

# **Appunti di ingegneria delle fondazioni**

Alessandro Flora, Renato Lancellotta e Carlo Viggiani



HEVELIUS  
EDIZIONI

*Questa pagina è intenzionalmente vuota*

# INDICE

Premessa.....	5
1. Richiami di Meccanica dei Terreni	
1.1. <i>Introduzione</i> .....	8
1.2. <i>Il principio delle tensioni efficaci</i> .....	9
1.3. <i>Condizioni drenate e non drenate, consolidazione</i> .....	11
1.4. <i>L'influenza della storia tensionale e il concetto di tensione di snervamento</i> ...	13
1.5. <i>Resistenza a taglio: stato critico, dilatanza, resistenza di picco</i> .....	15
1.6. <i>Resistenza a taglio non drenata</i> .....	19
2. Indagini in sito e profilo stratigrafico	
2.1. <i>Cenni introduttivi</i> .....	21
2.2. <i>Programmazione delle indagini in sito</i> .....	22
2.3. <i>Informazioni richieste alle indagini in sito</i> .....	25
2.4. <i>Regime delle acque sotterranee</i> .....	28
2.5. <i>Definizione del modello geotecnico</i> .....	29
3. Esigenze di base per l'analisi e il progetto di una fondazione	
3.1. <i>Il sistema terreno – fondazione – sovrastruttura</i> .....	31
3.2. <i>Stato limite ultimo</i> .....	32
3.3. <i>Stato limite di servizio</i> .....	33
4. Fondazioni superficiali o dirette	
4.1. <i>Tipologia</i> .....	36
4.2. <i>Carico limite</i> .....	37
4.3. <i>Previsione dei cedimenti</i> .....	38

5. Fondazioni su pali	
5.1. <i>Introduzione</i> .....	44
5.2. <i>Principali tipi di palo</i> .....	45
5.3. <i>Carico limite di un palo singolo sotto carichi verticali</i> .....	48
5.4. <i>Carico limite di un gruppo di pali sotto carichi verticali</i> .....	50
5.5. <i>Cedimento del palo singolo</i> .....	51
5.6. <i>Cedimenti del gruppo di pali</i> .....	51
5.7. <i>Pali sotto carichi orizzontali</i> .....	53
Riferimenti bibliografici.....	56

## PREMESSA

Questi *appunti* sono nati da un invito rivolto agli autori dall'editore Hevelius, che, in tempi di *distanziamento sociale*, continua a rimanere *vicino ai lettori*, offrendo in rete stimolanti pagine di lettura che ci ricordano che tornerà la primavera, così come in passato era tornata dopo altre buie stagioni. E allora perché non essere vicini anche ai lettori di geotecnica, studenti e professionisti, considerato l'impegno da sempre profuso da Hevelius nella diffusione della cultura geotecnica? Un invito, dunque, al quale è sembrato difficile non aderire.

Beninteso, queste pagine non costituiscono un corpo organico, non vogliono esserlo e non se ne sarebbe nemmeno sentito il bisogno, considerata la disponibilità di tanti ottimi testi anche nella nostra lingua, alcuni tra l'altro di recentissima pubblicazione.

Come sottolinea il titolo si tratta di appunti, con una certa predilezione per il frammento piuttosto che per la completezza, e con il desiderio di raccontare la materia in modo semplice ma senza indebite semplificazioni.

Questi appunti riflettono quella quasi naturale tendenza che si fa strada quando, con il sommarsi delle stagioni, subentra il desiderio di *sfrondare*, di *potare*, lasciando solo quei rami forieri di produzione che possono leggersi come *strumenti minimi* per una corretta analisi del comportamento meccanico dei terreni e delle strutture con essi interagenti.

Come si sa, qualsiasi problema di Ingegneria Geotecnica può essere affrontato con due approcci, sensibilmente diversi fra di loro. Il primo di essi, più avanzato e senza dubbio più alla moda, è basato su analisi numeriche a elementi finiti o alle differenze finite, adottando relazioni costitutive sofisticate e analizzando i processi accoppiati del mezzo multifase. Il secondo approccio, che era l'unico disponibile fino a qualche decennio fa, si basa invece sul cosiddetto "armamentario convenzionale" dell'ingegnere geotecnico, e cioè su un complesso di procedimenti approssimati e semiempirici, strettamente collegati a metodi di indagine semplici, affidabili e largamente diffusi.

Un uso appropriato di questo armamentario richiede la comprensione dei fenomeni e quindi la capacità di modellare il problema di progetto nell'ambito di

schemi semplici; richiede inoltre una buona dose di esperienza. Questo sta portando gli ingegneri, soprattutto i più giovani, a propendere per il primo approccio, che viene largamente ritenuto più obiettivo, più rigoroso, e meno soggetto alla scomoda necessità di comprensione e di esperienza. Ma basta provare a svolgere un'analisi numerica FEM o DEM del più semplice dei problemi di progetto per rendersi conto di quanto i risultati dipendano da dettagli di modellazione apparentemente secondari, oppure da variazioni anche piccole di qualche parametro costitutivo. Vaughan *et al*, (2004) affermano autorevolmente che: *“A difficulty of advanced numerical analysis is that the knowledge and skill required to perform numerical analyses is substantially greater than for the simple methods of approximate analysis to which we have become accustomed”*. E, aggiungiamo noi, la determinazione dei parametri caratterizzanti il terreno nelle sofisticate relazioni costitutive elasto-visco-plastiche con incrudimento isotropo o cinematico e via raffinando, richiede un livello di indagine e di sperimentazione possibile solo in casi di grande importanza. Sebbene quindi non si voglia in alcun modo svilire l'utilità delle analisi numeriche più avanzate, si vuole in questa sede semplicemente sottolineare il fatto che la raffinatezza delle analisi non corrisponde necessariamente ad un'accuratezza delle previsioni, ed è quindi alto il rischio nel loro uso di una mancanza di percezione dell'incertezza del risultato, spesso oscurata dalla gradevolezza multicolore dei diagrammi di sintesi delle elaborazioni.

Secondo noi, il semplice armamentario convenzionale dell'ingegnere geotecnico è più che sufficiente per risolvere in sicurezza la maggior parte dei problemi della progettazione geotecnica quotidiana. Esso inoltre può svolgere anche un importante ruolo di rapida valutazione dei risultati di calcolazioni più complesse.

Ma, come fare per l'esperienza e la comprensione? L'esperienza non deve essere necessariamente personale: nei trattati, nei manuali, nella letteratura tecnica e scientifica esistono tesori di esperienza raccolta e resa disponibile. Noi abbiamo cercato di spremere qualche succo, e offrirlo qui ai lettori.

Per la comprensione, è necessario avere ben chiaro il quadro di riferimento nel quale si inseriscono i metodi di calcolo qui richiamati. Così nei nostri appunti c'è il richiamo al concetto di continui sovrapposti con il principio delle *tensioni efficaci*,

c'è la *lettura* dei terreni come *materiali dotati di memoria*, si descrive quella peculiarità dei mezzi particellari sinteticamente indicata con il termine *dilatanza*, che vede l'esistenza di variazioni di volume associate a sforzi di taglio; ingredienti questi che, opportunamente coniugati tra loro, hanno dato vita nel tempo anche ai modelli elasto-plastici inelastici e alla teoria dello stato critico. E che, tornando a quello che vuole essere lo spirito di questi appunti, sono di aiuto e di orientamento nelle applicazioni, senza che necessariamente si debba fare ricorso a sofisticati algoritmi.

Si dice sovente che la missione dell'ingegnere sia quella di dare concretezza alle idee, attraverso un processo che, oltre al prerequisito di rispettare i principi della meccanica, richiede una conoscenza di pregresse esperienze.

Così, il dimensionamento delle fondazioni non può prescindere dalla conoscenza delle *prestazioni* attese della struttura, quindi degli *scenari di danno* costruiti sull'osservazione di casi reali. Ed è questo il motivo per il quale si riportano relazioni per la stima dei *cedimenti* delle fondazioni superficiali, assoluti e differenziali, basati interamente sull'osservazione di casi reali.

E analoghe indicazioni vengono fornite per una stima del comportamento del *palo singolo* e, problema assai più complesso, del passaggio dal palo singolo alla *palificata*.

Scorrendo ora i lemmi riportati in corsivo i lettori potranno cogliere i *frammenti* ai quali prima si accennava, quasi un abbecedario incompleto; ma proprio per questo, si spera, utile da avere sotto mano, per ancorare facilmente la memoria ai pochi spunti essenziali e a qualche numero indice.

aprile 2020

gli autori

# 1. Richiami di Meccanica dei Terreni

## 1.1. Introduzione

Le strutture dell'Ingegneria Civile sono sostenute dai terreni di fondazione; le strutture di sostegno o in sotterraneo sono caricate dal terreno; nel caso delle dighe in terra, degli argini, delle colmate, le opere stesse sono addirittura costituite da terreni. Per questo motivo, per prevedere in quali condizioni si possano verificare la rottura o deformazioni eccessive delle strutture stesse, è assolutamente necessaria una adeguata conoscenza del comportamento meccanico dei terreni.

Nell'approccio dell'ingegnere al comportamento dei terreni vi sono due aspetti peculiari che sono di grande importanza.

In primo luogo, i terreni sono materiali naturali, risultato di lunghi e complessi processi di formazione; le loro proprietà non possono essere scelte e specificate in un progetto (come avviene per un calcestruzzo, un acciaio o gli altri materiali dell'ingegneria strutturale) ma devono essere ricercate e misurate con appropriate indagini, da condurre caso per caso. È quindi necessaria la conoscenza dei metodi d'indagine del sottosuolo e la comprensione del loro significato e dei loro limiti.

In secondo luogo, bisogna tener presente che i valori dei parametri che caratterizzano il comportamento dei terreni (resistenze, deformabilità, permeabilità) variano entro campi assai ampi: resistenza e deformabilità possono variare di almeno tre ordini di grandezza, e la permeabilità addirittura di dieci!

Infine, è da sottolineare che un appropriato programma di indagini, l'interpretazione dei relativi risultati e il loro uso nell'analisi e nel progetto delle strutture interagenti con i terreni, richiedono un approccio basato sui principi della Meccanica dei Terreni.

Prima di affrontare i problemi delle fondazioni, quindi, viene qui riportato un brevissimo richiamo di questi principi, limitandosi al comportamento dei terreni e delle fondazioni sotto carichi statici. Per approfondimenti, si rimanda alla letteratura esistente anche in lingua italiana.



## **1.2. Il principio delle tensioni efficaci**

I terreni sono costituiti da uno scheletro solido poroso con i vuoti o pori fra le particelle solide che possono essere riempiti da aria (terreni asciutti), acqua (terreni saturi) o da una miscela di più fluidi (tipicamente aria, vapor d'acqua e acqua nei terreni parzialmente saturi, ma anche, ad esempio, acqua e idrocarburi liquidi o gassosi). I terreni sono quindi dei mezzi multifase, e il loro comportamento è governato dall'interazione fra lo scheletro solido e il fluido che ne occupa i pori.

Per semplicità, nel prosieguo faremo riferimento solo a terreni saturi o asciutti. Così facendo, non si introducono significative limitazioni allo studio dei problemi di fondazione in quanto i terreni a grana fina (limi, argille) nelle regioni temperate sono sempre completamente saturi, mentre i terreni a grana grossa (sabbie, ghiaie) sono saturi se immersi in falda, e possono essere trattati come asciutti se al di sopra della falda idrica. Esistono ovviamente eccezioni a questa semplice schematizzazione (si pensi ad esempio alle pozzolane non sature dell'area napoletana), ma una trattazione più approfondita di questo argomento esula dallo scopo di questo scritto.

Per utilizzare i concetti e i procedimenti della meccanica del continuo, nelle applicazioni di ingegneria i terreni vengono assimilati a mezzi continui, in modo che sia possibile definire in ogni punto i tensori degli sforzi e delle deformazioni, senza curarsi se il punto considerato ricada all'interno di una particella solida o di un vuoto. In effetti, così operando, implicitamente si assimila il punto geometrico ad un volume elementare sufficientemente grande da contenere un gran numero di particelle e di vuoti, ma allo stesso tempo sufficientemente piccolo rispetto alle dimensioni geometriche del problema in studio (REV, *representative elementary volume*).

Un mezzo poroso saturo viene modellato come la sovrapposizione di due mezzi continui (lo scheletro solido poroso e l'acqua) mutuamente interagenti, che occupano la stessa regione dello spazio. In ogni punto è possibile definire un tensore degli sforzi che agiscono su ambedue i mezzi, lo scheletro solido e il liquido interstiziale; tali sforzi vengono detti tensioni totali.

$$|\sigma_{ij}| = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix} \quad (1)$$

Le tensioni totali vengono assorbite in parte dallo scheletro solido e in parte dalla pressione dell'acqua, che indicheremo con lo scalare  $u$ . I due mezzi hanno un diverso comportamento: la fase liquida, in effetti, non può assorbire sforzi di taglio, ha una compressibilità molte volte minore di quella dello scheletro solido, e può scorrere attraverso i pori interconnessi. Lo scheletro solido, al contrario, può resistere agli sforzi tangenziali e fornisce la resistenza e la rigidità del mezzo poroso.

Sia lo scheletro solido che la fase liquida devono soddisfare le condizioni di equilibrio e congruenza; in aggiunta a queste, l'interazione fra i due mezzi è governata dal cosiddetto *principio delle tensioni efficaci*, introdotto da Terzaghi un secolo fa (Terzaghi, 1923). Il principio consiste di due parti:

- Una definizione delle tensioni efficaci  $\sigma' = \sigma - u$ , differenza fra la tensione totale  $\sigma$  e la pressione dell'acqua  $u$  (che viene chiamata pressione interstiziale o pressione neutra). Il tensore delle tensioni efficaci si ottiene sottraendo da quello delle tensioni totali il tensore ottenuto moltiplicando lo scalare  $u$  per il tensore unitario:

$$|\sigma'_{ij}| = \begin{vmatrix} \sigma_x - u & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - u & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - u \end{vmatrix} \quad (2)$$

Poiché l'acqua non può resistere a sforzi di taglio, tutte le componenti tangenziali delle tensioni totali agiscono solo sullo scheletro solido.

- L'affermazione che tutti gli effetti osservabili di una variazione di sforzi, come deformazioni volumetriche o distorsionali o rotture, sono dovute esclusivamente alle variazioni delle tensioni efficaci.

Le tensioni efficaci non possono essere determinate direttamente, e quindi ogni analisi della risposta di un terreno ad una variazione di sforzi richiede la determinazione delle corrispondenti variazioni delle tensioni totali e della pressione interstiziale.

### **1.3. Condizioni drenate e non drenate, consolidazione**

Il valore del coefficiente di permeabilità  $k$  dei terreni naturali dipende essenzialmente dalla loro granulometria e varia entro limiti estremamente ampi: da  $10^{-11}$  m/s a  $10^{-1}$  m/s, passando da argille omogenee a sabbie e ghiaie. Si tratta di un campo di variazione di dieci ordini di grandezza e oltre, che non trova riscontro in altri parametri: ad esempio, passando da un'argilla molle all'acciaio, la resistenza uniassiale varia di circa cinque ordini di grandezza! Tale enorme campo di variabilità è all'origine di una profonda differenza nell'interazione fra le due fasi di un mezzo poroso, a seconda che si sia in terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie, con  $k \geq 10^{-6}$  m/s) oppure in terreni a grana fina (limi e argille, con  $k \leq 10^{-6}$  m/s). In effetti, le due classi di terreni vengono spesso differenziate con riferimento alla granulometria (terreni a grana grossa o fina), alla resistenza a taglio, alla loro natura; ma le loro differenze di comportamento, dal punto di vista dell'ingegneria, sono da attribuire essenzialmente alla differenza di permeabilità. Per questo motivo un processo di filtrazione, che si esaurisce in un tempo variabile da qualche minuto a qualche ora in uno strato di sabbia grossa, può invece impiegare decine e perfino centinaia di anni in una massa di argilla omogenea.

Quando un terreno saturo viene assoggettato ad un sistema di carichi, il volume dei suoi pori tende a variare; in termini di meccanica del continuo, c'è una tendenza a deformazioni volumetriche. Poiché l'acqua e le particelle solide sono praticamente incompressibili rispetto allo scheletro solido del terreno, tali deformazioni volumetriche sono possibili solo attraverso l'espulsione o l'assorbimento di acqua, con un moto vario della stessa.

In un terreno a grana grossa, per la sua elevata permeabilità, questo moto richiede un tempo assai breve; di conseguenza, a parte una fase transitoria praticamente istantanea rispetto ai tempi di realizzazione di un'opera di ingegneria, l'acqua si trova in quiete o in moto permanente e le caratteristiche del moto dell'acqua in un punto (pressione neutra  $u$ , velocità di filtrazione  $V$ ) non cambiano nel tempo e sono funzione solo delle condizioni idrauliche al contorno. Anche un eventuale moto vario, provocato da una variazione nel tempo delle condizioni di contorno (ad esempio, cicli di invaso e svasso di un serbatoio), può essere trattato come una successione di moti permanenti. Le pressioni neutre in queste condizioni

possono essere studiate con la classica teoria dei moti di filtrazione; il regime di tensioni e deformazioni dello scheletro solido ed il regime di pressioni e velocità dell'acqua sono disaccoppiati, nel senso che l'uno risulta indipendente dall'altro e possono essere trattati separatamente.

In termini di meccanica dei terreni, queste condizioni vengono dette *condizioni drenate*.

Per i terreni a grana fina, al contrario, la permeabilità è così ridotta che, durante l'applicazione dei carichi esterni, è possibile assumere che non si verifichi alcun moto dell'acqua, né all'infinitesimo, né al finito. Se il terreno è saturo e sia le particelle solide che l'acqua vengono considerate incompressibili, questo implica una condizione di volume costante e lo sviluppo di una sovrappressione neutra. In meccanica dei terreni questa condizione iniziale viene indicata come *condizione non drenata*.

Una qualsiasi analisi in termini di tensioni efficaci richiederebbe la conoscenza di tali sovrappressioni neutre, la cui determinazione risulta difficile e incerta nella pratica ingegneristica. Tuttavia, una sostanziale semplificazione dell'analisi può essere ottenuta osservando che, in termini di tensioni totali, il complesso scheletro solido più acqua si comporta come un mezzo incompressibile, un sistema chiuso assimilabile a un mezzo con resistenza a taglio - in questo caso indicata come resistenza non drenata - descritta dal criterio di Tresca. Alla luce di questa assunzione, è così possibile attraverso prove condotte in condizioni non drenate definire un modulo di Young non drenato  $E_u$ , un coefficiente di Poisson non drenato  $\nu_u = 0,5$  (materiale incompressibile), e, come già detto, una resistenza non drenata  $S_u$ .

Nella pratica ingegneristica, quindi, i problemi di deformazione e di rottura in condizioni non drenate possono essere trattati molto semplicemente in termini di tensioni totali riferendosi ad un materiale equivalente incompressibile. Se le proprietà del terreno sono determinate correttamente, l'analisi di un problema non drenato in termini di tensioni totali o efficaci dovrebbe condurre agli stessi risultati.

È qui opportuno rimarcare che, essendo il reale comportamento del terreno governato dalle tensioni efficaci e non da quelle totali, la semplificazione dell'analisi viene controbilanciata dalla difficoltà di determinazione appropriata dei parametri

di rigidità e resistenza non drenati  $E_u$  e  $s_u$ . L'intera procedura, infatti, assume implicitamente che le prove attraverso le quali vengono determinati tali parametri riproducano il problema in esame in termini non solo di livello e storia tensionale, ma anche di sviluppo delle sovrappressioni neutre. A queste difficoltà si ovvia con procedimenti semiempirici basati sull'osservazione di opere in vera grandezza.

Il campo di sovrappressioni neutre che si sviluppa nelle condizioni iniziali non drenate non è in equilibrio con le condizioni idrauliche di contorno; si genera quindi un campo di gradienti idraulici in conseguenza dei quali l'acqua inizia a defluire dai pori del terreno, con conseguenti deformazioni volumetriche differite nel tempo. A seguito di questo processo, che come si è detto può durare fino a decine di anni o più, le pressioni neutre raggiungono infine una condizione di equilibrio permanente o stazionario, dopo la quale è lecito assumere, nell'ambito della schematizzazione qui adottata che trascura fenomeni di natura viscosa, che non si verifichino ulteriori deformazioni. Il processo di deformazione del terreno a seguito della graduale dissipazione delle sovrappressioni neutre viene detto *consolidazione*.

E' opportuno osservare che la distinzione fra terreni a grana grossa e a grana fina qui operata è ovviamente schematica, in quanto molto spesso i terreni sono composti da assortimenti granulometrici che includono sia frazioni fini che grosse, con caratteristiche intermedie che è difficile attribuire all'una o all'altra categoria. Sebbene sia ben chiaro che il comportamento di questi terreni dipende principalmente dalla percentuale di materiale fine presente, non è facile definire a priori dei limiti quantitativi che lo governino. Nei problemi pratici, e in assenza di chiare informazioni ricavate ad esempio da una sperimentazione di laboratorio, ove si presenti questa difficoltà si potrebbero condurre analisi sommarie schematizzando la realtà con l'uno e l'altro modello, e adottare poi quello più cautelativo.

#### **1.4. L'influenza della storia tensionale e il concetto di tensione di snervamento**

Si consideri un terreno sottoposto ad un carico crescente di compressione, assimilabile in un modello a un carico uniforme di estensione infinita agente su un

semispazio delimitato da un piano orizzontale, o equivalente al carico che sperimentalmente si applica in una prova di compressione edometrica. Se il terreno è caricato per la prima volta ad un livello di carico superiore a quello precedentemente agente, la porosità si riduce progressivamente con la tensione efficace applicata  $\sigma'_z$  (curva  $a - b$ , punto  $P_1$  in Fig. 1).

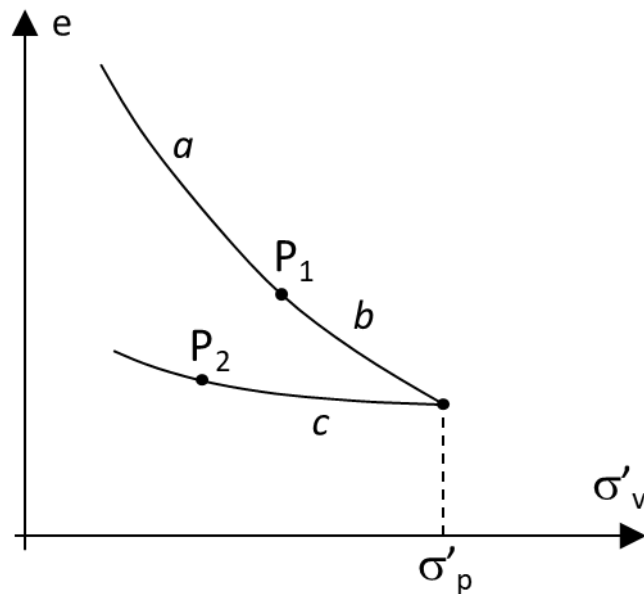


Figura 1. Storia di carico e scarico edometrico di un elemento di terreno.

Un terreno in queste condizioni viene chiamato *normalmente consolidato* e la curva che descrive la diminuzione dell'indice dei pori con la tensione efficace viene chiamata *curva di compressione* o di *consolidazione vergine*.

Se l'elemento di terreno viene scaricato, come può avvenire a seguito di processi naturali come l'erosione dei sedimenti sovrastanti, o ad opera dell'uomo come a seguito di uno scavo, si verifica un aumento dell'indice dei pori (curva  $c$ , punto  $P_2$  di Fig. 1) ma l'aumento di volume allo scarico ha un gradiente molto minore della diminuzione di volume lungo la curva vergine. Un elemento di volume che si trovi su una curva di scarico, o di rigonfiamento, viene detto *sovraconsolidato*. La massima tensione efficace  $\sigma'_p$  che ha agito durante la precedente storia di carico del terreno si definisce *tensione di sovraconsolidazione*, e per quantificarne l'entità dell'effetto si introduce un *rapporto di sovraconsolidazione* (OCR, *Over Consolidation Ratio*) definito come:

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \quad (3)$$

In termini di teoria della plasticità, possiamo attribuire alla tensione efficace  $\sigma'_p$  il significato di un *limite di snervamento*. Di conseguenza, quando il terreno sia sottoposto a un processo di ricarico la deformazione potrà essere considerata elastica finché la tensione applicata si manterrà inferiore a  $\sigma'_p$ , mentre per carichi più elevati le deformazioni elastiche saranno accompagnate da più importanti deformazioni plastiche.

Questo semplice modello concettuale permette di prevedere le conseguenze pratiche della storia tensionale. Per esempio, nel progetto di una fondazione diretta, in dipendenza dello sforzo esercitato su un elemento di terreno in relazione alla precedente storia tensionale, possiamo attenderci cedimenti modesti se il carico applicato non eccede il limite di snervamento o, al contrario, cedimenti elevati se il percorso di carico si svolge lungo la linea vergine. Per questa ragione è di grande importanza pratica distinguere fra terreni *normalmente consolidati* e *sovraconsolidati*.

### **1.5. Resistenza a taglio: stato critico, dilatanza, resistenza di picco**

La rottura in un terreno si verifica per scorrimento lungo un piano sul quale il rapporto fra tensione tangenziale e tensione normale efficace agenti raggiunge un valore critico. Questo perché il terreno resiste per attrito, e il *criterio di rottura*, enunciato per la prima volta da Coulomb (1773) assume la forma:

$$\tau = \mu\sigma' \quad (4)$$

Nel piano  $(\sigma', \tau)$  questa equazione definisce una retta passante per l'origine e, poiché lo stato di sforzo in un punto del terreno è rappresentato da un cerchio di Mohr, la condizione di rottura si verifica quando il cerchio di Mohr è tangente a questa retta. Infatti, le coordinate del punto di contatto soddisfano il criterio di

rottura, e il vettore degli sforzi agenti sul piano di rottura raggiunge la massima obliquità possibile, data dal rapporto  $\tau/\sigma'$ .

Questa obliquità corrisponde ad un angolo  $\varphi'$  tale che sia  $\mu = \tan \varphi'$ , e che viene detto angolo di resistenza a taglio. Il criterio di rottura viene quindi espresso nella forma:

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' \quad (5)$$

Per determinare i parametri di resistenza a taglio occorre eseguire una serie di prove di rottura; se i relativi cerchi di Mohr a rottura sono riportati nel piano  $(\sigma', \tau)$ , l'involuppo di tali cerchi rappresenta il luogo dei punti di rottura e viene chiamato *involuppo di rottura* (Fig. 2).

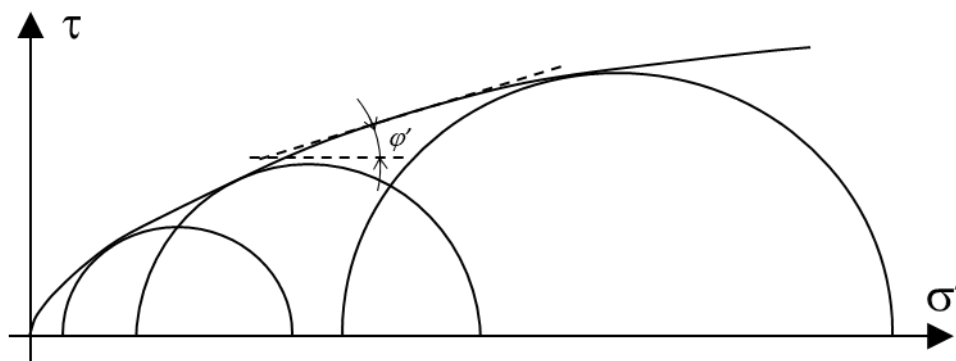


Fig. 2. *Involuppo di rottura.*

Questo involuppo presenta in genere una curvatura, che è particolarmente accentuata nelle argille sovraconsolidate. Se l'inviluppo viene linearizzato nel campo di tensioni normali che interessa, esso può essere rappresentato dall'equazione:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (6)$$

Il termine  $c'$  viene usualmente chiamato coesione; ma in realtà esso è semplicemente una *intercetta* sull'asse delle  $\tau$  dell'inviluppo di rottura linearizzato in un certo intervallo di sforzi. Come è ovvio, cambiando tale intervallo cambia



anche il valore di  $c'$ , che quindi non deve essere considerata una proprietà del terreno.

Un aspetto peculiare dei terreni, rispetto ad altri materiali, è il fatto che essi variano di volume quando sottoposti a deformazioni tangenziali; il gradiente della variazione di volume durante il taglio viene chiamato *dilatanza*, un termine usato da Osborne Reynolds (1885) per indicare la variazione nella disposizione dei grani di un materiale granulare soggetto a deformazioni di taglio. Il riconoscimento del ruolo del processo deformativo sul comportamento meccanico dei terreni ha consentito lo sviluppo di modelli di interpretazione sempre più realistici, culminato con la messa a punto della cosiddetta *Teoria dello Stato Critico*, che può a buon diritto essere considerato il quadro di riferimento generale in cui si inseriscono i metodi di calcolo più o meno semplici oggi disponibili. In effetti, le variazioni di volume hanno un'influenza sulla resistenza a taglio altrettanto importante di quello delle tensioni efficaci. Lo stato di un elemento di volume in un terreno deve quindi essere descritto da tre parametri: la porosità, la tensione normale efficace e la tensione tangenziale. È la relazione fra la porosità iniziale, e un suo valore di riferimento detto *stato critico*, che influenza il comportamento del terreno.

Se osserviamo il comportamento di una sabbia sciolta o di un'argilla molle in una prova di taglio diretto, condotta in condizioni drenate, rileviamo una diminuzione di volume e uno sforzo di taglio che aumenta monotonicamente con lo spostamento, tendendo ad un valore finale costante.

Al contrario, le sabbie addensate e le argille sovraconsolidate tendono ad aumentare di volume, e lo sforzo di taglio raggiunge un valore di picco, per poi diminuire fino a raggiungere un valore finale all'incirca uguale a quello dei terreni sciolti.

Questa condizione finale, in corrispondenza della quale ogni ulteriore deformazione tangenziale avviene senza variazioni di volume, viene per l'appunto detta *stato critico*; concetto introdotto originariamente da Casagrande (1936) e sviluppato da Roscoe, Schofield e Wroth (1958).

I valori allo stato critico si dispongono nel piano  $(\sigma', \tau)$  lungo una retta passante per l'origine, come descritta dalla (5), e la sua pendenza  $\varphi'_{cv}$  viene detta *angolo di stato critico* o *angolo di resistenza al taglio a volume costante*. Questo angolo può

senz'altro essere ritenuto una proprietà intrinseca del terreno, in quanto indipendente dallo stato iniziale e funzione solo della mineralogia, ruvidezza e granulometria delle particelle solide.

Al contrario, i valori dei parametri di resistenza di picco dipendono anche dalla porosità iniziale e dal livello di sforzo, tendendo a valori più elevati quando il terreno è inizialmente molto addensato e il livello di sforzo è basso.

A differenza della resistenza allo stato critico, la resistenza di picco non può essere descritta con sufficiente accuratezza dall'equazione di una retta. Come abbiamo accennato, l'involuppo di picco dei terreni fortemente sovraconsolidati mostra una accentuata curvatura, e in pratica viene spesso linearizzato nel campo di sforzi che interessa, in modo da descriverlo ancora con la (5). In proposito è opportuno sottolineare che i parametri dell'involuppo linearizzato dipendono dai dati sperimentali disponibili. Se le tensioni di prova non vengono accuratamente specificate durante il programma sperimentale in modo da essere rappresentative dell'intervallo tensionale di interesse nel problema applicativo, esse possono condurre alla definizione di un involucpo di rottura linearizzato a svantaggio di sicurezza se il livello di sforzo in sito è più basso di quello applicato in laboratorio, proprio perché il reale involucpo di rottura ha una curvatura molto pronunciata in prossimità dell'origine.

Nelle sabbie dense, la resistenza di picco può essere quantificata riferendosi alla pendenza della retta che congiunge l'origine allo stato di sforzo di picco:

$$\varphi'_{picco} = \tan^{-1}(\tau/\sigma')_{picco} \quad (7)$$

Il valore di  $\varphi'_{picco}$  diminuisce gradualmente al crescere delle tensioni normali efficaci, fino a raggiungere il valore di  $\varphi'_{cv}$ .

Ai fini del progetto, il valore dell'angolo di stato critico  $\varphi'_{cv}$  è il massimo valore che può essere adottato con sicurezza per sabbie sciolte ed argille poco consistenti. Per sabbie addensate e argille sovraconsolidate, che hanno un angolo di resistenza al taglio di picco maggiore di quello di stato critico, l'uso di  $\varphi'_{cv}$  può risultare eccessivamente cautelativo, almeno nel progetto di fondazioni e di opere di sostegno.

### 1.6. Resistenza a taglio non drenata

Come si è detto, in condizioni non drenate la resistenza a taglio può essere ricercata in termini di tensioni totali e appunto, nella cosiddetta analisi in termini di tensioni totali, il terreno saturo appare comportarsi come un mezzo alla Tresca, con un criterio di rottura del tipo:

$$\tau_{max} = s_u \quad (7)$$

Il parametro  $s_u$  viene definito, come già anticipato, resistenza non drenata. Si noti comunque che in realtà esso descrive un comportamento e non può essere considerato una proprietà del terreno. La resistenza non drenata dipende infatti dalle condizioni di stato del terreno, e aumenta esponenzialmente al diminuire dell'indice dei pori; questo implica che, per un terreno normalmente consolidato, la resistenza non drenata aumenti linearmente con la tensione normale efficace. Oltre a ciò, la  $s_u$  dipende dal percorso di carico imposto, e quindi i risultati di prove diverse (compressione o estensione triassiale, prove scissometriche in sito) e analogamente le correlazioni empiriche devono essere impiegati con prudenza.

In mancanza di determinazioni dirette, che tengano conto dei suddetti fattori, a titolo di esempio si può fare riferimento alla seguente relazione empirica, suggerita da Koutsoftas e Ladd (1985):

$$\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} = (0.22 \mp 0.03) \cdot OCR^{0.8} \quad (8)$$

da applicarsi nell'ambito dei valori del grado di sovraconsolidazione esplorato dagli autori ( $OCR < 10$ ). Decisamente più complicato da analizzare risulterebbe infatti il comportamento delle argille molto consistenti, per diversi motivi. Innanzitutto, la presenza di fessure e discontinuità rende poco significativi i risultati ottenuti in laboratorio su provini di piccole dimensioni; inoltre, i meccanismi di rottura corrispondono sovente a fenomeni localizzati lungo le discontinuità, che per loro natura possono consentire un parziale drenaggio anche in tempi relativamente brevi, rendendo quindi alquanto discutibile l'ipotesi di comportamento non drenato.

Ai fini applicativi va comunque osservato che questi materiali presentano resistenze talmente elevate da rendere in generale poco rilevanti i problemi di stabilità a breve termine.

## 2. Indagini in sito e profilo stratigrafico

### 2.1. Cenni introduttivi

La qualità di un progetto di fondazioni o di opere di sostegno, e quindi il successo tecnico ed economico del progetto stesso, dipende fundamentalmente dall'aver eseguito una indagine appropriata; con indagine si intende l'insieme degli studi preliminari a tavolino, delle prove in sito e in laboratorio e della loro interpretazione. Tutto ciò è indispensabile per raggiungere una conoscenza soddisfacente del profilo stratigrafico del sottosuolo, delle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e del regime delle pressioni neutre in sito. Quando è possibile prelevare campioni indisturbati nei fori di sondaggio ed eseguire prove di laboratorio, questa è la via maestra per ottenere una completa descrizione delle relazioni sforzi – deformazioni dei terreni dalle piccole deformazioni fino a rottura; in taluni casi, quando si vogliono ricavare proprietà intrinseche del materiale, quale ad esempio l'angolo di stato critico, si può operare anche con campioni ricostituiti. Tuttavia in questa sezione non tratteremo le prove di laboratorio.

Una buona indagine di norma ha un costo molto basso in paragone di quello dell'intera struttura in progetto, e tipicamente il costo percentuale delle indagini diminuisce al crescere delle dimensioni dell'opera. Un'indagine ben concepita ha un costo che va dal 4 ÷ 5% a meno dell'1% dell'investimento totale. Queste sono percentuali che giustificano pienamente la richiesta di indagini adeguate, tenendo conto che i problemi connessi ad un eventuale insuccesso delle fondazioni possono richiedere costi di riparazione ben maggiori, e spesso danno luogo a costosi contenziosi legali. Un comportamento insoddisfacente delle fondazioni può quindi portare a costi di un ordine di grandezza maggiori di quelli di indagine, e anche di più. Di conseguenza, si tratta di un rischio che non vale la pena di correre.

Sfortunatamente, nella pratica corrente le indagini geotecniche sono considerate poco più che un adempimento burocratico da dover soddisfare, ma senza spenderci troppo tempo o risorse. La sottovalutazione del rischio di un'indagine insoddisfacente deriva direttamente dalla mancata comprensione del

ruolo che i terreni di fondazione e il regime delle acque sotterranee giocano sul comportamento delle fondazioni e quindi dell'opera, e dalla insufficiente conoscenza del volume di terreno che interagisce con la fondazione stessa. La scelta di progettare con criteri fortemente cautelativi, per esempio adottando coefficienti di sicurezza molto alti usando però parametri che sono stati valutati con un elevato grado di incertezza, può solo dare l'illusione di aver risolto il problema. In questo caso, spendere di più nelle fondazioni può essere insensato.

## **2.2. Programmazione delle indagini in sito**

Un progettista esperto sa che un'adeguata indagine in sito dovrebbe essere eseguita in fasi successive. Poiché il grado di dettaglio del progetto aumenta a partire dalla prima fase preliminare a quella finale definitiva, anche le indagini dovrebbero svilupparsi con dettaglio crescente. Un'indagine ben programmata deve essere abbastanza ampia e dettagliata con riferimento alla fase della progettazione in corso; in questo contesto, con abbastanza si intende che ogni ulteriore indagine non condurrebbe ad un progetto migliore, e cioè tecnicamente ed economicamente più conveniente.

Nella fase iniziale del processo di concepimento dell'opera, un riconoscimento a larga scala del sito è la prima, importantissima attività da espletare; questa indagine preliminare deve coprire non solo l'area direttamente interessata, ma anche una più ampia area circostante che può influenzare il regime idrogeologico.

In Fig. 3 è rappresentato, per alcuni semplici casi, il volume di terreno che contribuisce a determinare il comportamento della fondazione, indicato in breve in letteratura come *volume significativo*. Queste indicazioni si riferiscono ad un sottosuolo omogeneo, e il volume significativo da indagare dovrebbe essere opportunamente ampliato se si riscontrano significative variazioni delle proprietà del terreno con la profondità. In ogni caso, nelle fasi iniziali del progetto è opportuno esplorare volumi di terreno un po' maggiori dei volumi significativi di Fig. 3, sia per coprire eventuali disomogeneità, sia per fronteggiare eventuali variazioni (cambi di posizione, di geometria, di profondità) delle fondazioni che dovessero rendersi necessarie nelle successive fasi della progettazione.

Qualora il progettista abbia già una conoscenza personale dello specifico sito sotto indagine in termini di stratigrafia, proprietà meccaniche e regime delle acque sotterranee, in questa fase preliminare dell'indagine si possono addirittura omettere le prove in sito, limitandosi ad acquisire un'accurata descrizione di tutti i possibili vincoli e problemi da attendersi. Altrimenti, le prove in sito dovrebbero essere condotte con una maglia larga, e cioè indagando un numero ridotto di verticali rispetto al volume di terreno interessato. A questo punto, è possibile formulare un semplice modello geotecnico (vedi § 2.5) preliminare del sottosuolo, tale da permettere un primo progetto semiquantitativo. Verranno individuate le caratteristiche critiche del sottosuolo (per esempio, l'esistenza in profondità di terreni scadenti, molto compressibili e di ridotta permeabilità, o un regime non idrostatico delle acque sotterranee), e potranno darsi indicazioni di carattere generale sulla scelta del tipo di fondazione (superficiale, profonda, etc.) nonché sull'eventuale adozione di tecniche di miglioramento dei terreni.

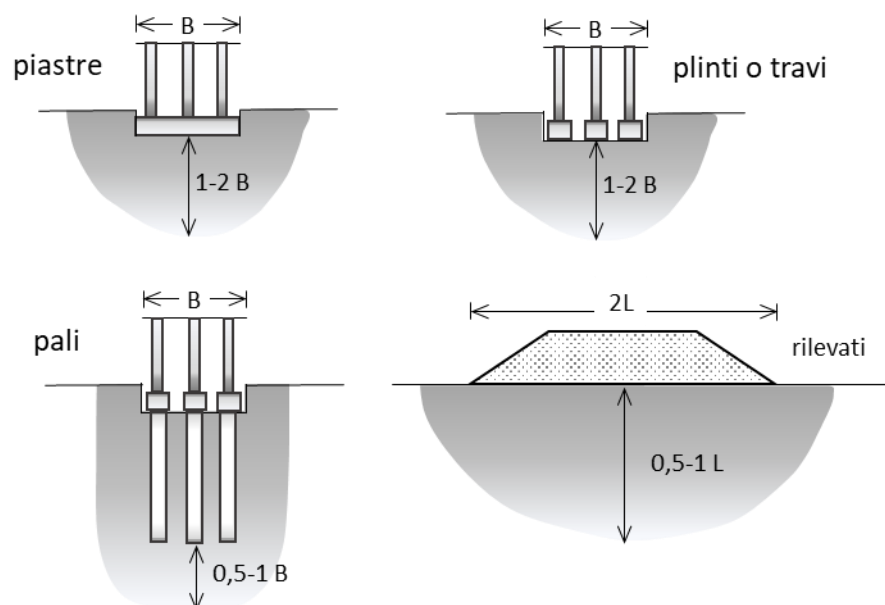


Figura 3. *Tipica estensione del volume significativo.*

Con lo sviluppo del progetto, le prove meccaniche diventano parte importante delle indagini e contribuiscono a una definizione più dettagliata delle condizioni stratigrafiche, che confermino o modifichino il modello di sottosuolo. In questa fase, come minimo, occorrerà definire i parametri rappresentativi di rigidità, resistenza

e permeabilità di tutti i terreni presenti, necessari per procedere ai calcoli di progetto. Per programmare e interpretare le prove in sito occorre una chiara comprensione della meccanica dei terreni, perché è necessario associare il comportamento dei materiali ai parametri, tenendo conto delle relazioni costitutive adottate nei calcoli. Si potrà allora ottimizzare il progetto delle fondazioni, non solo in termini di previsione del comportamento rispetto ai differenti stati limite, ma anche nella scelta delle più appropriate tecnologie e procedure di costruzione. Questo aspetto non è sempre cruciale, ma in alcuni casi ha notevole importanza in un progetto completo ed esauriente. Solo per citare alcuni esempi: il caso di una fondazione diretta con piano di posa al di sotto del livello di falda, e quindi con la necessità di uno scavo in acqua; lo scavo ed il sostegno delle gallerie, specie se superficiali; la scelta della tecnologia dei pali; la scelta di un'adeguata tecnologia di miglioramento dei terreni.

Anche in seguito, durante la costruzione, vi potrà essere bisogno di condurre ulteriori indagini. Ciò dipenderà dall'importanza e dal tipo di opera, dalla reale efficacia del progetto, e dai procedimenti costruttivi adottati. Un esempio in proposito è quello dello scavo di gallerie, dove indagini in corso d'opera sono sempre necessarie per individuare possibili variazioni locali delle proprietà dei terreni, o impreviste variazioni del regime delle acque sotterranee, o anche per rilevare la possibile esistenza di pericolosi depositi di gas.

Se il progetto risulta manchevole dal punto di vista geotecnico a causa di un'insufficiente conoscenza delle proprietà dei terreni, o di errate interpretazioni dei risultati delle prove in sito, durante la costruzione insorgeranno problemi di vario tipo, e si renderanno necessarie ulteriori indagini per riprogettare le opere geotecniche o per programmare attività di rinforzo. Come già accennato, ciò comporterà imprevisti incrementi di costo, ritardi nell'ultimazione dei lavori e costosi contenziosi giudiziari. È quindi importantissimo rimarcare ancora una volta che il rischio di un progetto insoddisfacente è inversamente proporzionale all'estensione e alla qualità delle indagini in sito.

Infine, è forse il caso di ammettere che lo schema di indagine sopra prospettato, con le sue fasi successive, non sempre è possibile in pratica nelle applicazioni correnti per motivi di tempo e di risorse; spesso le indagini vengono



svolte in un'unica fase, prima dell'inizio della costruzione. In questi casi, sfortunatamente alquanto frequenti, la programmazione e l'esecuzione delle indagini deve essere oggetto di una cura ancora maggiore.

### **2.3. Informazioni richieste alle indagini in sito**

Si assume nel seguito che il lettore abbia una buona conoscenza delle principali tecniche di indagine in sito, dei criteri di interpretazione e dei campi di applicazione. Per informazioni dettagliate, il lettore è rinviato alle Relazioni Generali ed agli Stati dell'Arte negli Atti dei Congressi dell'Associazione Internazionale di Geotecnica (*ISSMGE, International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*), a libri e articoli della letteratura tecnica (ad esempio, Schnaid, 2009), all'attività del Comitato Tecnico della ISSMGE sulle prove in sito (TC102, informazioni sulla *webpage* della ISSMGE). In questa sede, riportiamo una tabella sintetica (Tab. 1) con un elenco delle tecniche più diffuse e dei parametri che possono essere ricavati dai loro risultati, con alcune indicazioni sulla loro utilizzabilità nei diversi terreni e sull'attendibilità delle interpretazioni.

La tabella mostra che attualmente si dispone di tecniche di prova in numero e varietà tali che consentono di indagare il comportamento dei terreni in un campo assai ampio di condizioni. Una buona indagine dovrebbe trarre vantaggio da questa disponibilità, usando il più possibile tecniche complementari e cercando ridondanza nei risultati di prova. Non esiste una regola fissa che indichi quale tecnica usare in ciascun caso, ma poiché la scelta dovrebbe discendere da un'esigenza ben definita, è essenziale partire da una chiara definizione del problema sotto indagine. Ad esempio, per il comportamento altamente non lineare e non elastico dei terreni, la microzonazione sismica di un'area richiederà la definizione di parametri (e l'uso di un modello) completamente diversi da quelli richiesti per calcolare il carico limite di una fondazione. Le tecniche di prova, in conseguenza, dovranno essere diverse.

In sintesi, e tenendo sempre a mente che il grado di dettaglio delle informazioni deve essere correlato alle varie fasi del progetto, le minime informazioni che devono essere ottenute dalle indagini in programma sono:

Tabella 1. *Principali tecniche di prova in sito, impiego e applicabilità in differenti terreni.*

FINALITA' DELLA INDAGINE	TIPO DI INDAGINE	TERRENI A GRANA FINA	SABBIE E GHIAIE
Profilo stratigrafico	Perforazioni di sondaggio	A	A
	CPT	A	A
	CPTU	A	A
	SPT	B - C	B - C
	Sonda di resistività	B - C	B - C
	Pressiometro (PBP, SBP)	B - C	B - C
Regime delle acque sotterranee	Piezometri	B-A (Casagrande)	A
	Celle piezometriche	A	A
	Pozzi, perforazioni	-	A
Permeabilità	Prove di pompaggio	-	A
	CPTU	B	-
Rigidezza a piccole deformazioni	Cross-hole, down-hole	A	A
	MASW	A	A
	SDMT, SCPT	A	A
	Pressiometri (PBP, SBP)	B	B
	CPT, CPTU, SPT		C
Rigidezza a medie deformazioni	Pressiometri (PBP, SBP)	A	A
	DMT	A	A
	CPT	-	B
	SPT		C
	Prove di carico su piastra	B	B
Resistenza a taglio	Pressiometri (PBP, SBP)	A	A
	DMT	A	A
	CPT, CPTU	A	A
	SPT	-	A - B
	Scissometro	A	-
	Prove di carico su piastra	B	B

Note. CPT = penetrometro statico; CPTU = penetrometro statico con trasduttore per la misura di pressione neutra; SCPT = CPT sismico; MASW = Analisi spettrale multicanale di onde di superficie; DMT = dilatometro piatto; SDMT = DMT sismico; PBP = pressiometro in foro; SBP = pressiometro autopercorante.

Applicabilità: A = elevata; B = moderata; C = ridotta; - = nulla.

- La definizione della stratigrafia in un volume di terreno ragionevolmente maggiore del volume significativo. Questa può essere ottenuta al meglio da tecniche che comportano prove continue, o in modo diretto (per esempio, con perforazioni di sondaggio che permettono il rilievo diretto della stratigrafia del terreno) o in modo indiretto (per esempio, CPT, CPTU, MASW, down-hole). Le prove discontinue (come le SPT) possono integrare queste indicazioni, ma non possono di per sé bastare per la definizione della stratigrafia in quanto esse possono non rilevare qualche caratteristica macrostrutturale di sottili stratificazioni.
- La conoscenza del regime delle acque sotterranee, da ottenere con piezometri e/o celle piezometriche adatte ai terreni in cui sono installate.
- Poiché, come si è accennato, il comportamento dei terreni è largamente determinato dalla loro permeabilità, è della massima importanza ottenere una chiara visione della costituzione del sottosuolo in termini di granulometria, essendo la permeabilità legata essenzialmente al contenuto di frazioni fini. I mezzi migliori a tal fine sono certamente le perforazioni di sondaggio, le CPT e le DMT. Una volta che la permeabilità dei diversi strati sia stata quantificata, sarà possibile fare una distinzione tra terreni che rispondono alle prove in condizioni non drenate e quelli che invece rispondono immediatamente in modo drenato. Questo orienterà nella scelta delle tecniche di indagine e di interpretazione dei risultati. Per esempio, l'interpretazione di una prova CPT in termini di parametri di resistenza sarà diversa per i terreni a grana fina o a grana grossa. Nel primo caso, i risultati saranno usati per stimare la resistenza a taglio non drenata  $s_u$  in termini di tensioni totali; nel secondo, per stimare l'angolo di resistenza a taglio  $\varphi'$  in termini di tensioni efficaci. Un'errata classificazione dei terreni in termini di permeabilità porterebbe quindi ad una errata interpretazione dei risultati delle prove, con ovvi e pericolosi effetti sull'attendibilità dei susseguenti calcoli geotecnici.
- Parametri meccanici. Possono essere definite tre classi di parametri: a piccole deformazioni, a medie deformazioni, a grandi deformazioni (o a rottura). Questi, almeno con riferimento ai modelli di interpretazione più semplici, sono appropriati per diverse classi di problemi geotecnici: rispettivamente analisi

sismiche, calcoli di cedimenti, calcoli a rottura. Il progettista, quindi, deve scegliere la tecnica d'indagine congruente con gli obiettivi del progetto. Nel caso sia previsto l'uso di modelli più complessi, la scelta deve essere condizionata anche dalla conoscenza di tali modelli, affinché la definizione dei parametri costitutivi risulti affidabile.

#### **2.4. Regime delle acque sotterranee**

La pressione neutra in un punto nel sottosuolo viene misurata con piezometri o celle piezometriche; la misura è basata sul raggiungimento dell'equilibrio idraulico fra l'interno dello strumento e l'acqua nel terreno circostante, equilibrio che viene attinto con un flusso di acqua dal terreno verso lo strumento. Il tempo necessario per tale flusso dipende dal volume totale di acqua che deve essere spostato (caratteristica dello strumento) e dalla velocità dell'acqua (caratteristica del terreno). Poiché la permeabilità (e quindi la velocità dell'acqua) può variare di molti ordini di grandezza, per avere misure affidabili è molto importante usare strumenti che garantiscono il raggiungimento dell'equilibrio in un tempo accettabile. I piezometri a tubo aperto possono allora essere impiegati nelle sabbie e ghiaie, mentre nei terreni meno permeabili (limi, argille) si adotteranno piezometri Casagrande o celle piezometriche.

Per definire il regime delle acque sotterranee, è necessario conoscere il valore della pressione neutra in un certo numero di punti; la profondità e la posizione di tali punti dipendono dal problema in esame. Come indicazione di carattere generale, è sempre buona norma disporre più di un punto di misura lungo una stessa verticale (e cioè, nella stessa perforazione), avendo cura di realizzare un efficace isolamento idraulico fra i diversi strumenti. Se l'installazione è stata eseguita in modo efficace e gli strumenti sono compatibili con il tipo di terreno in esame, le diverse misure locali permetteranno di determinare l'andamento della quota piezometrica con la profondità (si rammenta che la quota piezometrica è la somma algebrica della quota geometrica e dell'altezza d'acqua corrispondente alla pressione misurata). Una quota piezometrica costante con la profondità implica che non vi è alcun moto di acqua in direzione verticale e che si è in condizioni

idrostatiche. Al contrario, una variazione indica un moto dell'acqua o l'esistenza di differenti regimi idraulici in zone del sottosuolo separate da strati di ridotta permeabilità. Nel caso di regime non idrostatico, è buona norma procedere ad un esame di maggior dettaglio disponendo altri punti di misura a differenti profondità lungo altre verticali.

## **2.5. Definizione del modello geotecnico**

Il progetto di una fondazione è basato su un modello del sottosuolo che viene trattato con metodi analitici, numerici o empirici facendo uso di parametri che rappresentano la risposta del terreno alle variazioni di sforzi indotte dai carichi. Questi parametri sono dunque parte del *modello geotecnico*, che differisce dal *modello geologico*. Quest'ultimo ha lo scopo di identificare le *unità geologiche*, la loro origine e tutte le loro caratteristiche peculiari, come stratificazione, giunti, faglie etc., e fornisce informazioni cruciali per prevedere rischi di natura geologica o idrogeologica. Il modello geotecnico, invece, è una schematizzazione del sottosuolo volta a permettere specifici calcoli, il che comporta la quantificazione del comportamento dei terreni presenti nel sottosuolo attraverso i valori dei loro parametri fisici e meccanici rilevanti ai fini del problema in esame. Il modello geotecnico e quello geologico sono naturalmente strettamente correlati, anche se possono differire per alcuni aspetti.

Un singolo strato di argilla, avente un'unica origine geologica, può essere suddiviso nel modello geotecnico in strati differenti, se per esempio è caratterizzato da un grado di sovraconsolidazione che varia significativamente con la profondità. In altri casi, dettagli stratigrafici del modello geologico possono essere rilevanti o meno, e quindi inclusi o no, nel modello geotecnico in dipendenza dal problema in esame: ad esempio, un sottile strato drenante di sabbia interposto fra spessi strati di argilla può essere ignorato nel modello geotecnico se il meccanismo critico che si sta analizzando è una rottura per carico limite della fondazione, che sarà governata dalla resistenza non drenata degli strati argillosi. Al contrario, se il meccanismo sotto analisi nello stesso terreno è il cedimento della fondazione e, soprattutto, il tempo necessario al suo completo sviluppo, il sottile strato drenante

giocherà un ruolo molto importante, perché renderà molto più rapido il processo di consolidazione, mentre sarà nuovamente irrilevante nella valutazione del valore finale del cedimento.

### **3. Esigenze di base per l'analisi e il progetto di una fondazione**

#### **3.1. Il sistema terreno – fondazione - sovrastruttura**

Una fondazione è parte di un sistema, costituito dalla struttura in elevazione, dalla stessa fondazione e dal terreno compreso nel volume significativo. In linea di principio, tale sistema dovrebbe essere analizzato nella sua interezza; ma essendo una tale analisi molto complicata, in pratica quasi sempre il sistema si divide in due parti: da un lato l'insieme fondazione – sottosuolo, e dall'altro la struttura in elevazione. Così facendo, si assume implicitamente che le azioni trasmesse dalla sovrastruttura alla fondazione siano note; le si calcola come reazioni vincolari ottenute analizzando la sovrastruttura come se fosse a vincoli fissi alla base, o addirittura semplicemente per aree di influenza.

Nella maggior parte dei casi, tuttavia, le strutture in elevazione sono iperstatiche, e quindi le forze e i momenti trasmessi alla fondazione sono quantità incognite che dipendono dagli spostamenti della fondazione stessa; questi a loro volta dipendono dalle caratteristiche della struttura di fondazione, dalla stratigrafia e dalle proprietà meccaniche dei terreni nel volume significativo. Dividendo il sistema complessivo in due sottosistemi, i carichi che vengono usati per il progetto della fondazione sono solo una valutazione approssimata dei carichi reali. In uno con le incertezze connesse alla determinazione dei parametri del terreno, che sono certo maggiori di quelle relative ai materiali da costruzione come acciaio e calcestruzzo, questa è la ragione per cui i coefficienti parziali o globali suggeriti da molte normative (per esempio, gli Eurocodici) per il progetto delle fondazioni sono più alti di quelli adottati per le strutture in elevazione,

Negli ultimi anni, l'introduzione del concetto di stato limite ricorda al progettista che una fondazione - come qualsiasi altra struttura - deve soddisfare un certo numero di requisiti non solo durante la sua vita utile, ma anche durante la sua costruzione. Quando una struttura, o parte di essa, non soddisfa uno o più di tali requisiti, si può dire che è stato raggiunto uno *stato limite*.

In questo capitolo esamineremo i requisiti relativi allo *stato limite ultimo*, nel quale si verifica un meccanismo di collasso nel terreno, e allo *stato limite di servizio*, nel quale gli spostamenti della fondazione provocano la perdita di funzionalità della struttura in elevazione che con essa interagisce.

### **3.2. Stato limite ultimo**

L'analisi dello stato limite ultimo di una fondazione viene eseguita calcolando il carico limite  $q_{ult}$  (detto anche *capacità portante*). La valutazione di  $q_{ult}$  può essere condotta con procedure diverse (teoria della plasticità, analisi limite, equilibrio limite, calcoli numerici, approcci empirici); attualmente il metodo più diffuso ed accettato è quello che verrà presentato nel § 4.2 per le fondazioni dirette e nel § 4.3 per le fondazioni su pali.

La sicurezza nei riguardi dello stato limite ultimo è ottenuta imponendo che il carico di servizio  $q$  agente in fondazione si mantenga al di sotto di una frazione del carico limite  $q_{ult}$ . Dal punto di vista formale, questa disequazione viene oggi espressa dalle norme italiane (NTC 2018) e da quelle europee (EC7) imponendo che la cosiddetta *Azione di progetto* ( $E_d$ ) debba essere non maggiore della *Resistenza di progetto* ( $R_d$ ), intendendo con *Azione* e *Resistenza* il carico di esercizio e quello limite opportunamente modificati (incrementato il primo, ridotto il secondo) da coefficienti parziali e globali.

L'analisi dello stato limite ultimo, necessaria a questa verifica, può apparire relativamente semplice, ma in realtà il progetto di una fondazione è molto più complesso della mera applicazione di una formula di carico limite, e questo a causa delle caratteristiche di comportamento dei terreni. Infatti, il processo di progetto richiede un certo numero di assunzioni sia per la scelta di un modello geotecnico soddisfacente, sia per la definizione di appropriati valori dei parametri del terreno.

Per esempio, nel calcolare il carico limite di una fondazione superficiale su sabbia, è importante scegliere il valore dell'angolo di resistenza a taglio tenendo conto del grado di addensamento della sabbia e del livello di sforzo che si verifica nel terreno perché - come è noto - anche piccole variazioni di  $\varphi'$  danno luogo a variazioni molto rilevanti del carico limite calcolato.



Per fondazioni su argille, il valore operativo della resistenza non drenata  $s_u$  deve essere scelto tenendo conto almeno della sua dipendenza dalla storia precedente degli sforzi e dal percorso di carico (Jamiolkowski *et al.*, 1985). Situazioni più complicate possono presentarsi quando la stratigrafia è non omogenea, come nel caso di variazioni di  $s_u$  con la profondità o in presenza di stratificazioni di caratteristiche diverse (Poulos *et al.*, 2001). È evidente quindi che una buona pratica si fonda non solo sul rispetto formale dei vincoli normativi, ma soprattutto su un appropriato giudizio nella scelta dei parametri del terreno e sulla giusta considerazione delle fonti di incertezza.

### **3.3. Stato limite di servizio**

Nell'affrontare la necessità di mettere in relazione gli spostamenti di una fondazione con i danni o gli inconvenienti che essi provocano nella struttura in elevazione, occorre tener presente che la funzionalità e il danno sono concetti relativi, dipendenti dalla funzione della struttura e perfino dalla percezione degli utenti.

Durante la costruzione di una struttura, quando i carichi progressivamente iniziano ad agire sulla fondazione, si verificano cedimenti, e la parte di struttura già realizzata può subire distorsioni. La rigidità complessiva della struttura in elevazione aumenta con il procedere della costruzione, e quando vengono realizzati i tramezzi e le murature esterne la rigidità aumenta ulteriormente. A questo punto cominciano ad agire i sovraccarichi. Ovviamente, durante il processo di costruzione non tutte le parti della struttura sono soggette alle stesse distorsioni; esse dipendono dall'ubicazione della parte considerata, dalla sua quota, e solo una parte di queste distorsioni interesserà i tramezzi, le murature e le finiture, provocando eventualmente danni architettonici.

Prevedere i danni causati ad una certa struttura dagli spostamenti in fondazione, perciò, è un problema tutt'altro che semplice, perché tali danni dipendono dal progredire nel tempo del processo di costruzione, dal rapporto fra cedimenti istantanei e cedimenti differiti, dal rapporto fra carichi fissi e sovraccarichi. È da ricordare inoltre che i movimenti di una struttura dipendono

anche da cause diverse dagli spostamenti della fondazione, come il creep, il ritiro e la temperatura.

La configurazione deformata di una fondazione può essere definita (Fig. 4) dal cedimento  $w$ , dal cedimento massimo  $w_{max}$ , dal cedimento differenziale  $\delta$ , dall'inflessione  $\Delta$ , dalla distorsione angolare  $\beta$ , del rapporto di inflessione o curvatura  $\Delta/L$ . I valori di  $\delta$ ,  $\Delta$ ,  $\beta$ ,  $\Delta/L$  sono riferiti a due punti della fondazione, che non devono necessariamente corrispondere con le sue estremità; per esempio,  $(\Delta/L)_{CB} = \Delta_{CB}/L_{CB}$ . Ovviamente, quindi, il valore massimo di  $\Delta/L$  non corrisponde necessariamente al valore massimo di  $\Delta$ .

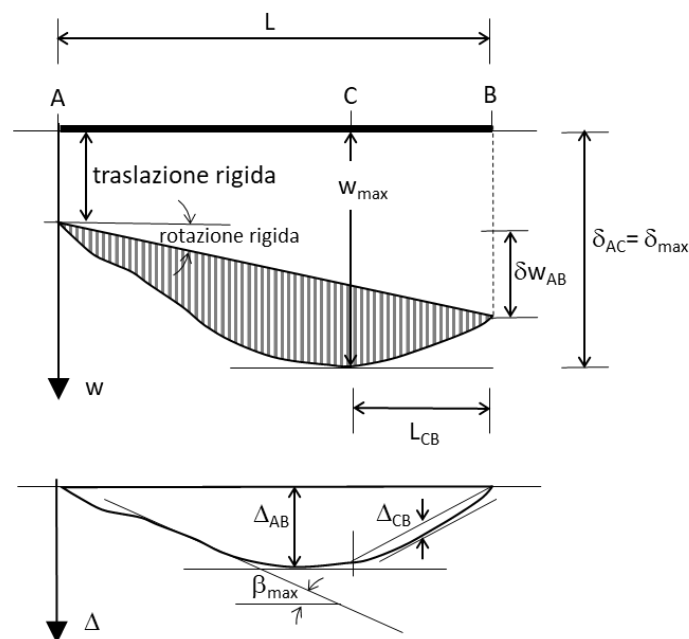


Figura 4. Parametri geometrici caratterizzanti la deformazione di una fondazione.

L'esperienza ha mostrato che i danni alla struttura in elevazione sono determinati dai valori delle grandezze  $\delta$ ,  $\beta$  e  $\Delta/L$ , più che dai valori del cedimento  $w$ .

Per quanto riguarda lo stato limite di servizio, il progetto richiede che i cedimenti assoluti e differenziali di una fondazione rimangano al di sotto dei loro valori ammissibili. Indicazioni su tali valori ammissibili sono state fornite da molti Autori. O'Brien (2012) ha estratto dall'insieme di tali indicazioni i valori riportati nella Tab. 2. L'uso di un'unica grandezza, come la distorsione angolare o il rapporto di inflessione, per prevedere i danni alla struttura in elevazione, trascura molti fattori importanti relativi alla struttura stessa (rigidezza a taglio e a flessione,

configurazione geometrica), al sottosuolo (terreni a grana fina o grossa, e relative differenze nella velocità di cedimento), al profilo dei cedimenti (ad esempio, con concavità verso l'alto o verso il basso), alla presenza di deformazioni orizzontali.

Tabella 2. Valori degli spostamenti ammissibili (modificato da O'Brien, 2012).

TIPO DI STRUTTURA	TIPO DI DANNO	CRITERIO	VALORI SUGGERITI	COMMENTI
Edifici intelaiati e murature rinforzate	ULS per danno strutturale	Distorsione angolare	1/150 ÷ 1/250	Problemi di ULS a questi valori
Edifici intelaiati e murature rinforzate	SLS Fessure dei muri e rompenti	Distorsione angolare	1/300 ÷ 1/500	Problemi di SLS a questi valori
Murature non rinforzate	Inizio fessurazioni visibili	Rapporto di inflessione	Concavità verso l'alto: 1/2500 (L/H = 1) 1/1250 (L/H = 5) Concavità verso il basso : 1/5000 (L/H = 1) 1/2500 (L/H = 5)	Con questi valori, danni lievi; possibili movimenti maggiori H = altezza L = lunghezza dell'edificio
Serbatoi metallici per liquidi	SLS di perdite	Distorsione angolare	1/300 ÷ 1/500	
Impianti	SLS	Cedimento massimo	150 mm	Meno per reti di gas
Binari di gru	SLS sul funzionamento	Distorsione angolare	1/300	Dipende dalla particolare gru
Pavimenti, piastre	SLS sul drenaggio	Distorsione angolare	1/50 ÷ 1/100	Dipende dal caso specifico
Cataste di elementi	ULS collasso	Rotazione	1/100	
Macchinari	SLS sul funzionamento	Distorsione angolare	1/300 ÷ 1/5000	Dipende dal tipo di macchinario
Torri, edifici alti	Aspetto	Rotazione	1/250	Rotazioni maggiori visibili
Ascensori e scale mobili	SLS funzionalità	Rotazione	1/200 ÷ 1/2000	Rotazione dopo l'installazione
Ponti	SLS	Distorsione angolare	1/250 ÷ 1/500	Dipende dal tipo di impalcato
Ponti	SLS	Cedimento massimo	60 mm	Valore tipico
Ponti	SLS apparecchi di appoggio	Spostamenti orizzontali	40 mm	Valore tipico

## 4. Fondazioni superficiali o dirette

### 4.1 Tipologia

La fondazione diretta è la scelta più naturale e conveniente quando vi sia un terreno adatto a profondità sufficientemente ridotta da essere raggiungibile con uno scavo.

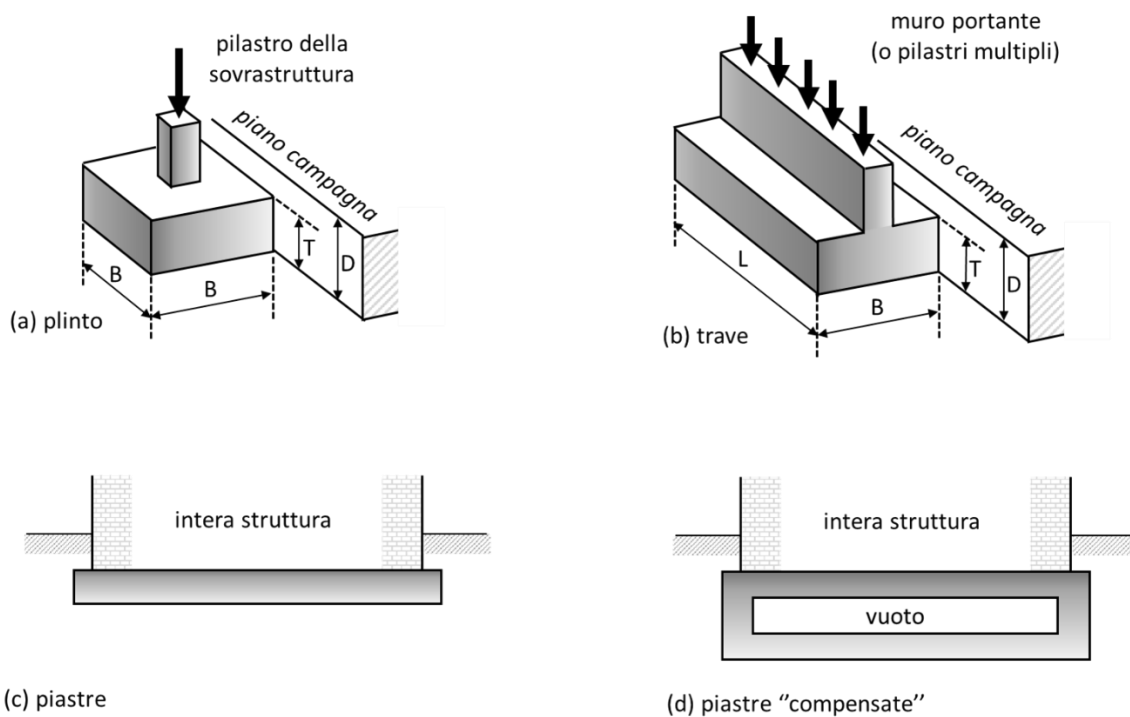


Figura 5. Principali tipologie di fondazioni dirette.

I tipi di fondazioni dirette sono schematicamente rappresentati in Fig. 5. Il *plinto* (Fig. 5a) può essere quadrato, rettangolare o circolare, e generalmente sostiene uno o due pilastri. La *trave* di fondazione (Fig. 5b) è adoperata per sostenere una fila di pilastri relativamente vicini o un muro portante; la lunghezza  $L$  di una trave di fondazione è in genere molte volte maggiore della sua larghezza  $B$ . Una *piastra* di fondazione sostiene l'intera struttura o una sua parte principale. Una *fondazione compensata* è una piastra alleggerita da vuoti, in modo da ridurre l'incremento di pressione trasmesso al terreno.

Il progetto di una fondazione richiede, come già ricordato, che vengano evitate due situazioni limite: lo stato limite ultimo ULS (v. § 4.2), in corrispondenza del quale si verifica un meccanismo di collasso nel terreno, e lo stato limite di servizio SLS (v. § 3.3), raggiunto il quale gli spostamenti della fondazione fanno venir meno la funzionalità della struttura sovrastante. Definiti i carichi esercitati dalla struttura in elevazione sulla fondazione, le dimensioni in pianta e la profondità della fondazione devono essere stabilite in modo da ottenere un carico unitario di esercizio che soddisfi tali requisiti.

#### 4.2 Carico limite

Come accennato in precedenza, la sicurezza nei riguardi dello stato limite ultimo viene assicurata calcolando il carico limite  $q_{ult}$  e verificando che il carico di esercizio  $q$  non ecceda un'aliquota del suo valore, utilizzando la già citata disuguaglianza  $E_d \leq R_d$  (vedi § 3.2).

L'espressione comunemente adottata per il carico limite è:

$$q_{ult} = N_q \gamma D + N_c c + N_\gamma \gamma \frac{B}{2} \quad (9)$$

nella quale  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$  sono coefficienti adimensionali funzione dell'angolo di resistenza a taglio  $\phi$  del terreno,  $\gamma$  è il peso dell'unità di volume e  $c$  la coesione del terreno,  $D$  la profondità del piano di posa della fondazione rispetto al terreno circostante e  $B$  la sua larghezza (Fig. 5).

La formula è valida per fondazione a striscia indefinita (problema di deformazione piana) sotto carico verticale e centrato, poggiante su di un sottosuolo omogeneo con superficie orizzontale. Una differente forma della fondazione, carichi inclinati e/o eccentrici, superficie del terreno inclinata, vengono portati in conto con coefficienti correttivi; in proposito ci si può riferire ai manuali di Fondazioni (Salgado, 2008; Fleming *et al.*, 2009; Burland *et al.*, 2012). La formula viene qui riportata essenzialmente per sottolineare che il carico limite di una fondazione non è una proprietà del terreno, come malauguratamente ancora

talvolta si crede, ma dipende anche dalla geometria della fondazione, dai carichi applicati ecc.

La valutazione del carico limite deve essere condotta assumendo condizioni non drenate per terreni di fondazione a grana fina, e condizioni drenate in presenza di sabbie e ghiaie. Nel primo caso la (8) deve essere applicata in termini di tensioni totali e la resistenza del terreno è caratterizzata da un valore della resistenza non drenata  $s_u$ ; in queste condizioni la (8) assume la forma:

$$q_{u,ult} = \gamma D + 5,14 s_u \quad (10)$$

In condizioni drenate la (9) deve essere applicata in termini di tensioni efficaci, e la resistenza del terreno è caratterizzata da una intercetta  $c' = 0$  e da un angolo di attrito  $\varphi'$ ; l'espressione assume quindi la forma:

$$q_{ult} = N_q \gamma D + N_\gamma \gamma \frac{B}{2} \quad (11)$$

nella quale  $q_{ult}$  rappresenta il carico efficace sulla fondazione (e cioè il carico totale meno l'eventuale sottospinta), il termine  $\gamma D$  rappresenta la tensione efficace verticale alla profondità  $D$  del piano di posa e, se il piano di posa della fondazione si trova alla profondità del pelo libero della falda o più in profondità, il valore di  $\gamma$  da introdurre nel secondo termine è quello  $\gamma'$  del peso di volume immerso.

Con l'eccezione delle fondazioni di piccole dimensioni su argille consistenti, comunque, il dimensionamento finale di una fondazione è determinato dalla verifica a stato limite di servizio piuttosto che da quella a stato limite ultimo, e cioè da considerazioni di cedimenti piuttosto che di carico limite.

### **4.3 Previsione dei cedimenti**

Un elemento strutturale di acciaio è assoggettato a tensione di esercizio dell'ordine di  $2 \times 10^2$  MPa; con un modulo di Young di  $2 \times 10^5$  MPa, si verifica una deformazione unitaria di 0,1%. Un elemento di calcestruzzo ha tensioni di esercizio dell'ordine di

10 MPa, modulo di  $10^4$  MPa e quindi ancora una deformazione di 0,1%. L'integrazione di tensioni siffatte conduce a spostamenti di pochi millimetri.

In un terreno, lo sforzo è dell'ordine di 0,1 MPa (tra l'altro, è questo che rende necessaria una fondazione!), il modulo di rigidezza di 10 MPa e quindi la deformazione dell'ordine dell' 1%. L'integrazione di tali deformazioni estesa al volume significativo conduce a spostamenti dell'ordine di centimetri o di decimetri. È per questo che la previsione degli spostamenti di una fondazione e un giudizio sulla loro ammissibilità costituisce un passo fondamentale del progetto.

Nella stragrande maggioranza dei casi si ha a che fare con carichi verticali e spostamenti verticali; questi ultimi vengono detti *cedimenti*.

La previsione dei cedimenti si presenta con caratteri diversi nei terreni a grana fina ed in quelli a grana grossa. Nel primo caso (sottosuolo costituito da limi e argille), l'applicazione del carico avviene in condizioni essenzialmente non drenate, in quanto i tempi di costruzione di un'opera sono in genere molto più brevi del tempo necessario per una sostanziale dissipazione delle sovrappressioni neutre indotte. Al termine della costruzione si verifica un cedimento *immediato* o *non drenato*  $w_o$ , risultato di un campo di deformazioni distorsionali a volume costante. Dopo il termine della costruzione inizia un processo di consolidazione, con dissipazione delle sovrappressioni neutre e deformazioni volumetriche, che termina in una situazione finale con sovrappressioni nulle ed un cedimento finale somma di quello immediato e di quello *differito* o *di consolidazione*  $w_c$ :

$$w = w_o + w_c \quad (12)$$

Le proprietà meccaniche dei terreni a grana fina possono essere determinate in modo accurato con prove di laboratorio su campioni indisturbati, o anche con prove in sito; di conseguenza, i cedimenti possono essere calcolati con i classici procedimenti della Meccanica dei Terreni. Poiché il cedimento istantaneo è il risultato di un processo di deformazione non drenata, esso viene valutato in termini di tensioni totali, facendo quindi uso delle caratteristiche non drenate del terreno. Per il cedimento di consolidazione, al contrario, si opera in termini di tensioni efficaci e di parametri di deformabilità drenati. Anche in condizioni geometriche non

edometriche, si può adoperare con buoni risultati il cosiddetto *metodo edometrico*, basato sulla semplice e affidabile prova edometrica e diffusamente illustrato in trattati e manuali.

Sia la teoria che l'evidenza sperimentale disponibile su opere in vera grandezza mostrano che nei terreni argillosi sovraconsolidati e consistenti il cedimento istantaneo costituisce in media dal 50% al 60% del cedimento finale totale. Inoltre, in tali terreni il processo di consolidazione è relativamente rapido. Per tali motivi la previsione del cedimento istantaneo è importante in pratica. Al contrario, in argille poco o mediamente consistenti (depositi normalmente consolidati o debolmente sovraconsolidati) il cedimento immediato è molto meno importante, essendo in media dell'ordine di 10% del cedimento totale ed essendo molto più lento il processo di consolidazione.

Alcuni dati sui cedimenti di fondazioni dirette su argille sovraconsolidate sono riportati nella Fig. 6, che può essere utilizzata efficacemente sia in fase di predimensionamento (assegnando cioè un valore di tentativo, basato sull'esperienza, al carico unitario di esercizio  $q_{es}$  e al massimo cedimento che si intende accettare, per una stima di primo tentativo della dimensione  $B$  della fondazione), sia per una stima del massimo valore del cedimento atteso.

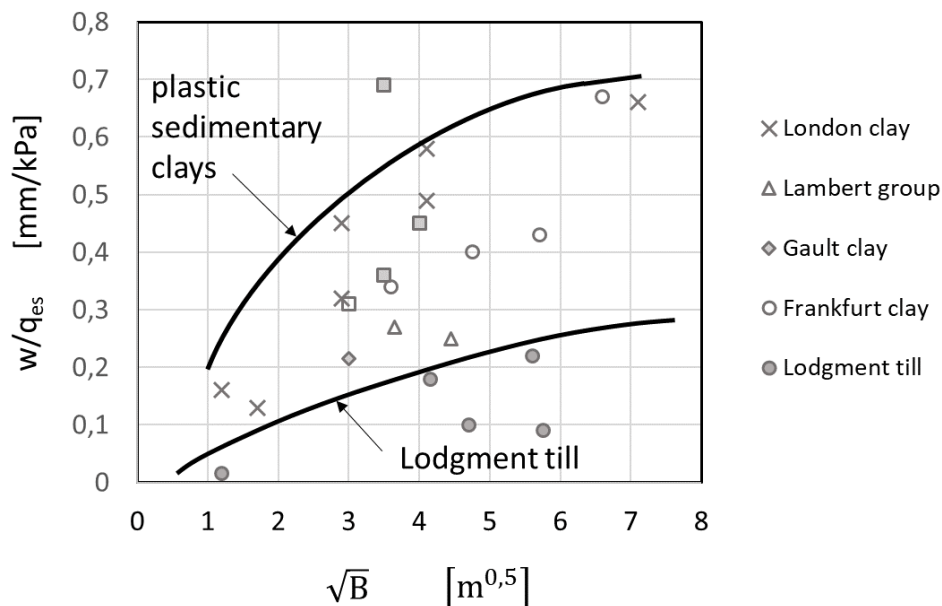


Figura 6. Cedimenti  $w$  osservati in argille sovraconsolidate. La larghezza  $B$  della fondazione è espressa in  $m$ , il carico unitario di esercizio  $q_e$  in  $kPa$ , il cedimento  $w$  in  $mm$  (modificata da O'Brien e Farooq, 2012).



Simons e Som (1980), a seguito di un ampio esame dell'evidenza sperimentale, forniscono per le fondazioni superficiali su terreni a grana fina le seguenti indicazioni:

Per argille sovraconsolidate:

$$w_o = (0,5 \div 0,6) w_{ed}$$

$$w_c = (0,4 \div 0,5) w_{ed}$$

$$w = w_{ed}$$

Per argille normalmente consolidate:

$$w_o = 0,1 w_{ed}$$

$$w_c = w_{ed}$$

$$w = 1,1 w_{ed}$$

Se il sottosuolo è costituito essenzialmente da terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie), il cedimento si verifica immediatamente all'atto dell'applicazione dei carichi e raggiunge quindi il suo valore finale al termine della costruzione; il processo è completamente drenato. I cedimenti finale ed immediato sono quindi praticamente coincidenti, a meno di incrementi differiti nel tempo, sempre possibili anche in terreni a grana grossa. Inoltre, in questi terreni non è possibile prelevare campioni indisturbati per l'esecuzione di prove di laboratorio e quindi i metodi per il calcolo dei cedimenti sono basati su correlazioni con prove in sito come SPT e CPT.

Osservazioni sperimentali su opere in vera grandezza sono state condotte da Burland et al (1977) e sono riportate in Fig. 7, alla quale si applicano le stesse considerazioni svolte per la Fig. 6.

Se sono necessari calcoli dei cedimenti più approfonditi, i metodi più diffusi sono quello di Burland e Burbidge (1985) basato sullo SPT e quello di Schmertmann *et al.* (1978) basato sul CPT; essi sono ampiamente descritti in trattati e manuali. Sulla base delle evidenze sperimentali, questi metodi prevedono esplicitamente che il cedimento possa aumentare nel tempo anche dopo il termine costruzione, sebbene il processo sia, come detto in precedenza, completamente drenato.

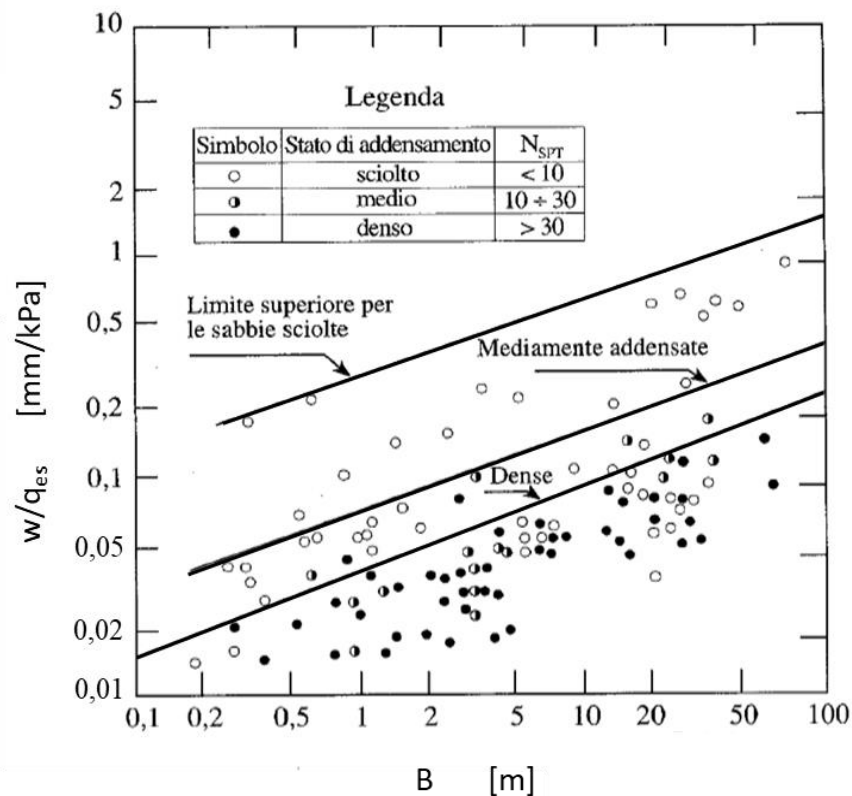


Figura 7. Curve di involuppo che esprimono il massimo cedimento  $w_{max}$  in funzione della larghezza della fondazione  $B$  per diversi valori del numero medio di colpi  $N$  di SPT in uno spessore di terreno al di sotto del piano di posa della fondazione pari a  $1,5B$ . cedimenti osservati in sabbie e ghiaie (modificato da Burland et al., 1977). Secondo gli Autori, il cedimento atteso è circa la metà del valore massimo ricavato dalle curve in figura. Il cedimento così calcolato non tiene conto dei possibili effetti del tempo, che devono essere considerati utilizzando le indicazioni di Burland e Burbidge (1985).

Si è già accennato che i danni alla struttura in elevazione sono determinati non tanto dal valore del cedimento, ma piuttosto da quelli di  $\delta, \beta, \Delta/L$ . I massimi valori attesi del cedimento differenziale e della distorsione angolare, da paragonare con quelli ammissibili, sono molto difficili da ottenere a mezzo di un'analisi deterministica, in quanto essi dipendono in modo assai marcato da fattori casuali, come la variabilità spaziale delle proprietà dei terreni, le tecniche e la storia della costruzione, la distribuzione dei sovraccarichi. E' quindi utile, almeno in prima approssimazione, far ricorso a relazioni empiriche fra i parametri di distorsione e parametri che invece possono essere valutati in modo attendibile, come il

cedimento. Nella Fig. 8, ad esempio, sono riportati gli involupei dei massimi valori osservati del cedimento differenziale  $\delta$  in funzione del cedimento massimo  $w_{max}$ .

Analogamente, nella Fig. 9 sono riportati i valori osservati della massima rotazione relativa  $\beta_{max}$ , sempre in funzione del cedimento massimo  $w_{max}$ .

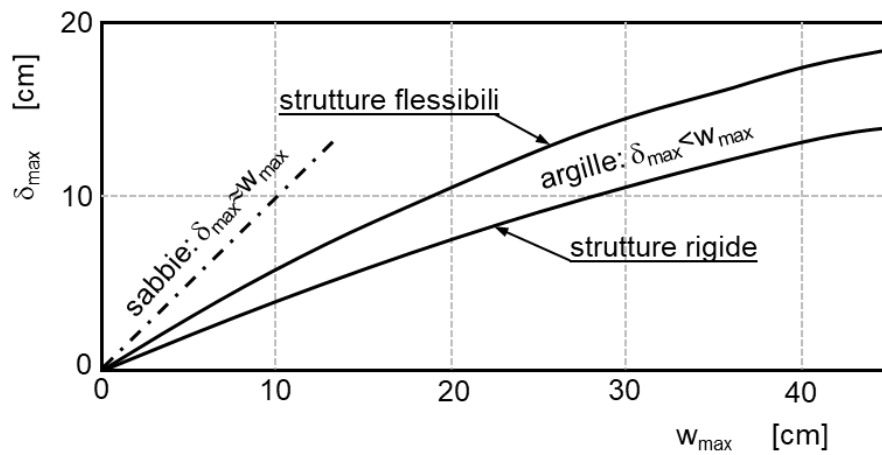


Figura 8. Correlazione fra cedimento massimo  $w_{max}$  e massimo cedimento differenziale atteso  $\delta_{max}$  (modificata da Viggiani, 1999).

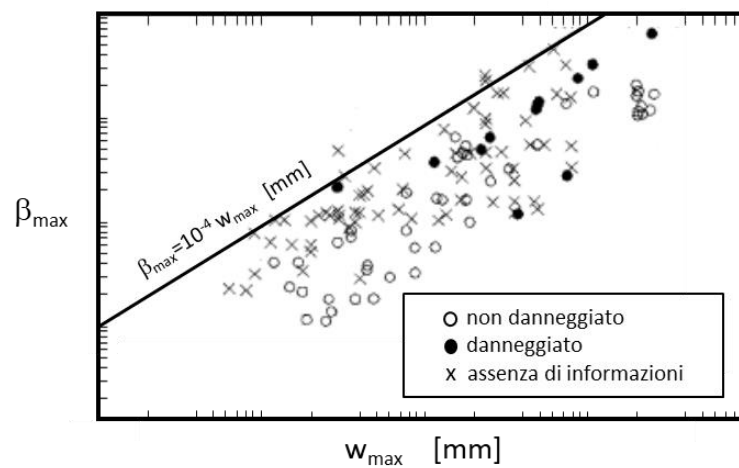


Figura 9. Correlazione fra cedimento massimo e rotazione relativa massima, con relativo involucro (modificata da Viggiani, 1999).

L'involucro dei dati di Fig. 9 può essere rappresentato dall'espressione:

$$\beta_{max} = 10^{-4} w_{max} (mm) \tag{13}$$

## 5. Fondazioni su pali

### 5.1. Introduzione

Lo sviluppo dei macchinari e delle tecniche costruttive e il bisogno di utilizzare per le costruzioni anche aree con condizioni di sottosuolo sfavorevoli ha condotto, soprattutto negli ultimi decenni, ad un rapido sviluppo dell'industria dei pali di fondazione. Oggi si dispone di pali che vanno dai micropali con diametri di 150 ÷ 250 mm e portate di 100 ÷ 200 kN ai pali trivellati di grande diametro (fino a 2,5 ÷ 3 m) e ai pali tubolari d'acciaio delle strutture offshore con diametri fino a 3 m, lunghezze di molte decine di m e talvolta di oltre 100 m e portate di molte migliaia, e talvolta decine di migliaia, di kN.

Alcune delle principali situazioni nelle quali si fa ricorso a fondazioni su pali sono riportate schematicamente in Fig. 10.

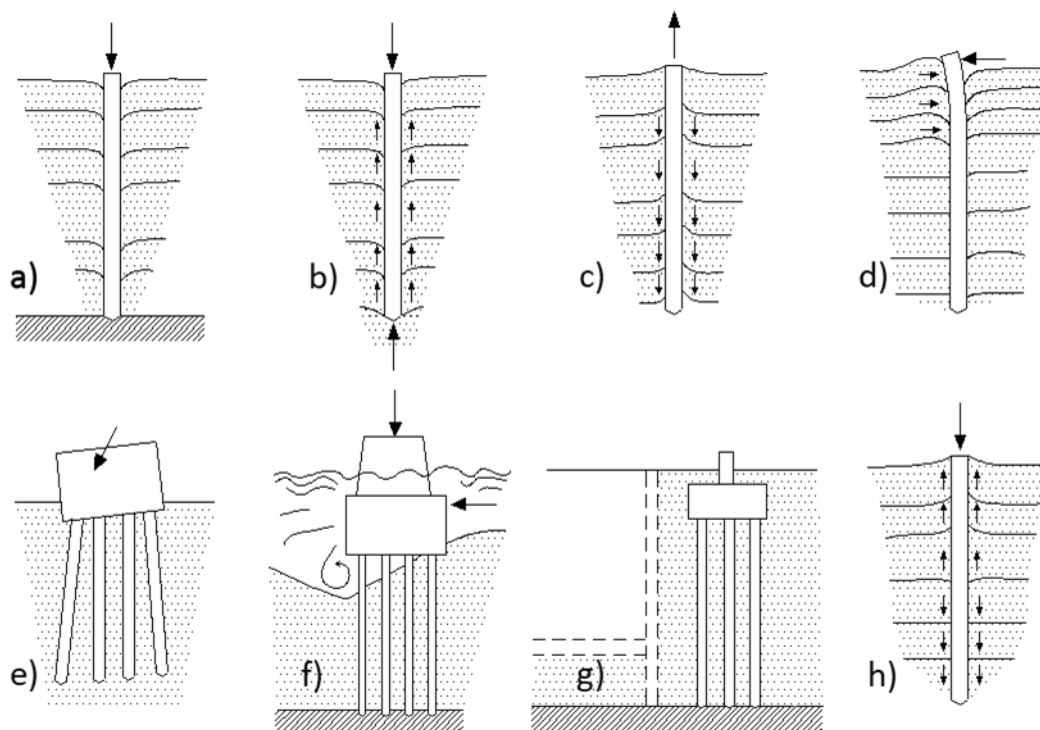


Figura 10. Casi tipici per l'adozione di una fondazione su pali (modificata da Vesic, 1977).

Il caso più frequente è quello in cui i terreni superficiali sono di caratteristiche scadenti e i pali trasmettono i carichi a terreni di migliori caratteristiche in profondità (Fig. 10a); si parla di pali portanti di punta o di palificata a castello. Se non si rinviene uno strato di buone caratteristiche entro una profondità ragionevole, i pali trasmettono gradualmente il carico per attrito laterale (pali sospesi, Fig. 10b).

L'attrito laterale può reagire anche a sforzi diretti verso l'alto (pali a trazione, Fig. 10c). Le azioni orizzontali possono essere assorbite da pali che lavorano a flessione e taglio (Fig. 10d) o da gruppi di pali che includono pali inclinati (Fig. 10e). I pali sono anche molto efficaci nelle pile da ponte per prevenire le conseguenze dell'erosione del fondo (*scour*, Fig. 10f) o quelle di futuri scavi in aderenza (Fig. 10g). In terreni rigonfianti o collassabili, infine, i pali possono trasmettere i carichi a terreni profondi non influenzati dalle variazioni stagionali del contenuto d'acqua (Fig. 10h).

Il terreno circostante il fusto del palo, attraverso il quale si esercita la resistenza laterale, e quello al di sotto della punta, sede della resistenza di punta, sono ambedue influenzati in modo assai marcato dall'esecuzione del palo. Il comportamento di un palo, quindi, dipende fortemente dalla relativa tecnica di installazione. E' questo l'aspetto principale che differenzia i pali dalle fondazioni dirette.

Per questo motivo, nel caso dei pali le previsioni basate sulle teorie della Meccanica dei Terreni sono molto poco significative; tutto ciò che può farsi in pratica è di applicare le teorie utilizzando una serie di coefficienti correttivi basati sull'esperienza e sui risultati di prove di carico in vera grandezza, eventualmente su pali strumentati. Una oculata scelta di questi coefficienti richiede però la conoscenza e una chiara comprensione delle tecniche di installazione dei vari tipi di palo; a questo argomento è quindi dedicato il paragrafo che segue.

## **5.2. Principali tipi di palo**

Il numero di pali brevettati disponibili sul mercato è molto elevato, e aumenta continuamente per l'introduzione di nuovi macchinari e procedimenti o perfezionamenti delle tecniche esistenti; in ogni caso, però, è importante avere una

chiara comprensione delle principali tecniche di installazione dei pali e delle loro conseguenze sul comportamento degli stessi, in quanto la scelta del più adatto tipo di palo rappresenta un passo assai importante del progetto.

I pali di fondazione possono essere classificati in vario modo.

- Rispetto alle *dimensioni*, essi sono generalmente suddivisi in pali di piccolo diametro ( $d \leq 250$  mm), medio diametro ( $300\text{mm} \leq d \leq 800$  mm), grande diametro ( $d \geq 800$  mm). Questi limiti, naturalmente, sono largamente convenzionali ma possono essere utili perché alle differenti dimensioni possono corrispondere criteri di progetto un po' diversi.
- Rispetto al *materiale* di cui sono costituiti, si dividono in: pali *di legno*, *prefabbricati di calcestruzzo* (vibrati, centrifugati, precompressi), di *calcestruzzo gettato in opera*, di *acciaio*.

Le *tecnologie esecutive*, in realtà, sono il più importante fattore di differenza. La distinzione fondamentale è quella tra i pali realizzati senza asportazione di terreno (*pali battuti*, o *infissi*, o *a spostamento*) e quelli per i quali si ha asportazione e sostituzione del terreno (*pali trivellati*). Esistono poi tipi di pali intermedi fra questi, quali ad esempio i pali trivellati a elica continua o a vite.

Alcuni dei pali più diffusi sono elencati nella Tab. 3; vi sono anche riportate alcune denominazioni commerciali perché adottate universalmente o perché molto diffuse nel nostro Paese.

I principali vantaggi e svantaggi dei diversi tipi di pali possono essere riassunti come segue.

I pali a spostamento sono generalmente adatti nei terreni incoerenti, in quanto la loro installazione comporta un addensamento dei terreni circostanti ed un incremento delle tensioni orizzontali, che si traducono in un incremento della resistenza e della rigidità del terreno, e quindi del palo.

Al contrario, il loro uso nei terreni a grana fina deve essere considerato con cautela, in quanto la loro installazione rimaneggia il terreno circostante ed induce elevate sovrappressioni neutre.

I pali battuti prefabbricati non sono soggetti a strizioni o spancamenti del getto, e la loro integrità può essere controllata dopo l'infissione. La loro installazione non è influenzata dalla presenza di falde idriche, e possono essere utilizzati anche con

una parte fuori terra che funge da pilastro per strutture in acque basse, come moli o pontili di attracco. Fra gli svantaggi vi sono i limiti nel diametro e nella lunghezza, la quale fra l'altro non può essere variata agevolmente per adattarsi a variazioni stratigrafiche del sito. Questi pali non possono essere infissi in terreni che includono trovanti lapidei o strati molto addensati e cementati. Il rumore e le vibrazioni generate dall'infissione possono essere inaccettabili, specialmente in ambiente urbano; lo spostamento laterale di terreno durante l'infissione può sollevare i pali circostanti o danneggiare strutture adiacenti. Non sono impiegabili in ambienti con copertura a ridotta altezza.

Tabella 3. *Principali tipi di palo.*

Pali trivellati di piccolo, medio e grande diametro	Trivellati a percussione o a rotazione, con o senza rivestimento, con o senza fanghi bentonitici, con o senza base allargata. Trivellati a elica continua (CFA), con calcestruzzo o malta iniettata dalla tubazione durante l'estrazione	
Pali a spostamento parziale di piccolo, medio e grande diametro	Pali a piccolo spostamento (profilati di acciaio infissi, tubi aperti inferiormente con rimozione del terreno all'interno, rivestimento recuperato dopo il getto). Trivellati a elica continua con tubo centrale di diametro elevato, estratto con parziale rimozione del terreno ma che permette la collocazione di una gabbia di armatura prima del getto (PressoDrill)	
Pali a spostamento battuti, infissi di piccolo e medio diametro	Prefabbricati	Legno Calcestruzzo armato, centrifugato, precompresso Acciaio: tubi chiusi inferiormente; tubi aperti senza rimozione del tappo che si forma
	Gettati in opera	Tubi di acciaio o calcestruzzo con fondo chiuso, infissi con mandrino e riempiti di calcestruzzo (Raymond, West) Con rivestimento recuperato e base espansa (Franki) Pali a vite a spostamento (Atlas, Fundex, Omega)

Fra i vantaggi dei pali battuti gettati in opera va considerata in primo luogo la possibilità di variare la lunghezza per adattarla alla stratigrafia del sito. In generale è possibile eseguire il getto all'asciutto e in alcuni casi anche avere base allargata.

Rumore e vibrazione possono essere significativamente ridotti con magli che operano all'interno della tubazione di rivestimento. D'altro canto, invece, il getto può essere danneggiato nei pali a rivestimento recuperato da terreni soffici che provochino strizione del fusto, o da flusso di acque artesiane. La lunghezza di alcuni tipi può essere limitata dalla necessità di estrarre la tubazione di rivestimento.

I pali a vite a spostamento hanno limiti di diametro e lunghezza; inoltre per essi l'armatura deve essere inserita nel getto prima che indurisca.

I pali trivellati, ad eccezione di quelli ad elica continua, generalmente presentano resistenze relativamente basse nei terreni incoerenti, a causa dell'inevitabile allentamento dei terreni al di sotto della punta e intorno al fusto. Fra i loro pregi, il grande campo di disponibilità di lunghezze e diametri, dai micropali ai pali di grande diametro. La lunghezza può essere variata con facilità per adattarla alla stratigrafia del sito; qualsiasi tipo di terreno, inclusi trovanti e strati lapidei, può essere perforato con un'adatta scelta delle attrezzature. Possono essere realizzati senza rumore e vibrazioni e anche in ambienti di ridotta altezza.

Come per tutti i pali gettati in opera, c'è il rischio di danni al getto del fusto in terreni poco consistenti, e bisogna adottare speciali tecniche per il getto in fori pieni d'acqua o di fanghi di perforazione.

### ***5.3. Carico limite di un palo singolo sotto carichi verticali***

Un palo singolo non è un elemento frequente nelle fondazioni (anche se questa pratica si va modificando per la disponibilità di pali di grande diametro e grande capacità), e in genere viene impiegato in gruppi che vanno da pochi pali al di sotto di plinti a sostegno di pilastri fortemente carichi, fino alle grandi piastre che poggiano su centinaia di pali. La pratica di progetto, tuttavia, parte proprio dalla previsione del comportamento (carico limite, cedimento sotto il carico di esercizio) del palo singolo; il comportamento del gruppo di pali viene poi ricavato a partire da quello del palo singolo.

Per minimizzare il costo della struttura di collegamento (plinto, trave, piastra), si tende a disporre i pali del gruppo ad interasse il più ridotto possibile; il limite a



questa tendenza sta nella necessità di non danneggiare, con la costruzione di un palo, quelli circostanti già realizzati. Gli interassi più comuni sono compresi fra  $2,5 d$  e  $3,5 d$ , essendo  $d$  il diametro del palo.

L'esperienza mostra che l'ordine di grandezza del cedimento di un palo singolo sotto un carico assiale prossimo al carico limite varia fra  $0,1 d$  per i pali battuti e  $0,25 d$  per quelli trivellati. Generalmente quindi si assume che il carico limite di un palo possa essere definito convenzionalmente come il carico al quale corrisponde un cedimento del 10% del diametro del palo.

Allo stato attuale, non si può non convenire con Poulos *et al.* (2001) che sia molto difficile raccomandare come il migliore un qualsiasi approccio per la previsione del carico limite di un palo. Considerata la natura del problema, l'approccio più ragionevole sembra essere quello, già in atto, di sviluppare procedure di progetto regionali combinando le esperienze locali dei progettisti e dei palificatori.

Naturalmente, sia il carico limite  $Q_{ult}$ , sia il cedimento  $w$  di un palo singolo sotto il carico di esercizio vengono determinati nel modo migliore con una prova di carico in vera grandezza su di un palo prototipo. Si tratta, sfortunatamente, di prove che solo di rado possono essere eseguite in fase di progetto, per il loro costo e per altre difficoltà (accessibilità al sito, disponibilità dell'impresa esecutrice, etc.).

Il carico limite  $Q_{ult}$  viene generalmente valutato come somma del carico limite alla punta  $P_{ult}$  e di quello per resistenza tangenziale lungo il fusto  $S_{ult}$ . Il peso  $W$  del palo viene sottratto dalla resistenza a compressione e aggiunto a quella a sfilamento. A loro volta,  $P_{ult}$  e  $S_{ult}$  possono essere espressi in funzione delle resistenze ultime unitarie alla punta  $p$  e laterale  $s$ . Per un palo caricato a compressione si ha allora:

$$Q_{ult} = \pi d \int_0^L s dz + \frac{\pi d^2}{4} p - W \quad (14)$$

e, per lo sfilamento, in cui non si ha contributo resistente della punta:

$$Q_{ult} = \pi d \int_0^L s dz + W \quad (15)$$

dove  $L$  rappresenta la lunghezza del palo.

Naturalmente, i valori ultimi di  $s$  non devono essere necessariamente uguali in compressione e sfilamento. Suggerimenti per la scelta dei valori di  $p$  ed  $s$  sulla base delle proprietà del terreno ottenute da prove di laboratorio o in sito sono contenuti in trattati e manuali (Salgado, 2008; Fleming et al., 2009; Viggiani et al., 2012).

#### **5.4. Carico limite di un gruppo di pali sotto carichi verticali**

Il carico limite di un gruppo di pali,  $Q_{Gult}$ , viene espresso generalmente come prodotto del carico limite del palo singolo moltiplicato per il numero  $n$  dei pali del gruppo e per un coefficiente  $E$  chiamato efficienza del gruppo:

$$Q_{Gult} = E n Q_{ult} \quad (16)$$

Con gli usuali interassi di  $(2,5 \div 3,5)d$  fra i pali, per pali battuti in terreni incoerenti l'efficienza è sempre maggiore dell'unità. Anche per pali trivellati, in terreni incoerenti l'efficienza è generalmente non minore dell'unità; in tali terreni, quindi, si assume  $E = 1$  (nessun effetto di gruppo).

In terreni a grana fina e in condizioni non drenate (analisi in termini di tensioni totali), l'efficienza è sempre minore dell'unità. Il suo valore può essere stimato o attraverso espressioni empiriche basate sulla geometria del gruppo, o considerando i pali ed il terreno fra essi interposto come un blocco di fondazione. Una delle espressioni empiriche più diffuse è la formula di Converse e Labarre:

$$E = 1 - \frac{\arctg\left\{\frac{s}{d}[(f-1)g] + (g-1)f\right\}}{\frac{\pi}{2}fg} \quad (17)$$

dove  $f$  e  $g$  rappresentano il numero di righe e colonne dei pali nel gruppo ( $fg = n$ ).

### 5.5. Cedimento del palo singolo

L'ordine di grandezza del cedimento  $w$  di un palo singolo sotto un carico di esercizio  $Q \leq Q_{ult}/2,5$  può essere valutato con l'espressione empirica:

$$w = \frac{d}{M} \frac{Q}{Q_{ult}} \quad (18)$$

La tabella 5.2 contiene i valori suggeriti del parametro  $M$ .

Tabella 4. Intervalli di valori suggeriti per il parametro  $M$  (eq. 18).

TIPO DI PALO	TERRENO	M
Battuto	A grana grossa	80
	A grana fina	120
Intermedio (profilato metallico infisso; PressoDrill)	A grana grossa	50
	A grana fina	75
Trivellato	A grana grossa	25
	A grana fina	40

### 5.6. Cedimenti del gruppo di pali

Il cedimento di un palo appartenente a un gruppo, e quindi il cedimento del gruppo, è sempre maggiore del cedimento di un uguale palo singolo sotto un carico pari al carico medio dei pali nel gruppo, e questo per effetto dell'interazione fra i pali del gruppo attraverso il terreno interposto.

Il cedimento medio  $w_g$  di un gruppo di  $n$  pali può essere espresso in funzione del cedimento  $w_s$  di un palo singolo sotto un carico uguale al carico medio dei pali nel gruppo (pari a  $Q/n$ , con  $Q$  = carico totale applicato alla fondazione) attraverso la relazione:

$$w_g = R_S w_s \quad (19)$$

dove  $R_S$  è un coefficiente di amplificazione chiamato rapporto di cedimento del gruppo, che quantifica gli effetti dell'interazione fra i pali. Si può mostrare che  $1 \leq R_S \leq n$ .

Le seguenti espressioni, ricavate sulla base di osservazioni su opere in vera grandezza, possono essere utili per valutare il massimo valore atteso  $R_{Smax}$  e la miglior stima di  $R_S$ , in funzione del parametro geometrico  $R = (ns/l)^{0.5}$ , detto *aspect ratio*:

$$R_{Smax} = \frac{w_{g,max}}{w_s} = \frac{0,5}{R} \left[ 1 + \frac{1}{3R} \right] n \quad (21)$$

$$R_S = \frac{w_g}{w_s} = 0,29 n R^{-1,35} \quad (22)$$

La prima di queste relazioni è riportata in Fig. 11, assieme ad una serie di osservazioni sperimentali su opere in vera grandezza.

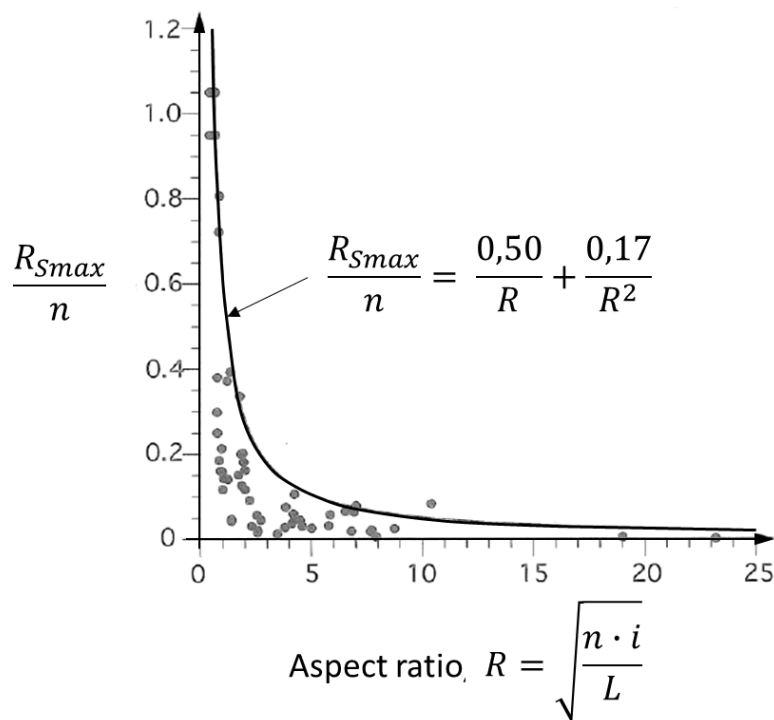


Figura 11. Rapporto di cedimento del gruppo  $R_S$ , normalizzato rispetto al numero di pali  $n$ , in funzione dell' Aspect Ratio  $R$  (modificata da Viggiani et al., 2012).

Una certa evidenza sperimentale sembra mostrare che in argilla la presenza dei pali riduca i massimi valori attesi della distorsione angolare rispetto a quelli che si verificano per le fondazioni dirette, a suo tempo riportati nella eq. (13) e in Fig. 9 (vedi § 4.3). Pertanto, per le fondazioni su pali la (13) può essere sostituita dall'espressione:

$$\beta_{max} = 6,2 \cdot 10^{-5} w_{max} \quad (23)$$

### **5.7. Pali sotto carichi orizzontali**

Per quanto i carichi verticali siano di gran lunga i più frequenti e importanti, non mancano casi di fondazioni soggette a significativi carichi orizzontali; fra queste, ad esempio, quelle di strutture portuali (moli, bricole d'ormeggio) e offshore, delle opere di sostegno, di strutture spingenti come gli archi, di edifici sotto l'azione del vento o di scosse sismiche.

Il comportamento dei pali sotto azioni orizzontali si differenzia per molti aspetti da quello sotto carichi verticali. In quest'ultimo, la sezione strutturale del palo è soggetta a uno sforzo di compressione in condizioni di confinamento, con tensioni in genere molto inferiori ai valori limite; una eventuale rottura interessa il terreno o l'interfaccia palo – terreno. Sotto carichi orizzontali, al contrario, il palo è soggetto a flessione e taglio e il suo comportamento strutturale è una componente importante della sua risposta. L'esperienza ha mostrato che, nel caso di carichi orizzontali, la tecnologia esecutiva dei pali non ha grande influenza sul comportamento, a differenza di quanto avviene sotto carichi verticali. Infine, il comportamento è governato essenzialmente dai terreni più superficiali, la caratterizzazione dei quali non sempre risulta soddisfacente nelle usuali indagini.

Come per gli altri tipi di fondazione, il progetto richiede la determinazione del carico limite ultimo, degli spostamenti orizzontali e delle caratteristiche della sollecitazione nel palo sotto il carico di esercizio.

Il carico limite viene usualmente determinato con la teoria di Broms (1964a, 1964b), basata sull'ipotesi di comportamento rigido – perfettamente plastico di palo e terreno; le ipotesi di Broms sulle interazioni fra palo e terreno a rottura e sui vari

meccanismi che si verificano in dipendenza delle caratteristiche di palo e terreno sono riportate nelle Fig. 12 e 13.

Per quanto riguarda gli spostamenti e le caratteristiche della sollecitazione, in pratica si fa ricorso ad una schematizzazione del terreno come un mezzo alla Winkler, con coefficiente di reazione costante con la profondità (argille sovraconsolidate) o linearmente variabile (argille normalmente consolidate e terreni incoerenti). Nel caso di sottosuolo con stratificazioni di diverse caratteristiche, si fa ricorso a soluzioni numeriche per le quali sono disponibili programmi di calcolo molto versatili.

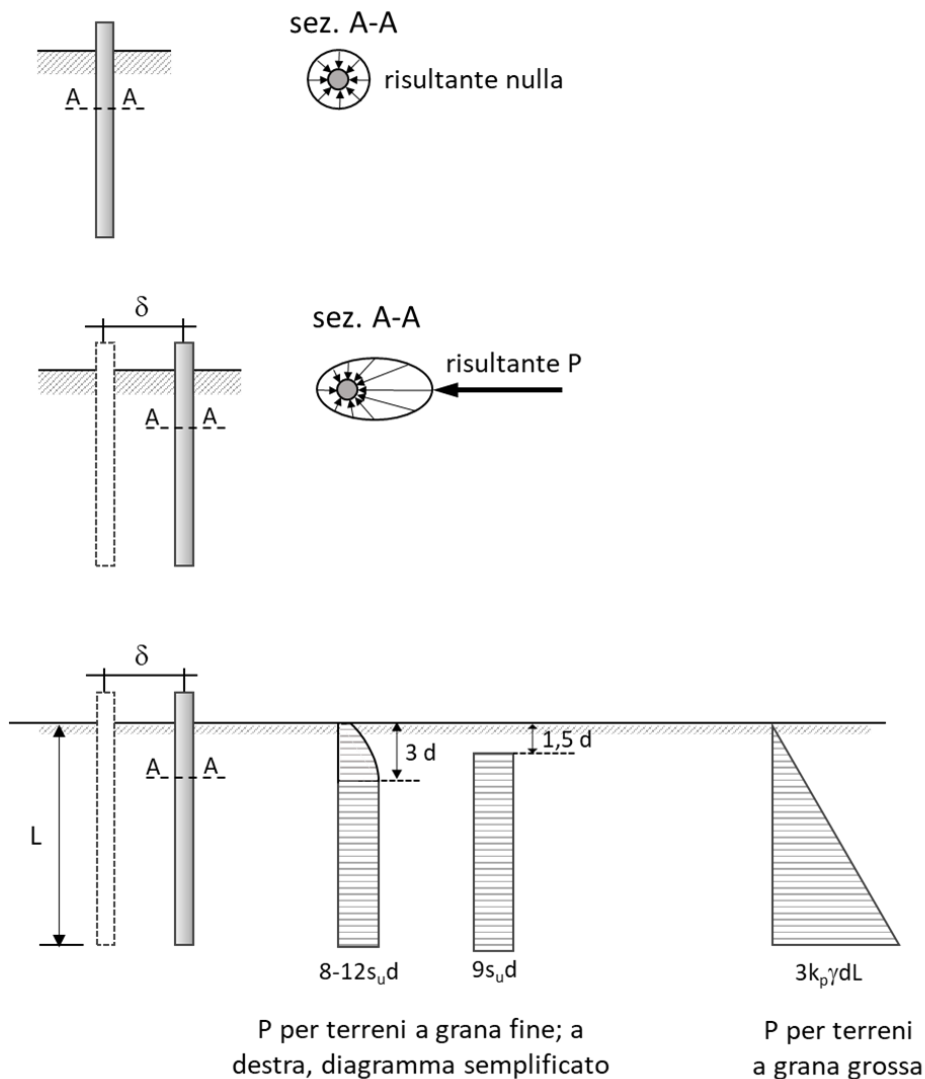


Figura 12. *Ipotesi di Broms sulla resistenza limite del terreno.*

Come sempre in questo tipo di modellazione, il problema consiste nella scelta di un adeguato valore del coefficiente di reazione del terreno, che non è un parametro reale e quindi non è determinabile sperimentalmente. I valori delle caratteristiche della sollecitazione non sono molto influenzati dal valore assunto per il coefficiente di reazione del terreno; se invece il problema è piuttosto quello della valutazione degli spostamenti del palo, i risultati dipendono marcatamente da tale valore. Si dovrà allora ricorrere a soluzioni più complesse, che tengano anche conto della marcata non linearità della risposta, come ad esempio le cosiddette curve  $p,y$  oppure, inevitabilmente, a soluzioni numeriche con codici di calcolo FEM o DEM.

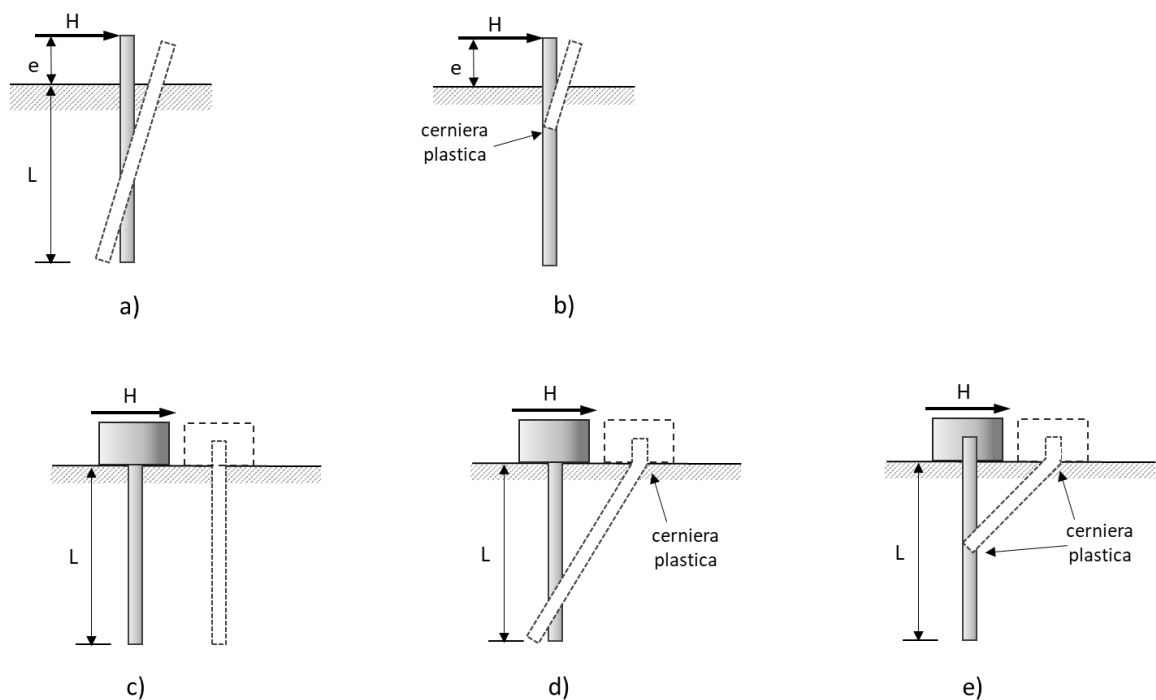


Figura 13. Meccanismi di rottura considerati dalla teoria di Broms. Palo libero di ruotare in testa: a) "corto"; b) "lungo". Palo impedito di ruotare in testa: c) "corto"; d) "intermedio"; e) "lungo".

## Riferimenti bibliografici

- Burland J.B., Broms B.B., de Mello V.F. (1977). *Behaviour of foundations and structures*. S.O.A. Report, IX ICSMFE, Tokyo, 2, 495-546.
- Burland J.B., Burbidge M.C. (1985). *Settlement of foundations on sand and gravel*. Proc. I.C.E., 78, 1, 1325.
- Burland B.B., Chapman T., Skinner H., Brown M. editors (2012). *ICE manual of geotechnical engineering*. 2 vol., ICE Publishing, London
- Broms B.B. (1964a). *Lateral resistance of piles in cohesive soils*. Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 90, SM2, 27-63
- Broms B.B. (1964b). *Lateral resistance of piles in cohesionless soils*. Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 90, SM3, 123-156
- Casagrande A. (1936). *Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills*. Journal of Boston Society of Civil Eng., Jan.; ripubblicato in Contributions to Soil Mechanics, BSCE, 257-276.
- Fleming K., Weltman A., Randolph M., Elson K. (2009). *Piling Engineering*. 3° Ed., Taylor & Francis, 398 pp.
- Jamiolkowski M., Ladd C.C., Germaine J.T., Lancellotta R. (1985). *New developments in field and laboratory testing of soils*. Theme Lecture XI ICSMFE, San Francisco, 1, 57-152.
- Koutsoftas D.C., Ladd C.C. (1985). *Design strength of an offshore clay*. JGED, ASCE, 3, 337-355.
- Lancellotta R. (2012). *Geotecnica*. 4° Edizione, Zanichelli, 530 pp.
- O'Brien A.S. (2012). *Foundation types and conceptual design principles*. In: Burland et al ed., ICE manual of geotechnical engineering, vol. 2. 733-764. ICE Publishing, London
- O'Brien A.S., Farooq I. (2012). *Shallow foundations*. In: Burland et al ed.. ICE manual of geotechnical engineering, vol. 2. 765-802. ICE Publishing, London
- O'Brien A., Burland J.B., Chapman T. (2012). *Rafts and piled rafts*. Chapter 56, In: Burland et al ed., ICE manual of geotechnical engineering, vol. 2. ICE Publishing, London, Manual of Geotechnical Engineering, Institution of Civil Engineers, 853-886. Geotechnical Engineering, Institution of Civil Engineers, 765-801.
- Poulos H.G., Carter J.C., Small J. C. (2001). *Foundations and Retaining Structures*. Research and Practice. Theme Lecture, 15th Int. Conf. SMGE, Istanbul, 4, 2527-2606.
- Reynolds O. (1885). *On the Dilatancy of Media composed of Rigid Particles in Contact*. Report of the British Association for the Advancement of Science, 55th. Meeting, Aberdeen, 1885.



- Roscoe P.W., Schofield A.N., Wroth C.P. (1958). *On the yielding of soils*. Géotechnique, 1, 22-52.
- Salgado R. (2008). *The Engineering of Foundations*. McGraw-Hill. 882 pp. Schnaid F. (2009). *In situ testing in geomechanics*. Taylor & Francis, 329 pp.
- Simons N.E., Som N.N. (1970). *Settlement of structures on clay, with particular emphasis on London clay*. CIRIA Report 22, London.
- Schmertmann J.H., Hartman J.D., Brown P.R. (1978). *Improved strain influence factor diagrams*. Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol.104, GT8, 1131-1135.
- Terzaghi K. (1923). *Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen*. Sitz. Akad. Wissen, Wien Math-naturw Kl. Abt. IIa, 132, 125-138.
- Vaughan P.R., Kovacevic N., Potts D.M. (2004). *Then and now: some comments on the design and analysis of slopes and embankments*. The ICE Skempton Conference on Advances in Geotechnical Engineering, vol. 3, Thomas Telford London 15-64
- Vesic A.S. (1977). *Design of pile foundations*. Transp. Res. Board Report n. 42, 68 pp. Handbook, Winterkorn and Fang ed.s, Van Nostrand Reinhold.
- Viggiani C. (1999). *Fondazioni*, 2a ed., Hevelius, 565 pp.
- Viggiani C., Mandolini A., Russo G. (2012). *Piles and pile foundations*. Spon Press, CRC Ed., 278 pp.