione "con", se il corrispondente  $p$  è compreso tra il 50 e il 25%, seguiti dal suffisso "oso" se  $p$  è tra il 25 e il 10%; o infine seguiti dal suffisso "oso" e preceduti da "debolmente" se  $p$  è compreso tra il 10 e il 5%. Si definisce terreno di granulometria uniforme se  $D_{60}/D_{10} < 2$  dove  $D_{60}$  e  $D_{10}$  sono i diametri corrispondenti al 60 ed al 10% di passante rilevati dall'analisi granulometrica.

Si ricorda che esistono numerosi sistemi di classifica granulometrica, tra loro differenti per i limiti delle classi; (per un confronto vedi : Geotecnica, 1963)

TABELLA 4.3.



( da P. Colombo, modificata )

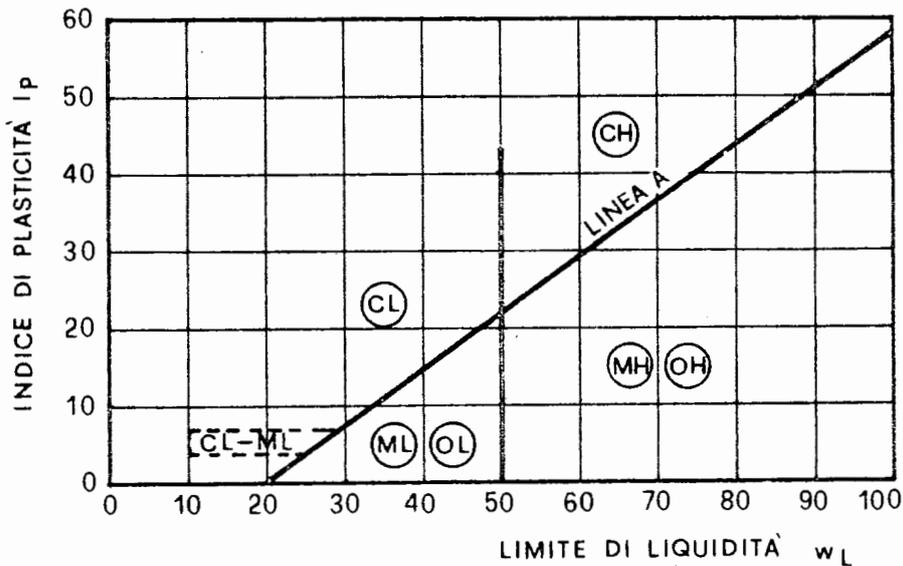


Fig. 4.1. - DIAGRAMMA DI PLASTICITA'

TABELLA 4.4.  
CLASSIFICA USCS

PRINCIPALI SUDDIVISIONI		SIMBOLO LETTERA	DENOMINAZIONE
TERRE A GRANA GROSSA	GHIAIE E TERRE GHIAIOSE	GW	Ghiaie a granulometria ben assortita o miscele di ghiaia e sabbia, con frazione fine scarsa o assente
		GP	Ghiaie a granulometria poco assortita o miscele di ghiaia e sabbia, con frazione fine scarsa o assente
		GM	Ghiaie limose, miscele di ghiaia, sabbia e limo
		GC	Ghiaie argillose, miscele di ghiaia, sabbia e argilla
	SABBIA E TERRE SABBIOSE	SW	Sabbie a granulometria ben assortita o sabbie ghiaiose con frazione fine scarsa o assente
		SP	Sabbie a granulometria poco assortita o sabbie ghiaiose con frazione fine scarsa o assente
		SM	Sabbie limose, miscele di sabbia e limo
		SC	Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla
TERRE A GRANA FINE	LIMI E ARGILLE $w_L < 50$	ML	Limi inorganici e sabbie molto fini, sabbie fini limose o argillose o limi argillosi leggermente plastici
		CL	Argille inorganiche con plasticità da bassa a media, argille ghiaiose, argille sabbiose, argille limose
		OL	Limi organici e argille limose organiche a bassa plasticità
	LIMI E ARGILLE $w_L > 50$	MH	Limi organici, terreni limosi o finemente sabbiosi, micacei o diatomacei, limi
		CH	Argille inorganiche di alta plasticità
		OH	Argille organiche di media o alta plasticità, limi organici
TERRE FORTEMENTE ORGANICHE	Pt	Torba ed altre terre altamente organiche	

### Note alla classifica unificata

Secondo la classifica U S C S le terre sono divise in:

- 1) terre a grana grossa
- 2) terre a grana fine
- 3) terre organiche

Le terre a grana grossa danno il passante allo staccio 0.075 UNI 2332 eguale o minore del 50%, mentre quelle a grana fine danno un passante maggiore del 50%. Le terre organiche sono costituite da residui vegetali più o meno carbonificati.

Le terre a grana grossa sono suddivise, in base alla granulometria, in **ghiaie** (simbolo *G*) ed in **sabbie** (simbolo *S*).

Le ghiaie e le sabbie sono suddivise in quattro sottogruppi come segue:

- 1) ghiaie e sabbie gradate con frazione fine scarsa o assente; simbolo *W* (sottogruppi *GW* e *SW*);
- 2) ghiaie e sabbie quasi uniformi con frazione fine scarsa o assente: simbolo *P* (sottogruppi *GP* e *SP*);
- 3) ghiaie e sabbie con abbondante frazione fine non plastica o poco plastica: simbolo *M* (sottogruppi *GM* e *SM*);
- 4) ghiaie e sabbie con abbondante frazione fine plastica: simbolo *C* (sottogruppi *GC* e *SC*).

Le terre a grana fine sono divise in 2 gruppi: terre con limite di liquidità  $w_L < 50$  (simbolo *L*); terre con limiti di liquidità  $w_L > 50$  (simbolo *H*). Questi due gruppi sono poi suddivisi come segue:

- 1) limi inorganici; sabbie fini limose o argillose; simbolo *M* (sottogruppi *ML* e *MH*);
- 2) argille inorganiche: simbolo *C* (sottogruppi *CL* e *CH*);
- 3) limi ed argille organiche: simbolo *O* (sottogruppi *OL* e *OH*).

Le torbe e altre terre organiche sono indicate con il simbolo  $P_t$ .

La determinazione dei limiti di Atterberg deve essere effettuata secondo la norma CNR-UNI 10014.

E' da ricordare che ai fini dell'impiego come materiali per costruzioni stradali i terreni sono classificati secondo la classifica AASHO (per cui vedi norma CNR-UNI 10006).

### c) Classifica in base ai risultati della prova SPT

La classifica identifica i terreni sulla base del numero *N* di colpi di un maglio normalizzato necessari per l'avanzamento di un "piede" del penetrometro dinamico secondo le modalità dello "Standard Penetration Test" (vedi par. 8.1.).

In base al valore di  $N_{SPT}$  ed al tipo di terreno, in Tab. 4.5 è riportata una valutazione orientativa della compattezza del terreno. Tali valutazioni devono essere intese come indicazioni di massima.

### 4.2.2. CLASSIFICA DELLE ROCCE E DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

Per caratterizzare le rocce e gli ammassi rocciosi è quasi sempre necessario fare riferimento alle classifiche litologiche.

Nei problemi di ingegneria nei quali è possibile prescindere da una precisa classificazione litologica, le rocce e gli ammassi rocciosi possono essere classificati in base alle loro

Tabella 4.5

CLASSIFICA ORIENTATIVA DELLO STATO DI COMPATTEZZA DEI  
TERRENI INCOERENTI E COESIVI

SABBIE

N	valutazione dello stato di addensamento
0 - 4	sciolto
4 - 10	poco addensato
10 - 30	moderatamente addensato
30 - 50	addensato
> 50	molto addensato

TERRENI COESIVI

N	valutazione della consistenza
< 2	privo di consistenza
2 - 4	poco consistente (molle)
4 - 8	moderatamente consistente
8 - 15	consistente
15 - 30	molto consistente
> 30	estremamente consistente (duro)

proprietà meccaniche ed al loro stato di continuità.

In base alla resistenza meccanica (valutata attraverso la prova di compressione uniassiale) le rocce possono essere divise in 5 gruppi (Tab. 4.6.).

In base alla continuità gli ammassi rocciosi possono essere classificati secondo i gruppi di Tab. 4.7.

Nella descrizione dei campioni di rocce o ammassi rocciosi dovranno essere riportati i seguenti elementi :

- a) Caratteri strutturali relativi allo stato di aggregazione, alle dimensioni ed alla forma e natura dei costituenti.
- b) Grado di continuità (distanza e tipo delle discontinuità o delle superfici di minore resistenza).
- c) Stato delle superfici di discontinuità.
- d) Apertura delle discontinuità; materiali di riempimento delle discontinuità; stato di alterazione della matrice.

TABELLA 4.6

Classe	Descrizione	kg/cm <sup>2</sup> (o MN/m <sup>2</sup> )	E S E M P I
A	Resistenza molto alta	> 2000 ( > 200)	Quarziti, alcuni basalti
B	Resistenza alta	1000 ÷ 2000 (100 ÷ 200)	Molte rocce ignee, alcune rocce metamorfiche; molti calcari e dolomie; arenarie ben cementate
C	Resistenza media	500 ÷ 1000 (50 ÷ 100)	Rocce scistose, arenarie e calcari porosi
D	Resistenza bassa	250 ÷ 500 (25 ÷ 50)	Arenarie, tufi, rocce saline, rocce alterate o degradate di diverso tipo litologico.
E	Resistenza molto bassa *	< 250 ( < 25)	

\* Nel campo delle rocce con resistenza minore 250 kg/cm<sup>2</sup> (25 MN/m<sup>2</sup>) possono farsi le seguenti distinzioni:

250 ÷ 100 kg/cm <sup>2</sup> (25 ÷ 10 MN/m <sup>2</sup> )	} Rocce molto tenere	Rocce tenere
100 ÷ 50 kg/cm <sup>2</sup> (10 ÷ 5 MN/m <sup>2</sup> )		
< 50 kg/cm <sup>2</sup> ( 5 MN/m <sup>2</sup> )		

TABELLA 4.7.

1) <b>Roccia "intatta"</b> : prima dello scavo la roccia è priva di discontinuità, sia pure capillari
2) <b>Roccia stratificata</b> : attraversata da superfici piane e parallele con resistenza scarsa o nulla.
3) <b>Roccia poco fratturata</b> : attraversata da poche discontinuità variamente orientate e molto distanziate.
4) <b>Roccia fratturata</b> : Roccia con discontinuità ravvicinate comunque orientate, (da ravvicinate a molto ravvicinate), strette (a labbra combacianti) o beanti (aperte) vuote o riempite di materiale di alterazione.
5) <b>Roccia completamente frantumata</b> : ma non alterata (dal punto di vista chimico), con i caratteri di un prodotto di frantoio.

### Note alla classifica delle rocce e degli ammassi rocciosi

Per quanto riguarda il **punto a** si suggeriscono alcuni termini da adottare :

**Struttura "compatta"** : non è possibile distinguere i componenti della roccia ad occhio nudo .

**Struttura "granulare"** : è possibile distinguere ad occhio nudo i costituenti (diversi od eguali) della roccia. A tale tipo di struttura appartiene la :

- **struttura cristallina**: i singoli elementi sono costituiti da individui cristallini (es. granitoide, sacca- roide etc.).
- **struttura clastica**: i singoli elementi sono costituiti da frammenti di rocce o minerali (diversi od e- guali) cementati tra loro.

**Struttura "orientata"**: i singoli elementi di roccia sono più o meno allineati secondo una direzione. A tale tipo appartiene la :

- **struttura laminata** : la roccia si divide facilmente in frammenti con forma di lamine o scaglie più o meno estese e sottili.
- **struttura scistosa** : la distribuzione di minerali micacei secondo superfici piane e parallele provoca una più o meno facile suddivisibilità della roccia secondo tali superfici.

Per quanto riguarda il **punto b** si suggerisce di indicare la distanza media tra le discontinuità e l'orien- tamento medio delle fratture.

Il grado di continuità può essere così descritto (Tab. 4.8.)

TABELLA 4.8

Spaziature delle fratture		Termini descrittivi
< 5	cm	fratture molto ravvicinate
5 ÷ 30	cm	fratture ravvicinate
30 ÷ 100	cm	fratture moderatamente ravvicinate
100 ÷ 300	cm	fratture distanziate
> 300	cm	fratture molto distanziate

Le osservazioni relative al grado di continuità effettuate su campioni estratti da sondaggi sono signifi- cative solo nel caso di campionamento molto accurato (effettuato, tra l'altro, con doppio carotiere). Un indice della continuità della massa rocciosa attraversata con un sondaggio può essere fornito dal- l' R Q D (Rock Quality Designation) definito come:

$$R Q D = \frac{\sum l_i}{L_f}$$

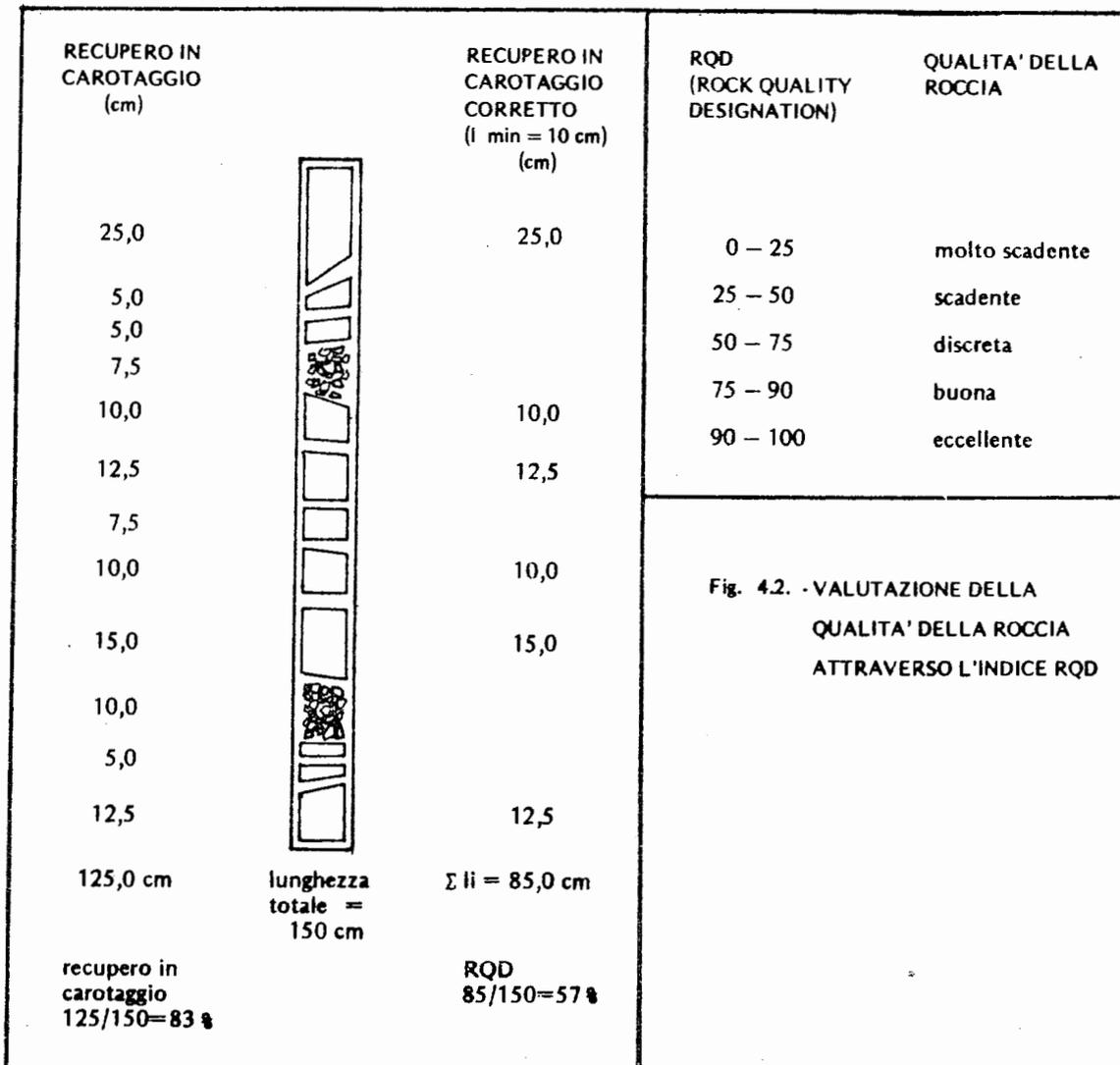


Fig. 4.2. - VALUTAZIONE DELLA QUALITA' DELLA ROCCIA ATTRAVERSO L'INDICE RQD

in cui  $l_i$  sono le singole lunghezze dei pezzi di carota maggiori di 10 cm, (recupero in carotaggio corretto) e  $L_f$  la lunghezza totale del foro (fig. 4.2.).

Anche l'indice R Q D è significativo solo nel caso di campionamento molto ben fatto. In ogni caso occorre cautela nel confrontare sondaggi diversi e nell'applicare le correlazioni, riportate nei testi, tra R Q D e resistenze o moduli elastici dell'ammasso roccioso.

Sui blocchi di grosse dimensioni può essere significativo, ai fini della valutazione del grado di continuità, un indice definito come rapporto tra area totale della superficie delle fratture presenti e volume del blocco considerato.

Per quanto riguarda il punto c (stato delle superfici di frattura) è necessaria una descrizione :

- **con riguardo alla forma**, la superficie di frattura può essere ad esempio :
  - **piana** (se per una certa estensione può essere assimilata ad un piano)
  - **concava** (se assimilabile ad una superficie concava)
  - **concoide** (ad anelli o cerchi tangenti in un punto)
  - **irregolare** (se spigolosa e non assimilabile alle precedenti)
- **con riguardo all'aspetto**, la superficie può essere ad esempio :
  - **liscia** (o levigata) se ad occhio nudo non si osservano asperità
  - **rugosa** (o scabra) se anche ad occhio nudo si possono osservare delle asperità
  - **laminata e striata**, se le superfici sono striate e lucidate secondo una direzione, a causa di uno scorrimento avvenuto.

Sarà inoltre da indicare lo stato delle superfici mettendo in vista il grado di alterazione chimica della roccia in prossimità della superficie di frattura.

Per quanto riguarda il **punto d** (grado di apertura delle fratture e materiale di riempimento) è necessario precisare se le fratture sono aperte o chiuse, indicando nel primo caso l'apertura media, ed il suo intervallo di variabilità.

Dovrà essere indicato il tipo e la natura del riempimento che potrà essere costituito dal materiale proveniente dal disfacimento della roccia o da materiale trasportato. Dal punto di vista della classifica geotecnica del materiale di riempimento valgono i criteri esposti al par. 4.2.1

Lo stato di alterazione della matrice dovrà essere definito in ogni caso da un esperto geologo.

#### 4.3. INFORMAZIONI NECESSARIE PER LA CLASSIFICA DEI TERRENI

In tab. 4.9. sono indicati, per ciascun tipo di terreno, i dati necessari per la sua completa definizione, e la significatività delle singole prove al variare della natura del terreno.

#### 4.4. SIMBOLI GRAFICI PER LA RAPPRESENTAZIONE DELLE TERRE E DELLE ROCCE

Per uniformità di presentazione dei profili stratigrafici e geotecnici si suggerisce l'adozione di simboli grafici unificati, secondo lo schema di fig. 4.3 a e b.

Tab. 4.9

INFORMAZIONI NECESSARIE PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI																																
INFORMAZIONI OTTENIBILI DALL'ESAME DIRETTO IN CANTIERE								TIPO DI TERRENO	INFORMAZIONI OTTENIBILI DALLE PROVE DI LABORATORIO								INFORMAZIONI OTTENIBILI DALLE PROVE IN SITU															
DATI DA RILEVARE SU CAMPIONI							Dati da rilevare su fronti di scavo		Prove di classifica proprietà indici				Prove meccaniche ed idrauliche				Prove penetrometriche statiche	Prove penetrometriche dinamiche	Prove scissometriche	Prove di carico su piastra	Permeabilità											
Identificazione minerale sul banalitrametro a 10 micrometri tassabile	Caratteri strutturali	colore	odore	materiali organici	inclusioni	natura litologica			stato di alterazione	stratificazioni, giunti, fratture, faglie etc.	granulometria	limiti ed indici di consistenza	peso specifico	caratteristiche di compattazione	contenuto di acqua, grado di saturazione	peso di volume, porosità, indice dei vuoti						prove di compressione semplice	caratteristiche di resistenza non drenata	caratteristiche di resistenza drenata	caratteristiche di deformabilità	caratteristiche di consolidazione	caratteristiche di permeabilità	resistenza alla penetrazione	coesione non drenata	rapporto di resist. alla punta/resistenza laterale	n. di colpi per l'avanzamento	densità relativa
-	X	-	-	-	X	?	-	X	ghiaie	X	-	X	X	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	?	?	-	-	X	X	X		
-	X	-	-	X	X	?	-	X	sabbie	X	-	X	X	-	-	-	-	-	-	-	-	X	-	X	X	X	?	-	X	X	X	
X	X	X	-	-	X	-	X	X	limi inorganici	X	X	X	?	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-	X	X	X	-	
X	X	X	X	X	X	-	X	X	limi organici	X	X	X	?	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-	?	X	X	-	
X	X	X	-	-	X	-	X	X	argille	X	X	X	?	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-	X	X	X	-	
X	X	X	X	X	X	-	X	X	argille organiche	X	X	X	?	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-	-	X	X	X	-	
-	X	X	-	-	X	X	X	X	argille scagliese, argilioscisti	?	?	X	?	X	X	X	?	?	?	?	?	?	?	-	?	?	-	-	X	X	-	
?	X	X	X	X	X	-	-	X	torbe	-	-	?	-	?	X	X	?	?	?	X	?	X	-	X	?	-	?	X	X	-		
-	X	X	-	-	X	X	X	X	terreni vulcanici	X	-	X	X	?	?	?	?	?	?	?	?	X	X	-	?	X	?	?	-	X	X	X
-	X	X	-	-	X	X	X	X	argilli	?	?	X	-	X	?	X	?	?	?	?	?	?	?	-	-	?	-	-	X	X	?	
-	X	X	-	-	X	X	X	X	rocce con resistenza bassa o molto bassa	-	-	X	-	X	X	X	-	X	X	-	?	-	-	-	-	-	-	-	X	X	X	
-	X	X	-	-	X	X	X	X	rocce	-	-	X	-	-	X	X	-	X	X	-	?	-	-	-	-	-	-	-	X	X	X	

(X) l'informazione è significativa

(-) non è significativa o non è possibile ottenerla

(?) è significativa solo in alcuni casi



terreno vegetale



terreni piroclastici



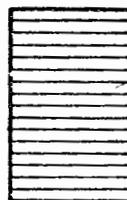
torba



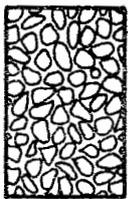
limo



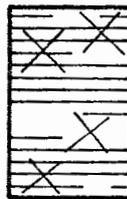
terreno di riporto



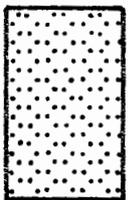
argilla



ghiaia



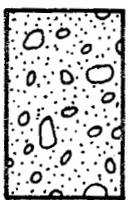
argilla sovraconsolidata  
fessurata



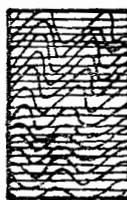
sabbia



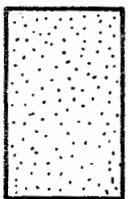
argilliti



sabbia e ghiaia

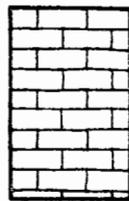


argilliti scagliose,  
argilloscisti



sabbia fine

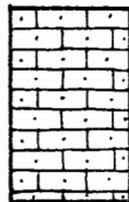
Fig. 4.3. a) - SIMBOLI GRAFICI PER LE TERRE



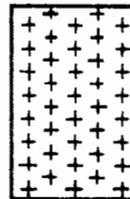
rocce calcaree (calcari,  
calcari dolomitici,  
dolomie, etc.)



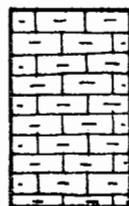
tufi vulcanici



arenarie



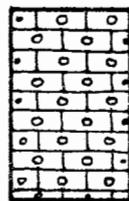
rocce ignee



marne



rocce scistose



conglomerati

Fig. 4.3. b) - SIMBOLI GRAFICI PER GLI AMMASSI ROCCIOSI

## 5. MISURA DELLE PRESSIONI NEUTRE

### 5.1. CONSIDERAZIONI GENERALI

In tutti i problemi geotecnici ha importanza fondamentale la conoscenza della distribuzione dei valori della pressione dell'acqua contenuta nei vuoti (pori o fessure) del terreno (pressione neutra).

La misura della pressione neutra viene eseguita con piezometri o con metodi approssimati (anche durante l'esecuzione di perforazioni di sondaggio) in terreni molto permeabili, e con piezometri di vario tipo nei terreni poco permeabili o nei casi nei quali le misure devono essere prolungate nel tempo.

### 5.2. MISURA DELLA PRESSIONE NEUTRA IN TERRENI PERMEABILI

#### 5.2.1. MISURE DURANTE L'ESECUZIONE DI PERFORAZIONI

Durante l'esecuzione di perforazioni di sondaggio informazioni di massima sul valore della pressione neutra possono ottenersi mediante il controllo del livello e delle eventuali variazioni di livello del fluido di perforazione. Le osservazioni devono essere effettuate ad ogni interruzione della perforazione di durata superiore ad alcune ore e devono essere riportate nei rapportini di perforazione (vedi par. 2.5.) unitamente ad indicazioni sulla situazione metereologica.

L'osservazione può meglio essere effettuata alla fine delle operazioni di perforazione misurando la profondità a cui si stabilizza il livello dell'acqua nel foro.

#### 5.2.2. PIEZOMETRI A TUBO APERTO

Sono costituiti da tubi di metallo o di materiale plastico, di diametro sufficiente per consentire il passaggio dello strumento per la misura del livello dell'acqua, posti in fori trivellati nel terreno (fig. 5.1.).

Nella zona di misura la parete del tubo deve essere sfinestrata ed eventualmente protetta con rete reps, circondata da materiale filtrante; essa deve essere isolata superiormente da un tampone impermeabile di altezza sufficiente per evitare l'infiltrazione di acque superficiali. I tamponi impermeabili possono essere realizzati con bentonite, con malta di cemento e bentonite, con argilla o altro materiale idoneo.

Per la misura di livello dell'acqua nel tubo piezometrico generalmente si usano scandagli elettrici; in tubi di diametro abbastanza grande si possono usare anche i galleggianti. L'impiego di questi piezometri è limitato al campo dei terreni uniformi permeabili o molto permeabili ( $k > 10^{-5}$  m/s).

Affinché il piezometro risulti efficiente, la sua posa in opera deve essere preceduta da un accurato lavaggio del foro.

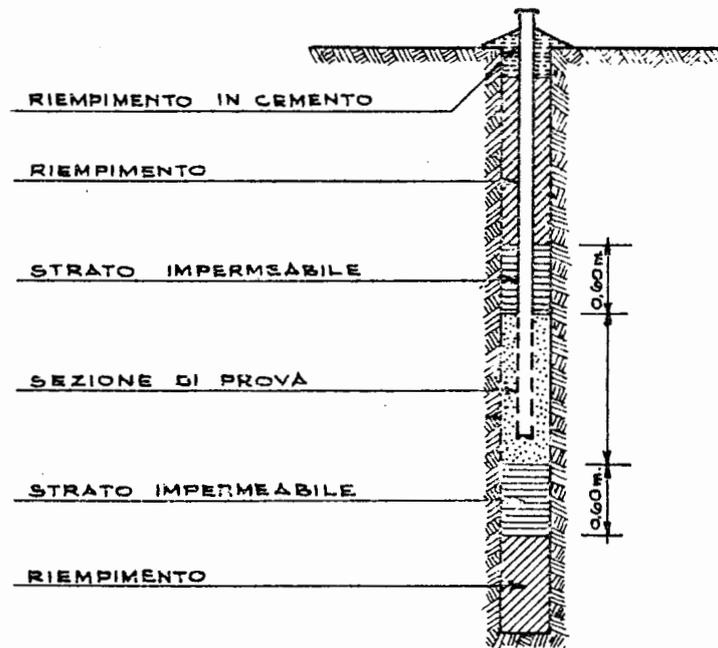


Fig. 5.1. - SCHEMA DI UN PIEZOMETRO A TUBO APERTO (da T.H. HANNA)

### 5.3. MISURA DELLE PRESSIONI NEUTRE IN TERRENI POCO PERMEABILI

#### 5.3.1. AVVERTENZE

Requisiti essenziali di un piezometro per la misura delle pressioni neutre in terreni poco permeabili sono la rapidità e l'esattezza con le quali esso segnala le variazioni di detta pressione.

Si definisce tempo di risposta di un piezometro l'intervallo di tempo che intercorre fra l'istante in cui avviene una variazione della pressione neutra e l'istante in cui il piezometro la segnala.

Il tempo di risposta di un piezometro è funzione delle caratteristiche della apparecchiatura e della permeabilità del terreno.

#### 5.3.2. PIEZOMETRO TIPO CASAGRANDE

I piezometri Casagrande sono costituiti da un filtro di materiale poroso (ceramica, bronzo sinterizzato) avente una cavità interna collegata con il tubo piezometrico, che ha un

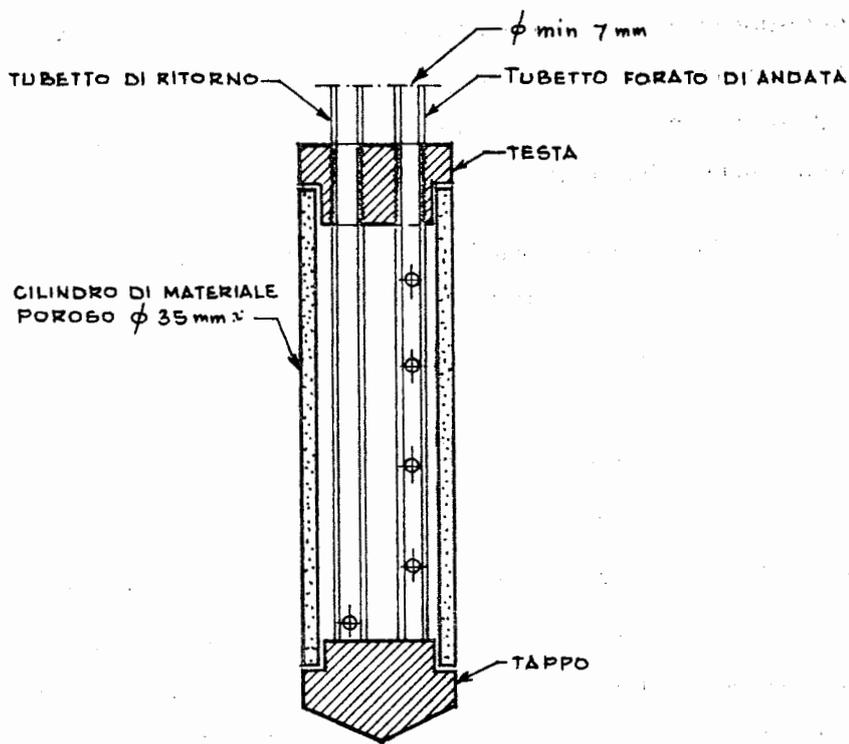


Fig. 5.2. - PIEZOMETRO TIPO CASAGRANDE A DOPPIO CIRCUITO

diametro molto piccolo (fino ad un minimo di 7 mm, fig. 5.2.).

Essi sono calati in fori trivellati fino alla profondità alla quale si vuole eseguire la misura.

La misura del livello dell'acqua nel tubo piezometrico si esegue con scandagli elettrici.

Il tempo di risposta, dato il piccolo volume di acqua contenuto nello strumento è relativamente breve.

L'impiego del piezometro tipo Casagrande è limitato ai terreni con permeabilità media ( $k > 10^{-8}$  m/s).

### 5.3.3. PIEZOMETRI DI TIPO SPECIALE

Consentono la misura praticamente puntuale della pressione neutra. Sono costituiti da un filtro di materiale poroso (ceramica, bronzo sinterizzato) posto a contatto del terreno.

L'acqua che penetra nel filtro esercita una pressione su una membrana deformabile. La

misura della pressione si può eseguire con un indicatore di zero, annullando con una contropressione la deformazione della membrana (piezometri pneumatici o elettropneumatici), o con trasduttori di vario tipo (a corda vibrante, elettrici, etc.).

In questi piezometri non si ha movimento di acqua per cui il tempo di risposta è brevissimo anche in terreni con permeabilità molto bassa.

#### 5.4. INSTALLAZIONE DEI PIEZOMETRI CASAGRANDE O DI TIPO SPECIALE IN PERFORAZIONI DI SONDAGGIO

Per garantire l'attendibilità e la ripetibilità delle misure è necessario adottare i seguenti provvedimenti :

- 1) lavare accuratamente il foro con acqua pulita;
- 2) controllare la profondità del foro;
- 3) controllare lo zero del piezometro (piezometro di tipo speciale);
- 4) versare nel foro sabbia pulita, uniforme e satura fino ad ottenere uno strato di 50-60 cm di sabbia; nei fori rivestiti sollevare lentamente la colonna di rivestimento fino a poco al disotto della sommità dello strato di sabbia nel foro;
- 5) controllare nuovamente la profondità del foro;
- 6) calare lo strumento nel foro fino a farlo poggiare sullo strato di sabbia: il filtro di materiale poroso deve essere preventivamente saturato;
- 7) versare nel foro un volume di sabbia predeterminato in modo da riempire il foro stessi fino a circa 60 cm al di sopra dello strumento;
- 8) effettuare una lettura al piezometro per accertare il suo corretto funzionamento;
- 9) sigillare il foro mediante uno strato di circa 15 cm realizzato con palle di bentonite o altro materiale idoneo. Tale strato dovrà essere adeguatamente compattato mediante pestonatura;
- 10) versare uno strato di circa 15 cm di ghiaia e compattare;
- 11) formare uno strato di circa 15 cm con palle di bentonite o altro materiale idoneo e compattare. Nei fori rivestiti sollevare gradualmente la colonna di rivestimento mentre si compiono le operazioni di sigillatura;
- 12) controllare nuovamente il piezometro;
- 13) riempire la restante parte del foro con malta di cemento o cemento-bentonite o altri materiali idonei, ritirando gradualmente la colonna di rivestimento.

Note :

- La granulometria della sabbia deve essere scelta tenendo conto della granulometria del

terreno Generalmente può essere adottata una sabbia pulita con la seguente granulometria approssimata :

d = 1 mm	100%	passante
d = 0,5 mm	60% - 40%	"
d = 0,15 mm	5%	"

- I piezometri di tipo speciale devono essere accuratamente tarati prima della loro installazione.
- E' opportuno non disporre più di due piezometri in ogni perforazione a causa di difficoltà tecnologiche.
- Per la misura della pressione neutra in terreni superficiali poco consistenti esistono strumenti che possono venire infissi a pressione direttamente nel terreno.

#### 5.5. SISTEMAZIONE ESTERNA

Per qualsiasi tipo di piezometro è indispensabile prevedere la sistemazione della bocca della perforazione, da definire in base alla situazione locale. In ogni caso devono prevedersi :

- a) pozzetto di protezione in calcestruzzo di profondità sufficiente per evitare lo scalzamento ad opera delle acque superficiali e/o la manomissione;
- b) tubo esterno di protezione in acciaio con chiusura tale da impedire la manomissione.

Nel caso dei piezometri di tipo speciale può essere conveniente portare i terminali delle apparecchiature in un locale attrezzato a centralina di misura.

## 6. DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' DEL TERRENO IN SITU

### 6.1. CONSIDERAZIONI GENERALI

La determinazione del coefficiente di permeabilità presenta sempre difficoltà ed incertezze; salvo nei casi di terreni omogenei ed isotropi, di condizioni al contorno perfettamente note e di prove eseguite con la massima cura, i valori sperimentali sono affetti da errori che possono anche essere di un intero ordine di grandezza.

La scelta del metodo di prova deve essere effettuata in funzione del tipo di terreno e della precisione desiderata.

Tenuto conto dei fattori dai quali dipende il coefficiente di permeabilità, l'attendibilità delle prove può essere migliorata adottando le seguenti avvertenze :

1. conoscenza per quanto possibile esatta della distribuzione delle pressioni neutre nel terreno prima della prova;
2. conoscenza per quanto possibile esatta del profilo stratigrafico;
3. realizzazione con la prova di condizioni di moto laminare in regime permanente secondo schemi di flusso per quanto possibile aderenti ai modelli teorici;
4. adozione, in tutte le prove che comportano immissione di acqua nel terreno, di acqua per quanto possibile limpida.

La determinazione del coefficiente di permeabilità in sede è realizzabile con metodi semplici solo per terreni con coefficiente di permeabilità  $k > 10^{-6}$  m/s. Per terreni con coefficiente di permeabilità  $K < 10^{-6}$  m/s è necessario ricorrere a prove complesse eseguite da personale specializzato, guidato da tecnici esperti.

### 6.2. PROVE IN POZZETTO SUPERFICIALE

Forniscono una valutazione della permeabilità dei terreni superficiali al di sopra del livello della falda idrica. Data la semplicità della prova è possibile eseguire un gran numero di determinazioni ottenendo una stima della variabilità del coefficiente di permeabilità. Sono adatte soprattutto per terreni granulari.

Si eseguono in pozzetti cilindrici o a base quadrata con pareti verticali o inclinate. Le prove sono effettuate riempiendo d'acqua il pozzetto e misurando la portata necessaria per mantenere costante il livello (*prove a carico costante*) oppure misurando la velocità di abbassamento del livello in funzione del tempo (*prove a carico variabile*).

Perché le prove siano significative il terreno deve essere preventivamente saturato e si deve stabilire un regime di flusso permanente.

La profondità del pozzetto deve essere pari a circa 1/7 dell'altezza del fondo rispetto al livello di falda (fig. 6.1); il diametro (o il lato di base) del pozzetto deve essere pari ad almeno 10 ÷ 15 volte il diametro massimo dei granuli del terreno.

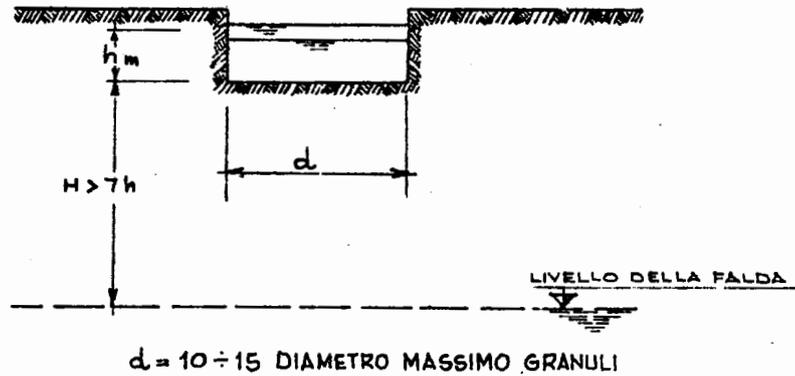


Fig. 6.1. - SCHEMA DELLA PROVA DI PERMEABILITA' IN POZZETTO SUPERFICIALE.

Per la valutazione del coefficiente di permeabilità si utilizzano formule empiriche, valide per un terreno omogeneo, isotropo e con permeabilità non inferiore a  $10^{-6}$  m/s.

Il coefficiente di permeabilità viene calcolato con le relazioni seguenti :

**Pozzetto circolare :**

– prove a carico costante

$$k = \frac{q}{d h_m} \frac{l}{\pi} \quad [ms^{-1}]$$

– prova a carico variabile

$$k = \frac{d}{32} \frac{h_2 - h_1}{t_2 - t_1} \frac{l}{h_m} \quad [ms^{-1}]$$

**Pozzetto a base quadrata :**

– prova a carico costante

$$k = \frac{q}{b^2} \frac{l}{27 \frac{h}{b} + 3} \quad [ms^{-1}]$$

– prova a carico variabile

$$k = \frac{h_2 - h_1}{t_2 - t_1} \frac{l + (2h_m/b)}{(27h_m/b) + 3} \quad [ms^{-1}]$$

$q$  = portata assorbita a livello costante

$$[m^3 s^{-1}]$$

$h_m$  = altezza media dell'acqua nel pozzetto ( $h_m > \frac{1}{4} d$ ) [m]

$d$  = diametro del pozzetto cilindrico [m]

$b$  = lato della base del pozzetto a base quadrata [m]

$t_2 - t_1$  = intervallo di tempo [s]

$h_2 - h_1$  = variazione di livello dell'acqua nell'intervallo  $t_2 - t_1$  [m]

### 6.3. PROVE IN FORI DI SONDAGGIO

#### 6.3.1. PROVE DI IMMISSIONE

Queste prove permettono di determinare la permeabilità di terreni al fondo di fori di sondaggio al di sopra o al di sotto del livello della falda. Le prove possono essere eseguite durante la trivellazione del foro a diverse profondità oppure alla fine della trivellazione sul solo tratto terminale. Possono eseguirsi prove a carico costante o a carico variabile.

Per l'esecuzione della prova è necessario che le pareti della perforazione siano rivestite con una tubazione per tutto il tratto non direttamente interessato dalla prova stessa secondo gli schemi di fig. 6.2 a e b.

Nel caso di terreni che tendono a franare o a rifluire nel foro la prova può essere eseguita secondo lo schema di fig. 6.3. Il tratto di prova è riempito con materiale filtrante di granulometria adatta ed isolato mediante un tampone impermeabile.

Prima di eseguire la prova deve effettuarsi una accurata pulitura del foro con i metodi descritti nel paragrafo 5.2.1.

Le prove a carico variabile al di sotto del livello della falda possono essere eseguite abbassando il livello dell'acqua nel foro di un'altezza nota e misurando la velocità di risalita del livello (*prove di risalita*), oppure riempiendo il foro d'acqua per un'altezza nota e misurando la velocità di abbassamento del livello (*prova di abbassamento*).

Le prove a carico costante si eseguono misurando la portata necessaria per mantenere costante il livello dell'acqua nel foro. La misura deve essere eseguita in condizioni di regime.

La prova di abbassamento e la prova a carico costante possono essere eseguite anche nel terreno al di sopra del livello della falda. In tal caso però il terreno deve essere preventivamente saturato.

Per le prove a **carico variabile** il coefficiente di permeabilità è dato dalla :

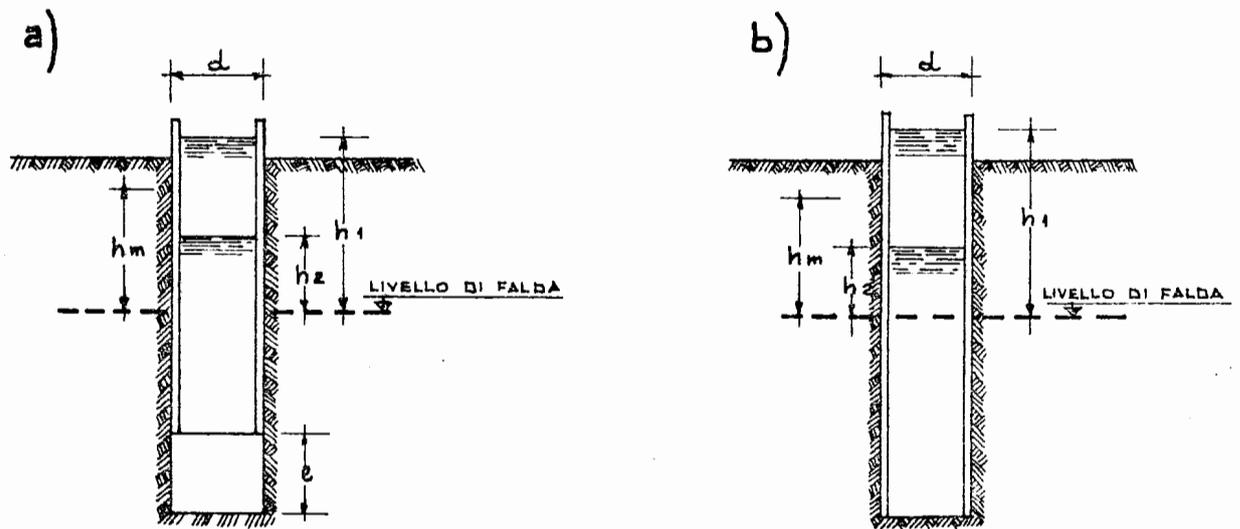


Fig. 6.2.-a) b) - SCHEMA DI PROVA DI IMMISSIONE IN FORI DI SONDAGGIO

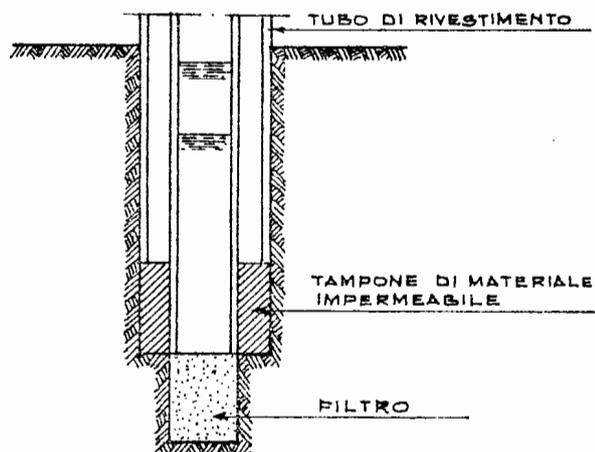


Fig. 6.3. - SCHEMA DI PROVA DI IMMISSIONE IN FORO DI SONDAGGIO NEL CASO DI TERRENI CHE TENDONO A FRANARE

$$k = \frac{A}{C_L(t_2 - t_1)} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad [ms^{-1}]$$

dove :

$k$	$[ms^{-1}]$	coefficiente di permeabilità
$A$	$[m^2]$	area di base del foro di sondaggio
$h_1$ e $h_2$	$[m]$	altezza dei livelli d'acqua nel foro rispetto al livello della falda indisturbata o al fondo del foro stesso agli istanti $t_1$ e $t_2$
$t_1$ e $t_2$	$[s]$	tempi ai quali si misurano $h_1$ e $h_2$
$C_L$	$[m]$	coefficiente di forma dipendente dall'area del foro di sondaggio e dalla lunghezza del tratto di foro scoperto.

Per il coefficiente  $C_L$  sono suggeriti i seguenti valori :

– prova su un tratto di foro (fig. 6.2: a)

$$l \gg d \quad C = l \quad [m]$$

$$l \leq d \quad C = 2 \pi d + l \quad [m]$$

Per le prove a **carico costante** il coefficiente di permeabilità è dato dalla :

$$k = \frac{q}{C_F h d} \quad [m s^{-1}]$$

in cui

$$q = \text{portata immessa} \quad [m^3 s^{-1}]$$

$$h = \text{livello dell'acqua nel foro} \quad [m]$$

(N.B. per prove sopra il livello della falda,  $h$  è misurato rispetto alla base del foro).

$$d = \text{diametro del foro} \quad [m]$$

$$C_F = \text{coefficiente di forma} = 2,85$$

#### AVVERTENZE

Nei terreni con abbondante frazione fine, durante prove di abbassamento o prove a carico costante, al fondo del foro si forma un deposito di materiale a grana fine che diminuisce il valore apparente della permeabilità.

Nel caso di prove di risalita l'acqua che penetra nel foro asporta i granuli più fini provocando un aumento della permeabilità del terreno circostante al foro.

Un più attendibile valore del coefficiente di permeabilità è fornito dalla media geometrica dei valori determinati con prove di risalita ( $k_r$ ) e con prove di abbassamento ( $k_a$ ).

$$k = \sqrt{k_a k_r}$$

- Nelle prove di abbassamento l'altezza iniziale della colonna d'acqua nel foro non deve superare alcuni decimetri per terreni con permeabilità prossima a  $10^{-6}$  m/s e qualche metro per terreni molto permeabili.
- Un controllo della corretta esecuzione delle prove può essere ottenuto riportando in un grafico la velocità di abbassamento o di risalita  $(h_2 - h_1) / (t_2 - t_1)$  in funzione del livello medio  $(h_2 + h_1) / 2$ , per i vari intervalli di tempo misurati: nel caso di prova bene eseguita tale grafico deve essere praticamente rettilineo.
- Le determinazioni presentano in ogni caso incertezze ed i valori ricavati devono essere accettati con cautela.

### 6.3.2. PROVA LUGEON

La prova è impiegata per la valutazione della permeabilità o anche solo della fratturazione degli ammassi rocciosi. La prova viene eseguita immettendo acqua sotto pressione in fori di sondaggio di diametro 50–150 mm.

Nel foro viene calato un tubo per l'adduzione dell'acqua munito di otturatori ad espansione che consentono di isolare il tratto di foro da provare.

Nel corso della prova si misurano :

- pressione di iniezione (di regola con un manometro posto in testa alla tubazione di immissione);
- portata immessa (con contatori a mulinello o venturimetri);
- tempo di durata della prova dopo il raggiungimento delle condizioni di regime.

La prova viene eseguita per almeno 5 valori della pressione di iniezione, (ad esempio 30, 50, 100, 50, 30 t/m<sup>2</sup> ovvero 0,3 0,5 1,0 0,5 0,3 MN/m<sup>2</sup>). Ciascun valore della pressione è mantenuto costante per 10 ÷ 20 minuti dopo il raggiungimento delle condizioni di regime.

I valori di portata unitaria relativi vengono riportati in diagramma in funzione delle relative pressioni (fig. 6.4 d). La prova può essere eseguita in avanzamento, interrompendo la trivellazione ogni 2 ÷ 5 m ed introducendo la tubazione di immissione con un solo otturatore (fig. 6.4. a,b), oppure in risalita a trivellazione ultimata. In tal caso si cala nel foro la tubazione di immissione munita di due otturatori (fig. 6.4. c).

La tubazione viene fatta risalire gradualmente in modo da provare diversi tratti di foro. Tale modalità di prova dà tuttavia risultati meno attendibili, dato che non si ha alcun controllo sulla tenuta dell'otturatore inferiore.

Nel corso della prova l'operatore dovrà sempre controllare che l'acqua non rifluisca dal foro; se ciò si verifica, la prova dovrà essere ripetuta spostando l'otturatore fino ad otte

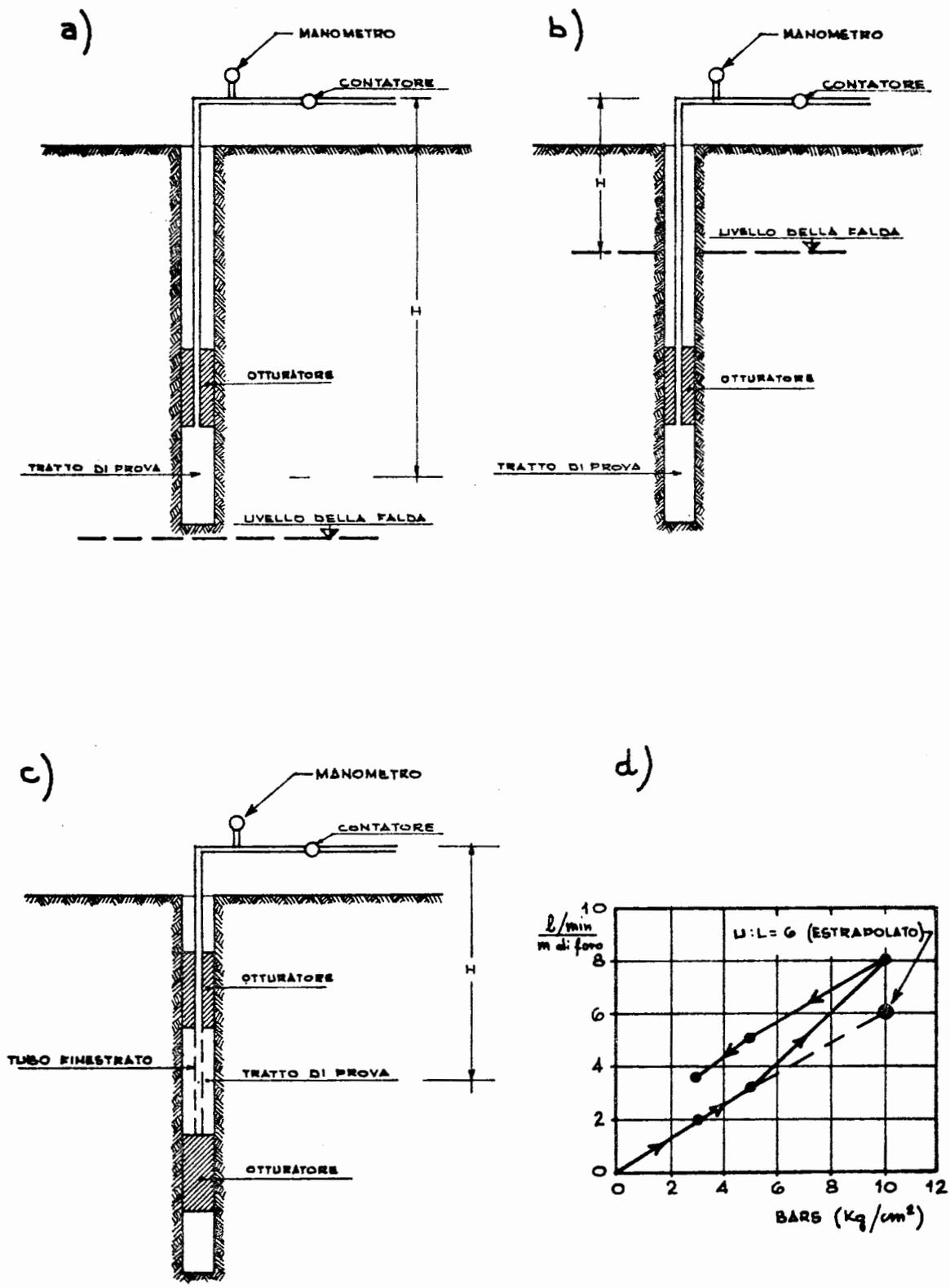


Fig. 6.4 - PROVA LUGION CON OTTURATORE SEMPLICE (a e b) O DOPPIO (c) ED ESEMPIO DI GRAFICO DI PROVA (d)

nera la tenuta. La pressione nel tratto di foro in cui si esegue la prova è data da

$$P_e = P_m + \gamma_w (H - H_p) \quad [tm^{-2}]$$

in cui :

$$P_m = \text{pressione letta al manometro} \quad [tm^{-2}]$$

$$H = (H_1 + H_2) = \text{altezza della colonna d'acqua} \quad [m]$$

$$H_p = \text{perdite di carico in altezza d'acqua} \quad [m]$$

$$\gamma_w = \text{peso specifico dell'acqua} \quad [tm^{-3}]$$

Le perdite di carico nel tubo di immissione devono essere calcolate con relazioni valide per tubazioni di piccolo diametro.

Le perdite di carico concentrate si calcolano con formule del tipo  $\alpha V^2 / 2g$  assumendo gli opportuni valori per imbocchi, sbocchi, curve, etc.

Nel caso di prove di notevole importanza le perdite di carico nella tubazione dovranno essere determinate sperimentalmente, oppure si dovrà misurare con opportuni strumenti la pressione dell'acqua nel tratto di prova.

Nel caso di mezzo omogeneo ed uniforme (ad esempio roccia con fratture ravvicinate o molto ravvicinate), e se si realizza un moto laminare intorno al foro, il coefficiente di permeabilità può essere ricavato mediante la

$$k = \frac{q}{P_e} \frac{\gamma_w}{C} \quad [m s^{-1}]$$

$$q = \text{portata assorbita} \quad [m^3 s^{-1}]$$

$$P_e = \text{pressione effettiva nella cavità} \quad [tm^{-2}]$$

$C$  = coefficiente di forma dato dalla

$$C = 2 \pi D \frac{\sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1}}{\ln\left(\frac{L}{D} + \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1}\right)} \quad [m]$$

$$D = \text{diametro del tratto di foro di prova} \quad [m]$$

$$L = \text{lunghezza del tratto di foro di prova} \quad [m]$$

Una valutazione indiretta della permeabilità della roccia si ricava dalla “unità di assorbimento Lugeon” (U.L.), definita dalla portata d’acqua in litri al minuto assorbita da un tratto di foro di lunghezza 1 m. alla pressione di 10 kg/cm<sup>2</sup>. Il valore medio di U.L. attingente al tratto di foro provato si ricava dal diagramma assorbimenti – pressione (fig. 6.4. d.).

Una unità Lugeon vale circa 10<sup>-7</sup> m/s.

#### AVVERTENZE :

Anche per questa prova valgono le considerazioni esposte al n. 6.3.1.

#### 6.3.3. PROVE DI EMUNGIMENTO

Le prove sono eseguite in perforazioni di sondaggio (diametro 200 ÷ 400 mm) dalle quali si emunge, con pompe sommerse o altri sistemi, una portata costante. Durante il pompaggio si misurano il livello dell’acqua nel foro ed i livelli assunti dalla falda nella zona adiacente al foro stesso.

La prova può essere eseguita su terreni al di sotto del livello della falda, e, nel caso di sottosuoli uniformi, omogenei ed isotropi, dà risultati molto significativi ed attendibili. La trivellazione del foro deve essere eseguita con metodi che non modifichino la permeabilità del terreno in sede; in particolare, è sconsigliato l’uso di fanghi bentonitici (vedi par. 2.4.2.).

Nel pozzo viene calato un tubo metallico di rivestimento. Questo deve essere sfinestrato (area totale delle aperture non minore del 10% della superficie laterale del tubo) e protetto con rete repps nel tratto in cui si esegue la prova. Nel tratto in prova l’intercapedine fra il tubo e la superficie del foro deve essere riempita con sabbia e ghiaia con granulometria adeguata a quella del terreno. Per evitare l’infiltrazione di acque esterne l’intercapedine fra tubo e pareti del foro, nel tratto sovrastante a quello in prova deve essere riempito con argilla o altro materiale impermeabilizzante (fig. 6.5.).

Nel corso della prova si misurano :

– la portata emunta; la misura è eseguita con contatori, venturimetri, stramazzi o recipienti tarati.

Per controllo è opportuno eseguire anche misure su lunghi periodi di tempo mediante serbatoi di volume noto;

– il livello dell’acqua all’interno del foro :

la misura deve essere eseguita per mezzo di scandagli elettrici; per evitare che la misura venga alterata da fenomeni di turbolenza lo scandaglio deve essere calato in un tubo di qualche centimetro di diametro, disposto entro il foro;

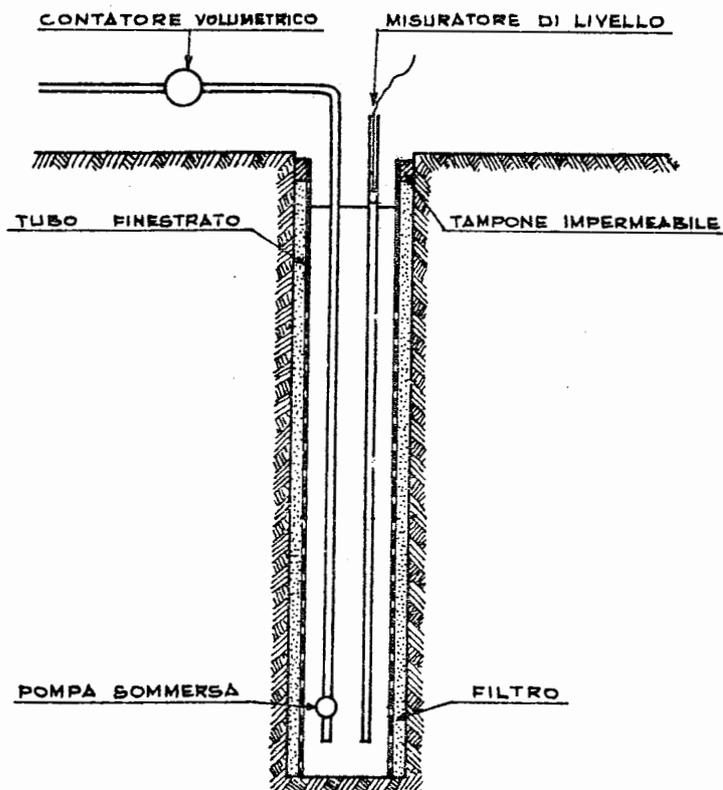


Fig. 6.5. - POZZO ATTREZZATO PER PROVA DI EMUNGIMENTO (da H. JOSSEAUMA)

— la quota di vari punti della superficie piezometrica intorno al foro in emungimento ; allo scopo, intorno al foro vengono disposti dei piezometri secondo almeno due allineamenti passanti per il foro; uno degli allineamenti deve essere parallelo alla direzione del moto della falda.

Il numero dei piezometri da installare dipende dalla eterogeneità del sottosuolo; in ogni caso devono disporsi almeno tre piezometri intorno al foro.

La distanza dei piezometri dal foro è fissata con legge di tipo esponenziale disponendo il primo piezometro a qualche metro dal foro e l'ultimo ad una distanza pari all'incirca a quella oltre la quale non è più praticamente sensibile l'effetto del pompaggio sulla falda (50 ÷ 200 m). I piezometri dovranno raggiungere una profondità uguale a quella del pozzo.

Il tipo di piezometro deve essere scelto tenendo conto della natura dei terreni del sotto

suolo. In terreni di elevata permeabilità possono essere adatti anche i piezometri a tubo aperto.

La prova deve essere eseguita in condizioni di regime. Il tempo necessario perché si abbia la stabilizzazione del livello della falda è di diverse ore anche per terreni molto permeabili. La durata delle prove è perciò sempre di alcuni giorni.

Il coefficiente di permeabilità è dato da :

– **falda a pelo libero** (pozzo che raggiunge la base del terreno acquifero) (fig. 6.6. a)

$$k = \frac{q \ln \frac{x}{r}}{\pi (z^2 - h^2)} \quad [m s^{-1}]$$

– **falda in pressione**, (pozzo che attraversa completamente il terreno acquifero) (fig. 6.6. b)

$$k = \frac{q \ln \frac{x}{r}}{2 \pi e (z-h)} \quad [m s^{-1}]$$

$k$  = coefficiente di permeabilità

$q$  = portata emunta a regime

$e$  = spessore dello strato acquifero in pressione

$H$  = quota del livello di falda indisturbato

$h$  = quota del livello dell'acqua nel pozzo

$R$  = distanza oltre la quale non è sensibile l'effetto del pompaggio

$r$  = raggio del pozzo

$x$  = distanza del piezometro dal foro

$z$  = livello dell'acqua nel piezometro

[ $m s^{-1}$ ]

[ $m^3 s^{-1}$ ]

[ $m$ ]

Se si dispone di due o più piezometri intorno al foro, la permeabilità può essere ricavata dalle :

**falda a pelo libero** (pozzo che raggiunge la base del terreno acquifero) (fig. 6.7. a)

$$k = \frac{q \ln \frac{x_1}{x_2}}{\pi (z_1^2 - z_2^2)}$$

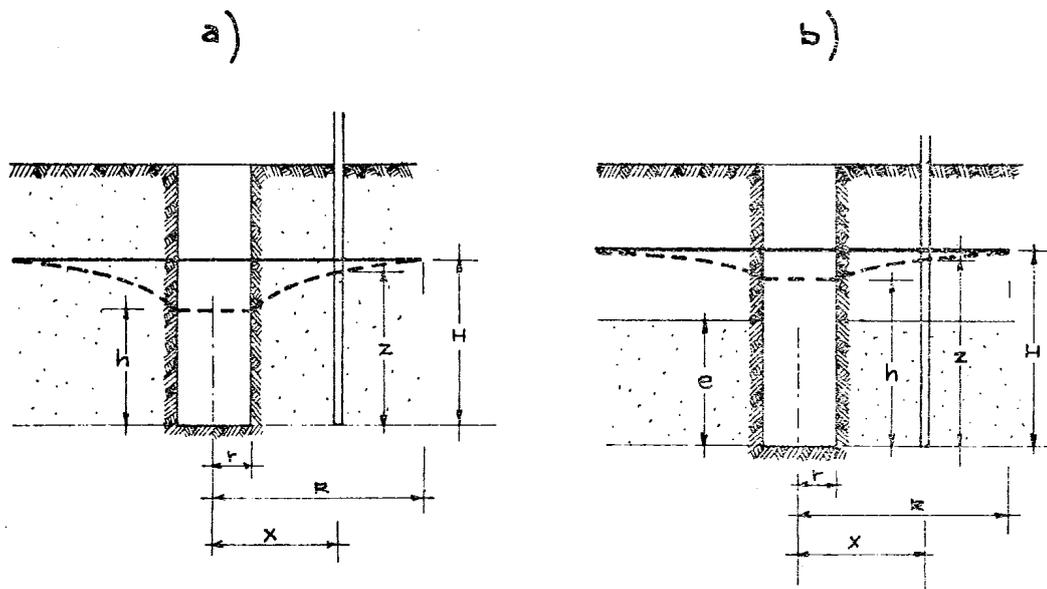


Fig. 6.6. - SCHEMA DI PROVE DI EMUNGIMENTO IN PERFORAZIONE DI SONDAGGI CON 1 PIEZOMETRO DI MISURA); a) FALDA A PELO LIBERO b) FALDA IN PRESSIONE.

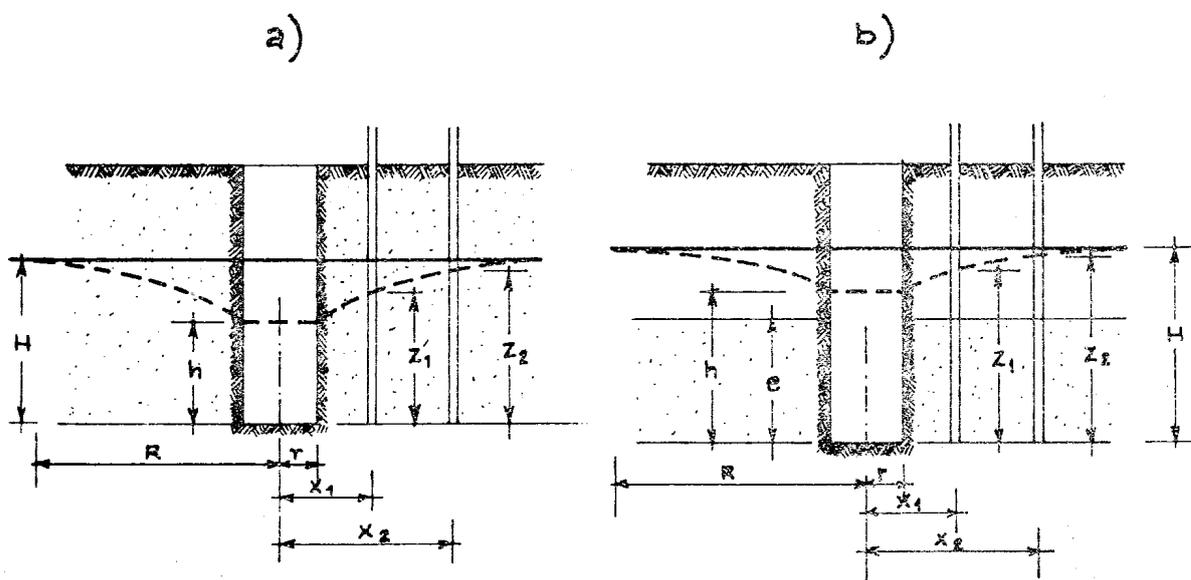


Fig. 6.7. - SCHEMA DI PROVE DI EMUNGIMENTO IN PERFORAZIONE DI SONDAGGIO (CON 2 PIEZOMETRI DI MISURA); a) FALDA A PELO LIBERO b) FALDA IN PRESSIONE.

**falda in pressione** (pozzo che attraversa completamente il terreno acquifero)

$$k = \frac{q \ln \frac{x_1}{x_2}}{2 \pi e (z_1 - z_2)} \quad [m s^{-1}]$$

in cui :

$x_1, x_2$  distanza dal foro dei piezometri  $[m]$

$z_1, z_2$  livello dell'acqua nei piezometri  $[m]$

La prova dà risultati precisi ed attendibili, se vengono rispettate le condizioni per cui possono considerarsi valide le relazioni su riportate.

Valori approssimati del coefficiente di permeabilità medio del terreno intorno al foro possono ottenersi con prove eseguite senza piezometri di controllo, misurando solo l'abbassamento del livello del pozzo e la quota della falda indisturbata. In tal caso il coefficiente di permeabilità si può ricavare dalle :

**falda a pelo libero** (pozzo che raggiunge la base del terreno acquifero)

$$k = \frac{q \ln R/r}{\pi (H^2 - h^2)} \quad [m s^{-1}]$$

**Falda in pressione** (pozzo che attraversa completamente il terreno acquifero)

$$k = \frac{q \ln R/r}{2 \pi e (H - h)} \quad [m s^{-1}]$$

In base all'esperienza, per l'espressione  $(\ln \frac{R}{r})$  si possono assumere valori compresi tra 2 e 7.

Per l'interpretazione dei risultati di prove di emungimento esistono trattazioni analitiche e relazioni che consentono di calcolare il coefficiente di permeabilità tenendo conto di condizioni al contorno più complesse di quelle su riportate ed anche utilizzando dati di portata e di livelli ottenuti nel caso di moto in regime transitorio.

## 7. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (CPT)

### 7.1. GENERALITA'

La prova consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa a velocità costante nel terreno.

Lo sforzo per la penetrazione viene applicato per mezzo di un dispositivo di spinta, che agisce su una batteria di aste cave alla cui estremità inferiore è collegata la punta.

### 7.2. LA PUNTA

Due tipi di punta conica vengono usati :

- a. la "punta fissa" che si muove con la batteria di aste cave (vedi fig. 7.1);
- b. la "punta telescopica", cioè che può essere infissa, entro certi limiti, indipendentemente dalla batteria di aste cave (vedi fig. 7.2).

A loro volta entrambi i tipi possono avere un manicotto sopra la punta per la misura dell'attrito laterale (vedi figura 7.1.b e 7.3).

Le dimensioni della punta e del manicotto (quando usato) sono standardizzate, e precisamente :

diametro di base del cono = 37,5 mm

angolo di apertura del cono = 60°

Il manicotto ha una superficie laterale compresa fra 150 e 200 cm<sup>2</sup>. Le aste cave hanno il diametro esterno 36 mm.

Sulle aste cave può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito del terreno lungo la batteria e facilitare l'approfondimento a parità di spinta disponibile.

L'anello allargatore, quando usato, deve essere posto almeno 1 m sopra la punta e la presenza di tale dispositivo deve comparire nella documentazione.

### 7.3. IL DISPOSITIVO DI MISURA

In base al tipo di dispositivo di misura dello sforzo per la penetrazione si distinguono :

- a) **penetrometri elettrici** nei quali lo sforzo è misurato mediante dispositivi elettrici (ad es. estensimetri) montati direttamente nella punta.
- b) **penetrometri meccanici** nei quali lo sforzo per l'infissione della punta è misurato mediante manometri collegati al martinetto che esercita la spinta.

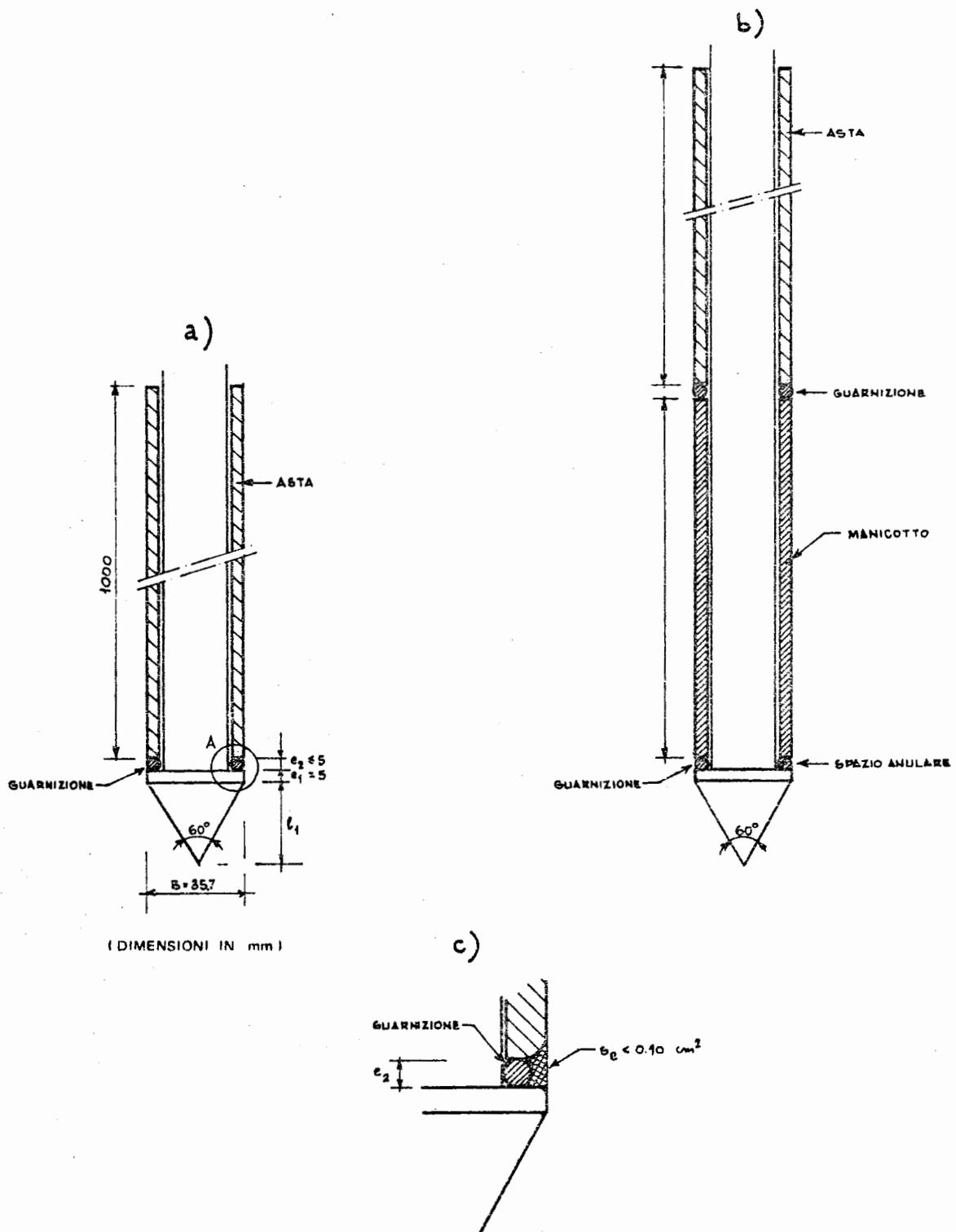


Fig. 7.1. - PUNTA STANDARD PER PENETROMETRO ELETTRICO; a) SENZA MANICOTTO; b) CON MANICOTTO DI FRIZIONE; c) PARTICOLARE DI a).

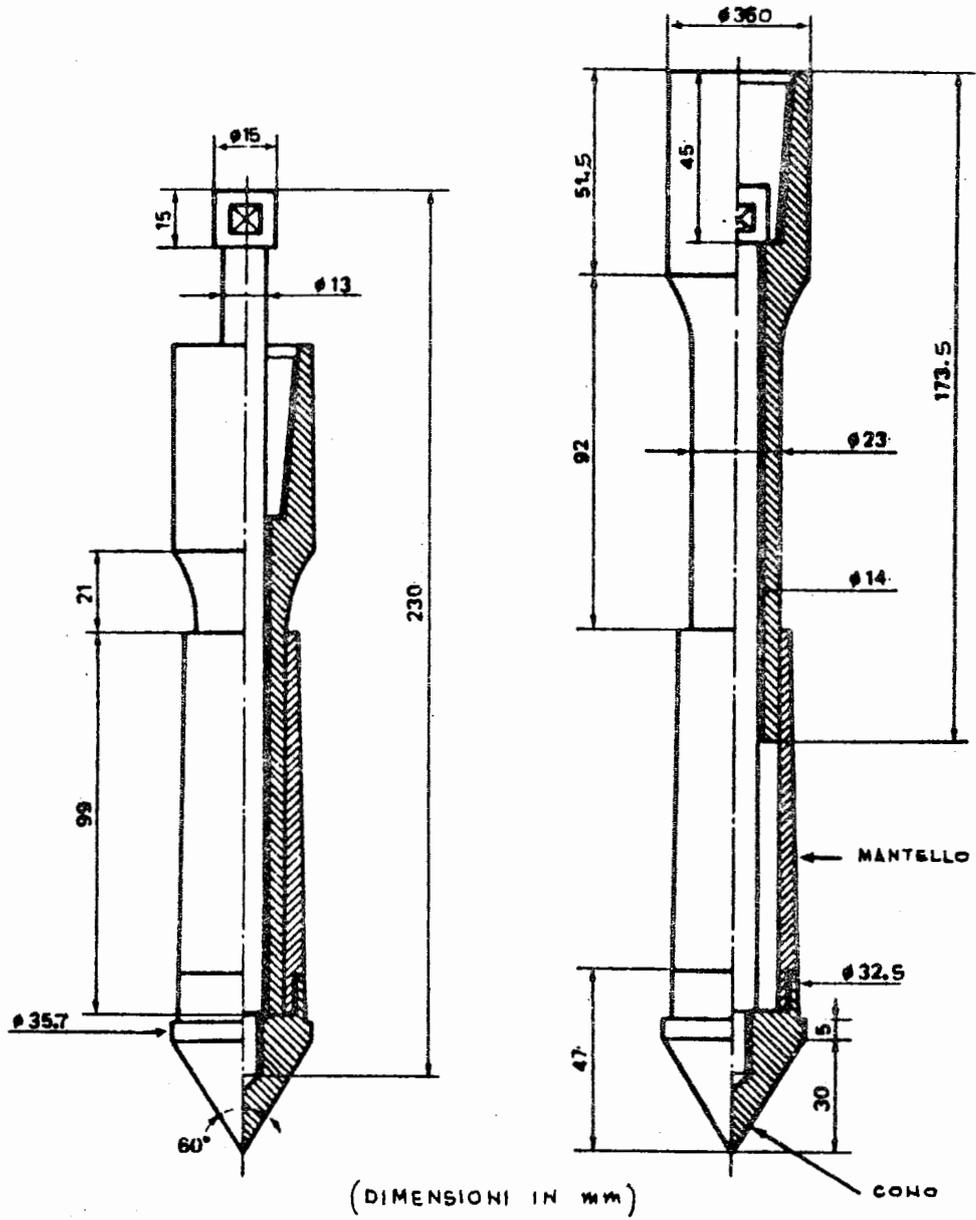


Fig. 7.2. - PUNTA PER PENETROMETRO MECCANICO (SENZA MANICOTTO)

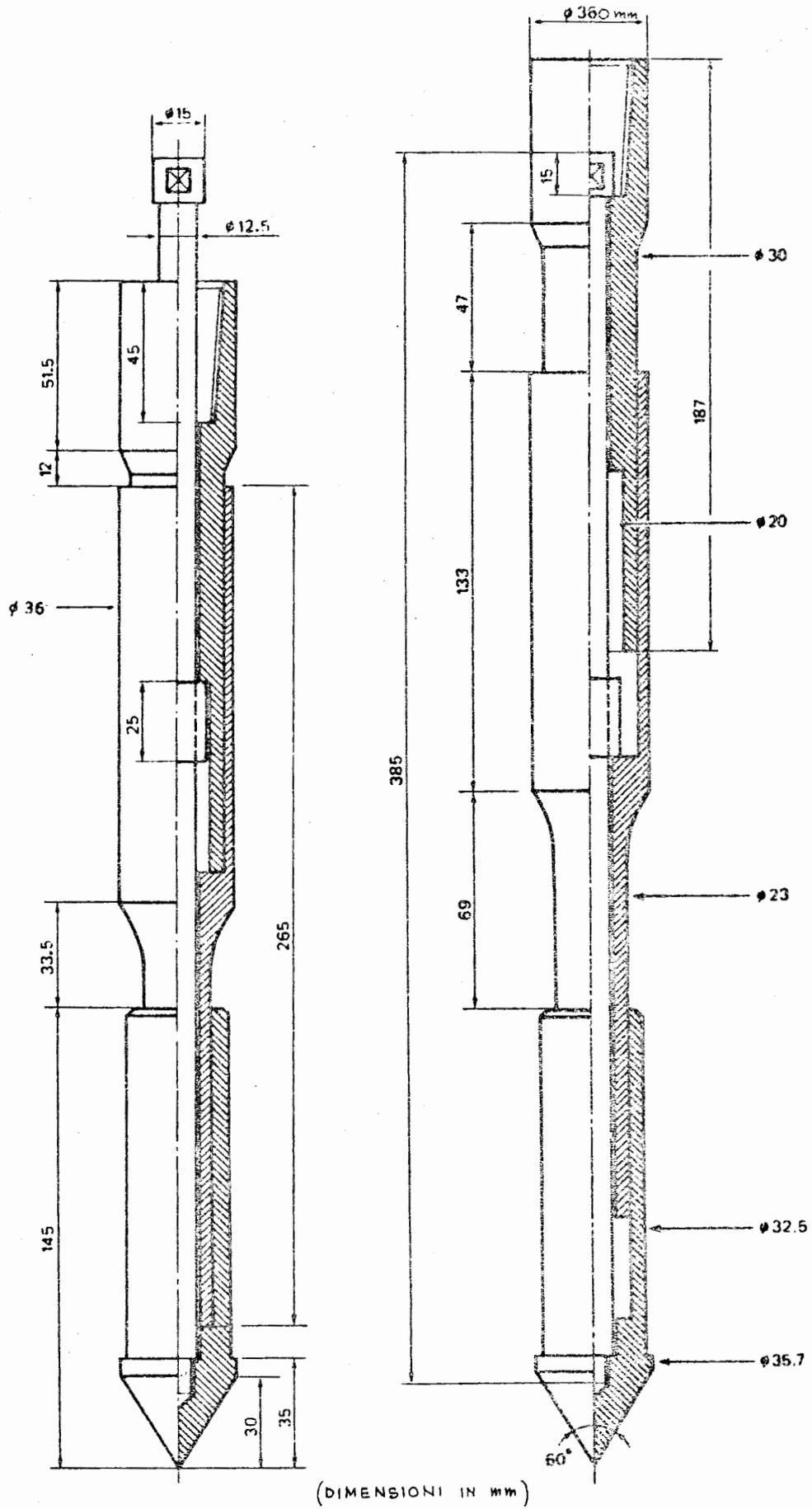


Fig. 7.3. - PUNTA PER PENETROMETRO MECCANICO (CON MANICOTTO).

#### 7.4. IL DISPOSITIVO DI SPINTA

E' costituito da un martinetto idraulico in grado di esercitare sulla batteria di aste cave la spinta di progetto (10 – 20 t, per esempio): la corsa è preferibilmente 1 m. La penetrazione della batteria deve avvenire ad una velocità costante e pari a 2 cm/s ( $\pm 0.5$  cm/s), indipendentemente dalla resistenza opposta dal terreno.

Il dispositivo di spinta deve essere ancorato e/o zavorrato in modo da non muoversi rispetto al piano di lavoro durante l'infissione. Deve essere posizionato in modo da garantire la verticalità iniziale della spinta sulle aste cave (deviazione della verticale  $\leq 2\%$ ).

#### 7.5. PROFONDITA' DI PROVA

Le prove non vengono di norma spinte oltre la profondità di 60 m dalla superficie del suolo o del fondale (prove eseguite a partire dal fondo di fiumi, laghi, mare).

In questo secondo caso, nel tratto compreso fra il piano di lavoro ed il fondale, viene installata una tubazione-guida.

La prova deve essere sospesa e la batteria estratta se la resistenza totale, o alla punta, o al manicotto è tale da non consentire il raggiungimento della profondità descritta, ovvero quando la deviazione dalla verticale accertata (punta con inclinometro) è superiore a 20°.

Se si impiegano punte prive di inclinometro incorporato, la prova deve essere sospesa una volta raggiunta la profondità di circa 30 m, in quanto, senza il controllo degli spostamenti dalla verticale, i risultati stessi possono perdere di significatività.

L'eventuale approfondimento della prova deve essere condotto entro un preforo eseguito con un diametro circa pari a quello della tubazione-guida da installare a sostegno delle pareti. Il diametro interno della tubazione-guida deve essere compreso fra 40 e 60 mm. Qualora il preforo fosse eseguito e rivestito con un diametro maggiore occorre inserire all'interno di esso la tubazione-guida sopra menzionata eventualmente munita di opportuni centratori.

#### 7.6. LIMITI ESECUTIVI ED INFORMAZIONI FORNITE

Prove penetrometriche di tipo statico possono venire eseguite in tutti i tipi di terreno compresi tra argille e sabbie a grana grossa.

Difficoltà possono aversi per l'attraversamento di livelli di ghiaia o di terreni cementati. L'esecuzione di prove penetrometriche consente di ottenere, accoppiata all'esecuzione di fori di sondaggio, valide informazioni ai fini della ricostruzione dei profili stratigrafico e geotecnico.

Dal punto di vista qualitativo, l'andamento della variazione della resistenza alla punta

con la profondità consente di individuare la presenza nel sottosuolo di strati di terreni con consistenza bassa o molto bassa. Dal rapporto tra la resistenza all'avanzamento della punta e la resistenza laterale locale (par. 7.7.2) è possibile mediante correlazioni empiriche, risalire con una certa approssimazione alla natura dei terreni attraversati (par. 7.10.1). Nell'interpretazione quantitativa dei risultati deve tenersi conto che le prove penetrometriche sono assimilabili a prove rapide in condizioni di drenaggio impedito. Le misure di resistenza alla penetrazione in terreni argillosi consentono perciò una stima del valore della resistenza al taglio in condizioni di drenaggio impedito (coesione  $c_u$ , par. 7.10.2).

Nei terreni sabbiosi è possibile valutare lo stato di addensamento e, in particolari condizioni, anche il valore dell'angolo di attrito (par. 7.10.4.).

Le prove penetrometriche possono essere impiegate per ottenere una valutazione del valore del carico limite di pali di fondazione infissi (vedi par. 7.10.3.).

E' da avvertire che l'estrapolazione delle esperienze acquisite in una zona nota ad altre zone apparentemente simili può essere causa di errori anche notevoli.

Per la corretta interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche è in ogni caso opportuno disporre del profilo stratigrafico e dei risultati di prove di laboratorio su campioni indisturbati.

## 7.7. PENETROMETRO MECCANICO

### 7.7.1. DESCRIZIONE DELL'ATTREZZATURA E DELLA PROVA

L'attrezzatura è costituita da un dispositivo idraulico di spinta (10 o 20 tonnellate), che agisce alternativamente sulla batteria di aste interne e su quella di aste cave esterne.

La prova è quindi generalmente "discontinua" e le misure di resistenza vengono di norma eseguite ed annotate ogni 20 cm di penetrazione.

Con questo penetrometro si usa perciò la "punta telescopica" del tipo **semplice** (fig. 7.2) o **con manicotto** (detta anche "punta Begemann") (fig. 7.3.).

Il dispositivo di misura è costituito da due manometri aventi diametro, divisioni e fondo scala adeguati.

### 7.7.2. DATI FORNITI

Con la "punta semplice" vengono rilevati, ogni 20 cm, i seguenti valori :

- la resistenza all'avanzamento della sola punta  $R_p$ ;
- la resistenza all'avanzamento delle sole aste cave  $R_{LT}$ ;
- la resistenza totale all'avanzamento delle aste cave e della punta  $R_T$ .

La documentazione comprende copia delle letture ai manometri di  $R_p$ ,  $R_{LT}$ ,  $R_T$ , fatte alle diverse profondità ed i grafici della  $R_p$ /profondità ed eventualmente della  $R_{LT}$ /profondità.

Con la punta "tipo Begemann" vengono rilevate ogni 20 cm :

- la  $R_p$ , sopradescritta;
- la  $R_p + R_L$ , resistenza alla punta più resistenza per attrito locale sul manicotto;
- la  $R_T$ , sopradescritta.

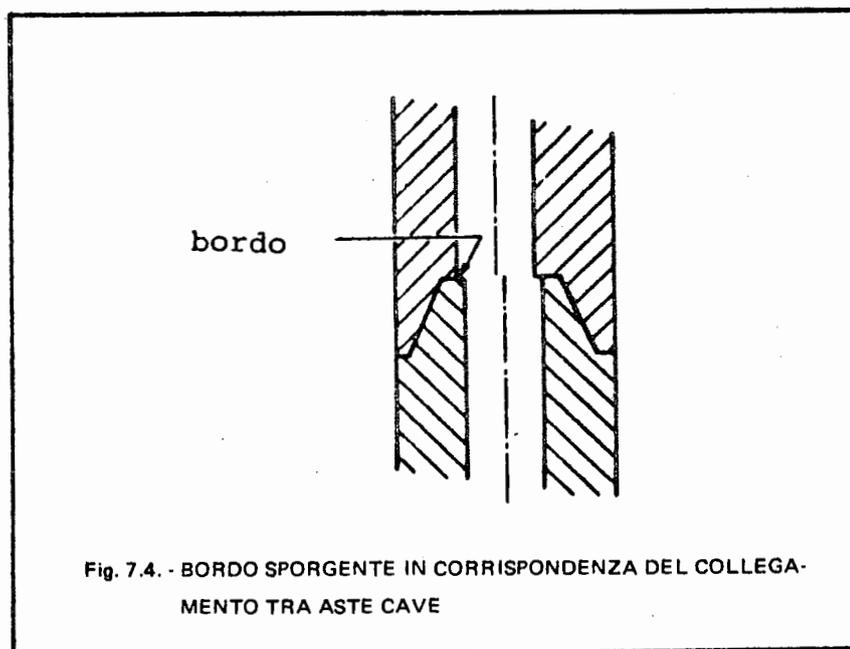
La documentazione comprende in questo caso copia delle letture ai manometri delle 3 grandezze sopramenzionate, ed i grafici :

- di  $R_p$ /profondità;
- di  $R_L$ /profondità;
- di  $\frac{R_p}{R_L}$  / profondità.

Nel caso di prove eseguite in preforo deve essere fornito inoltre lo schema dello stesso, precisando diametro e tipo di utensile di perforazione, diametro e spessore del rivestimento installato, quota raggiunta.

### 7.7.3. TARATURE E CONTROLLI

- a) Occorre controllare che all'interno delle aste cave, quando collegate fra loro non vi siano sporgenze in corrispondenza dell'estremità filettata quando collegate fra loro (vedi fig. 7.4.).



b) Le aste interne, a sezione piena, devono avere diametro  $0,5 \div 1$  mm minore di quello interno delle aste cave e devono scorrere senza attriti all'interno delle aste cave; le estremità delle aste interne devono essere ortogonali all'asse dell'asta stessa.

c) Il gruppo di misura delle resistenze alla penetrazione deve essere corredato da certificato di taratura non anteriore a due mesi dall'inizio della campagna di prove. La taratura deve essere ripetuta ogni 3 mesi o ogni volta che sorgano dubbi sulla sua validità. Di ciascun tipo di manometro devono essere in cantiere due identiche unità, ciascuna con il suo certificato di taratura. Ad intervalli regolari il manometro usato nelle prove verrà controllato servendosi del manometro di riserva.

La precisione di misura deve essere comunque contenuta entro i seguenti valori che rappresentano il limite massimo :

- 10% del valore misurato
- 2% del valore di fondo scala.

## 7.8. PENETROMETRO ELETTRICO

### 7.8.1. DESCRIZIONE DELL'ATTREZZATURA E DELLA PROVA

L'attrezzatura è, come per il penetrometro meccanico, costituita da un dispositivo di di spinta da 10 o 20 tonnellate, che agisce sulla batteria di aste cave da 36 mm di diametro e lunghezza 1 m, all'estremità inferiore delle quali è avvitata la "punta fissa".

Un cavo elettrico collega i sensori applicati alla punta con gli strumenti in superficie; il cavo passa internamente alla batteria di aste.

Sopra la punta è di norma inserito il manicotto per la misura dell'attrito laterale locale.

Per esigenze particolari la punta può essere munita anche di elemento poroso per la misura delle pressioni neutre nel corso della prova.

Sopra la punta ed il manicotto è installato un inclinometro per il rilievo continuo o puntuale dell'inclinazione rispetto alla verticale.

Le misure vengono registrate sotto forma di grafici su carta millimetrata che deve scorrere con velocità proporzionale a quella di penetrazione.

### 7.8.2. DATI FORNITI

Durante l'infissione della batteria di aste cave collegate alla punta verranno registrati i seguenti grafici :

- grafico continuo della resistenza alla punta ( $R_p$ ) con la profondità;
- grafico continuo della resistenza laterale locale ( $R_L$ ) con la profondità;

– grafico continuo o per punti (ogni metro almeno) della deviazione dalla verticale.

Quando viene impiegata una punta con setto poroso oltre al grafico  $R_p$ /profondità si ha quello della pressione neutra con la profondità. Si possono anche eseguire misure cosiddette di “dissipazione” della pressione neutra, con attrezzatura ferma alla quota prestabilita, rilevando con continuità o periodicamente le variazioni nel tempo (positive o negative), delle eventuali sovrappressioni neutre provocate dall’infissione.

Il valore dello sforzo totale applicato viene letto sull’apposito manometro solo per controllo.

La documentazione deve comprendere :

- grafici registrati direttamente in cantiere di  $R_p$ ,  $R_L$ , e della verticalità in funzione della profondità;
- schema dell’eventuale rivestimento infisso e dell’eventuale preforo;
- eventuali grafici registrati o diagrammati in cantiere dei valori della pressione neutra in funzione del tempo.

I grafici di tutti i dati sopraelencati, opportunamente elaborati per tener conto delle profondità effettive a seguito delle deviazioni della verticale, devono essere riportati anche nella documentazione definitiva.

### 7.8.3 TARATURE E CONTROLLI

Oltre ai controlli circa lo stato della punta e del manicotto (geometria, rugosità, rigature profonde) e delle aste cave (rettilinearità della batteria specie per quanto riguarda le 5 aste più vicine alla punta), debbono essere eseguiti i seguenti controlli :

- a) Le guarnizioni fra i diversi elementi di una punta penetrometrica devono essere ispezionate con regolarità per accertarne le perfette condizioni e l’assenza di particelle di terreno.
- b) Le punte elettriche devono essere compensate rispetto alle variazioni di temperatura.
- c) La precisione di misura, tenendo conto di tutte le possibili fonti di errore (attriti parassiti, errori nel dispositivo di registrazione, eccentricità del carico sul cono e sul manicotto, differenze di temperatura, ecc.) deve essere comunque inferiore ai seguenti limiti :
  - 5% del valore misurato;
  - 1% del valore di fondo scala.

Tale precisione deve essere verificata in laboratorio o in cantiere. Nel primo caso i dati di taratura relativi ad ogni punta devono essere sempre disponibili in cantiere.

## 7.9. SCALE DA ADOTTARE PER I GRAFICI

Si raccomanda l'adozione delle seguenti scale per i grafici da presentare .

- Scala di profondità :
  - . 1 unità di lunghezza (arbitraria) per 1 metro;
- Scala della resistenza alla punta ( $R_p$ ) :
  - . la stessa unità di lunghezza per 20 kg/cm<sup>2</sup> (2000 kN/m<sup>2</sup>)
- Scala della resistenza laterale locale ( $R_L$ ) :
  - . la stessa unità di lunghezza per 0,5 kg/cm<sup>2</sup> (50 kN/m<sup>2</sup>)
- Scala della resistenza laterale totale ( $R_{LT}$ ) :
  - . la stessa unità di lunghezza per 500 kg ( 5 kN )
- Scala del rapporto  $R_p/R_L$  :
  - . la stessa unità di lunghezza per 20 unità del rapporto.

## 7.10. INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE.

### 7.10.1. RICONOSCIMENTO DI MASSIMA DI PROFILI STRATIGRAFICI.

Per un riconoscimento di massima dei terreni attraversati si utilizza il rapporto :

$$F = \frac{R_p}{R_L} = \frac{\text{resistenza alla punta}}{\text{resistenza di attrito laterale locale}}$$

che, come ha mostrato l'esperienza , dipende dalla composizione granulometrica dei terreni stessi.

A fini del tutto orientativi si possono indicare i seguenti valori di F caratterizzanti terreni con diversa granulometria (Tab. 7.1.)

TAB. 7.1

TERRENO	F
Torbe ed argille organiche	$F < 15$
Limi ed argille	$15 < F < 30$
Limi sabbiosi e sabbie limose	$30 < F < 60$
Sabbie e sabbie con ghiaia	$F > 60$

E' sempre consigliabile che la validità delle indicazioni su riportate venga controllata mediante l'esecuzione di perforazioni di sondaggio.

Le indicazioni su riportate sono relative al caso di terreni saturi.

Nella loro utilizzazione va tenuto presente che il rapporto  $R_p/R_L$  può essere influenzato in misura notevole dal valore delle pressioni capillari nel terreno.

#### 7.10.2. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA AL TAGLIO DI TERRENI COESIVI SATURI

Per la valutazione approssimata della resistenza al taglio in condizioni non drenate dei terreni coesivi saturi, dalle esperienze acquisite risulta applicabile una relazione del tipo :

$$c_u = \frac{R_p}{N_{CP}}$$

in cui :

$c_u$  = resistenza al taglio in condizioni non drenate

$N_{CP}$  = coefficiente adimensionale del carico limite riferito alla prova penetrometrica statica con valore compreso tra 15 e 25.

Il valore di  $N_{CP}$  in generale decresce al crescere della  $R_p$ .

La correlazione tra  $R_p$  e  $c_u$  non può essere ritenuta valida nei seguenti tipi di terreno:

- argille sensitive con sensitività  $> 5$ ;
- terreni coesivi sovraconsolidati appartenenti alla categoria delle "argille fessurate";
- limi di bassa plasticità.

#### 7.10.3. VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE DI PALI DI FONDAZIONE.

Per la valutazione del carico limite di un palo isolato eseguito senza asportazione del materiale, si può ricorrere ad uno dei metodi riportati nei testi di geotecnica, tenendo adeguatamente conto dell'effetto scala.

Allo stato attuale delle conoscenze si ritiene valida solo a livello regionale l'utilizzazione dei risultati della prova penetrometrica statica per valutare il carico limite di un palo isolato di tipo trivellato.

#### 7.10.4. VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO IN CONDIZIONI DRENATE E DELLE CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITA'

La possibilità di correlare la  $R_p$  e/o  $R_L$  con altre caratteristiche geotecniche, non è allo stato delle conoscenze sufficientemente dimostrata.

Solo a livello regionale esistono delle possibilità di correlare :

- $R_p$  e l'angolo di attrito dei terreni sabbiosi  $\varphi'$ , espresso in termini di tensioni efficaci;
- $R_p$  ed il modulo di deformazione dei terreni coesivi saturi in condizioni non drenate  $E_u$ .

Non è corretto dal punto di vista teorico correlare la resistenza penetrometrica  $R_p$  alle caratteristiche di resistenza al taglio ( $\varphi'$ ,  $c'$ ) e di deformabilità ( $E'$ ,  $E_{ed}$ ) dei terreni coesivi in condizioni drenate.

## 8. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

### 8.1. PROVA S.P.T. (STANDARD PENETRATION TEST)

#### 8.1.1. GENERALITA'

Questa prova consiste nell'infissione a percussione di uno speciale campionatore (a parete grossa, di forma e dimensioni normalizzate) che, penetrando nel terreno, consente di valutarne la resistenza meccanica alla penetrazione (come numero  $N$  di colpi di un apposito maglio per un dato avanzamento) e subordinatamente di prelevare piccoli campioni del terreno stesso.

La prova può essere eseguita saltuariamente a partire dal fondo di fori di sondaggio; oppure in successione di prove più o meno ravvicinate (fori per SPT). Vale come indagine in terreni prevalentemente sabbiosi, meno favorevolmente in terreni limo-argillosi, eccezionalmente e con scarso significato in terreni ghiaiosi.

I risultati della prova consentono una valutazione orientativa dello stato di consistenza dei terreni coesivi limo-argillosi. Essi dipendono da numerosi fattori e condizioni, tra cui :

- sistema di infissione
- diametro del foro in cui è eseguita la prova;
- modalità esecutiva della perforazione;
- caratteristiche dell'eventuale fluido di circolazione;
- livello di falda nel terreno;
- condizioni del fondo del foro;
- dimensioni delle aste d'infissione;
- profondità della prova.

Si raccomanda pertanto il rispetto scrupoloso delle regole di seguito indicate, in modo che i risultati delle prove possano essere utilizzati per una comparazione o valutazione delle proprietà meccaniche dei terreni investigati.

#### 8.1.2. DESCRIZIONE DELLA ATTREZZATURA

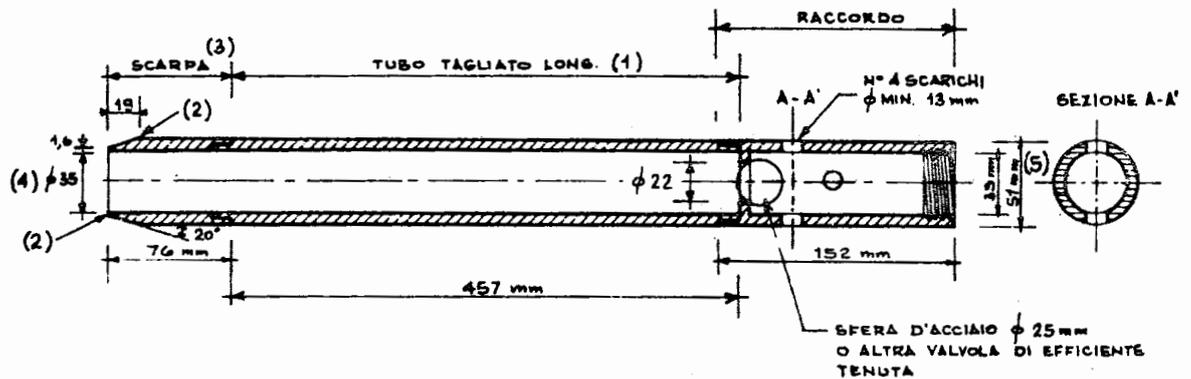
Il campionatore deve avere le dimensioni indicate in Fig. 8.1.

Le aste d'infissione devono avere diametro esterno non inferiore a 50 mm (peso  $7,0 \pm 0,5$  kg/m); in caso di prove a profondità oltre i 15 m si raccomanda di completare tali aste con chiavette o riporti di centramento ogni 3 m di lunghezza.

Il dispositivo di percussione deve comprendere :

- a) una testa di battuta di acciaio avvitata sulle aste;
- b) un maglio di acciaio da 63,5 kg ( $\pm 0,5$  kg);

- c) un dispositivo di guida e di sganciamento automatico del maglio, che assicuri una corsa a caduta libera di 0,76 m ( $\pm 0,02$  m).



- Note :
- (1) Il tubo tagliato longitudinalmente può contenere un astuccio  $\phi$  35 mm
  - (2) Lo spigolo può essere leggermente arrotondato.
  - (3) In terreno ghiaioso la scarpa può essere sostituita da una punta conica  $\phi$  51, angolo  $60^\circ$ .
- Tolleranze :
- (4)  $\pm 0,5$  mm
  - (5)  $\pm 0,5$  mm

Fig. 8.1. - CAMPIONATORE PER LO STANDARD PENETRATION TEST (SPT).

Fra la testa di battuta alla sommità delle aste e il piano di campagna dev'essere installato almeno un centratore di guida per le aste.

### 8.1.3. MODALITA' DI ESECUZIONE DEI FORI PER PROVA SPT

L'attrezzatura di perforazione deve consentire la preparazione di un foro ragionevolmente pulito, prima di introdurre il campionatore, in modo tale che la prova si svolga in terreno relativamente indisturbato.

Ciò implica misurare ed annotare la lunghezza dei tubi di rivestimento via via installati e delle aste di manovra impiegate.

Se la perforazione è eseguita a circolazione di fluido, è permesso l'uso di scalpelli a getti laterali; sono invece esclusi gli scalpelli a getto assiale verso il basso.

Nei tratti nei quali il foro tende a franare, la stabilità delle pareti sarà ottenuta con tubi di rivestimento e/o eventualmente con circolazione di fango.

La differenza fra diametro interno del tubo di rivestimento e il diametro esterno delle aste non deve superare 60 mm. In caso contrario lungo le aste devono essere disposti, ad intervalli di 3 m, centratori di dimensioni adeguate al diametro interno del rivestimento. Il diametro del foro deve essere compreso fra circa 60 e circa 200 mm.

Prima di eseguire la prova penetrometrica standard entro un foro rivestito è necessario controllare con adeguato scandaglio la quota del fondo del foro, confrontandola con quella raggiunta durante le precedenti operazioni di perforazione e pulizia. Il fondo del foro deve risultare al di sotto della scarpa dei tubi di rivestimento ed inoltre non più di 7 cm sopra la quota raggiunta con la manovra di perforazione e pulizia della scarpa (a causa di rifluimento di terreno o di deposizione di detriti). In caso contrario si dovrà correggere l'avanzamento del tubo di rivestimento o ripetere l'operazione di pulizia e di scandaglio.

Il livello d'acqua (o di fango) nel foro non deve essere più basso di quello della falda freatica nel terreno.

#### 8.1.4. MODALITA' DI PROVA

Calato il campionatore SPT in fondo al foro, si registrano i seguenti dati :

- a) Diametro e profondità del rivestimento;
- b) Profondità del fondo del foro;
- c) Livello d'acqua (o di fango) nel foro;
- d) Tipo di aste (diametro esterno e peso unitario);
- e) Penetrazione del campionatore nel terreno sotto il peso proprio del campionatore e delle aste;
- f) Tipo di maglio (ev. numero di contrassegno).

La prova vera e propria consiste nel far penetrare il campionatore, posato in fondo al foro, per due tratti successivi, registrando il numero di colpi di maglio (con maglio 63,5 kg x 0,76 m).

Il primo tratto, detto di avviamento, corrisponde a un avanzamento di 15 cm (ivi inclusa l'eventuale penetrazione iniziale per peso proprio) e il relativo numero di colpi è de-

signato con  $N_1$ .

Se con  $N_1 = 50$  l'avanzamento è minore di 15 cm, l'infissione deve essere sospesa; la prova è considerata conclusa, e si annota la relativa penetrazione (ad es.  $N_1 = 50/13$  cm).

Se il tratto di avviamento è superato con  $N_1 \leq 50$ , la prova prosegue ed il campionatore viene infisso per un secondo tratto di 30 cm, contando separatamente il numero di colpi necessario per la penetrazione dei primi e dei secondi 15 cm ( $N_2$  ed  $N_3$ ) fino al limite di 100 colpi ( $N_2 + N_3 \leq 100$ ).

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

Il ritmo della percussione nel corso della prova dev'essere compreso tra 10 e 25 colpi / minuto.

Se la prova viene eseguita in terreni molto compatti o ghiaiosi, la scarpa del campionatore SPT potrà essere sostituita con una punta conica (diametro esterno 51 mm, apertura  $60^\circ$ ), registrando numero di colpi/avanzamento. Il significato della misura deve però essere valutato caso per caso.

#### 8.1.5. ESTRAZIONE – RACCOLTA CAMPIONI – RAPPORTO

Si estrae il campionatore e lo si apre.

Quando è richiesto di conservare il campione, esso viene trasferito dal tubo di campionamento in contenitori a tenuta (barattoli, sacchetti di plastica). Se il campionatore è provvisto di astuccio, questo sarà chiuso con i relativi sigilli, seguendo le prescrizioni di cui al par. 3.4.

Su ciascun contenitore o astuccio deve essere applicata l'etichetta o il contrassegno di campionamento (località, numero del foro, numero del campione, profondità di prelievo, lunghezza di campione, data etc.).

La documentazione delle prove deve riportare i seguenti dati :

- Località;
- Numero del foro;
- Metodo di perforazione, ev. rivestimento, etc.;
- Tipo e peso delle aste;
- Tipo di maglio;
- Profondità fra le quali fu misurata la resistenza di penetrazione;
- Dati del rapporto di prova (par. 8.1.4. valori  $N_1$ ,  $N_2$ ,  $N_3$ );
- Informazioni sul livello freatico nel terreno;
- Descrizione geotecnica approssimata del terreno campionato, lunghezza del campione estratto.

## 8.2. PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA CON PUNTA CONICA

### 8.2.1 GENERALITA'

La prova consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni standard, infissa per battitura nel terreno, per mezzo di un idoneo dispositivo di percussione.

La prova viene generalmente eseguita a partire dal piano di campagna, ma in alcuni casi può essere anche condotta, con l'impiego di speciali accorgimenti, a partire dal fondo di fori di sondaggio.

Le informazioni che la prova fornisce sono di tipo continuo, poiché le misure di resistenza alla penetrazione vengono eseguite durante tutta l'infissione.

Il campo di utilizzazione della prova è molto vasto, potendo venire eseguita praticamente in tutti i tipi di terreno coesivo o granulare (dalle argille alle ghiaie).

La prova fornisce una valutazione qualitativa del grado di addensamento e di consistenza dei terreni attraversati.

Allo stato delle conoscenze i risultati forniti dai penetrometri a punta conica sono interpretabili solo in base ad esperienze locali. Non può considerarsi generalmente provata la validità delle correlazioni stabilite per la prova SPT tra il numero dei colpi e le caratteristiche meccaniche dei terreni.

### 8.2.2 DESCRIZIONE DELL'ATTREZZATURA

L'attrezzatura consiste di 2 batterie: la prima di aste (interna), la seconda di tubi metallici (esterna), concentriche, e di un dispositivo di infissione agente a percussione.

Alla estremità inferiore della batteria di aste interne è collegata una punta conica avente diametro 50,8 mm ed angolo di apertura  $60^\circ$ . Le aste devono avere peso per metro pari a 4,6 Kg/m ( $\pm 0,5$  Kg/m).

Alla estremità inferiore della batteria di tubi esterni, il cui diametro è 48 mm (peso 5,3 Kg/m circa), è avvitata una scarpa sagomata a tagliente; l'intercapedine fra diametro interno della scarpa e diametro esterno delle aste interne non deve superare  $0,2 \div 0,3$  mm. Al di sopra della scarpa tale intercapedine deve essere non minore di 2 mm.

Il dispositivo di infissione della punta deve essere costituito da un maglio del peso di 73 Kg che cade liberamente da un'altezza di 75 cm; per l'infissione del rivestimento l'altezza di caduta può essere qualsiasi.

L'asta, alla cui estremità inferiore è collegata la punta conica, deve essere perfettamente liscia e calibrata negli ultimi 50 cm.

### 8.2.3. MODALITA' DI PROVA

La prova consiste nell'infiggere la punta conica nel terreno, per tratti consecutivi di 30 cm, misurando il numero di colpi ( $N_p$ ) necessari; dopo 30 cm di penetrazione della punta deve essere infisso il rivestimento rilevando ancora il numero di colpi ( $N_R$ ).

La prova di regola viene interrotta quando  $N_p$  o  $N_R$  superano il valore di 100.

L'approfondimento della prova nei casi in cui  $N_p$  o  $N_R$  sono maggiori di 100 richiede l'esecuzione di un preforo rivestito. Le tubazioni di rivestimento devono avere di norma un diametro nominale massimo di 100 mm.

Di norma le prove vengono eseguite a partire dalla quota del piano campagna o del fondo di fiumi, laghi, etc; in casi particolari può essere richiesto di iniziare le prove a partire da una profondità data raggiunta mediante fori di sondaggio.

Nel caso di prove eseguite a partire dal fondo di fiumi laghi, etc., è necessaria l'installazione di una tubazione metallica provvisoria di rivestimento supplementare.

La punta conica deve sporgere dalla batteria di tubi esterni (diametro 48 mm) non più di 30 cm in qualsiasi fase della prova. Ciò per evitare che attriti laterali sulle aste alterino i dati di resistenza  $N_p$  misurati.

Le due batterie, aste interne collegate alla punta e tubi esterni (diametro 48 mm) devono essere libere per tutta la durata della prova. Nel caso di blocco delle due colonne, a seguito di penetrazione di materiale nell'intercapedine, la prova deve essere sospesa; prima di estrarre le batterie l'esecutore deve mettere in atto tutti gli accorgimenti dettati dall'esperienza atti a sbloccare le due colonne.

Fra testa di battuta alla sommità delle batterie ed il piano campagna deve essere installato almeno un centratore con funzioni di guida e di irrigidimento.

### 8.2.4. DATI DA FORNIRE AL COMMITTENTE

La documentazione deve comprendere :

- tabella dei valori delle resistenze  $N_p$  ed  $N_R$  misurate alle diverse profondità per ciascuna prova;
- altezza di caduta del maglio durante l'infissione del rivestimento;
- grafico di  $N_p$  in funzione della profondità;
- grafico di  $N'_R$  in funzione della profondità, dove  $N'_R$  è ricavato dalla seguente espressione :

$$N'_R = \frac{75 N_R}{H'}$$

essendo  $H'$  l'altezza media di caduta del maglio sul rivestimento;

- Lo schema di eventuale preforo per l'esecuzione della prova.

## 9. PROVE SCISSOMETRICHE

### 9.1. GENERALITA'

#### 9.1.1. SCOPO

La prova scissometrica si esegue per determinare la resistenza al taglio non drenata dei terreni coesivi saturi e le variazioni di questa proprietà in funzione della posizione e della profondità.

#### 9.1.2. CAMPO DI IMPIEGO DELLA PROVA SCISSOMETRICA

La prova scissometrica viene eseguita nei terreni coesivi da teneri a mediamente compatti, con resistenza al taglio non drenata minore di  $1 \text{ kg/cm}^2$  ( $100 \text{ kN/m}^2$ ).

La profondità massima alla quale possono essere eseguite le prove non supera in genere 30 m rispetto al piano di lavoro.

### 9.2. TIPI DI APPARECCHI PER PROVE SCISSOMETRICHE

#### **Apparecchio per prove in fori di sondaggio**

Si tratta di un apparecchio in grado di eseguire prove nel terreno al fondo in un foro precedentemente predisposto. Viene quindi in genere richiesto per eseguire prove nel corso di un sondaggio geotecnico.

#### **Apparecchio autopercorante ("vane borer")**

Questo apparecchio consente di eseguire prove senza necessità di un foro preparatorio. La paletta-scissometro è contenuta in una protezione metallica, collegata mediante tubi alla superficie; con un dispositivo di spinta si infigge la batteria nel terreno fino alla quota voluta (Fig. 9.1.)

### 9.3. CARATTERISTICHE DELL' APPARECCHIATURA

#### 9.3.1. PALETTA-SCISSOMETRO

E' costituita da 4 rettangoli di lamiera d'acciaio sottile uniti lungo uno dei lati maggiori; ha sezione trasversale a croce greca. Le palette hanno diametro (inteso come diametro del cilindro ottenuto dalla rotazione della paletta) variabile da 45 a 100 mm. L'altezza è solitamente pari a 2 volte il diametro.

La scelta del diametro di paletta da impiegare viene fatta in funzione della forza di torsione massima che dovrà essere applicata in base alla prevedibile resistenza del terreno da provare.

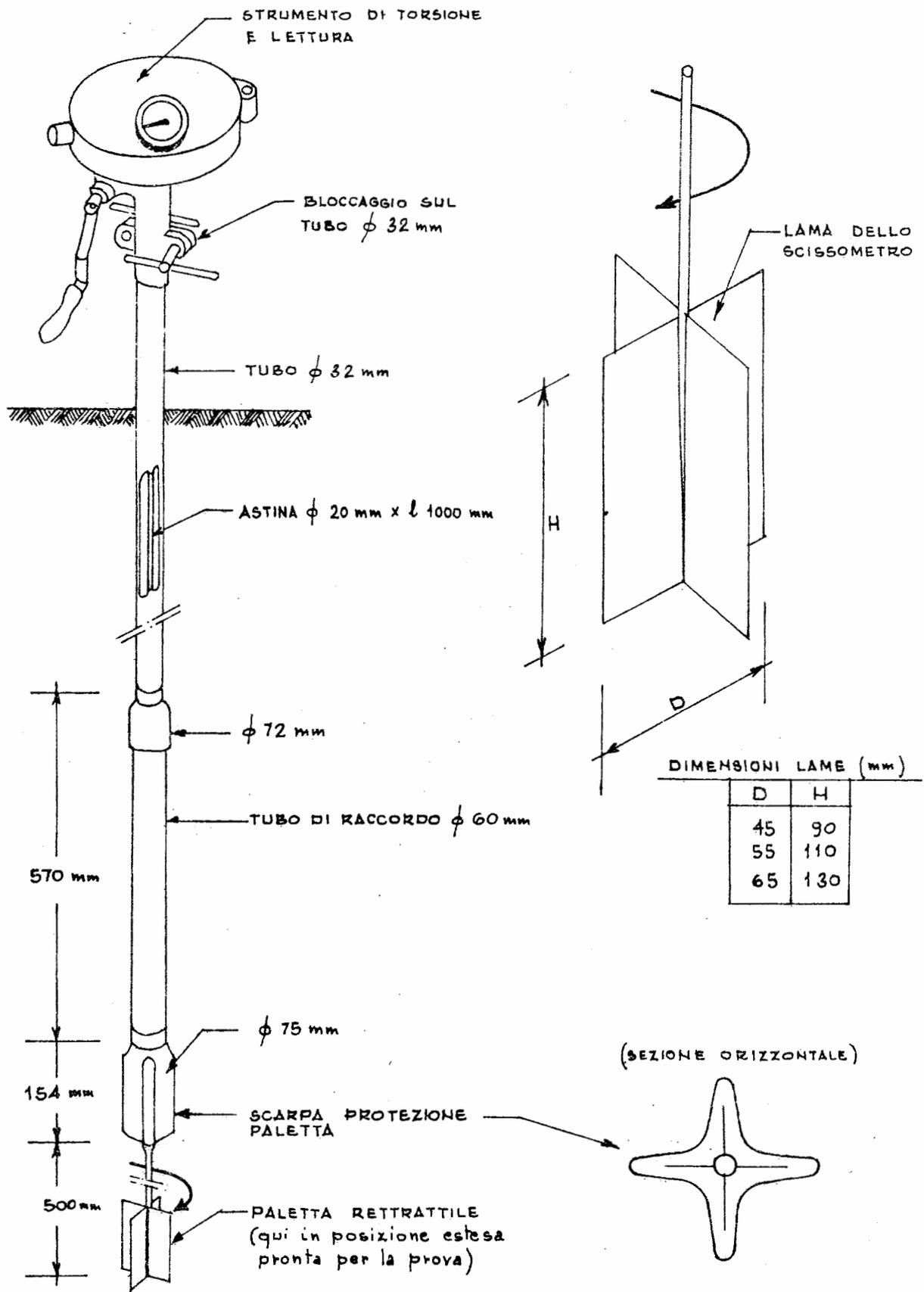


Fig. 9.1. - SCISSOMETRO TIPO "VANE BORER"

Si considera che la paletta non disturbi apprezzabilmente il terreno in cui penetra quando la sezione del ferro è minore di 1/10 di quella del cilindro ottenuto dalla sua rotazione.

La paletta è collegata alla superficie mediante una batteria di aste d'acciaio.

#### 9.3.2. ASTE DI COLLEGAMENTO

Una batteria di aste d'acciaio collega la paletta con lo strumento di torsione in superficie. Il diametro delle aste è variabile secondo il tipo di apparecchio.

Le aste debbono presentare elevate caratteristiche di rigidità a torsione e flessione affinché gli sforzi applicati all'estremità superiore vengano trasmessi integralmente a quella inferiore, cioè alla paletta.

#### 9.3.3. RIVESTIMENTO

La batteria di tubi metallici di rivestimento assolve le seguenti funzioni :

- a) di irrigidimento della batteria di aste; appositi anelli distanziatori vengono interposti fra aste di rivestimento, ogni 3 m circa;
- b) di reazione allo sforzo di torsione applicato in superficie;
- c) di trasmissione della spinta verticale necessaria per infiggere tutto il dispositivo alla profondità voluta.

I tubi di rivestimento devono perciò avere una elevata rigidità a flessione ed a torsione.

#### 9.3.4. STRUMENTO DI TORSIONE

Lo strumento di torsione viene applicato alla estremità superiore della batteria di aste che collegano la paletta-scissometro ed è collegato alla estremità della batteria di rivestimento (per la necessaria reazione); per mezzo di questo strumento si applicano e si misurano mediante un dinamometro gli sforzi di torsione necessari per portare il terreno in corrispondenza della paletta alla rottura.

Lo strumento di torsione deve possedere i seguenti requisiti :

- impermeabilità all'acqua;
- grande sensibilità (< di 10/100 dello sforzo massimo applicabile);
- indifferenza alle variazioni della temperatura ambiente.

## 9.4. MODALITA' ESECUTIVE

### 9.4.1. PROVE CONTINUE

#### a. Generalità

L'apparecchio usato in Italia per prove scissometriche è il "vane borer".

Anche con questo dispositivo non è però possibile attraversare strati di terreno molto compatti o contenenti ghiaia per cui, salvo in particolari casi in cui il profilo stratigrafico è ben noto, è sempre necessario che un'attrezzatura di perforazione sia a disposizione del gruppo che esegue le prove scissometriche.

La necessità di estrarre la batteria completa per sostituire o controllare la paletta "scissometro" o per alleggerire l'attrito laterale lungo tutta la batteria, oppure per campionare il terreno in corrispondenza di una prova che sembra fornire risultati anomali, sono inoltre valide ragioni che rendono necessaria la presenza dell'attrezzatura di perforazione. E' buona norma infatti estrarre tutta la batteria ogni 4 ÷ 6 prove per controllare lo stato della paletta, pulire accuratamente la protezione ed ingrasare tutta la parte inferiore dell'apparecchio.

#### b. Esecuzione della prova

Le modalità operative si possono sintetizzare come segue :

- infiggere a pressione lo strumento nel terreno fino ad una quota di circa 0.5 m più alta di quella del punto in cui si intende eseguire la prova;
- bloccare la batteria di tubi di rivestimento per ottenere il necessario contrasto;
- infiggere la sola paletta scissometro per 0.5 m fino a raggiungere la profondità della prova;
- applicare la testa di torsione e collegarla alle aste dello scissometro ed alla batteria di tubi di rivestimento;
- eseguire la prova dopo avere effettuato i controlli di zero.

A prova avvenuta la paletta scissometro sarà riportata nella posizione iniziale, e si potrà riprendere l'infissione di tutto lo strumento per eseguire una prova successiva.

### 9.4.2. PROVE IN FORI DI SONDAGGIO

#### a. Generalità

Nell'attraversare con i sondaggi terreni coesivi poco o moderatamente consistenti si alternano normalmente il carotaggio (oppure i prelievi di campioni indisturbati) con prove scissometriche in sito.

La prova scissometrica deve essere eseguita a profondità 0.5 m inferiore alla quota raggiunta con la scarpa del campionatore oppure con la scarpa dell'utensile di perforazione.

**b. Prova con vane - borer**

Lo strumento può essere calato nel foro subito dopo l'estrazione del campione indisturbato o manovra di perforazione.

La presenza di eventuali detriti, o di rifluimento del fondo non disturba la prova se si opera come descritto nel paragrafo 9.3.4. infiggendo dapprima tutta la batteria alla profondità 0.5 m minore di quella prescelta e spingendo poi la sola paletta "scissometro" alla quota di prova.

Se il terreno tende a rifluire nel foro, questo dovrà essere costantemente mantenuto pieno di fango bentonitico.

L'esecuzione della prova procede con le modalità descritte nel paragrafo 9.3.4.

**c. Prova con apparecchio senza scarpa di protezione**

In questo caso il foro di sondaggio deve essere rivestito fino a quota 0.5 metri superiore a quella di prova.

Il fondo del foro deve essere accuratamente pulito per asportare i detriti caduti durante l'infissione del rivestimento. Entrambe queste operazioni, (infissione del rivestimento e pulizia del fondo) devono essere eseguite senza circolazione di acqua o fango per evitare il rammollimento del terreno.

Le operazioni successive sono :

- controllare con scandaglio la quota del fondo del foro; se si riscontra la presenza di detriti oppure se si verificano rifluimenti di terreno dal fondo del foro (per una altezza superiore a 10 cm) è necessario ripetere l'operazione di pulizia;
- se non è possibile contenere il fenomeno entro limiti accettabili occorre operare in presenza di fango bentonitico appesantito (se necessario con barite);
- discesa della batteria collegata alla paletta;
- bloccaggio della batteria esterna (o del rivestimento) sulla quale si svilupperà la reazione durante la prova;
- Infissione nel terreno naturale, fino alla quota della prova, delle aste collegate alla paletta, senza sforzi di torsione;
- azzeramento del quadrante indicatore.

**d. Operazioni da eseguire dopo la prova avvenuta — con qualsiasi apparecchio.**

- Estrazione di tutta la batteria;
- controllo della paletta ;
- carotaggio del tratto di terreno provato ed esame del campione annotando sul modulo di registrazione dei dati della prova la descrizione geotecnica (par. 4).

**9.4.3. VELOCITA' DI ROTAZIONE**

Con ogni tipo di scissometro la velocità di rotazione della paletta deve essere di circa 0.1 gradi/s.

A causa della torsione delle aste per ottenere una velocità di rotazione della paletta pari a quello su indicato occorre agire in superficie con velocità tanto maggiore quanto maggiore è la profondità di prova.

Si può valutare approssimativamente che se per prove superficiali si opererà con la velocità prescritta, a 30 m di profondità tale velocità può essere raddoppiata (0,2 gradi/s).

E' da tener presente che applicando, per esempio, una velocità di rotazione pari ad 1 grado/s si ottengono valori della resistenza al taglio maggiori anche del 20% di quelli misurati alla velocità prescritta.

**9.4.4. DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA AL TAGLIO MASSIMA**

Registrata la lettura massima al dinamometro e calcolato, in base alla taratura dello strumento, il momento torcente (T) corrispondente, si risale alla resistenza al taglio ( $c_u$ ) del terreno mediante l'espressione

$$c_u = \frac{6 T}{\pi d^2 (d + 3 h)}$$

dove d ed h sono le dimensioni del cilindro creato dalla rotazione della paletta.

Per  $h = 2 d$

$$c_u = \frac{6 T}{7 \pi d^3}$$

Se nel corso della prova, non si riesce a provocare la rottura del terreno la prova deve essere interrotta e la batteria estratta. In questo caso, l'esame dei campioni del tratto di terreno interessato dalla prova è indispensabile per stabilire le cause della mancata rottura e per definire quindi il proseguimento del programma di prove.

#### 9.4.5. DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA AL TAGLIO DOPO RIMANEGGIAMENTO

Una volta determinata la resistenza al taglio massima si misura la resistenza al taglio che il terreno conserva dopo rimaneggiamento.

Si procede come segue :

- si stacca il dispositivo di torsione della batteria di aste collegate alla paletta;
- si fa ruotare la paletta per 10 giri completi, avendo cura di non modificare la quota di infissione rispetto al piano campagna;
- si fa trascorrere un periodo di circa 5 minuti durante il quale si ricollega il dispositivo di torsione con la batteria delle aste e si azzerà il quadrante;
- si ripete la prova con le modalità già specificate nel paragrafo 9.3.4. (velocità effettiva 0.1 gradi/s) fino a misurare un nuovo valore di resistenza.

Nella maggior parte dei casi non si ottiene una vera e propria rottura con brusca diminuzione della lettura; si osserva però che oltre un certo valore del momento torcente, la rotazione dello strumento avviene a sforzo costante.

Registrata la lettura corrispondente alla resistenza al taglio del terreno rimaneggiato si calcola quest'ultima con la stessa relazione adottata per quella massima.

#### 9.4.6. PROFONDITA' MASSIMA RAGGIUNGIBILE

Con gli strumenti attualmente in commercio con i quali l'applicazione e la misura del momento torcente avviene in superficie, è consigliabile non superare con le prove la profondità di 30 metri al di sotto del piano di lavoro.

Prove a maggiore profondità richiedono l'uso di apparecchi speciali.

## BIBLIOGRAFIA CONSULTATA

### A) NORMATIVA, RACCOMANDAZIONI, STANDARDS

American Society for Testing and Materials : *Procedures for testing soils* - 4th Edition, 1964

American Society for Testing and Materials : *Annual book of ASTM Standards* - 1975

American Society of Civil Engineers : Committee on Shallow Foundations of the Soil Mechanics and Foundations Division - *Subsurface investigation for design and construction of foundation of buildings*. Proc. ASCE Soil Mechanics, 1972

Associazione Geotecnica Italiana *Nomenclatura geotecnica e classifica delle terre* - Geotecnica, vol. 10, 1963

British Standard Code of Practice : *Site Investigations* C.P. 2001 - British Standard House, London, 1957

CNR - UNI - *Costruzione e Manutenzione delle strade - Tecnica di impiego delle terre* - norma 10006

Deutsche Normen (DIN) n. 4015, 4021, 4022, 4023, 4094, 4096

European Subcommittee on Penetration Testing - *Proposed standard for the SPT test* - Draft n. 3, 1976

European Subcommittee on Penetration Testing - *Standardization of cone penetration testing (CPT)*. 3<sup>o</sup> Tentative Draft, 1976

International Society for Rock Mechanics - Commission on "Terminology, Symbols and Graphic Representation" - *List of symbols* - March 1970

International Society for Rock Mechanics - Commission on Recommendations on Site Investigation Techniques - *Recommendations on site investigation techniques*, 1975

International Society for Rock Mechanics - Committee on Field Tests : *Suggested methods for the description of rock masses, joints and discontinuities* - Final Draft, 1977

Ministere de l'Aménagement du Territoire, de l'Équipement, du Logement et du Tourisme: *Foundations courantes d'ouvrages d'art*. 1972

Ministero dei Lavori Pubblici - *Istruzioni per il progetto, la esecuzione ed il collaudo delle opere di fondazione* - Circolare 3797, Roma, 1967

Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Foundationstechnik : *Richtlinien für die Ausschreibung, Durchführung und Auswertung von Bodensondierungen und Feldversuchen in Lockergestein und Fels*, 1968

United States Department of the Interior - Bureau of Reclamation : *Earth manual* - Denver Colorado, 1968

B) TESTI GENERALI, ARTICOLI, etc.

CESTELLI GUIDI C. - *Geotecnica e tecnica delle fondazioni*, vol. 1, Hoepli, Milano, 1975

COLOMBO P. - *Elementi di geotecnica* - Zanichelli, Bologna, 1974

HANNA T.H. - *Foundation instrumentation* - Trans.Tech.Publications, Clausthal, 1973

HVORSLEV M.J. - *Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purpose*-Waterways Experimental Station - Vicksburg, Missisipi, 1949

JOSSEAME H. - *Essai de pompage* - Compte rendu des journées d'hydraulique des sols; Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers, Paris, 1970

LAMBE T. WHITMAN R.V. - *Soil mechanics* - John Wiley and sons, London, 1969

NICCOLAI C., COLOMBO P., JAMIOLKOWSKI M., MEARDI G., TORNAGHI R. - *The practice of penetration testing in Italy* - State of the art report, Proc. European Symposium on Penetration Testing, Stoccolma, 1974

TERZAGHI K., PECK R.B. - *Soil mechanics in engineering practice* - Wiley and Sons, New York, 1967

TOMLINSON M.J. - *Foundation design and construction* - Pitman, London, 1969

TORNAGHI R. - *Indagini geognostiche* - Relazione presentata ai Soci del Gruppo Lombardo nel novembre 1971 - Atti del Gruppo Lombardo (Italia Nord-Ovest) dell'Associazione Geotecnica Italiana - I, 1976.

STAGG K.G., ZIENKIEWICZ O.C. - *Rock mechanics in engineering practice* - Wiley and Sons, London, 1968

UNIVERSITA' DI NAPOLI - ISTITUTO DI TECNICA DELLE FONDAZIONI E COSTRUZIONI IN TERRA (GEOTECNICA) - *Apparecchiature e metodi di indagine in sito per lo studio dei terreni* - Napoli, 1969.

## Simboli e definizioni

### I. Generalità

$\pi$	3,1416
$e$	Base dei logaritmi naturali 2,7183
$\log_e a$ o $\ln a$	Logaritmo naturale $a$
$\log_{10} a$ o $\log a$	Logaritmo di $a$ in base 10
$t$	Tempo
$g$	Accelerazione di gravità
$V$	Volume
$W$	Peso*
$M$	Momento*
$F$	Coefficiente di sicurezza

### II. Tensioni e deformazioni<sup>1</sup>

$u$	Pressione neutra	Pressione relativa (al di sopra della pressione atmosferica) dell'acqua contenuta nei pori di un terreno saturo
$u_w$	Pressione dell'acqua interstiziale	Pressione dell'acqua contenuta nei pori di un terreno non saturo
$u_a$	Pressione dell'acqua interstiziale	Pressione dell'aria contenuta nei pori di un terreno non saturo
$\sigma$	Sollecitazione (o tensione) totale	La forza totale per unità di area che agisce all'interno di una massa di terra
$\sigma', \bar{\sigma}$	Sollecitazione (o tensione) efficace	Differenza tra sollecitazione totale e pressione neutra ( $\sigma - u$ )
$\tau$	Sollecitazione (o tensione) tangenziale*	Tensione agente tangenzialmente ad un dato piano
$\epsilon$	Deformazione lineare relativa* (dilatazione unitaria)	Variazione di lunghezza di una lunghezza unitaria in una data direzione
$\gamma$	Deformazione angolare* (deformazione di taglio)	Variazione dell'angolo tra due piani originariamente tra loro ortogonali
$\nu$	Coefficiente di Poisson* ( $\mu$ è ugualmente usato)	Rapporto tra le deformazioni lineari relative nelle direzioni normale e parallela alla direzione di una tensione unidirezionale
$E$	Modulo di deformazione lineare*	Rapporto tra una data variazione della tensione normale agente in una data direzione e la corrispondente variazione della deformazione lineare relativa nella stessa direzione (ammesso che le altre tensioni siano costanti)

<sup>1</sup> Non si ammette necessariamente che esista proporzionalità tra tensioni e deformazioni.

<sup>2</sup> Se sono possibili confusioni con i pesi dell'unità di volume si utilizzeranno i simboli  $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$  per le deformazioni lineari ed i simboli  $\epsilon_{Ay}, \epsilon_{yz}, \epsilon_{zx}$  per le deformazioni di taglio.

\* Simboli consigliati dall'ISO (International Standard Organization) nel documento ISO/TC 384 F (Grandezze ed unità meccaniche) luglio 1960 (testo francese), risp. documento ISO No 276 (testo inglese).

$G$	Modulo di deformazione angolare*	Rapporto tra una data variazione dello sforzo tangenziale e la corrispondente deformazione angolare (ammesso che le altre tensioni siano costanti)
$K$	Modulo di compressibilità volumetrica (- di deformazione di volume)	Rapporto tra una data variazione di una sollecitazione di tipo isotropo e la corrispondente variazione unitaria di volume
$\eta$	Coefficiente di viscosità*	Tensione tangenziale necessaria in un fluido per mantenere una differenza unitaria di velocità tra due strati paralleli posti a distanza unitaria
$\mu$	Coefficiente di attrito*	Valore massimo del rapporto tra tensione di taglio e tensione normale del punto di contatto tra due corpi solidi

### III. Proprietà del terreno

#### a) PESI DELL' UNITA' DI VOLUME

$\gamma$	Peso dell'unità di volume (peso-volume) di una terra*	Valore del rapporto tra peso totale e volume totale di una terra
$\gamma_s$	Peso specifico dei granuli	Rapporto tra peso e volume delle particelle solide
$\gamma_w$	Peso specifico dell'acqua	Rapporto tra il peso ed il volume dell'acqua
$\gamma_d$	Peso dell'unità di volume della terra essiccata (peso-volume del secco)	Rapporto tra il peso dei granuli ed il volume totale di una terra essiccata
$\gamma'$	Peso dell'unità di volume del terreno immerso	Differenza tra il peso totale dell'unità di volume di una terra immersa in acqua ed il peso specifico dell'acqua
$e$	Indice di porosità	Rapporto tra il volume dei pori ed il volume dei granuli
$n$	Porosità	Rapporto tra il volume dei pori ed il volume totale di una terra
$w$	Contenuto d'acqua	Rapporto tra il peso dell'acqua contenuta nei pori ed il peso dei granuli
$S_r$	Grado di saturazione	Rapporto tra il volume dell'acqua contenuta nei pori ed il volume dei pori

#### b) CONSISTENZA

$w_L$	Limite di liquidità	Contenuto d'acqua di una terra rimaneggiata al passaggio tra lo stato liquido e quello plastico (determinato con una prova di laboratorio standardizzata)
$w_P$	Limite di plasticità	Contenuto d'acqua di una terra rimaneggiata al passaggio tra lo stato plastico e quello semisolido (determinato con una prova di laboratorio standardizzata)
$I_P$	Indice di plasticità	Differenza tra limite di liquidità e limite di plasticità

$w_s$	Limite di ritiro	Contenuto d'acqua massimo per cui una riduzione del contenuto d'acqua non causa diminuzioni di volume
$I_L$	Indice di liquidità	Definito da $(w - w_p) : I_p$
$I_c$	Indice di consistenza	Definito da $(w_L - w) : I_p$
$e_{max}$	Indice di porosità al minimo addensamento	Valore massimo dell'indice di porosità che può ottenersi in laboratorio con un procedimento standardizzato
$e_{min}$	Indice di porosità al massimo addensamento	Valore minimo dell'indice di porosità che può ottenersi in laboratorio con un procedimento standardizzato
$I_D$	Indice di addensamento ( $D_f$ anche usato)	Definito da $(e_{max} - e) : (e_{max} - e_{min})$

c) PERMEABILITA'

$h$	Carico idraulico o potenziale	Somma dell'altezza di pressione ( $u : \gamma_w$ ) e dell'altezza geometrica ( $z$ ) al disopra di una quota di riferimento
$q$	Portata	Volume d'acqua filtrante attraverso una data area nel terreno per unità di tempo
$v$	Velocità	Portata di filtrazione attraverso un'area totale unitaria normale alla direzione di flusso
$i$	Pendenza piezometrica	Perdita di carico idraulico per unità di lunghezza nella direzione del flusso
$k$	Coefficiente di permeabilità	Rapporto tra velocità e pendenza piezometrica corrispondente ( $v : i$ )
$j$	Forza di filtrazione	Forza dovuta alla filtrazione, con la quale l'acqua filtrante agisce sui granuli in un volume unitario di terreno

d) CONSOLIDAZIONE(monodimensionale)

$m_v$	Coefficiente di compressibilità	Rapporto tra la variazione di volume di un volume unitario e la corrispondente variazione della tensione normale efficace $m_v = e_0 - e : [(1 + e_0) \cdot \Delta \sigma']$
$C_c$	Indice di compressibilità	Inclinazione della curva tensione normale efficace -indice di porosità in un diagramma semi-logaritmico (primo carico) $C_c = - \Delta e : \Delta \log \sigma'$
$c_v$	Coefficiente di consolidazione	Definito da $c_v = k : (m_v \gamma_w)$
$d$ o $H$	Percorso di drenaggio	Spessore di uno strato drenato da un solo lato o semi-spessore di uno strato drenato dai due lati
$t$	Tempo di consolidazione	Tempo trascorso dall'istante in cui è avvenuta una variazione della tensione normale totale
$T_v$	Fattore di tempo	Definito da $T_v = t c_v : d^2$
$U$	Grado di consolidazione	Rapporto tra la variazione di volume ad un istante dato e la variazione finale di volume

e) RESISTENZA AL TAGLIO

$\tau_f$	Resistenza al taglio	Valore della tensione tangenziale alla rottura in un piano di rottura passante per un punto dato
$c'$	Intercetta di coesione	} Rispetto alle tensioni efficaci, definiti dalla equazione $\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$
$\varphi'$	Angolo di attrito interno	
$c_u$	Intercetta di coesione	} Rispetto alle tensioni totali, definiti dalla equazione $\tau_f = c_u + \sigma \operatorname{tg} \varphi_u$
$\varphi_u$	Angolo di attrito interno	
$S_t$	Sensitività	Rapporto tra le resistenze al taglio determinate in condizioni di drenaggio impedito di un terreno non disturbato e disturbato, per lo stesso valore del contenuto d'acqua

IV. Spinta delle terre

$d$	Distanza	Distanza minima tra un punto considerato e la linea di intersezione tra muro e superficie del suolo
$\delta$	Angolo di attrito contro parete	Angolo di attrito tra muro e terreno adiacente
$K$	Coefficiente di spinta delle terre	Coefficiente adimensionale impiegato con suffissi vari nelle espressioni per il calcolo della spinta attiva e passiva delle terre
$K_0$	Coefficiente di spinta a riposo	Rapporto tra la tensione principale efficace orizzontale e quella verticale nel caso di deformazione orizzontale nulla e di superficie del suolo orizzontale

V. Fondazioni

$N$	Coefficiente di carico limite	Coefficiente adimensionale usato con diversi suffissi nelle espressioni per il calcolo del carico limite
$k_s$	Modulo di reazione	Rapporto tra la variazione della sollecitazione verticale su una piastra rigida e la corrispondente variazione dello abbassamento verticale della piastra
$B$	Larghezza della fondazione	
$L$	Lunghezza della fondazione	
$D$	Profondità del piano di posa della fondazione sotto la superficie del suolo	

VI. Scarpate

$H$	Altezza verticale della scarpata
$D$	Profondità sotto il piede della scarpata del terreno consistente
$\beta$	Angolo che il piano di scarpata forma con l'orizzontale