

ALBERTO BRUSCHI

PROVE GEOTECNICHE IN SITU

*Guida alla stima delle proprietà geotecniche
e loro applicazioni alle fondazioni*



Dario Flaccovio Editore

Alberto Bruschi
PROVE GEOTECNICHE IN SITU
ISBN 978-88-579-0045-2

© 2010 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686
www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: settembre 2010

Bruschi, Alberto <1942->

Prove geotecniche in situ : guida alla stima delle proprietà geotecniche e loro applicazione
alle fondazioni / Alberto Bruschi.

Palermo : D. Flaccovio, 2010.

ISBN 978-88-579-0045-2.

1. Fondazioni – Impiego [della] Geotecnica.

624.15 CDD-22

SBN Pal0229479

CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Stampa: Tipografia Priulla, settembre 2010.

Ringraziamenti

Un prezioso contributo alla realizzazione di questo volume è stato offerto dall'amico e collega Gianni Togliani di Lugano (CH) e continui incitamenti mi sono arrivati da parte di tanti colleghi e amici che ringrazio in toto. Ringrazio inoltre l'editore che mi ha dato la possibilità e la voglia di redigere questo libro. Infine devo ringraziare mia moglie che mi continua a sopportare.

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.

La fotocopiatura dei libri è un reato.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.



SERVIZI GRATUITI ON LINE

Questo libro dispone dei seguenti servizi gratuiti disponibili on line:

- filodiretto con gli autori
- le risposte degli autori a quesiti precedenti
- possibilità di inserire il proprio commento al libro.

L'indirizzo per accedere ai servizi è: www.darioflaccovio.it/scheda/?codice=DF0045

INDICE

<i>Premessa</i>	pag. IX
<i>Lista dei principali simboli usati nell'interpretazione delle prove in situ</i>	» XI

Capitolo 1 – STATO ATTUALE DELLE METOLOGIE DI INDAGINE IN SITU

1.1. Generalità	» 1
1.2. Riferimenti bibliografici	» 8

Capitolo 2 – PRINCIPALI PROVE IN SITU

2.1. Prove penetrometriche dinamiche (prova SPT)	» 9
2.1.1. Attrezzatura di prova	» 10
2.1.2. Procedura di prova	» 12
2.1.2.1. Controllo e calibrazione dell'attrezzatura	» 12
2.1.2.2. Preparazione del foro di sondaggio	» 13
2.1.2.3. Esecuzione della prova	» 13
2.1.2.4. Regole di sicurezza	» 14
2.1.2.5. Restituzione dei risultati	» 14
2.1.2.6. Fattori di correzione per la normalizzazione di N	» 15
2.1.2.7. Determinazione di E_R	» 17
2.1.2.8. Considerazioni generali sulla prova SPT	» 20
2.1.2.9. Vantaggi e svantaggi della prova	» 23
2.2. Prova LPT (<i>large penetration test</i>)	» 23
2.3. Prove penetrometriche dinamiche (prova DP)	» 25
2.3.1. Introduzione	» 25
2.3.2. Attrezzatura di prova	» 25
2.3.3. Procedura di prova	» 27
2.3.3.1. Controllo e calibrazione dell'attrezzatura	» 27
2.3.3.2. Preparazione della prova	» 28
2.3.3.3. Esecuzione della prova	» 28
2.3.3.4. Restituzione dei risultati	» 29
2.3.3.5. Conversioni da N_{DP} a N_{SPT}	» 30
2.3.3.6. Normalizzazione di NDP	» 31
2.3.3.7. Correlazione di prove DPSH con la litologia del terreno attraversato	» 32
2.3.3.8. Smussamento dei valori anomali	» 33
2.3.3.9. Fonti d'errore nelle prove dinamiche	» 35
2.3.4. Interpretazione delle prove DP	» 37
2.3.4.1. Resistenza dinamica r_d e q_d (formula degli olandesi)	» 38
2.3.4.2. Conversione da q_c a N_{SPT} (e viceversa)	» 39
2.4. Altre prove dinamiche	» 40
2.4.1. Prova SPT-T	» 40
2.4.2. Prova continua DPSH tipo Borros	» 42
2.4.3. Modified California penetration test (MCS)	» 43
2.4.4. Texas cone penetration test (TCP)	» 44
2.4.5. Mackintosh probe test	» 45
2.4.6. Dynamic cone penetrometer (DCP)	» 46
2.4.7. Swedish weight sounding (SWT)	» 47
2.5. Prove penetrometriche statiche (CPT)	» 48

2.5.1.	Interpretazione generica delle prove CPT	»	52
2..2.	Attrezzatura di prova	»	53
2.5.2.1.	Calibrazione dell'attrezzatura di prova.....	»	54
2.5.2.2.	Esecuzione della prova	»	54
2.5.2.3.	Saturazione del filtro poroso e della punta	»	56
2.5.2.4.	Influenza della pressioni nei pori	»	57
2.5.2.5.	Influenza della posizione del filtro sulla misura della pressione interstiziale	»	58
2.5.3.	Identificazione della litologia per le prove CPTM	»	61
2.5.4.	Identificazione della litologia per le prove CPTE	»	63
2.5.4.1.	Grafico di Olsen (1984-1997).....	»	63
2.5.4.2.	Grafico di Robertson e Campanella (1983)	»	64
2.5.5.	Identificazione della litologia per le prove CPTU	»	65
2.5.5.1.	Grafico di Robertson (1990).....	»	65
2.5.5.2.	Grafico di Jefferies e Davies (1993)	»	68
2.5.5.3	Criterio di Fellenius e Eslami	»	68
2.5.5.4.	Caratterizzazione di Zhang e Tumay (1999)	»	69
2.5.6.	Contenuto di fini (%) FC	»	70
2.5.7.	Conversione da q_c a N_{SPT} (e viceversa)	»	70
2.5.8.	Vantaggi e svantaggi della prova CPT	»	71
2.6.	Prove dilatometriche (DMT)	»	71
2.6.1.	Attrezzatura e modalità di prova	»	72
2.6.2.	Identificazione della litologia dalle prove DMT	»	75
2.6.3.	Parametri intermedi	»	76
2.6.4.	Vantaggi e svantaggi della prova DMT	»	79
2.7.	Prove pressiometriche (PMT)	»	79
2.7.1.	Attrezzatura	»	80
2.7.2.	Taratura del pressiometro	»	81
2.7.3.	Esecuzione della prova.....	»	82
2.7.4.	Interpretazione dei risultati.....	»	82
2.7.5.	Vantaggi e svantaggi della prova PMT	»	84
2.8.	Vane shear test (VST)	»	84
2.8.1.	Vantaggi e svantaggi della prova VST.....	»	86
2.9.	Riferimenti bibliografici	»	86

Capitolo 3 – CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

3.1.	Granulometria	»	91
3.2.	Plasticità.....	»	92
3.2.1.	Correlazioni di Lizkowski (2004), Mlinarek (2005) e Sobolewski (2006) per la determinazione di I_L da prove CPTU e DMT.....	»	93
3.3.	Classificazione	»	94
3.4.	Caratteristiche di stato	»	99
3.5.	Peso di volume.....	»	101
3.5.1.	Relazione di Bruschi (1980).....	»	101
3.5.2.	Relazione di Chaigneau (2001)	»	101
3.5.3.	Relazione di Bruschi (2005).....	»	102
3.6.	Densità relativa dei terreni incoerenti	»	103
3.6.1.	Determinazione della densità relativa da prove dinamiche (SPT e DP).....	»	108
3.6.2.	Determinazione della densità relativa da prove statiche (CPT e CPTU).....	»	114
3.6.3.	Determinazione della densità relativa da prove dilatometriche (DMT)	»	118
3.7.	Consistenza dei terreni coesivi	»	119
3.8.	Riferimenti bibliografici	»	119

Capitolo 4 – STATO TENSIONALE NEI TERRENI

4.1. Definizione base	» 123
4.2. Pressione di preconsolidamento.....	» 123
4.2.1. Stima della pressione di preconsolidamento da parametri indice	» 123
4.2.2. Stima della pressione di preconsolidamento da prove dinamiche (SPT e DP)	» 124
4.2.3. Stima della pressione di preconsolidamento da prove statiche (CPT e CPTU).....	» 124
4.2.4. Stima della pressione di preconsolidamento da prove dilatometriche (DMT)	» 127
4.2.5. Stima della pressione di preconsolidamento da prove pressiometriche (PMT).....	» 128
4.2.6. Stima della pressione di preconsolidamento da prove vane test	» 128
4.2.7. Stima della pressione di preconsolidamento dalla velocità	» 129
4.3. Rapporto di sovraconsolidamento (<i>OCR</i>)	» 129
4.3.1. Determinazione di <i>OCR</i> da parametri indice.....	» 129
4.3.2. Determinazione di <i>OCR</i> da prove dinamiche (SPT e DP)	» 129
4.3.3. Determinazione di <i>OCR</i> da prove dinamiche (CPT e CPTU)	» 130
4.3.4. Determinazione di <i>OCR</i> da prove dilatometriche (DMT)	» 132
4.3.5. Determinazione di <i>OCR</i> da prove vane test.....	» 134
4.4. Coefficiente di spinta a riposo	» 135
4.4.1. Formulazioni classiche.....	» 135
4.5. Coefficiente di spinta a riposo nei terreni incoerenti.....	» 137
4.5.1. Determinazione di K_0 da prove dilatometriche (DMT)	» 137
4.6. Coefficiente di spinta a riposo in terreni coesivi	» 138
4.6.1. Determinazione del coefficiente di spinta da parametri indice	» 138
4.6.2. Determinazione del coefficiente di spinta da prove dinamiche (SPT e DP)	» 139
4.6.3. Determinazione del coefficiente di spinta da prove statiche (CPT e CPTU).....	» 140
4.6.4. Determinazione del coefficiente di spinta da prove dilatometriche (DMT)	» 140
4.7. Riferimenti bibliografici	» 142

Capitolo 5 – RESISTENZA AL TAGLIO

5.1. Generalità.....	» 145
5.2. Angolo d'attrito efficace dei terreni incoerenti	» 147
5.2.1. Determinazione dell'angolo di attrito da parametri indice (granulometria)	» 147
5.2.2. Determinazione dell'angolo di attrito da parametri indice (plasticità)	» 153
5.2.3. Determinazione dell'angolo di attrito da prove dinamiche (SPT e DP).....	» 154
5.2.3.1. Correlazioni antiche	» 154
5.2.4. Determinazione dell'angolo di attrito da prove statiche (CPT e CPTU).....	» 157
5.2.4.1. Osservazioni	» 160
5.2.5. Determinazione dell'angolo di attrito da prove dilatometriche (DMT).....	» 160
5.2.6. Determinazione dell'angolo di attrito da prove pressiometriche (PMT).....	» 162
5.3. Scelta dell'angolo d'attrito operativo	» 162
5.4. Parametri di Mohr-Coulomb efficaci nei terreni coesivi	» 166
5.5. Resistenza al taglio non drenata in terreni coesivi	» 167
5.5.1. Determinazione della resistenza al taglio non drenata in terreni coesivi da parametri indice	» 167
5.5.2. Determinazione della resistenza al taglio non drenata in terreni coesivi da prove dinamiche (SPT e DP)	» 171
5.5.2.1. Osservazioni	» 174
5.5.3. Determinazione della resistenza al taglio non drenata in terreni coesivi da prove statiche (CPT e CPTU)	» 175
5.5.3.1. Formula generale.....	» 175
5.5.3.2. Altre formule.....	» 177
5.5.4. Determinazione della resistenza al taglio non drenata in terreni coesivi da prove dilatometriche (DMT)	» 179

5.5.5.	Determinazione della resistenza al taglio non drenata in terreni coesivi da prove pressiometriche (PMT)	»	181
5.5.6.	Determinazione della resistenza al taglio non drenata in terreni coesivi da vane test (VST)	»	182
5.5.7.	Grado di attendibilità delle prove in sito per la determinazione della resistenza al taglio non drenata	»	185
5.6.	Riferimenti bibliografici	»	187

Capitolo 6 – PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ DEI TERRENI

6.1.	Generalità	»	191
6.2.	Livelli operativi	»	196
6.3.	Coefficiente di Poisson	»	202
6.4.	Modulo elastico nei terreni coesivi	»	202
6.4.1.	Determinazione del modulo elastico nei terreni coesivi da parametri indice	»	202
6.4.2.	Determinazione del modulo elastico nei terreni coesivi da prove dinamiche (SPT e DP)	»	204
6.5.	Modulo elastico nei terreni incoerenti	»	204
6.5.1.	Determinazione del modulo elastico nei terreni incoerenti da parametri indice	»	204
6.5.2.	Determinazione del modulo elastico nei terreni incoerenti da prove dinamiche (SPT e DP)	»	204
6.5.3.	Determinazione del modulo elastico nei terreni incoerenti da prove statiche (CPT e CPTU)	»	206
6.5.4.	Determinazione del modulo elastico nei terreni incoerenti da prove dilatometriche (DMT)	»	208
6.5.5.	Determinazione del modulo elastico nei terreni incoerenti da prove pressiometriche (PMT)	»	209
6.5.6.	Valori tipici	»	211
6.6.	Modulo di reazione	»	212
6.6.1.	Determinazione del modulo di reazione dalla prova pressiometrica	»	212
6.6.1.1.	Modulo di reazione verticale	»	212
6.6.1.2.	Modulo di reazione orizzontale	»	212
6.7.	Riferimenti bibliografici	»	213

Capitolo 7 – PARAMETRI DI COMPRESSIBILITÀ DEI TERRENI

7.1.	Indici di compressibilità	»	215
7.1.1.	Determinazione degli indici di compressibilità da parametri indice	»	215
7.1.2.	Determinazione degli indici di compressibilità da prove statiche (CPT e CPTU)	»	217
7.1.3.	Determinazione degli indici di compressibilità da prove dilatometriche (DMT)	»	218
7.2.	Modulo confinato nei terreni incoerenti	»	218
7.2.1.	Determinazione del modulo confinato nei terreni incoerenti da parametri indice	»	218
7.2.2.	Determinazione del modulo confinato nei terreni incoerenti da prove dinamiche (SPT e DP)	»	219
7.2.3.	Determinazione del modulo confinato nei terreni incoerenti da prove statiche (CPT e CPTU)	»	220
7.2.4.	Determinazione del modulo confinato nei terreni incoerenti da prove dilatometriche (DMT)	»	222
7.2.5.	Determinazione del modulo confinato nei terreni incoerenti da prove geofisiche	»	223
7.3.	Modulo confinato nei terreni coesivi	»	223
7.3.1.	Determinazione del modulo confinato nei terreni coesivi da parametri indice	»	223
7.3.2.	Determinazione del modulo confinato nei terreni coesivi da prove dinamiche (SPT e DP)	»	224
7.3.3.	Determinazione del modulo confinato nei terreni coesivi da prove statiche (CPT e CPTU)	»	225
7.4.	Riferimenti bibliografici	»	226

Capitolo 8 – PERMEABILITÀ E CONSOLIDAMENTO

8.1.	Determinazione dei coefficienti di permeabilità e consolidamento da parametri indice	»	229
8.2.	Coefficiente di consolidamento	»	232
8.2.1.	Determinazione del coefficiente di consolidamento da prove statiche (CPTU)	»	232

8.2.1.2.	Curve ritardate.....	»	236
8.2.2.	Determinazione del coefficiente di consolidamento da prove dilatometriche (DMT)	»	238
8.3.	Coefficiente di permeabilità.....	»	239
8.3.1.	Metodo di Perez e Fauriel	»	239
8.3.2.	Metodo di Burns e Mayne (1998)	»	239
8.3.3.	Metodo di Manassero (1994)	»	240
8.3.4.	Metodo di Schmertmann (1988)	»	241
8.4.	Riferimenti bibliografici	»	242

Capitolo 9 – PARAMETRI DINAMICI DEL TERRENO

9.1.	Velocità delle onde sismiche V_s (m/s)	»	243
9.1.1.	Determinazione della velocità delle onde sismiche da parametri indice	»	243
9.1.2.	Determinazione della velocità delle onde sismiche da prove dinamiche (SPT e DP)	»	244
9.1.3.	Determinazione della velocità delle onde sismiche da prove statiche (CPT e CPTU)	»	247
9.1.4.	Determinazione della velocità delle onde sismiche da prove dilatometriche (DMT)	»	252
9.2.	Modulo di taglio iniziale G_0	»	253
9.2.1.	Determinazione del modulo di taglio iniziale da parametri indice	»	253
9.2.2.	Determinazione del modulo di taglio iniziale da prove dinamiche (SPT e DP)	»	254
9.2.3.	Determinazione del modulo di taglio iniziale da prove statiche (CPT e CPTU).....	»	255
9.2.4.	Determinazione del modulo di taglio iniziale da prove dilatometriche (DMT)	»	257
9.3.	Decadimento del modulo con la deformazione	»	259
9.3.1.	Seed e Idriss (1970)	»	259
9.3.2.	Yokota et al. (1981)	»	260
9.3.3.	Ishibashi e Zang (1993)	»	262
9.3.4.	Stokoe et al.	»	263
9.3.5.	Rollins (1998).....	»	265
9.3.6.	Modulo di taglio impiegato in metodi numerici	»	266
9.4.	Riferimenti bibliografici	»	266

Capitolo 10 – APPLICAZIONI: METODI INDIRETTI

10.1.	Definizione.....	»	271
10.2.	Capacità portante di fondazioni superficiali	»	271
10.2.1.	Formula trinomia	»	272
10.2.1.1.	Coefficiente di capacità portante N_c	»	273
10.2.1.1.1.	Commenti	»	274
10.2.1.2.	Coefficiente di capacità portante N_q	»	275
10.2.1.2.1.	Commenti	»	277
10.2.1.3.	Coefficiente di capacità portante N_g	»	277
10.2.1.3.1.	Commenti	»	280
10.2.1.4.	Coefficienti correttivi per la rigidezza del terreno ζ_r	»	284
10.2.1.5.	Coefficienti correttivi per la forma della fondazione ζ_s	»	287
10.2.1.5.1.	Commenti	»	289
10.2.1.6.	Coefficienti correttivi per la profondità d'appoggio della fondazione ζ_d	»	289
10.2.1.6.1.	Commenti	»	290
10.2.1.7.	Coefficienti correttivi per l'inclinazione del carico ζ_i	»	290
10.2.1.8.	Luoghi di rottura	»	293
10.2.1.9.	Coefficienti correttivi per l'inclinazione del piano di posa ζ_t	»	302
10.2.1.10.	Coefficienti correttivi per l'inclinazione del piano campagna ζ_g	»	303
10.2.1.11.	Considerazioni generali.....	»	304

10.2.1.12.	Considerazioni nel caso di terreno disomogeneo fittamente stratificato	»	305
10.2.1.13.	Influenza della falda	»	305
10.2.2.	Casi particolari	»	306
10.2.2.1.	Terreno coesivo non omogeneo	»	306
10.2.2.2.	Sistema bistrato argilla su argilla	»	309
10.2.2.3.	Sistema bistrato sabbia su argilla	»	312
10.3.	Cedimenti di fondazioni superficiali	»	315
10.3.1.	Cedimento immediato	»	317
10.3.1.1.	Teoria dell'elasticità	»	317
10.3.1.2.	Formula generale.....	»	317
10.3.1.3.	Metodo di Bowles (1987)	»	318
10.3.1.4.	Metodo di Ueshita e Meyerhof	»	321
10.3.1.5.	Validità delle soluzioni per il cedimento elastico	»	323
10.3.1.6.	Metodo di Gazetas	»	323
10.3.1.7.	Metodo di Christian e Carrier per terreni argillosi	»	327
10.3.1.8.	Metodo di Prakash per carico eccentrico	»	329
10.3.1.9.	Influenza della rigidezza della fondazione sul cedimento immediato	»	329
10.3.2.	Cedimento di consolidamento	»	330
10.3.2.1.	Calcolo del cedimento primario	»	330
10.3.2.2.	Distribuzione del carico indotto dalla fondazione in profondità	»	337
10.3.2.2.1.	Metodo 2 : 1	»	337
10.3.2.2.2.	Metodo di Boussinesq per area circolare	»	338
10.3.2.2.3.	Metodo di Boussinesq per area rettangolare.....	»	338
10.3.2.2.4.	Metodo di Mayne e Poulos per fondazione rettangolare su strato finito ..	»	340
10.3.2.3.	Andamento del cedimento nel tempo	»	340
10.3.2.3.1.	Metodo di Terzaghi	»	340
10.3.2.3.2.	Soluzione numerica con le serie di Fourier	»	341
10.3.2.3.3.	Soluzione di Olson per il tempo di costruzione	»	345
10.3.2.3.4.	Soluzione numerica per il consolidamento monodimensionale	»	346
10.3.2.3.5.	Cedimento di consolidamento secondario	»	356
10.3.2.4.	Metodo di Egorov	»	356
10.3.2.5.	Metodo di Tsytoivitch	»	358
10.3.2.6.	Metodo di Janbu	»	361
10.4.	Capacità portante di fondazioni sui pali	»	365
10.4.1.	Tipologie principali di pali	»	365
10.4.1.1.	Pali battuti	»	366
10.4.1.2.	Pali trivellati	»	367
10.4.1.2.1.	Pali trivellati di medio e grande diametro	»	367
10.4.1.2.2.	Pali trivellati di piccolo diametro (micropali)	»	368
10.4.1.2.3.	Micropali Tubfix	»	368
10.4.1.2.4.	Micropali a pressione	»	368
10.4.1.3.	Commenti	»	369
10.4.2.	Considerazioni generali	»	370
10.4.3.	Capacità portante di pali eseguiti con spostamento di terreno (battuti).....	»	370
10.4.3.1.	Approccio TSA: resistenza di fusto	»	370
10.4.3.2.	Approccio TSA: resistenza di base.....	»	374
10.4.3.3.	Approccio ESA: resistenza di fusto	»	374
10.4.3.3.1.	Metodo λ (terreni argillosi).....	»	378
10.4.3.3.2.	Approccio API	»	378
10.4.3.3.3.	Approccio di Salgado et al. (2004) e di Salgado e Prezzi (2005)	»	379
10.4.3.4.	Approccio ESA: resistenza di base.....	»	380
10.4.3.4.1.	Approccio API	»	382
10.4.3.5.	Portata di base critica	»	383

10.4.3.6.	Caso particolare: pali metallici a fondo aperto	» 383
10.4.3.7.	Note sui pali metallici in profilato a H	» 385
10.4.3.8.	Esempio di calcolo per pali con spostamento di terreno	» 386
10.4.3.8.1.	Palo battuto in calcestruzzo	» 386
10.4.3.8.2.	Palo tubolare metallico a fondo chiuso	» 388
10.4.3.8.3.	Palo tubolare metallico a fondo aperto	» 389
10.4.3.8.4.	Palo in profilato metallico a H	» 390
10.4.3.9.	Metodo di Nordlund (1963, 1979)	» 391
10.4.3.10.	Formule dinamiche	» 397
10.4.3.11.	Capacità portante di pali eseguiti senza spostamento di terreno (trivellati, CFA)	» 400
10.4.3.11.1.	In terreno coesivo secondo l'approccio TSA	» 400
10.4.3.11.2.	In terreno coesivo o incoerente secondo l'approccio ESA	» 400
10.4.3.11.3.	Portata di base nei terreni coesivi secondo l'approccio TSA	» 402
10.4.3.11.4.	Portata di base con l'approccio ESA nei terreni incoerenti	» 402
10.4.3.12.	Capacità portante di pali eseguiti senza spostamento di terreno (CFA)	» 403
10.4.3.12.1.	Metodo di Narasimha, Rao e Prasad (1991): terreni argillosi	» 404
10.4.3.12.2.	Metodo di Mitsch e Clemence (1995): terreni incoerenti	» 406
10.4.3.13.	Correzione per l'effetto scala	» 408
10.4.3.14.	Portata di pali trivellati che si intestano in roccia	» 409
10.4.3.14.1.	Metodo di Carter e Kulhawy (1988)	» 409
10.4.3.14.2.	Metodo canadese (1985)	» 411
10.4.4.	Portata di pali in gruppo	» 412
10.4.5.	Fenomeno del setup nei pali battuti	» 413
10.4.6.	Valutazione dell'attrito negativo	» 415
10.4.6.1.	Metodo generico	» 418
10.5.	Cedimenti di fondazioni su pali	» 419
10.5.1.	Cedimento di un palo singolo	» 419
10.5.1.1.	Metodo di Vesic	» 419
10.5.1.2.	Metodo di Randolph e Wroth	» 420
10.5.1.3.	Metodo di Poulos	» 422
10.5.1.4.	Metodo di Fleming	» 424
10.5.1.5.	Metodo di Berardi e Bovolenta	» 427
10.5.1.6.	Valutazione semplificata della curva carico-cedimento per pali trivellati che si intestano in terreni granulari molto addensati	» 428
10.5.1.7.	Valutazione semplificata della curva carico-cedimento per pali trivellati con base incassata in rocce tenere (σ_c inferiore a 2,5 MPa)	» 433
10.5.1.8.	Valutazione semplificata della curva carico-cedimento per pali trivellati con base incassata in roccia	» 436
10.5.1.9.	Metodo delle curve di trasferimento di carico (semplificato)	» 439
10.5.1.10.	Curve di trasferimento di carico	» 443
10.5.1.10.1.	Metodo	» 443
10.5.1.10.2.	Curve empiriche	» 445
10.5.1.10.3.	Curve teoriche	» 449
10.5.1.10.4.	Costruzione delle curve	» 454
10.5.1.10.5.	Metodologia operativa	» 456
10.5.2.	Cedimento di pali in gruppo	» 462
10.5.2.1.	Metodo empirico	» 462
10.5.2.2.	Metodi delle equivalenze	» 464
10.5.2.2.1.	Metodo della piastra equivalente (approccio di Peck e al., Tomlinson)	» 464
10.5.2.2.2.	Metodo della piastra equivalente (approccio di Janbu)	» 468
10.5.2.2.3.	Metodo del piano neutro per la determinazione della profondità della piastra equivalente	» 470
10.5.2.2.4.	Metodo del palo equivalente	» 471

10.6. Interpretazione delle prove di carico sui pali	» 473
10.6.1. Introduzione	» 473
10.6.2. Interpretazione delle prove	» 474
10.6.2.1. Metodo di Van der Veen (1953)	» 475
10.6.2.2. Metodo di Brinch-Hansen 80% (1963).....	» 475
10.6.2.3. Metodo di De Beer (1967)	» 477
10.6.2.4. Metodo di Fuller e Hoy (1970).....	» 477
10.6.2.5. Metodo di Chin (1970, 1971)	» 478
10.6.2.6. Metodo di Davisson (1970, 1972)	» 478
10.6.2.7. Metodo di Mazurkiewicz (1972).....	» 479
10.6.2.8. Metodo di Butler e Hoy (1977)	» 480
10.6.2.9. Metodo basato sul diametro del palo	» 480
10.6.2.10. Raffronto fra i metodi	» 481
10.7. Analisi di pali caricati lateralmente	» 482
10.7.1. Metodo di Brinch-Hansen	» 482
10.7.2. Metodo di Broms	» 484
10.7.2.1. Determinazione del carico limite ultimo e del momento massimo in terreni coesivi	» 486
10.7.2.1.1. Meccanismo di palo corto.....	» 486
10.7.2.1.2. Meccanismo di palo lungo	» 488
10.7.2.2. Determinazione del carico limite ultimo e del momento massimo in terreni incoerenti »	488
10.7.2.2.1. Valori del momento di plasticizzazione	» 490
10.7.3. Metodo di Matlock e Reese	» 491
10.7.4. Curve p - y	» 502
10.7.4.1. Curva p - y per argille tenere.....	» 502
10.7.4.2. Curva p - y per argille consistenti	» 506
10.7.4.3. Curva p - y per argille consistenti sotto acqua	» 507
10.7.4.4. Curva p - y per le sabbie	» 509
10.7.4.5. Approccio integrato per le argille	» 514
10.7.4.6. Modello iperbolico esteso	» 516
10.7.4.7. Metodo dei carichi caratteristici (CLM)	» 517
10.7.4.8. Metodo di Randolph	» 525
10.8. Riferimenti bibliografici.....	» 527

Capitolo 11 – APPLICAZIONI: METODI DIRETTI

11.1. Generalità	» 535
11.2. Capacità portante di fondazioni superficiali	» 535
11.2.1. Determinazione della capacità portante di fondazioni superficiali da prove SPT	» 535
11.2.2. Determinazione della capacità portante di fondazioni superficiali da prove CPT	» 536
11.2.3. Determinazione della capacità portante di fondazioni superficiali da prove da prove DMT	» 541
11.2.4. Determinazione della capacità portante di fondazioni superficiali da prove PMT	» 542
11.2.5. Determinazione della capacità portante di fondazioni superficiali da V_s	» 543
11.3. Cedimenti di fondazioni superficiali	» 544
11.3.1. Determinazione dei cedimenti di fondazioni superficiali da prove SPT.....	» 544
11.3.1.1. Metodo di Terzaghi e Peck (1948)	» 544
11.3.1.2. Metodo di Alpan (1964)	» 545
11.3.1.3. Metodo di Meyerhof (1965)	» 546
11.3.1.4. Metodo di Peck e Bazaraa (1969).....	» 546
11.3.1.5. Metodo di D'Appolonia (1970)	» 547
11.3.1.6. Metodo di Schmertmann (1970)	» 548
11.3.1.7. Metodo di Parry (1971).....	» 548
11.3.1.8. Metodo di Schultze e Sherif (1973)	» 550

11.3.1.9. Metodo di Peck, Hanson e Thornburn (1974)	» 551
11.3.1.10. Metodo del Dipartimento navale statunitense (1982).....	» 551
11.3.1.11. Metodo di Bowles (1987)	» 552
11.3.1.12. Metodo di Burland e Burbidge (1985)	» 553
11.3.1.13. Metodo di Anagnostopoulos (1991)	» 555
11.3.1.14. Metodo di Hough (1959) e Cheney e Chassie (2000)	» 556
11.3.1.15. Metodo dell'intelligenza artificiale (Shanin et al., 2002).....	» 556
11.3.1.16. Raffronto tra alcuni fra i metodi di calcolo descritti	» 558
11.3.2. Determinazione dei cedimenti di fondazioni superficiali da prove CPT.....	» 568
11.3.2.1. Metodo di Schmertmann	» 568
11.3.2.2. Metodo di Bowles (1987)	» 571
11.3.3. Determinazione dei cedimenti di fondazioni superficiali da prove dilatometriche	» 571
11.3.4. Determinazione dei cedimenti di fondazioni superficiali da prove pressiometriche.....	» 573
11.4. Capacità portante di fondazioni su pali	» 575
11.4.1. Stima della capacità portante da prove SPT	» 577
11.4.1.1. Metodo di Aoki e Velloso (1975)	» 578
11.4.1.2. Metodo di Decourt e Quaresma (1978)	» 579
11.4.1.3. Metodo di Meyerhof (1976-1983)	» 579
11.4.1.4. Metodo di Briaud e Tucker (1984)	» 580
11.4.1.5. Metodo di Gwizdala (1984)	» 581
11.4.1.6. Metodo di Martin et al. (1987)	» 582
11.4.1.7. Metodo di Reese e O'Neill (1989)	» 582
11.4.1.8. Metodo di Neely (1991)	» 584
11.4.1.9. Metodo di Mandolini (1997).....	» 584
11.4.1.10. Metodo di Lizzi (rivisitato da Amann e Massad) (2000)	» 585
11.4.1.11. Metodo di Zelada e Stephenson (2000)	» 585
11.4.1.12. Metodo del Florida Department of Transportation (2001-2004)	» 586
11.4.1.13. Metodo di NeSmith (2002).....	» 586
11.4.1.14. Metodo del Florida Department of Transportation (2005)	» 587
11.4.1.15. Determinazione dei valori di <i>N</i> rappresentativi	» 588
11.4.1.16. Metodo del Texas Department of Transportation (da prove TCP).....	» 589
11.4.2. Stima della capacità portante da prove CPT e CPTU	» 590
11.4.2.1. Metodo di Aoki e Velloso (1975)	» 590
11.4.2.2. Metodo di Schmertmann (1978).....	» 591
11.4.2.3. Metodo Penpile (1978)	» 595
11.4.2.4. Metodo di de Ruiter e Beringen (metodo olandese, 1979).....	» 595
11.4.2.5. Metodo di Philipponat (1980).....	» 596
11.4.2.6. Metodo di Price e Wardle (1982)	» 596
11.4.2.7. Metodo di Tumay e Fakhroo (1982).....	» 597
11.4.2.8. Metodo di Bustamante e Ghaneselli, LCPC (1982).....	» 598
11.4.2.9. Metodo di Meyerhof (1983)	» 604
11.4.2.10. DIN 4014 (1990).....	» 604
11.4.2.11. Metodo di Viggiani (1993)	» 606
11.4.2.12. Metodo del Politecnico di Torino (1995)	» 606
11.4.2.13. Metodo di Alsamman (1995)	» 607
11.4.2.14. Metodo di Almeida (1996)	» 608
11.4.2.15. Metodo di Eslami e Fellenius (1996)	» 609
11.4.2.16. Metodo Eurocodice 3 (1997, 1999)	» 610
11.4.2.17. Metodo ERTC 3 (1997).....	» 613
11.4.2.18. Metodo di Holeyman (1997).....	» 613
11.4.2.19. Metodo di Mandolini (1997).....	» 615
11.4.2.20. Metodo di Takesue (1998)	» 615
11.4.2.21. Metodo dell'Imperial College di Londra (1996, 2005)	» 616

11.4.2.22. Metodo di NeSmith (2002)	»	618
11.4.2.23. Metodo Fugro (2004, 2005)	»	619
11.4.2.24. Metodo NGI (2004, 2005)	»	620
11.4.2.25. Metodo UWA (2004, 2005, 2007)	»	621
11.4.2.26. Metodo di Togliani (2007, 2009)	»	622
11.4.2.27. Influenza della presenza di uno strato rigido presso la punta del palo.....	»	624
11.4.3. Stima della capacità portante da prove DTM.....	»	624
11.4.4. Stima della capacità portante da prove pressiometriche	»	625
11.4.4.1. Pressiometro Ménard	»	625
11.4.4.2. Pressiocono	»	627
11.4.5. Raffronti tra portata calcolata dai metodi e portata misurata in prove di carico	»	628
11.5. Cedimenti di fondazioni su pali.....	»	637
11.5.1. Cedimento di un palo singolo dalla prova pressiometrica	»	637
11.5.2. Curva carico-cedimenti per palo singolo dalla prova pressiometrica	»	638
11.5.3. Cedimento di pali in gruppo da prove SPT	»	642
11.5.4. Cedimento di pali in gruppo da prove CPT	»	645
11.6. Pali caricati lateralmente	»	646
11.6.1. Valutazione dello spostamento laterale in un palo dalla prova PMT.....	»	646
11.6.1.1. Soluzione di Ménard (1969)	»	646
11.6.1.2. Soluzione di Campanella (1983).....	»	647
11.6.2. Valutazione della forza laterale massima in un palo dalla prova PMT	»	650
11.6.3. Curve P - y dalla prova dilatometrica	»	651
11.6.3.1. Terreni coesivi.....	»	652
11.6.3.2. Terreni incoerenti	»	653
11.7. Riferimenti bibliografici	»	654
<i>Prontuario formule</i>	»	659

PREMESSA

Lentamente, ma inesorabilmente, la determinazione delle proprietà geotecniche di un terreno (cioè quelle caratteristiche che permettono di caratterizzare il suo comportamento fisico e meccanico allorché insorgono variazioni nel suo stato tensionale, dovute sia a cause naturali sia antropiche) sta passando dalle prove eseguite in laboratorio, per lo più lente e onerose e che implicano obbligatoriamente le spese di un'indagine geognostica preliminare da articolarsi attraverso sondaggi e prelievo di campioni sia disturbati sia indisturbati, alle prove eseguite direttamente in sito mediante attrezzature di prova relativamente semplici, economiche e soprattutto affidabili e che permettono, attraverso un continuo sforzo della comunità accademica e scientifica nazionale e internazionale, di applicare in modo proficuo correlazioni fra i valori misurati nelle prove eseguite in posto sia in maniera indiretta, cioè risalendo alle stesse proprietà misurabili nelle prove di laboratorio, sia in maniera diretta, cioè applicando direttamente il valore o i valori misurati in sito alla risoluzione dei problemi tecnici applicativi che, nel presente libro, sono in massimo grado quelli fondazionali (capacità portante e cedimenti di fondazioni dirette e di fondazioni su pali).

La causa principale di questa trasformazione è legata sia alla natura particolare di alcuni suoli, come le sabbie e le ghiaie, che richiedono tecniche di prelievo molto costose (si pensi alle tecniche di congelamento) non sostenibili al di fuori di ricerche scientifiche, sia ai sempre più crescenti oneri per l'esecuzione di campagne di indagini preliminari, sostenibili solo per progetti di una certa importanza.

Altri fattori che hanno permesso lo sviluppo delle prove in sito sono certamente la velocità di esecuzione e la relativa semplicità di interpretazione.

È doveroso premettere che lo scopo di questo testo non è tanto il presentare o ricordare le modalità di esecuzione delle varie prove in sito di più comune utilizzo¹, quanto fornire a tutti gli interessati una guida organica alle varie correlazioni esistenti in letteratura relative alle proprietà geotecniche derivabili dalle principali prove e alla loro applicazione pratica. Il presente lavoro è da ritenersi non un testo didattico, ma, sostanzialmente, un manuale applicativo pratico, una sintesi di un'esperienza professionale iniziata nel lontano 1962 nel Laboratorio Geotecnico della Ing. Giovanni Rodio S.p.A. e sviluppatasi negli anni successivi in Italia e soprattutto all'estero.

Nell'esposizione degli argomenti si è cercato di riassumere lo stato dell'arte sull'interpretazione delle più conosciute prove geotecniche in sito – dinamiche (SPT e DP), statiche (CPT), statiche con

¹ Già ottimamente descritte nei testi di F. Cestari (*Prove Geotecniche in Sito*, edizioni Geo-Graph s.n.c., Segrate, 1996-2005) e di M. Tanzini (*L'Indagine Geotecnica*, Dario Flaccovio Editore, 2002) e/o contenute nelle Raccomandazioni dell'Associazione Geotecnica Italiana.

piezocono (CPTU), dilatometriche (DMT), pressiometriche (PMT), scissometriche (VST) – attraverso un esame sintetico delle metodologie relative e ricercando le correlazioni di più recente proposizione temporale (fino al 2009). Inoltre si è tentato di sintetizzare puntualmente i fondamenti dell'analisi geotecnica delle fondazioni dirette e su pali, sia applicando alle più recenti teorie della meccanica delle terre i parametri geotecnici calcolati, sia utilizzando direttamente il risultato della prova in sito, accompagnando il tutto con esempi, raffronti tra i vari metodi di calcolo ed estesi riferimenti bibliografici.

LISTA DEI PRINCIPALI SIMBOLI USATI NELL'INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO

Capitoli 1 ÷ 9

B_q	= rapporto di pressione nei pori
c'	= coesione in termini di sforzi efficaci
C_c	= indice di compressibilità edometrica
C_h	= coefficiente di consolidamento orizzontale
CPT	= acronimo per prova penetrometrica statica
CPTE	= acronimo per prova penetrometrica statica con punta elettrica
CPTM	= acronimo per prova penetrometrica statica con punta meccanica
CPTU	= acronimo per prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono
C_r	= indice di ricomprensione edometrica
C_u	= coefficiente di uniformità granulometrica
C_v	= coefficiente di consolidamento
d	= diametro (indicato anche con D)
D	= rapporto di smorzamento (parametri dinamici)
D_{10}	= diametro dei grani corrispondente al 10% del passante della curva granulometrica
D_{15}	= diametro dei grani corrispondente al 15% del passante della curva granulometrica
D_{30}	= diametro dei grani corrispondente al 30% del passante della curva granulometrica
D_{50}	= diametro dei grani corrispondente al 50% del passante della curva granulometrica
D_{60}	= diametro dei grani corrispondente al 60% del passante della curva granulometrica
DMT	= acronimo per prova dilatometrica
DP	= acronimo per prova penetrometrica dinamica
DPH	= acronimo per DP pesante
DPL	= acronimo per DP leggera
DPM	= acronimo per DP media
DPSH	= acronimo per DP superpesante
D_R	= densità relativa
e	= indice dei vuoti
E	= modulo di elasticità (modulo di Young)
e_0	= indice dei vuoti naturale
E_0	= modulo di elasticità iniziale (a deformazione nulla)

E_{25}	= modulo di elasticità operativo al 25% della tensione deviatorica
E_{50}	= modulo di elasticità operativo al 50% della tensione deviatorica
E_D	= modulo dilatometrico (prova DMT)
E_M	= modulo pressimetrico
$e_{\max}$	= indice dei vuoti naturale massimo
$e_{\min}$	= indice dei vuoti naturale minimo
E_t	= modulo tangente operativo nella teoria di Janbu
E_u	= modulo di elasticità (modulo di Young) in condizioni non drenate
F	= rapporto d'attrito normalizzato
FC	= contenuto di fini
FR	= rapporto d'attrito f_s/q_c
f_s	= resistenza d'attrito laterale
G	= modulo di taglio
G_0	= modulo di taglio massimo iniziale (a basse deformazioni)
G_u	= modulo di taglio in condizioni non drenate
I_C	= indice di comportamento del terreno (prova CPT)
I_C	= indice di consistenza (parametro indice)
I_D	= indice dilatometrico
I_{GS}	= indice di composizione granulometrica
I_L	= indice di liquidità
I_P	= indice plastico
I_R	= indice di rigidezza
j	= esponente nella teoria di Janbu
k	= coefficiente di permeabilità
K_0	= coefficiente di spinta a riposo
K_a	= coefficiente di spinta attiva
K_D	= indice di spinta orizzontale (prova DMT)
k_h	= coefficiente di permeabilità orizzontale
K_p	= coefficiente di spinta passiva
m	= numero del modulo nella teoria di Janbu
M	= modulo di deformabilità
M	= parametro di stato critico (nella teoria Cam-Clay) = $(6 \sin \phi') / (3 - \sin \phi')$
m_v	= coefficiente di compressibilità volumetrica
N, N_{30}, N_{SPT}	= numero dei colpi per raggiungere l'infissione di 30 cm (15 + 15) nella prove SPT
$N_{1(60)}$	= numero di colpi N_{60} corretto per l'influenza della pressione litostatica
N_{60}	= numero di colpi N corretto per un'energia di battitura standardizzata del 60%

N_k	= fattore cono (prova CPT)
N_q	= coefficiente di capacità portante
OCR	= grado (rapporto) di sovraconsolidamento
p_0	= pressione a riposo (prova PMT)
p_0	= prima lettura dilatometrica corretta
p_1	= seconda lettura dilatometrica corretta
p_a	= pressione atmosferica ($\approx 1 \text{ kg/cm}^2$, 100 kPa, 0,1 MPa)
p_f	= pressione di fluage (prova PMT)
p_l	= pressione limite (prova PMT)
PMT	= acronimo per prova pressiometrica
Q	= resistenza alla punta normalizzata
q_c	= resistenza alla punta statica
q_{c1}	= resistenza alla punta statica normalizzata per la pressione litostatica
q_d	= resistenza dinamica
q_t	= resistenza alla punta statica corretta
r, R	= raggio
r_d	= resistenza dinamica
SBT	= indice di comportamento del terreno (<i>soil behaviour type index</i>) (prova CPT)
SCN	= <i>soil characterization number</i> (indice di caratterizzazione del terreno) (prova CPT)
SPT	= acronimo per <i>Standard Penetration Test</i>
S_t	= sensitività del terreno
S_u	= resistenza al taglio non drenata
$S_{u(VT)}$	= resistenza al taglio non drenata determinata dalla prova VST
t	= tempo
T, T^*	= <i>time factor</i> (fattore tempo dalla teoria della consolidazione)
t_{50}	= tempo per raggiungere il 50% del consolidamento
u	= pressione nei pori (indicata anche con U)
u_0	= pressione nei pori in sito
u_1	= pressione nei pori misurata in posizione 1 (prova CPTU)
u_2	= pressione nei pori misurata in posizione 2 (prova CPTU)
u_3	= pressione nei pori misurata in posizione 3 (prova CPTU)
V_p	= velocità delle onde sismiche longitudinali
V_s	= velocità delle onde sismiche di taglio
V_{s1}	= velocità delle onde sismiche di taglio normalizzata per la pressione litostatica
VST	= acronimo per prova scissometrica (<i>Vane Shear Test</i>)

W_L	= limite liquido
W_N	= umidità naturale
W_P	= limite plastico
z	= profondità
γ	= deformazione volumetrica (parametri dinamici)
γ	= peso di volume
γ'	= peso di volume immerso
γ_d	= peso di volume secco
$\gamma_{\max}$	= peso di volume massimo
$\gamma_{\min}$	= peso di volume minimo
γ_r	= deformazione volumetrica di soglia (parametri dinamici)
γ_{sat}	= peso di volume saturo
γ_w	= peso di volume dell'acqua
Δu	= eccesso di pressione nei pori
ε	= deformazione
Λ	= parametro di stato nella teoria della Cam-Clay = 0,8
ν	= coefficiente di Poisson
ν_u	= coefficiente di Poisson in condizioni non drenate
ρ	= densità di massa
σ'_v	= pressione litostatica efficace
$\sigma_1 - \sigma_3$	= tensione deviatorica
σ_1	= tensione principale maggiore
σ_2	= tensione principale intermedia
σ_3	= tensione principale minore
σ_h	= pressione litostatica totale orizzontale
σ_m	= tensione efficace media
σ_p	= pressione di preconsolidamento (pressione a cui è stato sottoposto il terreno in passato)
σ_v	= pressione litostatica totale verticale
τ	= resistenza al taglio
ϕ	= angolo d'attrito (indicato anche con ϕ')
ϕ_p	= angolo d'attrito di picco
ϕ_r	= angolo d'attrito residuo
ϕ_{vc}	= angolo d'attrito a volume costante
ψ	= angolo di dilatanza.

Capitoli 10 ÷ 11

A	= area
A_b	= area della base di un palo
B	= larghezza della fondazione
c, c'	= coesione
C_c	= indice di compressibilità edometrica
CFA	= acronimo per pali trivellati eseguiti con elica continua
cosh	= coseno iperbolico
COV	= coefficiente di variazione statistica (media/deviazione standard)
C_r	= indice di ricomprensione edometrica
C_v	= coefficiente di consolidamento
D_b	= diametro della base di un palo
D_f	= profondità di posa della fondazione
D_R	= densità relativa
e	= eccentricità dell'azione (pali caricati lateralmente)
e	= efficienza di una palificata
e	= indice dei vuoti
E	= modulo di elasticità (modulo di Young)
e, exp	= esponenziale
e_0	= indice dei vuoti naturale
E_c	= modulo di elasticità del materiale costituente il palo
E_D	= modulo dilatometrico (prova DMT)
E_m	= modulo di elasticità di un ammasso roccioso
E_M	= modulo pressiometrico
E_p	= modulo di elasticità di un palo
E_s	= modulo di elasticità operativo
ESA	= acronimo per <i>Effective Stress Analysis</i> (analisi in termini di sforzi efficaci)
f_s	= resistenza d'attrito laterale (dalla prova CPT)
G	= modulo di taglio
G_0	= modulo di taglio iniziale (a basse deformazioni)
G_b	= modulo di taglio alla base del palo
H	= forza orizzontale
H	= spessore di uno strato (a volte, dove specificato, indica la lunghezza di un palo)
H_u	= resistenza laterale ultima

I	= coefficienti di influenza
I_D	= indice dilatometrico del terreno
I_L	= indice di liquidità
I_P	= indice plastico
I_R	= indice di rigidità
I_{RC}	= indice di rigidità critico
I_{RR}	= indice di rigidità ridotto
k	= coefficiente di permeabilità
K_0	= coefficiente di spinta a riposo
K_a	= coefficiente di spinta attiva
K_p	= coefficiente di spinta passiva
L	= larghezza della fondazione, lunghezza di un palo
$\ln$	= logaritmo naturale
$\log$	= logaritmo decimale
M	= momento
M	= parametro di stato critico (teoria Cam-Clay) = $(6 \sin \phi') / (3 - \sin \phi')$
m	= numero del modulo nella teoria di Janbu
m_v	= coefficiente di compressibilità volumetrica
M_y	= momento di plasticizzazione
N, N_{SPT}	= numero dei colpi della prova SPT
$N_{1(60)}$	= numero di colpi N_{60} corretto per l'influenza della pressione litostatica
N_{60}	= numero di colpi N corretto per un'energia di battitura standardizzata del 60%
N_b	= valore di N misurato alla base del palo
N_c	= coefficiente di capacità portante, funzione di ϕ
N_q	= coefficiente di capacità portante, funzione di ϕ
N_s	= valore di N misurato lungo il fusto del palo
N_γ	= coefficiente di capacità portante, funzione di ϕ
N_ϕ	= $\tan^2(45 + \phi/2)$
OCR	= grado (rapporto) di sovraconsolidamento
P	= perimetro
p	= pressione
p_0	= prima lettura dilatometrica corretta
p_1	= seconda lettura dilatometrica corretta
p_a	= pressione atmosferica ($\approx 1 \text{ kg/cm}^2$, 100 kPa, 0,1 MPa)
p_l	= pressione limite (prova PMT)
q	= sovraccarico, carico applicato

q_a	= portata ammissibile
Q_a	= portata limite di attrito (fusto del palo) [a volte indicata con Q_s]
Q_b	= portata limite di punta (base del palo)
q_b	= resistenza limite unitaria alla base del palo
q_c	= resistenza alla punta statica
q_{cm}	= resistenza alla punta statica media
Q_d	= carico di progetto su un palo
Q_g	= portata di un gruppo di pali
q_s	= resistenza limite per attrito lungo il fusto del palo
q_t	= resistenza alla punta statica corretta
q_u	= capacità portante limite (fondazioni dirette)
Q_u	= portata limite di un palo
q_u	= resistenza a compressione monoassiale di una roccia
r, R	= raggio
s	= cedimento
S_u	= resistenza al taglio non drenata
t	= tempo
$\tanh$	= tangente iperbolica
TSA	= acronimo per <i>Total Stress Analysis</i> (analisi in termini di sforzi totali)
u	= pressione nei pori
u_0	= pressione nei pori in sito
u_2	= pressione nei pori misurata in posizione 2 (dalla prova CPTU)
V	= forza verticale
V_p	= velocità delle onde sismiche longitudinali
V_s	= velocità delle onde sismiche di taglio
w	= cedimento
y	= spostamento laterale di un palo
z, Z	= profondità
α	= parametro per il calcolo della resistenza laterale di un palo, metodo TSA
β	= parametro per il calcolo della resistenza laterale di un palo, metodo ESA
γ	= peso di volume
γ'	= peso di volume immerso
γ_{sat}	= peso di volume saturo
γ_w	= peso di volume dell'acqua

δ	= angolo d'attrito palo-terreno
Δu	= eccesso di pressione nei pori
ε	= deformazione
θ	= rotazione
λ	= parametro per il calcolo della resistenza laterale di un palo, metodo λ (terreni argillosi)
ν	= coefficiente di Poisson
ξ	= coefficiente correttivo
π	= 3,14159
ρ	= densità di massa
σ'_{vb}	= pressione di preconsolidamento (pressione a cui è stato sottoposto il terreno in passato)
σ'_v	= pressione litostatica efficace
	= pressione litostatica efficace alla base del palo
D_s	= incremento della pressione dovuto al carico
σ'_h	= pressione litostatica efficace orizzontale
ϕ	= angolo d'attrito (indicato anche con ϕ')
ψ	= angolo di dilatanza
ω	= conicità di un palo sulla verticale.

CAPITOLO 1

STATO ATTUALE DELLE METODOLOGIE DI INDAGINE IN SITU

1.1. GENERALITÀ

I terreni sono miscele di elementi molto complesse, caratterizzate dimensionalmente nel loro comportamento nello spazio (x, y, z) e nel tempo. Gli aspetti legati allo stato tensionale iniziale, alla rigidità non lineare, alla resistenza al taglio, all'anisotropia, alle caratteristiche di drenaggio e alle proprietà reologiche, costituiscono una sfida formidabile per chi è incaricato di eseguire una caratterizzazione geotecnica accettabile e utilizzabile nella pratica.

Un'investigazione accurata di una particolare formazione geologica deve considerare lo stato iniziale anisotropico-preconsolidato delle tensioni geostatiche, il comportamento non lineare delle caratteristiche di resistenza legate alle tensioni-deformazioni, ai percorsi di flusso e al comportamento del flusso in condizioni asciutte/sature, drenate/non drenate e anche in condizioni di parziale saturazione.

Per giungere a un modello integrato globale del comportamento di un terreno, si dovrebbe seguire un percorso (figura 1.1) difficilmente riscontabile nella pratica per ragioni di costo e di tempo.

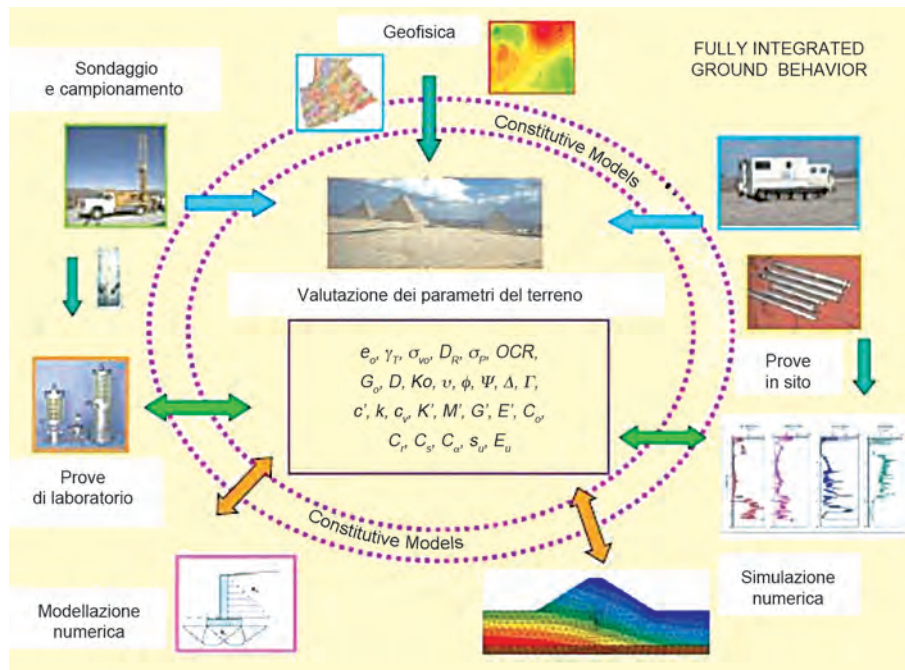


Figura 1.1. Progetto integrato nelle analisi geotecniche (da Mayne, 2004)

Lo scopo di un'indagine geotecnica (in senso lato) è quello di fornire tutte le informazioni utili a definire una caratterizzazione di tutti quei parametri che entrano nelle leggi costitutive di un modello adatto al problema in esame. La tabella 1.1 esemplifica ad esempio le informazioni richieste per un corretto approccio alle problematiche legate alle tipologie fondazionali.

Tabella 1.1. Informazioni richieste per un corretto approccio alle problematiche legate alle tipologie fondazionali

Fondazioni	Informazioni richieste
Dirette	Profilo stratigrafico
	Parametri di resistenza al taglio
	Parametri di compressibilità
	Storia dello stato tensionale
Profonde	Profilo stratigrafico
	Parametri di resistenza al taglio
	Parametri di attrito all'interfaccia terreno-palo
	Parametri di compressibilità
	Coefficienti di spinta orizzontale

Per ricavare i parametri indicativi richiesti, le possibili soluzioni sono sostanzialmente due:

1. eseguire prove di laboratorio su campioni indisturbati prelevati nel corso di una campagna di sondaggi geognostici;
2. ricorrere a prove in sito per la determinazione di tali parametri.

La prima soluzione, pur presentando validi vantaggi (ricostruzione esatta del percorso tensionale, condizioni al contorno ben definite), è molto onerosa in termini di costo e di tempo ed è inoltre soggetta a errori, legati principalmente all'immane stato di disturbo¹ del cosiddetto *campione indisturbato*, al metodo di prova e a errori umani, nonché ad altri fattori legati alla variabilità spaziale delle proprietà di un terreno nei depositi naturali².

La seconda soluzione, invece, permette di sottoporre a prova le terre nel loro stato tensionale naturale e talvolta anche di tener conto delle influenze dovute alla struttura e all'età delle formazioni che si succedono in loco. Le prove in sito, o almeno alcune di loro, consentono inoltre di:

- identificare nel dettaglio la variabilità spaziale e i limiti di strato, a condizione che le stesse siano accuratamente pianificate;
- analizzare terreni in cui il prelievo di campioni è impossibile o ottenibile solo a costi molto alti (ad esempio con tecniche di congelamento);
- ridurre sia i costi sia i tempi.

Una corretta applicazione e interpretazione delle prove in sito dovrebbe permettere di selezionare razionalmente l'eventuale integrazione e convalida dei dati con sondaggi di taratura e prove di laboratorio a seguito di un campionamento mirato. È evidente che l'uso combinato dei due meto-

¹ Lo stato di disturbo può essere causato dalle condizioni di prelievo, dall'utilizzo errato del tipo di campionatore, dal detensionamento del campione, dal disturbo dovuto al trasporto e dall'apertura del campione.

² Prevost e Popescu, 1996.

di fornisce un potente strumento di lavoro nel trovare una soluzione al problema geotecnico³. Una possibile razionalizzazione delle indagini potrebbe seguire il percorso indicato da Robertson (1998), esplicitato dal diagramma di flusso della figura 1.2.

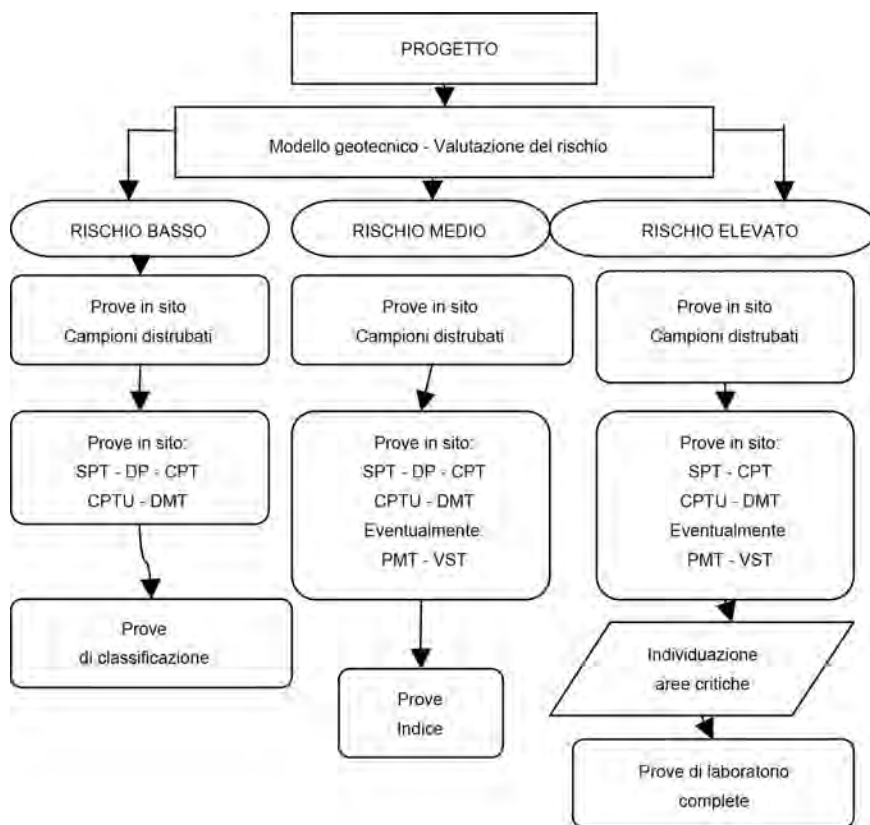


Figura 1.2
Diagramma di flusso
raffigurante il percorso
di razionalizzazione
delle indagini indicato
da Robertson

L'impulso dato negli ultimi anni alla ricerca di nuovi metodi per determinare quanti più parametri possibili in situ ha portato allo sviluppo di più di 20 tipologie di prove. Al XVII Congresso internazionale di Meccanica delle terre e Ingegneria delle fondazioni, tenutosi ad Alessandria d'Egitto nel 2009 (SOA-1: *Geomaterial behaviour and testing*), il professor Mayne ha presentato una diapositiva (figura 1.3) che riassume la nostra conoscenza sullo stato attuale delle metodologie di indagine.

Si può quindi affermare che la programmazione di un'indagine geognostica, qualsiasi finalità essa abbia, non può prescindere dalle prove in situ, alla cui corretta esecuzione e interpretazione sono affidate sempre più sia la caratterizzazione litologica sia la derivazione dei parametri geotecnici delle terre.

Relativamente alle sole prove più conosciute e più utilizzate, si può dire che sino agli anni '60 e '70 si eseguivano principalmente sondaggi con alcune prove in foro – SPT (*standard penetration*

³ Ghionna e Robertson, 1987.

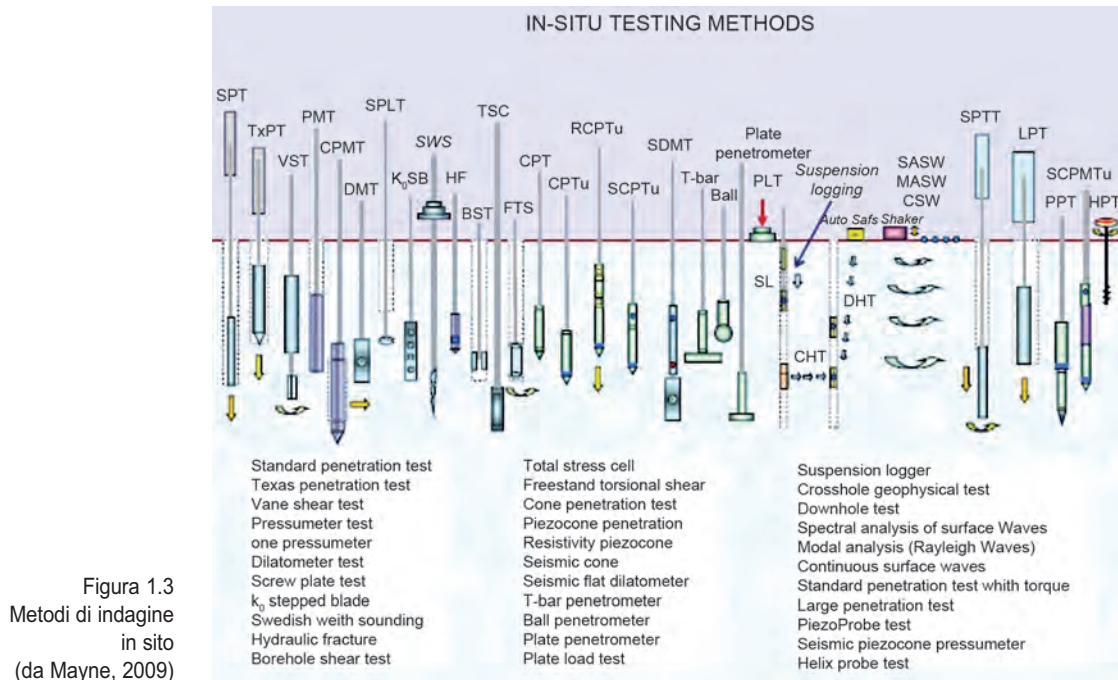


Figura 1.3
Metodi di indagine
in sito
(da Mayne, 2009)

test), VST (*vane shear test*) o prove scissometriche e/o prove dinamiche continue (in genere non standardizzate) – e la caratterizzazione geotecnica si basava al 90% sui risultati di analisi di laboratorio condotte su campioni indisturbati. Le informazioni ottenute, la cui qualità era strettamente legata al grado di disturbo dei campioni stessi, erano comunque puntuali, ma spesso in numero ridotto, visti gli alti costi, quindi insufficienti per preparare un modello fisico meccanico del sottosuolo veramente rappresentativo.

Nel decennio successivo il graduale affermarsi delle prove penetrometriche statiche e delle prove pressiometriche prima e delle prove dilatometriche poi, tutte capaci di fornire a costi relativamente contenuti una grande quantità di dati di cui era garantita la ripetibilità, ha in pratica ribaltato la situazione precedente. Infatti, il ricorso alle analisi di laboratorio, pur con le dovute eccezioni, si è progressivamente e fortemente ridotto.

Un buon numero di prove in sito è quindi oggi disponibile per la caratterizzazione di un terreno. Fra quelle di più comune impiego si citano le seguenti (figura 1.4):

- *standard penetration test* (SPT);
- prove penetrometriche dinamiche continue (DP);
- prove penetrometriche statiche meccaniche (CPTM);
- prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTE) o con piezocono (CPTU);
- prove penetrometriche statiche sismiche con piezocono (SCPTU);
- prove dilatometriche (DMT);
- prove dilatometriche sismiche (SDMT);
- prove pressiometriche (PMT);
- prove di taglio in sito con *vane test* (VST).

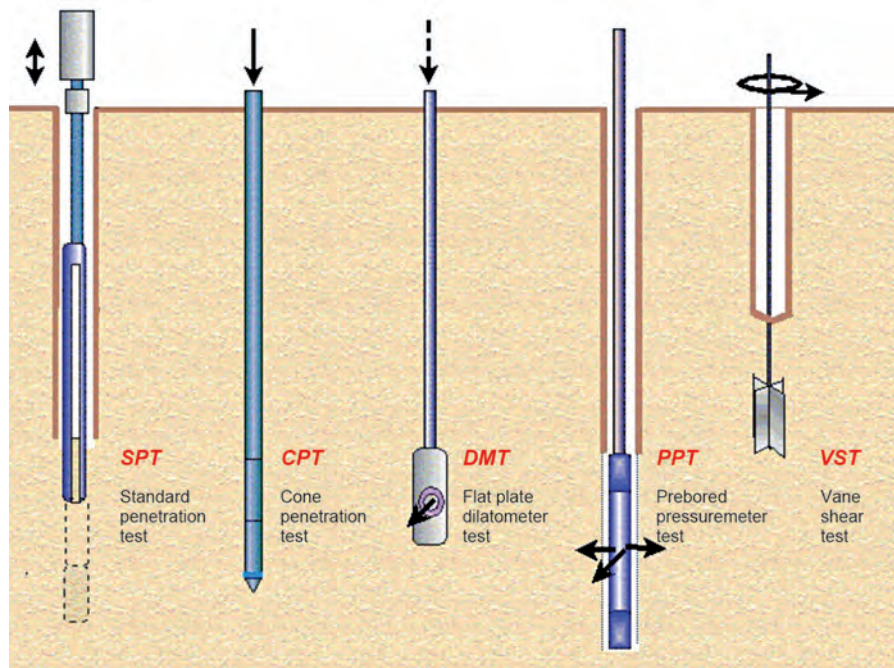


Figura 1.4
Metodi di indagine
in sito più utilizzati
(da <http://geosystems.ce.gatech.edu/Faculty/Mayne/Research/devices>)

Legate alla misura delle onde di taglio sono inoltre le prove sismiche eseguite in foro di sondaggio *downhole* (DHT) o *crosshole* (CHT), le prove di riflessione sismica (SRFL) e l'analisi spettrale delle onde superficiali (SASW). Per queste prove, l'interpretazione dei parametri del terreno può essere eseguita con correlazioni empiriche, con analisi in forma chiusa, con metodi numerici o sperimentali. Jamiolkowski e altri (1988) dividono l'interpretazione delle prove geotecniche in sito per la stima dei parametri geotecnici in tre grandi gruppi:

1. prove nelle quali il terreno segue percorsi tensionali molto simili a quelli reali (ad esempio prove con pressimetro autoperforante o prove sismiche). I parametri geotecnici si possono calcolare con soluzioni teoriche per mezzo di un modello appropriato relativamente alle condizioni di drenaggio e a alle relazioni sforzi-deformazione;
2. prove nelle quali il terreno segue percorsi tensionali diversi dalla realtà (ad esempio prove penetrometriche statiche con piezocono). Con delle ipotesi appropriate sulle condizioni di drenaggio e sulla relazione sforzi-deformazione, le soluzioni teoriche permettono la determinazione delle caratteristiche del terreno;
3. prove nelle quali il terreno segue percorsi tensionali diversi dalla realtà (ad esempio le prove SPT e le prove penetrometriche dinamiche e statiche). Con modelli adeguati sulle condizioni al contorno, i risultati delle prove si possono correlare empiricamente alle proprietà specifiche del terreno.

Nelle prove di uso più comune, la preferenza è per ovvi motivi accordata alle correlazioni empiriche, che hanno raggiunto grazie alle ricerche eseguite in tutto il mondo nel corso di alcuni decenni, un alto grado di affidabilità.

A volte si fa un uso indiscriminato di alcune prove in sito (in particolare prove penetrometriche dinamiche sia continue sia discontinue, SPT e DP), per problemi di costo o per abitudine, con la convinzione di poter estrapolare parametri geotecnici considerati attendibili in qualsiasi situazione litologica e indipendentemente dal seguire una procedura di esecuzione e interpretazione corretta. Tutto ciò avviene a scapito di prove ormai universalmente considerate a livello internazionale come le più idonee a fornire una risposta ampia a tutte le problematiche geotecniche con costi contenuti e uguali o di poco superiori (prove CPT, CPTU e DMT).

Riguardo all'attendibilità delle prove, S. Marchetti (2001) fornisce alcuni commenti che si riferiscono alle seguenti prove:

- prove di laboratorio;
- prove penetrometriche;
- prove pressiometriche;
- prove dilatometriche.

> PROVE DI LABORATORIO

L'affidabilità delle prove di laboratorio è ormai messa in discussione, almeno quella delle prove di routine, principalmente per il disturbo dei campioni e per le traumatiche modifiche nel percorso delle sollecitazioni passando dal terreno al laboratorio. Inoltre esse presentano alti costi e tempi elevati, per ottenere un basso numero di dati.

> PROVE PENETROMETRICHE

Le prove penetrometriche (SPT, DP, CPTM) sono veloci ed efficaci per valutare le condizioni a rottura del terreno e per identificare passaggi fra strati soffici e compatti. La loro attendibilità nel valutare i cedimenti non è stata sempre soddisfacente, non fornendo informazioni sulla storia tensionale, ed è stata messa in discussione da moltissimi autori dal 1986 a oggi.

> PROVE PRESSIOMETRICHE

Le prove pressiometriche rappresentano uno strumento di indagine molto accurato, purché le prove siano eseguite da un operatore scrupoloso nel seguire le procedure di prova e siano interpretate da un ingegnere con una vasta esperienza. Tali prove sono costose e forniscono dati non continui.

> PROVE DILATOMETRICHE

Le prove dilatometriche combinano la natura veloce, economica, non dipendente dall'operatore con una miniprova di carico sul terreno. In più la prova fornisce un parametro che riflette la storia dello stato tensionale (K_D), permettendo di stimare i cedimenti più accuratamente (circa 3 volte) delle prove penetrometriche. La prova DMT è inoltre basata sulla determinazione di due parametri e non di uno. Essendo più sensibile allo stato tensionale orizzontale, tale prova fornisce una dettagliata fotografia del sito relativa alla storia tensionale, alla stratigrafia del terreno e alla sua genesi geologica⁴.

⁴ Lo stesso si può dire delle prove CPTU e SCPTU.

Le correlazioni sviluppate da Marchetti, in particolare il modulo operativo M e la resistenza non drenata S_u , hanno una valenza universale, essendo state controllate in molte regioni del mondo, e in generale non richiedono calibrazioni specifiche. Il tempo di apprendimento delle modalità di prova e la semplicità dell'apparecchiatura si trasformano in bassi costi, affidabilità dell'attrezzatura e riproducibilità. Per quanto riguarda i singoli parametri geotecnici, nella tabella 1.2 si danno indicazioni sull'attendibilità (da Ghionna e Robertson, 1987, e Lunne, 1997, modificate) di ciascuna prova.

Tabella 1.2. Attendibilità delle prove

Prova	Parametri geotecnici											
	L	U	ϕ	S_u	D_R	M	C_v	C_h	E	G_0	K_0	OCR
SPT	10	0	6	3	6	3	0		3		0	3
DP	6	0	6	3	6	6	0		3		0	3
CPT	10	0	6	3	10	6	0		6		3	6
CPTU	10	10	6	6	10	10	10		6		6	10
DMT	10	6	10	10	4	10	10		6		6	10
VST	0	0	0	10	0	0	0		0		0	0

Legenda:

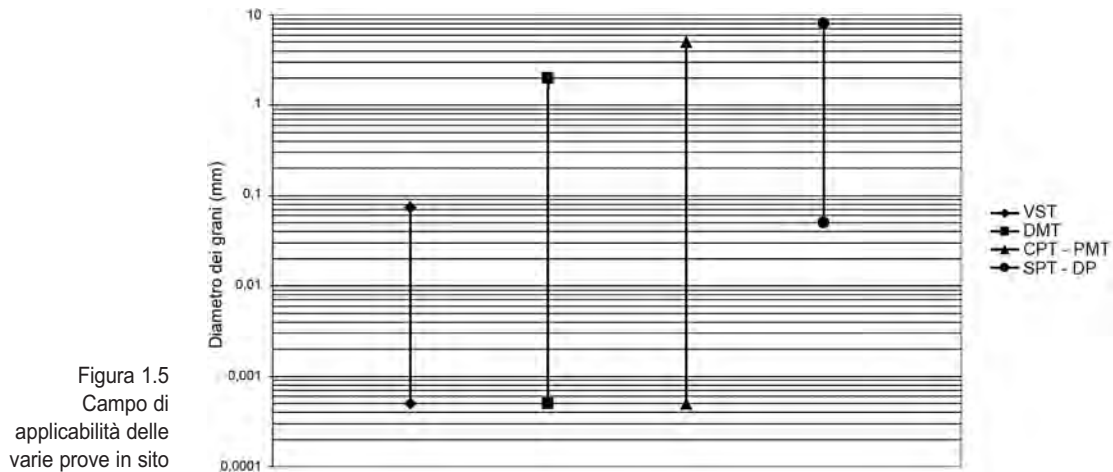
L = litologia; U = pressione nei pori; ϕ = angolo d'attrito; S_u = resistenza al taglio non drenata (coesione non drenata); D_R = indice di densità (densità relativa); M = modulo confinato; C_v e C_h = parametri di consolidamento; E e G_0 = moduli di Young e di taglio; K_0 = tensione orizzontale in sito; OCR = storia dello stato tensionale (grado di sovraconsolidamento); 10 = elevata attendibilità; 6 = discreta attendibilità; 3 = limitata attendibilità; 0 = nessuna attendibilità.

In base alle considerazioni appena esposte, si deve allora accogliere con favore l'inserimento nel mercato a livello nazionale di attrezzature che conglobano in una sola macchina dispositivi atti all'esecuzione di prove dinamiche, statiche e dilatometriche, in grado pertanto di adattarsi a ogni specifico problema.

Le correlazioni che legano il valore di un parametro geotecnico a una prova specifica sono principalmente correlazioni empiriche e nel loro utilizzo si devono sempre tenere presenti i seguenti aspetti:

- la correlazione scelta per interpretare il dato è valida solo per il tipo di dato usato per sviluppare la correlazione stessa (ad esempio, molte correlazioni sviluppate per le sabbie sono valide solo per sabbie uniformi, pulite, non cementate e si dovrebbe controllare la loro applicabilità anche a litologie diverse quali le sabbie limose);
- una correlazione fornisce una risposta approssimata e il dato calcolato è soggetto inevitabilmente a una componente di variabilità di cui si dovrebbe sempre tener conto;
- una correlazione sarà molto più accurata se adattata alle condizioni locali.

Nel presente lavoro numerose correlazioni sono riportate per la stessa tipologia di prova. Nella scelta del parametro a scopi progettuali si dovrà quindi tenere conto delle condizioni riportate per ogni correlazione e si dovrà avere l'avvertenza di valutare il valore numerico di un parametro con almeno due fra le correlazioni proposte. Nella pianificazione delle prove dovrebbero essere infine ben noti i limiti di applicabilità reali delle singole prove in funzione della granulometria dei terreni che si presume saranno attraversati (figura 1.5).



Un sommario delle potenzialità di applicazione delle varie prove è dato dalla tabella 1.3.

Prova	SPT	DP	CPTM	CPTE	CPTU	DMT
Tipo di terreno	Ghiaie e sabbie	Ghiaie e sabbie	Tutti escluse ghiaie grosse	Tutti escluse ghiaie grosse	Tutti escluse ghiaie grosse	Tutti escluse ghiaie grosse
Profilo stratigrafico	No	Sì, ogni 20 o 30 cm	Sì, ogni 20 cm	Sì, ogni 1 o 2 cm	Sì, ogni 1 o 2 cm	Sì, ogni 2 cm
Campioni	Sì	No	No	No	No	No
Sensibilità ai cambiamenti litologici	Buona	Buona	Buona	Ottima	Ottima	Ottima
Correlazioni empiriche per derivare i parametri	Sì	Sì	Sì	Sì	Sì	Sì
Interpretazione teorica per derivare i parametri	No	No	Sì	Sì	Sì	Sì
Possibilità di aggiungere altri sensori	No	No	No	No	Sì	Sì
Ripetibilità	Buona	Buona	Buona	Ottima	Ottima	Ottima

1.2. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Ghionna V.N. e Robertson P.K. (1987), *Capability of in-situ testing*, conferenze di geotecnica di Torino, Atti XIII Ciclo di conferenze su *Progettazione Geotecnica: Metodo di Calcolo e Parametri*.
- Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988), *New correlations of penetration test for design practice*, International Symposium on Penetration Test, 1.
- Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J. (1997), *Cone penetration testing in geotechnical practice*, Spon Press, 1997.
- Marchetti S. (2001), *Essentials DMT, a personal view*.
- Mayne P.W. (2004), *Current trends and challenges in in-situ testing*, Conference on Construction, Geotechnical and Flooding Issues related to Houston & Other Major Cities, CIGMAT-2004, University of Houston, Texas.
- Mayne P.W., Coop M., Springman S., Huang An-Bin, Zornber J. (2009), *SOA-1: Geomaterial behaviour and testing*, 17th ICSMGE 2009, Alessandria, Egitto.
- Prevost J.H. e Popescu R. (1996), *Constitutive relations for soil materials*, EJGE, Electronic journal of geotechnical engineering.

CAPITOLO 2

PRINCIPALI PROVE IN SITU

2.1. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (PROVA SPT)¹

Nel lontano 1902 Charles Gow sviluppò la pratica di infiggere un tubo cavo con diametro esterno da 1" (25 mm) per ricavarne dei campioni di terreno, dando così inizio al campionamento dinamico dei terreni.

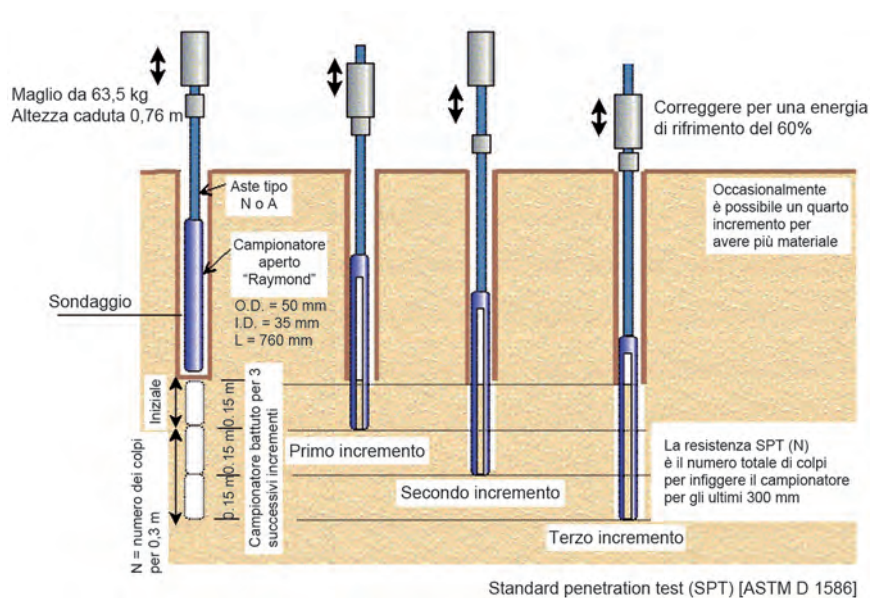


Figura 2.1
Standard penetration test (SPT) (da Mayne)

Nel 1927, in base al lavoro condotto in campagna da G. Fletcher e all'impulso dato alle indagini da H. Mohr (allora responsabile regionale della *Gow Company*, sussidiaria della *Raymond concrete pile*), fu progettato il primo campionatore da 2" (50 mm), per ottenere dei campioni in terreni sabbiosi (figura 2.2).

Nel 1930 si cominciò a standardizzare il metodo di prova, misurando la resistenza alla penetrazione del campionatore per un infissione di 12" (1 piede $\approx$ 30 cm) sotto il peso di un maglio da 63,5 kg che cadeva liberamente da 76,2 cm. Hvorslev nel 1949 mise a punto la versione defini-

¹ Le figure che illustrano nel dettaglio le varie procedure di prova sono cortesia del prof. P.W. Mayne, Geosystems Engineering Group, Georgia Institute of Technology, Atlanta, USA e sono presenti nel sito <http://geosystems.ce.gatech.edu/Faculty/Mayne/Research/index.html>.

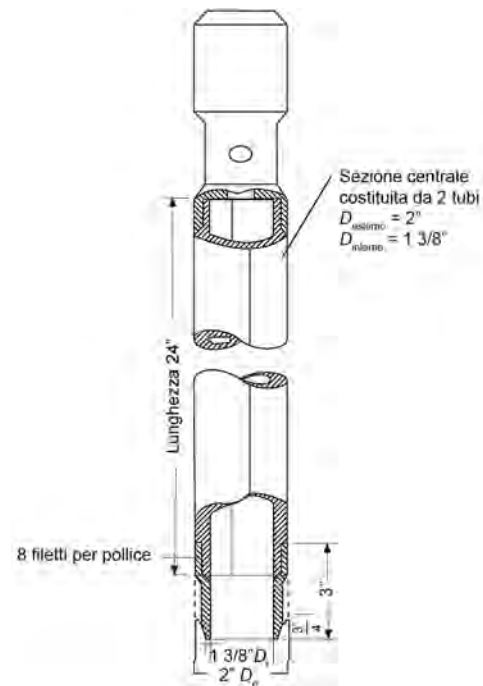


Figura 2.2
Primo campionatore SPT

tiva del campionatore e ne diede conto in un rapporto ormai classico sulle indagini e il campionamento dei terreni. Dopo numerosissime prove e raffronti, Terzaghi e Peck (1948) pubblicarono i loro risultati in un testo che è ormai da considerare un classico della letteratura geotecnica. Da allora la prova assunse rapidamente una diffusione largamente estesa e iniziò a essere oggetto di studi approfonditi (De Mello, 1971). L'attrezzatura ebbe una rapida evoluzione dal più antico dispositivo di sganciamento con cabestano e fune ai più recenti sistemi automatici e semiautomatici, rimanendo immutate le caratteristiche del maglio di battitura.

La prova SPT è certamente la più conosciuta e forse anche la più praticata al mondo. La sua popolarità è da attribuire a una serie di fattori, come il modestissimo investimento necessario per il suo acquisto, la possibilità di recuperare un campione di suolo riferibile all'intervallo di misura, la sua adattabilità a qualsiasi attrezzatura di perforazione, la semplicità d'uso e la rapidità di esecuzione. Lo svantaggio principale è legato al fatto che tale prova viene eseguita in un foro di sondaggio con conseguenti costi aggiuntivi².

2.1.1. Attrezzatura di prova

Le caratteristiche dell'attrezzatura di prova (figura 2.3), cioè maglio (*hammer*) da $63,5 \text{ kg} \pm 0,5 \text{ kg}$ e altezza di caduta (*height of fall*) $76 \text{ cm} \pm 1 \text{ cm}$, e lo schema esecutivo della prova sono oggetto di standardizzazione da parte delle competenti commissioni europee (EN ISO 22476-3:2005),

² Poter ottenere assieme a un numero anche un campione è utile, ma anche problematico, in quanto è difficile fare bene due cose contemporaneamente.

mentre una normativa è già da tempo operante negli Stati Uniti (ASTM D-1586-84) e a livello internazionale (Associazione geotecnica internazionale ISSMFE ISOPT 1-1988).



Figura 2.3
Attrezzatura di prova

L'energia indotta dal maglio in caduta libera deve essere trasmessa alla batteria di aste (*rod*) mediante una testa di battuta (*anvil*). La massa totale del complesso di battuta (maglio, guida di caduta dello stesso e testa di battuta) non deve superare 115 kg. Le aste devono possedere una rigidità tale da prevenire un loro svergolamento durante la battitura e devono avere una massa inferiore a 10 kg/m. Le aste devono essere dritte e vanno controllate periodicamente in sito. Quando misurate su tutta la lunghezza, la flessione deve essere inferiore a 1 : 1200. La batteria di aste deve collegare la testa di battuta a un campionatore (*split barrel sampler*, si veda la figura 2.4).



Figura 2.4
Campionatore SPT aperto

Le dimensioni che deve avere il campionatore sono indicate nella figura 2.5.

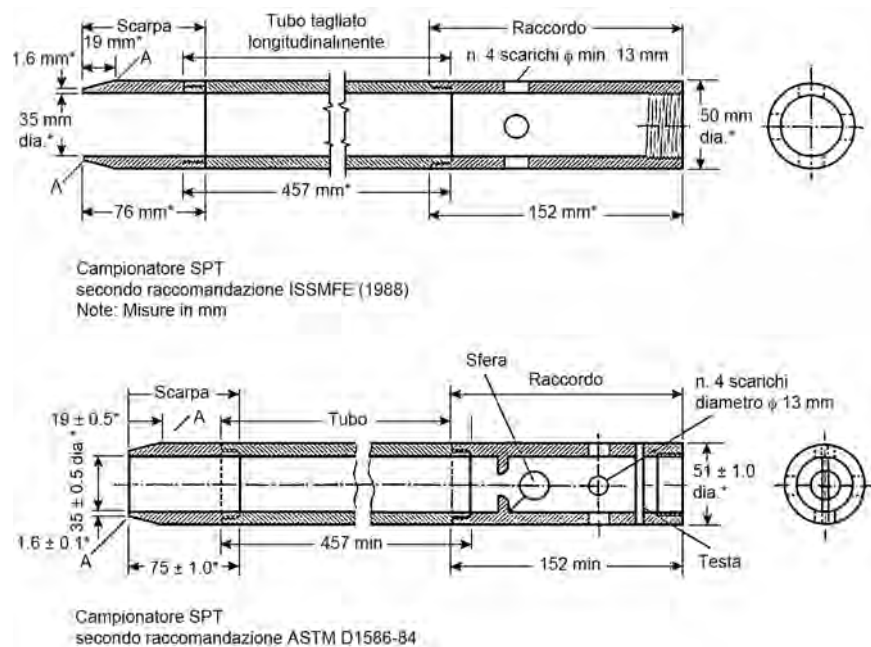


Figura 2.5
Tipi di campionatore SPT
(da Tanzini, 2002)

Il campionatore deve essere dotato di una valvola di non ritorno avente dimensioni tali da permettere il libero deflusso dell'acqua o del fango durante l'infissione. La presenza di un cilindro porta campione interno, con un diametro interno minimo di 35 mm, è facoltativa. Qualora sia impiegato, bisogna tenere presente che il suo utilizzo comporta un aumento dei valori di N misurati. Nel caso di terreni composti prevalentemente da ghiaia, la scarpa standard può essere sostituita con una punta conica con apertura di 60° . In questo caso si deve riportare sul foglio dei risultati la dicitura SPT(C).

Quali elementi opzionali si possono utilizzare un contatore automatico (meccanico o elettrico) del numero dei colpi e un misuratore della lunghezza di penetrazione mediante una scala posta sulle aste o dei sensori di misura. In quest'ultimo caso la loro sensibilità non deve essere inferiore a 1/100 della lunghezza misurata.

2.1.2. Procedura di prova

2.1.2.1. Controllo e calibrazione dell'attrezzatura

Prima di ogni serie di prove è necessario ispezionare il campionatore per essere certi delle sue condizioni. La linearità delle aste deve essere controllata all'inizio di ogni campagna di prove e almeno ogni 20 prove eseguite nel sito. L'altezza di caduta, l'assenza di attriti nella caduta libera del maglio, le condizioni della testa di battuta e il dispositivo meccanico di sganciamento devono essere controllati accuratamente per verificare il loro corretto funzionamento. Nel caso di utilizzo di un dispositivo di registrazione automatico, il suo corretto funzionamento deve essere ugualmente controllato.

La precisione degli strumenti di misura, se installati, deve essere controllata dopo qualsiasi danno e in ogni caso almeno ogni 6 mesi, se non diversamente specificato dal costruttore dell'apparecchiatura. I certificati di calibrazione devono essere sempre al seguito dell'attrezzatura.

2.1.2.2. Preparazione del foro di sondaggio

Il foro di sondaggio deve essere preparato per la profondità di prova prevista. La base del foro deve essere pulita con modalità tali da non disturbare il terreno interessato. Se la prova è eseguita al disotto della quota della falda, si deve sempre mantenere il livello del fluido nel foro sopra il livello idrostatico, così da assicurare l'equilibrio idraulico senza instaurare gradienti idraulici in risalita.

Il ritiro delle aste di perforazione deve essere eseguito lentamente, prevenendo eventuali fenomeni di suzione al fondo. Se la perforazione avviene con circolazione di fluido, si devono utilizzare scalpelli a getto laterale, evitando assolutamente quelli a getto assiale verso il basso.

Nel caso di utilizzo nella perforazione del rivestimento provvisorio, quest'ultimo non deve essere infisso al di sotto della profondità di inizio prova.

2.1.2.3. Esecuzione della prova

Il campionatore e la batteria di aste devono essere abbassati fino al fondo del foro, dopodiché si monta l'insieme di battitura. È importante annotare la penetrazione iniziale. Il valore di N (indice di resistenza alla penetrazione) è riferito al numero di colpi necessari per l'infissione di 15 + 15 cm ($N_1 + N_2$) del campionatore, misurati dopo una prima infissione dinamica di 15 cm (N_0) per il corretto posizionamento:

$$N = N_1 + N_2$$

La prova può essere considerata conclusa quando si raggiunge un numero totale di colpi pari a 50 ($N = 50$). In rocce tenere, tale valore può essere aumentato a 100. In terreni molto compatti o in rocce tenere, poiché la resistenza alla penetrazione è molto alta, si può annotare la penetrazione raggiunta dopo un prefissato numero di colpi (ad esempio $N = 100$ per 7 cm o $N = 20 + 80$ per 14 cm, a significare 20 colpi per i primi 15 cm di infissione vera e propria più 80 colpi per i successivi 14 cm). Se il campionatore affonda per il solo peso proprio del sistema di aste unito a quello del sistema di infissione, si deve annotare la penetrazione corrispondente.

In nessun caso bisogna permettere che il materiale raggiunga la valvola di non ritorno. Dopo l'estrazione della batteria di aste, il campionatore va aperto e i campioni rappresentativi del terreno, posti in contenitori sigillati e a tenuta di aria, possono essere inviati ai laboratori specializzati per l'esecuzione delle prove di identificazione e classificazione.

La prova, per essere significativa, dovrebbe essere eseguita a intervalli regolari di 1,5 m di profondità e per questo è da considerarsi discontinua. Si ricordi che la corretta procedura di prova per minimizzare il rimaneggiamento del fondo foro dovrebbe prevedere:

- arresto della perforazione almeno 2,5 m sopra la quota prevista di prova;
- approfondimento del foro fino alla quota di prova con l'impiego di fango bentonitico e un diametro di perforazione ≤ 100 mm.

2.1.2.4. Regole di sicurezza

Nell'eseguire la prova è indispensabile garantire il rispetto delle norme nazionali relative alla salute del personale e alla sicurezza delle attrezzature utilizzate. Per prove eseguite in spazi ristretti e confinati, si deve assicurare un'adeguata presenza di aria pulita.

2.1.2.5. Restituzione dei risultati

Per ogni prova eseguita deve essere fornito dall'esecutore un rapporto finale comprendente le seguenti voci:

- nome del cliente;
- nome dell'impresa esecutrice;
- lavoro o numero del progetto;
- nome e località del progetto;
- nome e firma dell'operatore che ha eseguito la prova;
- numero del sondaggio;
- schizzo di campagna della posizione del sondaggio;
- quota topografica riferita a un punto fisso;
- coordinate x , y , e z del sondaggio;
- esecuzione del sondaggio in terra o in acqua;
- metodo di perforazione e diametro del foro alla quota di prova;
- costruttore, modello e numero dell'attrezzatura di prova;
- tipo e diametro delle aste;
- tipo e dimensioni del maglio e del meccanismo di rilascio e peso della testa di battuta;
- tipo di campionatore;
- tipo di punta conica (se utilizzata);
- rapporto di energia trasmessa e sua calibrazione;
- data e numero di prova;
- documentazione sul controllo dell'attrezzatura (punto 2.1.2.1);
- rapporto della prova con indicate:
 - profondità di prova e relativo valore di N e, se richiesto, di N_0 , N_1 , N_2 ;
 - se la prova è terminata dopo 50 (o 100) colpi, l'infissione corrispondente;
 - penetrazione del campionatore sotto il peso statico;
 - note sui campioni recuperati;
 - condizioni di falda statica o artesianica, se note;
 - livello del fluido durante la preparazione e l'esecuzione di ogni prova;
 - profondità della prova del rivestimento;
 - condizioni meteorologiche;
 - eventi inusuali registrati durante le operazioni di prova;
 - osservazioni sullo stato del campionatore e/o delle aste;
 - tutte le interruzioni avvenute nella prova, con durata e cambiamento delle aste;
 - motivazioni per un imprevisto termine della prova;
 - modalità di riempimento del foro, se richieste.

Il rapporto finale deve inoltre contenere:

- rapporto di campagna (in forma grafica o su supporto magnetico);
- presentazione grafica dei risultati;
- fattori di correzione applicati e il valore di N corretto;
- grafico dell'andamento di N e, se applicabile, di N corretto, con la profondità;
- qualsiasi limitazione nell'uso dei dati presentati (irrilevanti, insufficienti, inaccurati);
- nome e firma del responsabile di campagna.

È fondamentale che i risultati siano forniti in maniera chiara, così da permettere a terze persone di controllarli e comprenderli.

2.1.2.6. Fattori di correzione per la normalizzazione di N

Se la prova viene eseguita in sabbie fini e limose sotto falda e se il grado di addensamento misurato del terreno risulta alto ($N > 15$), il primo fattore di correzione al valore di N si applica secondo la seguente equazione:

$$N = 15 + \frac{N - 15}{2}$$

dove N = numero di colpi misurato nella prova.

Ai fini della normalizzazione di N , nel corso degli anni ci si è resi conto che le differenze nelle varie attrezzature utilizzate in molti paesi portano a risultati non omogenei e discordanti tra loro (Goble, 1995). Tali differenze sono principalmente da imputare alla preparazione del fondo foro nel sondaggio, al diametro di quest'ultimo, al metodo di infissione delle aste (con cabestano e fune o con sganciamento automatico), alla lunghezza delle aste, al metodo di campionamento e, soprattutto, all'energia efficace trasmessa dal sistema di infissione delle aste.

Per cercare di uniformare e standardizzare i risultati, Skempton (1986) propone una serie di fattori di correzione da applicare al valore di N misurato in sito, riportando il valore di N a un'energia standardizzata al 60%³ secondo la seguente equazione:

$$N_{60} = N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_R$$

e con la seguente equazione:

$$C_E = E_R/60$$

dove

N = numero dei colpi per l'affondamento di 30 cm misurato nella prova

N_{60} = valore di N corretto per un efficienza del 60%

C_E = correzione per il rapporto di energia

C_B = correzione per il diametro del foro

C_S = correzione per il metodo di campionamento

C_R = correzione per la lunghezza delle aste

E_R = rendimento del sistema di battitura secondo la norma ASTM D-4633-86.

³ Le energie attualmente fornite dai vari sistemi variano dal 45% all'80% (Massarsch), fino al 98% (Tsai et al.).

La misura di E_R , obbligatoria negli Stati Uniti e in altri paesi non europei per l'omologazione dell'attrezzatura e codificata internazionalmente dalla ISSMFE (1988) e ora anche dalle norme europee (EN ISO 22476-3:2005), deve essere eseguita con apposita strumentazione: per esempio con l'SPT analyzer (figura 2.6) messo a punto dalla Pile Dynamics Inc. dopo numerose sperimentazioni teoriche e pratiche che ne hanno confermato la validità d'uso (Abou-Matar e Goble, 1995 e Goble, 1995).



Figura 2.6
SPT analyzer (da Aggour
e Radding, 2001)

Gli altri fattori correttivi prendono i valori elencati nelle tabelle 2.1, 2.2 e 2.3.

Tabella 2.1. Correzione per il diametro del foro

Diametro del sondaggio (mm)	C_B
65 ÷ 115	1,00
150	1,05
200	1,15

Tabella 2.2. Correzione per il metodo di campionamento

Campionatore	C_S
Standard	1,00
Con portacampioni (sabbie dense)	0,8
Con portacampioni (sabbie sciolte)	0,9

Tabella 2.3. Correzione per la lunghezza delle aste

Lunghezza delle aste sotto la testa di battuta (m)	C_R
3 ÷ 4	0,75
4 ÷ 6	0,85
6 ÷ 10	0,95
> 10	1,00

Il valore di N_{60} così ottenuto va normalizzato per la pressione litostatica efficace, al fine di poter comparare prove eseguite a profondità diverse. Gli effetti della pressione di confinamento nelle sabbie possono essere presi in considerazione applicando al valore di N un fattore di correzione C_N , funzione del tipo di sabbia e della sua densità relativa (tabella 2.4).

Tabella 2.4. Fattore di correzione C_N

Tipo di sabbia	Indice di densità I_D (%)	Fattore di correzione C_N
Normalconsolidata	40 ÷ 60	$200/(100 + \sigma'_v)^{(*)}$
	60 ÷ 80	$300/(200 + \sigma'_v)$
Sovraconsolidata	—	$170/(70 + \sigma'_v)$

(*) σ'_v = tensione litostatica efficace (kPa)

Un altro metodo di valutazione di C_N , più utilizzato rispetto ai precedenti, è quello proposto da Liao e Whitman (esprimendo la tensione litostatica efficace σ'_v in kPa):

$$C_N = \sqrt{\frac{98,1}{\sigma'_v}}$$

Si noti che il valore di C_N nell'applicazione pratica non può essere superiore a 2,0 e preferibilmente non deve essere superiore a 1,5. La correzione C_N va applicata solo per il calcolo della densità relativa e dell'angolo d'attrito, quindi non va applicata per il calcolo della resistenza al taglio non drenata e dei parametri di deformabilità. La resistenza normalizzata è allora la seguente:

$$N_{1(60)} = C_N \cdot N_{60}$$

dove $N_{1(60)}$ = valore di N_{60} corretto per la litostatica.

2.1.2.7. Determinazione di E_R

La determinazione dell'energia trasmessa dalle aste può essere fatta mediante una sezione strumentata sulla prima asta posta a una distanza 10 volte superiore al diametro dell'asta stessa dalla testa di battuta. Uno schema indicativo della sezione strumentata è dato nella figura 2.7.

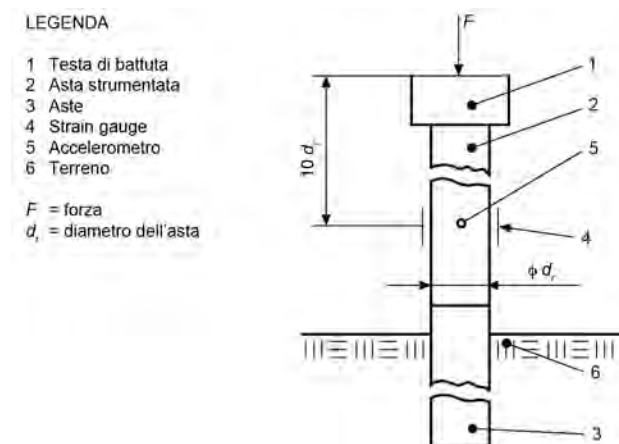


Figura 2.7
Asta strumentata
(da EN ISO 22476-3:2005 - Annesso B, modificata)

La figura 2.8 illustra un tratto della sezione strumentata messa in opera.



Figura 2.8
Particolare dell'asta
strumentata

Il dispositivo di misura prevede:

- un sistema per la misura dell'accelerazione verticale, con una risposta lineare fino a 5000 g;
- un sistema per la misura della deformazione assiale indotta sull'asta;
- uno strumento con una risoluzione superiore a $1,10^{-5}$ secondi per visualizzare, registrare e preprocessare il segnale;
- una centralina di elaborazione dati (processore dati e computer) che riceve i segnali a ogni colpo di maglio e li elabora restituendo i valori dell'energia corrispondente.

Gli *strain gauges* (sensori estensimetrici) devono essere distribuiti uniformemente sull'asta. Durante le misurazioni si deve controllare a ogni impatto il corretto funzionamento del dispositivo di misura e dei sensori, visualizzando i risultati. Si deve inoltre sempre verificare che i segnali emessi dall'accelerometro e dagli *strain gauges* siano nulli prima e dopo l'impatto. Le elaborazioni di calcolo devono seguire i seguenti passi:

1. la forza trasmessa alle aste è calcolata dalla seguente equazione:

$$F(t) = A_a \cdot E_a \cdot \varepsilon_m(t)$$

dove

$\varepsilon_m(t)$ = deformazione assiale dell'asta misurata al tempo t

A_a = sezione dell'asta strumentata

E_a = modulo di elasticità dell'asta.

2. la velocità $v(t)$ è calcolata per integrazione dell'accelerazione $a(t)$ rispetto al tempo t .
L'equazione base per l'energia trasmessa alle aste è la seguente:

$$E(t') = \int_0^{t'} F(t) \cdot v(t) \cdot dt$$

dove $E(t')$ è l'energia di battitura che attraversa l'asta strumentata fino al tempo t' dopo l'impatto;

3. l'energia del maglio da prendere in considerazione è il valore medio ottenuto su almeno 5 misure n :

$$E_{\text{medio}} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n E$$

4. il rendimento del sistema che caratterizza ogni penetrometro dinamico è allora:

$$E_R = \frac{E_{\text{medio}}}{E_{\text{teorico}}} \leq 1$$

considerando che:

$$E_{\text{teorico}} = m \cdot h \cdot g \text{ (474 joule)}$$

in cui

m = massa del maglio

h = altezza di caduta del maglio

g = accelerazione di gravità.

Un esempio di restituzione dei dati in una misura è dato dalla figura 2.9.

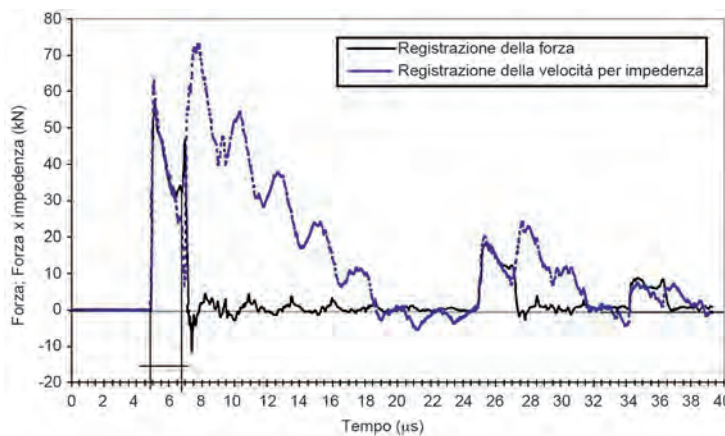


Figura 2.9
Esempio di una misura dell'energia
(da Cavalcante, 2002)

Le relazioni forza-tempo tipiche sono illustrate nella figura 2.10.

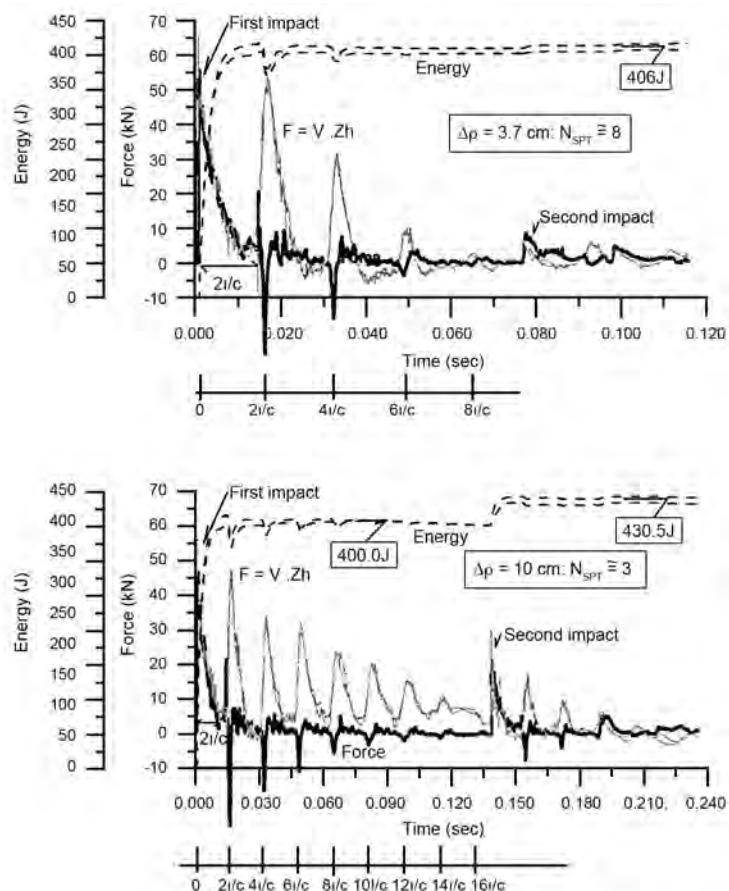


Figura 2.10
Tipiche relazioni
forza-velocità registrate
in una prova di taratura
dell'energia trasmessa
dal maglio alle aste
(da Odebrecht et al., 2004)

In generale, con il dispositivo di sganciamento automatico del maglio in uso in Italia si ottiene un valore medio di rendimento E_R vicino o leggermente superiore a 0,6 (60%). L'assenza di correzione per riferire i valori misurati a quello di riferimento è quindi in genere a favore di sicurezza (Cestari, 1996).

2.1.2.8. Considerazioni generali sulla prova SPT

Nella realtà italiana e svizzera è sistematicamente impiegata la punta conica, mentre si dovrebbe utilizzare il campionatore, anche nelle terre prive di ghiaia. Le differenti caratteristiche di penetrazione del campionatore e della punta conica portano a risultati simili come tendenza, ma del tutto diversi dal punto di vista numerico.

L'opinione di Togliani (2002) è che una riconversione dei valori di N_{60} da cono a campionatore sia poco praticabile, giacché si dovrebbe ricorrere a un ennesimo fattore di correzione, questa volta però legato al tipo di granulometria del terreno, il che non dà alcuna certezza di lavorare su dati omogenei.

Non sono moltissimi i rilevatori di stratigrafie che hanno l'abitudine di classificare le terre secondo un metodo codificato quale l'USCS e, mancando queste premesse o analisi di laboratorio specifiche (assai rare), il fattore di correzione da proporre sarebbe ancora più opinabile dei precedenti.

Essendo ormai consolidata la prassi di utilizzare sempre e comunque la punta conica ed essendo troppo costosa una presenza costante in cantiere per il controllo della stretta osservanza delle specifiche, si può ricorrere alla procedura suggerita e utilizzata in Svizzera da Togliani, che consiste nell'aggirare il problema impiegando tale attrezzo ovunque vi siano terre incoerenti ghiaiose, facendolo infiggere tuttavia oltre i canonici 45 cm (l'attrito sulle aste è comunque trascurabile), almeno fino a quando i valori di N misurati ogni 15 cm non dimostrano che si è superata la zona rimaneggiata dalla perforazione.

I valori misurati vengono quindi elaborati come se si trattasse di una prova dinamica continua, determinando dapprima la resistenza dinamica con la formula degli olandesi (§ 2.3.4.1) e convertendo poi la stessa in resistenza statica equivalente tramite un fattore di correzione variabile fra 0,5 (torbe, argille organiche) e 1,2 (ghiaie sabbiose con ciottoli) con interpolazione per le terre intermedie.

I parametri geotecnici sono calcolati ricorrendo alle correlazioni proprie della prova penetrometrica statica. Non appena le terre, anche se incoerenti, sono prive di ghiaia, viene sostituito questo poco ortodosso, ma utile, SPT con prove DMT in grado di fornire nei nuovi depositi dati di qualità certamente superiore e con altrettanta rapidità.

La soluzione proposta da Togliani, pur nella sua semplicità, consente di ottenere, specie nelle terre a componente ghiaiosa, parametri geotecnici di migliore approssimazione rispetto a quelli che si ricaverebbero usando le correlazioni classiche per N_{60} o $N_{1(60)}$ derivati da N_{cono} misurato.

Le considerazioni espresse sono al momento di difficile applicazione in Italia, sia per la scarsa diffusione del dilatometro Marchetti sia per la mancanza di abitudine dei rilevatori a valutare la granulometria dei campioni prelevati o quanto meno a classificarli secondo un sistema standard tipo USCS (mancanza questa particolarmente grave, poiché si minimizzano in questo modo i potenziali vantaggi ottenibili con la standardizzazione in atto delle prove in situ).

Togliani segnala in ogni caso un problema reale ed è pertanto auspicabile che la routine oggettivamente criticabile che ha purtroppo preso piede sia sottoposta a una decisa revisione da parte di tutti gli operatori del settore, anche ovviamente seguendo vie diverse da quella proposta.

Il suggerimento è quello di allungare l'intervallo di prova oltre i canonici 45 cm e appare lungi dall'essere eretico, visto che consente di recuperare valori di N_{SPT} (o presunti tali) geotecnicamente sfruttabili, pur impiegando un procedimento di prova che, avendo ben pochi vincoli di parentela con quello originale, sarebbe altrimenti da rifiutare.

La necessità di introdurre un fattore di correzione per il passaggio da N_{cono} a N_{SPT} per i terreni ghiaiosi è questionabile, poiché le esperienze di Palmer e Stuart (1957) hanno dimostrato che i risultati di prove con punta aperta e a cono danno risultati sostanzialmente uguali in questi tipi di terreno. Passare dai valori di N_{SPT} a quelli della resistenza statica equivalente, attraverso la resistenza dinamica, secondo la suddetta procedura, pur essendo una prassi che sta prendendo piede (Tanzini, 2002), è un forzatura che aumenta il numero dei passaggi e quindi induce un ulteriore elemento di incertezza.

Riprendendo la pubblicazione di Togliani (2002) e i dati da lui calcolati con la suddetta procedura e applicando le correlazioni proprie alla prova penetrometrica dinamica si ottiene a titolo di esempio la tabella di comparazione 2.5.

Tabella 2.5. Tabella di comparazione

Profondità (m)	$N_{\text{cono}}^{(*)}$	σ'_v (kPa)	ϕ da $q_{c \text{ eq}}$	ϕ da $N_{1(60)}^{(**)}$	M da $q_{c \text{ eq}}$	M da N_{cono}^{****}
13,95	12	160,55	35	33	28	31
14,25		163,25				
14,55	14	165,95	36	34	31	34
14,85	16	168,65			34	36
15,15	19	171,35	37	36	40	40
15,45		174,05				

(*) Legenda: σ'_v = pressione litostatica efficace; ϕ = angolo di attrito ($^\circ$); M = modulo di deformabilità (MPa); N_{cono} = valore di N misurato (colpi/30 cm); $q_{c \text{ eq}}$ = resistenza alla punta statica equivalente.
 (**) Da Hatanaka e Uchida (1996).
 (***) Da Togliani (2002).

Come si vede i risultati comparati di ϕ e di M sono molto simili e del tutto confrontabili per applicazioni pratiche. Una forte critica alla prova SPT è stata mossa da P.W. Mayne durante il suo intervento al XV Congresso di Meccanica delle terre e Ingegneria geotecnica (Istanbul, 2001). Egli si chiede se un solo numero (N) sia sufficiente a caratterizzare tutti i parametri geotecnici necessari per caratterizzare sabbie e argille e se non sia ora di “mandare in pensione” la prova SPT. La domanda è chiaramente retorica e ha lo scopo di segnalare l’inadeguatezza sostanziale della prova SPT, quando è impiegata al di fuori delle finalità per cui è nata. Pretendere di calcolare dalla prova parametri quali l’indice di compressibilità o l’indice di liquidità è chiaramente impossibile. Tuttavia l’utilità della prova SPT sta proprio nel poter derivare quei quattro parametri di utilità per una rapida caratterizzazione di un terreno e per risolvere in maniera rapida e a costi contenuti il problema di determinare un attendibile valore di capacità portante ammissibile o per eseguire in modo altrettanto attendibile un rapido calcolo del cedimento atteso.

Non si spiegherebbe altrimenti il proliferare di correlazioni via via più raffinate per i classici parametri geotecnici di uso più comune, a testimonianza dell’ancora vasto utilizzo della prova a livello internazionale.

Non si dimentichi ad esempio che la prova SPT e la correlata o correlabile prova DP sono ancora tra i sistemi più utilizzati e attendibili per la valutazione della liquefacibilità di un terreno. Si ricordi infine che per analisi di tipo indiretto, quindi per esportare i parametri calcolati nelle classiche applicazioni di meccanica delle terre, essi vanno presi come cautelativi, se applicati a terreni a grana grossa quali ghiaie, sabbie e sabbie limose, e con grandissima cautela, se applicati a terreni coesivi.

Nei terreni residuali l’utilizzo delle prove dinamiche è sconsigliato (Failmezger et al.), poiché la penetrazione dinamica tende a rimaneggiare pesantemente il terreno e a distruggerne la struttura latente della roccia originale (*parent rock*), con conseguenti valori di N misurati molto più bassi di quelli reali.

2.1.2.9. Vantaggi e svantaggi della prova

I principali vantaggi e svantaggi della prova SPT sono riassunti dalla tabella 2.6.

Tabella 2.6. Vantaggi e svantaggi della prova SPT

Vantaggi	Svantaggi
Ottenere sia un numero sia un campione ^(*)	Ottenere sia un numero sia un campione ^(*)
Semplice e robusto	Campione disturbato
Funzionale in diversi tipi di terreno	Un numero semplice
Si può eseguire in rocce tenere	Non applicabile in argille tenere e limi
Presente in tutto il mondo	Variabilità elevata e incerta

^(*) Il fatto di poter ottenere assieme a un numero anche un campione è utile ma anche problematico, in quanto è difficile fare bene due cose contemporaneamente.

2.2. PROVA LPT (*LARGE PENETRATION TEST*)

Nei terreni ghiaiosi i risultati della prova SPT sono fortemente influenzati dal diametro dei grani, oltre che dal grado di addensamento e dalla pressione verticale esistente. Per ovviare a queste limitazioni, è stata sviluppata una prova, analoga alla SPT, in cui il campionatore ha dimensioni maggiori (figura 2.11) di quello standard e il dispositivo di battitura, in pratica un battipalo (figura 2.12), sviluppa energie proporzionalmente più elevate.



Figura 2.11
Scarpa dei campionatori SPT e Becker (statunitense)
a confronto (da Harder e Seed, 1986)

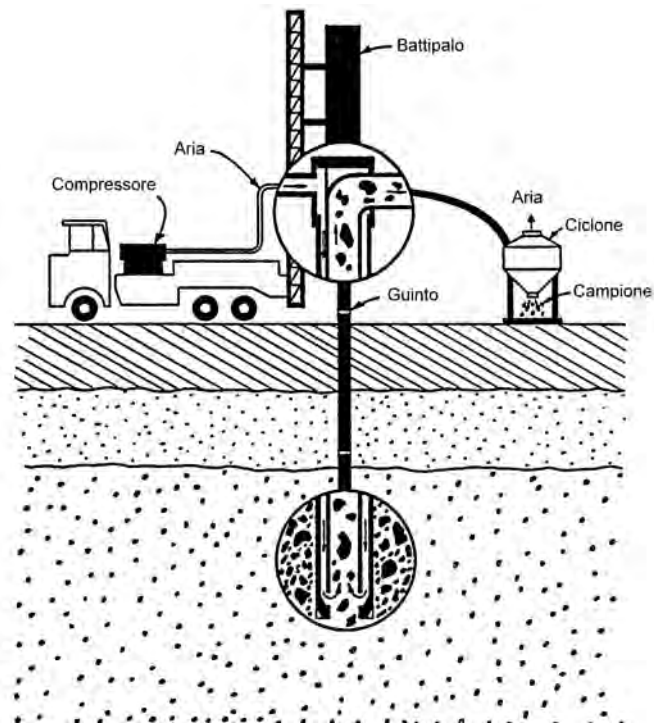


Figura 2.12
Schema di esecuzione
della prova LPT americana
(da Harder e Seed, 1986)

Il primo tipo di attrezzatura sviluppata (JLPT) si deve alla scuola giapponese (1971). In seguito (1975) si sviluppò un'attrezzatura nota come Burmister LPT. Nel 1993, per gli studi relativi al progetto del ponte sullo stretto di Messina, è stato messo a punto, su indicazioni dello Studio Geotecnico Italiano e dell'ISMES e da parte di un consorzio di imprese specializzate, un nuovo penetrometro, noto come *ILPT*. Infine fu sviluppata negli Stati Uniti (2000) un'attrezzatura, nota come *NALPT*. Le differenze sostanziali fra i vari tipi di LPT e l'SPT sono riassunte nella tabella 2.7.

Tabella 2.7. Differenze fra i vari tipi LPT e l'SPT

Caratteristica	SPT	JLPT	BLPT	ILPT	NALPT
ϕ_e campionatore (cm)	5,1	7,3	9,2	14	7,6
ϕ_i campionatore (cm)	3,5	5,0	7,44	10	6,1
Peso del maglio (N)	623	981	1112	5592	1335
Altezza di caduta (cm)	76	150	50,8	50	76
Energia potenziale (kJ)	0,474	1472	0,565	2796	1020
Percentuale su SPT (%)	100	311	119	591	214

Daniel et al. (2003), sulla base dell'analisi della teoria della trasmissione delle onde nelle prove SPT e LPT e prendendo in considerazione le variazioni (nell'attrezzatura di prova) della resistenza alla penetrazione e dell'energia, integrate con analisi dirette in campagna e dati reperibili in letteratura, propongono per i vari tipi di LPT una correlazione diretta LPT-SPT. La correlazione fra LPT e SPT, espressa nella tabella 2.8 per valori corretti per $E_R = 60\%$, è valida per l'LPT italiano.

Tabella 2.8. Correlazione SPT-LPT

Tipo di terreno	D_{50} (mm)	N_{SPT}/N_{LPT}
Sabbia	$0,2 \div 0,6$	1,14
Sabbia e ghiaia	$1 \div 5$	1,02
Sabbia e ghiaia	$1 \div 15$	0,89

2.3. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (PROVA DP)

2.3.1. Introduzione

Rispetto alla prova SPT, la prova DP, nota anche erroneamente come *SCPT* (secondo la terminologia inglese), è continua e ha il vantaggio di essere meno costosa e più rapida e di fornire valori di N continui e quindi con un maggior dettaglio nel rilevare le variazioni di resistenza alla penetrazione lungo la verticale. Lo svantaggio principale di questa prova è una minor standardizzazione a livello mondiale, con la conseguente mancanza di una banca dati comune alle diverse esperienze internazionali.

La ragione va ricercata nell'incontrollata proliferazione di attrezzature che si differenziano per dimensioni e forma della punta e delle aste e per energia di battitura. Pasqualini (1983) riporta, ad esempio, l'elenco delle diverse caratteristiche di ben 18 attrezzature utilizzate in diversi paesi. In Italia l'utilizzo del penetrometro dinamico continuo ha ricevuto un forte impulso dal 1957, grazie alle esperienze di G. Meardi, il quale, a partire da quanto suggerito da Terzaghi e Peck (1948), propose l'utilizzo di una nuova attrezzatura (G. Meardi, 1957/58) che ha preso rapidamente piede.

2.3.2. Attrezzatura di prova

Oggi l'attrezzatura e le modalità di esecuzione delle prove dinamiche sono state standardizzate da parte della competente Commissione europea (EN ISO 22476-2:2005) e sono state inoltre codificate dalle procedure ISSMFE 1988 e AGI. Le caratteristiche delle attrezzature accettate dalla commissione europea sono illustrate nella tabella 2.9.

Tabella 2.9. Caratteristiche dei penetrometri dinamici (Associazione Geotecnica Italiana, da EN ISO 22476-2:2005, modificata)

Denominazione	DPL (leggero)	DPM (medio)	DPH (pesante)	DPSH-A (superpesante)	DPSH-B (superpesante)
Maglio (kg)	$10 \pm 0,1$	$30 \pm 0,3$	$50 \pm 0,5$	$63,5 \pm 0,5$	$63,5 \pm 0,5$
Altezza di caduta (cm)	50 ± 1	50 ± 1	50 ± 1	50 ± 1	75 ± 2
Peso sistema d'infiissione (kg)	6	18	18	18	30
Area della base cono (cm ²)	10	15	15	16	20
Diametro del cono alla base (mm)	$35,7 \pm 0,3$	$43,7 \pm 0,3$	$43,7 \pm 0,3$	$45 \pm 0,3$	$50,5 \pm 0,5$
Apertura del cono (°)	90	90	90	90	90
Lunghezza del mantello (mm)	$35,7 \pm 1$	$43,7 \pm 1$	$43,7 \pm 1$	90 ± 2	51 ± 2
Lunghezza della punta conica (mm)	$17,9 \pm 0,1$	$21,9 \pm 0,1$	$21,9 \pm 0,1$	$22,5 \pm 0,1$	$25,2 \pm 0,4$
Massa (max) delle aste (kg/m)	3	6	6	6	8
Diametro (max) delle aste (mm)	22	32	32	32	35
Penetrazione standard N (cm)	10	10	10	20	20

Sul territorio italiano sono largamente utilizzate attrezzature uguali o leggermente diverse da quelle previste dalle norme europee, comunque codificate AGI e/o ISSMFE. Tali attrezzature hanno le caratteristiche schematizzate nella tabella 2.10.

Sul territorio italiano ha grande diffusione il penetrometro Meardi-AGI, che permette di utilizzare sistematicamente un rivestimento metallico per evitare l'attrito laterale sulle aste che falserebbe il risultato della prova. Il tipico insieme rivestimento-punta del penetrometro Meardi è illustrato nella figura 2.13.

Tabella 2.10. Caratteristiche delle attrezzature utilizzate in Italia

Denominazione	DPL (leggero) ISSMFE	DPM (medio) ISSMFE-Emilia	DPSH (superpesante) ISSMFE-Emilia	DPSH (superpesante) Meardi-AGI
Maglio (kg)	10 ± 0,1	30	63,5	73
Altezza di caduta (cm)	50 ± 1	20	75	75
φ base punta conica (mm)	35,7	35,7	50,5	51
Apertura del cono (°)	90	60-90	60	60
Diametro del cono alla base (mm)	35,7 ± 0,3	35,7	50,5	51
Lunghezza complessiva della punta (mm)	53,6	53,5-41	65	73,1
Peso sistema d'infissione (kg)	6	18-26	15	55
Massa delle aste (kg/m)	3 max	3,6-2,5	6,5	7
Diametro delle aste (mm)	22 ± 0,2	28-20	32	34
Penetrazione standard <i>N</i> (cm)	10	10	20	30

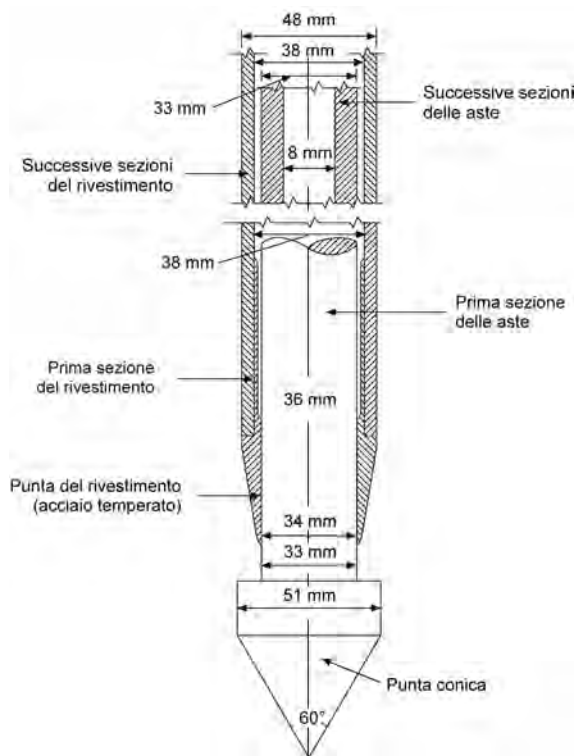


Figura 2.13
Penetrometro Meardi
(da Meardi, 1974)