

MAURIZIO TANZINI

# MANUALE DEL GEOTECNICO

TOMO PRIMO



Dario Flaccovio Editore

Maurizio Tanzini  
MANUALE DEL GEOTECNICO  
Due tomi indivisibili  
ISBN 978-88-579-0050-6

© 2010 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686 - fax 091525738  
[www.darioflaccovio.it](http://www.darioflaccovio.it) [info@darioflaccovio.it](mailto:info@darioflaccovio.it)

Prima edizione: ottobre 2010

Tanzini, Maurizio <1955->  
Manuale del geotecnico / Maurizio Tanzini. –  
Palermo : D. Flaccovio, 2010.  
ISBN 978-88-579-0050-6  
1. Geotecnica – Manuali.  
624.1 CDD-22 SBN Pal0229478  
*CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"*

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, ottobre 2010

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.

Ogni sforzo è stato fatto nella creazione, realizzazione, verifica e documentazione dei programmi contenuti in questo libro: essi sono forniti in versione compilata ed il loro acquisto non comprende la facoltà di ottenere la codifica sorgente degli stessi né di disporre della documentazione logica e di progetto. L'utente ha il diritto di utilizzare una sola copia dei programmi su un terminale singolo collegato ad un computer con singola CPU; l'utente non può installare i programmi in network o su più computer o terminali nello stesso tempo. L'utente non potrà rimuovere né alterare alcun marchio, nome commerciale, numero di serie, indicazione di copyright o altra notifica di riserva di diritti o inseriti nei programmi e/o nel supporto. La verifica dell'idoneità dei programmi per ottenere certi risultati, l'installazione, l'uso e la gestione sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente; l'autore non garantisce che le funzioni contenute nel programma soddisfino in tutto o in parte le esigenze dell'utente o funzionino in tutte le combinazioni che possono essere scelte per l'uso, non potendo fornire alcuna garanzia sulle prestazioni e sui risultati ottenibili dal loro uso, né essere ritenuto responsabile dei danni o dei benefici risultanti dall'utilizzazione degli stessi. Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

## *Struttura dell'opera*

### **TOMO PRIMO**

---

#### **Parte I – Proprietà geotecniche dei terreni e delle rocce**

1. Principi della meccanica dei terreni
2. Principi della meccanica delle rocce

#### **Parte II – Indagini geotecniche**

3. Indagini in sito
4. Prove di laboratorio

#### **Parte III – Progettazione geotecnica**

5. La progettazione geotecnica nel contesto dell'EC7
6. La progettazione geotecnica

#### **Parte IV – Meccanica dei terreni**

7. Concetti generali, meccanica del continuo e valutazione della spinta dei terreni
8. L'acqua nel terreno, moti di filtrazione e sistemi di drenaggio

### **TOMO SECONDO**

---

#### **Parte V – Tecnica delle fondazioni**

9. Fondazioni dirette
10. Fondazioni profonde

#### **Parte VI – Opere geotecniche**

11. Opere di sostegno rigide
12. Opere di sostegno flessibili
13. Analisi di stabilità dei pendii

#### **Parte VII – Tecnologie costruttive, opere in sotterraneo e monitoraggio**

14. Stabilizzazione dei pendii
15. Miglioramento e consolidamento dei terreni e delle rocce
16. Ancoraggi: aspetti progettuali ed esecutivi
17. Chiodature del terreno e delle rocce
18. Opere in terra rinforzata
19. Geotessile
20. Opere in sotterraneo
21. Strumentazione geotecnica di controllo

# Indice tomo primo

Premessa .....pag. xv

## PARTE I PROPRIETÀ GEOTECNICHE DEI TERRENI E DELLE ROCCE

### 1. Principi della meccanica dei terreni

1.1. Natura dei terreni .....	»	3
1.2. Struttura dei terreni .....	»	5
1.3. Proprietà caratteristiche dei terreni .....	»	7
1.3.1. Principali tipi di terre .....	»	7
1.3.2. Composizione granulometrica .....	»	8
1.3.3. Relazione fra le fasi .....	»	11
1.3.4. Densità relativa per i terreni a grana grossa .....	»	17
1.3.5. Limiti di consistenza.....	»	19
1.3.6. Sistemi di classificazione .....	»	24
1.3.7. Effetti del contenuto d'acqua sul valore della densità e del peso dell'unità di volume.....	»	27
1.4. Principi della meccanica dei terreni .....	»	33
1.4.1. Analisi in sforzi efficaci .....	»	33
1.4.2. Stati tensionali e percorsi di sollecitazione .....	»	36
1.4.3. Relazioni sforzi-deformazioni .....	»	37
1.4.4. Influenza della velocità di applicazione del carico .....	»	39
1.4.5. Condizioni di equilibrio limite .....	»	39
1.4.6. Deformabilità .....	»	44
1.5. Comportamento meccanico dei terreni a grana grossa .....	»	49
1.6. Comportamento meccanico dei terreni a grana fine .....	»	56
1.6.1. Generalità .....	»	56
1.6.2. Argille normalconsolidate o leggermente sovraconsolidate e limi argillosi .....	»	62
1.6.3. Argille sovraconsolidate .....	»	67
1.6.3.1. Definizioni .....	»	67
1.6.3.2. Resistenza al taglio.....	»	69
1.6.3.3. Evoluzione degli spostamenti in funzione dello sforzo di taglio .....	»	80
1.6.3.4. Resistenza residua .....	»	82
1.6.3.5. Relazione tra la resistenza residua e la frazione argillosa .....	»	86
1.6.3.6. Influenza della struttura sul comportamento meccanico di una argilla naturale.....	»	92
1.6.3.7. Un interessante approccio proposto da Mesri e Abdel-Ghaffar (1993).....	»	109
1.7. Formazioni strutturalmente complesse a grana fine .....	»	116
1.8. Parametri geotecnici tipici dei terreni .....	»	124
1.8.1. Peso specifico e densità .....	»	124
1.8.2. Permeabilità .....	»	125
1.8.3. Caratteristiche di resistenza al taglio .....	»	126
1.9. Riferimenti bibliografici .....	»	133

### 2. Principi della meccanica delle rocce

2.1. Generalità.....	»	137
2.2. Classificazione e descrizione delle rocce .....	»	143
2.3. Resistenza al taglio e deformabilità delle rocce .....	»	149
2.4. Caratteristiche di resistenza delle discontinuità .....	»	165
2.4.1. Giunti senza materiale di riempimento.....	»	165
2.4.2. Misura della scabrezza dei giunti .....	»	173
2.4.3. Giunti con materiale di riempimento .....	»	174
2.4.3.1. Fratture che hanno subito movimenti recenti .....	»	177
2.4.3.2. Fratture che non hanno subito spostamenti .....	»	177
2.5. Caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso .....	»	178
2.5.1. Classificazione secondo l'indice RQD.....	»	178
2.5.2. Impiego delle classifiche tecniche .....	»	180
2.5.3. Caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso .....	»	201
2.6. Caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso .....	»	224

2.7. Stato di sforzo in sito.....	»	233
2.8. Riferimenti bibliografici .....	»	236

## PARTE II

### INDAGINI GEOTECNICHE

#### 3. Indagini in sito

3.1. Finalità e programmazione delle indagini geotecniche.....	»	241
3.1.1. Generalità .....	»	241
3.1.2. Indagini geotecniche per la progettazione .....	»	241
3.1.3. Indagini per il progetto preliminare .....	»	242
3.1.4. Indagini per il progetto definitivo.....	»	242
3.1.5. Indagini per il progetto esecutivo.....	»	244
3.1.6. Indagini durante la costruzione.....	»	244
3.1.7. Indagini durante l'esercizio .....	»	244
3.1.8. Volume significativo di sottosuolo da indagare .....	»	245
3.1.9. Programmazione delle indagini geotecniche .....	»	247
3.1.10. Opere in sito urbano .....	»	249
3.1.11. Infrastrutture .....	»	251
3.1.12. Interventi di difesa del territorio quali il consolidamento di pendii e la stabilizzazione di frane .....	»	252
3.1.13. Opere marittime .....	»	253
3.1.14. Impianti industriali e centrali termiche.....	»	254
3.1.15. Il piano di indagine e prescrizioni generali per l'esecuzione di una indagine geotecnica.....	»	256
3.1.16. Il rapporto finale .....	»	258
3.1.17. Interpretazione dei risultati sperimentali, caratterizzazione geotecnica e rapporto geotecnico.....	»	258
3.2. Scavi e perforazioni di sondaggio .....	»	260
3.2.1. Scavi .....	»	260
3.2.1.1. Descrizione stratigrafica.....	»	260
3.2.2. Perforazioni di sondaggio.....	»	268
3.2.2.1. Perforazione a percussione.....	»	268
3.2.2.2. Perforazione a rotazione.....	»	270
3.2.3. Perforazione a rotazione con carotiere a fune ( <i>wire line</i> ) .....	»	279
3.2.4. Perforazione con trivelle.....	»	280
3.2.5. Perforazione a distruzione .....	»	280
3.2.6. Perforazione in roccia.....	»	281
3.2.7. Stabilizzazione dei fori .....	»	284
3.2.8. Diagrafia automatica.....	»	285
3.2.9. Scelta del metodo di perforazione .....	»	289
3.2.10. Risultati dei sondaggi .....	»	289
3.3. Prove penetrometriche dinamiche .....	»	301
3.3.1. Prova SPT (standard penetration test) .....	»	301
3.3.1.1. Descrizione dell'attrezzatura e della prova .....	»	301
3.3.1.2. Influenza della procedura di esecuzione sui risultati della prova .....	»	303
3.3.1.3. Tecniche di perforazione .....	»	304
3.3.1.4. Attrezzatura utilizzata per l'esecuzione della prova SPT .....	»	308
3.3.2. Influenza delle condizioni del terreno sulla resistenza alla penetrazione .....	»	311
3.3.3. Determinazione dei parametri geotecnici.....	»	318
3.3.3.1. Valutazione dei parametri geotecnici nei terreni a grana grossa .....	»	319
3.3.3.1.1. Densità relativa .....	»	319
3.3.3.1.2. Angolo di resistenza al taglio.....	»	321
3.3.3.1.3. Parametri di deformabilità .....	»	327
3.3.3.1.4. Valutazione del potenziale di liquefazione di un deposito sabbioso .....	»	331
3.3.3.1.4.1. Valutazione dei parametri geotecnici nei terreni a grana fine .....	»	334
3.3.3.1.4.1.1. Resistenza al taglio non drenata.....	»	334
3.3.3.1.4.1.2. Deformabilità .....	»	335
3.3.4. Prova penetrometrica dinamica continua (DP) .....	»	336
3.3.4.1. Generalità .....	»	336
3.3.4.2. Descrizione dell'attrezzatura della prova e delle modalità di prova .....	»	338
3.3.4.3. Interpretazione delle prove.....	»	340
3.3.5. Esempi di specifiche tecniche.....	»	345
3.3.5.1. Prova penetrometrica SPT .....	»	345
3.3.5.2. Esempio di specifica tecnica di prova penetrometrica dinamica continua .....	»	349

3.4.	Prove penetrometriche statiche (CPT) e piezocono (CPTU).....	»	350
3.4.1.	Generalità .....	»	350
3.4.2.	Descrizione dell'attrezzatura .....	»	354
3.4.3.	Controlli, correzioni e presentazione dei risultati .....	»	359
3.4.4.	Cono sismico .....	»	373
3.4.5.	Esempio di specifica tecnica.....	»	375
3.4.5.1.	Prove penetrometriche statiche di tipo meccanico .....	»	375
3.4.5.2.	Prove penetrometriche statiche di tipo elettrico .....	»	376
3.4.5.3.	Prova con piezocono .....	»	378
3.4.5.4.	Prova con piezocono sismico.....	»	381
3.4.6.	Interpretazione delle prove .....	»	382
3.4.6.1.	Stratigrafia .....	»	382
3.4.6.2.	Classificazione dei terreni .....	»	384
3.4.6.3.	Interpretazione dei terreni a grana fine .....	»	389
3.4.6.3.1.	Parametri di stato .....	»	389
3.4.6.3.2.	Resistenza al taglio.....	»	397
3.4.6.3.3.	Parametri di deformabilità .....	»	400
3.4.6.3.4.	Caratteristiche di permeabilità e di consolidazione .....	»	404
3.4.6.4.	Interpretazione dei terreni a grana grossa .....	»	411
3.4.6.4.1.	Densità relativa .....	»	412
3.4.6.4.2.	Parametri di resistenza al taglio.....	»	415
3.4.6.4.3.	Parametri di deformabilità .....	»	418
3.5.	Riferimenti bibliografici .....	»	422
<b>4. Prove di laboratorio</b>			
4.1.	Prove di laboratorio sui terreni .....	»	429
4.1.1.	Prove di classificazione .....	»	430
4.1.2.	Prove di permeabilità .....	»	432
4.1.3.	Prove di compressibilità e deformabilità .....	»	433
4.1.3.1.	Edometro .....	»	433
4.1.3.2.	Apparecchio triassiale .....	»	442
4.1.4.	Prove di resistenza al taglio .....	»	448
4.1.4.1.	Prove di taglio diretto.....	»	448
4.1.4.2.	Prove triassiali .....	»	453
4.1.5.	Metodi disponibili per la valutazione del grado di disturbo del provino.....	»	456
4.2.	Prove di laboratorio sulle rocce.....	»	456
4.3.	Riferimenti bibliografici .....	»	459

### PARTE III

## PROGETTAZIONE GEOTECNICA

### 5. La progettazione geotecnica nel contesto dell'EC7

5.1.	Brevi note storiche.....	»	463
5.2.	Principi di base dell'Eurocodice 7.....	»	465
5.3.	Definizioni utili per la comprensione dell'EN 1997-Parte 1 .....	»	474
5.4.	Valori caratteristici dei parametri geotecnici nel contesto dell' Eurocodice 7.....	»	475
5.5.	Stati limite ultimi .....	»	498
5.5.1.	Perdita di equilibrio globale (EQU) .....	»	499
5.5.2.	Superamento della resistenza limite o eccesso di deformazione nel terreno (GEO) o negli elementi strutturali (STR) .....	»	500
5.5.3.	Effetti delle azioni di progetto .....	»	501
5.5.4.	Resistenze di progetto.....	»	502
5.5.5.	Approcci progettuali .....	»	503
5.5.5.1.	Approccio progettuale 1 .....	»	504
5.5.5.1.1.	Combinazione 1 .....	»	505
5.5.5.1.2.	Combinazione 2 .....	»	506
5.5.5.2.	Approccio progettuale 2.....	»	506
5.5.5.3.	Approccio progettuale 3.....	»	508
5.6.	Fondazioni dirette .....	»	510
5.6.1.	Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi .....	»	510
5.6.1.1.	Condizioni non drenate .....	»	518
5.6.1.1.1.	Approccio progettuale 1 - Combinazione 2 .....	»	518
5.6.1.1.2.	Approccio progettuale 1 - Combinazione 1 .....	»	519

5.6.1.1.3. Approccio progettuale 2 .....	»	520
5.6.1.1.4. Approccio progettuale 3 .....	»	521
5.6.1.2. Condizioni drenate .....	»	522
5.6.1.2.1. Approccio progettuale 1 - Combinazione 2 .....	»	522
5.6.1.2.2. Approccio progettuale 1 - Combinazione 1 .....	»	524
5.6.1.2.3. Approccio progettuale 2 .....	»	525
5.6.1.2.4. Approccio progettuale 3 .....	»	525
5.6.1.3. Cedimenti e stato limite di esercizio (SLE) .....	»	537
5.7. Opere di sostegno .....	»	542
5.7.1. Generalità .....	»	542
5.7.2. Muri di sostegno .....	»	545
5.7.3. Paratie .....	»	555
5.8. Fondazioni su pali .....	»	559
5.8.1. Generalità .....	»	559
5.8.2. Carico limite ultimo ottenuto da prove di carico sui pali .....	»	562
5.8.3. Carico limite ultimo ottenuto dai risultati di prove geotecniche sui terreni .....	»	564
5.8.3.1. Procedure per la progettazione secondo gli approcci progettuali 1 e 2 .....	»	565
5.8.3.2. Procedura per la progettazione secondo l'approccio progettuale 3 .....	»	568
5.8.4. Carico limite ultimo da prove dinamiche .....	»	568
5.8.5. Carico limite ultimo per pali in trazione .....	»	570
5.8.6. Cedimenti verticali di fondazioni su pali .....	»	571
5.8.7. Progettazione strutturale dei pali .....	»	572
5.8.8. Esempi applicativi di dimensionamento dei pali di fondazione secondo l'EC7 .....	»	572
5.8.8.1. Esempio 1 .....	»	572
5.8.8.1.1. Approccio progettuale 1 .....	»	574
5.8.8.1.2. Approccio progettuale 2 .....	»	575
5.8.8.1.3. Condizione di carico variabile .....	»	575
5.8.8.2. Esempio 2 .....	»	575
5.8.8.2.1. Procedura del palo modello .....	»	577
5.8.8.2.2. Procedura del palo modello: approccio progettuale 1 .....	»	580
5.8.8.2.3. Procedura del palo modello: approccio progettuale 2 .....	»	580
5.8.8.2.4. Procedura alternativa .....	»	581
5.8.8.3. Esempio 3 .....	»	581
5.8.8.3.1. Procedura del palo modello .....	»	583
5.8.8.3.2. Procedura del palo modello: approccio progettuale 1 .....	»	584
5.8.8.3.3. Procedura del palo modello: approccio progettuale 2 .....	»	585
5.8.8.3.4. Procedura alternativa: approcci progettuali 1 e 2 .....	»	585
5.8.8.3.5. Procedura alternativa: approccio progettuale 3 .....	»	585
5.8.8.3.6. Conclusioni .....	»	586
5.9. Ancoraggi .....	»	586
5.10. Stabilità dei pendii .....	»	595
5.11. Stati limite ultimi di tipo idraulico .....	»	606
5.11.1. Verifica allo stato limite ultimo in termini di tensioni totali .....	»	611
5.11.2. Verifica allo stato limite ultimo utilizzando il peso dell'unità di volume del terreno alleggerito .....	»	613
5.12. Esempi di determinazione dei parametri di resistenza al taglio in accordo alle indicazioni dell'EC7 .....	»	614
5.13. Riferimenti bibliografici .....	»	623
<b>6. La progettazione geotecnica nel contesto dell'Eurocodice 8 e della nuova normativa</b>		
6.1. Generalità .....	»	625
6.2. Identificazione dei tipi di sottosuolo .....	»	627
6.3. Calcolo dell'azione sismica .....	»	630
6.4. Elementi di sismologia e dati sismici fondamentali .....	»	635
6.4.1. Origine dei terremoti .....	»	636
6.4.2. Tettonica delle placche continentali .....	»	637
6.4.3. Modelli del terremoto .....	»	639
6.4.4. Meccanismo del terremoto .....	»	641
6.4.5. Rischio sismico .....	»	645
6.4.6. Spettro di risposta .....	»	653
6.5. Caratterizzazione geotecnica in campo dinamico .....	»	655
6.5.1. Considerazioni generali .....	»	655
6.5.2. Proprietà determinabili da prove in sito .....	»	659
6.5.3. Proprietà determinabili con prove di laboratorio .....	»	662
6.6. Analisi della risposta sismica locale .....	»	670

6.6.1.	Generalità .....	»	670
6.6.2.	Amplificazione locale del moto sismico .....	»	671
6.6.3.	Metodi di analisi monodimensionale .....	»	677
6.6.4.	Metodi di analisi bidimensionale .....	»	678
6.6.5.	Soluzioni analitiche approssimate per il calcolo del moto sismico in superficie .....	»	682
6.6.6.	Esempio di impiego del programma <i>SHAKE</i> per l'analisi numerica della risposta sismica locale.....	»	683
6.7.	Analisi del potenziale di liquefazione in depositi a grana grossa saturi .....	»	692
6.7.1.	Considerazioni generali .....	»	692
6.7.2.	Terminologia adottata e stato di deformazione stazionario .....	»	695
6.7.2.1.	Liquefazione.....	»	696
6.7.2.2.	Z-condition o mobilità ciclica .....	»	696
6.7.3.	Valutazione del potenziale di liquefazione da prove di laboratorio .....	»	702
6.7.4.	Valutazione del potenziale di liquefazione da prove in sito.....	»	709
6.8.	Comportamento dei pendii in condizioni sismiche .....	»	719
6.8.1.	Generalità .....	»	719
6.8.2.	Metodo pseudostatico .....	»	720
6.8.3.	Metodi avanzati per l'analisi di stabilità dei pendii in condizioni sismiche .....	»	721
6.8.3.1.	Metodo di Newmark .....	»	721
6.8.3.2.	Metodo di Makdisi e Seed .....	»	726
6.8.3.2.1.	Determinazione dell'accelerazione critica, ossia dell'accelerazione per la quale una potenziale superficie di rottura assume un coefficiente di sicurezza unitario .....	»	726
6.8.3.2.2.	Determinazione dell'accelerazione indotta dal terremoto sul rilevato o diga .....	»	729
6.8.3.2.3.	Calcolo delle deformazioni permanenti .....	»	730
6.8.4.	Analisi dinamica .....	»	731
6.9.	Nuove norme tecniche delle costruzioni .....	»	739
6.9.1.	Azione sismica .....	»	739
6.9.1.1.	Stati limite e relative probabilità di superamento .....	»	740
6.9.1.2.	Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche .....	»	741
6.9.1.2.1.	Categorie di sottosuolo .....	»	741
6.9.1.2.2.	Condizioni topografiche.....	»	744
6.9.1.3.	Valutazione dell'azione sismica .....	»	744
6.9.1.3.1.	Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione .....	»	744
6.9.1.3.2.	Spettro di risposta elastico in accelerazione .....	»	745
6.9.1.3.2.1.	Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali .....	»	746
6.9.1.3.2.2.	Amplificazione stratigrafica .....	»	747
6.9.1.3.2.3.	Amplificazione topografica.....	»	748
6.9.1.3.2.4.	Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale.....	»	748
6.9.1.3.2.5.	Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali .....	»	749
6.9.1.3.3.	Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno .....	»	750
6.9.2.	Opere e sistemi geotecnici .....	»	750
6.9.2.1.	Caratterizzazione geotecnica ai fini sismici.....	»	750
6.9.2.2.	Risposta sismica e stabilità del sito .....	»	751
6.9.2.2.1.	Risposta sismica locale .....	»	751
6.9.2.2.2.	Amplificazione stratigrafica .....	»	752
6.9.2.2.3.	Amplificazione topografica .....	»	752
6.9.2.2.4.	Stabilità nei confronti della liquefazione .....	»	753
6.9.2.3.	Stabilità dei pendii .....	»	754
6.9.2.3.1.	Azione sismica .....	»	755
6.9.2.3.2.	Metodi di analisi .....	»	755
6.9.2.4.	Fronti di scavo e rilevati .....	»	757
6.9.2.5.	Fondazioni .....	»	759
6.9.2.5.1.	Regole generali di progettazione .....	»	759
6.9.2.5.1.1.	Indagini e modello geotecnico .....	»	760
6.9.2.5.1.2.	Verifiche allo stato limite ultimo (SLU) e allo stato limite di danno (SLD) .....	»	760
6.9.2.5.1.3.	Fondazioni superficiali .....	»	760
6.9.2.5.1.4.	Stato limite ultimo di collasso per carico limite .....	»	760
6.9.2.5.1.5.	Stato limite ultimo per collasso per scorrimento sul piano di posa .....	»	761
6.9.2.5.1.6.	Stato limite di danno .....	»	761
6.9.2.5.1.7.	Verifiche delle fondazioni superficiali in accordo alle indicazioni del capitolo 6 delle NTC .....	»	761
6.9.2.5.1.8.	Fondazioni su pali.....	»	762
6.9.2.5.1.8.1.	Stati limite ultimi .....	»	762
6.9.2.5.1.8.2.	Stato limite di danno .....	»	763

6.9.2.6. Opere di sostegno.....	»	763
6.9.2.6.1. Requisiti generali.....	»	763
6.9.2.6.2. Muri di sostegno.....	»	764
6.9.2.6.2.1. Metodi di analisi.....	»	764
6.9.2.6.2.2. Verifiche di sicurezza.....	»	766
6.9.2.6.3. Paratie.....	»	767
6.9.2.6.3.1. Metodi pseudostatici.....	»	767
6.9.2.6.3.2. Verifiche di sicurezza.....	»	769
6.9.2.6.3.3. Sistemi di vincolo.....	»	770
6.9.2.6.3.4. Verifiche di sicurezza.....	»	770
6.10. Definizione della pericolosità sismica.....	»	770
6.11. Riferimenti bibliografici.....	»	776

## PARTE IV MECCANICA DEI TERRENI

### 7. Concetti generali, meccanica del continuo e valutazione della spinta dei terreni

7.1. Principio degli sforzi efficaci.....	»	781
7.2. Tensione geostatica.....	»	783
7.3. Distribuzione delle tensioni verticali nel terreno per la presenza di carichi esterni.....	»	784
7.4. Stato tensionale in un punto (cerchio di Mohr).....	»	792
7.5. Tensioni orizzontali nel terreno di fondazione.....	»	798
7.6. Rappresentazione degli stati tensionali.....	»	799
7.7. Modelli di comportamento dei terreni e delle rocce.....	»	803
7.7.1. Generalità.....	»	803
7.7.2. Teoria dell'elasticità e cerchio di Mohr.....	»	804
7.7.3. Modelli elasto-plastici.....	»	812
7.7.4. Stato critico e modello Cam-Clay.....	»	838
7.7.5. Modelli reologici.....	»	843
7.7.6. Coefficiente di sicurezza locale.....	»	843
7.8. Valutazione della spinta attiva e della resistenza passiva.....	»	846
7.8.1. Generalità.....	»	846
7.8.2. Spinta delle terre in condizioni non drenate.....	»	853
7.8.3. Spinta delle terre in condizioni drenate.....	»	856
7.8.4. Relazione fra i movimenti dell'opera di sostegno e la spinta delle terre.....	»	867
7.8.5. Spinta delle terre in presenza di compattazione del riempimento.....	»	869
7.8.6. Angolo di attrito fra terreno e opera di sostegno.....	»	874
7.8.7. Spinta prodotta dai sovraccarichi.....	»	876
7.8.8. Spinte delle terre in presenza di sisma.....	»	879
7.9. Riferimenti bibliografici.....	»	885

### 8. L'acqua nel terreno, moti di filtrazione e sistemi di drenaggio

8.1. Generalità.....	»	887
8.2. Fenomeni di capillarità.....	»	888
8.3. Moti di filtrazione.....	»	891
8.3.1. Legge di Darcy.....	»	891
8.3.2. Gradiente idraulico.....	»	894
8.3.3. Determinazione della permeabilità.....	»	895
8.3.4. Permeabilità di mezzi omogenei ed eterogenei.....	»	901
8.3.5. Filtrazione monodimensionale.....	»	902
8.3.6. Filtrazione bidimensionale e reticolo di filtrazione.....	»	903
8.3.7. Moti non confinati.....	»	911
8.3.8. Controllo della filtrazione all'interno di una diga.....	»	916
8.3.9. Condizioni di equilibrio in presenza di forze di filtrazione.....	»	921
8.3.10. Progettazione dei filtri e drenaggi.....	»	926
8.4. Scelta e dimensionamento del sistema di abbassamento della falda.....	»	928
8.4.1. Sistemi di pompaggio.....	»	930
8.4.2. Scavi in presenza di sistema wellpoint.....	»	931
8.4.3. Scavi in presenza di uno schermo impermeabile.....	»	936
8.4.4. Scavi in presenza di un diaframma orizzontale impermeabile (tappo di fondo).....	»	939
8.5. Indicazioni delle Norme tecniche per le costruzioni per le verifiche degli stati limite ultimi idraulici.....	»	941
8.6. Riferimenti bibliografici.....	»	946



## *Premessa*



Il continuo sviluppo dell'ambiente urbano e delle conseguenti e necessarie infrastrutture implica una sempre maggiore necessità di acquisire e sviluppare specifiche competenze geotecniche nell'ambito della progettazione delle opere civili e delle infrastrutture.

Inoltre, va notato fin da subito che la reale comprensione dell'interazione terreno-struttura e degli effetti causati dalla costruzione dell'opera sui terreni circostanti costituisce un aspetto particolarmente critico per la progettazione e realizzazione di una nuova costruzione, quale per esempio una galleria o la realizzazione di uno scavo profondo.

Per la corretta progettazione di un'opera civile occorre che tutti i tecnici coinvolti abbiano una sufficiente conoscenza delle problematiche geotecniche legate alla realizzazione dell'opera e siano anche al corrente dello sviluppo teorico, tecnico-scientifico e tecnologico del settore geotecnico, settore questo in continua e costante evoluzione.

Alla luce di tali premesse, il presente manuale si prefigge proprio la finalità di contribuire alla diffusione dei principi geotecnici nell'ambito della progettazione di un'opera civile, riportando l'attuale stato dell'arte nel campo dell'ingegneria geotecnica.

A questo riguardo, i ventuno capitoli di cui si compone il presente manuale trattano tutti gli aspetti principali che nell'usuale pratica professionale, interessano l'ingegnere civile e/o geotecnico.

Si aggiunga che il manuale, per ciascuna problematica geotecnica trattata nei diversi capitoli (opere di fondazione, opere di sostegno, stabilità dei pendii, tiranti di ancoraggio, opere in sotterraneo, opere di materiali sciolti e fronti di scavo, miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce, consolidamento geotecnico di opere esistenti, ecc.), affronta, anche con alcuni esempi tratti dalla letteratura, l'applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni che, approvate definitivamente con decreto ministeriale il 14 gennaio 2008 (pubblicato nella G.U. del 4 febbraio 2008, n. 29), costituiscono il testo normativo che ha raccolto in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni. Tali norme che rappresentano la più avanzata espressione normativa a tutela della pubblica incolumità nel settore delle costruzioni, recepiscono le indicazioni degli eurocodici. Principale elemento innovativo delle nuove Norme tecniche per le costruzioni, rispetto alla precedente normativa geotecnica (D.M. 11.3.1988), riguarda l'introduzione del metodo degli stati limite anche per le analisi di un sistema geotecnico, mediante l'adozione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali sulle azioni, sui terreni e sulle resistenze.

In particolare, preme sottolineare che nel capitolo 5 del manuale si descrive e si commenta in maniera dettagliata e attenta l'Eurocodice 7, evidenziandone gli aspetti più importanti per quanto concerne le implicazioni progettuali. Illustrando le diverse fasi che hanno portato all'emissione della versione finale della normativa geotecnica europea, si evidenzia come, per venire incontro alle differenti posizioni degli esperti dei paesi europei, sono stati definiti tre diversi approcci progettuali, rimandando la scelta finale, relativamente a quali approcci adottare, ad ogni singolo paese dell'Unione europea mediante l'emissione di un'apposita appendice nazionale.

Inoltre, nel capitolo 5 sono anche riportati alcuni esempi applicativi, ripresi dalla letteratura e citandone la fonte: le opere geotecniche sono dimensionate adottando i coefficienti parziali riportati nell'appendice A dell'Eurocodice 7. Tali esempi hanno la precipua finalità di mostrare l'approccio dell'Eurocodice 7, che è stato recepito dalla nuova normativa italiana.

Per quanto riguarda, invece, i coefficienti di sicurezza parziali che le nuove Norme tecniche per le costruzioni del 2008 prescrivono ai progettisti, si rimanda, per ogni differente opera geotecnica, agli specifici capitoli del manuale.

Il lettore stesso, infatti, confrontando i valori dei coefficienti di sicurezza parziali e dei fattori di correlazione prescritti dalle nuove Norme tecniche per le costruzioni con quelli che sono riportati nell'appendice A dell'Eurocodice 7, potrà verificare come tali valori siano stati incrementati, cautelativamente, rispetto a quelli riportati nell'appendice A dell'Eurocodice 7, quasi sempre in maniera tale da ottenere dei dimensionamenti delle opere geotecniche di fatto coincidenti con quelli che si ottengono adottando la vecchia normativa basata sull'adozione di un unico coefficiente di sicurezza globale.

Occorre, infine, ricordare che l'ambiente accademico italiano si sia trovato di fronte al fatto che l'Italia abbia trascurato lo sviluppo degli eurocodici, lasciando di fatto la responsabilità delle scelte agli altri paesi europei, che hanno fatto pesare sul tavolo europeo la forza delle loro consuetudini e delle loro norme nazionali.

Pertanto, solo recentemente, con l'avvento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni, che hanno interamente recepito la filosofia degli eurocodici, i docenti e i progettisti italiani si sono trovati in obbligo di confrontarsi su una norma definita su altri tavoli e in altri paesi.

In ultima analisi, bisogna ritenere e augurarsi che la nuova normativa, nel prossimo futuro, soprattutto per la parte che attiene la progettazione per azioni sismiche, potrà ancora subire un'ulteriore armonizzazione ed evoluzione.

L'autore

## **Parte I**

Proprietà geotecniche dei terreni e delle rocce

# 1. PRINCIPI DELLA MECCANICA DEI TERRENI

## 1.1. NATURA DEI TERRENI

I terreni sono il risultato di processi di alterazione fisica, chimica ed organica, e di disaggregazione meccanica delle rocce. L'alterazione di natura fisica è dovuta a fenomeni di deformazione e fessurazione per decompressione causata da processi di erosione. La fessurazione delle rocce può essere ulteriormente amplificata da variazioni termiche e da cambiamenti di stato dell'acqua di infiltrazione, che, ghiacciando e conseguentemente aumentando di volume, determina una pressione all'interno della fessura che ha come effetto l'ulteriore disaggregazione della roccia. L'alterazione di natura chimica è causata dalle reazioni dei minerali delle rocce con  $O_2$ ,  $CO_2$  e con acidi organici presenti in soluzione nell'acqua. L'alterazione organica è operata dai vegetali, che frantumano il terreno con le loro radici, e dai batteri che producono acido carbonico, nitrico, ammoniacale e acido nitroso che disaggregano il terreno. L'azione dei batteri si sviluppa prevalentemente in superficie: infatti, mentre in superficie si ha una concentrazione di ben 150.000 specie per centimetro quadrato, a profondità dal piano campagna variabili dai 3 ai 5 metri, essi sono praticamente assenti. La configurazione nella quale si trovano i terreni è il frutto di un ciclo di complesse vicissitudini che comprende generalmente tre fasi: formazione, trasporto e deposizione. I terreni possono essere trasportati dall'acqua, dal vento, dai ghiacciai e dalle forze di gravità.

L'acqua, nel suo lento percorso dalle montagne verso il mare, trasporta con sé diversi materiali, i quali si depositano in luoghi diversi a seconda dell'altezza dell'acqua, della sua velocità, dell'intensità della piena, ecc. Nella figura 1.1 è mostrato schematicamente come i terreni alluvionali, trasportati dai torrenti e dai fiumi, si depositano lungo il loro percorso in funzione della velocità delle acque. Il trasporto dei frammenti di roccia da parte dell'acqua è, inoltre, un'altra causa della loro disaggregazione. L'azione di trasporto del vento trova una tipica esemplificazione nelle dune del deserto, le quali sono caratterizzate da una relativa omogeneità del materiale. Un altro esempio di depositi dovuti all'azione del vento, sono i limi (*loess*) dell'Europa centrale. Questi depositi sono spesso cementati (carbonato di calcio) immediatamente dopo la loro deposizione e la loro porosità è normalmente discretamente elevata (46-2%). Allo stato secco i loess hanno una considerevole consistenza e resistenza.

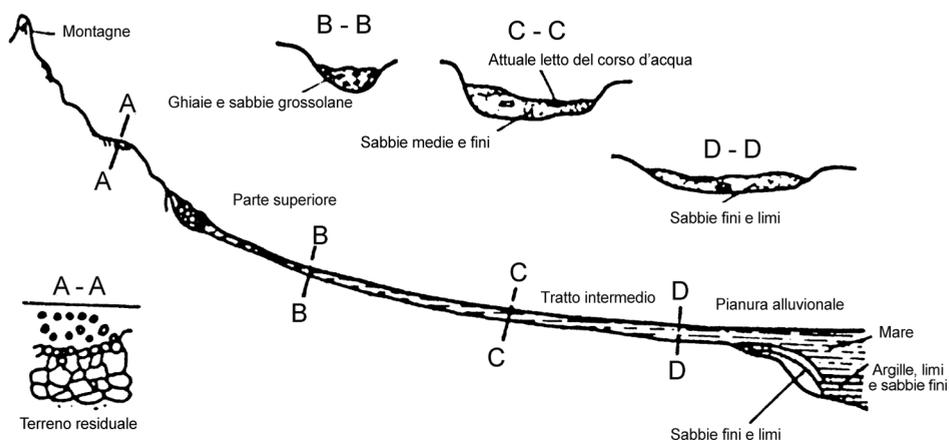


Figura 1.1  
 Profilo longitudinale di un'asta fluviale con deposizione dei differenti materiali alluvionali

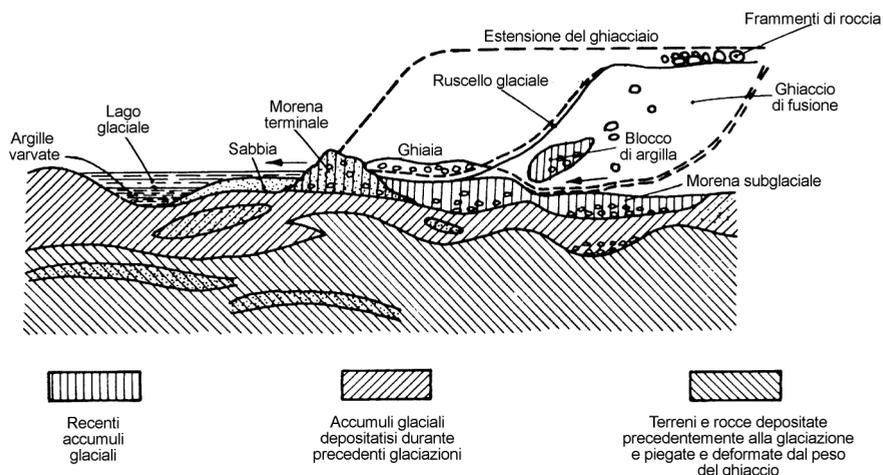


Figura 1.2  
 Sezione longitudinale attraverso un ghiacciaio in ritiro

Scavi quasi verticali confermano tali proprietà; tuttavia il loess è facilmente erodibile e i corsi d'acqua creano delle profonde incisioni. Quando un loess diventa saturo, al di sotto di una fondazione si hanno improvvisi e immediati cedimenti in quanto l'agente cementante, che tiene insieme i singoli grani, viene dissolto e conseguentemente la restante struttura sciolta collassa.

I ghiacciai non solo scavano solchi e valli, ma depositano lateralmente veri e propri rilievi; lungo il loro percorso raccolgono quanto precipita dalle soprastanti montagne

le cui rocce sono in pieno disfacimento sotto l'azione dei cicli di gelo-disgelo. Tutto questo insieme gigantesco di detriti, da grossolani a finissimi come polvere, viene incorporato nel ghiacciaio, il quale, scendendo a valle, provvede al loro trasporto. A questi detriti si aggiungono quelli dovuti alla vera e propria escavazione operata dal ghiacciaio. Sul fronte del ghiacciaio, i materiali trasportati dal ghiacciaio vengono abbandonati, perché l'acqua, che deriva dalla fusione del fronte glaciale, non riesce a portare via se non una piccola parte dei detriti e solo quelli di dimensioni più piccole. Se il fronte del ghiacciaio rimane stazionario per alcuni anni, il deposito s'innalza e costituisce una vera e propria collina, chiamata *morenica*. La figura 1.2 mostra una sezione longitudinale attraverso un ghiacciaio in ritiro e come si può notare i depositi morenici risultano costituiti da frammenti rocciosi di varie dimensioni in una matrice argillosa con sabbie e ghiaie.

Depositi di argille varvate sono presenti in prossimità delle acque di fusione del ghiacciaio. Le argille varvate consistono in alternanze di sottili strati di argilla, di colore più scuro, con strati di limo, di colore più chiaro.

La fessurazione e lo sgretolamento delle pareti rocciose, a causa dell'alterazione dovuta all'azione gelodisgelo, provoca un distacco di pietre e frammenti rocciosi che cadendo, per effetto della forza di gravità, si accumulano sistematicamente assumendo la forma di erti pendii (falde o coni di detrito).

## 1.2. STRUTTURA DEI TERRENI

Il comportamento del terreno è marcatamente influenzato dalla sua struttura, che è il risultato di un processo di interazione tra le varie particelle e tra queste e l'ambiente circostante. Ogni particella è soggetta sia a forze di massa che di superficie. Le forze di massa sono responsabili delle interazioni di tipo meccanico. Le forze di superficie, che dipendono dal tipo di minerale e dall'area della superficie delle particelle, sono responsabili di interazioni di tipo chimico. Nel caso delle sabbie le forze di superficie sono trascurabili rispetto a quelle di massa, per cui l'interazione tra le particelle è di tipo esclusivamente meccanico. In questo caso, la struttura dipende dalla forma dei grani, dalla distribuzione delle dimensioni delle particelle e la sua principale proprietà è costituita dallo stato di addensamento, avendosi una sabbia sciolta, mediamente densa o densa. Ad un maggiore addensamento corrisponde un maggiore numero di punti di contatto ovvero un maggiore mutuo incastro e quindi una compressibilità inferiore e una resistenza al taglio maggiore. Per quanto riguarda la forma delle particelle di una sabbia, la figura 1.3 riporta le definizioni comunemente utilizzate.

Nel caso dei terreni argillosi, le forze di superficie sono predominanti rispetto a quelle di massa, per cui l'interazione tra le particelle è governata da reazioni chimiche e da forze elettrostatiche che legano le piccole particelle tra di loro. A questo riguardo per comprendere il diverso comportamento di particelle di differenti dimensioni è interes-

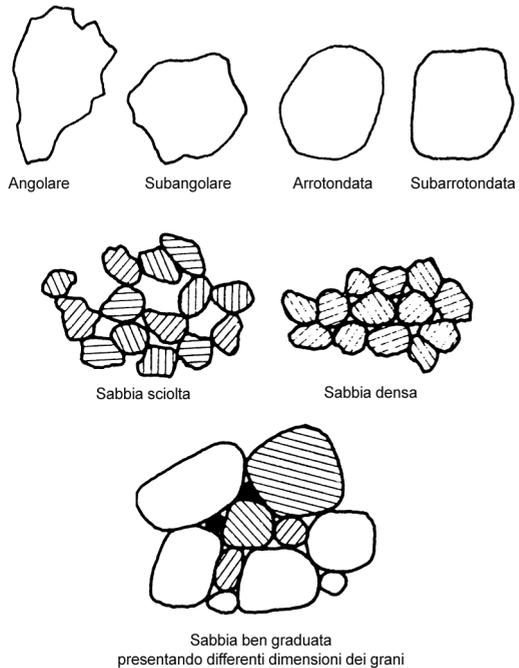


Figura 1.3  
Aspetti costituenti la struttura di una sabbia

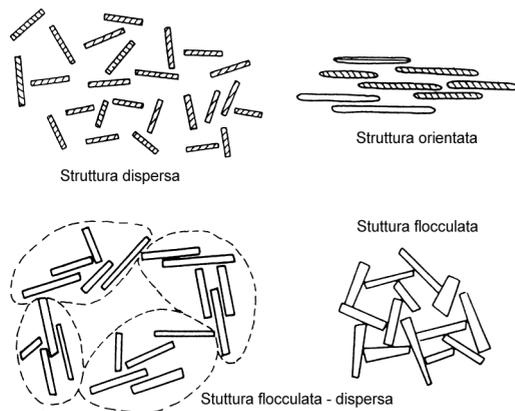


Figura 1.4  
Struttura di una argilla

sante riferirsi al valore della superficie specifica definita come il rapporto tra l'area della superficie e il volume o la massa. Ad esempio, per una particella di sabbia con dimensioni medie di 1 mm, la superficie specifica è pari a circa  $6 \text{ mm}^2/\text{mm}^3$ , mentre la superficie specifica di argille, contenenti una frazione argillosa (particelle di dimensioni inferiori a 0.002 mm) superiore al 30%, risulta superiore per alcune migliaia di volte. A seconda della risultante delle azioni che si scambiano le particelle argillose, in fun-

zione della loro distanza e dell'ambiente nel quale si depositano, si hanno differenti strutture. Come mostrato in figura 1.4, nel caso di deposizione in acqua dolce, si può avere una struttura dispersa se prevalgono le forze di repulsione o una struttura orientata se, come nel caso delle montmorilloniti, l'attività superficiale è molto elevata. Se la deposizione avviene in acque salmastre le particelle si aggregano in strutture flocculate e flocculate disperse.

### **1.3. PROPRIETÀ CARATTERISTICHE DEI TERRENI**

#### **1.3.1. Principali tipi di terre**

I termini terra e roccia, usati nell'ingegneria civile, implicano una chiara distinzione tra due diversi tipi di materiale di fondazione.

Per *terra* (oppure roccia sciolta o terreno sciolto) si intende un aggregato naturale di grani minerali, con o senza costituenti organici, che possono essere separati con semplice agitazione meccanica o con agitazione in acqua; essa è caratterizzata da valori bassi o nulli delle resistenze meccaniche (alla compressione, trazione, ecc.).

Per *roccia* si intende un aggregato naturale di minerali connessi da forze coesive che non vengono perdute anche in seguito a più o meno prolungato contatto con acqua; inoltre, la roccia è caratterizzata da valori elevati della resistenza meccanica e dei moduli di deformabilità. In realtà non c'è mai una netta differenza fra terra e roccia: infatti persino le più resistenti e rigide rocce possono risultare indebolite da un processo di alterazione e alcuni terreni altamente induriti possono avere resistenze comparabili con quelle di rocce alterate. Vi sono poi dei materiali di transizione tra le terre e le rocce, come ad esempio alcuni tipi di marne, tufi calcarei e vulcanici, ecc. I principali termini usati in ingegneria civile per descrivere le terre sono: ciottoli, ghiaia, sabbia, limo e argilla. I terreni naturali consistono in una miscela di due o più di questi costituenti e talvolta contengono materiale organico parzialmente o totalmente decomposto.

I ciottoli, le ghiaie e le sabbie sono conosciuti come terre a grana grossa; i limi e le argille come terre a grana fine. Si può fare anche una distinzione in terre coerenti e terre incoerenti: le prime, se asciutte, presentano una resistenza non trascurabile alla trazione e dopo impregnazione perdono ogni consistenza; le seconde presentano resistenza a trazione quasi nulla.

I metodi di descrizione delle terre a grana grossa differiscono da quelli delle terre a grana fine.

Le terre a grana grossa sono costituite da frammenti di minerali e sono identificate sulla base delle dimensioni dei singoli grani: i ciottoli hanno dimensioni superiori a 60 mm, la ghiaia ha dei grani di diametro compreso fra 2 e 60 mm; la sabbia è costituita da grani visibili a occhio nudo e di diametro compreso fra 0.06 mm e 2 mm.

La descrizione della sabbia e della ghiaia richiede una stima delle quantità di mate-

riale, compreso tra i vari diametri, e la conoscenza della forma e della composizione mineralogica dei grani.

Fra le terre a grana fine, i limi (costituiti da particelle di dimensioni comprese fra 0.002 mm e 0.06 mm) costituiscono la parte più grossa della frazione di terreno microscopica e possiedono poca o nulla plasticità e coesione; l'argilla (costituita da particelle di dimensioni inferiori a 0.002 mm) è principalmente un aggregato di particelle minerali microscopiche a forma lamellare ed è caratterizzata dalle tipiche proprietà colloidali della plasticità: coesione e capacità di assorbire ioni.

La distinzione fra limo e argilla non può essere basata solo sulle dimensioni delle particelle perché le proprietà fisiche significative dei due materiali sono legate solo indirettamente alle dimensioni delle particelle stesse. Perciò, poiché sono ambedue di dimensioni microscopiche, devono usarsi altri criteri per identificarli sul posto: così, ad esempio, un frammento di argilla asciutta si lascia rompere con uno sforzo molto più grande di uno di limo asciutto; il limo poi è molto meno plastico e più permeabile dell'argilla. Riepilogando in funzione delle dimensioni delle particelle si hanno i seguenti tipi di terreno:

- ciottoli: > 60 mm;
- ghiaia: 2÷60 mm;
- sabbia: 0.06÷2 mm;
- limo: 0.002÷0.06 mm;
- argilla: < 0.002 mm.

Le terre con materiale organico sono più compressibili delle terre aventi la stessa composizione mineralogica, ma senza materiale organico. La presenza di materia organica vegetale è generalmente denunciata dal colore marrone scuro, grigio scuro o nero, e dal caratteristico odore emanato dalle sostanze organiche in decomposizione.

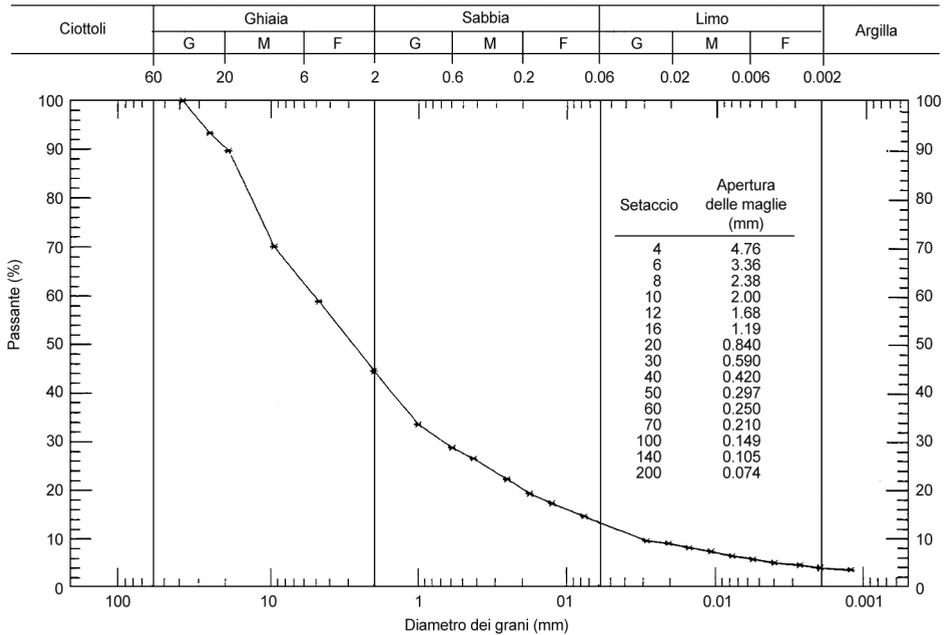
Per un'adeguata descrizione dei terreni si utilizzano le prove di classificazione che permettono la determinazione delle proprietà fisiche, definite come *proprietà indici*. Le proprietà indici possono essere suddivise in due categorie: proprietà dei grani e proprietà degli aggregati. Le proprietà dei grani sono le proprietà dei singoli grani di cui la terra è composta; le proprietà degli aggregati dipendono invece dalla struttura e dalla disposizione delle particelle nella massa di terra. Mentre le prime servono principalmente per la classificazione, le seconde sono indicative del comportamento di un terreno.

### 1.3.2. Composizione granulometrica

Uno dei fattori fondamentali per caratterizzare le proprietà fisiche dei terreni è la loro composizione granulometrica, che viene determinata in laboratorio ricorrendo a:

- setacciatura meccanica: utilizzando i setacci, il cui numero e apertura di maglie è indicato in figura 1.5, si separa la frazione grossolana, ovvero quella trattenuta dal setaccio 200 (dimensione delle particelle maggiore di 0.074 mm);

- aerometria (o decantazione o sedimentazione) per il passante al setaccio 200 (se superiore al 10%) si ricorre all'analisi per sedimentazione; la prova si basa sulla legge di Stokes che determina la velocità di sedimentazione di una particella sferica in funzione del suo diametro, della sua densità e del tipo di fluido in cui è posta (si veda figura 1.6).



Prova	Simbolo	Profondità		Peso secco (g)	Metodo di preparazione	% < 0.75 mm	% ciottoli	% ghiaia	% sabbia	% limo	% argilla	D <sub>60</sub> (mm)	D <sub>50</sub> (mm)	D <sub>10</sub> (mm)
		da m	a m											
Gr 1	*	32.70	33.15	453.85	via umida	15	-	55	32	9	4	5.06	2.77	0.03

Figura 1.5  
Esempio di curva granulometrica ed elenco (numero e apertura delle maglie) dei setacci utilizzati

Relativamente ad una curva granulometrica viene definito il coefficiente di uniformità  $C_u$  e di curvatura  $C_c$ .

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{(D_{10} \cdot D_{60})}$$

dove  $D_{10}$ ,  $D_{30}$  e  $D_{60}$  rappresentano i diametri delle particelle corrispondenti ad una percentuale di passante pari rispettivamente al 10, 30 e 60%.

Le sabbie e ghiaie vengono definite ben assortite se il coefficiente di uniformità risulta maggiore, rispettivamente, di 4 o 6, purché il coefficiente di curvatura stia nei limiti compresi tra 1 e 3. Valori del coefficiente di curvatura esterni a detto interval-

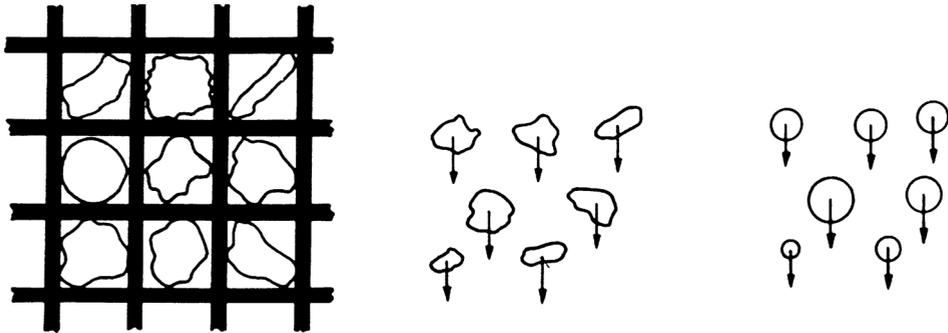


Figura 1.6  
a) Particelle di terreno di diversa forma attraverso un setaccio; b) particelle di terreno considerate equivalenti

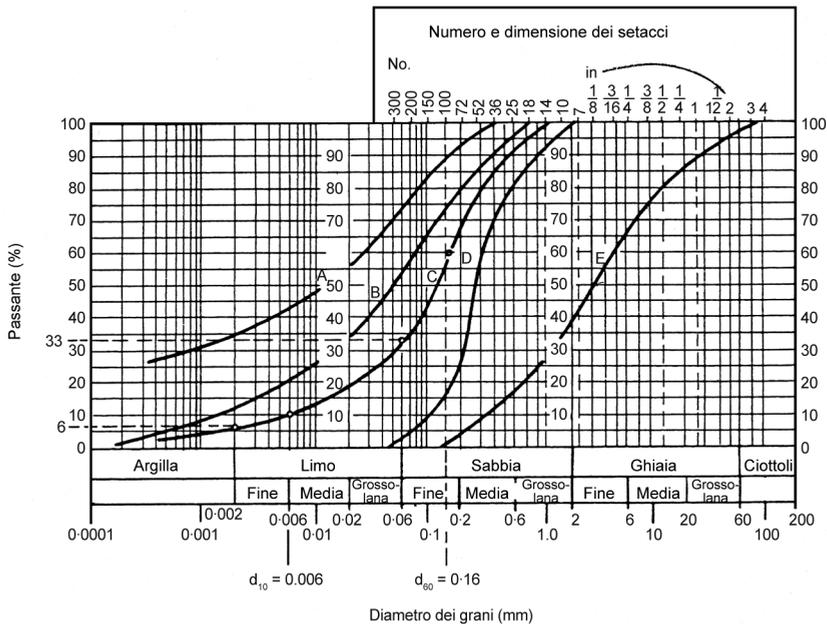


Figura 1.7  
Esempi di curve granulometriche: A, argilla; B, limo sabbioso e argilloso; C, sabbia leggermente argillosa; D, sabbia media; E, ghiaia sabbiosa

lo sono tipici dei terreni che presentano una curva granulometrica discontinua, che è caratteristica delle commistioni di sabbie, argille o limi depositate dai fiumi a corso rapido (Terzaghi e Peck, 1974). In questo caso, il concetto di coefficiente di uniformità perde di significato. Sabbie e ghiaie vengono invece definite poco assortite se il coefficiente di uniformità assume valori, rispettivamente, inferiori a 4 o 6.

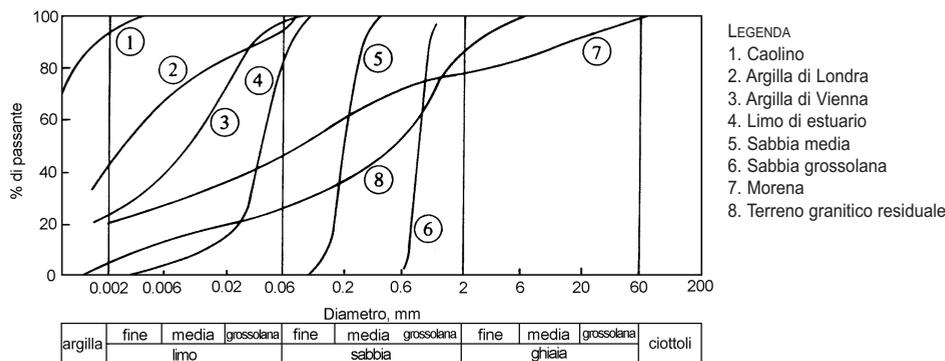


Figura 1.8  
Esempi di curve granulometriche

I risultati di un'analisi granulometrica sono rappresentati in una curva di distribuzione secondo le dimensioni: la percentuale di materiale più fine di una determinata dimensione è riportata in ordinata in scala naturale, mentre il corrispondente diametro dei grani in millimetri, è riportato in ascissa in scala logaritmica. La forma della curva è indicativa della distribuzione percentuale, cosicché terre uniformi sono rappresentate da linee quasi verticali, mentre terre ben graduate occupano parecchi cicli della scala logaritmica.

Nella figura 1.5 è riportato un esempio di curva granulometrica, mentre nelle figure 1.7 e 1.8 sono riportati esempi di curve granulometriche relative ad alcuni tipi terreno.

### 1.3.3. Relazione fra le fasi

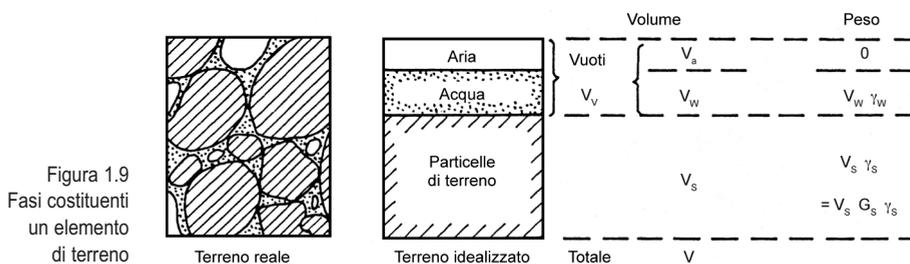
I terreni sono materiali plurifasi costituiti da:

- una fase solida, detta anche *scheletro granulare*, composta da granuli costituiti da singoli minerali, agglomerati di minerali o frammenti di roccia;
- una fase liquida, composta dall'acqua contenente piccole quantità di diversi sali inorganici in soluzione;
- una fase gassosa, costituita da aria a volte associata a vari tipi di gas, ad esempio il metano.

La fase solida costituisce lo scheletro poroso i cui vuoti sono occupati dalla fase liquida e/o gassosa.

Le caratteristiche fisiche del terreno e di conseguenza anche quelle meccaniche dipendono sia dalle caratteristiche di ciascuna singola fase sia dall'interazione fra le diverse fasi.

Con riferimento alla figura 1.9, si possono definire le diverse caratteristiche volumetriche, essendo rappresentato un campione di terreno diviso nelle tre fasi che lo compongono. Il volume della fase solida è indicato con  $V_s$ , quello dell'acqua con  $V_w$  e quello del gas con  $V_a$ . Poiché le relazioni tra  $V_w$  e  $V_a$  cambiano al variare delle condizioni dell'acqua del terreno così come al variare dei carichi, è conveniente indicare tutto il volume non occupato dalle particelle solide, o volume dei vuoti, con  $V_v$ .



Sulla base dei valori di volume sopra indicati, si possono definire i seguenti termini:

- porosità:  $n = \text{volume dei vuoti}/\text{volume totale} = V_v/V$ ;
- indice dei vuoti:  $e = \text{volume dei vuoti}/\text{volume dei solidi} = V_v/V_s$ ;
- volume specifico:  $v = \text{volume totale che contiene un volume dei solidi unitario}$ ;
- grado di saturazione:  $S_r = \text{volume dell'acqua}/\text{volume dei vuoti}$  (pari a 0 per terreni secchi e a 1 per terreni saturi)  $= V_w/V_v$ ;
- contenuto d'aria:  $A = \text{volume di aria}/\text{volume totale} = V_a/V$ .

Le relazioni sopra riportate sono basate sui volumi. Se si introducono le masse e i pesi si hanno le seguenti ulteriori definizioni:

- densità naturale dei terreni definita come rapporto fra la massa di un terreno e il suo volume (nel suo stato naturale). In laboratorio è usualmente espressa in termini di g/ml ( $1 \text{ ml} = \text{cm}^3$ ) o  $\text{Mg}/\text{m}^3$ :

$$\rho = \frac{M}{V}$$

dove

$M$  = massa del campione di terreno espressa in grammi

$V$  = volume del campione di terreno espresso in ml o  $\text{m}^3$ .

Il sistema internazionale di misura differenzia molto chiaramente tra la massa e la forza di gravità.

La densità di un dato materiale dipende dalla massa e dalla concentrazione delle particelle che lo costituiscono e, perciò, è una delle proprietà fondamentali; essa è inoltre indipendente dalla posizione del materiale, quindi ha lo stesso valore in qualsiasi località della terra così come sulla luna. D'altro canto la forza di gravità per unità di volume di un dato materiale (comunemente definita come *peso dell'unità di volume* o *peso specifico*) è uguale al prodotto della sua densità per l'accelerazione di gravità  $g$ ; quindi essendo tale valore funzione di  $g$  non risulta essere una proprietà di base del materiale.

Perciò, quando ci si riferisce alle proprietà fisiche di un materiale ci si dovrebbe riferire alla densità  $\rho$ , prima definita; quando, tuttavia, deve essere considerato l'effetto della forza di gravità si deve usare il termine peso dell'unità di volume  $\gamma$ .

Per definizione si ha:

$$\gamma = \rho \cdot g$$

dove

$\gamma$  = peso dell'unità di volume totale espresso in kN/m<sup>3</sup>

$\rho$  = densità in t/m<sup>3</sup> (t/m<sup>3</sup> = g/ml = Mg/m<sup>3</sup>)

$g$  = accelerazione di gravità in m/s<sup>2</sup> ( $g \approx 9.81$  m/s<sup>2</sup>).

La densità dei terreni dipende dalla densità delle particelle solide, dalla porosità e dal contenuto naturale d'acqua  $w$  definito nella seguente maniera:

– contenuto naturale d'acqua espresso in percentuale:

$$w = \frac{M_w}{M_s} \cdot 100$$

dove

$M_w$  = massa dell'acqua contenuta nei pori

$M_s$  = massa delle particelle solide.

– la densità della parte solida è definita come rapporto fra la massa delle particelle solide ed il loro volume ed è usualmente espressa in g/ml (1 ml = cm<sup>3</sup>) o Mg/m<sup>3</sup>.

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$$

dove

$M_s$  = massa delle particelle di terreno secco in  $g$

$V_s$  = volume delle medesime particelle di terreno secco (scheletro solido del terreno) in ml.

- il peso specifico dei grani  $G_s$  è definito come rapporto fra il peso dell'unità di volume della parte solida ed il peso di volume dell'acqua:  $G_s = g \cdot \rho_s / g \cdot \rho_w = \rho_s / \rho_w$ . Il peso specifico dei grani  $G_s$  dipende dalla composizione mineralogica del terreno e varia tra 2.4 e 3.2; di seguito si forniscono alcuni valori medi di peso specifico dei grani per alcuni tipi di particelle di terreno:

caolinite	2.4
quarzo	2.65
calcare	2.72
dolomia	2.8-2.95
mica	2.7-3.2

Il peso dell'unità di volume della parte solida, come nel caso del peso dell'unità di volume totale, si ottiene moltiplicando la densità  $\rho_s$  per l'accelerazione di gravità  $g$ :

$$\gamma_s = g \cdot \rho_s = g \cdot G_s \cdot \rho_w$$

Per scopi pratici  $\rho_w = 1 \text{ g/ml} = 1.0 \text{ t/m}^3$  e  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$  e perciò si ha:

$$\gamma_s = 9.81 \cdot G_s \text{ kN/m}^3$$

- la densità del terreno secco è definita come rapporto fra la massa secca delle particelle solide e il volume unitario del terreno ed è espressa in g/ml o Mg/m<sup>3</sup>:

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$$

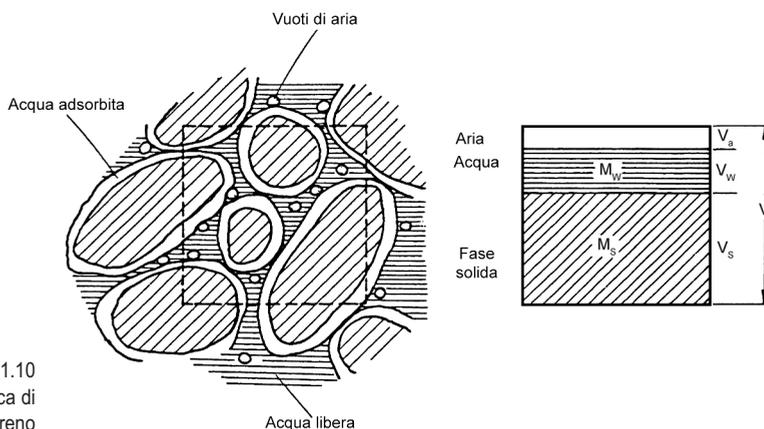


Figura 1.10  
Sezione schematica di un elemento di terreno

dove

$M_s$  = massa delle particelle solide del campione in g o Mg;

$V$  = volume del campione (prima che sia secco) in ml o m<sup>3</sup>.

La densità secca è impiegata nella determinazione della porosità e dell'indice dei vuoti; è frequentemente impiegata nella costruzione delle strade per la determinazione dello stato di compattazione delle opere in terra.

Nel caso della valutazione di  $\rho_d$  sulla base della conoscenza del contenuto naturale d'acqua  $w$  e della densità naturale  $\rho$ , possono essere impiegate le seguenti relazioni derivate sulla base di quanto riportato nella figura 1.10:

$$\rho = \frac{M}{V} = \frac{M_s + M_w}{V} = \frac{M_s + wM_s}{V} = \rho_d + \frac{w}{100} \cdot \rho_d$$

e riadattando la formula si ottiene:

$$\rho_d = \frac{\rho}{100 + w} \cdot 100$$

Per definizione il peso dell'unità di volume del terreno secco  $\gamma_d$  è uguale a:

$$\gamma_d = g \cdot \rho_d = \frac{g\rho}{100 + w} \cdot 100$$

e per scopi pratici è espresso in kN/m<sup>3</sup>. Tenendo conto delle difficoltà nella determinazione diretta del volume della fase solida e del volume dei vuoti si può adottare un metodo indiretto basato sulle seguenti relazioni mostrate anche in figura 1.11:

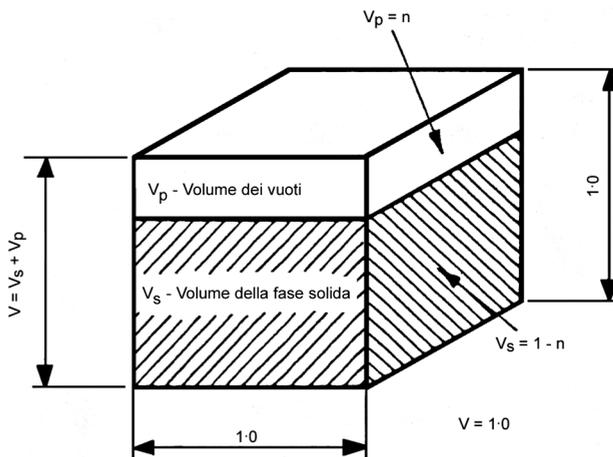


Figura 1.11  
Volume del terreno,  
della fase solida e dei vuoti

$$M_s = V_s \cdot \rho_s$$

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} = \frac{V_s \cdot \rho_s}{V} = (1-n) \cdot G_s \cdot \rho_w$$

Rielaborando l'ultima espressione si può esprimere la porosità in funzione di  $G_s$  e  $\rho_d$ :

$$n = \frac{G_s \rho_w - \rho_d}{G_s \rho_w}$$

dove

$G_s$  = densità delle particelle solide espressa in g/ml o Mg/m<sup>3</sup>;

$\rho_d$  = densità secca del terreno, espressa in g/ml o Mg/m<sup>3</sup>.

Assumendo che il terreno consista di particelle solide sferiche del medesimo diametro  $d$ , si potrebbero ottenere i seguenti risultati:

- massima porosità per una disposizione delle sfere una sopra l'altra, come mostrato in figura 1.12a:

$$n_{\max} = \left( d^3 - \frac{\pi d^3}{6} \right) / d^3 = 0.476$$

- minima porosità per una disposizione delle sfere, come mostrato in figura 1.12b:

$$n_{\min} = 0.258$$

La porosità di una sabbia o ghiaia con un fuso granulometrico abbastanza assortito risulta compresa fra tali due valori.

Per quanto concerne i terreni coesivi essi sono caratterizzati da valori più elevati

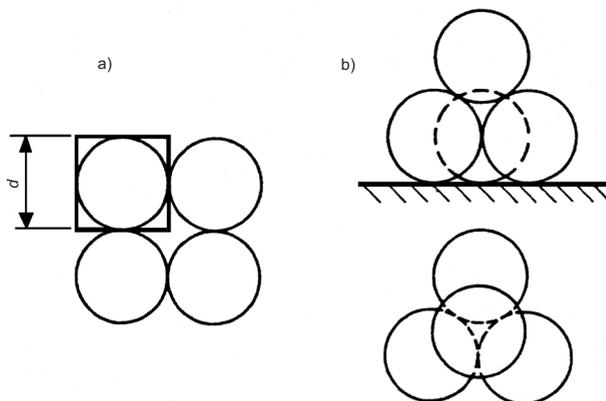


Figura 1.12  
Schemi di assemblaggio  
di particelle sferiche

della porosità, in quanto le particelle argillose si dispongono in strutture flocculate o disperse. Nei terreni coesivi i vuoti sono largamente riempiti con acqua adsorbita, fortemente attratta dalla superficie delle particelle.

Per quanto concerne l'indice dei vuoti  $e$ , definito come rapporto fra il volume dei vuoti e il volume dei solidi, può essere ricavata la seguente espressione:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1-n} = \frac{G_s \rho_w - \rho_d}{\rho_d}$$

Per le sabbie e le ghiaie l'indice dei vuoti è compreso fra 0.3 e 1, mentre per i terreni coesivi i valori sono considerevolmente più elevati.

### 1.3.4. Densità relativa per i terreni a grana grossa

Per i terreni incoerenti, la densità relativa ( $D_r$ ) esprime il grado di compattazione o stato di addensamento con riferimento allo stato rispettivamente più sciolto e più denso che può essere determinato in laboratorio mediante precise procedure (ASTM D4253 e D4254). La *densità relativa* è definita come rapporto fra lo stato di addensamento naturale del terreno e la massima densità di un dato tipo di terreno. Più precisamente la densità relativa può essere calcolata con riferimento alla figura 1.13 mediante la seguente espressione:

$$D_r = \frac{V_{max} - V}{V_{max} - V_{min}} = \frac{V_{pmax} - V_p}{V_{pmax} - V_{pmin}} = \frac{\frac{V_{pmax}}{V_s} - \frac{V_p}{V_s}}{\frac{V_{pmax}}{V_s} - \frac{V_{pmin}}{V_s}} = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

dove

$e_{max}$  = indice dei vuoti massimo determinabile sperimentalmente in laboratorio

$e_{min}$  = indice dei vuoti minimo determinabile sperimentalmente in laboratorio

$e$  = indice dei vuoti del terreno in sito.

Tabella 1.1. Descrizione dello stato di addensamento in funzione del valore di  $D_r$

Densità relativa	$D_r$ (%)	
	(a)	(b)
Molto sciolto	0-15	0-20
Sciolto	15-35	20-40
Medio	35-65	40-60
Denso	65-85	60-80
Molto senso	85-100	80-100

(a) Secondo Lambe e Whitman; (b) Secondo Meyerhof

La densità relativa è un utile parametro per descrivere il comportamento meccanico dei terreni a grana grossa.

La tabella 1.1 riporta i termini descrittivi dello stato di addensamento in funzione dei valori di  $D_r$ .

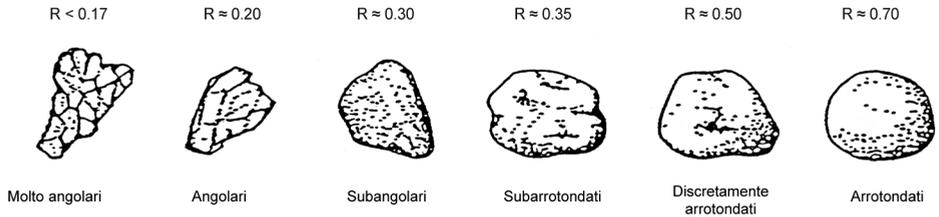
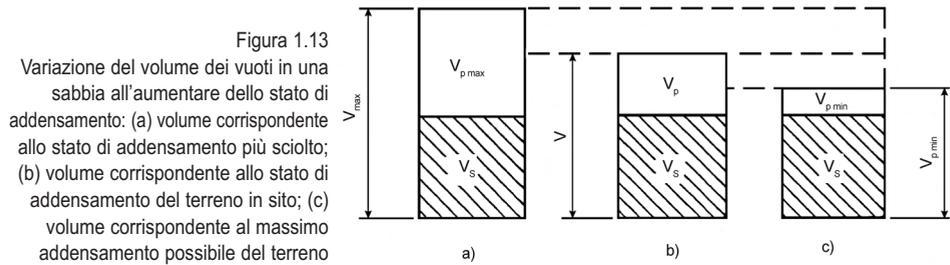


Figura 1.14  
 Definizione della rotondità delle particelle

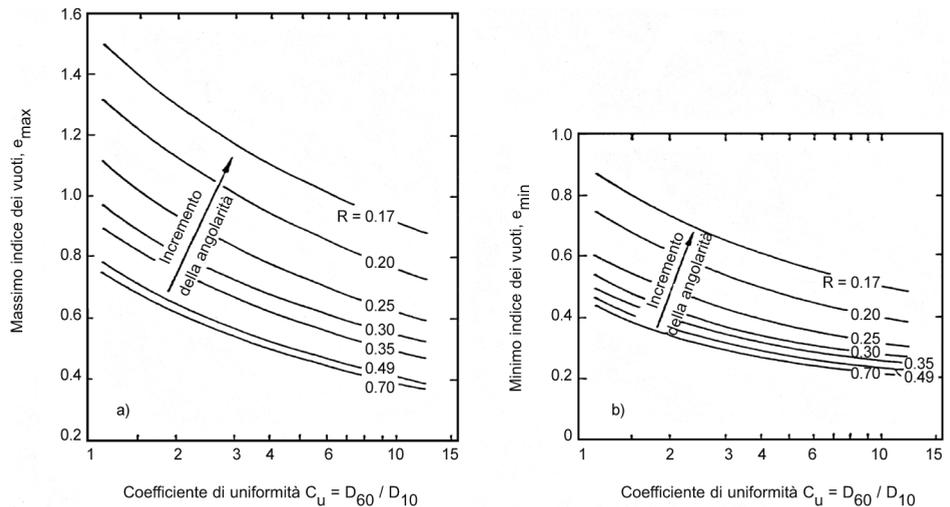


Figura 1.15  
 Curve per la stima dei valori di  $e_{max}$  ed  $e_{min}$

Per una varietà di terreni sabbiosi naturali o artificiali i valori di  $e_{max}$  e  $e_{min}$  dipendono primariamente dalla forma (rotondità indicata con  $R$ ) delle particelle e dal coefficiente di uniformità  $C_u$ . La rotondità è definita come rapporto fra il minimo raggio che sottende gli spigoli delle particelle e il raggio che inscrive l'intera particella. Sebbene  $R$  sia difficile da misurare, esso può essere stimato dalle angolarità apparenti dei grani, come mostrato nella figura 1.14. In combinazione con un'analisi granulometrica i valori di  $e_{max}$  e  $e_{min}$  possono anche essere stimati dalla figura 1.15, che è valida per sabbie pulite con fusi granulometrici sufficientemente assortiti.

La densità relativa dei depositi non coesivi è un indice assai significativo ai fini della valutazione delle loro caratteristiche di deformabilità e di resistenza al taglio.

### 1.3.5. Limiti di consistenza

Le caratteristiche meccaniche di compressibilità e resistenza al taglio di un terreno coesivo dipendono fondamentalmente dal loro contenuto naturale d'acqua, dalla composizione mineralogica della frazione argillosa e dal tipo di cationi adsorbiti. Poiché gli ultimi due fattori influenzano anche i limiti di consistenza (limite plastico e limite di liquidità), la descrizione di questi terreni in termini del loro stato di consistenza, che dipende direttamente dal contenuto d'acqua e dai limiti di consistenza, permette, indirettamente, di ottenere informazioni anche sulle loro caratteristiche meccaniche. A seconda del suo contenuto d'acqua, un terreno a grana fine può presentarsi in quattro differenti stati fisici:

- solido;
- semi-solido;
- plastico;
- liquido.

Il valore del contenuto d'acqua corrispondente al passaggio da uno stato all'altro è definito *valore limite* e varia da un materiale all'altro, pertanto, tali limiti possono essere usati come mezzo di identificazione e classificazione.

I valori del contenuto d'acqua limite, seguendo la classificazione di Atterberg (1911), sono: il limite liquido, il limite plastico e il limite di ritiro:

- il limite liquido  $w_l$  (limite tra stato plastico e liquido) corrisponde al contenuto d'acqua per il quale il terreno acquista consistenza fluida; la resistenza al taglio e la deformabilità diventano in queste condizioni trascurabili;
- il limite plastico  $w_p$  (limite tra stato semi-solido e plastico) corrisponde al contenuto d'acqua per il quale il terreno inizia a perdere il comportamento plastico;
- il limite di ritiro  $w_s$  (limite fra stato solido e semi-solido) definisce il contenuto d'acqua per il quale un ulteriore essiccamento non produce più una riduzione di volume.

I limiti di Atterberg sono tecnicamente semplici da ottenere, ma è necessario l'impiego di attrezzature standardizzate e di una buona esperienza pratica per raggiungere risultati soddisfacenti e ripetitivi.

Il limite liquido è determinato da una prova empirica: è il contenuto d'acqua (espresso in percentuale) di una miscela terreno-acqua messa in un apposito cucchiaio (di Casagrande) e nella quale viene praticato un piccolo solco che si richiude in corrispondenza di venticinque colpi applicati secondo una procedura standardizzata. Poiché si tratta di una prova estremamente empirica è importante che vengano rispettati precisi standard quali, ad esempio, la norma ASTM D4318 o il British Standard 1377 (1967, prove 2A o B).

Il *limite plastico* è definito come il contenuto d'acqua per il quale un bastoncino di terreno dello spessore di 3 mm, fatto rotolare su una lastra di vetro, inizia a fessurarsi. Anche in questo caso è importante che la determinazione venga eseguita adeguandosi scrupolosamente degli standard quali la norma ASTM D4318 o il British Standard 1377 (1967, prova 3).

Se il terreno contiene una notevole percentuale di grani di diametro maggiore di 0.5 mm, allora i limiti di consistenza sono determinati utilizzando solamente il terreno passante al setaccio n. 40 (apertura delle maglie pari a 0.42 mm); i risultati ottenuti devono chiaramente citare la percentuale (come peso secco del materiale) di terreno fine passante il setaccio n. 40.

Per quanto riguarda il limite di ritiro, in pratica si assume il contenuto d'acqua che corrisponde al punto di intersezione delle tangenti alla curva sperimentale, ricavata in laboratorio, come mostrato in figura 1.16.

Sulla base delle determinazioni dei limiti di Atterberg è possibile determinare i seguenti indici:

- l'indice di liquidità  $I_L$  (adimensionale) è definito come rapporto tra la differenza fra il contenuto naturale d'acqua e il limite plastico e la differenza fra il limite liquido e il limite plastico:

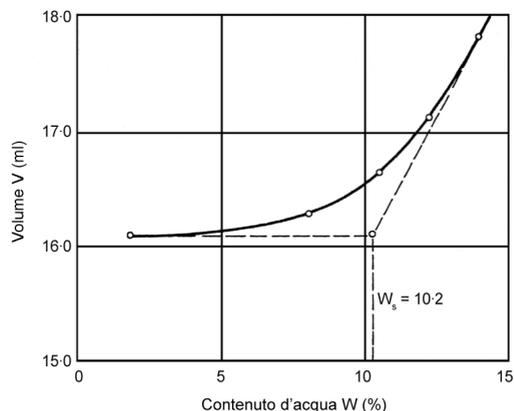


Figura 1.16  
Determinazione del limite di ritiro

$$I_l = \frac{w - w_p}{w_l - w_p}$$

$w$  = contenuto naturale d'acqua

$w_p$  = limite plastico espresso in percentuale

$w_l$  = limite liquido espresso in percentuale.

- l'indice di consistenza  $I_c$  (adimensionale) è definito come rapporto tra la differenza fra il limite liquidità e il contenuto naturale d'acqua e la differenza fra il limite liquido e il limite plastico:

$$I_c = \frac{w_l - w}{w_l - w_p}$$

I due indici sono legati dalla seguente equazione:

$$I_c = 1 - \frac{w - w_p}{w_l - w_p} = 1 - I_l$$

L'indice di liquidità è un eccellente indicatore della storia geologica di un deposito e delle proprietà degli stessi terreni, come mostrato schematicamente nella figura 1.17. La consistenza dei terreni a grana fine può essere definita sulla base delle proprietà fisiche quali il contenuto naturale d'acqua e i limiti di consistenza (usando ad esempio l'indice di consistenza) oppure sulla base della resistenza al taglio in condizioni non drenate  $c_u$ .

La tabella 1.2 fornisce una classificazione dei terreni a grana fine sulla base della loro consistenza (Wilun e Starzewski, 1975), classificazione che è illustrata anche in figura 1.18.

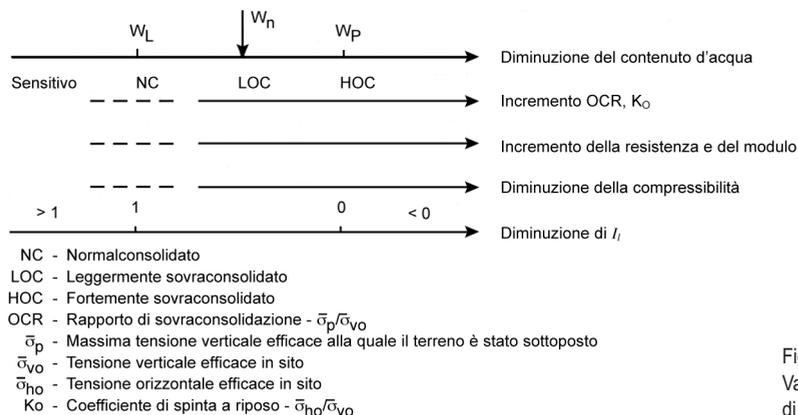


Figura 1.17  
Variazioni dell'indice di liquidità

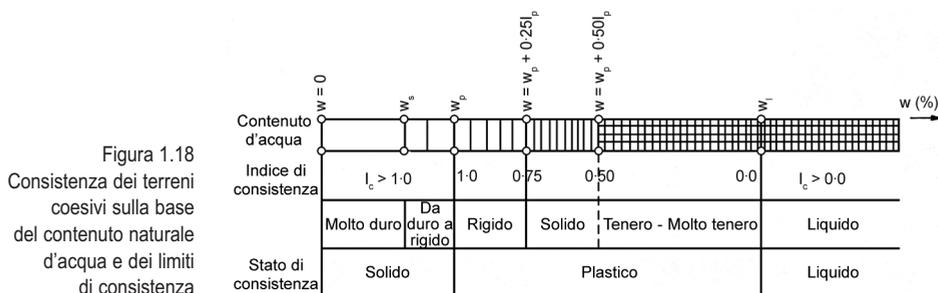


Tabella 1.2. Consistenza dei terreni a grana fine (coesivi)

Stato di consistenza e termini descrittivi	Valori di $I_c$ e $w$	Resistenza al taglio in condizioni non drenate $c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
Molto duro	$I_c > 1$ e $w \leq w_s$	-
Duro	$I_c > 1$ e $w_s < w \leq w_p$	> 144
Compatto	$1 > I_c \geq 0,75$	72-144
Mediamente compatto	$0,75 > I_c \geq 0,5$	36-72
Tenero	$0,5 > I_c \geq 0$	18-36
Molto tenero	$0,5 > I_c \geq 0$	< 18
Liquido	$I_c < 0$ o $w > w_l$	-

La classificazione basata sulla resistenza a taglio in condizioni non drenate può fornire risultati differenti nel caso di terreni sensitivi. I terreni sensitivi una volta rimaneggiati (al loro contenuto naturale d'acqua) usualmente risultano meno consistenti, in quanto il processo di rimaneggiamento ha distrutto gli effetti dovuti alla cementazione. Tuttavia, anche nel caso dei terreni sensitivi un sistema di classificazione basato unicamente su fattori fondamentali, quali il contenuto naturale d'acqua, la composizione mineralogica delle particelle e il tipo di cationi adsorbiti, costituisce un approccio di fondamentale importanza. Occorre evidenziare che nella pratica progettuale i limiti di consistenza non sempre sono valorizzati in modo adeguato in quanto spesso – erroneamente – considerati secondari rispetto ai parametri meccanici, quali la resistenza al taglio o deformabilità.

L'indice di plasticità  $I_p$  è definito come differenza tra il limite liquido e il limite plastico:

$$I_p = w_l - w_p$$

indica la quantità di acqua in percentuale (della massa di terreno secco) che un dato terreno assorbe nel passare dallo stato semi-solido a quello liquido; per esempio, le bentoniti di sodio attive, che assorbono immediatamente l'acqua, possono avere indici di plasticità anche superiori al 200%, mentre terreni poco attivi come i loess (limi quarzosi) hanno degli indici di plasticità compresi fra il 5 ed il 10%.

Terreni caratterizzati da bassi valori dell'indice di plasticità possono facilmente liquefare, persino per bassi valori del contenuto naturale d'acqua.

Il rapporto fra l'indice di plasticità  $I_p$  e la percentuale in peso della frazione argillosa  $J$  è stata definita da Skempton (1953) come *attività* o *attività colloidale*  $A$  dell'argilla:

$$A = \frac{I_p}{J}$$

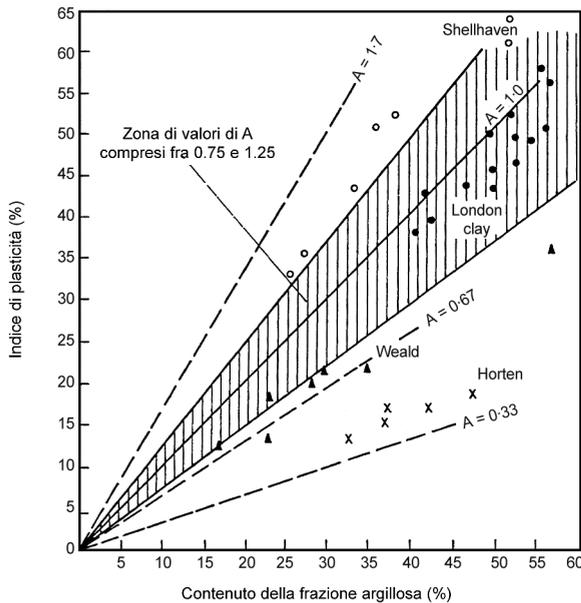


Figura 1.19  
Relazione fra l'indice di plasticità e la percentuale in peso della frazione argillosa  $J$  per la maggior parte dei terreni delle isole britanniche

La figura 1.19 riporta come esempio i valori dell'attività  $A$  relativi ai terreni delle isole britanniche: come si può notare, i valori dell'attività sono compresi fra 0.75 e 1.25 con un valore medio di 1 circa, ad eccezione dei caolini, delle argille lacustri di deposizione glaciale e dei loess per i quali il valore di  $A$  varia fra 0.4 e 0.75.

Tabella 1.3. Classificazione dei terreni coesivi

Descrizione del terreno	Percentuale in peso della frazione argillosa $J$	Indice di plasticità $I_p$ (%)
Incoerente	0-2	< 1
Leggermente coesivo	2-10	1-10
Mediamente coesivo	10-20	10-20
Coesivo	20-30	20-30
Molto coesivo	30-100	> 30

Sulla base dei dati riportati nella figura 1.19, per la maggior parte dei terreni coesivi si ha  $I_p = J$  e perciò queste due quantità possono essere usate per la classificazione riportata nella tabella 1.3.

### 1.3.6. Sistemi di classificazione

La classificazione di un campione di terreno è una delle attività principali di un laboratorio geotecnico. A causa della varietà dei depositi naturali e delle diverse esigenze pratiche, esistono diversi sistemi di classificazione basati su alcune delle proprietà indice precedentemente illustrate. Di seguito verranno illustrati brevemente i sistemi più ricorrenti nella pratica progettuale.

Il primo sistema di classificazione, molto impiegato per costruzioni stradali e ferroviarie, è stato sviluppato da Casagrande (1948); in questo sistema il tipo di terreno è indicato con due lettere maiuscole che indicano il tipo di terreno e determinate caratteristiche, come mostrato nella tabella 1.4.

**Tabella 1.4. Sistema di classificazione di Casagrande**

Tipo di terreno		Indice	
Principali tipi di terreno	Terreni a grana grossa	Ghiaia	G
		Sabbia	S
	Terreni a grana fine	Limo	M
		Argilla	C
	Terreni organici	Limi e argille organiche	O
		Torba	Pt
Caratteristiche descrittive	Terreni a grana grossa	Ben assortito	W
		Poco assortito	P
		Uniforme	U
		Contenuto di terreno fine in eccesso	F
	Terreni a grana fine	Bassa plasticità $w_l < 35\%$	L
		Media plasticità $35\% \leq w_l < 50\%$	I
		Alta plasticità $w_l \geq 50\%$	H

Al fine di assegnare appropriate lettere ai terreni a grana fine viene utilizzata la cosiddetta *carta di plasticità* proposta dallo stesso Casagrande e illustrata in figura 1.20.

Nella carta di plasticità viene riportato il valore dell'indice di plasticità in funzione del limite liquido e le lettere relative alla classificazione sono determinate sulla base della posizione del punto sulla carta. La linea A (figura 1.20), per esempio, è assunta come una linea di separazione tra i terreni organici ed inorganici. I terreni a grana

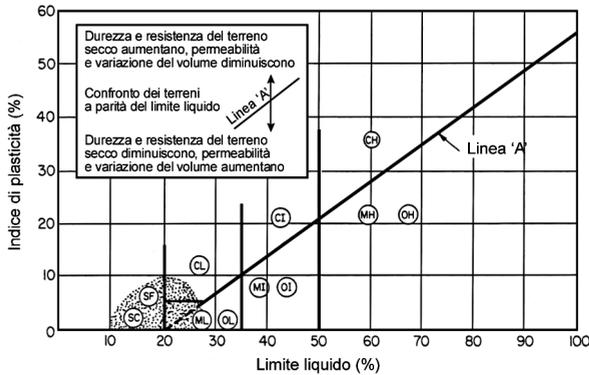


Figura 1.20  
Carta di plasticità di Casagrande

Tabella 1.5. Classificazione HRB-AASHO

Classificazione generale:	Materiali granulari (passante al vaglio n. 200 $\leq$ 35%)				Limi-Argille (passante al vaglio n. 200: $\geq$ 35%)				
	A-1		A-3	A-2		A-4	A-5	A-6	A-7
Classificazione di gruppo:	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7		A-7-5 A-7-6
Analisi granulometrica; percentuale di passante:									
- al vaglio n. 10 (2 mm):	$\leq$ 50								
- al vaglio n. 40 (0.12 mm):	$\leq$ 30	$\leq$ 50	$\leq$ 51						
- al vaglio n. 200 (0.074 mm):	$\leq$ 15	$\leq$ 25	$\leq$ 10	$\leq$ 35	$\leq$ 35	$\leq$ 35	$\leq$ 35	$\geq$ 36	$\geq$ 36
Caratteristiche della frazione passante al vaglio n. 40 (0.42 mm):									
- Limite liquido ( $w_L$ %):			Non plastico	$\leq$ 40	$\geq$ 41	$\leq$ 40	$\geq$ 41	$\leq$ 40	$\geq$ 41
- Indice plastico (PI %):	$\leq$ 6		-	$\leq$ 10	$\leq$ 10	$\geq$ 11	$\geq$ 11	$\leq$ 10	$\leq$ 10
Indice di gruppo (I):	0	0	0	0		$\leq$ 4		$\leq$ 8	$\leq$ 12
Materiale costituente:	Ghiaia (pietrame) con sabbia		Sabbia	Ghiaia e sabbia limosa o argillosa			Limi		Argille
Materiale come sottofondo:	Da eccellente a buono						Da buono a scarso		
Note:	* se: $PI \leq w_L - 30$ Classif. A-7-5 se: $PI \geq w_L - 30$ Classif. A-7-6.								

fine sono pertanto suddivisi in accordo alla loro plasticità come mostrato nelle tabelle 1.4 e 1.5.

Un secondo sistema di classificazione molto diffuso è l'*unified soil classification system* (USCS) descritto sia dalle raccomandazioni AGI sulla programmazione e l'esecuzione delle indagini geotecniche (AGI, 1977) sia dalla norma ASTM D 2487-93. Il sistema non include i ciottoli definiti come elementi lapidei con diametro nominale compreso fra 75 e 300 mm ed i massi ( $D > 300$  mm).

Nella classificazione HRB (*Highway research board* 1942-1945) generalmente usata nelle costruzioni stradali, nota anche come sistema AASHO (*american association of state highway officials*), i terreni inorganici sono suddivisi in sette gruppi, da A-1 ad A-7, che a loro volta comprendono complessivamente dodici sottogruppi. La tabella 1.5 riporta lo schema di tale classificazione.

CRITERI DI CLASSIFICAZIONE				SIMBOLO	NOME
				DEL GRUPPO	DEL GRUPPO
Terreni a grana grossa Trattenuto al setaccio No. 200 > 50%	Ghiaie	Ghiaie pulite fine < 5%	$C_u \geq 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$	GW	Ghiaia ben assortita
	Trattenuto al setaccio No. 200 > 50%	Trattenuto al setaccio No. 4 (D $\geq$ 4.75 mm) > 50%	$C_u < 4$ e/o $1 > C_c > 3$	GP	Ghiaia poco assortita
			Fine tipo ML o MH	GM	Ghiaia limosa
			Fine tipo CL o CH	GC	Ghiaia argillosa
	Sabbie	Sabbie pulite con	$C_u \geq 6$ e $1 \leq C_c \leq 3$	SW	Sabbia ben assortita
	Passante al setaccio No. 4 (D < 4.75 mm) $\geq$ 50%	Sabbie con fine > 12%	Fine < 5%	$C_u < 6$ e/o $1 > C_c > 3$	SP
Fine tipo ML o MH				SM	Sabbia limosa
		fine tipo CL o CH		SC	Sabbia argillosa
Terreni a grana fine Passante al setaccio No. 200 $\geq$ 50%	Argille e limi LL < 50%	inorganici	PI > 7 e (*)	CL	Argilla magra
			PI < 4 o (**)	ML	Limo
		organici	(***)	OL	Argille e limi organici
	Argille e limi LL $\geq$ 50%	inorganici	(*)	CH	Argilla grassa
			(**)	MH	Limo
		organici	(***)	OH	Argille e limi organici
Terreni con alto tenore di sostanze organiche	Prevalentemente materiale organico di colore scuro e odore caratteristico			PT	Torbe

(\*) PI nella carta di plasticità si colloca sulla linea A o al di sopra di essa  
 (\*\*) PI nella carta di plasticità si colloca al di sotto della linea A  
 (\*\*\*) LL (dopo essiccazione) < 0.75  
 LL (non essiccato)

Figura 1.21  
Sistema di classificazione uscs

Tabella 1.6. Classificazione in base alla granulometria

Argilla	Limo			Sabbia			Ghiaia			Ciottoli e massi
	F	M	G	F	M	G	F	M	G	
AGI	0.002	0.006	0.02	0.06	0.2	0.6	2	6	20	> 60
< 0.002	0.006	0.02	0.06	0.2	0.6	2	6	20	60	
USCS	< 0.075			0.075	0.425	2	4.75	-	19	> 75
				0.425	2	4.75	19	-	75	

F = Fine, M = Medio, G = Grosso.

I terreni altamente organici sono classificati come A-8. Ogni campione di materiale contenente un'alta percentuale di fine è individuato da un indice di gruppo, calcolato tramite la seguente formula:

$$I = 0.2 \cdot a + 0.005 \cdot a \cdot c + 0.01 \cdot v \cdot d$$

in cui

$a$  = percentuale di passante al vaglio di luce 0.074 mm, maggiore del 35% e non superiore al 75%, espressa come numero intero da 0 a 40;

$b$  = percentuale di passante al vaglio di luce 0.074 mm, maggiore del 15% e non superiore al 55%, espressa come numero intero da 0 a 40;

$c$  = percentuale del valore del limite liquido maggiore di 40 e non superiore a 60, espressa come numero intero da 0 a 20;

$d$  = percentuale dell'indice di plasticità maggiore di 10 e non superiore a 30, espresso come numero intero da 0 a 20.

Valori al di sotto di quelli indicati come minimi significano  $a, b, c, d = 0$ .

Valori al di sopra di quelli indicati come massimi significano  $a, b = 40$ ;  $c, d = 20$ .

La classificazione granulometrica USCS e quella riportata nelle Raccomandazioni AGI presentano alcune differenze come indicato in tabella 1.6 (le misure sono espresse in mm).

La figura 1.21 mostra il sistema di classificazione USCS e la carta di plasticità adottata dal sistema USCS che si basa su un adattamento della carta di plasticità di Casagrande (1948).

### 1.3.7. Effetti del contenuto d'acqua sul valore della densità e del peso dell'unità di volume

In funzione del grado di saturazione, la densità e il peso dell'unità di volume dei terreni possono essere valutati con diverse espressioni.

Se i vuoti sono completamente riempiti di acqua (terreno saturo) ma il terreno è situato al di sopra del livello di falda, allora la sua densità è data da:

$$\rho_{sat} = (1 - n) \cdot G_s \cdot \rho_w + n \cdot \rho_w$$

dove

$\rho_{sat}$  = densità del terreno saturo espressa ad esempio in g/ml

$(1 - n) \cdot G_s \cdot \rho_w$  = massa delle particelle per unità di volume del terreno in g/ml

$n \cdot \rho_w$  = massa dell'acqua presente nei vuoti per unità di volume del terreno in g/ml.

Per definizione, il peso dell'unità di volume del terreno saturo è dato da:

$$\gamma = g\rho_{sat} = (1 - n) \cdot G_s \cdot \gamma_w + n \cdot \gamma_w$$

espressa per scopi pratici in kN/m<sup>3</sup>.

Se, invece, il terreno è situato al di sotto del livello della falda, i vuoti del terreno sono completamente riempiti di acqua ma il peso dell'unità di volume efficace è considerevolmente più piccolo di  $\gamma_{sat}$ , in quanto l'acqua non è sostenuta dallo scheletro solido ma esercita una spinta verso l'alto (in accordo al principio di Archimede):

$$\gamma_{sub} = (1 - n) \cdot G_s \cdot \gamma_w - (1 - n) \cdot \gamma_w = (1 - n) \cdot (G_s - 1) \cdot \gamma_w$$

dove

$\gamma_{sat}$  = peso dell'unità di volume dello scheletro solido del terreno sommerso espresso in  $\text{kN/m}^3$

$(1 - n) \cdot G_s \cdot \gamma_w$  = peso delle particelle per unità di volume del terreno, in  $\text{kN/m}^3$

$(1 - n) \cdot \gamma_w$  = peso dell'acqua presente nei vuoti per unità di volume del terreno in  $\text{kN/m}^3$ .

La differenza fra  $\rho_{sat}$  e  $\gamma_{sat}$  può essere valutata sottraendo le sue espressioni sopra indicate e assumendo  $\rho_w = 1.0 \text{ g/ml}$  e perciò  $\gamma_w = g \rho_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$ :

$$\gamma_{sat} - \gamma_{sub} = \gamma_w \cong 9.8 \text{ kN/m}^3$$

Con riferimento alla figura 1.22, un terreno è saturo quando i suoi vuoti sono completamente riempiti di acqua. Il contenuto d'acqua per il quale il terreno è saturo, espresso in percentuale, è dato dalla seguente espressione:

$$w_{sat} = \frac{M_w}{M_s} \cdot 100 = \frac{nV\rho_w}{(1-n)VG_s\rho_w} \cdot 100 = \frac{e}{G_s} \cdot 100$$

dove

$e$  = indice dei vuoti

$G_s$  = peso specifico dei grani

$\rho_w$  = densità dell'acqua =  $1.0 \text{ g/ml}$ .

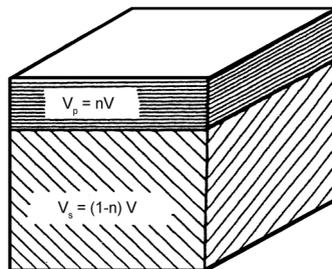


Figura 1.22

Schema relativo ad un terreno saturo

$$M_w = nV\rho_w, M_s = (1-n)VG_s\rho_w$$

Per quanto concerne il grado di saturazione  $S_r$ , esso può essere determinato con la seguente espressione:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{V_w \cdot \rho_w}{V_v \cdot \rho_w} = \frac{M_w}{(w_{sat} / 100) \cdot M_s} = \frac{M_w / M_s}{w_{sat}} = \frac{w \cdot G_s}{100 \cdot e}$$

La tabella 1.7 mostra una classificazione dei terreni incoerenti relativamente al loro grado di saturazione  $S_r$ .

**Tabella 1.7. Stato di saturazione di un terreno incoerente**

Grado di saturazione	Stato di saturazione del terreno
$0 < S_r < 0.4$	Da secco a poco umido
$0.4 < S_r < 0.8$	Umido
$0.8 < S_r < 1.0$	Molto umido

In conclusione, la conoscenza delle proprietà fisiche dei terreni è di fondamentale importanza per la successiva determinazione delle caratteristiche meccaniche di compressibilità e di resistenza al taglio. Tali caratteristiche fisiche comprendono le seguenti proprietà:

- $\rho_d$  = densità del terreno secco;
- $\rho_{sat}$  = densità del terreno saturo;
- $n$  = porosità del terreno;
- $e$  = indice dei vuoti;
- $w_{sat}$  = contenuto d'acqua per un terreno saturo;
- $S_r$  = grado di saturazione.

Tutte le proprietà sopra elencate possono essere ricavate sulla base della conoscenza delle seguenti proprietà fondamentali:

- $G_s$  = peso specifico dei grani;
- $\rho$  = densità naturale del terreno;
- $w$  = contenuto naturale d'acqua.

Tuttavia ricavare tutte le proprietà risulta spesso tedioso e impegnativo dal punto di vista del tempo necessario: può pertanto essere utile utilizzare dei nomogrammi.

Di seguito si riportano i nomogrammi costruiti per i seguenti cinque valori del peso specifico dei grani:  $G_s = 2.65, 2.67, 2.69, 2.72$  e  $2.75$ .

Per terreni che hanno un peso specifico dei grani compreso fra questi valori si assumerà il valore più prossimo. Il contenuto d'acqua  $w$ , espresso in percentuale, è riportato sull'asse delle ascisse, mentre il valore della densità naturale del terreno  $\rho$  è riportato sull'asse delle ordinate. Le linee inclinate sul nomogramma (da sinistra verso destra) sono relative a diversi valori della porosità  $n$  e dell'indice dei vuoti  $e$ , in funzione delle coordinate relative al contenuto d'acqua e alla densità naturale del terreno.

I punti di intersezione di ogni linea con l'asse delle ordinate e con la linea relativa alla piena saturazione ( $S_r = 1$ ) permettono di leggere direttamente il valore della densità secca  $\rho_d$  e di quella del terreno saturo  $\rho_{sat}$  per ogni terreno caratterizzato da un punto situato sul nomogramma. La figura 1.23 mostra un esempio di impiego dei nomogrammi.

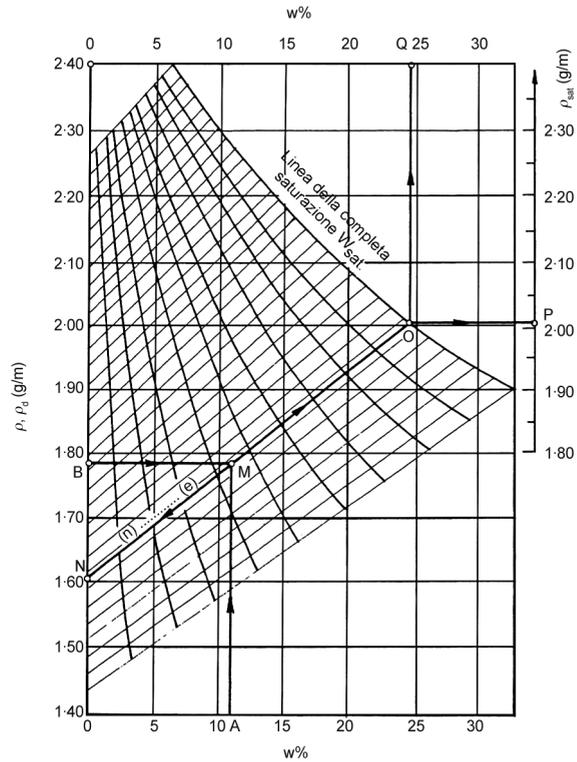


Figura 1.23  
Diagramma per l'illustrazione  
dell'impiego dei nomogrammi

Per un dato valore di  $G_s$ , i seguenti punti vengono individuati sull'appropriato nomogramma:

- punto A, corrispondente al contenuto naturale d'acqua  $w$  sull'asse delle ascisse;
- punto B, corrispondente alla densità naturale del terreno  $\rho$  sull'asse delle ordinate;
- le linee parallele agli assi e tracciate a partire dai punti A e B determinano il punto M;
- se il punto M è situato su una delle linee di uguale valore di  $n$  ed  $e$ , i valori indicati forniscono il valore della porosità  $n$  e dell'indice dei vuoti  $e$ ; se il punto M cade in un punto intermedio fra due linee allora i corrispondenti valori di  $n$  ed  $e$  vengono determinati per interpolazione lineare; analogo procedimento si adotta per il valore di  $S_r$ ;
- la linea inclinata che passa per il punto M ed è parallela alle linee di uguale valore di porosità  $n$  interseca l'asse delle ordinate nel punto N e la linea di completa saturazione ( $S_r = 1$ ) nel punto O;
- l'ordinata corrispondente al punto N fornisce il valore della densità del terreno secco  $\rho_d$ ;
- una linea parallela all'asse delle ascisse, tracciata a partire dal punto O, interseca

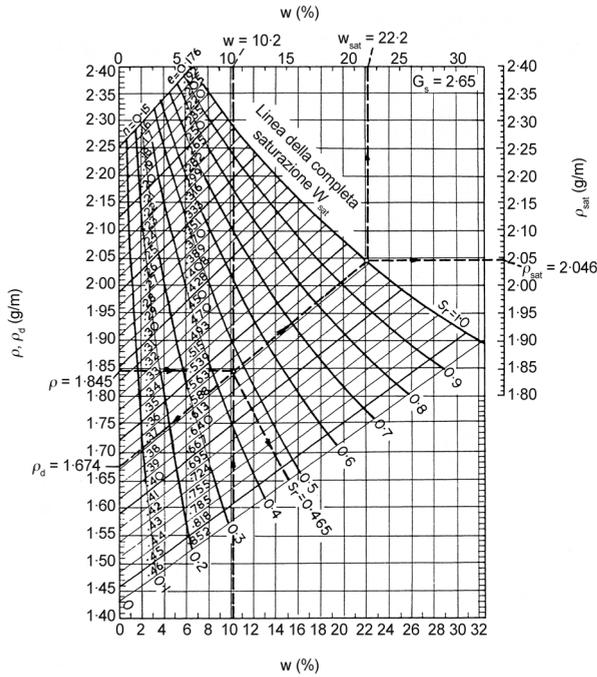


Figura 1.24  
 Nomogramma per la determinazione di  $n$ ,  $e$ ,  $\rho_d$ ,  $\rho_{sat}$ ,  $w_{sat}$  e  $S_r$  sulla base dei valori di  $\rho$ ,  $w$  e per  $G_s = 2.65$

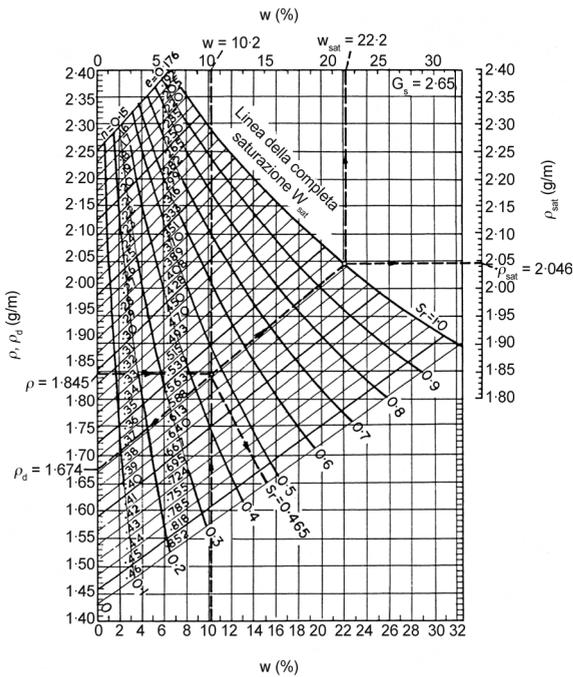


Figura 1.25  
 Nomogramma per la determinazione di  $n$ ,  $e$ ,  $\rho_d$ ,  $\rho_{sat}$ ,  $w_{sat}$  e  $S_r$  sulla base dei valori di  $\rho$ ,  $w$  e per  $G_s = 2.67$

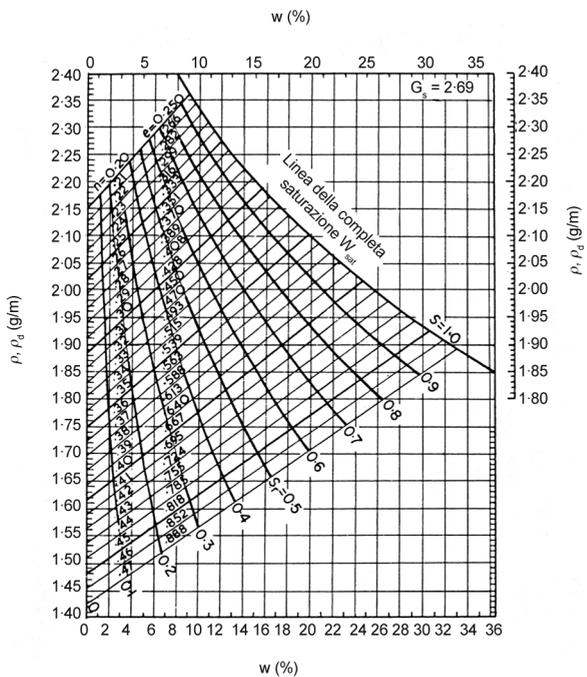


Figura 1.26  
Nomogramma per la determinazione di  $n$ ,  $e$ ,  $\rho_d$ ,  $\rho_{sat}$ ,  $w_{sat}$  e  $S$ , sulla base dei valori di  $\rho$ ,  $w$  e per  $G_s = 2.69$

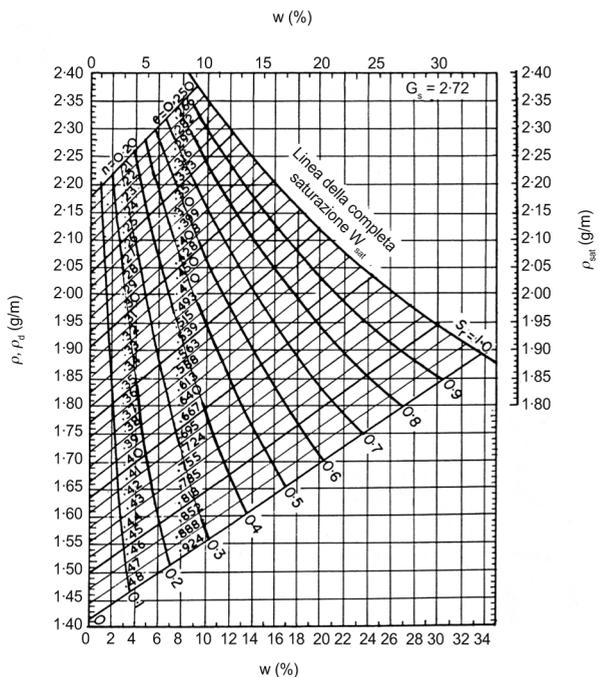


Figura 1.27  
Nomogramma per la determinazione di  $n$ ,  $e$ ,  $\rho_d$ ,  $\rho_{sat}$ ,  $w_{sat}$  e  $S$ , sulla base dei valori di  $\rho$ ,  $w$  e per  $G_s = 2.72$

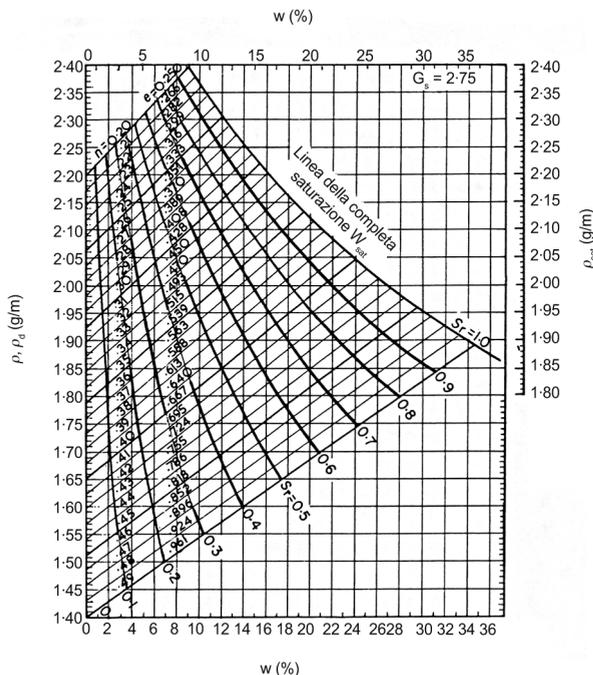


Figura 1.28  
 Nomogramma per la determinazione di  $n$ ,  $e$ ,  $\rho_d$ ,  $\rho_{sat}$ ,  $w_{sat}$  e  $S_r$  sulla base dei valori di  $\rho$ ,  $w$  e per  $G_s = 2.75$

l'asse parallelo a quello delle ordinate nel punto P che fornisce il valore della densità del terreno saturo;

- infine una linea tracciata parallela all'asse delle ordinate per il punto O interseca l'asse parallelo a quello delle ascisse nel punto Q che fornisce il valore di  $w_{sat}$ .

Le figure 1.24÷1.28 riportano i nomogrammi rispettivamente per  $G_s = 2.65, 2.67, 2.69, 2.72$  e  $2.75$ . Se ad esempio si ha  $G_s = 2.65, \rho = 1.845 \text{ g/ml}, w = 10.2\%$  e si vuole determinare il valore di  $n, e, \rho_d, \rho_{sat}, w_{sat}; S_r$  e  $\gamma_{sub}$ , dalla figura 1.24 si ottiene  $n = 0.368, e = 0.583, \rho_d = 1.674 \text{ g/ml}, \rho_{sat} = 2.046 \text{ g/ml}, w_{sat} = 22.2\%, S_r = 0.47$  e  $\gamma_{sub} = 9.8 (2.05 - 1.0) = 10.3 \text{ kN/m}^3$ .

## 1.4. PRINCIPI DELLA MECCANICA DEI TERRENI

### 1.4.1. Analisi in sforzi efficaci

Poiché la resistenza al taglio del terreno è fortemente influenzata dalle condizioni di drenaggio durante l'applicazione del carico, tali condizioni devono essere tenute in conto in maniera appropriata nella scelta della resistenza al taglio da adottare per la progettazione delle opere.

Un principio fondamentale dell'ingegneria geotecnica è costituito dal valore della

tensione efficace  $\sigma'$ , che è stata definita per la prima volta da Terzaghi (1936) come:

$$\sigma' = \sigma - u$$

dove

$\sigma$  = tensione totale

$u$  = pressione dell'acqua interstiziale (pressione neutra).

La resistenza al taglio, adottando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, può essere pertanto espressa in maniera congruente in termini di sforzi efficaci nella seguente maniera:

$$\tau = c' + \sigma'_{ff} \cdot \tan \phi' = c + (\sigma_{ff} - u) \cdot \tan \phi'$$

dove

$\sigma'_{ff}$  = tensione totale normale al piano di rottura e all'istante di rottura

$u$  = pressione dell'acqua interstiziale

$c'$  = coesione

$\phi'$  = angolo di resistenza al taglio.

Per un terreno parzialmente saturo, la resistenza al taglio può essere espressa nel seguente modo (Fredlund et. al., 1978):

$$\tau = c' + (\sigma'_{ff} - u_w) \cdot \tan \phi' + (u_w - u_a) \cdot \tan \phi''$$

dove

$u_a$  = pressione dell'aria nei pori

$u_w$  = pressione dell'acqua interstiziale

$\phi''$  = proprietà del terreno che riflette l'influenza di  $(u_w - u_a)$  sulla resistenza.

Quando il terreno è saturo si ha  $u_a = 0$  e  $u = u_w$ . Per terreni saturi la pressione dell'acqua interstiziale coincide con la pressione dell'acqua, in condizioni idrostatiche, dovuta alla presenza della falda e alle sovrappressioni dell'acqua interstiziale prodotte dall'applicazione dei carichi.

Quando ai terreni vengono applicati dei carichi in condizioni non drenate o parzialmente drenate, la tendenza a cambiare di volume provoca l'insorgere di una sovrappressione dell'acqua interstiziale che può essere positiva o negativa a seconda del tipo di terreno e del percorso di sollecitazione al quale risulta sottoposto il terreno. In letteratura sono state proposte delle relazioni generali fra la pressione dell'acqua interstiziale e la pressione applicata.

Per esempio, Henkel (1960) ha proposto la seguente:

$$\Delta u = B \cdot (\Delta \sigma_{oct} + \alpha \cdot \Delta \tau_{oct})$$

dove

$\alpha$  = coefficiente empirico

$\tau_{oct}$  =  $1/3 [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]^{1/2}$

$\sigma_{oct}$  =  $1/3 \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  = tensioni principali, rispettivamente massima, intermedia e minima.

Per terreni in cella triassiale o ai quali sono applicati dei carichi con  $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$ , Skempton (1954) ha proposto per la sovrappressione dell'acqua interstiziale la seguente espressione:

$$\Delta u = B \cdot [\Delta\sigma_3 + A \cdot \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)]$$

dove

$A$  = coefficiente empirico correlato alla sovrappressione dell'acqua interstiziale sviluppata durante l'applicazione di uno sforzo di taglio;

$B$  = coefficiente empirico correlato alla compressibilità del terreno e al grado di saturazione. Per terreni saturi si ha  $B = 1$ . Per un materiale elastico,  $A = 1/3$ . Per terreni che sottoposti a sforzo di taglio tendono a ridurre il proprio volume:  $A > 1/3$  mentre per terreni che tendono a dilatarsi:  $A < 1/3$ .

In condizioni drenate, la sovrappressione dell'acqua è nulla e la pressione dell'acqua, in terreni saturi, causata da un moto di filtrazione può essere valutata senza particolari difficoltà.

In questo caso l'analisi progettuale può essere effettuata considerando la resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci.

In condizioni parzialmente drenate o in condizioni non drenate, la valutazione delle sovrappressioni dell'acqua è spesso difficile.

In alcuni casi si può utilizzare la resistenza al taglio del materiale ottenuta in termini di sforzi totali. Un caso importante è quello di un carico applicato in condizioni non drenate ad un terreno saturo per il quale si può utilizzare la resistenza al taglio non drenata  $c_u$ .

Questo tipo di analisi è indicato in letteratura come analisi con  $\phi = \phi_u = 0$  (Skempton e Golder, 1948). La resistenza al taglio usualmente varia come l'indice dei vuoti si modifica per effetto del drenaggio. Se la variazione dell'indice dei vuoti causa una resistenza al taglio maggiore, le condizioni a breve termine e la stabilità in condizioni non drenate è la situazione più critica e conseguentemente le condizioni di stabilità migliorano con il tempo.

Se viceversa il drenaggio produce una diminuzione della resistenza al taglio, la condizione a lungo termine e la stabilità in condizioni drenate risulta la più critica. La resistenza al taglio in condizioni non drenate può pertanto essere utilizzata per verificare le condizioni a breve termine o per valutare la stabilità di opere provvisorie.

MAURIZIO TANZINI

# MANUALE DEL GEOTECNICO

TOMO SECONDO



Dario Flaccovio Editore

Maurizio Tanzini  
MANUALE DEL GEOTECNICO  
Due tomi indivisibili  
ISBN 978-88-579-0050-6

© 2010 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686 - fax 091525738  
[www.darioflaccovio.it](http://www.darioflaccovio.it) [info@darioflaccovio.it](mailto:info@darioflaccovio.it)

Prima edizione: ottobre 2010

Tanzini, Maurizio <1955->  
Manuale del geotecnico / Maurizio Tanzini. –  
Palermo : D. Flaccovio, 2010.  
ISBN 978-88-579-0050-6  
1. Geotecnica – Manuali.  
624.1 CDD-22 SBN Pal0229478  
*CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"*

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, ottobre 2010

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.

Ogni sforzo è stato fatto nella creazione, realizzazione, verifica e documentazione dei programmi contenuti in questo libro: essi sono forniti in versione compilata ed il loro acquisto non comprende la facoltà di ottenere la codifica sorgente degli stessi né di disporre della documentazione logica e di progetto. L'utente ha il diritto di utilizzare una sola copia dei programmi su un terminale singolo collegato ad un computer con singola CPU; l'utente non può installare i programmi in network o su più computer o terminali nello stesso tempo. L'utente può fare una sola copia dei programmi esclusivamente per esigenze di archivio ed installarlo su un singolo disco fisso. L'utente non potrà rimuovere né alterare alcun marchio, nome commerciale, numero di serie, indicazione di copyright o altra notifica di riserva di diritti o inseriti nei programmi e/o nel supporto. La verifica dell'idoneità dei programmi per ottenere certi risultati, l'installazione, l'uso e la gestione sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente; l'autore non garantisce che le funzioni contenute nel programma soddisfino in tutto o in parte le esigenze dell'utente o funzionino in tutte le combinazioni che possono essere scelte per l'uso, non potendo fornire alcuna garanzia sulle prestazioni e sui risultati ottenibili dal loro uso, né essere ritenuto responsabile dei danni o dei benefici risultanti dall'utilizzazione degli stessi. Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

## *Struttura dell'opera*

### **TOMO PRIMO**

---

#### **Parte I – Proprietà geotecniche dei terreni e delle rocce**

1. Principi della meccanica dei terreni
2. Principi della meccanica delle rocce

#### **Parte II – Indagini geotecniche**

3. Indagini in sito
4. Prove di laboratorio

#### **Parte III – Progettazione geotecnica**

5. La progettazione geotecnica nel contesto dell'EC7
6. La progettazione geotecnica

#### **Parte IV – Meccanica dei terreni**

7. Concetti generali, meccanica del continuo e valutazione della spinta dei terreni
8. L'acqua nel terreno, moti di filtrazione e sistemi di drenaggio

### **TOMO SECONDO**

---

#### **Parte V – Tecnica delle fondazioni**

9. Fondazioni dirette
10. Fondazioni profonde

#### **Parte VI – Opere geotecniche**

11. Opere di sostegno rigide
12. Opere di sostegno flessibili
13. Analisi di stabilità dei pendii

#### **Parte VII – Tecnologie costruttive, opere in sotterraneo e monitoraggio**

14. Stabilizzazione dei pendii
15. Miglioramento e consolidamento dei terreni e delle rocce
16. Ancoraggi: aspetti progettuali ed esecutivi
17. Chiodature del terreno e delle rocce
18. Opere in terra rinforzata
19. Geotessile
20. Opere in sotterraneo
21. Strumentazione geotecnica di controllo

**Indice tomo secondo****PARTE V  
TECNICA DELLE FONDAZIONI**

<b>9. Fondazioni dirette</b>	
9.1. Generalità.....	pag. 949
9.2. Capacità portante .....	» 950
9.2.1. Valutazioni preliminari della capacità portante dei terreni.....	» 950
9.2.2. Capacità portante sulla base delle prove penetrometriche dinamiche SPT .....	» 951
9.2.3. Capacità portante sulla base delle prove CPT .....	» 953
9.2.4. Teoria della capacità portante .....	» 954
9.3. Valutazione dei cedimenti .....	» 960
9.3.1. Generalità .....	» 960
9.3.2. Calcolo dei cedimenti delle fondazioni su terreni a grana grossa .....	» 962
9.3.2.1. Metodo di Burland e Burbidge .....	» 963
9.3.2.2. Metodo di Schmertmann .....	» 966
9.3.3. Calcolo dei cedimenti delle fondazioni su terreni a grana fine .....	» 970
9.3.3.1. Parametri di compressibilità in condizioni edometriche .....	» 971
9.3.3.2. Calcolo del cedimento della fondazione .....	» 974
9.3.3.3. Teoria della consolidazione monodimensionale .....	» 975
9.3.3.4. Correzione proposta da Skempton e Bjerrum .....	» 978
9.3.3.5. Consolidazione secondaria.....	» 979
9.3.4. Calcolo dei cedimenti di fondazioni su sabbie, limi e argille con il metodo del modulo tangente di Janbu .....	» 981
9.3.5. Approccio elastico per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali .....	» 984
9.3.6. Metodo di Berardi per il calcolo dei cedimenti .....	» 984
9.3.7. Spostamenti orizzontali.....	» 987
9.3.8. Rotazioni.....	» 987
9.3.8.1. Fondazioni rettangolari .....	» 987
9.3.8.2. Fondazioni circolari .....	» 989
9.4. Fondazioni su roccia .....	» 989
9.4.1. Capacità portante .....	» 989
9.4.2. Effetto delle discontinuità sulla capacità portante .....	» 997
9.4.3. Proprietà meccaniche dei giunti .....	» 1002
9.4.4. Cedimenti della fondazione .....	» 1004
9.5. Nuove Norme tecniche per le costruzioni .....	» 1005
9.5.1. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) .....	» 1005
9.5.2. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) .....	» 1007
9.5.2.1. Criteri di progetto .....	» 1008
9.5.2.2. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) .....	» 1008
9.5.2.2.1. Approccio 1 .....	» 1009
9.5.2.2.2. Approccio 2 .....	» 1009
9.5.2.3. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) .....	» 1009
9.5.3. Esempi applicativi delle nuove NTC .....	» 1010
9.5.3.1. Primo esempio .....	» 1010
9.5.3.2. Secondo esempio .....	» 1022
9.5.3.2.1. Approccio progettuale 1 .....	» 1023
9.5.3.2.1.1. Parametri geometrici .....	» 1023
9.5.3.2.1.2. Azioni ed effetti.....	» 1023
9.5.3.2.1.3. Proprietà dei terreni e resistenza.....	» 1024
9.5.3.2.1.4. Fattori di capacità portante in termini di tensioni efficaci .....	» 1025
9.5.3.2.1.5. Fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa e fattori di forma della fondazione.....	» 1025
9.5.3.2.1.6. Resistenza in condizioni non drenate .....	» 1026
9.5.3.2.1.7. Resistenza in condizioni drenate .....	» 1026
9.5.3.2.1.8. Verifica della resistenza in condizioni non drenate .....	» 1027
9.5.3.2.1.9. Verifica della resistenza in condizioni drenate .....	» 1027
9.5.3.3. Terzo esempio .....	» 1037
9.6. Carico limite in condizioni sismiche .....	» 1040
9.6.1. Verifica nei confronti del carico limite.....	» 1041
9.7. Riferimenti bibliografici .....	» 1042

**10. Fondazioni su pali**

10.1. Calcolo della capacità portante dei pali.....	»	1045
10.1.1. Valutazione pratica della capacità portante dei pali nei terreni coesivi .....	»	1053
10.1.1.1. Portata unitaria limite di base .....	»	1054
10.1.1.2. Resistenza unitaria laterale limite .....	»	1055
10.1.2. Valutazione pratica della capacità portante dei pali nei terreni non coesivi .....	»	1066
10.1.2.1. Portata unitaria limite di base .....	»	1066
10.1.2.2. Resistenza unitaria laterale limite .....	»	1071
10.1.3. Valutazione pratica della capacità portante dei pali in roccia .....	»	1077
10.1.4. Valutazione pratica della capacità portante dei pali sulla base dei risultati delle prove SPT .....	»	1081
10.1.4.1. Portata unitaria limite di base .....	»	1081
10.1.4.2. Resistenza unitaria laterale limite .....	»	1082
10.1.5. Valutazione pratica della capacità portante dei pali sulla base dei risultati delle prove CPT .....	»	1083
10.1.5.1. Metodo di Bustamante e Gianeselli (1982) .....	»	1084
10.1.5.2. Metodo di De Ruiter e Beringen (1979) .....	»	1086
10.1.5.3. Metodo di Almeida et al. (1996) .....	»	1088
10.1.6. Il metodo ICP per i pali infissi .....	»	1089
10.1.7. Portata di base in presenza di un terreno stratificato .....	»	1103
10.1.8. Formule dinamiche .....	»	1103
10.1.9. Pali in gruppo .....	»	1107
10.2. Pali soggetti a carichi orizzontali .....	»	1109
10.2.1. Derivazione delle equazioni risolutive e metodi di soluzione .....	»	1113
10.2.2. Valutazione della resistenza laterale limite di un palo .....	»	1137
10.2.3. Valutazione dei parametri geotecnici necessari per l'analisi .....	»	1142
10.2.3.1. Determinazione del modulo di reazione orizzontale del terreno .....	»	1142
10.2.3.2. Determinazione delle curve $p - y$ .....	»	1146
10.2.3.2.1. Curve $p - y$ per sabbie al di sotto e al di sopra della falda .....	»	1146
10.2.3.2.2. Curve $p - y$ per terreni argillosi .....	»	1150
10.3. Analisi di una palificata sottoposta a carichi inclinati ed eccentrici .....	»	1160
10.3.1. Ripartizione del carico fra i pali di una palificata .....	»	1160
10.3.2. Analisi di interazione tra plinto di fondazione, pali e terreno .....	»	1179
10.4. Nuove Norme tecniche per le costruzioni .....	»	1188
10.4.1. Verifiche agli stati limite ultimi .....	»	1189
10.4.2. Resistenze di pali soggetti a carichi assiali .....	»	1191
10.4.3. Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali .....	»	1194
10.4.4. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) .....	»	1194
10.4.5. Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) delle fondazioni miste .....	»	1195
10.4.6. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) delle fondazioni miste .....	»	1196
10.4.7. Aspetti costruttivi .....	»	1196
10.4.8. Controlli d'integrità dei pali .....	»	1196
10.4.9. Prove di carico .....	»	1196
10.4.9.1. Prove di progetto su pali pilota .....	»	1196
10.4.9.2. Prove di verifica in corso d'opera .....	»	1197
10.4.10. Esempi di applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni .....	»	1198
10.4.10.1. Esempio n. 1: pali in calcestruzzo infissi in argille e sabbie .....	»	1198
10.4.10.1.1. Approccio progettuale 1 .....	»	1199
10.4.10.1.2. Approccio progettuale 2 .....	»	1202
10.4.10.2. Esempio n. 2: verifica allo stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO) sulla base di prove di carico statico .....	»	1203
10.4.10.2.1. Approccio progettuale 1 .....	»	1204
10.4.10.2.2. Approccio progettuale 2 .....	»	1206
10.4.10.3. Esempio n. 3: progettazione di pali ad elica continua sulla base di prove penetrometriche statiche .....	»	1206
10.4.10.3.1. Approccio progettuale 1 .....	»	1207
10.4.10.3.2. Approccio progettuale 2 .....	»	1210
10.4.10.4. Esempio n. 4: progetto di un palo trivellato su formulazioni teoriche ed empiriche .....	»	1210
10.4.10.4.1. Approccio progettuale 1 .....	»	1212
10.4.10.4.1.1. Combinazione 1 .....	»	1214
10.4.10.4.1.2. Combinazione 2 .....	»	1214
10.4.10.4.1.3. Combinazione 1 .....	»	1214
10.4.10.4.1.4. Combinazione 2 .....	»	1214
10.4.10.4.2. Approccio progettuale 2 .....	»	1215
10.5. Riferimenti bibliografici .....	»	1216

**PARTE VI  
OPERE GEOTECNICHE**

**11. Opere di sostegno rigide**

11.1. Generalità .....	»	1221
------------------------	---	------

11.2. Aspetti progettuali generali.....	»	1224
11.3. Le nuove Norme tecniche per le costruzioni ed esempi applicativi.....	»	1231
11.4. Sistemi di drenaggio .....	»	1245
11.5. Riferimenti bibliografici .....	»	1247
<b>12. Opere di sostegno flessibili</b>		
12.1. Considerazioni di carattere generale.....	»	1249
12.2. Tecnologie costruttive .....	»	1253
12.2.1. Diaframmi continui .....	»	1253
12.2.2. Paratie di pali.....	»	1258
12.2.3. Paratie di micropali .....	»	1259
12.2.4. Palancolate.....	»	1260
12.2.5. Paratie in jet grouting .....	»	1261
12.3. Metodi di calcolo all'equilibrio limite .....	»	1262
12.4. Metodi di calcolo basati sull'interazione terreno-struttura.....	»	1263
12.5. Spinta prodotta dai sovraccarichi .....	»	1269
12.6. Determinazione della spinta dell'acqua sull'opera di sostegno .....	»	1272
12.7. Presenza di berme all'interno dello scavo .....	»	1276
12.8. Lunghezza dei tiranti per le paratie di micropali .....	»	1276
12.9. Nuove Norme tecniche per le costruzioni ed esempi applicativi .....	»	1282
12.9.1. Paratia a sbalzo .....	»	1283
12.9.1.1. Approccio progettuale 1 .....	»	1284
12.9.2. Paratia con un ordine di ancoraggi .....	»	1289
12.9.2.1. Approccio progettuale 1 .....	»	1290
12.10. Esempio di analisi sismica semplificata di un'opera di sostegno flessibile .....	»	1296
12.10.1. Azione sismica di progetto .....	»	1298
12.10.2. Progetto della paratia a sbalzo in condizioni statiche: determinazione della lunghezza di infissione .....	»	1298
12.10.3. Progetto della paratia a sbalzo in condizioni sismiche utilizzando l'approccio pseudo-statico .....	»	1300
12.10.4. Considerazioni generali nel caso di presenza di ancoraggi .....	»	1304
12.11. Sbatacchi a sostegno di uno scavo .....	»	1305
12.12. Riferimenti bibliografici.....	»	1308
<b>13. Analisi di stabilità dei pendii</b>		
13.1. Analisi di stabilità dei pendii naturali nei terreni .....	»	1311
13.1.1. Generalità .....	»	1311
13.1.2. Analisi all'equilibrio limite globale .....	»	1311
13.1.3. Soluzioni grafiche .....	»	1316
13.1.3.1. Definizione della pendenza media del pendio, della resistenza al taglio e del peso di volume .....	»	1317
13.1.3.2. Analisi di stabilità di un pendio indefinito .....	»	1321
13.1.4. Calcoli manuali .....	»	1323
13.1.5. Analisi di stabilità con programmi di calcolo .....	»	1327
13.1.6. Analisi di pendii rinforzati .....	»	1328
13.1.7. Analisi di stabilità dei pendii tridimensionali .....	»	1330
13.1.8. Analisi deformazionali .....	»	1332
13.1.9. Analisi di stabilità in condizioni sismiche .....	»	1332
13.2. Analisi di stabilità dei pendii rocciosi .....	»	1336
13.2.1. Generalità .....	»	1336
13.2.2. Rottura lungo un'unica discontinuità .....	»	1342
13.2.2.1. Analisi cinematica .....	»	1342
13.2.2.2. Analisi di stabilità .....	»	1343
13.2.2.3. Esempio di analisi di stabilità .....	»	1346
13.2.3. Stabilità di un cuneo di roccia di forma tetraedrica .....	»	1349
13.2.3.1. Analisi cinematica .....	»	1349
13.2.3.2. Analisi di stabilità .....	»	1351
13.2.3.3. Esempio di analisi di stabilità .....	»	1352
13.2.4. Dissesti per ribaltamento .....	»	1355
13.2.4.1. Analisi cinematica .....	»	1356
13.2.4.2. Analisi di stabilità .....	»	1358
13.3. Nuove Norme tecniche per le costruzioni .....	»	1362
13.3.1. Generalità .....	»	1362
13.3.2. Criteri generali di progetto e verifiche di sicurezza .....	»	1364
13.3.3. Esempi applicativi .....	»	1369
13.3.3.1. Approccio progettuale 1 – Combinazione 2 .....	»	1370
13.3.3.2. Approccio progettuale 1 – Combinazione 2 .....	»	1372
13.3.3.3. Approccio progettuale 1 – Combinazione 2 .....	»	1374
13.4. Riferimenti bibliografici .....	»	1377

**PARTE VII**  
**TECNOLOGIE COSTRUTTIVE, OPERE IN SOTTERRANEO E MONITORAGGIO**

**14. Stabilizzazione dei pendii**

14.1. Interventi di stabilizzazione dei pendii in terreni .....	»	1381
14.1.1. Generalità .....	»	1381
14.1.2. Interventi che permettono di ridurre le forze agenti sul pendio .....	»	1382
14.1.2.1. Modifica della geometria del pendio .....	»	1382
14.1.2.2. Drenaggi .....	»	1384
14.1.2.2.1. Drenaggio superficiale.....	»	1384
14.1.2.2.2. Drenaggio profondo.....	»	1385
14.1.3. Interventi che permettono di aumentare le forze resistenti .....	»	1392
14.1.3.1. Applicazione di forze esterne .....	»	1392
14.1.3.1.1. Contrafforti, berme al piede .....	»	1393
14.1.3.1.2. Opere di sostegno .....	»	1394
14.1.4. Interventi che permettono di migliorare le proprietà meccaniche .....	»	1413
14.1.4.1. Rinforzo dei terreni .....	»	1413
14.1.4.2. Stabilizzazione dei terreni mediante tecniche di ingegneria naturalistica .....	»	1415
14.2. Interventi di stabilizzazione dei pendii in roccia .....	»	1417
14.2.1. Generalità .....	»	1417
14.2.2. Interventi di stabilizzazione.....	»	1418
14.2.2.1. Interventi di disgaggio.....	»	1418
14.2.2.2. Interventi di rinforzo .....	»	1421
14.2.3. Interventi di protezione .....	»	1423
14.3. Riferimenti bibliografici .....	»	1425

**15. Miglioramento e consolidamento dei terreni e delle rocce**

15.1. Compattazione superficiale dei terreni .....	»	1429
15.1.1. Principi generali.....	»	1429
15.1.2. L'effetto del contenuto d'acqua sullo sforzo di compattazione .....	»	1434
15.1.3. Caratteristiche meccaniche dei terreni compattati e fattori da cui esse dipendono .....	»	1434
15.1.3.1. Terreni a grana fine .....	»	1434
15.1.3.2. Terreni a grana grossa .....	»	1437
15.1.4. Metodi e mezzi di compattazione .....	»	1439
15.1.4.1. Tipologie di compattazione .....	»	1441
15.1.4.2. Terreni argillosi .....	»	1443
15.1.4.3. Terreni limosi.....	»	1444
15.1.4.4. Sabbie e ghiaie.....	»	1445
15.1.5. Prove di laboratorio .....	»	1445
15.1.6. Prove in sito.....	»	1451
15.2. Considerazioni generali per la progettazione degli interventi di miglioramento e di rinforzo .....	»	1452
15.2.1. Interventi di miglioramento del terreno mediante variazione delle sue caratteristiche .....	»	1452
15.2.2. Interventi di miglioramento del terreno mediante modifiche delle condizioni al contorno .....	»	1457
15.2.3. Interventi di rinforzo .....	»	1457
15.3. Compattazione dinamica.....	»	1458
15.4. Vibroflottazione nei terreni incoerenti .....	»	1464
15.5. Miglioramento dei terreni mediante colonne di ghiaia.....	»	1478
15.6. Preconsolidazione dei terreni coesivi mediante sovraccarico e/o dreni .....	»	1487
15.6.1. Applicazione di un sovraccarico .....	»	1487
15.6.2. Dreni verticali .....	»	1496
15.6.3. Carico variabile nel tempo .....	»	1506
15.6.4. Esempio di dimensionamento di un intervento di preconsolidazione mediante dreni .....	»	1509
15.7. Trattamenti colonnari ( <i>deep mixing</i> ).....	»	1512
15.8. Iniezioni nel terreno .....	»	1522
15.8.1. Principi, miscele e tecniche d'iniezione .....	»	1525
15.8.2. Iniezione dei mezzi porosi.....	»	1541
15.8.3. Iniezione per permeazione o impregnazione.....	»	1550
15.8.4. Iniezione di compattazione ( <i>compaction grouting</i> ) .....	»	1554
15.8.5. Iniezione per microfratturazione .....	»	1557
15.8.6. Iniezione in rocce fratturate.....	»	1560
15.8.6.1. Proprietà della miscela di iniezione .....	»	1566
15.8.6.2. Materiali per iniezione e scelta del rapporto acqua/cemento.....	»	1579
15.8.6.3. Scelta della pressione di iniezione .....	»	1584
15.8.6.4. Andamento e controllo dell'iniezione .....	»	1586
15.8.6.5. Criteri per terminare le iniezioni .....	»	1592
15.9. Gettiniezione ( <i>jet grouting</i> ) .....	»	1599
15.10. Controlli in corso d'opera.....	»	1618
15.11. Norme tecniche per le costruzioni .....	»	1618
15.12. Riferimenti bibliografici .....	»	1621

## 16. Tiranti di ancoraggio nei terreni e nelle rocce

16.1. Definizione di un tirante .....	»	1625
16.2. Norme europee per i tiranti di ancoraggio .....	»	1625
16.3. Elementi costitutivi, materiali e prodotti .....	»	1627
16.3.1. Elementi costitutivi di un tirante .....	»	1627
16.3.2. Materiali e prodotti .....	»	1629
16.4. Tipi di tirante .....	»	1632
16.5. Criteri di progettazione di un tirante .....	»	1633
16.5.1. Norme tecniche per le costruzioni .....	»	1633
16.5.2. Metodi di calcolo .....	»	1638
16.5.2.1. Verifiche geotecniche della fondazione .....	»	1638
16.5.2.2. Esempio di progettazione preliminare degli ancoraggi mediante metodi di calcolo analitici .....	»	1639
16.5.2.3. Esempio di progettazione degli ancoraggi sulla base delle prove di carico .....	»	1641
16.5.2.4. Raccomandazione della norma EN 1537 sui tiranti di ancoraggio .....	»	1643
16.5.2.5. Considerazioni progettuali sul dimensionamento della fondazione del tirante .....	»	1643
16.6. Modalità costruttive .....	»	1651
16.6.1. Perforazione .....	»	1651
16.6.2. Formazione della fondazione .....	»	1652
16.6.2.1. Prodotti .....	»	1652
16.6.2.2. Modalità esecutive .....	»	1654
16.7. Protezione contro la corrosione e durata nel tempo .....	»	1656
16.8. Tesatura e prove .....	»	1662
16.8.1. Attrezzature .....	»	1662
16.8.2. Prove .....	»	1666
16.8.2.1. Metodo 1 .....	»	1668
16.8.2.1.1. Indagine preliminare: procedimento di messa in tiro .....	»	1668
16.8.2.1.2. Prova di idoneità: procedimento di messa in tiro .....	»	1670
16.8.2.1.3. Prova di accettazione: procedimento di messa in tiro .....	»	1670
16.8.2.2. Metodo 2 .....	»	1671
16.8.2.2.1. Indagine preliminare: procedimento di messa in tiro .....	»	1671
16.8.2.2.2. Prova di idoneità: procedimento di messa in tiro .....	»	1672
16.8.2.2.3. Prova di accettazione: procedimento di messa in tiro .....	»	1673
16.8.2.2.4. Misurazione delle caratteristiche di perdita di carico .....	»	1673
16.8.2.3. Metodo 3 .....	»	1674
16.8.2.3.1. Indagine preliminare: procedimento di messa in tiro .....	»	1674
16.8.2.3.2. Prova di idoneità: procedimento di messa in tiro .....	»	1676
16.8.2.3.3. Prova di accettazione: procedimento di messa in tiro .....	»	1677
16.8.2.3.4. Misurazione dello snervamento e del tiro caratteristico .....	»	1677
16.8.3. Preparazione dei diagrammi e definizioni fondamentali .....	»	1678
16.9. Tipologie di opere tirantate .....	»	1682
16.10. Raccomandazioni .....	»	1686
16.10.1. Specifiche tecniche per l'esecuzione .....	»	1686
16.10.2. Esecuzione .....	»	1687
16.10.3. Progetto del monitoraggio .....	»	1687
16.11. Riferimenti bibliografici .....	»	1688

## 17. Chiodatura del terreno e delle rocce

17.1. Applicazioni e principi fondamentali .....	»	1689
17.2. Comportamento delle chiodature .....	»	1699
17.3. Progettazione di un intervento di chiodatura .....	»	1704
17.3.1. Stabilità interna e resistenza allo sfilamento .....	»	1704
17.3.1.1. Generalità .....	»	1704
17.3.1.2. Dimensionamento della lunghezza dell'ancoraggio .....	»	1705
17.3.2. Verifiche di stabilità globale e criteri di definizione dell'intervento .....	»	1711
17.4. Riferimenti bibliografici .....	»	1712

## 18. Opere in terra rinforzata

18.1. Generalità .....	»	1713
18.2. Resistenza del rinforzo .....	»	1719
18.2.1. Criterio 1: fenomeni di <i>creep</i> , danni di installazione e deterioramento delle proprietà nel tempo .....	»	1720
18.2.1.1. Geotessili e geogriglie .....	»	1720
18.2.1.2. Rinforzi in acciaio .....	»	1721
18.2.2. Criterio 2: resistenza allo sfilamento .....	»	1722
18.2.3. Criterio 3: rigidità del rinforzo .....	»	1724
18.3. Opere in terra rinforzata su fondazioni competenti .....	»	1727
18.4. La terra armata .....	»	1730
18.5. Riferimenti bibliografici .....	»	1732

## 19. Geosintetici

19.1. Generalità .....	»	1735
------------------------	---	------

19.2.	Utilizzo dei geotessili per il rinforzo dei terreni di fondazione .....	»	1741
19.2.1.	Capacità portante .....	»	1743
19.2.2.	Stabilità dell'insieme rilevato-fondazione.....	»	1745
19.2.3.	Rottura laterale del rilevato .....	»	1747
19.3.	Utilizzo dei geotessili per il controllo della filtrazione .....	»	1747
19.4.	Riferimenti bibliografici .....	»	1752
<b>20. Opere in sotterraneo</b>			
20.1.	Valutazione teorica del potenziale di collasso al contorno di una cavità non sostenuta .....	»	1753
20.2.	Resistenza dell'ammasso roccioso e stato tensionale in sito .....	»	1758
20.3.	Deformazione critica.....	»	1766
20.4.	Il metodo convergenza-confinamento o delle curve caratteristiche .....	»	1767
20.4.1.	Curve caratteristiche .....	»	1767
20.4.2.	Metodi approssimati bidimensionali per tenere in conto la presenza del fronte di scavo .....	»	1776
20.4.3.	Le condizioni al fronte .....	»	1786
20.5.	Caratteristiche di resistenza del sostegno .....	»	1792
20.6.	Stabilità del fronte di scavo .....	»	1800
20.6.1.	Terreni coesivi o rocce tenere .....	»	1800
20.6.2.	Terreni incoerenti .....	»	1803
20.6.3.	Recenti sviluppi sulla problematica della stabilità del fronte di scavo .....	»	1804
20.6.4.	Effetto del preconsolidamento del nucleo.....	»	1810
20.6.5.	Definizione degli interventi di preconsolidamento del fronte di scavo in funzione delle estrusioni ..	»	1811
20.7.	Determinazione dei cedimenti indotti in superficie .....	»	1817
20.8.	Scelta delle sezioni tipo di scavo e avanzamento.....	»	1842
20.9.	Metodo Monte Carlo e l'importanza dell'approccio probabilistico .....	»	1863
20.10.	Opere in sotterraneo e nuove Norme tecniche per le costruzioni .....	»	1880
20.10.1.	Indicazioni delle nuove Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2008).....	»	1880
20.10.1.1.	Prescrizioni generali .....	»	1880
20.10.1.2.	Caratterizzazione geologica.....	»	1881
20.10.1.3.	Caratterizzazione e modellazione geotecnica .....	»	1881
20.10.1.4.	Criteri di progetto .....	»	1882
20.10.1.5.	Metodi di calcolo.....	»	1882
20.10.1.6.	Controllo e monitoraggio .....	»	1883
20.10.2.	Approccio progettuale per le opere in sotterraneo sulla base delle nuove Norme tecniche per le costruzioni .....	»	1884
20.11.	Riferimenti bibliografici .....	»	1890
<b>21. Strumentazione geotecnica di controllo</b>			
21.1.	Strumentazione geotecnica di controllo .....	»	1895
21.1.1.	Il ruolo del monitoraggio dell'ingegneria geotecnica.....	»	1895
21.2.	La strumentazione di misura e principi di funzionamento .....	»	1901
21.2.1.	Monitoraggio topografico con stazione totale e mire ottiche .....	»	1905
21.2.2.	Tiltmetri e clinometri.....	»	1906
21.2.3.	Fessurimetri .....	»	1907
21.2.4.	Stazioni di monitoraggio topografico in galleria .....	»	1910
21.2.5.	Inclinometri .....	»	1911
21.2.6.	Andamento degli spostamenti e delle deformazioni .....	»	1920
21.2.6.1.	Estensimetri .....	»	1921
21.2.6.2.	Assesimetri .....	»	1927
21.2.7.	Misura dello stato tensionale del rivestimento di prima fase e definitivo di una galleria .....	»	1930
21.2.7.1.	Misure con celle di pressione e di carico .....	»	1930
21.2.7.2.	Misura delle deformazioni nel rivestimento definitivo di una galleria.....	»	1931
21.2.8.	Misura delle pressioni totali .....	»	1933
21.2.9.	Misura dei livelli di falda o delle pressioni neutre .....	»	1934
21.3.	Strumentazione di controllo per la costruzione di rilevati di rilevante importanza .....	»	1940
21.3.1.	Generalità .....	»	1940
21.3.2.	Interpretazione dei risultati .....	»	1941
21.3.3.	Esempio di strumentazione e di modalità di controllo per rilevati ferroviari .....	»	1949
21.4.	Esempio di utilizzo del monitoraggio geotecnico nella costruzione di importanti infrastrutture .....	»	1950
21.5.	Riferimenti bibliografici .....	»	1958

## **Parte V**

### Tecnica delle fondazioni

## 9. FONDAZIONI DIRETTE

### 9.1. GENERALITÀ

Una buona fondazione su terreno deve soddisfare i seguenti requisiti:

- essere sufficientemente sicura nei confronti della capacità portante limite ultima del terreno sul quale appoggia direttamente la fondazione;
- subire cedimenti sia totali che differenziali compatibili con la funzionalità della struttura in elevazione;
- considerare tutti i fattori ambientali;
- essere economicamente fattibile in relazione alla funzione e al costo della struttura in elevazione.

I principali fattori ambientali che condizionano la progettazione e il comportamento di una fondazione sono i seguenti:

- azione del gelo;
- suscettibilità dei terreni al ritiro o al rigonfiamento;
- terremoti e vibrazioni;
- falda freatica;
- eterogeneità presenti nel sottosuolo;
- presenza di strutture o di scavi adiacenti;
- azioni erosive (correnti, onde, moti di filtrazione, ecc.).

Normalmente, la progettazione di una fondazione su terreno si articola nelle seguenti fasi:

- definizione dello scopo del problema;
- indagini in sito;
- formulazione di una prima soluzione progettuale di tentativo;
- definizione di un modello di comportamento del terreno di fondazione da analizzare;
- determinazione dei carichi e dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione;
- esecuzione delle analisi di stabilità, che comprendono la determinazione della capacità portante e dei cedimenti;
- confronto dei risultati con altri modelli ed esperienze;
- eventuali modifiche al progetto;
- osservazioni durante la costruzione.

Normalmente, se il valore trovato di capacità portante del terreno di fondazione è soddisfacente, si effettuano analisi per la valutazione dei cedimenti sia immediati che a lungo termine.

## 9.2. CAPACITÀ PORTANTE

### 9.2.1. Valutazioni preliminari della capacità portante dei terreni

A livello qualitativo, una prima indicazione sulla capacità portante dei terreni può essere ricavata dalla natura dei terreni stessi. La tabella 9.1 riporta le pressioni

**Tabella 9.1. Valori di capacità portante presumibili in funzione del tipo di terreno e del grado di addensamento o consistenza**

Gruppo	Tipi e condizioni delle rocce e dei terreni	Resistenza del materiale roccioso	Presunta capacità portante ammissibile (kPa)	Note
Roccia	Rocce massive ignee e rocce metamorfiche (graniti, dioriti, basalti, gneiss) in condizioni compatte (2)	Alta Molto alta	10.000	Questi valori sono basati sulla assunzione che le fondazioni siano impostate al di sotto dello strato superficiale alterato
	Rocce metamorfiche foliate (scisti argillosi e scisti) in condizioni compatte (1) (2)	Medio Alta	3.000	
	Rocce sedimentarie: scisti cementati, siltiti, arenarie, calcari con cavità, conglomerati cementati tutti in condizioni compatte (1) (2)	Medio Alta	1.000 – 4.000	
	Scisti compatti e altre rocce argillose in condizioni compatte (2) (4)	Medio Bassa	500 – 1.000	
	Rocce fratturate di ogni tipo con spaziatura delle discontinuità maggiore o uguale a 0.3 m, eccetto che per le rocce argillose (argilliti)		1.000	
	Calcarei, arenarie, rocce argillose con stratificazione fitta		vedi nota 3	
	Roccia intensamente fratturata o alterata		vedi nota 3	
Terreno a grana grossa	Ghiaie dense o sabbie dense e ghiaie		> 600	Larghezza della fondazione (B) non inferiore a 1 m. Il livello della falda è assunto pari ad una profondità maggiore o uguale a B, al di sotto della quota di imposta della fondazione
	Ghiaie compatte o sabbie e ghiaie compatte		200 – 600	
	Ghiaie sciolte o sabbie e ghiaie sciolte		< 200	
	Sabbie dense		> 300	
	Sabbie compatte		100 – 300	
	Sabbie sciolte		< 100	
Terreni a grana fine	Argille da dure a molto dure o depositi argillosi eterogenei quali ad esempio i depositi morenici		300 – 600	I terreni a grana fine sono sottoposti a cedimenti a lungo termine di consolidazione dovuti ai carichi applicati e sono spesso suscettibili di rigonfiamento o ritiro a causa delle variazioni del contenuto naturale d'acqua. Se l'indice di plasticità ( $I_p$ ) è superiore a 30 e il contenuto della frazione argillosa è superiore al 25%, il comportamento a lungo termine della fondazione può essere significativamente influenzato dal rigonfiamento o ritiro del terreno e tali aspetti devono essere esaminati
	Argille dure		150 – 300	
	Argille compatte		75 – 150	
	Argille tenere e limi		< 75	
	Argille molto tenere e limi		non applicabile	
Terreni organici	Torbe e materiali organici		non applicabile	
Riempimenti	Riempimenti		non applicabile	

**NOTE:**

1. I valori indicati per le rocce sedimentarie o foliate si applicano quando l'andamento degli strati o della foliazione (scistosità) è parallela o sub parallela al piano di imposta della fondazione nel caso di strati o foliazioni variamente inclinata rispetto alla fondazione (ad esempio per una fondazione su un pendio) occorre ridurre opportunamente i valori.

2. Condizioni di roccia competente implicano un minore numero di fratture e spaziature non inferiori a 1 m.

3. Da valutare sulla base di un esame in sito incluse, se necessario, delle prove di carico.

4. Queste rocce sono suscettibili di rigonfiamento per scarico tensionale mentre se esposte all'acqua sono suscettibili di rammollimento e rigonfiamento

ammissibili presunte sulla base del tipo di terreno di fondazione e di una descrizione delle condizioni geotecniche dei terreni (U.S. Department of the Navy, 1982).

La procedura per progettare una fondazione sulla base della pressione ammissibile presunta è semplice e diretta: avendo determinato la pressione ammissibile mediante tabelle come la 9.1, il progettista può determinare le dimensioni necessarie per la fondazione dividendo il carico che la fondazione deve sostenere per la pressione ammissibile. Ogni fondazione di dimensioni uguali o superiori a quella calcolata in tale maniera è accettabile.

Sebbene l'impiego dei valori di pressione ammissibili presunti sia un metodo molto semplice, tuttavia non è sicuramente accurato: infatti, non è possibile determinare accuratamente la pressione ammissibile unicamente sulla base del tipo di terreno e di una sua descrizione qualitativa quale, ad esempio, il grado di addensamento o la consistenza. Il dimensionamento delle fondazioni su tali valori della pressione ammissibile presunta è, inoltre, eccessivamente conservativo e comporta, in alcuni casi, uno spreco di risorse e, in altri, anche delle scelte non adeguate in termini di sicurezza.

L'impiego delle pressioni ammissibili presunte sono invece utili per una stima preliminare delle dimensioni delle fondazioni e anche come criterio di controllo e di valutazione dei risultati ottenuti da analisi con metodi più adeguati.

### **9.2.2. Capacità portante sulla base delle prove penetrometriche dinamiche SPT**

Com'è noto, le prove penetrometriche dinamiche (SPT) permettono di misurare la resistenza del terreno misurando il valore del numero dei colpi  $N$  per un avanzamento di 300 mm del campionatore.

Il valore del numero dei colpi  $N$  può essere impiegato per stimare le proprietà geotecniche dei terreni, sia per quelli a grana fine (resistenza al taglio in condizioni non drenate  $c_u$ ) sia, soprattutto, per quelli a grana grossa (angolo di resistenza al taglio  $\phi'$ ).

I valori del numero di colpi  $N$  possono anche essere impiegati per stimare direttamente la capacità portante, mediante l'impiego di correlazioni empiriche.

Una delle prime relazioni fra il valore di  $N$  e quello della capacità portante è stata fornita da Terzaghi e Peck (1967); tale relazione è stata per lungo tempo largamente impiegata ma, sulla base di molte osservazioni sperimentali, è risultata essere troppo conservativa.

La capacità portante ammissibile  $q_a$  di una fondazione su sabbie, in funzione del numero dei colpi  $N$ , della dimensione minima della fondazione e della profondità della fondazione, può essere ricavata sulla base dei grafici riportati in figura 9.1. I valori determinati in questa maniera corrispondono al caso nel quale la falda si trova a una profondità notevole rispetto alla quota di imposta della fondazione; se si ritenesse probabile un innalzamento della falda fino al raggiungimento della quota della fondazione, i valori ricavabili dalla figura 9.1 dovrebbero essere ridotti della metà. I

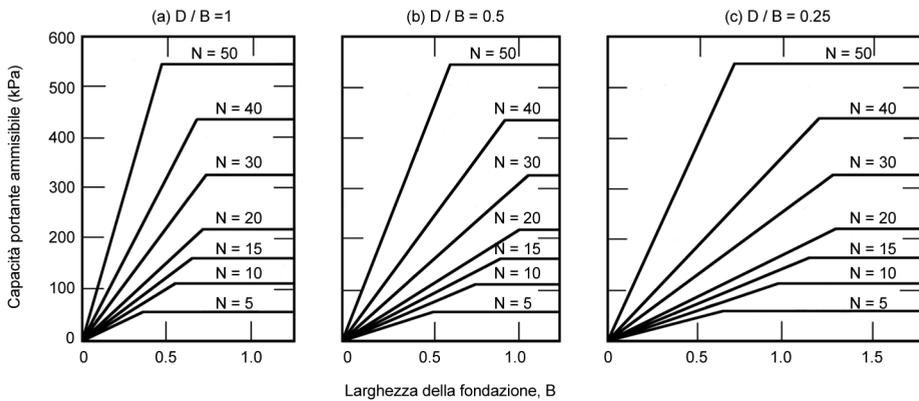


Figura 9.1  
Capacità portante ammissibile  $q_a$  di una fondazione su sabbie, in funzione del numero dei colpi  $N$ , della dimensione minima della fondazione e della profondità della fondazione

grafici della figura 9.1, che riportano i valori della capacità portante ammissibile, sono stati ricavati sulla base di valori di  $N$  ottenuti a una profondità dove la tensione efficace geostatica è pari a circa 100 kPa (circa 5 m di profondità).

La figura 9.2 indica un coefficiente di correzione  $C_N$ , per i valori di  $N$ , che permette di tenere conto della profondità alla quale sono state eseguite le prove penetrometriche dinamiche SPT.

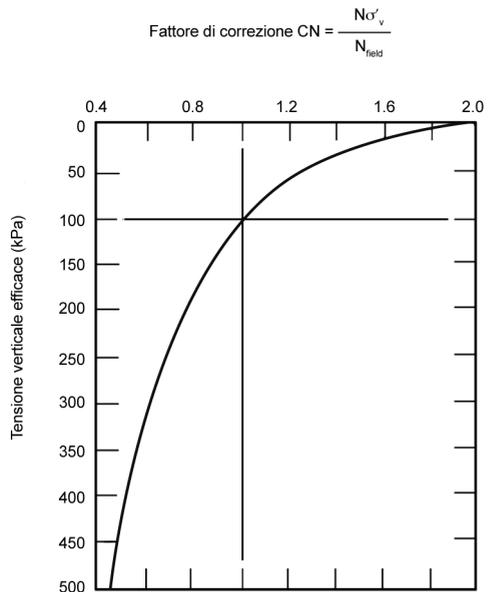


Figura 9.2  
Valori del coefficiente correttivo  $C_N$  in funzione della profondità

In alternativa, la capacità portante ammissibile può essere stimata dalle formule proposte da Meyerhof (1956):

$$q_a = 12000 \cdot N \cdot K_d \quad \text{se } B < 1.2 \text{ m}$$

$$q_a = 8000 \cdot N \cdot K_d \cdot \left( \frac{B+0.3}{B} \right)^2 \quad \text{se } B \geq 1.2 \text{ m}$$

dove

$B$  = larghezza della fondazione

$D$  = profondità della fondazione rispetto al piano campagna

$K_d$  = coefficiente di profondità pari a:

$$K_d = 1 + D/3 \cdot B \quad \text{se } D < B$$

$$K_d = 1.3 \quad \text{se } D > B$$

Da notare che la formula sopra citata è espressa nel Sistema internazionale con la pressione in Pa e le lunghezze in metri.

### 9.2.3. Capacità portante sulla base delle prove CPT

Meyerhof (1956) ha suggerito un metodo diretto per calcolare la capacità portante di una fondazione su sabbia, sulla base dei risultati di prove penetrometriche statiche CPT, basato sulla seguente formula:

$$q_{ult} = \bar{q}_c \left( \frac{B}{C} \right) \cdot \left( 1 + \frac{D}{B} \right)$$

dove

$C$  = costante empirica pari a 12.2 (m)

$B$  = larghezza della fondazione

$D$  = profondità della fondazione rispetto al piano campagna.

La resistenza alla punta  $\bar{q}_c$  è calcolata come valore medio su una profondità pari alla larghezza della fondazione  $B$ . Meyerhof raccomanda di assumere un coefficiente di sicurezza pari a 3 per calcolare la pressione ammissibile.

Tand et al. (1995) hanno suggerito che la capacità portante ultima di fondazioni superficiali su sabbie mediamente addensate e leggermente cementate possa essere stimata mediante la seguente espressione:

$$q_{ult} = R_k \cdot q_c + \sigma_v$$

dove

$R_k$  è compreso fra 0.14 e 0.2, a seconda delle dimensioni e profondità della fondazione

$\sigma_{v0}$  = tensione verticale totale.

Questi metodi sono approssimati e generalmente conservativi. Eslaamizaad e Robertson (1996) suggeriscono la relazione mostrata in figura 9.3, dove:

$$q_{ult} = K \cdot \bar{q}_c$$

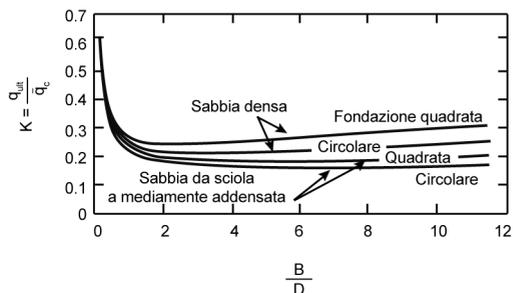


Figura 9.3  
Valori della capacità portante da prove CPT

### 9.2.4. Teoria della capacità portante

La determinazione della capacità portante limite  $q_{lim}$  del terreno può essere condotta adottando il metodo dell'equilibrio limite globale; numerose sono le soluzioni fornite in letteratura per il calcolo della  $q_{lim}$  come somma di termini dovuti ai diversi contributi: ben note sono, per esempio, le soluzioni fornite da Terzaghi (1943) e Brinch Hansen (1970), basate sull'assunzione di un comportamento rigido-plastico del terreno e perciò applicabili solo al caso di rottura generale. A seconda, infatti, del grado di addensamento del terreno si possono distinguere tre meccanismi di rottura (figura 9.4):

- rottura generale;
- rottura per punzonamento;
- rottura di tipo locale.

La formula generale di Brinch Hansen, che costituisce un'estensione dell'equazione di Buisman (1935) e Terzaghi (1943), ottenuta dalla sovrapposizione di soluzioni relative a casi particolari, è espressa, nel caso di verifiche condotte in termini di tensioni efficaci, nella seguente forma:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot \xi_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot \xi_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot \xi_\gamma$$

in cui

$q_{lim}$  = capacità portante ultima

$c'$  = coesione in termini di sforzi efficaci

$\phi'$  = angolo di resistenza al taglio

$q'$  = sovraccarico agente ai lati della fondazione

$\gamma'$  = peso dell'unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione

$B$  = larghezza della fondazione

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio

$s_\gamma, s_c, s_q$  = fattori di forma della fondazione

$i_\gamma, i_c, i_q$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico

$b_\gamma, b_c, b_q$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione

$g_\gamma, g_c, g_q$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna

$d_c, d_q$  = fattori dipendenti dalla profondità del piano campagna

$\xi_\gamma, \xi_c, \xi_q$  = fattori correttivi di compressibilità.

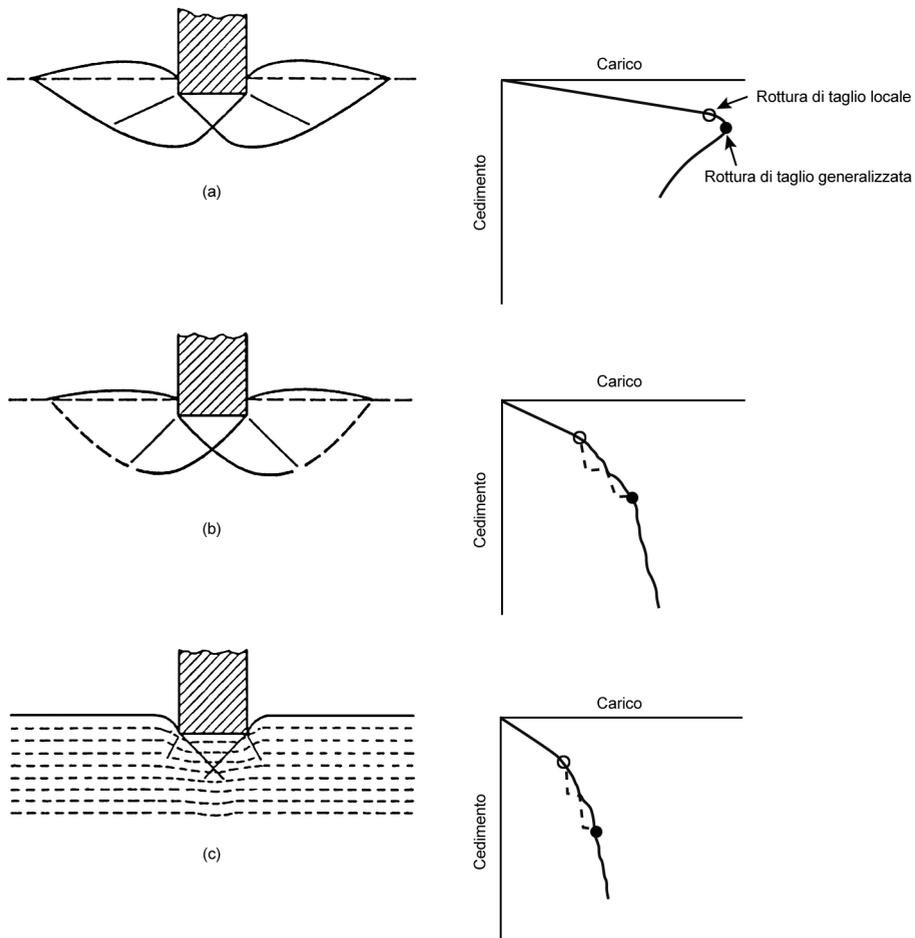


Figura 9.4  
 Curve carico-cedimento e zone di rottura osservate durante prove su modello con sabbie: a) dense, b) mediamente dense, c) molto sciolte (fonte: Vesic, 1963)

Nel caso di terreni coesivi e di analisi in termini di tensioni totali (a breve termine), con  $\phi = 0$  e  $c = c_u$ , l'espressione fornita da Brinch Hansen è la seguente:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + q$$

I fattori sopra elencati hanno i seguenti valori:

- fattori di capacità portante:

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'$$

$$N = (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$$

- fattori di forma:

sia  $B$  la larghezza della fondazione e  $L$  la lunghezza della fondazione con  $B < L$ , si ha:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 B/L$$

$$s_q = 1 + B/L \cdot \tan \phi'$$

$$s_c = 1 + B/L \cdot N_q/N_c$$

Per  $\phi = 0$  si ha  $s_c^0 = 1 + 0.2 B/L$ .

- fattori correttivi per l'inclinazione del carico:

sia  $H$  la componente orizzontale del carico e  $N$  la componente verticale, si ha:

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right]^{(m)}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

- fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione:

sia  $\alpha$  l'inclinazione della base della fondazione si ha:

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$$

Per  $\phi = 0$ :

$$b_c^0 = 1 - 2 \cdot \alpha / (\pi + 2)$$

- fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna:

sia  $\beta$  l'inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale, si ha:

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$$

Per  $\phi = 0$ :

Inoltre, nel calcolo di  $q_{lim}$  viene aggiunto il seguente termine:

$$0.5 \cdot \gamma \cdot B \phi N_\gamma \cdot s_\gamma$$

essendo:

$$N_\gamma = -2 \sin \beta$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B/L$$

- fattori correttivi per la profondità del piano di imposta della fondazione:  
sia  $D$  la profondità della fondazione rispetto al piano campagna, si ha:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2$$

per  $D/B \leq 1$

$$d_c = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \tan^{-1}(D/B)$$

per  $D/B > 1$

Per  $\phi = 0$ :

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \cdot D/B \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} D/B \quad \text{per } D/B > 1$$

- fattori correttivi di compressibilità:

nel caso di terreni a grana grossa è corretta l'applicazione delle formule convenzionali se l'indice di rigidezza  $I_R$  del terreno è superiore all'indice di rigidezza critico  $I_{CR}$ , il cui valore è fornito dalla seguente espressione:

$$I_{CR} = 0.5 \cdot \{\exp [(0.3 - 0.45 \cdot B/L) \cdot \cot (45 - f'/2)]\}$$

mentre:

$$I_R = \frac{G}{(c + q \cdot \tan \phi')}$$

dove

$G$  = modulo di deformazione al taglio

$q$  = tensione efficace iniziale esistente alla profondità  $B/2$  al di sotto della fon-

dazione, assunta pari alla tensione media nel caso di fondazioni quadrate o circolari, o alla tensione orizzontale nel caso di fondazioni nastriformi.

Se la condizione  $I_R > I_{CR}$  non è soddisfatta, nella valutazione di  $q_{lim}$  occorre tenere conto della compressibilità del terreno adottando i seguenti fattori correttivi:

$$\xi_y = \xi_q = \exp \left\{ \left[ (-0.4 + 0.6 \cdot B / L) \cdot \tan \phi' \right] + \left[ \frac{(3.07 \cdot \sin \phi') \cdot (\log_{10} 2 \cdot I_R)}{1 + \sin \phi'} \right] \right\}$$

$$\xi_c = \xi_q - \frac{1 - \xi_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$$

Occorre evidenziare che la soluzione di Brinch Hansen è relativa a una risultante del carico verticale che sia applicata nel baricentro della fondazione; se tale condizione non è soddisfatta, bisogna fare riferimento ad un'area equivalente della fondazione, ovvero all'area rispetto alla quale la risultante del carico verticale risulta baricentrica. Con riferimento alla figura 9.5, nel caso di fondazioni rettangolari, la larghezza e lunghezza dell'area equivalente sono date dalle seguenti espressioni:

$$B' = 2y$$

$$L' = 2x$$

dove

$B'$  = larghezza della fondazione ridotta

$L'$  = lunghezza della fondazione ridotta

$x$  = minima distanza dall'estremità della fondazione del punto di applicazione del carico verticale misurato perpendicolarmente a  $y$

$y$  = minima distanza dall'estremità della fondazione del punto di applicazione del carico verticale misurato perpendicolarmente ad  $x$ .

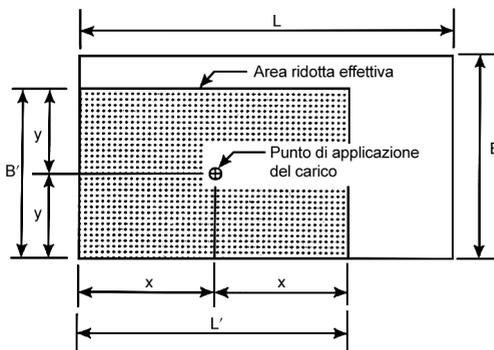


Figura 9.5  
Determinazione dell'area effettiva equivalente  
per una fondazione rettangolare

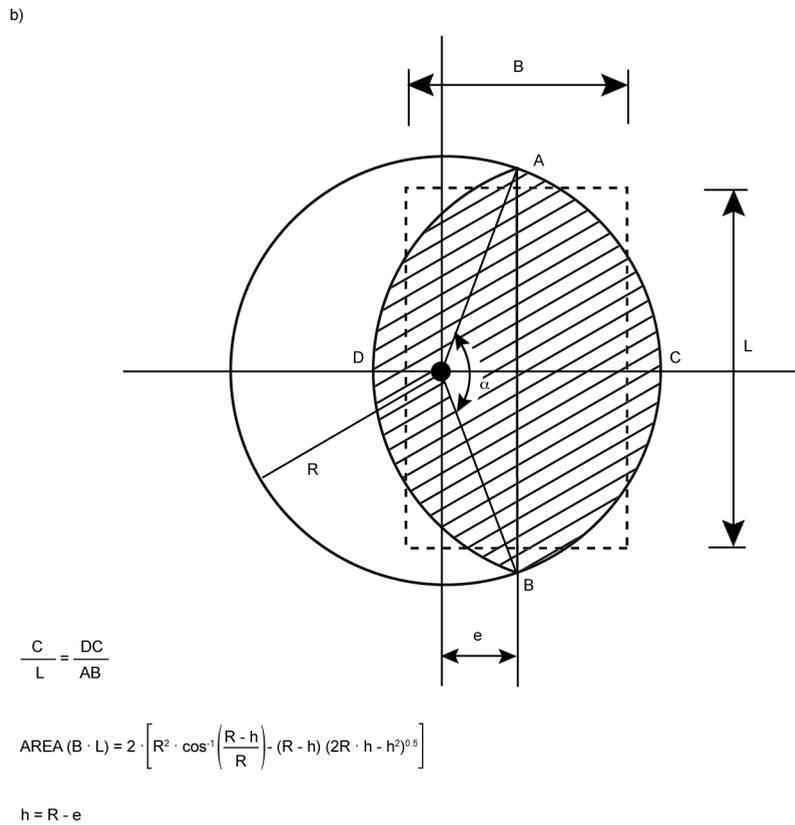
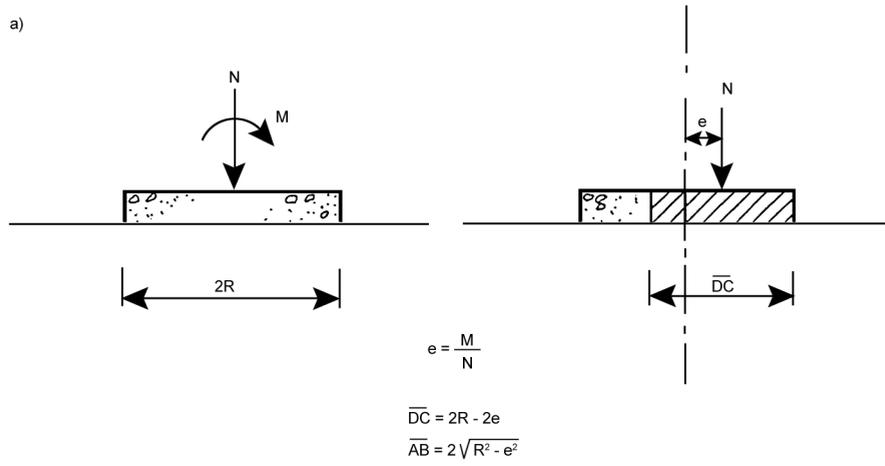


Figura 9.6  
Metodo per determinare l'area effettiva equivalente per una fondazione circolare

Per fondazioni che non sono rettangolari, come ad esempio la fondazione circolare mostrata in figura 9.6, l'area equivalente può essere stimata usando delle semplici approssimazioni; la figura 9.6 riporta un metodo per calcolare l'area effettiva equivalente.

### 9.3. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

#### 9.3.1. Generalità

Normalmente il cedimento è la somma di tre componenti, come mostrato nella figura 9.7:

$$s = s_i + s_c + s_s$$

dove

$s_i$  = cedimento immediato

$s_c$  = cedimento di consolidazione

$s_s$  = cedimento secondario.

La seguente tabella 9.2 riepiloga la relativa importanza delle diverse componenti del cedimento in funzione del tipo di terreno.

Tabella 9.2. Importanza relativa dei diversi tipi di cedimento in funzione del terreno

Tipo di terreno	Cedimento immediato	Cedimento di consolidazione	Cedimento secondario
Sabbie	Si	No	No
Argille	Possibile	Si	Possibile
Terreni organici	Possibile	Possibile	Si

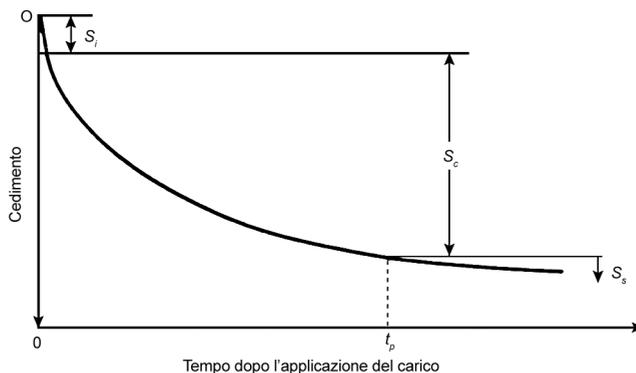


Figura 9.7  
Grafico schematico dell'andamento del cedimento nel tempo per una fondazione superficiale (fonte: Perloff, 1975)

Nella valutazione dei cedimenti si seguono, di norma, i seguenti passi:

1. determinazione del profilo stratigrafico del terreno, inclusa l'esatta posizione della falda freatica;

2. determinazione di quali strati di terreno risultano compressibili. Si determina l'andamento con la profondità degli sforzi totali, delle pressioni interstiziali e, conseguentemente, degli sforzi efficaci;
3. stima dell'intensità e dei tempi di applicazione dei carichi applicati dalla fondazione al terreno, sia durante la costruzione sia durante tutta la vita utile della struttura;
4. valutazione della variazione della tensione verticale con la profondità a causa dei carichi applicati. Nell'ipotesi che il carico applicato sia infinitamente esteso, per esempio se la larghezza dell'area interessata dal carico è molto più grande dello spessore dello strato compressibile, allora si può assumere uno stato di carico e di compressione monodimensionale: in tal caso, la variazione della tensione con la profondità è uguale alla tensione applicata in superficie. Se viceversa l'area di carico è uguale o minore dello spessore dello strato compressibile si ha un carico di tipo tridimensionale e quindi i carichi applicati in superficie si smorzano con la profondità: in questo caso si utilizzano la teoria dell'elasticità e altri metodi empirici per valutare la variazione della tensione con la profondità;
5. valutazione della pressione di preconsolidazione: confronto di tale pressione con l'andamento con la profondità della tensione verticale efficace valutata al punto 2. Di conseguenza, si valuta se il terreno è normalconsolidato o sovraconsolidato;
6. calcolo del cedimento di consolidazione;
7. determinazione dell'andamento nel tempo del cedimento di consolidazione;
8. determinazione del cedimento secondario e del suo andamento nel tempo;
9. se necessario, determinazione del cedimento immediato.

Per quanto riguarda l'applicabilità della teoria dell'elasticità al calcolo dei cedimenti, occorre ricordare che i cedimenti dipendono direttamente dalla natura della legge costitutiva e quindi l'affidabilità della teoria dell'elasticità a prevedere i cedimenti dipende soprattutto dalla non linearità e disomogeneità presenti in sito, piuttosto che dal calcolo della variazione dello stato tensionale.

Cedimenti immediati in condizioni non drenate di terreni saturi o parzialmente saturi, soggetti a modesti incrementi di tensione e dove i parametri elastici si considerano approssimativamente costanti attraverso la massa, possono essere stimati ragionevolmente bene con la teoria dell'elasticità, a patto di avere piccole deformazioni ed elevati coefficienti di sicurezza.

D'altro canto, quando le condizioni in sito sono marcatamente differenti dalle assunzioni della teoria dell'elasticità, la sua applicazione al calcolo dei cedimenti risulta inadeguata. Per esempio, nel caso di depositi di terreni incoerenti nei quali il modulo elastico equivalente dipende significativamente dalla pressione di confinamento e l'incremento delle tensioni, dovute al carico applicato, dipende fortemente dalle eterogeneità stratigrafiche e meccaniche, dall'anisotropia, dalla non linearità meccanica e dal coefficiente di Poisson, l'utilizzazione di un modulo equivalente costante può risultare inappropriata.

È quindi raccomandabile utilizzare altre tecniche di calcolo, quale il metodo degli elementi finiti, allo scopo di mettere in conto non solo eterogeneità e anisotropia, ma anche aspetti legati al comportamento elastoplastico del terreno.

### 9.3.2. Calcolo dei cedimenti delle fondazioni su terreni a grana grossa

L'impossibilità di prelevare campioni indisturbati, nel caso di fondazioni su terreni a grana grossa (non coesivi), rende inevitabile il ricorso a prove in sito. I metodi di calcolo che ne derivano sono necessariamente empirici. Numerosi sono i metodi proposti in letteratura che utilizzano soprattutto le prove penetrometriche, sia dinamiche sia statiche; a tale riguardo occorre ricordare come i risultati delle prove penetrometriche forniscono in generale un indice di resistenza del materiale, mentre i cedimenti dipendono dalle caratteristiche di deformabilità, fortemente condizionate da:

- caratteristiche del terreno (come granulometria, forma dei grani, composizione mineralogica, durezza del materiale, ecc.);
- stato di sforzo;
- stato di addensamento (densità, orientamento delle particelle, ecc.);
- storia tensionale del deposito.

Per quanto concerne la storia geologica del deposito, va ricordata la notevole differenza di comportamento di un deposito normalmente consolidato rispetto a un deposito sovraconsolidato, che ha pertanto subito delle fasi di carico e scarico. Facendo, infatti, riferimento alla curva sforzi-deformazioni di un campione di sabbia, ricavata da una prova triassiale, si può notare come il modulo di scarico/ricarico sia molto più grande del modulo tangente iniziale. Tale differenza risulta maggiore in una sabbia

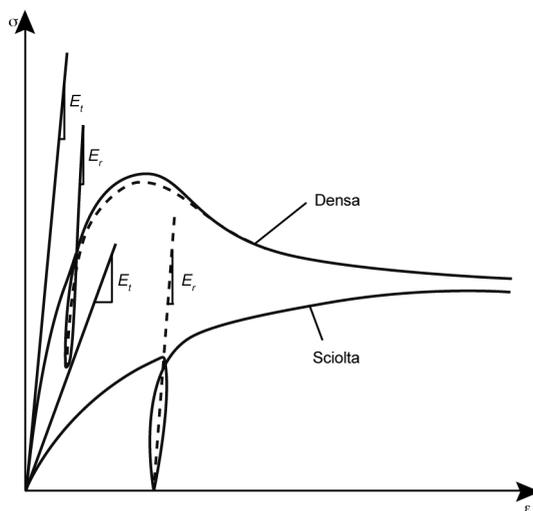


Figura 9.8  
Tipica curva sforzi-deformazioni  
per una sabbia sciolta e densa

sciolta, dove il modulo di scarico/ricarico può facilmente essere compreso fra 5 e 30 volte quello tangente iniziale, come mostrato in figura 9.8. Il non tenere conto di tali effetti può comportare una sopravvalutazione dei cedimenti con un fattore variabile da 5 a 30, richiedendo quindi costosi trattamenti delle fondazioni o la scelta di fondazioni profonde in realtà non necessarie. Verranno descritti pertanto due metodi di valutazione dei cedimenti, l'uno basato su un'analisi statistica di oltre duecento casi reali (Burland e Burbidge, 1984), l'altro sui risultati di misure di cedimenti reali e analisi numeriche agli elementi finiti (Schmertmann, 1970, 1978).

### 9.3.2.1. Metodo di Burland e Burbidge

Il metodo di Burland e Burbidge è basato su un'analisi statistica di oltre duecento casi reali di cedimenti di fondazioni dirette, di serbatoi e di rilevati su sabbie e ghiaie. Il cedimento medio  $s$  di una fondazione su sabbia o ghiaia può essere espresso nella seguente maniera:

$$s = f_s \cdot f_l \cdot f_t \cdot \left[ \left( q' - \frac{2}{3} \cdot \sigma'_{v0} \right) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale

$q'$  = pressione efficace lorda applicata dalla fondazione espressa in  $\text{kN/m}^2$

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione espressa in  $\text{kN/m}^2$

$B$  = larghezza della fondazione espressa in m

$I_c$  = indice di compressibilità

$f_s$  = fattore di correzione per tener conto della forma della fondazione

$f_l$  = fattore di correzione per tener conto dello spessore dello strato compressibile

$f_t$  = fattore del tempo per tener conto della componente viscosa dei cedimenti.

I valori dei cedimenti forniti dalla formula sono espressi in mm.

L'indice di compressibilità può essere ricavato dalla linea continua mostrata in figura 9.9 o può essere calcolato direttamente dalla formula:

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

dove  $N_{AV}$  rappresenta la media dei valori  $N_{SPT}$  – ottenuti da prove penetrometriche dinamiche SPT – all'interno della profondità significativa  $Z_f$  deducibile dalla figura 9.10, quando i valori di  $N_{SPT}$  sono crescenti o costanti con la profondità; se i valori di  $N_{SPT}$  decrescono con la profondità la media va fatta entro una profondità pari a  $2B$ . Per quanto riguarda i valori di  $N_{SPT}$  da utilizzare nel calcolo del valore medio  $N_{AV}$ , si deve tener conto che i valori misurati vanno corretti nel caso di sabbie limose sotto

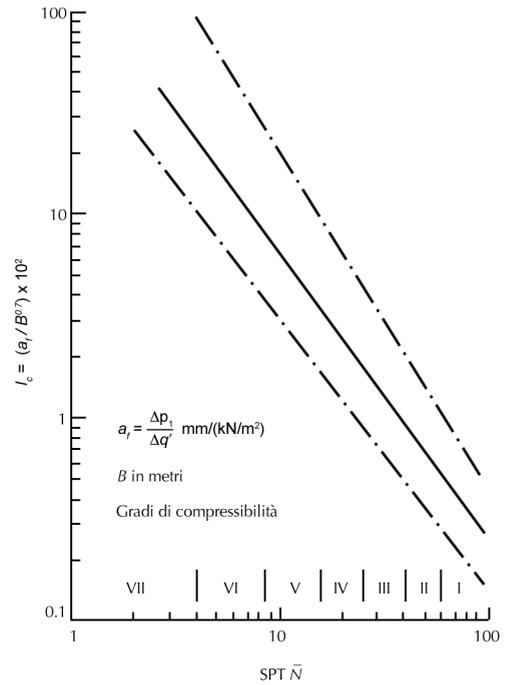


Figura 9.9  
Relazione fra l'indice di compressibilità  $I_c$  e il valore medio del numero dei colpi  $N_{SPT}$  ottenuto da prove penetrometriche SPT. Le linee tratteggiate mostrano i limiti superiore e inferiore (fonte: Burland e Burbidge, 1985)

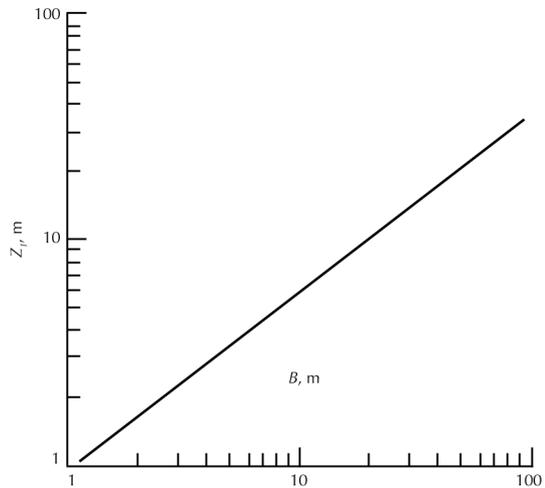


Figura 9.10  
Relazione fra la larghezza della fondazione  $B$  e la profondità di influenza  $Z_f$  entro la quale si ha il 75% del cedimento totale (fonte: Burland e Burbidge, 1985)

falda, quando  $N_{SPT}$  è superiore a 15, secondo le indicazioni di Terzaghi e Peck (1948), nella seguente maniera:

$$N_c = 15 + 0.5 \cdot (N_{SPT} - 15)$$

nella quale  $N_c$  = valore corretto da adoperare nelle verifiche.

**Tabella 9.3. Metodo di Burland e Burbidge per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni su terreni non coesivi, esempio di calcolo relativo a una fondazione quadrata di lato 2 x 2 m**

CALCOLO DEL CEDIMENTO SECONDO IL METODO DI BURLAND E BURBIDGE	
PRESSIONE EFFICACE LORDA $q' = 300.00$ kPa	
TENSIONE VERTICALE AGENTE ALLA QUOTA DELLA FONDAZIONE $\sigma'_{v0} = 48.00$ kPa	
LARGHEZZA DELLA FONDAZIONE $B = 2.0$ m	
LUNGHEZZA DELLA FONDAZIONE $L = 2.0$ m	
SPESSORE DELLO STRATO COMPRESSIBILE $H = 10.0$ m	
VALORE MEDIO DEI VALORI $N_{spt} = 15$	
Il carico applicato dalla fondazione è statico	
Cedimento medio immediato $s_i = 16.76$ mm	
DEFORMAZIONI DIFFERITE NEL TEMPO	
Tempo (Anni)	Cedimento (mm)
3	21.79
6	22.80
9	23.39
12	23.81
15	24.13
18	24.40
21	24.62
24	24.82
27	24.99
30	25.14

Invece, nel caso di depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 \cdot N_{SPT}$$

Se  $B$  è la larghezza della fondazione,  $L$  la lunghezza e  $H$  lo spessore dello strato compressibile i fattori di forma sono dati dalle seguenti espressioni:

$$f_s = \left( \frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_t = \frac{H}{Z_t} \cdot \left( 2 - \frac{H}{Z_t} \right)$$

Occorre notare che il fattore  $f_t$  viene valutato se lo strato compressibile ha uno spessore  $H$  inferiore al valore  $Z_t$  precedentemente menzionato, altrimenti viene assunto pari a uno.

Infine, il fattore del tempo è fornito dalla seguente espressione:

$$f_t = 1 + R_3 + R_t \cdot \log \frac{t}{3}$$

dove

$t$  = tempo espresso in anni (con  $t \geq 3$ )

$R_3$  = costante pari a 0.3 nel caso di carichi statici e a 0.7 nel caso di carichi pulsanti

$R_t$  = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 nel caso di carichi pulsanti.

Nella tabella 9.3 è riportato un esempio di calcolo con il metodo proposto da Burland e Burbidge.

### 9.3.2.2. Metodo di Schmertmann

Sulla base di misure in sito, di analisi agli elementi finiti e di prove sia in sito che in laboratorio, Schmertmann (1970 e successive modifiche del 1978) propose una nuova procedura per il calcolo dei cedimenti di fondazioni su terreni non coesivi.

Il cedimento viene espresso mediante la seguente espressione:

$$S = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q' \cdot \sum_0^H \frac{I_z \cdot \Delta z}{E'}$$

in cui

$\Delta q'$  = pressione efficace netta pari a  $(q' - \sigma'_{v0})$

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione

$C_1$  = coefficiente che tiene conto dell'approfondimento relativo della fondazione =  $1 - 0.5 \cdot \sigma'_{v0} / \Delta q'$

$C_2$  = coefficiente che tiene conto del cedimento secondario, pari a  $1 + 0.2 \cdot \log(t/0.1)$ , con il tempo espresso in anni.

Il coefficiente di influenza  $I_z$  varia con la profondità in funzione della geometria della fondazione e dell'entità della pressione applicata  $q'$  secondo quanto mostrato nella figura 9.11, da cui si deduce anche che la profondità significativa all'interno della quale si hanno delle deformazioni è assunta pari a  $4 \cdot B$  nel caso di fondazioni nastriformi e pari a  $2 \cdot B$  nel caso di fondazioni quadrate o circolari.

Il modulo di deformazione  $E'$  da introdurre nella formula è valutato in base ai risul-

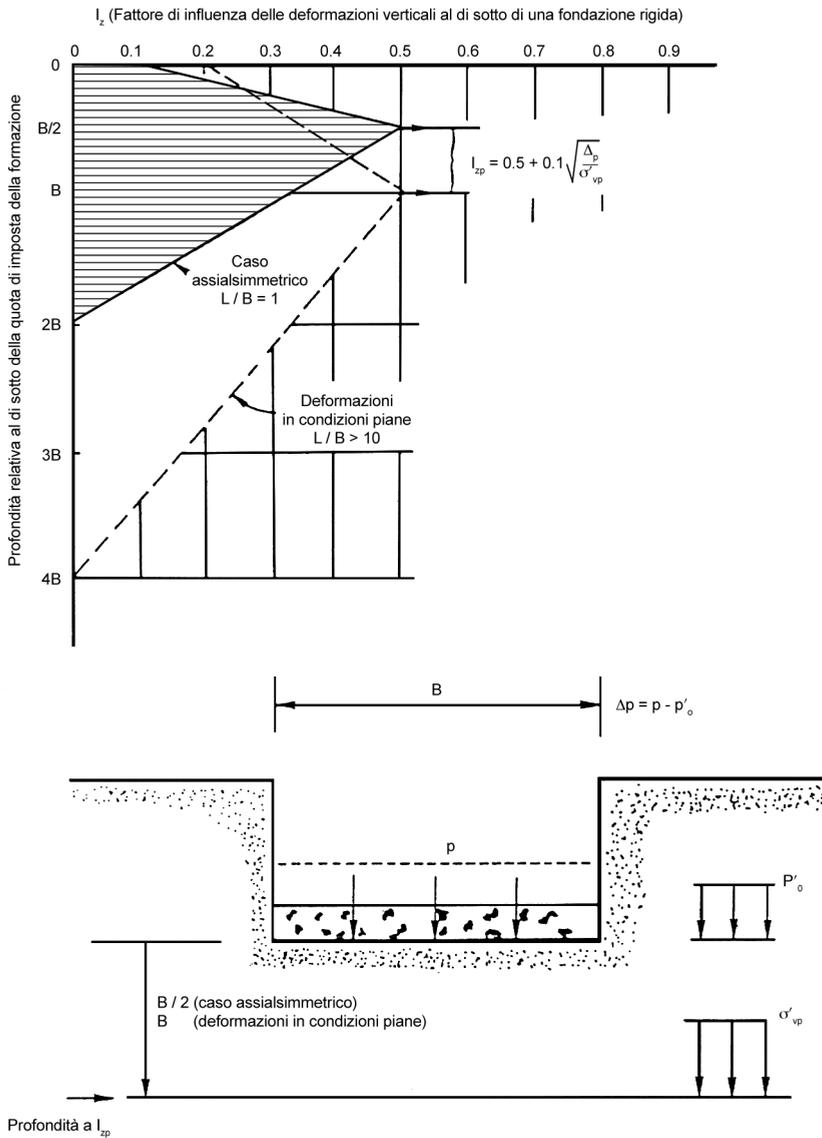


Figura 9.11  
Andamento del fattore  $I_z$  con la profondità (fonte: Schmertmann, 1978)

tati delle prove penetrometriche statiche ed è assunto pari a  $2.5 q_c$  nel caso di fondazioni quadrate o circolari e pari a  $3.5 q_c$  nel caso di fondazioni nastriformi.

Tenendo conto della variazione di  $I_z$  e della resistenza alla punta  $q_c$ , l'applicazione del metodo richiede la suddivisione della profondità significativa  $H$  in una serie di strati di spessore  $\Delta z$ , nell'ambito dei quali i valori di  $I_z$  e del modulo  $E'$  possano ritenersi costanti.

Nella tabella 9.4 e nella figura 9.12 viene riportato un esempio di calcolo.

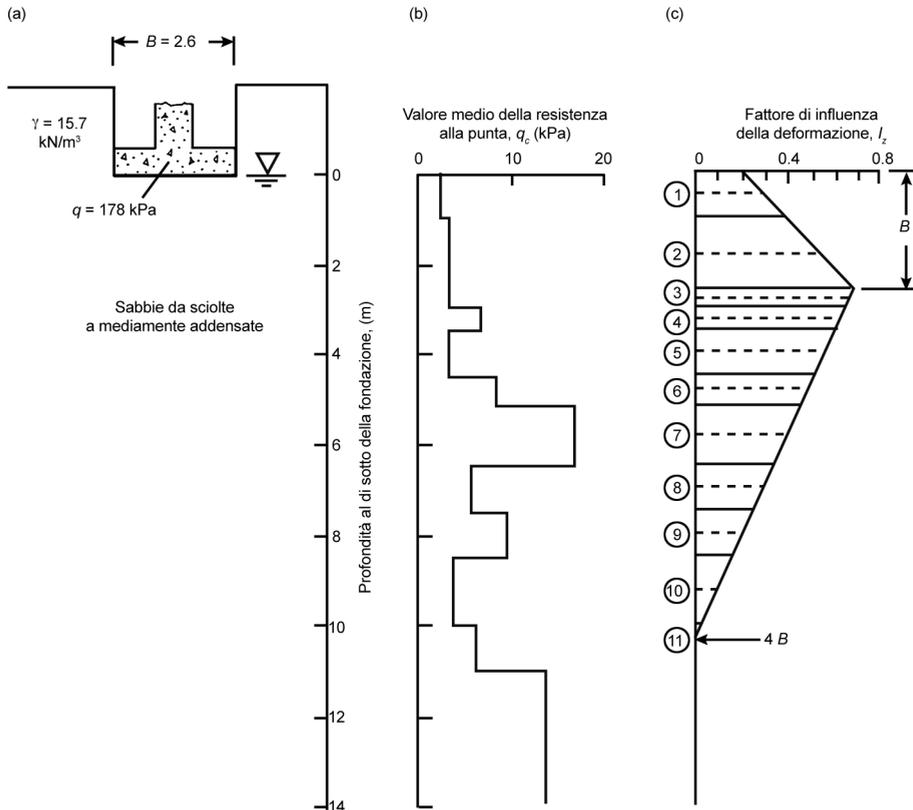


Figura 9.12

Caratteristiche geometriche della fondazione, profilo CPT e andamento del fattore  $I_z$  con la profondità per il calcolo del cedimento secondo il metodo proposto da Schmertmann (fonte: Schmertmann, 1978)

**Tabella 9.4. Metodo di Schmertmann (1970, 1978) per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni su terreni non coesivi, esempio di calcolo relativo alla fondazione riportata in figura 9.12**

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SU TERRENI NON COESIVI UTILIZZANDO LE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON IL METODO DI SCHMERTMANN						
LARGHEZZA B DELLA FONDAZIONE = 2.60 m						
LUNGHEZZA L DELLA FONDAZIONE = 26.00 m						
PROFONDITA' DELLA FONDAZIONE DAL P.C. = 2.00 m						
PROFONDITA' DELLA FALDA ACQUIFERA DAL P.C. = 2.00 m						
ALFA = 3.50      BETA = 0.00						
PESO DELL'UNITA' DI VOLUME DEL TERRENO SOTTO FALDA = 15.60 kN/m3						
PESO DELL'UNITA' DI VOLUME DEL TERRENO SOPRA FALDA = 15.70 kN/m3						
PRESSIONE LORDA APPLICATO DALLA FONDAZIONE AL TERRENO = 178.00 kPa						
PRESSIONE NETTA APPLICATA DALLA FONDAZIONE AL TERRENO = 146.60 kPa						
$\sigma'_{vp}$ = 46.45 kPa						
Izp = 0.68						
Strato No	Spessore (m)	Distanza dal Baricentro (m)	Iz (-)	Valor medio qc (MPa)	Valore Medio Es (MPa)	Iz*dz/Es (m/MPa)
1	1.00	0.50	0.29	2.50	8.75	0.0334
2	1.60	1.80	0.53	3.50	12.25	0.0693
3	0.40	2.80	0.66	3.50	12.25	0.0216
4	0.50	3.25	0.62	7.00	24.50	0.0127
5	1.00	4.00	0.56	3.00	10.50	0.0530
6	0.70	4.85	0.48	8.50	29.75	0.0113
7	1.30	5.85	0.40	17.00	59.50	0.0086
8	1.00	7.00	0.30	6.00	21.00	0.0141
9	1.00	8.00	0.21	10.00	35.00	0.0060
10	1.50	9.25	0.10	4.00	14.00	0.0107
11	0.40	10.20	0.02	6.50	22.75	0.0003
CEDIMENTO TOTALE si = 31.53 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 1 (anno) = 37.8365 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 2 (anni) = 39.7348 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 3 (anni) = 40.8453 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 4 (anni) = 41.6331 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 5 (anni) = 42.2443 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 6 (anni) = 42.7436 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 7 (anni) = 43.1657 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 8 (anni) = 43.5314 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 9 (anni) = 43.8540 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 10 (anni) = 44.1426 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 11 (anni) = 44.4036 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 12 (anni) = 44.6419 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 13 (anni) = 44.8611 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 14 (anni) = 45.0641 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 15 (anni) = 45.2530 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 16 (anni) = 45.4298 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 17 (anni) = 45.5958 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 18 (anni) = 45.7523 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 19 (anni) = 45.9004 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 20 (anni) = 46.0409 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 21 (anni) = 46.1745 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 22 (anni) = 46.3019 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 23 (anni) = 46.4237 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 24 (anni) = 46.5402 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 25 (anni) = 46.6520 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 26 (anni) = 46.7594 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 27 (anni) = 46.8628 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 28 (anni) = 46.9624 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 29 (anni) = 47.0585 mm						
CEDIMENTO TOTALE A 30 (anni) = 47.1513 mm						