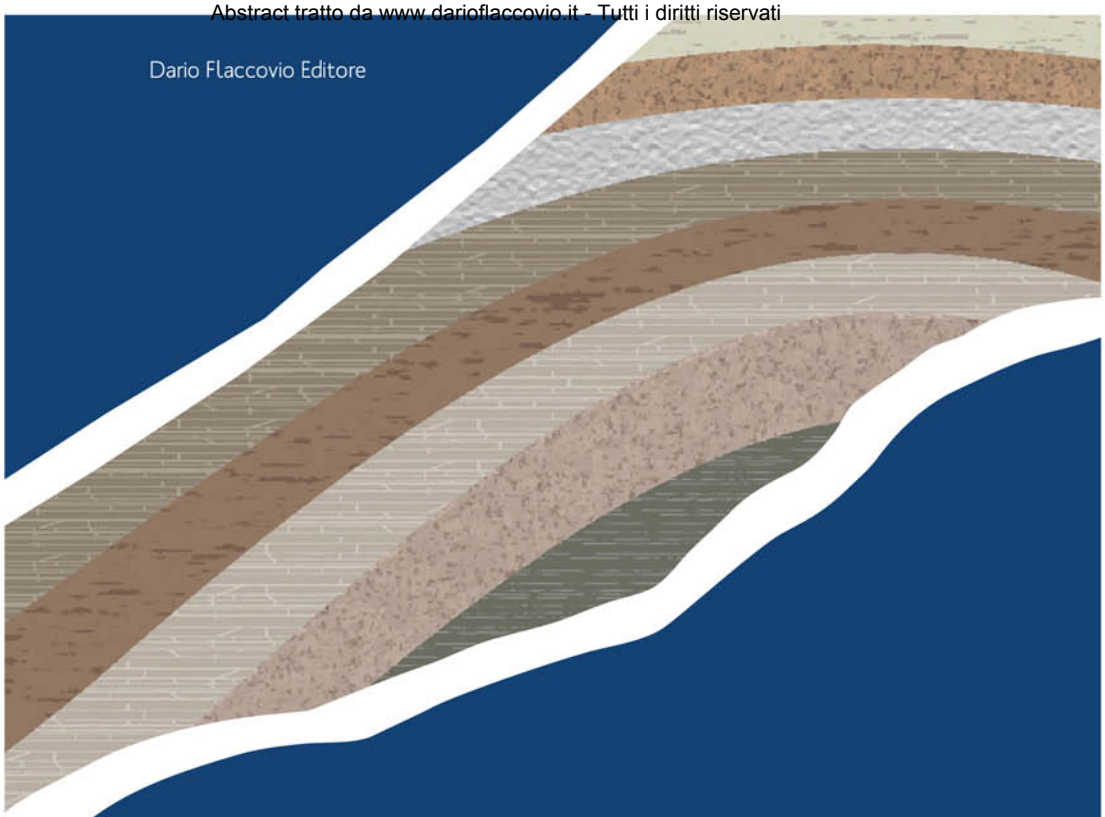
Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

Dario Flaccovio Editore

ROMOLO DI FRANCESCO

GEOTECNICA DEL TERZO MILLENNIO



Scheda sul sito ›

INTRODUZIONE ALLA MECCANICA DELLE TERRE

Parte 1: geologia dei terreni, idraulica e stati di sforzo

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

Alla memoria di mio suocero,
Luigi Tiberii

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

ROMOLO DI FRANCESCO

INTRODUZIONE ALLA MECCANICA DELLE TERRE

Parte I
Geologia dei terreni, idraulica e stati di sforzo

Dario Flaccovio Editore

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

Romolo Di Francesco
Introduzione alla meccanica delle terre – Parte I – Geologia dei terreni, idraulica e stati di sforzo

ISBN 978-88-579-0178-7

© 2013 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686
www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: marzo 2013

Di Francesco, Romolo <1965->

Introduzione alla meccanica delle terre / Romolo Di Francesco. –
Palermo : D. Flaccovio. – v.
1. Meccanica dei terreni.
624.15136 CDD-22 SBN PAL0253996

1.: Geologia dei terreni, idraulica e stati di sforzo / Romolo Di Francesco. –
Palermo : D. Flaccovio, 2013.
ISBN 978-88-589-0178-7

CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Stampa: Tipografia Priulla s.r.l., Palermo, marzo 2013

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.
L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.
La fotocopiatura dei libri è un reato.
Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

INDICE

1. Presentazione dell'opera
1.1. Introduzione all'opera ... » 1
1.2. Volume I: Introduzione al metodo degli elementi finiti ... » 3
1.3. Volume II: Introduzione alla Meccanica del Continuo ... » 5
1.4. Volume III: Introduzione alla Meccanica delle Terre, parte I ... » 7
1.5. Evoluzione storica della Meccanica delle Terre ... » 9
1.5.1. Effetti della Rivoluzione Industriale ... » 10
1.5.2. I plasticisti dell'Ottocento ... » 14
1.5.3. Introduzione del principio delle tensioni efficaci ... » 19
1.5.4. Sviluppo della teoria della consolidazione ... » 21
1.5.5. Nascita della moderna Geotecnica ... » 26
1.5.6. Conclusioni ... » 33
1.6. Ringraziamenti ... » 34
1.7. Tabella dei simboli ... » 35
1.8. Scala dei tempi geologici ... » 43
1.8.1. Breve storia della Formazione delle Argille del Vaticano ... » 43
1.8.2. Riflessioni sulla meccanica dei terreni ... » 46
2. Geologia delle rocce
2.1. Struttura e genesi delle rocce ... » 49
2.1.1. Sintesi della formazione della Terra ... » 50
2.1.2. Strutture dei minerali silicatici ... » 55
2.2. Le rocce magmatiche ... » 60
2.2.1. Classificazione delle rocce intrusive ... » 63
2.2.2. Classificazione delle rocce effusive ... » 65
2.2.3. Cenni di vulcanismo recente in Italia ... » 67
2.3. Le rocce metamorfiche ... » 68
2.3.1. Principali tipi di metamorfismo ... » 69
2.3.2. Principali rocce metamorfiche ... » 72
2.4. Le rocce sedimentarie ... » 74
2.4.1. Il ciclo sedimentario ... » 75
2.4.2. Classificazione delle rocce sedimentarie ... » 78
2.5. Introduzione alla Meccanica della Frattura ... » 84
2.5.1. I fattori di concentrazione di sforzo ... » 89
2.5.2. Criterio di rottura in campo elastico ... » 93
2.5.3. Criterio di rottura in campo elastoplastico ... » 99
2.5.4. La frattura elastoplatica nel FEM ... » 102
2.6. Esercizi ... » 107
2.6.1. Esercizio 2.1: sollecitazioni in una lamina con foro circolare ... » 108
2.6.2. Esercizio 2.2: analisi di un sistema di fratturazione tettonica ... » 113
3. Geologia delle terre
3.1. Definizione di terre ... » 115
3.1.1. Introduzione al linguaggio matematico delle terre ... » 119
3.2. Mineralogia delle argille ... » 122
3.2.1. Il gruppo del caolino ... » 126
3.2.2. Il gruppo dell'illite ... » 127
3.2.3. Il gruppo delle smectiti ... » 128
3.2.4. Il gruppo delle cloriti ... » 130

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

3.2.5. Il gruppo della Vermiculite ... » 130
3.2.6. I due gruppi delle argille a struttura mista ... » 131
3.2.7. Legami chimici nelle argille ... » 131
3.2.8. L'acqua nelle argille ... » 132
3.2.9. Implicazioni meccaniche associate alla fase fluida ... » 135
3.3. Frammentazione e idrolisi ... » 138
3.4. Genesi delle sabbie ... » 142
3.5. Strutture interne dei sedimenti ... » 144
3.6. Implicazioni fluidomeccaniche nei sistemi multifase ... » 146
3.6.1. Applicazioni ai terreni reali ... » 149
3.7. Esercizi ... » 151
3.7.1. Esercizio 3.1: il concetto di mattone su superficie orizzontale ... » 153
3.7.2. Esercizio 3.2: il concetto di mattone su superficie inclinata ... » 154
3.7.3. Esercizio 3.3: analisi del fenomeno della dilatanza ... » 156
3.7.4. Esercizio 3.4.: interpretazione fisica degli esercizi precedenti ... » 159
4. Caratteristiche fisiche e variabili di stato
4.1. Introduzione ... » 161
4.2. Contenuto d'acqua ... » 166
4.3. Indice dei vuoti ... » 167
4.4. Grado di saturazione ... » 171
4.5. Relazione tra le fasi ... » 172
4.6. Granulometria ... » 175
4.6.1. Interpretazione dei caratteri granulometrici ... » 179
4.7. Limiti di Atterberg ... » 181
4.7.1. Interpretazione fisica dei limiti di Atterberg ... » 184
4.8. Metodi di classificazione delle terre ... » 190
4.9. Esercizi ... » 193
4.9.1. Esercizio 4.1: esempio di calcolo delle fasi di un'argilla ... » 195
4.9.2. Esercizio 4.2: precisione nella determinazione di G_s ... » 196
4.9.3. Esercizio 4.3: analisi degli esperimenti di Rowe del 1962 ... » 196
5. Comportamento idraulico delle terre
5.1. Introduzione ... » 199
5.2. Alcuni concetti di idraulica ... » 201
5.2.1. Applicazione delle leggi di equilibrio ... » 202
5.2.2. Alcuni concetti di statica dei fluidi o idrostatica ... » 203
5.2.3. Alcuni concetti di dinamica dei fluidi o idrodinamica ... » 208
5.3. Struttura idrogeologica degli acquiferi ... » 212
5.3.1. Tipi di falde e metodi di studio ... » 216
5.4. Stratificazione idraulica del sottosuolo ... » 220
5.4.1. Fenomeni di superficie: la tensione superficiale ... » 222
5.4.2. Fenomeni di superficie: forze di suzione e coesione apparente ... » 224
5.4.3. Fenomeni capillari: la risalita antigravitazionale ... » 228
5.4.4. Influenza della storia idraulica pregressa ... » 231
5.5. Idraulica dei terreni parzialmente saturi ... » 235
5.5.1. Relazione tra grado di saturazione e suzione ... » 236
5.5.2. Relazione tra contenuto d'acqua e suzione ... » 240
5.5.3. Metodi di misura della suzione di matrice ... » 242
5.6. Influenza del regime termico sull'idraulica delle terre ... » 245
5.6.1. Un caso di studio: meccanismi atipici delle colate di fango ... » 250

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

5.7. Legge di Darcy e coefficiente di permeabilità ... » 255
5.7.1. Natura tensoriale del coefficiente di permeabilità ... » 261
5.7.2. Relazione $K \div S$ e implementazione in ambiente FEM ... » 265
5.7.3. Un'applicazione: il permeametro a carico variabile ... » 268
5.7.4. Un'applicazione: il permeametro a carico costante ... » 272
5.7.5. Equazione di continuità della fase fluida nei terreni saturi ... » 273
5.8. I reticoli idrodinamici ... » 279
5.8.1. L'equazione di Laplace ... » 282
5.8.2. Costruzione dei reticoli idrodinamici con metodi grafici ... » 288
5.8.3. Soluzione dell'equazione di Laplace alle differenze finite ... » 293
5.9. Metodi di investigazione delle falde ... » 298
5.9.1. Piezometro a tubo aperto – pressioni positive ... » 299
5.9.2. Piezometro di Casagrande – pressioni positive ... » 302
5.9.3. Piezometro ad infissione – pressioni positive ... » 303
5.9.4. Piezometro autoperforante – pressioni positive ... » 303
5.9.5. Celle piezometriche – pressioni positive ... » 303
5.9.6. Tempi di risposta dei piezometri ... » 304
5.9.7. Metodo di verifica della tenuta dei sigilli ... » 307
5.9.8. Tensiometri – pressioni negative ... » 309
5.10. Determinazione in sito del coefficiente di permeabilità ... » 310
5.10.1. Le prove di pompaggio ... » 310
5.10.2. Le prove nei fori di sondaggio ... » 317
5.11. Esercizi ... » 324
5.11.1. Esercizio 5.1: interpretazione di una prova di permeabilità ... » 325
5.11.2. Esercizio 5.2: permeabilità equivalente in terreni stratificati ... » 329
5.11.3. Esercizio 5.3: analisi di un moto di filtrazione diretto verso l'alto » 332
5.11.4. Esercizio 5.4: definizione delle reti idrodinamiche con il metodo degli elementi finiti ... » 333
5.11.5. Esercizio 5.5: il ruolo della divergenza nella legge di continuità ... » 335
5.11.6. Esercizio 5.6: legge di continuità dei mezzi bifase di validità generale ... » 336
5.11.7. Esercizio 5.7: spinta idraulica sui muri in assenza del drenaggio ... » 337
5.11.8. Esercizio 5.8: spinta idraulica sui muri in presenza del drenaggio » 339
5.11.9. Esercizio 5.9: un nuovo metodo grafico per la costruzione delle reti idrodinamiche ... » 343
6. Lo stato di sforzo nelle terre
6.1. Introduzione ... » 345
6.1.1. Lo stato di sforzo nei materiali continui ... » 346
6.1.2. Lo stato di sforzo nei materiali discreti ... » 348
6.1.3. Primi elementi del principio delle tensioni efficaci ... » 351
6.2. Il principio delle tensioni efficaci ... » 352
6.2.1. Significato fisico ... » 356
6.2.2. Le tensioni efficaci nei terreni parzialmente saturi ... » 358
6.3. Lo stato tensionale geostatico ... » 360
6.3.1. Applicazione delle leggi di equilibrio ai terreni saturi ... » 364
6.3.2. Estensione delle leggi di equilibrio ai terreni secchi ... » 368
6.3.3. Estensione delle leggi di equilibrio ai terreni non saturi ... » 369
6.3.4. Implementazione in ambiente ad elementi finiti ... » 370
6.3.5. Stato tensionale verticale in terreni omogenei secchi ... » 373

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

6.3.6. Stato tensionale verticale in terreni omogenei saturi ..... » 379
6.3.7. Stato tensionale verticale in terreni stratificati ..... » 382
6.3.8. Esempi applicativi in terreni saturi e parzialmente saturi ..... » 382
6.3.9. Il problema delle tensioni orizzontali ..... » 390
6.3.10. Il coefficiente K_0 di spinta a riposo delle terre NC ..... » 398
6.3.11. Validità e correlazioni del coefficiente K_0 ..... » 404
6.3.12. Il coefficiente K_0 di spinta a riposo delle terre OC ..... » 408
6.3.13. Validità dei limiti del coefficiente K_0(OC) ..... » 415
6.4. Determinazione sperimentale del K_0 ..... » 421
6.4.1. Le celle di pressione totale ..... » 422
6.4.2. Le prove pressiometriche ..... » 424
6.4.3. Il dilatometro di Marchetti ..... » 426
6.5. L'effetto aging sullo stato tensionale ..... » 432
6.6. Approfondimenti sulla sovraconsolidazione ..... » 439
6.6.1. Sintesi del comportamento edometrico delle terre ..... » 445
6.7. Tensioni indotte dai moti di filtrazione ..... » 447
6.7.1. Un esempio di calcolo ..... » 451
6.7.2. Analisi del sifonamento e del sollevamento del fondo scavo ..... » 455
6.8. Influenza dei moti filtratori sulle tensioni nei pendii ..... » 460
6.8.1. Il caso dello svuotamento rapido di un invaso ..... » 465
6.8.2. Il caso del pendio indefinito ..... » 468
6.9. Relazioni costitutive nella Meccanica delle Terre ..... » 472
6.9.1. Assenza di falda ..... » 474
6.9.2. Falda in quiete ..... » 475
6.9.3. Falda in regime permanente ..... » 475
6.10. Introduzione alla teoria della consolidazione ..... » 475
6.10.1. Il modello analogico idromeccanico ..... » 477
6.10.2. L'equazione della consolidazione monodimensionale ..... » 484
6.10.3. L'equazione della consolidazione bidimensionale ..... » 488
6.10.4. L'equazione della consolidazione tridimensionale ..... » 489
6.10.5. Ulteriori approfondimenti sull'argomento ..... » 490
6.11. Un caso di studio: filtrazione in uno scavo ..... » 491
6.11.1. Geologia e Geomorfologia ..... » 492
6.11.2. Indagini geognostiche ..... » 493
6.11.3. Risultati delle analisi ..... » 494
6.11.4. Verifiche in sito e conclusioni ..... » 494
6.12. Un caso di studio: stabilità di una scarpata ..... » 495
6.13. Esercizi ..... » 497
6.13.1. Esercizio 6.1: stato tensionale di un sistema multifalda ..... » 498
6.13.2. Esercizio 6.2: stato tensionale ante e post-erosione ..... » 501
6.13.3. Esercizio 6.3: tempo di esaurimento della consolidazione ..... » 502
6.13.4. Esercizio 6.4: stato tensionale geostatico FEM di una scarpata ..... » 503
6.13.5. Esercizio 6.5: analisi di una fondazione su terreni OC ..... » 505
6.13.6. Esercizio 6.6: capacità portante del fusto dei pali ..... » 508
6.13.7. Esercizio 6.7: un problema di stabilità dei pendii ..... » 510
6.13.8. Esercizio 6.8: il pendio indefinito in condizioni di parziale saturazione ..... » 512
Bibliografia ..... » 513

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

1. PRESENTAZIONE DELL'OPERA

1.1. Introduzione all'opera

Per una corretta comprensione degli elementi costituenti l'opera ritengo sia fondamentale tenere ben presenti alcuni concetti essenziali legati al significato del termine "Geotecnica", i quali possono essere espressi in due soli punti:

A) la Geotecnica non è un formulario; cercare l'equazione che possa risolvere il problema del momento o la correlazione più utile per il caso in analisi conduce solo al fallimento;
B) la Geotecnica non può essere ricondotta alla disperata ricerca dei parametri da inserire, in maniera acritica e senza possederne il necessario bagaglio tecnico, nelle schermate del software in uso.

La Geotecnica in realtà può essere sintetizzata in una semplice frase: *studio dell'interazione terreno-struttura*, anche se nel significato completo dell'accezione dobbiamo includere, ad esempio, lo studio della stabilità dei versanti senza necessariamente dover scomodare concetti propri della Scienza e della Tecnica.
Esiste, però, anche una definizione alternativa che, mutuata dalla terminologia informatica, riesce a racchiudere tutta la moderna essenza di tale materia: un *algoritmo di trasformazione* il quale risulta essere particolarmente sensibile ai dati di input, per quantità e qualità (Di Francesco e Siena, 2007); in altre parole, dovremmo cominciare a pensare alla Geotecnica come ad un meccanismo ad ingranaggi il quale, alimentato dalla matematica necessaria, sia in grado di produrre output all'altezza dei nostri problemi e perfettamente bilanciati rispetto ai costi necessari per produrre i relativi dati di input in termini di modello geologico e modello geotecnico. Anche se è proprio qui che emergono tutte le nostre lacune e le nostre limitazioni, poiché l'inserimento di dati di input non all'altezza della complessità dei modelli di calcolo utilizzati riesce ad inficiare il migliore dei nostri progetti.
Proprio per tali motivi l'opera è stata volutamente improntata secondo una metodologia differente rispetto a quanti l'hanno preceduta considerato che, pur analizzando con sufficiente dettaglio e rigore scientifico tutti gli aspetti propri delle materie coinvolte, abbiamo cercato di annullare il gap esistente tra testi di chiara derivazione ingegneristica e quelli di derivazione geologica, tentando di colmare le lacune che separano due mondi complementari mediante la costruzione di un filo conduttore comune.

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

Ragionando in tale direzione (secondo lo schema rappresentato in figura 1.1, riproposta dal volume I della Collana), gli argomenti sono stati suddivisi in diversi volumi dedicati alla Meccanica del Continuo, alla Meccanica delle Terre in tutte le sue sfaccettature ed agli ambienti geologici in chiave geotecnica con lo scopo di introdurre il lettore alla costruzione, progressiva e sequenziale, di un percorso logico che – partendo da conoscenze matematiche ed ingegneristiche – passa attraverso la "comprensione geotecnica" degli ambienti geologici di formazione dei terreni e di modellazione della superficie terrestre; un percorso la cui costruzione è stata fondata su uno strumento, potente e semplice allo stesso tempo, introdotto da Lambe T.W. (1967) e denominato *stress–path*, capace di riprodurre percorsi tensionali e cinematici anche complessi replicabili in laboratorio mediante il ricorso a prove sperimentali. Un metodo che consentirà di giungere alla definizione di analisi non più limitate ai soli aspetti teorici delle strutture che progettiamo ma di più ampio respiro, tale da consentirci di trattare problemi anche complessi grazie ai modelli geologici e geotecnici sviluppati intorno ai medesimi fenomeni.

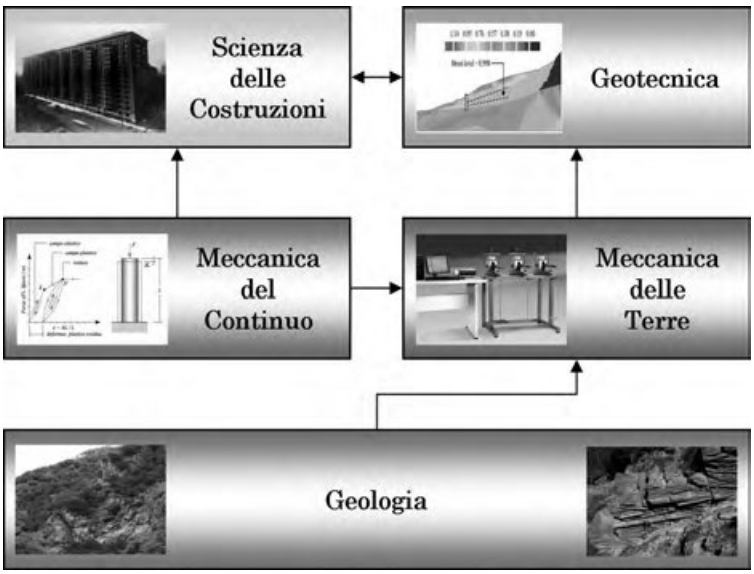


Figura 1.1. Schema di connessione logica tra la Geotecnica e altre branche ingegneristiche e geologiche (fonte: volume I della Collana)

Operando in questo modo saremo in grado, ad esempio, di analizzare l'influenza dei fronti di scavo nei confronti delle opere che progettiamo e di quelle esistenti nel loro raggio di influenza; contestualmente, tenuto conto delle condizioni al contorno che non assumono più aspetti esclusivamente di tipo meccanico e strutturale ma che fanno riferimento anche alla complessa storia geologica,

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

saremo in grado di decidere se progettare opere provvisionali di sostegno o se sfruttare alcuni elementi chiave che sottendono la meccanica dei fronti di scavo (in volume I – figura 1.10): elementi che saranno trattati nell'ottica della massima chiarezza e semplicità non solo espositiva ma anche fruitiva, in relazione alla necessità che abbiamo di utilizzare modelli semplici e di facile costruzione successivamente adattabili a modelli numerici anche di elevata complessità.
Per questi motivi tutti gli argomenti sono stati sviluppati secondo una logica di apprendimento delle numerose materie che concorrono nella definizione dei modelli di riferimento, partendo necessariamente da concetti teorici a carattere matematico che, sviluppati in sequenza, conducono infine alla strutturazione di strumenti potenti – e nel contempo di facile utilizzo – capaci di risolvere i numerosi problemi geotecnici che la pratica professionale ci presenta quotidianamente; un approccio che ha richiesto che ogni capitolo fosse corredato da appositi esercizi, o casi di studio, al fine di consentire al lettore di familiarizzare con gli argomenti fino a quel punto sviluppati.

1.2. Volume I: Introduzione al metodo degli elementi finiti

L'obiettivo fondamentale del volume I discende dalla moderna necessità di progettare con metodi matematici molto avanzati come gli elementi finiti: uno strumento, oggigiorno davvero molto diffuso anche nella pratica professionale, alla cui base stanno pochi ma essenziali concetti fisico–matematici come le molle virtuali, l'energia di deformazione ed il principio dei lavori virtuali che aprono, e guidano, i successivi argomenti ad essi necessariamente correlati.
Occorre in tal senso evidenziare che tali concetti guideranno, nei volumi successivi, la comprensione del comportamento meccanico dei solidi continui e la trattazione, e contestuale applicazione, dei legami costitutivi fino a condurre all'evoluzione verso la Meccanica delle Terre ed infine verso l'analisi dell'interazione terreno-struttura in funzione dell'influenza dei possibili ambienti geologici (figura 1.2): un filo conduttore che seguirà l'intera opera e che faciliterà la comprensione dei risultati, offerti dai moderni software di progettazione strutturale e geotecnica, senza dover incorrere nella loro accettazione acritica.
Per i motivi sopra esposti il testo è stato suddiviso in pochi, ma essenziali capitoli ai quali è stato affidato il non semplice scopo di introdurre innanzitutto gli elementi finiti di base inquadrati organicamente in funzione della teoria dell'energia potenziale minima di Castigliano; quindi, come primo passaggio, è stata introdotta l'analisi del metodo delle rigidezze dirette grazie al quale è stato possibile verificare, mediante numerosi esempi, il comportamento degli elementi finiti soggetti all'azione delle sole forze assiali i quali, pur apparentemente limitati nelle applicazioni, risultano particolarmente efficaci nell'analisi delle strutture i cui componenti si comportano esclusivamente come tiranti o puntoni.

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

Il passaggio successivo ha visto l'introduzione delle tecniche fondamentali che possono essere definite il vero e proprio motore del metodo degli elementi finiti le quali, tramite l'applicazione del principio dei lavori virtuali, hanno consentito di simulare il comportamento meccanico degli elementi strutturali – tramite l'analisi delle travi di Bernoulli, di Eulero-Bernoulli e di Timoshenko – nonché di geometrie comunque complesse tramite lo sviluppo degli elementi isoparametrici.

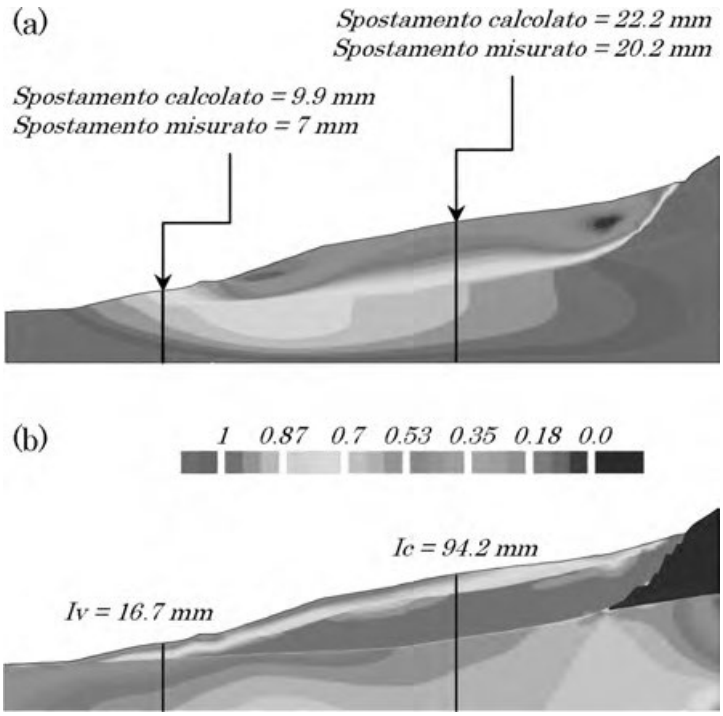


Figura 1.2. Esempio di analisi ad elementi finiti del comportamento di una frana complessa e confronto tra i risultati numerici e sperimentali (fonte: volume I della Collana)

Una volta definiti gli elementi principali, è stato trattato il difficile argomento relativo all'analisi dell'interazione terreno-struttura svolta tramite un modello a macroelementi il quale, ricavato in originale, è stato successivamente applicato all'analisi delle travi di fondazione, dei pali e delle paratie ovvero delle principali strutture geotecniche riscontrabili nella pratica professionale. Non ultimo, il testo è stato chiuso da alcuni esempi applicativi (con vocazione prevalentemente geotecnica) relativi al comportamento termico e termo-meccanico dell'insieme terreni-strutture, all'interazione tra fondazioni adiacenti nonché ai fenomeni dipendenti dalla dinamica strutturale.
Infine, considerata la trattazione specificatamente matematica e geotecnica degli

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

elementi, ho ritenuto necessario prevedere anche due apposite appendici: la prima dedicata allo studio delle matrici, dei vettori e dei tensori con lo scopo di fornire un ripasso sintetico di conoscenze già acquisite o di approfondimento delle nozioni necessarie per un corretto e concreto successo del processo di apprendimento logico previsto; la seconda dedicata alla determinazione della rigidezza delle molle posta alla base dell'analisi dell'interazione terreno-struttura.

In sintesi

Il volume I ha offerto diverse chiavi di lettura degli argomenti trattati, costituendo:

- un'introduzione agli elementi basilari che sottendono il metodo di calcolo agli elementi finiti applicato alla progettazione strutturale e geotecnica, fornendo gli strumenti necessari per analizzare compiutamente i risultati ottenibili dai software di calcolo;
- la base dell'intera collana, dedicata specificatamente alla Geotecnica, con la trattazione di elementi comuni a tutti i volumi;
- una guida alla validazione dei risultati ottenuti nella progettazione strutturale e geotecnica, così come prescritto dalle nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni (D.M. 14.01.2008, da ora semplificato in NTC);
- uno strumento utile per lo sviluppo di algoritmi di calcolo, implementabili anche in fogli elettronici e da affiancare ai software commerciali in fase di pre-progettazione sia strutturale che geotecnica.

1.3. Volume II: Introduzione alla Meccanica del Continuo

Seguendo il ragionamento didattico introdotto con il metodo degli elementi finiti, al volume II è stato affidato lo scopo di sviluppare il necessario processo formativo utile per affrontare gli argomenti, di carattere più francamente geotecnico, che saranno progressivamente introdotti nei volumi successivi: un argomento che può essere originariamente ricondotto alla derivazione della Meccanica delle Terre dalla Meccanica del Continuo (figura 1.1), dalla quale mutua l'intera struttura fisico-matematica, salvo poi evolvere ulteriormente (ed autonomamente) nella trattazione dei legami costitutivi applicati ai mezzi multifase come i terreni.

Per tali motivi il volume prende spunto dalle cognizioni proprie della Fisica della Materia Condensata, della Mineralogia e della Scienza dei Materiali che hanno consentito di chiarire le connessioni logiche esistenti tra i diversi modi di rottura dei solidi e la loro composizione chimica e relativa micro/macrostruttura (figura 1.3); allo stesso tempo, facendo leva sullo sviluppo completo ed estremamente dettagliato dei complessi argomenti teorico-sperimentali associati alla natura elastoviscoplastica dei materiali, è stato anche possibile stabilire la connessione corrente tra i diversi solidi naturali ed artificiali ed il

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

comportamento delle molle posto alla base del metodo degli elementi finiti dedicato alla progettazione strutturale e geotecnica.
In questo modo, utilizzando le modalità di assemblaggio dei cristalli, i concetti di simmetria strutturale, di lavoro virtuale, di stabilità energetica e l'analisi dello stato di sforzo e di deformazione dei punti materiali, è stato possibile trattare in maniera adeguata i legami costitutivi con lo scopo di individuare quello più appropriato in funzione del comportamento meccanico differenziato tra i diversi materiali attualmente disponibili in ambito progettuale.
È altresì importante evidenziare che tutti gli argomenti sono stati introdotti e discussi utilizzando gli invarianti come piattaforma di sviluppo, ovvero basandosi su strumenti matematici davvero molto potenti da un punto di vista sia teorico che sperimentale i quali, a loro volta, sono stati gradualmente introdotti ed approfonditi fino a convergere in appositi esercizi aventi lo scopo di migliorarne l'apprendimento.

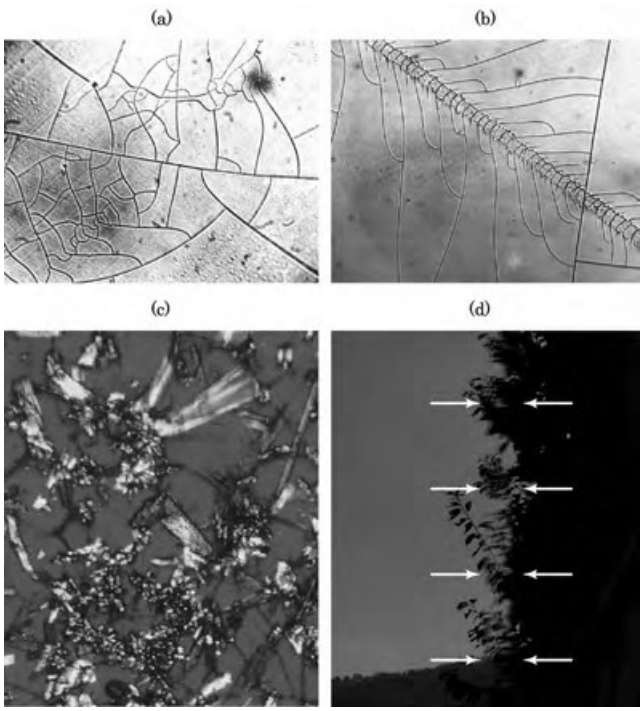


Figura 1.3. Esempio di studio del comportamento dei vetri in funzione della microstruttura e del fenomeno della devetrificazione (fonte: volume II della Collana)

Il volume è stato inoltre completato, oltre che da numerosi esercizi svolti, anche dall'analisi del comportamento meccanico di diversi materiali come ad esempio la baritina, il cloruro di sodio, il molibdeno, i vetri, gli acciai, i calcestruzzi, i terreni, le leghe di alluminio e il kevlar®.

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

In sintesi

Il volume II, al pari del primo, offre diverse chiavi di lettura degli argomenti trattati, costituendo:

- l'anello di congiunzione tra la Scienza delle Costruzioni, condensata nel volume I intorno al metodo degli elementi finiti, e la Meccanica delle Terre che costituirà il corpo dei volumi successivi;
- uno studio sistematico della Meccanica del Continuo, con l'approfondimento degli aspetti fenomenologici evidenziati in numerose prove sperimentali appositamente condotte ed aventi lo scopo di migliorare la comprensione di tutti i passaggi matematici necessari per la costruzione dell'apparato teorico.

Occorre inoltre evidenziare che particolare enfasi è stata posta nella trattazione del campo elastico e di quello plastico dei materiali da costruzione, dimostrando matematicamente e sperimentalmente che entrambi sono influenzati dalla composizione chimica e dalla microstruttura interna, mentre l'ampiezza del campo duttile anche dalle dimensioni dell'elemento strutturale.
Senza dimenticare la trattazione dell'analisi in campo non lineare la quale, come richiesto dalle normative tecniche più evolute, è implementata nella maggior parte dei software di progettazione strutturale e geotecnica.

1.4. Volume III: Introduzione alla Meccanica delle Terre, parte I

Nel volume II, incentrato sostanzialmente sulla Meccanica del Continuo, sono stati introdotti i primi elementi relativi al comportamento meccanico ed idraulico delle terre le quali possono essere viste (semplicisticamente) come due mezzi continui che lavorano in parallelo spartendosi gli stati tensionali (Nova, 2002).
Partendo da tali concetti, nel volume III l'argomento si sposta sulla Meccanica delle Terre introducendo, innanzitutto, i primi elementi di connessione con la geologia e la mineralogia delle rocce e dei terreni, gli ambienti di formazione e di evoluzione che a loro volta influenzano la struttura interna dei depositi naturali e – a cascata – il relativo comportamento idraulico e meccanico.
Quindi, nei capitoli successivi, sono analizzati sia l'idraulica che gli stati di sforzo agenti all'interno dei terreni (figura 1.4) rimandando al volume IV lo studio del comportamento meccanico una volta noti tutti gli elementi concorrenti.
Per quanto concerne il comportamento idraulico delle terre occorre considerare che le stesse non sono mezzi continui, nel senso classico visto nel volume II, ma sistemi multifase costituiti da uno scheletro solido con vuoti interparticellari nei quali scorrono fluidi di varia natura in differenti rapporti relativi; di conseguenza, tutti gli elementi introdotti con la Meccanica del Continuo richiedono ora un necessario adattamento affinché siano ancora applicabili, mentre appare anche evidente che l'analisi del moto dei fluidi all'interno dello

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

scheletro solido diventa una condizione imprescindibile nello studio della Meccanica delle Terre in funzione della loro natura idrostatica o idrodinamica.
Se il moto in condizioni idrostatiche corrisponde sempre all'equilibrio tra le fasi solide e fluide, conducendo ad un (all'incirca) banale trasferimento alla Meccanica delle Terre delle cognizioni viste nel volume II, nel caso delle condizioni idrodinamiche sono possibili due alternative corrispondenti a condizioni di flusso stazionario (ancora di equilibrio) o di flusso transitorio nel qual caso si giunge alla teoria della consolidazione (Terzaghi, 1923; Terzaghi e Fröhlich, 1936) che rappresenta l'ossatura stessa della materia trattata.

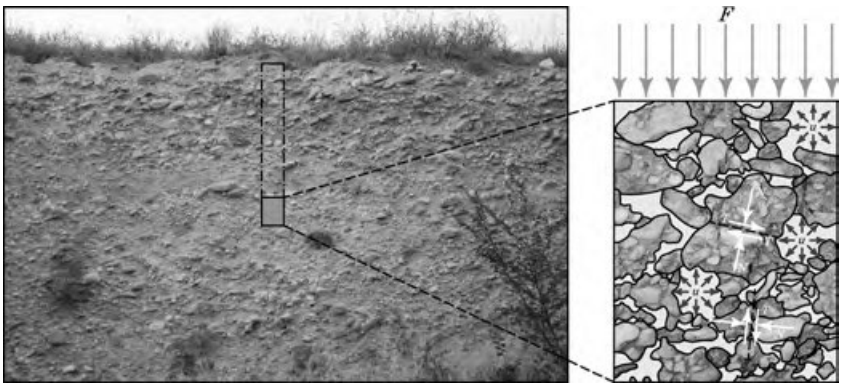


Figura 1.4. Dettaglio di un deposito alluvionale costituito da ghiaie in matrice sabbiosa ed analisi preliminare delle forze interne agenti in risposta all'azione del carico litostatico F essendo: N = forza normale; T = forza tangenziale; u = pressione della fase fluida

A tal proposito occorre considerare che la consolidazione descrive il comportamento tensodeformativo delle terre in risposta alle sollecitazioni di compressione, come quelle derivanti dal peso proprio in fase di accumulo nei bacini di sedimentazione o dai carichi trasmessi dalle fondazioni, dai rilevati stradali, dall'abbassamento della falda e da molto altro; quindi, se tali argomenti giustificano da soli la necessità di studiare il comportamento reciproco tra le fasi solide e fluide, occorre anche considerare che esiste una buona corrispondenza tra le previsioni teoriche e quelle sperimentali di laboratorio capaci di replicare il fenomeno della consolidazione. Senza, ovviamente, dimenticare la necessità di studiare correttamente le falde idriche che, trattate in appositi paragrafi, costituiscono il punto di partenza per lo studio dell'idrodinamica delle acque del sottosuolo.
Una volta che le nozioni relative all'idraulica delle terre sono definite, è infine possibile giungere all'ultimo capitolo nel quale si assiste alla traduzione in ambito geotecnico dello studio dello stato di sforzo visto nel volume II, il quale rappresenta sempre il primo passo nell'analisi di tutti i problemi di natura strutturale e geotecnica essendo lo stesso direttamente correlato sia allo stato di deformazione che alla

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

definizione dei legami costitutivi; allo stesso tempo occorre evidenziare che (volume II – paragrafo 3.4) lo studio dello stato di sforzo dei sistemi complessi come i terreni costituisce anche il punto di partenza per tutte le sperimentazioni di laboratorio volte alla definizione del più appropriato criterio di snervamento dal quale, infine, derivare i parametri fisico-meccanici necessari per la modellazione di problemi geotecnici.

Ovviamente, al pari dei volumi precedenti, ogni capitolo è sempre corredato da un numero congruo di esercizi risolti e/o casi di studio, con lo scopo di facilitare la fase di apprendimento e di familiarizzazione con gli argomenti trattati.

In sintesi

Anche se lo studio del comportamento tensodeformativo dei terreni trae origine dalla struttura teorico-sperimentale della Meccanica del Continuo vista nel volume II, occorre considerare che sua complessità discende dalla necessità che abbiamo di doverli tradurre in un sistema costituito da più mezzi continui – formati da uno scheletro solido, dagli spazi interstiziali e dai fluidi che in esso possono circolare – che lavorano in parallelo.

Di conseguenza, quale passaggio indispensabile, nel presente volume sono introdotti i primi elementi che consentiranno nei successivi di giungere ad una completa trattazione della risposta meccanica delle terre alle sollecitazioni imposte, sia derivanti dalle attività antropiche che naturali come ad esempio le frane, quali:

- lo studio della geologia delle terre, potendo in tal modo definirne la natura e la genesi che influenzano a loro volta il comportamento idraulico e meccanico;
- lo studio delle caratteristiche fisiche e delle variabili di stato capaci di tradurre in termini geotecnici i differenti mezzi continui costituenti un generico terreno;
- l'analisi dell'idraulica nei mezzi porosi a partire dallo studio delle falde, passando attraverso la legge di Darcy per giungere alla definizione della legge di continuità tra mezzi continui a contatto a sua volta costituente l'ossatura della Meccanica delle Terre;
- lo studio dello stato di sforzo agente all'interno delle terre, necessario per l'analisi del comportamento fluidomeccanico in laboratorio e per la successiva traduzione in legami costitutivi.

Ovviamente, seguendo la filosofia che collega l'intera collana, ogni argomento è completato da numerosi esercizi svolti e da casi di studio utili per l'approfondimento degli argomenti trattati.

1.5. Evoluzione storica della Meccanica delle Terre

Riprendendo alcuni elementi introdotti nei paragrafi precedenti è possibile affermare che (almeno) in Italia esistono problemi di apprendimento della

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

Geotecnica i quali sono imputabili, sostanzialmente, ad un approccio errato alla materia considerata la sua derivazione dalla Meccanica del Continuo tramite la connessione logica esistente attraverso la Meccanica delle Terre (figura 1.1); in questo modo si assiste all'iniziale studio di argomenti legati alla natura del continuo che, basati esclusivamente sull'uso degli invarianti, conducono allo sviluppo della Scienza delle Costruzioni laddove invece tale potente strumento matematico è completamente abbandonato a favore di altri concetti.
Al contrario, essendo la Geotecnica totalmente costruita sulla Meccanica delle Terre ne deriva uno sviluppo affidato, in maniera quasi esclusiva, al concetto di invariante conducendo alle citate difficoltà logiche di apprendimento con ovvie ripercussioni anche in campo professionale.
Occorre inoltre rilevare che, se tali problemi affliggono coloro che si occupano di ingegneria (studenti o professionisti interessati ad approfondire l'argomento), nel campo della geologia si assiste ad un'ulteriore limitazione dettata dal mancato apprendimento della meccanica dei mezzi continui, conducendo ad uno studio che poggia su elementi complessi dei quali sfugge la vera essenza o addirittura l'intero apparato teorico.
In realtà la Meccanica delle Terre, pur nella sua estrema complessità scientifica, è costruita intorno a pochi ma essenziali argomenti fondamentali la cui corretta comprensione richiede una disamina storica della sua evoluzione a partire dagli effetti della Rivoluzione Industriale che, dal XVIII secolo, hanno cambiato in pochi decenni la struttura societaria proiettandola verso l'attuale concezione moderna (Di Francesco, 2012a).

1.5.1. Effetti della Rivoluzione Industriale

Nel XVIII secolo – in virtù di una serie di fortuite combinazioni di eventi legati a cambiamenti sociali, culturali e tecnici connessi con la Rivoluzione Industriale – ebbe inizio il periodo fortunato dell'acciaio ovvero di un materiale noto sin dall'antichità e che ben presto si sarebbe diffuso (e imposto) ovunque; nel contempo, nella seconda metà dello stesso secolo si assistette alla scoperta del moderno calcestruzzo ad opera dell'inglese Smeaton anche se ci vollero molti altri decenni prima che nel 1897 fosse realizzata la prima, vera struttura in calcestruzzo armato: la Chiesa Saint Jean de Montemartre progettata dall'architetto Anatole de Baudot.
Ad onor del vero occorre evidenziare che il calcestruzzo era già noto nell'antichità, tanto che i Fenici erano usi miscelare la calce con la sabbia vulcanica ottenendo in questo modo il primo prototipo di tale materiale da costruzione. Successivamente, in epoca romana, il calcestruzzo raggiunse la

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

piena maturità concettuale grazie alla scoperta delle proprietà idrauliche della pozzolana (figura 1.5), una pietra vulcanica ampiamente diffusa nei pressi dell'Urbe.
Da un punto di vista chimico la pozzolana è costituita sostanzialmente da silice (SiO_2, semplificata in S) e allumina (Al_2O_3, semplificata in A) mal cristallizzate ed amorfe, ossia possedenti la medesima struttura del vetro per i cui dettagli si rimanda al volume II; ma, come scoprirono gli antichi romani, mescolandola con la calce (CaO, semplificata in C) e con l'aggiunta di acqua (H_2O, semplificata in H) si ottiene una miscela di silicati idrati di calcio (C-S-H) e di alluminati di calce idrati (C-A-H) tale da produrre una massa stabile nel tempo e del tutto impermeabile (figura 1.6).
Occorre anche evidenziare che il successo del cemento pozzolanico fu dovuto all'opera di Vitruvio Pollonio che tra il 23 e il 27 a.C. scrisse il *De Architettura*, un trattato – suddiviso in dieci volumi – nel quale furono stabilite anche le regole per il corretto confezionamento di tale materiale da costruzione che prevedevano una parte di calce e tre parti di pozzolana; in questo modo era possibile ottenere un aumento della velocità di presa e la capacità di indurire anche in presenza di acqua, dando luogo al confezionamento del primo legante idraulico della storia.

Figura 1.5. Con il termine pozzolana sono genericamente definite le rocce piroclastiche associate all'attività vulcanica di tipo esplosivo. Nelle foto sono visibili vasti affioramenti sull'Isola di Procida (a) e presso Roma (b); notare nel dettaglio l'intercalazione di strati litoidi e letti argillificati (fonte: per gentile concessione degli ingegneri Biagio Carannante www.carannantejoints.com (a) e Luigi Ruggeri (b))

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

Figura 1.6. Anfiteatro di Amiternum (AQ), realizzato gettando l'*opus caementicium* (cemento pozzolanico) in casseri a perdere di mattoni pieni (fonte: Di Francesco, 2008)

Purtroppo, con la caduta dell'Impero Romano – tradizionalmente fissata al 476 d.C. – fu dispersa la concezione vitruviana del confezionamento del calcestruzzo tanto che il *De Architettura* fu studiato nei secoli successivi solo nei suoi contenuti classici; è anche vero, però, che Smeaton scoprì il cemento Portland ben 13 secoli più tardi proprio per aver disatteso le regole scritte da Vitruvio, anche se ciò non giustifica la differenza temporale – di oltre un secolo – di imposizione sul mercato del calcestruzzo rispetto all'acciaio.
Per poter spiegare tale differenza occorre tornare nuovamente al periodo immediatamente successivo alla Rivoluzione Industriale, durante il quale furono gettate le basi tecniche che consentirono sia le prime "vere" applicazioni dell'acciaio nell'edilizia che una sua ampia diffusione in relazione all'abbattimento dei costi di produzione di un fattore 10:

- l'utilizzo del carbon coke come combustibile al posto del tradizionale carbone da legna;
- l'introduzione, nel 1794, della tecnica del puddellaggio, consistente nel trattamento siderurgico di ossigenazione e di rimescolamento della ghisa per migliorarne la duttilità (volume II – capitolo 7) e la malleabilità;
- l'introduzione del convertitore Bessemer agli inizi dell'Ottocento con il quale, soffiando aria nella massa fusa di ghisa grezza, era possibile eliminare gli eccessi di carbonio e di altre impurità.

In realtà, occorre considerare che furono ben altri effetti della Rivoluzione Industriale a influenzare l'evoluzione tecnica nella produzione dell'acciaio, considerato che la diffusione delle idee liberali dall'Inghilterra a tutta l'Europa si tradusse in un rapido miglioramento della qualità della vita, in un conseguente

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

aumento demografico e nella crescente necessità di ampliamento delle vie di comunicazione che con Napoleone Bonaparte assunsero il duplice ruolo commerciale e strategico. In questo modo il secolo XIX divenne testimone della costruzione di numerosi ponti dei quali il capostipite può essere considerato l'Iron Bridge (figura 1.7).

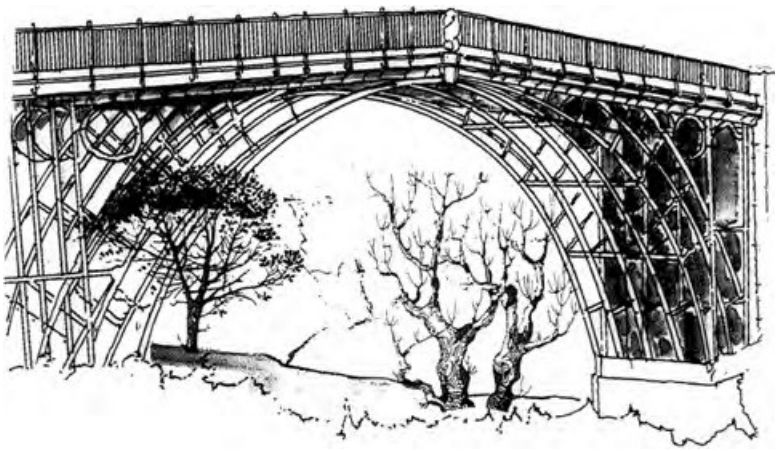


Figura 1.7. L'Iron Bridge fu costruito nel 1779 in soli tre mesi utilizzando l'arco diretto e la ghisa, un elemento strutturale ed un materiale entrambi molto resistenti rispetto alle sollecitazioni di sola compressione (fonte: Di Francesco, 2008)

Con la diffusione dei ponti in acciaio iniziarono a proliferare anche le teorie di calcolo che inizialmente erano basate sulla ripetizione periodica del triangolo (esempio: volume I – figure 3.1, 3.2, 3.5, 3.6, 6.19), un elemento strutturale alquanto semplice nel quale:

- sono presenti solo sollecitazioni assiali di compressione e/o trazione;
- ogni elemento lavora unicamente come puntone o come tirante ma non a flessione;
- le connessioni vincolari sono garantire da sole cerniere (collegamenti a taglio).

In altre parole fu possibile costruire strutture efficaci ricorrendo alle sole equazioni della statica ($\Sigma F_x = 0$; $\Sigma F_y = 0$; $\Sigma F_z = 0$; $\Sigma M_x = 0$; $\Sigma M_y = 0$; $\Sigma M_z = 0$), per i cui dettagli si rimanda alle equazioni di equilibrio introdotte nel volume II – paragrafo 5.2.

Un ulteriore passo avanti, sempre a scapito dell'ancora acerbo calcestruzzo e delle imperiture strutture in muratura portante, fu poi compiuto nel 1801 grazie all'opera geniale di Boltoun e Watt che progettarono la "Filanda di cotone" a Manchester introducendo un telaio costituito da pilastri e, soprattutto, da travi a doppio T.

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

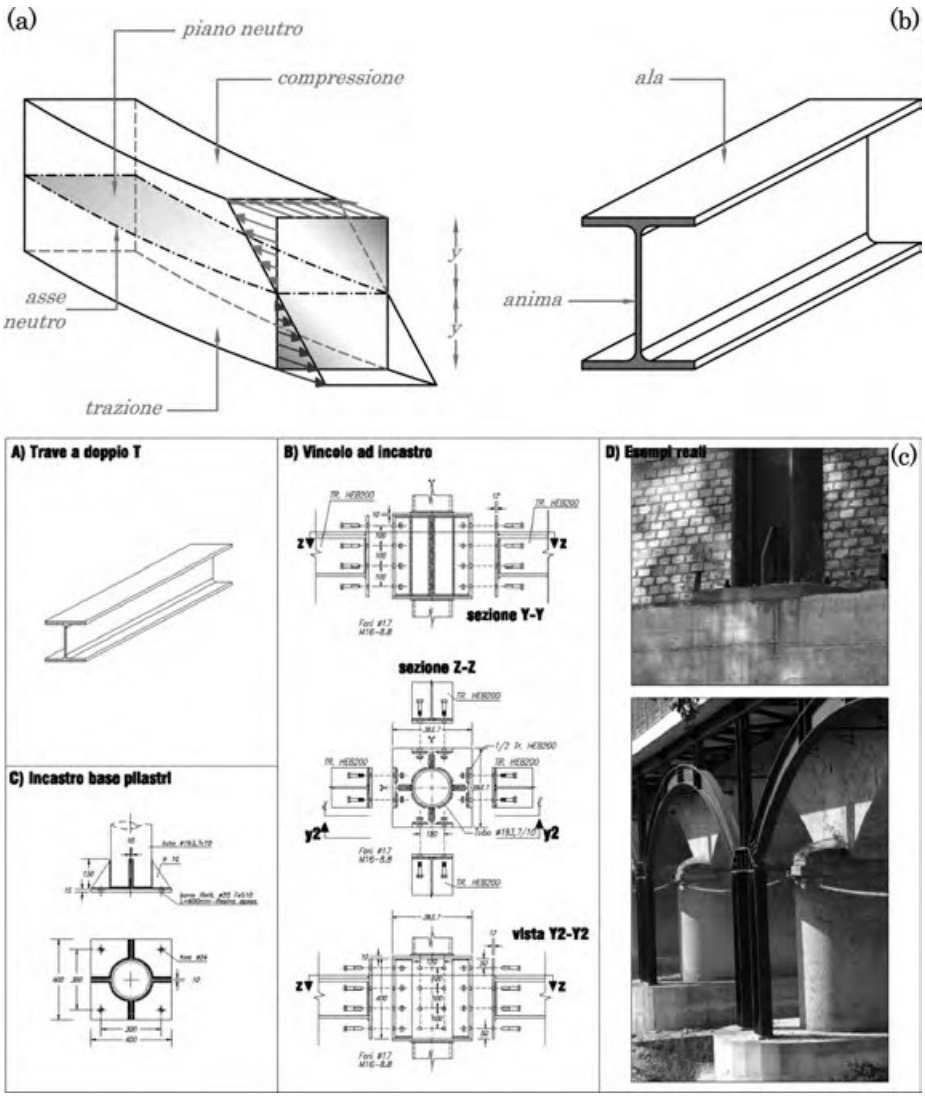


Figura 1.8. Distribuzione delle tensioni in un elemento inflesso che obbedisce alla legge dell'elasticità lineare di Young (a) e derivazione delle travi a doppio T per centrifugazione delle masse (b); esempio di un moderno telaio in acciaio per l'ampliamento di un antico ponte ad arco (c) (fonte: Di Francesco, 2008 e 2012a)

1.5.2. I plasticisti dell'Ottocento

La grandiosità dell'opera di Boulton e Watt è leggibile nella perfetta corrispondenza tra gli elementi strutturali a doppio T da loro adottati, in assenza di qualunque supporto teorico, e le moderne conoscenze sul comportamento

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

degli elementi inflessi nei quali si assiste ad una centrifugazione delle masse in relazione alla reale distribuzione degli sforzi di compressione (massimizzati all'estradosso), di trazione (massimizzati all'intradosso) e di taglio orizzontale (massimizzati lungo l'asse neutro); di conseguenza, anticipando i calcoli teorici di diversi decenni, i due progettisti realizzarono le travi utilizzando un materiale ad alta resistenza, rispetto a tutte le sollecitazioni, e spostando le masse sui bordi superiore ed inferiore (ali) collegati tra loro da un'anima mediante saldatura (figura 1.8).
Pertanto, in relazione all'evoluzione differita nel tempo delle costruzioni in acciaio e in calcestruzzo armato, nonché della maturità concettuale raggiunta dalla teoria dell'elasticità (volume II – capitolo 6), la seconda metà dell'Ottocento vide il proliferare di studi incentrati sull'analisi del comportamento in campo plastico dei materiali da costruzioni che condusse alla fondazione di due scuole di pensiero: i plasticisti dell'acciaio – il cui capostipite fu Tresca (1872) – e i plasticisti del calcestruzzo a partire da Mohr (1900), con risultati contrastanti e (strano a dirsi) nel contempo anche collimanti per i cui dettagli si rimanda al volume II – paragrafo 7.1.9 (Sviluppo storico della teoria della plasticità).
Per quanto riguarda il comportamento meccanico dell'acciaio, pur rimandando al volume II per tutti i dettagli dell'argomento, può risultare utile richiamare alcuni concetti fondamentali derivati da tali studi, ad iniziare dalla necessità di definire un legame costitutivo capace di formulare correttamente l'inizio delle fasi di plasticizzazione tenuto conto della dipendenza dalle sole tensioni tangenziali e dalla quasi totale indipendenza rispetto all'azione degli sforzi idrostatici (o sforzi isotropi, volume II – paragrafo 3.2.5); quindi Tresca, ragionando in tal senso, eseguì numerose prove di punzonamento e di estrusione sugli acciai dolci giungendo a definire il criterio di snervamento rispetto alle tensioni principali (volume II – paragrafo 3.2.3) tramite il seguente set di equazioni (volume II – equazioni (7.64)):

1.1a) $$\sigma_1 - \sigma_2 = \pm\sigma_Y$$

1.1b) $$\sigma_2 - \sigma_3 = \pm\sigma_Y$$

1.1c) $$\sigma_3 - \sigma_1 = \pm\sigma_Y$$

che in forma generalizzata diventano (volume II – equazione (7.65)):

1.1d) $$\max\left\{\left|\sigma_1 - \sigma_2\right|;\left|\sigma_2 - \sigma_3\right|;\left|\sigma_3 - \sigma_1\right|\right\} = \sigma_Y$$

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

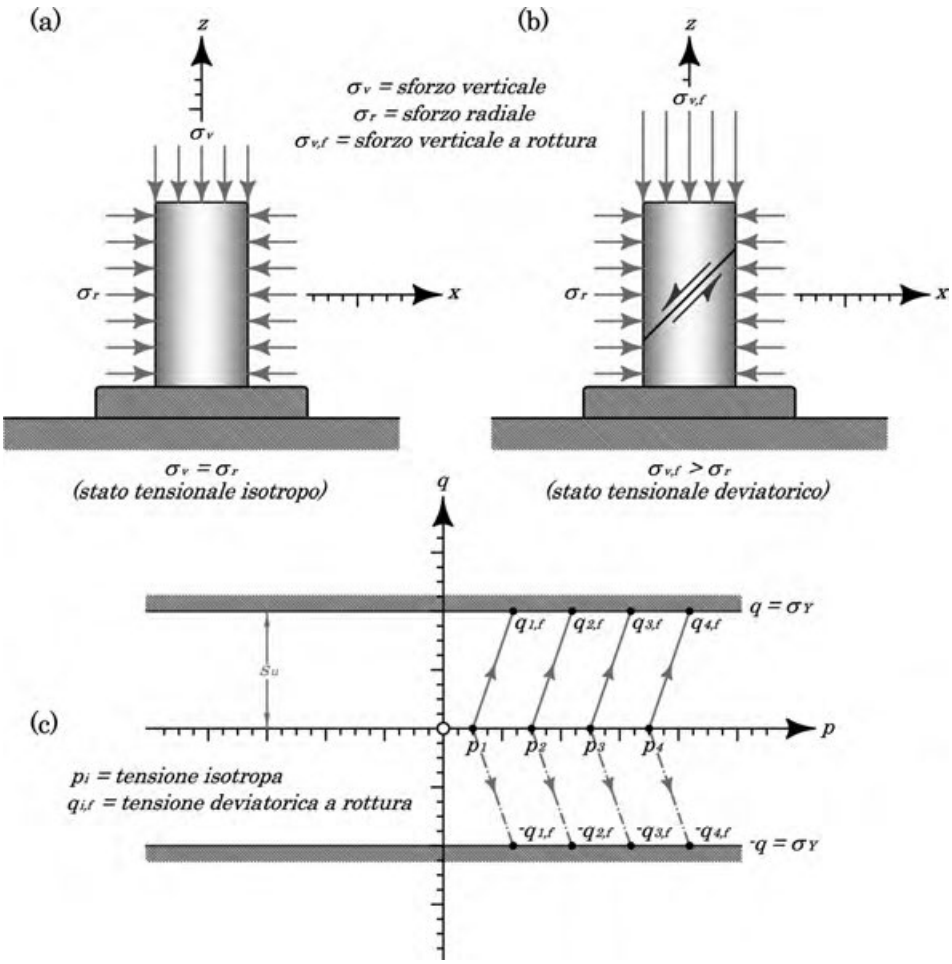


Figura 1.9. Risultato di una prova di compressione cilindrica condotta sull'acciaio dolce: stato tensionale iniziale isotropo (a); stato tensionale deviatorico a rottura (b); interpretazione dei risultati conducenti al criterio di snervamento di Tresca rappresentato nel piano invariante $q \div p$ (c)

Analizzando brevemente le equazioni (1.1) è facile notare che l'inizio della plasticizzazione è correlato al massimo sforzo tangenziale (σ_Y); allo stesso tempo è anche possibile notare che tale comportamento risulta essere effettivamente indipendentemente dal livello tensionale isotropo e dipendente dalle sole tensioni tangenziali, essendo le singole differenze tra le tensioni principali (esempio, equazione (1.1a): $\sigma_1 - \sigma_2$) corrispondenti all'invariante deviatorico di simmetria radiale q afferente le sollecitazioni tangenziali e introdotto nel volume II – esercizio 6.3.

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

Da un punto di vista dell'interpretazione geometrica, limitata al solo *piano* $q \div p$ (volume II – paragrafo 6.7.3), le equazioni (1.1) descrivono una superficie di snervamento orizzontale (volume II – figura 7.38c, riproposta nella figura 1.9) che conduce sempre al medesimo valore di σ_Y – corrispondente all'inizio della plasticizzazione ovvero dello snervamento – qualunque sia il percorso tensionale in trazione e compressione. Difatti, trasponendo il criterio di Tresca ad una prova di compressione cilindrica (volume II – esercizio 6.5), si perviene alla seguente legge valida per condizioni di simmetria radiale:

1.2a) $$\tau = \sigma_v - \sigma_r = \sigma_Y$$

1.2b) $$\tau = \sigma_v - \sigma_r = q$$

Le equazioni (1.2), a loro volta, descrivono la resistenza al taglio dell'acciaio in fase di snervamento rispetto all'azione congiunta di uno sforzo verticale (σ_v) e di uno sforzo radiale (σ_r) la cui differenza genera uno stato tensionale deviatorico (q) responsabile della plasticizzazione e della conseguente (eventuale) rottura.
Se le esperienze di Tresca sugli acciai hanno condotto ad attribuire lo snervamento sempre al medesimo valore della resistenza al taglio per ogni acciaio, tanto da essere considerabile una caratteristica del materiale (volume II – paragrafo 7.1.5), nel caso dei calcestruzzi i risultati ottenuti da Mohr sono stati del tutto differenti; quindi, ricordando gli studi condotti da Coulomb (1773) sulle modalità di rottura dei solidi, è possibile sintetizzare i risultati di Mohr nelle seguenti equazioni note come di Mohr-Coulomb:

1.3a) $$\tau = c + \sigma \cdot \tan\phi$$

1.3b) $$\left(\sigma_1 - \sigma_3\right) - \left(\sigma_1 + \sigma_3\right) \cdot \sin\phi - 2c \cdot \cos\phi = 0$$

Notare che se l'equazione (1.3a) è valida nel solo piano $\tau \div \sigma$ la (1.3b) assume invece carattere generale, mentre entrambe descrivono la resistenza al taglio di un calcestruzzo in funzione di un valore minimo c, noto anche come coesione e dipendente dall'effetto esercitato dal cemento chimico, e di un'aliquota linearmente crescente con lo sforzo normale in funzione dell'angolo di attrito φ (volume II – figura 7.42, riproposta nella figura 1.10).

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

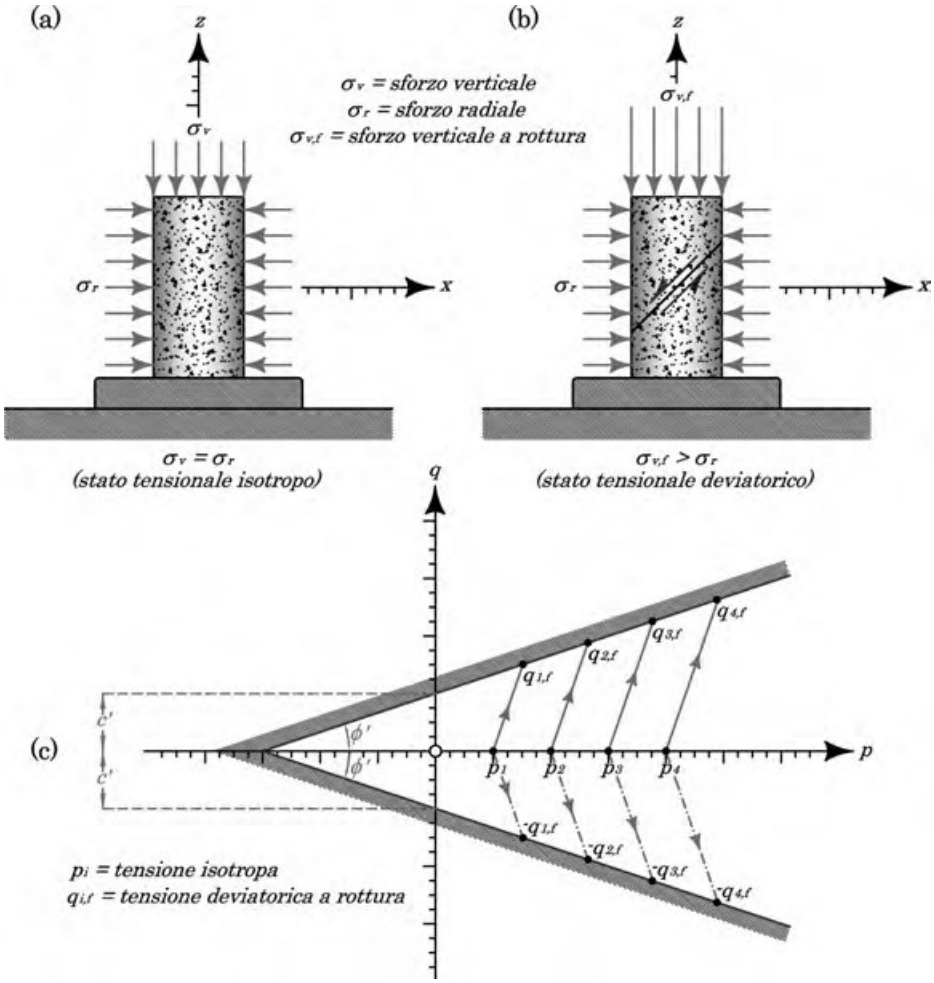


Figura 1.10. Risultato di una prova di compressione cilindrica condotta sul calcestruzzo: stato tensionale iniziale isotropo (a); stato tensionale deviatorico a rottura (b); interpretazione dei risultati conducenti al criterio di snervamento di Mohr-Coulomb rappresentato nel piano invariante $q \div p$ (c)

Ora, confrontando i due criteri di snervamento appaiono evidenti le differenze meccaniche correnti tra l'acciaio e il calcestruzzo; ma, ponendo nell'equazione (1.3a) la condizione di attrito nullo, $\varphi = 0$, si ottiene la degenerazione del criterio di Mohr-Coulomb al criterio di Tresca: un passaggio importante che, pur apparendo del tutto inutile nell'ambito dello studio del comportamento meccanico dei mezzi continui, assume una valenza fondamentale nello sviluppo dei principi della Geotecnica che saranno nel seguito brevemente approfonditi.

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

L'importante è ricordarsi che detta degenerazione è dettata da una relazione di carattere esclusivamente matematica e non necessariamente meccanica, poiché il comportamento dei due materiali, l'acciaio e il calcestruzzo, continua ad essere governato da meccanismi completamente differenti tra loro: scorrimenti plastici nel primo e deformazione conforme al solido di Poisson (contrazione verticale con dilatazione trasversale) nel secondo per i cui dettagli si rimanda al volume II.
Nei decenni successivi alle scoperte di Tresca e di Mohr, relative alle modalità di plasticizzazione dell'acciaio e del calcestruzzo, gli studi teorici hanno ulteriormente approfondito tali aspetti fino a condurre ad una condizione di piena maturità delle teorie elastoplastiche dalle quali sono nate la Meccanica del Continuo e, successivamente, la Scienza e la Tecnica delle Costruzioni mentre la Geotecnica era ancora una materia allo stato embrionale. Pertanto, volendo traslare tutte le informazioni acquisite finora allo studio del comportamento tensodeformativo dei terreni, divenuto nel frattempo la nuova frontiera della ricerca scientifica in ambito meccanico, occorre considerare che nei primi decenni del XX secolo la trattazione teorica di tali materiali era basata esclusivamente sulla struttura filosofica della Meccanica del Continuo; di conseguenza, l'analisi del comportamento elastoplastico delle terre era sostanzialmente ricondotta a quella dei materiali da costruzione, senza alcuna distinzione rispetto alla natura realmente particellare dei geomateriali.

1.5.3. Introduzione del principio delle tensioni efficaci

La svolta definitiva, paragonabile ad una vera e propria rivoluzione scientifica, si verificò solo nel 1923 allorquando Terzaghi introdusse il principio delle tensioni efficaci assimilando, di fatto, i terreni a sistemi bifase costituiti da uno scheletro solido i cui pori erano pensati saturi d'acqua; in questo modo si giunse ad assimilare, per la prima volta, i terreni a due mezzi continui che agiscono in parallelo necessitando, di conseguenza, dell'introduzione di una legge di continuità della fase fluida rispetto all'impalcatura solida (volume II – paragrafo 5.1.2).
Pur rimandando ai capitoli successivi per maggiori approfondimenti dell'argomento, al volume II – paragrafo 7.2.7 per i primi elementi e ricordando quanto introdotto nel volume II – capitolo 3 sull'analisi dello stato di sforzo, risulta che l'espressione matematica del principio delle tensioni efficaci corrisponda alla seguente equazione tensoriale:

1.4)
$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_0 \delta_{ij}$$

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

nella quale compaiono:

- il tensore degli sforzi totali σ_{ij}, che definisce le sollecitazioni esercitate in un punto materiale del sottosuolo dal terreno nella sua complessità; a titolo di esempio rappresenta la pressione litostatica derivante dal peso della massa totale (scheletro solido + acqua) sovrastante il dettaglio del deposito alluvionale mostrato in figura 1.4
- la pressione idrostatica u_0 esercitata dalla fase fluida che, sempre con riferimento alla figura 1.4, identifica lo sforzo isotropo agente con la medesima intensità in tutte le direzioni
- il tensore degli sforzi efficaci σ'_{ij}, definibile come le sollecitazioni agenti in un punto materiale al netto dell'azione esercitata dalla fase fluida;
- il delta di Kronecker δ_{ij} (volume I – paragrafo 7.3.3) che assume il ruolo di moltiplicatore scalare.

Se l'equazione (1.4) rappresenta il caso generale risolvibile solo con metodi numerici (volume I), è anche vero che la stessa può essere ridotta per particolari condizioni al contorno caratterizzate da simmetrie geometriche; quindi, nell'ipotesi dell'esistenza di un sottosuolo delimitato superiormente da una superficie topografica orizzontale infinitamente estesa in tale direzione (figura 1.11), si dimostra che l'equazione (1.4) si riduce ad una forma chiusa di facile utilizzo per il calcolo dello stato tensionale esercitato dal carico litostatico in un punto materiale del sottosuolo posto a profondità z (volume II – esercizio 5.1):

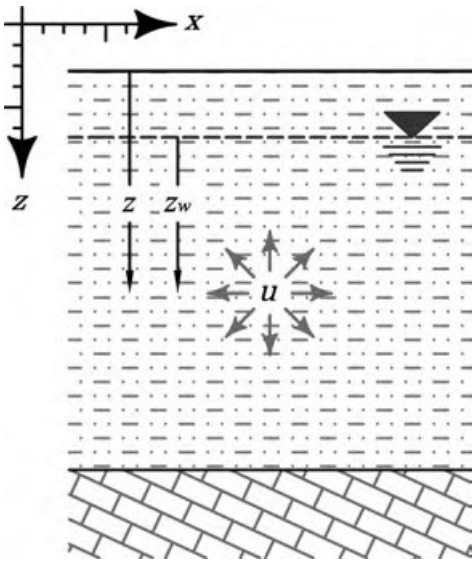


Figura 1.11. Schema di riferimento per la scrittura dell'equazione (1.5)

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

1.5) $$\sigma_v^{'} = \sigma_v - u_0 = \left(\gamma_t \cdot z\right) - \left(\gamma_w \cdot z_w\right)$$

Analizzando ora l'equazione (1.4) da un punto di vista pratico si scopre, in sostanza, che il comportamento meccanico delle terre non può non essere governato dal principio delle tensioni efficaci; difatti, introducendo l'equazione (1.5) nell'equazione (1.3a), che – come vedremo nel volume IV – approssima con sufficiente accuratezza la resistenza al taglio dei terreni, si ottiene:

1.6) $$\tau = c^{'} + \sigma_v^{'} \cdot \tan\phi^{'} = c^{'} + \left(\sigma_v - u_0\right) \cdot \tan\phi^{'}$$

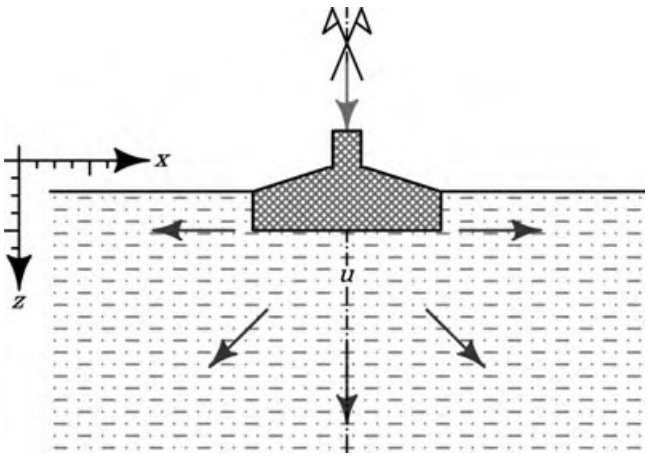


Figura 1.12. Esempio di sviluppo delle sovrappressioni interstiziali associate al carico trasmesso da una fondazione (fonte: Di Francesco, 2012b)

In altre parole, risulta nulla l'azione della fase fluida nei confronti della rottura a taglio dei terreni, com'è d'altronde logico attendersi alla stregua di quanto accade con la propagazione delle onde di compressione in qualunque mezzo e l'arresto delle onde di taglio nei mezzi fluidi come ad esempio l'acqua.
Per tali motivi l'azione della fase fluida presente negli interstizi (pori) dei terreni è stata storicamente definita con il termine tecnico di *pressione neutra*, ad iniziare dagli studi di Rendulic del 1937, mentre solo recentemente è stata ricondotta alla definizione generale di *pressione interstiziale*.

1.5.4. Sviluppo della teoria della consolidazione

Un'ulteriore svolta nella Meccanica delle Terre si ebbe alcuni anni dopo l'introduzione del principio delle tensioni efficaci, allorquando Terzaghi e Fröhlich (1936) formularono in maniera matematicamente compiuta la

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

teoria della consolidazione. Detta teoria, di fondamentale importanza in Geotecnica, definisce la reazione dei terreni alle sollecitazioni imposte – come nel caso del carico trasmesso da una fondazione (figura 1.12) – conducente ad una risposta di tipo fluidomeccanico con conseguente generazione di una sovrappressione dell'acqua contenuta nei pori ed una distribuzione delle tensioni (indotte dalla struttura) tra lo scheletro solido e la fase fluida seppur differenziata nel tempo.
Matematicamente il processo è descritto da un'equazione differenziale:

1.7)
$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

nella quale, rimandando ai paragrafi 6.10÷6.10.4 e al volume IV per i dettagli teorici e sperimentali, compaiono:

- il coefficiente di consolidazione (c_v) derivato sperimentalmente dalle prove edometriche e che assume la valenza di una legge costitutiva fluidomeccanica;
- la sovrappressione interstiziale u generata dal carico applicato e che si somma alla pressione interstiziale iniziale u_0.

Per una corretta comprensione dell'equazione (1.7), e salvo maggiori approfondimenti nei prossimi capitoli, occorre considerare che:

- i terreni sono suddivisibili in 4 gruppi distinti (ghiaie, sabbie, limi e argille) le cui dimensioni dei grani diminuiscono passando da qualche centimetro al primo estremo (ghiaie) ai milionesimi di millimetro all'altro estremo (argille);
- i terreni sono generalmente raggruppati in 2 grandi gruppi noti come terreni a grana grossa (ghiaie e sabbie), i cui componenti sono visibili ad occhio nudo, e terreni a grana fine (limi e argille) che richiedono l'ausilio di microscopi ad elevati ingrandimenti; inoltre le sabbie e le argille sono usualmente utilizzate per identificare tali gruppi;
- i terreni sono assimilabili a sistemi idraulici il cui comportamento tensodeformativo nei confronti dei carichi applicati è influenzato dal coefficiente di permeabilità (K) il quale, espresso in metri al secondo, esprime la capacità di una terra di trasmettere l'acqua;
- la permeabilità varia in un range molto ampio potendo oscillare dai 10^{-1} m/s nelle ghiaie ai 10^{-10} m/s nelle argille molto compatte;
- sia lo scheletro solido che la fase fluida sono incompressibili, salvo considerare fenomeni atipici (e pertanto rari) di rottura dei singoli grani costituenti l'impalcatura dei terreni come nel caso delle elevate sollecitazione indotte dalle grandi dighe fondate sui depositi granulari come le sabbie e le ghiaie.

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

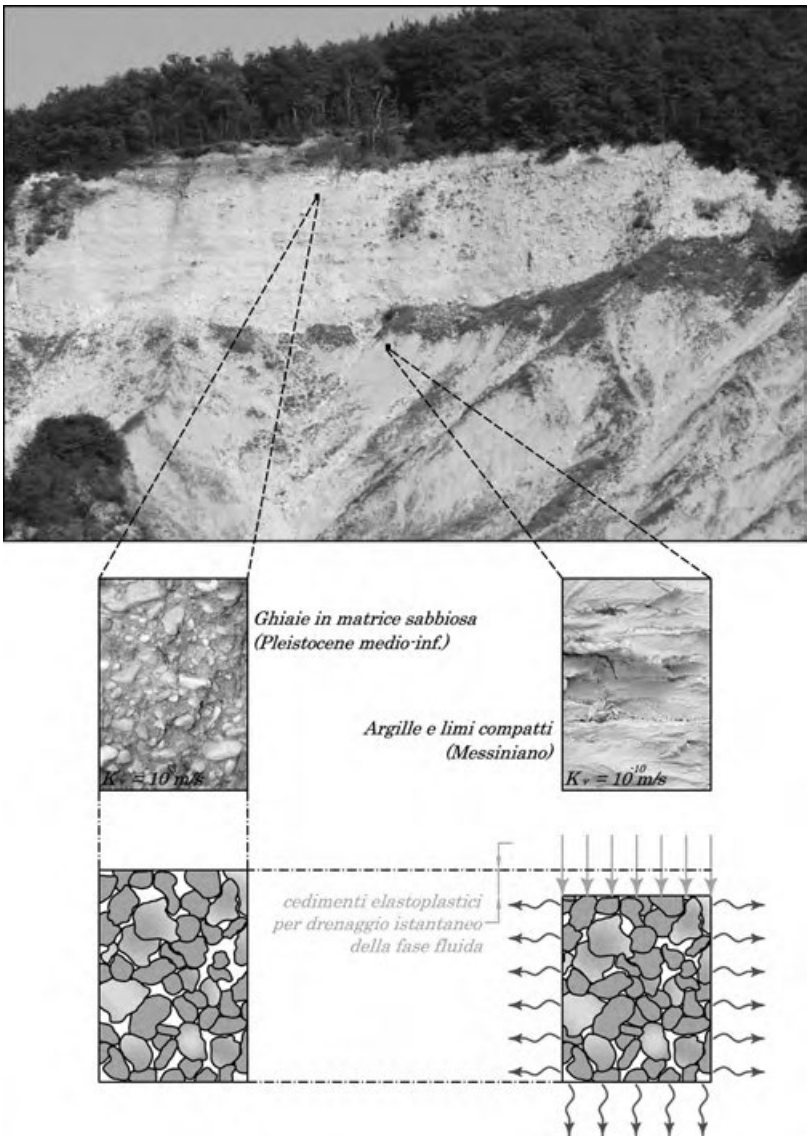


Figura 1.13. Comportamento fluidomeccanico di un campione di ghiaia in matrice sabbiosa (sistema idraulico aperto, costantemente drenato) e confronto con la struttura interna di argille e limi compatti (sistema non drenato a breve termine e drenato a lungo termine)

Ora, alla luce di tali informazioni appare scontata la possibilità di differenziare la risposta tra i differenti litotipi, potendo supporre una rapida dissipazione delle sovrappressioni interstiziali nel caso delle sabbie (con un K tipico di 10^{-3} m/s) per effetto di un rapido drenaggio dell'acqua dalla zona di carico, come nel caso della pressoché immediata espulsione dell'acqua da sotto i piedi di chi

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

passeggia sulla battigia con conseguente affondamento nella sabbia; in parole semplici, i terreni grossolani come le sabbie lavorano come sistemi idraulici aperti dal momento che l'applicazione di un carico – come nel caso di una fondazione – conduce ad una consolidazione sincrona, la quale a sua volta si traduce nell'immediata espulsione dell'acqua dai pori e nel conseguente trasferimento delle sollecitazioni al solo scheletro solido che a sua volta risponde con lo sviluppo di cedimenti di carattere elastoplastico, ossia istantanei (figura 1.13). Ovvero nelle sabbie valgono sempre le *condizioni drenate*, risultando lecito trascurare del tutto gli effetti della consolidazione.
Al contrario, nel caso delle argille l'applicazione di un carico trova una reazione proprio nella bassissima permeabilità che, agendo come un vincolo interno, conduce tali terreni a comportarsi come sistemi idraulici inizialmente chiusi che si oppongono al drenaggio dell'acqua; nel contempo, poiché è oramai noto che i due mezzi continui sono incompressibili, l'impossibilità di drenaggio tipica delle fasi iniziali – coeve con l'applicazione del carico – comporta:

- lo sviluppo di una sovrappressione eccedente quella iniziale non più trascurabile;
- il totale sostentamento delle sollecitazioni da parte della sola fase fluida.

I due concetti possono essere meglio compresi con l'ausilio della figura 1.14 nella quale, utilizzando i concetti di molle introdotti nel volume I, si assiste al trasferimento del carico alla sola acqua mentre lo scheletro solido rimane completamente inerme corrispondendo al comportamento della molla completamente scarica.

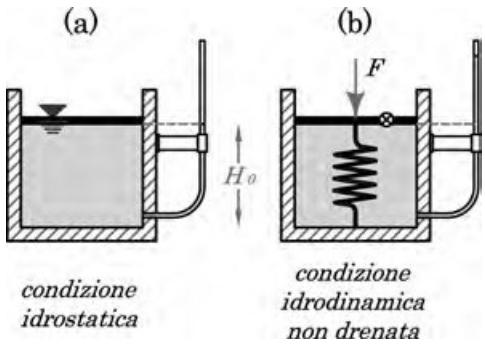


Figura 1.14. Un'argilla satura può essere simulata con un contenitore sigillato saturo d'acqua ed una molla che rappresenta lo scheletro solido; in questo modo si scopre che, a partire da una condizione di equilibrio iniziale (a), l'applicazione di un carico di compressione comporta l'iniziale sviluppo di una sovrappressione interstiziale (b) capace di sostenere integralmente le sollecitazioni in tal modo indotte al terreno (fonte: Lambe e Whitman, 1997 – modificata)

Se quella descritta è conosciuta come fase iniziale, definita *non drenata*, è noto che alla stessa segue comunque l'instaurarsi di un lento moto di filtrazione in condizioni

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

idrauliche transitorie volto alla dissipazione delle sovrappressioni interstiziali e al raggiungimento di condizioni stazionarie finali – drenate – corrispondenti a quelle idrostatiche u_0. In pratica, si assiste allo sviluppo di un comportamento elastoviscoplastico al quale corrispondono cedimenti dello scheletro solido associati a un'aliquota immediata e a un'aliquota viscosa mediata nel tempo in funzione del moto filtratorio conseguente al drenaggio dell'acqua e al progressivo trasferimento del carico indotto dalla fase fluida all'impalcatura solida (figura 1.15).

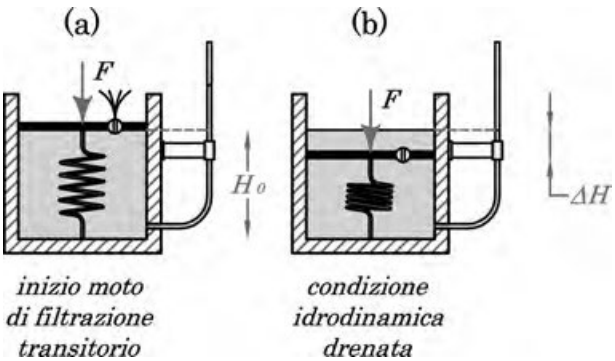


Figura 1.15. Il moto filtratorio (a) conseguente all'applicazione del carico di figura 1.14 conduce al progressivo trasferimento delle sollecitazioni dalla fase fluida allo scheletro solido, rappresentato dalla molla, fino al ripristino delle condizioni di equilibrio iniziali (b). Lo schiacciamento della molla rappresenta a sua volta i cedimenti palesati dal terreno sotto carico (fonte: Lambe e Whitman, 1997 – modificata)

È evidente a questo punto che, se il comportamento meccanico delle sabbie è unicamente associabile a condizioni sempre drenate, nel caso delle argille sono perseguibili due ipotesi di lavoro alternative:

- si risolve l'equazione (1.7), potendo in tal modo seguire l'intero processo di consolidazione;
- si impone l'esistenza di due condizioni estreme di riferimento: quella iniziale non drenata e quella finale drenata alle quali associare differenti modelli di calcolo delle resistenze e dei cedimenti.

Sfortunatamente, al momento l'equazione (1.7) non possiede soluzioni in forma chiusa di validità generale tanto da imporre sempre la seconda ipotesi di lavoro, per la quale occorre anche evidenziare che in condizioni non drenate risultano violati sia l'equazione (1.4), relativa al principio delle tensioni efficaci, che il criterio di snervamento di Mohr-Coulomb – dato dall'equazione (1.6) – nonostante le evidenze sperimentali lo rendano idoneo all'analisi del comportamento meccanico delle terre: un'apparente contraddizione che può essere risolta solo con i metodi numerici, come gli

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

elementi finiti (volume I), capaci di risolvere le equazioni differenziali con sufficiente approssimazione e di modellare il comportamento fluidomeccanico delle terre considerato che vale sempre (e comunque) il principio delle tensioni efficaci. Ovvero, le condizioni non drenate rappresentano solo un artificio matematico necessario per affrontare problemi geotecnici diversamente non risolvibili.

Un'ultima riflessione

Il metodo di analisi della consolidazione illustrato con le figure 1.14 e 1.15, noto come *modello analogico idromeccanico*, deve essere interpretato in linea con le finalità introduttive del capitolo in essere; nel paragrafo 6.10.1, alla luce degli elementi che saranno progressivamente introdotti e discussi, lo stesso sarà ripreso e ulteriormente approfondito unitamente agli aspetti teorici del fenomeno demandati ai paragrafi 6.10.2, 6.10.3 e 6.10.4. Infine, nel volume IV la consolidazione troverà anche una spiegazione sperimentale capace di riunire tutti gli elementi precedentemente trattati.

1.5.5. Nascita della moderna Geotecnica

Ritornando all'evoluzione storica della Geotecnica, è utile evidenziare che l'introduzione della teoria della consolidazione segnò la nascita definitiva di tale scienza in forma autonoma, come sancito con la 1ª Conferenza Internazionale di Meccanica delle Terre tenutasi a Londra nel 1936; ma, da allora, nessun progresso è stato fatto nell'analisi della consolidazione delle terre a grana fine come le argille, peraltro molto diffuse ovunque, tanto che ancora oggi le analisi del comportamento tensodeformativo delle stesse è convenzionalmente suddiviso tra condizioni non drenate e condizioni drenate, salvo saperle correttamente attribuire alle principali strutture geotecniche come le fondazioni, i muri, gli scavi e le paratie.

Pertanto, rimandando a Di Francesco (2010) per i primi elementi e al volume IV per gli approfondimenti dell'argomento relativo all'interazione tra i terreni e le strutture geotecniche, è intanto possibile approcciarsi allo stesso ripartendo dall'analisi della risposta del terreno all'azione dei carichi di compressione indotti dalle fondazioni, i quali conducono tutti i litotipi a sviluppare una sovrappressione interstiziale e un conseguente moto dissipatorio agente in condizioni transitorie; in questo modo, alla luce di quanto discusso finora, risulta scontato che tutte le terre consolidano, differenziandosi solo nell'ampiezza della finestra temporale di completamento del fenomeno il quale – a sua volta – dipende dal coefficiente di permeabilità ossia dalla taglia

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

granulometrica e dalla struttura interna di un deposito. Poiché, inoltre, il valore assunto da K può variare in un range molto ampio, ecco che la consolidazione può essere considerata praticamente sincrona con l'applicazione dei carichi nel caso delle terre a grana grossa come le sabbie e della durata di anni o decine di anni nelle terre a grana fine come le argille.

Per una migliore comprensione dell'argomento si faccia ora riferimento alla figura 1.16a nella quale è rappresentato un generico sottosuolo suddiviso simmetricamente, per comodità grafica, in due frazioni a componente sabbiosa e argillosa; quindi, stante la presenza di una condizione di completa saturazione dei pori associata alla coincidenza della falda con la superficie topografica, la graficizzazione dell'andamento temporale della pressione interstiziale – relativa ad un generico punto posto a profondità z – conduce ad una retta orizzontale associata ad un valore u_0 costante valido per entrambi i litotipi ($[\partial u_0/\partial t] = 0$).

In sintesi, il comportamento idraulico delle sabbie e delle argille corrisponde ad una condizione stazionaria, ossia di equilibrio tra la fase fluida e lo scheletro solido inglobante.

Si ipotizzi, poi, di costruire una fondazione direttamente sulla superficie limite (figura 1.16b) e di applicarle i carichi derivanti dalla sovrastruttura – non rappresentata per semplicità grafica – ai quali deve allora corrispondere lo sviluppo di sovrappressioni interstiziali ($[\partial u/\partial t] \neq 0$). In questo caso, facendo leva sugli elementi noti, si scopre che:

- la costruzione ed entrata in esercizio della fondazione corrisponde al periodo fittizio indicato con t_1;
- la risposta delle sabbie è sempre drenata, essendo l'espulsione della fase fluida dai pori sincrona con l'applicazione del carico, con conseguente permanenza delle condizioni stazionarie (retta 2, orizzontale);
- la risposta delle argille è inizialmente non drenata (periodo t_1); di conseguenza, ed essendo il comportamento dei terreni marcatamente non lineare (esempio: volume II – figure 6.20 e 7.2), si assiste allo sviluppo di una sovrappressione interstiziale variabile con legge iperbolica diretta rispetto all'incremento del carico;
- nella fase post-carico inizia (periodo t_n), sempre nelle argille, un moto transitorio che termina allorquando è stato (asintoticamente) ripristinato il valore iniziale u_0 ossia sono state nuovamente raggiunte le condizioni stazionarie;
- se si ipotizza che alle argille competa una permeabilità $K = 10^{-10}$ m/s, si scopre che la distanza di un centimetro è percorsa dalla fase fluida in un tempo di 115 giorni il quale, unitamente alle dimensioni metriche delle fondazioni, fornisce il senso reale della durata della consolidazione completabile in molti anni;

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

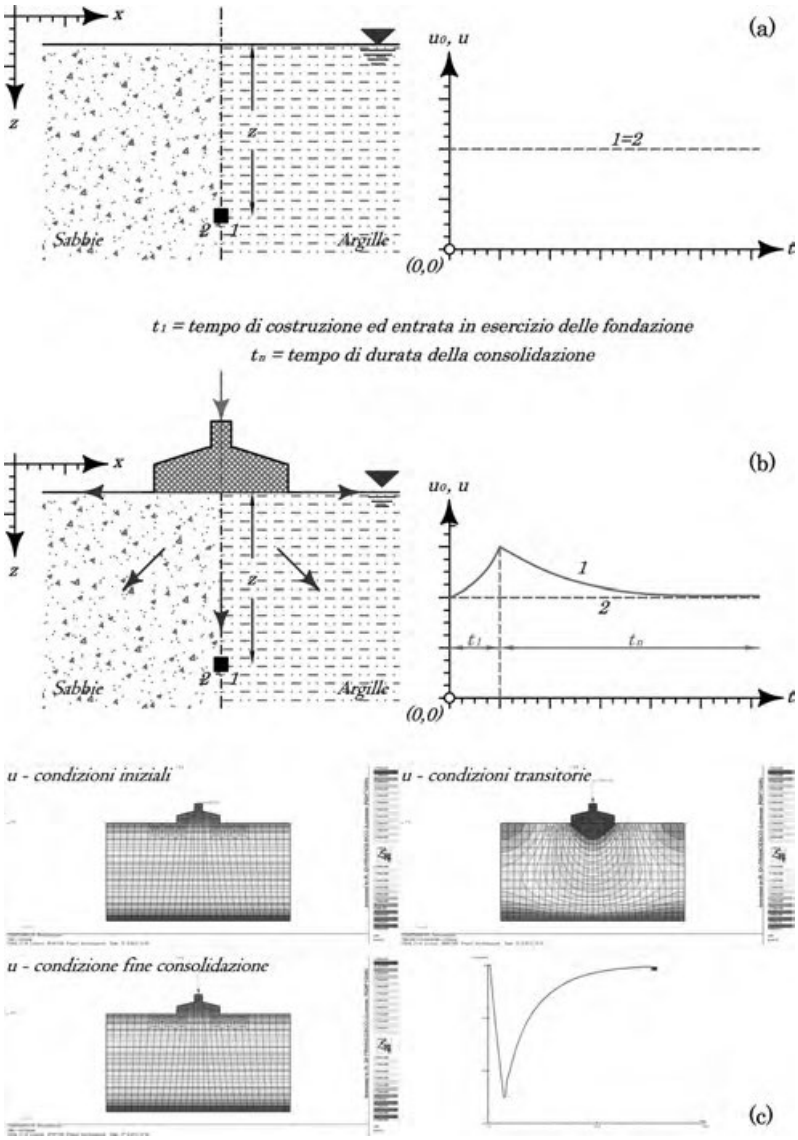


Figura 1.16. Analisi degli effetti della consolidazione: condizione stazionaria (a) e transitoria indotta dal carico trasmesso da una fondazione (b); esempio di analisi FEM del fenomeno (c). Le spiegazioni sono nel testo

- nel periodo t_1 la consolidazione è comunque attiva, anche se può essere tranquillamente trascurata non incidendo sui risultati finali; d'altra parte, sia sufficiente riflettere sulla durata degli usuali tempi di costruzione degli edifici rispetto ai tempi di percorrenza della fase fluida in funzione della permeabilità assunta dai terreni;

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

- l'analisi della consolidazione con il metodo degli elementi finiti (figura 1.16c) approssima con estrema accuratezza il fenomeno della consolidazione, notando che la convenzione internazionale prevede il segno negativo per la compressione e quello positivo per la trazione, conducendo all'inversione del grafico relativo all'andamento temporale delle pressioni interstiziali senza che cambino i risultati.

Il problema, a questo punto, si sposta sulla resistenza al taglio offerta dalle terre in risposta alle sollecitazioni imposte, che si ricorda essere sempre dipendente dal principio delle tensioni efficaci e che può essere agevolmente simulata dal legame costitutivo di Mohr-Coulomb; in sostanza, al fine di tenere conto degli effetti della consolidazione, occorre modificare la legge costitutiva con lo scopo di poter tenere conto delle variazioni delle sovrappressioni interstiziali indotte dall'applicazione dei carichi di compressione:

1.8)
$$\frac{\partial \tau}{\partial t} = c' + \left(\sigma_v - \frac{\partial u}{\partial t} \right) \cdot \tan \phi'$$

Nella lettura dell'equazione (1.8) occorre considerare che:

- u rappresenta l'insieme della pressione interstiziale agente in un punto del sottosuolo e della sovrappressione generata dall'applicazione di un carico;
- sia valida l'ipotesi che i parametri atti a descrivere il comportamento delle terre tramite il criterio di Mohr-Coulomb, la coesione e l'angolo di resistenza al taglio (così definito in quanto dipendente non solo dall'attrito interparticellare ma anche dal mutuo incastro associato alla variazione del livello tensionale), non varino durante il fenomeno della consolidazione;
- valga la condizione di invariabilità delle tensioni totali verticali σ_v.

Notare che l'ultimo punto può essere chiarito considerando che deve necessariamente valere la legge di conservazione della massa, dal momento che le tensioni totali sono associate allo scheletro solido che non scompare o diminuisce con il fenomeno della consolidazione; al contrario, l'unica massa a diminuire è associata alla fase fluida, rappresentata dal termine $\partial u/\partial t$ preceduta dal segno negativo.
Quale passaggio successivo, se si confronta il termine $\partial u/\partial t$ dell'equazione (1.8) con quello contenuto nell'equazione della consolidazione (1.7) si scopre che è possibile operare la seguente sostituzione:

1.9)
$$\frac{\partial \tau}{\partial t} = c' + \left[\sigma_v - \left(c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \right] \cdot \tan \phi'$$

conducendo ad una nuova equazione differenziale capace di descrivere la variazione della resistenza al taglio di un terreno in fase transitoria.

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

Infine, quale ultimo passaggio, non resta che interpretare qualitativamente (per il momento) l'equazione (1.9) per definire il comportamento delle terre sotto condizioni di compressione per carico.
A tal proposito è possibile considerare che:

- esiste una soluzione dell'equazione (1.7), attribuita a Taylor (1948) e basata sull'introduzione arbitraria di due parametri aggiuntivi che non possiedono alcuna caratteristica geotecnica ma solo matematica;
- tale soluzione consiste in una serie di Fourier troncata in alto e simula l'evoluzione della consolidazione, e dei cedimenti ad essa associati, mediante una curva iperbolica inversa del tipo illustrata nella fase post-carico del grafico di figura 1.16b (curva 1);
- il coefficiente di consolidazione c_v assume la dimensione di m^2/t, essendo t il tempo;
- gli elementi contenuti nella parentesi tonda assumono la dimensione di kPa/t, simulando la variazione temporale dell'insieme dettato dalle pressioni e dalle sovrappressioni (o delle sole sovrappressioni) secondo una curva iperbolica inversa;
- il segno negativo davanti alla parentesi tonda inverte la forma della funzione iperbolica.

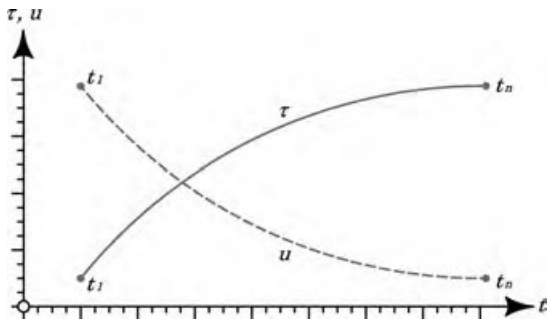


Figura 1.17. Curve di variazione delle sovrappressioni interstiziali, generate dall'applicazione di un carico, e della corrispondente resistenza al taglio offerta dalle terre

In definitiva, l'equazione (1.9) corrisponde ad una funzione iperbolica diretta (figura 1.17) capace di descrivere l'evoluzione della resistenza al taglio di una terra durante lo sviluppo della consolidazione fino al suo totale esaurimento; nel contempo, la stessa descrive anche il vero limite insito nell'analisi delle fondazioni poiché – al pari dell'equazione (1.7) relativa alla consolidazione – non esiste (al momento) una soluzione in forma chiusa di facile applicazione. L'unica alternativa consiste nell'analizzare in laboratorio la resistenza al taglio offerta dai terreni sia nelle condizioni non drenate che drenate, applicando carichi di rottura impedendo e consentendo, rispettivamente, il drenaggio dell'acqua contenuta nei pori.

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

Figura 1.18. Esempio di cella triassiale (fonte: per gentile concessione Controls srl, macchine e strumenti di prova per l'ingegneria civile – www.controlsitalia.it)

A tal proposito occorre considerare che la soluzione del problema può essere cercata ricorrendo alle prove triassiali (figura 1.18), rappresentanti la metodologia più completa disponibile nei laboratori geotecnici tramite la quale possono essere controllate sia le modalità di applicazione dei carichi che le condizioni idrauliche interne ed esterne ai provini (volume IV); quindi, al fine di trovare una soluzione al caso specifico, possono essere condotte due differenti prove e precisamente:

- una prova non consolidata non drenata (TRX-UU) nella quale i provini di terreno sono condotti a rottura impedendo il drenaggio della fase fluida e la consolidazione in ogni istante;
- una prova consolidata drenata (TRX-CD) nella quale è ammessa la consolidazione in ogni istante.

Operando nel modo delineato è stato infine scoperto che le condizioni non drenate, corrispondenti all'applicazione del carico in assenza di drenaggio (sistema idraulico chiuso tipico delle argille nelle fasi iniziali), inducono i terreni a comportarsi come un acciaio dolce dal momento che, qualunque sia il carico applicato e il percorso di sollecitazione imposto, la rottura avviene sempre al medesimo valore tanto da corrispondere al criterio di snervamento di Tresca (figura 1.19); al contrario, nel caso delle prove sempre drenate i risultati conducono alla legge costitutiva di Mohr-Coulomb, secondo la quale la resistenza al taglio di una terra è funzione di un'aliquota coesiva iniziale (laddove esiste, come sarà dimostrato nei prossimi capitoli) e di un incremento linearmente crescente con lo stato tensionale.

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

In definitiva, poiché si dimostra (Di Francesco, 2010 e volume IV) che le condizioni generali (e non particolari) di criticità delle fondazioni corrispondono sempre al breve termine (condizioni non drenate), il comportamento delle argille è assimilato a quello degli acciai dolci; quindi, come visto nel volume II – paragrafo 7.3.1, ponendo:

1.10)
$$\tau = \frac{\sigma_Y}{2} = s_u$$

è possibile identificare la resistenza al taglio in condizioni non drenate dei terreni a bassa permeabilità come le argille, nota con il termine comune – ma non appropriato – di *coesione non drenata*, identificata nell'equazione (1.10) dal simbolo s_u a sua volta derivato dal termine anglosassone *undrained strenght*. Entrando brevemente nel merito dei concetti associati alla trasposizione dei criteri di snervamento di Tresca e Mohr-Coulomb in ambito geotecnico, vale la pena evidenziare che:

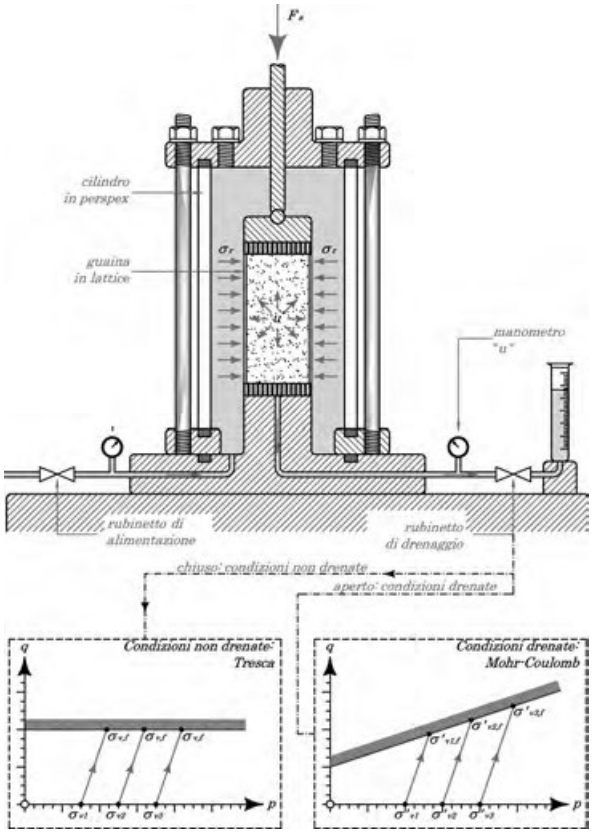


Figura 1.19. Risultati di una prova di compressione triassiale in condizioni non drenate e drenate

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

- la coesione e l'angolo di resistenza al taglio non costituiscono delle vere caratteristiche geotecniche, ma rappresentano solo dei parametri introdotti per descrivere il comportamento elastoplastico delle terre; d'altra parte, come vedremo nel volume IV, l'adozione di legami costitutivi differenti dal Mohr-Coulomb conducono all'introduzione di parametri del tutto differenti che necessitano di leggi di adattamento rispetto a c' e φ' oramai di uso e riferimento comune nelle scienze meccaniche (e nei software di progettazione geotecnica);
- la coesione non drenata non appartiene a nessuna delle due condizioni citate al punto precedente, in quanto rappresenta soltanto un artificio matematico e sperimentale necessario per superare l'impossibilità di risolvere in forma chiusa le equazioni (1.7) e (1.9).

Inoltre, giova ricordare che le condizioni non drenate corrispondono a materiali infinitamente rigidi o incompressibili (volume II – paragrafo 4.2) conducenti a valori nulli del coefficiente di Poisson ($\nu = 0$).
Infine, riprendendo quanto introdotto nel paragrafo 1.5.2, la vera valenza insita nell'applicabilità dei due criteri – rispettivamente alle condizioni non drenate e drenate – discende non solo dalle evidenze sperimentali quanto, soprattutto, dalla degenerazione matematica dell'equazione (1.3) all'equazione (1.2).

1.5.6. Conclusioni

Concludendo, l'evoluzione storica delineata è servita per introdurre gli elementi salienti – ma non esaustivi – della Meccanica delle Terre, sulla quale la Geotecnica è stata costruita come scienza autonoma a partire dal 1936, mentre ulteriori argomenti che saranno nel seguito sviluppati sono rappresentati (a titolo di esempio):

- dalla differenza corrente tra i terreni normalconsolidati (NC) e sovraconsolidati (OC), per i cui primi dettagli si rimanda al volume II – paragrafi 6.6.4 e 7.2.7, in termini di storia geologica e di comportamento meccanico;
- dall'esistenza di condizioni di parziale saturazione nei depositi reali, conducenti a modifiche sostanziali dell'equazione (1.4) e rappresentanti la configurazione generale – e non particolare – del principio delle tensioni efficaci;
- dalla necessità di sviluppare legami costitutivi appositamente pensati per le terre e capaci di tenere conto degli effetti incrudenti e rammollenti manifestati rispettivamente dai terreni NC e OC (volume II – paragrafi 7.1.3 e 7.1.4), ossia abili a modellare il comportamento contraente e dilatante che li differenzia non poco (matematicamente) dall'analisi della meccanica dei materiali da costruzioni.

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

Oltre a quanto introdotto finora occorre evidenziare che esiste anche un ulteriore punto di vista associato al comportamento fluidomeccanico delle terre, distinto – per necessità – tra condizioni non drenate e drenate ovvero tra analisi a breve e lungo termine: la risposta delle terre ai carichi transitori di breve durata.
In effetti, nella definizione delle più appropriate condizioni di analisi, pertinenti ad un qualunque problema meccanico, occorre comunque evidenziare la necessità di tenere in debito conto anche la velocità di applicazione dei carichi, considerato che le valutazioni finora espresse risultano essere pertinenti alle sole condizioni di incremento monotono (incremento statico del carico). Tale precisazione si rende necessaria in relazione ai risultati di numerose esperienze di laboratorio ed in sito che hanno dimostrato che in caso di sollecitazioni cicliche e/o dinamiche, quali quelle pertinenti i terremoti, anche le sabbie tendono a comportarsi come un sistema idraulicamente chiuso conducendo ad analisi in condizioni non drenate secondo quanto discusso nel paragrafo precedente.
Precisato anche tale aspetto, non resta che esplorare con maggiore dettaglio il comportamento reale delle terre, il quale può essere descritto matematicamente in un modo davvero compiuto solo allorquando sono state definite, mediante il ricorso a prove di laboratorio e/o in sito, le caratteristiche fisiche, le proprietà idrauliche nonché quelle meccaniche dei depositi reali pensati come sistemi particellari ed idealizzati come mezzi multifase.

1.6. Ringraziamenti

Il terzo volume della collana è stato scritto grazie alla collaborazione di diverse figure tra le quali spicca, per continuità, il dottor Medeo Olivares della Controls srl (www.controlsgroup.net) per aver assecondato ogni mia richiesta e fornito le splendide immagini degli apparati di laboratorio che ho descritto ed utilizzato. Un ringraziamento speciale va allo stimatissimo prof. Aurelio Ghersi (www.dica.unict.it/users/aghersi), ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università di Catania, con il quale ho potuto approfondire il mondo dell'ingegneria negli oramai numerosi corsi post-laurea tenuti insieme; a seguire, ringrazio l'ingegnere strutturista Marco Benazzi di Ferrara (www.mezzadringegneria-it)), conosciuto in uno dei miei corsi ed assiduo frequentatore del mio sito, con il quale ho potuto approfondire il complesso mondo delle strutture geotecniche fondate nella Pianura Padana.
Un ringraziamento a parte è rivolto agli ingegneri Biagio Carannante (Bacoli – Napoli, www.carannantejoints.com) e Luigi Ruggeri (Mentana – Roma) così come ai geologi Domenico Bartolucci (Montesilvano – Pescara, www.geotecnea.it) Adriana Cavaglià (Giulianova – Teramo), Pinuccio D'Aquila (Bucchianico – Chieti), Vittorio Gennari (Portogruaro – Venezia), Gianni Scalella (Montegiorgio – Fermo) nonché all'Accademia della Sabbia

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

(www.accademiadellasabbia.it), alla Belotti Sistemi (www.belotti-online-it) e alla Drill-Service (www.drillservice.it) per aver contribuito in qualche modo.
Infine al dott. Thomas Zimmermann, presidente della Zace Services Ltd di Losanna (Svizzera), per avermi fornito il software ad elementi finiti ZSoil (www.zace.com)) utilizzato per testare i miei modelli matematici o per simulare fenomeni tipici in Meccanica delle Terre e Geotecnica.
Come nei volumi precedenti, sarei negligente se non ringraziassi tutti i docenti ed i ricercatori universitari di Ingegneria Civile, Ingegneria Geotecnica, Ingegneria Meccanica, Ingegneria Sismica, Geologia, Geomorfologia, Idrogeologia, Geologia Applicata, Chimica e Scienza dei Materiali i quali, direttamente o indirettamente, hanno contribuito alla stesura del testo. Direttamente per i numerosi confronti su argomenti specifici; indirettamente per aver messo a disposizione sul web, questo straordinario ma altrettanto pericoloso strumento moderno, gli appunti delle proprie lezioni ed esercitazioni.
Infine ritengo che non riuscirò mai a ringraziare a sufficienza la casa editrice Dario Flaccovio di Palermo, e l'intero loro staff, per aver creduto in un'opera ponderosa sia per me che per loro.
Resta beninteso che eventuali errori sono imputabili a me, e a me soltanto.

1.7. Tabella dei simboli

Chimica delle rocce e delle terre

S, SiO_2	silice
A, Al_2O_3	allumina
C, CaO	calce
H, H_2O	acqua
C-S-H	silicati idrati di calce
C-A-H	alluminati di calce idrati
Fe	ferro
Ni	nichel
S	zolfo
Mg	magnesio
O	ossigeno
Si	silicio
Ca	calcio
Al	alluminio
Na	sodio
K	potassio
Co	cobalto
P	fosforo

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

C	carbonio
H	idrogeno
Ti	titanio
Cl	cloro
Mn	manganese
F	fluoro
Ba	bario
N	azoto
Sr	stronzio
Cr	cromo
Zr	zirconio
Zn	zinco
Cu	rame
Sn	stagno
V	vanadio
Rb	rubidio
W	tungsteno
Li	litio
B	boro
Y	ittrio
Pb	piombo
Cs	cesio
Mo	molibdeno
Br	bromo
Th	torio

Geologia delle rocce e delle terre

T	tetraedro: $[SiO_4]^{-4}$
$[SiO_4]^{-4}$	mattone fondamentale dei minerali silicatici
SiO_2	silice, componente esclusivo del quarzo
Q	quarzo – vedere silice
A	feldspati, minerali del gruppo dei tectosilicati
P	plagioclasi, minerali del gruppo dei tectosilicati
F	feldspatoidi, minerali del gruppo dei tectosilicati
S, SiO_2	silice
A, Al_2O_3	allumina
n	porosità
V	volume unitario di terreno
V_v	volume dei vuoti interstiziali
K	permeabilità

Abstract tratto da www.darioflaccovio.it - Tutti i diritti riservati

r_i	raggio idraulico dei pori
v	velocità dei flussi laminari
Å	Ångstrom o miliardesimo di metro (1×10^{-10} metri)
O	ottaedro: $Al(OH)_3$
H	idrogeno
NC	normalconsolidato
OC	sovraconsolidato
H^+	ione idrogeno o idrogenione
OH^-	ione ossidrile
O^{2-}	ione ossigeno
S_S	superficie specifica di una particella
A	area superficiale di una particella
ρ	densità di una particella
V	volume di una particella
M	massa di una particella
d	diametro di una particella di sabbia supposta sferica
r	raggio di una particella di sabbia supposta sferica
B	larghezza di una particella di argilla supposta lamellare
L	lunghezza di una particella di argilla supposta lamellare
s	spessore di una particella di argilla supposta lamellare
c	coesione
φ	angolo di attrito
ψ	angolo di dilatanza

Meccanica della frattura

L	lunghezza di una fessura
W	lavoro di frattura associato ad una fessura
U_c	energia per generare una fessura
U_l	energia liberata durante la fessura
U_T	energia netta associata ad una fessura
L_g	lunghezza critica di una fessura secondo la teoria di Griffith
E	modulo elastico longitudinale
σ	sforzo medio di trazione generatore di una fessura
r	raggio di curvatura dell'apice di una fessura ellittica
F_a	fattore di amplificazione dello sforzo generato da una fessura ellittica
C	carbonio
F	forza applicata
δ	spostamento
U_e	energia elastica di deformazione
E^*	energia liberata durante lo sviluppo di una frattura