

# I Quaderni

*Commissione Interregionale NTC*

*Revisione scientifica: Prof. Eros Aiello*

*Con il patrocinio del Consiglio Nazionale dei Geologi*

R. Carbonella

F. Rispoli

M. Franceschini

## **[FONDAZIONI SUPERFICIALI]**

[quaderno di approfondimento alle Linee Guida NTC 08-Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi]

## COMMISSIONE INTERREGIONALE NTC08

COMPONENTI	ORDINE	COMPONENTI	ORDINE
AIRALDI Paolo	LIGURIA	GALATA' Giovanni	TRENTINO ALTO ADIGE
ANGELONE Domenico	MOLISE	GARBIN Fabio	LAZIO
ANIBALDI Andrea	MARCHE	GIOVINE Vincenzo	LOMBARDIA
BARSANTI Pietro	TOSCANA	LENARDUZZI Gianni	FRIULI VENEZIA GIULIA
BONIOLI Luisella	PIEMONTE	LOMBARDI Gerardo	CAMPANIA
BORGIA Umberto	CAMPANIA	PARMEGGIANI Fabio	EMILIA ROMAGNA
BRUNALDI Raffaele	EMILIA ROMAGNA	PATERNOSTER Stefano	TRENTINO ALTO ADIGE
CADAU Giambattista	SARDEGNA	PETRINI Fabrizio	ABRUZZO
CAGALLI Andrea	VENETO	PIGNATELLI MARIO	VALLE D'AOSTA
CARBONE Raffaele	BASILICATA	PIGNOCCHI Andrea	MARCHE
CARBONELLA Rocco	EMILIA ROMAGNA	PISTIS Salvatore	SARDEGNA
CHESSA Mauro	TOSCANA	PLESCIA Vito Francesco	MOLISE
CINUS DARIO	SARDEGNA	REINA Alessandro	PUGLIA
CIVELLI Carlo	LIGURIA	RISPOLI Francesca	EMILIA ROMAGNA
DEL GENIO Vincenzo	CAMPANIA	SAVI Francesco	UMBRIA
DORDI Amedeo	LOMBARDIA	STORONI RIDOLFI Sergio	MARCHE
FAGIOLI Maria-Teresa	TOSCANA	TODARO Pietro	SICILIA
FALVO Beniamino	CALABRIA	TRONCARELLI Roberto	LAZIO
FARINA Daniele	MARCHE	TROSSERO Massimo	PIEMONTE
FASSER Giovanni	LOMBARDIA	VENISTI Nicola	VENETO
FRAGALE Francesco	CALABRIA	VERRANDO Ampelio	LIGURIA
FRANCESCHINI Marco	EMILIA ROMAGNA	ZANNINIELO Basilio	VENETO

**Responsabile Scientifico:** Eros AIELLO

**Coordinatore:** Maria-Teresa FAGIOLI

**Comitato di redazione:** Carlo CIVELLI, Francesco FRAGALE,  
Fabio GARBIN, Gerardo LOMBARDI,  
Roberto TRONCARELLI

## **PREFAZIONE**

*Alla base del lungo e prezioso lavoro che ha portato all'attesa pubblicazione di questi primi quaderni vi è la consapevolezza della comunità tecnico-scientifica di dover esercitare un necessario compito di formazione ed aggiornamento, attribuendosi un importante ruolo etico, che si traduce in un altrettanto importante ruolo sociale.*

*La preparazione di chi opera nel settore delle costruzioni, forse ancor di più in questo particolare momento, assume una valenza strategica nei confronti di istanze di sicurezza e di qualità, che nel caso delle attività progettuali si declinano con il raggiungimento di obiettivi di sicurezza dell'opera e del suo contesto e, non ultimo, con il gradimento della comunità dei cittadini.*

*Allo stesso tempo chi commissiona studi e progetti deve essere consapevole del risultato atteso, che è funzione del variare del livello di indagini e di analisi.*

*Un buon progetto non è la risultante dell'applicazione tout-court di procedure nel processo di progettazione, ma è figlio di un ordinato sviluppo delle attività, capace di minimizzare gli oneri dovuti ad errori ed a sprechi, ed è frutto di una attività in cui la sfera intellettuale e la capacità manageriale sono complementari.*

*Le attività di progettazione, con le sue analisi, i suoi approfondimenti, i suoi studi specialistici, le sue indagini, si configurano, per loro natura, in modo ben diverso rispetto ad altri processi, essendo il prodotto di azioni difficilmente standardizzabili, riconducibili alla necessità di gestire problematiche, quindi competenze sempre diverse, ed in cui la competenza e la preparazione del gruppo di progettazione e dei singoli professionisti gioca un ruolo decisivo.*

*Chi ha compiuto lo sforzo di scrivere questi quaderni ha pensato di operare soprattutto nella direzione della qualità dei professionisti del settore e dei geologi in particolare, che oggi svolgono un ruolo strategico nelle attività di progettazione, rivolgendosi ad essi non solo nelle loro funzioni di progettisti, ma anche in quelle di controllori.*

*Ai primi perché la quantità di discipline e di soggetti che concorrono oggi alla determinazione di un progetto impone una istanza di cultura tecnica generale anche da parte dei singoli specialisti, che devono poi trovare all'interno del progetto la propria matrice di qualità.*

*Ai secondi perché è nella fase di controllo che deve estrinsecarsi l'analisi qualitativa dei contenuti progettuali, in quanto le istanze di sicurezza diventano appannaggio della committenza attraverso le procedure di validazione imposte dalla legge.*

*Non è più possibile infatti demandare al cantiere la modifica di progetti inadeguati o inesatti, che non soddisfino requisiti di compatibilità, produttività, prevenzione dei rischi, sostenibilità, soddisfazione del cliente e immagine.*

*A chi ha lavorato alla stesura di questo testo va il riconoscimento della comunità geologica, di quella più ampia di area tecnica, ma anche della società civile, perché i suoi contenuti consentono di indirizzare il processo di coordinamento delle idee e le conseguenti scelte progettuali verso requisiti di fattibilità, coerenza e conformità.*

*Riconoscimento che va esteso ad un sistema ordinistico delle professioni tecniche, e dei geologi in*

*particolare, che dimostra ancora una volta di saper anteporre gli interessi della collettività a quelli di categoria.*

*Ed infine un ringraziamento sentito agli Ordini Regionali, la cui dinamicità ed il cui impegno costante nelle innumerevoli questioni che coinvolgono la categoria sono alla base del progressivo riconoscimento del ruolo centrale attribuito ai geologi, che tuttavia ancora oggi molti tardano a riconoscerli.*

**Il Presidente del Consiglio Nazionale dei Geologi**

*Gian Vito Graziano*

## INTRODUZIONE

*Le nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni furono approvate in fretta e furia sull'onda emotiva del terremoto dell'Aquila, e scaraventate, così com'erano, con piglio decisionista, sul mondo edilizio e sulle professioni tecniche che da anni ne suggerivano gli affinamenti.*

*Nessun dubbio sulla necessità di allineare la normativa italiana agli Eurocodici, ma la frettolosa logica dell'emergenza portò a non approfondire adeguatamente più di un aspetto della progettazione edilizia; gli aspetti geologici non rimasero immuni da ciò.*

*La Commissione Interregionale degli Ordini dei Geologi, che già da tempo stava lavorando per proporre i necessari affinamenti e chiarimenti alla norma in gestazione, non si arrese e fatto tesoro di quanto già elaborato ha trasformato quel che avrebbe dovuto essere un supporto tecnico al legislatore in un vademecum per i colleghi alle prese con le carenze della norma promulgata.*

*In pieno spirito di sussidiarietà e grazie al volontariato di tanti colleghi vuoi professionisti che del mondo accademico, la Commissione Interregionale ha preparato "Le linee guida per le NTC" che furono presentate nel 2° Forum degli Ordini Regionali e del Consiglio Nazionale dei Geologi "NTC-2008 Linee Guida" (Firenze, 21 gennaio 2011). Insieme alle Linee Guida sono state presentate le prime bozze dei quaderni; elaborati tecnici prodotti per supportare i colleghi nell'applicazione di quei punti oscuri o insufficientemente dettagliati della norma.*

*A distanza di 18 mesi dal Forum questo CdRom presenta la versione definitiva di un primo gruppo di quaderni.*

*Il CdRom contiene:*

1. Glossario;
2. Quaderno "Una metodologia per la scelta dei parametri geotecnici caratteristici";
3. Quaderno "Fondazioni superficiali";
- 3a. Esempi relativi alle fondazioni superficiali: collana "gli spilli";
4. Quaderno "Muri di sostegno e strutture miste";
5. Quaderno "Edifici esistenti";
6. Quaderno "Costruzioni modeste, costruzioni semplici, opere minori, elementi non strutturali, opere provvisoriale, opere interne";
7. Quaderno "Modellazione sismica e stabilità alla liquefazione".

*Il Cd Rom contiene inoltre le normative regionali in materia di opere minori o modesta rilevanza (NTC 08 cap. 6.2.2) pervenute a tutto il 24 aprile 2012.*

*I quaderni con il loro contenuto di riferimenti tecnici, bibliografia ed esempi, lungi da ogni pretesa di esaustività, vogliono comunque segnalare l'avvio di un percorso virtuoso nel quale i colleghi, pongono a disposizione della categoria l'esperienza e la preparazione specifica maturata in decenni di attività professionale e di ricerca, per consentire a ciascuno di noi di affrontare ogni nuovo impegno professionale e*

*tecnico forti dell'esperienza di tutti.*

*La selezione degli argomenti trattati dai quaderni ha cercato di rispecchiare la maggioranza delle problematiche che ogni collega che opera nel comparto delle costruzioni si trova ad affrontare.*

*La Commissione ha ritenuto, inoltre, opportuno elaborare anche un Glossario per prevenire fraintendimenti e conseguenti incomprensioni derivanti da differenti interpretazioni delle tecnologie.*

*Alla produzione di questo CdRom hanno partecipato sotto la guida tecnico-scientifica del Prof. Eros Aiello colleghi di varie Regioni. A loro un ringraziamento caloroso per aver reso possibile l'iniziativa che assume un carattere di particolare rilevanza in un momento in cui subdoli ed interessati attacchi al geologo, diretti a relegarlo nel settore dell'edilizia in ruoli subalterni, segnalano la rapace miopia di certi poteri forti.*

*Se da un lato i terremoti e le catastrofi naturali segnalano l'indispensabilità dei nostri saperi di veri ed unici specialisti del sottosuolo, elaborati tecnici come quelli contenuti nel CdRom dimostrano la capacità della nostra categoria di fornire contributi stringenti e fattivi alla risoluzione di problematiche complesse.*

**Il Coordinatore della Commissione Interregionale**

*Maria-Teresa Fagioli*

**SOMMARIO**

<b>1</b>	<b>CENNI NORMATIVI</b>	<b>5</b>
1.1	PREMESSA E STATI LIMITE	5
1.2	APPROCCI PROGETTUALI	6
1.3	VERIFICHE	7
3.1	PREMESSA	8
3.2	ASPETTI - DI CARATTERE GENERALE-	8
3.2.1	CARICHI AD ESTRADOSSO ED INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE	8
3.2.2	METODI DI CALCOLO DELLE AZIONI AGENTI SUL TERRENO	9
3.2.3	MODELLI DI TERRENO SU MOLLE, COSIDDETTI MODELLI ALLA WINKLER	11
3.2.5	ECCENTRICITÀ DEI CARICHI	14
3.3.	FORNITURA CARICHI PER L'ANALISI DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE.	14
3.3.1.	CONCETTI GENERALI	14
3.3.2	CARICHI STATICI	14
3.3.3	CARICHI SISMICI	15
<b>4</b>	<b>FONDAZIONI SUPERFICIALI: VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI</b>	<b>16</b>
4.1	PREMESSA	16
4.2	VERIFICHE DI RESISTENZA RELATIVE AD UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE	16
4.2.1	VERIFICA EQU (STATICA + SISMICA)	16
4.2.2	VERIFICA SCORRIMENTO (STATICA + SISMICA)	18
4.2.3	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE STATICA	18
4.2.3.1	METODI DI CALCOLO	18
4.2.3.1.1	METODO DI TERZAGHI	18
4.2.3.1.2	METODO DI BRINCH HANSEN E MODIFICA EC7	19
4.2.4	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE SISMICA	22
4.2.4.1	METODI DI CALCOLO PER TERRENI GRANULARI	22
4.2.4.1.1	PREMESSA	22
4.2.4.1.2	METODO DI RICHARDS	23
4.2.4.1.3	METODO DI PAOLUCCI E PECKER	24
4.2.4.1.4	METODO DI MAUGERI	25
4.2.4.1.5	METODO DI KUMAR	25
4.2.4.1.6	METODO DI CHODHOURY	27
4.2.4.1.7	METODO EC8 E APPLICAZIONE ALLA NORMA ITALIANA	29
4.2.4.1.8	METODO DI CASCONI	31
4.2.4.2	METODI DI CALCOLO PER TERRENI COESIVI (TENSIONI TOTALI)	32
4.2.4.2.1	METODO DI PAOLUCCI E PECKER	32
4.2.4.2.2	METODO EC8	33
4.2.5	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE -(STATICA E SISMICA)	33
4.2.6	FONDAZIONI SUPERFICIALI IN ROCCIA	33
4.2.6.1	PREMESSA	33
4.2.6.2	VERIFICHE AGLI SLU	34
<b>5</b>	<b>FONDAZIONI SUPERFICIALI</b>	<b>37</b>
5.1	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO - PREMESSA	38
5.2	DEFORMAZIONI AMMISSIBILI	38

<b>5.3</b>	<b>METODI TRADIZIONALI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI (COESIVI E GRANULARI)</b>	<b>40</b>
5.3.1	TERRENI COESIVI	40
5.3.1.1	METODO DI TERZAGHI	41
5.3.1.2	CORREZIONE DI SKEMPTON-BJERRUM	42
5.3.2	TERRENI INCOERENTI	43
5.3.2.1	SCHMERTMANN	43
5.3.2.2	BURLAND E BURBIDGE	44
5.3.2.3	BERARDI E LANCELLOTTA	45
5.3.2.4	MAYNE E POULOS	46
5.3.2.5	SIVAKUGAN E JOHNSON (2004) – APPROCCIO PROBABILISTICO	47
<b>5.4</b>	<b>NOTE IN MERITO ALL'APPLICAZIONE DI METODI DI CALCOLO NUMERICI</b>	<b>49</b>
5.5.1	INTRODUZIONE	49
5.5.2	DEFINIZIONE GENERALE DI MODELLO NEL PROBLEMA GEOTECNICO	52
5.5.3	ASPETTI GEOTECNICI GENERALI DI UN CALCOLO FEM	57
5.5.4	COMPORAMENTO DI SUOLI REALI	57
5.5.5	MODELLI COSTITUTIVI DEL TERRENO	58
5.5.6	ASPETTI PECULIARI DELL'ANALISI FEM RISPETTO ALLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	64
5.5.7	OUTPUT DI UNA ANALISI AD ELEMENTI FINITI	66
<b>6</b>	<b>CRITICITA'</b>	<b>70</b>
<b>6.1</b>	<b>VARIABILITÀ DEI PARAMETRI GEOTECNICI</b>	<b>70</b>
6.1.1	COESIONE NON DRENATA	70
6.1.2	PARAMETRI EFFICACI	73
<b>6.2</b>	<b>VERIFICHE A BREVE E LUNGO TERMINE</b>	<b>76</b>
6.3	TERRENI PARZIALMENTE SATURI ED EFFETTI SULLE FONDAZIONI	79
6.4	MODELLO GEOTECNICO E PARAMETRI CARATTERISTICI	83
6.5	NOTE IN MERITO ALLE DIFFERENZE TRA L'APPROCCIO 1 E L'APPROCCIO 2	84
6.6	I COEFFICIENTI KHI E KHK NELLA VERIFICA SISMICA	85
6.7	UTILIZZO DI $\beta_s$ NELLA VERIFICA SISMICA DELLE FONDAZIONI	85
<b>7</b>	<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>88</b>

*Il Quaderno costituisce un'utile guida tecnica sulle problematiche relative alle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC 08) e alla Circolare n. 617/09 del CC.SS.LL.PP. Negli SPILLI relativi allo stesso Quaderno sono riportati esempi di calcolo nelle varie condizioni di progetto, utili per le verifiche richieste.*

## PREMESSA

Con il termine "fondazione" si intende l'elemento strutturale di raccordo tra l'opera ed il terreno, che vincola la sovrastruttura al terreno e vi trasmette i carichi agenti.

Per quanto semplice, questa definizione implica una moltitudine di interazioni tra discipline tecnico-scientifiche differenti che sono alla base di una corretta progettazione della fondazione stessa. Il progetto, infatti, non può prescindere dalle caratteristiche fisico meccaniche dei terreni presenti alla base della struttura in questione, che possono condizionare fortemente la scelta della tipologia e la dimensione della fondazione da realizzare. Tale scelta però, dipende anche dalla funzionalità che si richiede all'opera in questione.

In termini più generali, occorre tener conto di tutti i fattori che intervengono nell'iter progettuale al fine di assicurare e garantire la resistenza, la stabilità e la funzionalità dell'opera, aspetti che devono essere considerati in maniera interdisciplinare.

L'intero sistema deve essere frutto di una interazione ed un bilanciamento tra i dati dedotti dai modelli geologico e geotecnico del sito e le prestazioni attese dal progetto; nessuno di questi tre aspetti può essere tralasciato in quanto essi sono interdipendenti tra loro.

Nella verifica delle fondazioni, tenendo presente il contesto geologico ed i relativi elementi di pericolosità, si devono considerare i seguenti elementi:

- complessità e importanza dell'opera;
- carichi trasmessi;
- indagini a supporto del modello geologico e del modello geotecnico;
- scelta e definizione dei parametri per il modello geotecnico;
- scelta dei metodi di calcolo e valutazione della loro affidabilità.

La redazione di un adeguato progetto non può prescindere da una corretta analisi delle variabili in gioco.

In generale, infatti, l'iter è costituito da una fase iniziale di raccolta ed analisi delle informazioni esistenti, una fase d'indagini e prove finalizzate a determinare il comportamento del terreno di fondazione relativa alle specifiche esigenze dell'opera e, infine, dal progetto vero e proprio. Semplificando, si può dire che nella progettazione delle fondazioni le scelte della tipologia e delle caratteristiche prestazionali precedono ogni calcolo di verifica. Se le intuizioni iniziali sono corrette, le analisi potranno avere influenza solo sulle effettive dimensioni del manufatto di fondazione e sull'ottimizzazione della tipologia progettuale inizialmente scelta; alcune volte le verifiche evidenzieranno la necessità di apportare modifiche tipologiche che derivano da considerazioni di carattere pratico e costruttivo che non costituiscono in ogni caso scelte completamente alternative (Scarpelli & Fruzzetti, 2004).

La consuetudine di ritenere che esista una sola possibile soluzione "corretta" per la verifica di una fondazione deve essere abbandonata in favore della ricerca di una metodologia di analisi e di studio che consenta di realizzare un progetto che soddisfi tutti i requisiti richiesti dall'opera.

Rispetto alle applicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC08), di cui al D.M. 14/1/2008, questo Quaderno si pone l'obiettivo di condividere alcune riflessioni ed esperienze in merito al rapporto tra la normativa e la pratica professionale quotidiana. Si cercherà, inoltre, di evidenziare alcune criticità che risultano ancora parzialmente non chiare.

## 1 CENNI NORMATIVI

### 1.1 PREMessa E STATI LIMITE

Nel presente paragrafo si richiamano alcuni concetti fondamentali del testo delle NTC08 che devono essere tenuti presenti nella verifica di qualsiasi opera ed in particolare in riferimento alle fondazioni superficiali, oggetto del presente Quaderno.

Con l'entrata in vigore delle NTC08, le verifiche richieste nella redazione di un progetto strutturale sono di tipo prestazionale, ovvero finalizzate a verificare la rispondenza delle caratteristiche di un'opera rispetto alle prestazioni per le quali essa è progettata.

In realtà tale metodo è stato da sempre ampiamente utilizzato, ovvero, si è sempre valutata la capacità portante dei terreni di fondazione, confrontandola con i sovraccarichi indotti dalle strutture in progetto.

Nelle NTC08, questo concetto viene espresso dalla verifica della seguente disequazione:

$$R_d > E_d$$

*in cui:*

$R_d$  = resistenza di progetto  
 $E_d$  = valore di progetto dell'azione

Si noti che, concordemente con gli altri capitoli delle NTC08, si fa riferimento ad un confronto tra "Azioni" e non tra "Pressioni" o "Stati tensionali". Tra questi due approcci non vi è una stretta equivalenza: nelle considerazioni analitiche questo aspetto non deve essere trascurato e verrà ampiamente commentato e discusso in seguito.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Con il termine **Stato limite** si intende la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

La progettazione di un'opera in funzione di un livello di prestazione e sicurezza viene infatti definita dai seguenti stati limite:

- **Stato Limite Ultimo (SLU)** "*capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera*" (punto 2.1 NTC08). All'interno di essi si distinguono:
  - **lo stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU);**
  - **lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione (STR);**
  - **lo stato limite di resistenza del terreno (GEO)**, il quale a sua volta comprende il collasso per il carico limite fondazione-terreno, il collasso per scorrimento sul piano di posa, il collasso per perdita della stabilità globale.
- **Stato Limite di Esercizio (SLE)** "*capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio*" (punto 2.1 NTC08).

Entrambe le categorie di stato limite devono essere garantite nella progettazione, sia per quanto riguarda gli aspetti statici che per quelli sismici.

Nei confronti dell'azione sismica, gli stati limite ultimi e di esercizio sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. Come **stato limite ultimo** si definiscono:

- **Stato Limite di Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.
- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Per lo **stato limite di esercizio** si definiscono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione, nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni significative.
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Si sottolinea che l'azione sismica, in funzione della quale eseguire le verifiche agli stati limite considerati, viene calcolata sulla base **della pericolosità sismica di base** del sito interessato dalla costruzione, **della risposta sismica locale definita sulla base di appositi studi** o, in alternativa, da un approccio semplificato sulla base di categorie specifiche di suolo **e delle caratteristiche prestazioni attese dalla struttura** (tempo di vita e classe d'uso). Per la trattazione di questi aspetti si rimanda al quaderno di approfondimento relativo allo studio della risposta sismica locale.

### 1.2 APPROCCI PROGETTUALI

L'elemento di novità introdotto dall'NTC08 è rappresentato dall'utilizzo, per le verifiche progettuali in campo statico e sismico, di due differenti approcci, ciascuno caratterizzato da propri coefficienti di sicurezza che devono essere applicati alle azioni (coefficienti A1 e A2), ai parametri geotecnici dei terreni (coefficienti M1 e M2) ed alle resistenze calcolate (coefficienti R1, R2 e R3):

Gli approcci di cui sopra vengono di seguito schematizzati:

- **Approccio 1**
  - combinazione 1:  $(A1+M1+R1)$
  - combinazione 2:  $(A2+M2+R2)$
- **Approccio 2:**  $(A1+M1+R3)$

Nel caso di fondazione posta su pendio occorre eseguire una verifica di stabilità globale con:

- **Approccio 1**
  - combinazione 2:  $(A2+M2+R2)$

L'analisi relativa al carico limite, anche in campo sismico, può essere eseguita sia mediante l'Approccio 1 che l'Approccio 2. Nell'Approccio 1 si utilizza la combinazione 2 ponendo i coefficienti parziali sulle azioni (A2) pari all'unità.

Di seguito si riportano le tabelle (fonte NTC08) recanti i coefficienti parziali da applicare rispettivamente alle azioni o all'effetto delle azioni, ai parametri geotecnici del terreno ed alle resistenze calcolate, in funzione dell'Approccio progettuale scelto:

Rif. Tabella 6.2.1 NTC08

CARICHI	EFFETTO	COEFF. PARZ.	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,5

Rif. Tabella 6.2.II NTC08

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_m$	M1	M2
Tangente dell'angolo di Resistenza al taglio	$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\tan\phi'_k}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'_k}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{c_{uk}}$	1,0	1,5
Peso dell'Unità di Volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Rif. Tabella 6.4.I NTC08

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE R1	COEFFICIENTE PARZIALE R2	COEFFICIENTE PARZIALE R3
Capacità portante	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,8$	$\gamma_R=2,3$
Scorrimento	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,1$	$\gamma_R=1,1$

### 1.3 VERIFICHE

Nella tabella sotto riportata viene indicata una sintesi delle verifiche necessarie per il dimensionamento di una fondazione superficiale. Esse devono essere eseguite sia in campo statico che sismico, a breve ed a lungo termine.

<b>SLU</b>	<b>EQU</b>	1. Verifica di equilibrio come corpo rigido
	<b>GEO</b>	1. Collasso per raggiungimento carico limite terreno-fondazione 2. Collasso per scorrimento terreno- fondazione 3. Collasso per perdita di stabilità globale
<b>SLE</b>	Verifica di spostamenti e distorsioni rispetto ai requisiti prestazionali della struttura	

Concludendo, si sottolinea che tutte le analisi agli stati limite ultimi e di esercizio sopra presentate devono essere soddisfatte, nell'approccio considerato. Nella generalità dei progetti accade che, in funzione della tipologia di struttura, dei carichi statici e sismici in gioco, del comportamento granulare o coesivo dei terreni, della presenza o assenza di falda, etc., alcune di esse assumono carattere dominante.

Nel capitolo 6 relativo alle criticità verranno esaminati alcuni aspetti inerenti agli approcci di progetto.-

## 3 DEFINIZIONE DEI CARICHI AGENTI

### 3.1 PREMESSA

Nel progetto del sistema fondale di una qualsiasi tipologia di struttura coesistono spesso più figure professionali; in modo semplificato possono identificarsi quella dell'ingegnere strutturista, che esegue l'analisi e il dimensionamento dell'elevazione, e quella del geotecnico (geologo o ingegnere) che, sulla scorta delle indagini condotte in sito ed in laboratorio, conduce le verifiche riguardanti le fondazioni e il suo dimensionamento.

Il progetto delle fondazioni viene condotto da un team di progettazione che però si trova, come particolarità, ad operare spesso in luoghi e tempi che non coincidono. Per questo motivo, per garantire comunque organicità al progetto, è necessaria una comunicazione tra le figure professionali interessate.

Un iter finalizzato al progetto di una fondazione consta delle fasi di seguito descritte, anche se non necessariamente nell'ordine indicato:

- a) Definizione della struttura in elevazione;
- b) Esecuzione indagine geologica e definizione da parte del geologo incaricato del modello geologico e della modellazione sismica che caratterizzano l'area in oggetto;
- c) Calcolo, anche se non definitivo, della struttura in elevazione da parte dell'ingegnere progettista;
- d) Definizione dei carichi che l'elevazione scarica in fondazione;
- e) Pianificazione ed esecuzione delle indagini geotecniche in sito ed in laboratorio;
- f) Scelta della tipologia di sistema fondale, spesso in collaborazione tra geotecnico (geologo o ingegnere) e ingegnere strutturista;
- g) Dimensionamento e verifica degli elementi di fondazione con redazione degli elaborati previsti dalle NTC 08 e dalla relativa Circolare esplicativa 617/09, nonché della relazione sulle fondazioni ai sensi del DPR 380/01.

Da questi punti si comprende come la corretta comunicazione ed interazione tra le varie figure professionali sia fondamentale per il regolare progredire dell'iter progettuale nel suo complesso.

Il presente capitolo è finalizzato a descrivere la giusta cooperazione tra il geotecnico (geologo o ingegnere) e l'ingegnere strutturista nell'ambito della fornitura dei carichi che l'elevazione trasmette al terreno tramite la fondazione.

La normativa vigente propone un'analisi semiprobabilistica mediante il metodo degli Stati Limite; sono definiti due approcci progettuali, tra i quali viene lasciata la possibilità di scelta.

L'ingegnere strutturista, nell'ambito della sua competenza, farà quasi esclusivamente riferimento, in ambito statico, a carichi fattorizzati A1, che sono appunto i coefficienti parziali strutturali; raramente impiegherà quelli A2, più prettamente geotecnici.

Non è quindi raro che i calcoli della sovrastruttura forniscano in *output* solo sollecitazioni a livello della fondazione già fattorizzate A1, ma questo non rappresenta il modo corretto di procedere.

Infatti, per il dimensionamento e la verifica del sistema fondale, la situazione ideale in campo statico è quella di disporre delle sollecitazioni non fattorizzate, cioè espresse mediante il loro valore caratteristico.

In tal modo è possibile ottenere tutte le condizioni di carico necessarie per eseguire correttamente le verifiche geotecniche. Infatti, in alcune di esse (ad esempio scorrimento o ribaltamento) diversi carichi possono assumere carattere stabilizzante e, conseguentemente, i fattori di sicurezza ( $\gamma_{Gi}$ ) che vengono applicati alle azioni sono diversi da quelli forniti con una amplificazione propria del calcolo strutturale.

### 3.2 ASPETTI - DI CARATTERE GENERALE

Si riportano di seguito alcuni aspetti che ricorrono spesso nella pratica professionale e che possono essere forieri di una non corretta interpretazione e comunicazione in merito ai carichi agenti.

#### 3.2.1 CARICHI AD ESTRADOSSO ED INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE

In questo paragrafo viene segnalata la differenza tra le azioni in testa alla fondazione, fornite dal progettista della sovrastruttura, e quelle nei confronti delle quali dovranno essere eseguite le verifiche di carattere geotecnico, ovvero quelle agenti all'intradosso della fondazione.

Considerata una fondazione di altezza totale H, le sollecitazioni al piano di imposta della stessa da valutare nelle verifiche, devono tenere conto del peso proprio della fondazione, del terreno di riempimento e del momento di trasporto del taglio applicato in testa rispetto alla base della fondazione stessa.

<b>Testa fondazione</b>	<b>Base fondazione</b>
Sforzo normale: N	$N_{tot} = N + p.p.fondazione + p.p.rimpimento$
Taglio: T	$T_{tot} = T$
Momento flettente: M	$M_{tot} = M + T \times H$

Naturalmente tali contributi possono essere o meno considerati o essere diversamente fattorizzati a seconda del tipo di verifica; classico esempio è il peso del terreno di riempimento che può essere considerato come componente favorevole nella verifica EQU.

Si segnala pertanto, come ovvia conseguenza, che una fondazione con carico da taglio agente in testa è sempre sollecitata all'intradosso da un momento flettente, aspetto troppo spesso dimenticato nelle verifiche geotecniche.

**3.2.2 METODI DI CALCOLO DELLE AZIONI AGENTI SUL TERRENO**

È consuetudine nella pratica progettuale valutare le pressioni agenti sul terreno adottando un approccio preso in prestito dalla meccanica strutturale; si considera la sezione di imposta della fondazione come presso-inflessa e dunque, in funzione della posizione della risultante degli sforzi normali rispetto al nocciolo d'inerzia della sezione, si possono avere i seguenti casi:

- sezione interamente reagente: con distribuzione costante o trapezia delle pressioni;
- sezione parzialmente reagente: con distribuzione triangolare delle pressioni sul terreno.

Si vuole porre l'attenzione sul fatto che, nella teoria di Terzaghi (1943) e poi di Brinch-Hansen (1970), la distribuzione delle pressioni sul terreno si può approssimare come costante con valore pari a quello massimo (approccio plastico).

Nella verifica di capacità portante dunque, in fase di determinazione della resistenza del terreno, si potrà tenere conto di queste due **situazioni limite** nel determinare la risultante delle pressioni, anche se la seconda è più coerente con il metodo di calcolo utilizzato per la determinazione della capacità portante.

Affrontare la verifica con un metodo (calcolo della larghezza su cui agisce lo sforzo normale agente e confronto delle forze) oppure con l'altro (ricerca della pressione massima e confronto delle pressioni) è decisamente diverso, e la differenza può essere ricavata analiticamente.

Nel primo caso (approccio plastico), essendo lo sforzo normale uniformemente distribuito sulla larghezza parzializzata, si ricava da semplici considerazioni di equilibrio:

$$B' = B - 2e$$

$$N_{ult} = q_u \cdot B' \cdot L = q_u \cdot L \cdot (B - 2e) = q_u \cdot L \cdot B \cdot \left(1 - \frac{2e}{B}\right) = N_{max} \cdot \left(1 - \frac{2e}{B}\right)$$

Pertanto:

$$\frac{N}{N_{max}} = \left(1 - \frac{2e}{B}\right)$$

*in cui: Nmax = azione applicata senza eccentricità*

Nel secondo caso (ricerca della pressione massima agente) si rendono necessari i seguenti calcoli comunque con condizioni di equilibrio.

Per  $\frac{e}{B} < \frac{1}{6}$ , si pone  $x = \frac{e}{B}$  (parametro di eccentricità adimensionale, valido tra 0 e e/6).

$$p_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{N}{B} + \frac{6 \cdot N \cdot e}{B^2} = \frac{N}{B} \cdot (1 + 6x)$$

$$\frac{p_{\max} \cdot B}{N} = (1 + 6x)$$

$$\frac{N}{N_{\max}} = \frac{1}{(1 + 6x)}$$

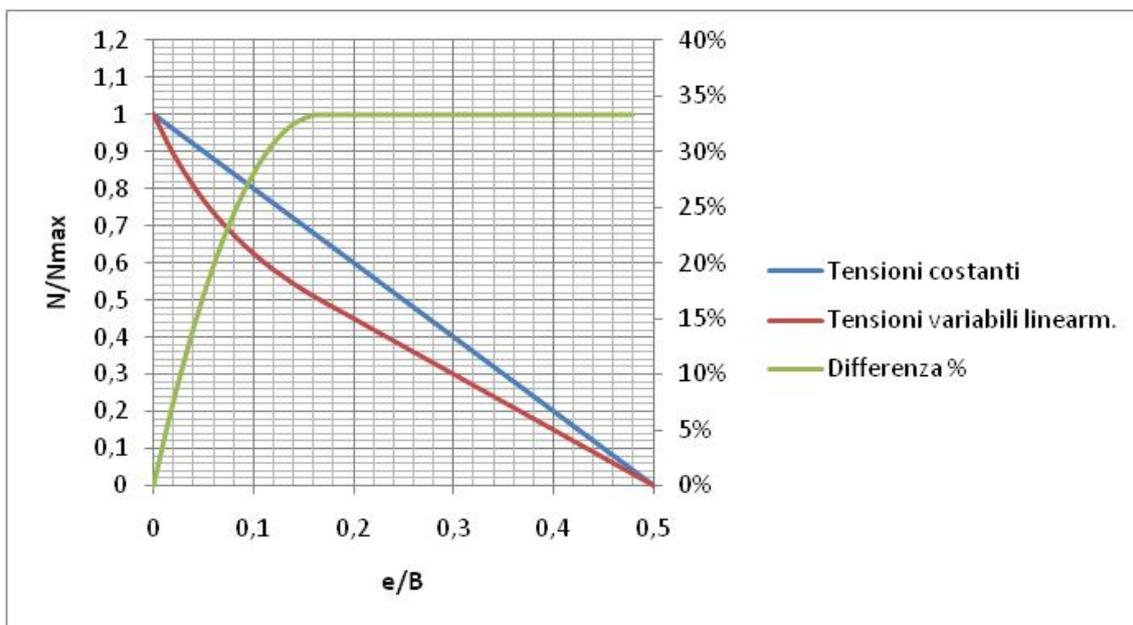
Per  $\frac{e}{B} > \frac{1}{6}$ , si pone  $x = \frac{e}{B}$  valido oltre  $e/6$ .

Si ricava:

$$\frac{N}{N_{\max}} = \frac{1.5}{\left(\frac{1}{2} - x\right)}$$

Analiticamente si possono ricavare le differenze  $\Delta$  tra le due procedure sopra analizzate, che sono pari a:

- Per  $e = 0$   $\Delta = 0$  (sforzo normale centrato)
- Per  $e < B/6$  si ha:  $\Delta = \frac{4e}{B} \cdot \left(1 - \frac{3e}{B}\right)$
- Per  $e > B/6$ :  $\Delta = 0.33$  (costante)



Un esempio può essere esplicativo di tale comportamento:

Si ipotizza una fondazione  $B \times H = 5.0\text{m} \times 1.0\text{m}$  con  $q_{ult} = 250 \text{ kPa}$

I carichi a fondo scavo si ipotizzano:

$N = 600 \text{ KN}$

$M = 400 \text{ kNm}$

$e = 400/600 = 0.67 \text{ m} < 5.0/6 = 0.83 < B/6$

Considerando le pressioni variabili linearmente:

$$p = \frac{600}{5} \pm \frac{6 \cdot 400}{5^2} = 120 \pm 96 \rightarrow \begin{cases} p_{\max} = 216 \text{ kPa} \\ p_{\min} = 24 \text{ kPa} \end{cases}$$

$$CS(L) = \frac{250}{216} = 1.157$$

Considerando una distribuzione plastica costante delle pressioni sulla larghezza efficace B':

$$B' = B - 2e = 5.0 - 2 \times 0.67 = 3.66 \text{ m}$$

$$R_d = 250 \times 1.0 \times 3.6 = 915 \text{ kN}$$

$$CS(C) = \frac{915}{600} = 1.52$$

Quindi:

$$\frac{CS(C)}{CS(L)} = \frac{1.52}{1.157} = 32\%$$

Il valore calcolato corrisponde a quanto ricavabile dal grafico per  $e/B = 0.134$ .

### 3.2.3 MODELLI DI TERRENO SU MOLLE, COSIDDETTI MODELLI ALLA WINKLER

In accordo con l'approccio semiprobabilistico agli Stati Limite proposto dalle NTC2008 le verifiche devono essere condotte in termini di risultanti, quindi di forze agenti e resistenze.

Sarebbe dunque sempre auspicabile che i carichi fossero forniti dal progettista della struttura in forma di forze; è invece pratica comune, quando si analizzano travi continue di fondazione o platee, considerare tali elementi fondati su un suolo "alla Winkler" (sistema di molle indipendenti tra loro caratterizzate in generale da un unico valore di rigidezza in campo lineare) e determinare di conseguenza le pressioni scaricate al terreno.

Nel presente paragrafo vengono esposti gli aspetti critici riscontrabili nell'analisi geotecnica di una fondazione posta su molle, prima dal punto di vista tecnico-scientifico e poi rispetto alle NTC2008.

Si evidenzierà nel seguito come questo metodo di analisi sia non solo fortemente convenzionale, ma spesso anche fuorviante o impreciso rispetto ad un valido risultato finale.

In questa ottica, non si sono voluti presentare metodi per il calcolo per determinare la "costante di sottofondo" in quanto facilmente reperibili in bibliografia e comunque dotati di una attendibilità quanto meno convenzionale e non sempre ben definibile. Pertanto anche eseguire una cernita diventa del tutto pleonastico.

Un quesito piuttosto diffuso riguarda la costante della molla in un particolare sito, e il modulo  $k$  del terreno.. La risposta è alquanto complessa.

Tuttavia, il modello di Winkler viene usato per calcolare:

- 1 Fondazioni isolate;
- 2 Fondazioni nastriformi caricate uniformemente;
- 3 Fondazioni nastriformi caricate puntualmente;
- 4 Azioni orizzontali sui pali di fondazione;
- 5 Paratie con fasi di scavo e distribuzioni di carico le più variabili e complesse;
- 6 .....tanto altro.....

Nei comuni programmi di calcolo vengono usati i comportamenti più vari delle molle, con *input* e *output* più o meno sofisticati, ma rimane sempre un semplice programma che considera una fila di molle isolate.

Il modello di suolo alla Winkler è fisicamente idealizzabile come un letto continuo di molle elastiche indipendenti; per definizione la costante di sottofondo  $k$  è pari al rapporto tra tensione e rispettivo spostamento.

Per rilevare un primo importante aspetto frequentemente dibattuto, si consideri la fondazione di un muro continuo, quindi sollecitata da un carico pressoché costante. In un modello alla Winkler risulta un abbassamento costante con sollecitazione nulla nella trave. In realtà la distribuzione della reazione del suolo è non lineare e di conseguenza la trave è sollecitata.

Se si considera una fondazione rigida, infatti, la distribuzione della reazione nel suolo in terreni coesivi è convessa, con valori massimi che si manifestano in corrispondenza dei bordi della fondazione, mentre in terreni incoerenti si osserva un comportamento inverso, cioè valori minimi o nulli ai bordi e massimi al centro (distribuzione concava).

Quindi la distribuzione della reazione del terreno al di sotto della fondazione dipende essenzialmente dalla posizione del punto nel quale si vuole conoscere il valore della grandezza (cioè dalla sua distanza,  $x$ ), dalla forma e tipologia del carico e dalla rigidità ( $EI$ ) dell'elemento fondale rispetto al sottostante suolo.

Tale considerazione dimostra che non può esistere un unico valore della costante di sottofondo per un dato tipo di terreno. Da questo esempio si può trarre il primo assunto: risulta formalmente errato definire un valore del parametro  $k$  senza tener conto anche della tipologia e dimensione della fondazione che si andrà a realizzare.

Un'altra limitazione dell'utilizzo di metodi "alla Winkler" è l'assunto che il suolo di fondazione abbia un comportamento elastico-lineare.

Da quando Winkler presentò la sua teoria (1867) sono trascorsi oltre 150 anni nel corso dei quali la geotecnica e l'ingegneria geotecnica si sono enormemente evolute; è ormai risaputo che il terreno si comporta in maniera non elastica anche per piccoli spostamenti; moltissimi modelli costitutivi sono stati elaborati per descriverne al meglio il comportamento. Per calcolare la resistenza ed i cedimenti di fondazioni, è consigliabile, pertanto, non fare riferimento al valore di  $k$ , bensì ad altri metodi più recenti ben documentati ed affidabili, e tale scelta è suffragata anche dai numerosi problemi di interazione terreno-struttura rilevabili dalla letteratura specialistica.

La richiesta del  $k$  da parte degli ingegneri strutturisti deriva dall'utilizzo di software di calcolo strutturale non sviluppati per applicazioni geotecniche.

Appare opportuno chiarire che l'unico scopo del modello alla Winkler è quello di calcolare le sollecitazioni negli elementi fondali. – Infatti, il modello a molle non è utilizzabile per il calcolo dei cedimenti o della capacità portante perché nella procedura di Winkler, sia cedimenti che tensioni, sono definiti "a priori" e non calcolati a posteriori.

I modelli a molle presentano, inoltre, i seguenti limiti:

- a. non trasmettono tensioni tangenziali  $\tau$  ma solo normali;
- b. possono reagire a trazione (problema per modelli f.e.m strutturali-);
- c. non tengono conto del fatto che il cedimento aumenta all'aumentare delle dimensioni della fondazione;
- d. non considerano la diffusione laterale delle tensioni e delle deformazioni;
- e. il valore di  $k$  non influenza sensibilmente i valori delle caratteristiche di sollecitazione poiché compare  $\sqrt[4]{k}$  nel calcolo sotto radice quarta, quindi:

$$k = 1.0 \quad k^{0.25} = 1.00$$

$$k = 2.0 \quad k^{0.25} = 1.19 \quad \Delta k (1-2) = 100\% \quad \Delta M (1-2) = 19\%$$

$$k = 10.0 \quad k^{0.25} = 1.78 \quad \Delta k (1-10) = 1000\% \quad \Delta M (1-10) = 78\%$$

- f. zona attiva per il calcolo dei cedimenti di una fondazione (per pratiche applicazioni):
  - o Fondazioni quadrate circolari:  $H/B = 1-2$ ;
  - o Fondazioni nastriformi:  $H/B = 2 - 4$ ;
  - o In un terreno alla Winkler:  $H/B \sim 0$

- g. forniscono informazioni solo locali per l'elemento strutturale e non producono alcuna informazione sul comportamento (spostamento e stato tensionale) del terreno adiacente; è possibile affermare che, per certi aspetti, non rispettano le richieste delle NTC08.
- h. è difficile, se non impossibile, selezionare, partendo dai parametri geotecnici reali, appropriate rigidità per simulare il comportamento del terreno.

Con riferimento alle vigenti NTC08, riferendosi a quanto appena esposto, si ritiene opportuno evidenziare ulteriori aspetti di interazione tra la Norma e la modellazione su un letto di molle:

- operare con delle pressioni non consente di condurre le verifiche in termini di resistenze e forze come indicato dalle NTC08 ( $R_d > E_d$ ); è sempre necessario determinare delle risultanti;
- avendo a disposizione solo pressioni, le loro risultanti costituiranno degli sforzi normali  $N$ ; per esempio, nella maggioranza di casi, si andranno a perdere informazioni riguardo i cinatismi rotazionali della fondazione innescati dalle sollecitazioni flettenti e taglianti orizzontali; quindi la verifica EQU di equilibrio come corpo rigido non può essere condotta in modo esaustivo;
- impiegare un modello di suolo alla Winkler non consente in ogni caso di ottenere una corretta stima dei cedimenti e dunque, per condurre tutte le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, è necessario riferirsi ad altre metodologie di comprovata affidabilità.

Pertanto, l'uso di un qualsiasi modello a molle deve essere eseguito con prudenza e spirito critico.

L'analisi sperimentale del comportamento delle fondazioni superficiali evidenzia la non linearità dell'interazione fondazione-terreno e pertanto un modello elastico lineare, per quanto di semplice applicazione, non è esaustivo della problematica; d'altro canto -la facilità di applicazione dei metodi di analisi numerica, resa possibile dalla sempre crescente potenzialità di programmi geotecnici, fa sì che sia venuto a cessare il vantaggio connesso alla prerogativa principale del metodo di Winkler, ovvero la sua semplicità. Si impone quindi, l'utilizzo, anche nel quotidiano, di programmi prettamente geotecnici basati su modelli meno semplicistici che rispecchiano il comportamento del terreno in modo sicuramente più aderente alla realtà.

### 3.2.4 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Oltre alle verifiche operate sulle resistenze, pari importanza hanno quelle condotte nei confronti dei cedimenti. Nel nuovo approccio agli Stati Limite, infatti, coesistono e procedono sempre con ugual valenza le verifiche condotte nei riguardi degli Stati Limite Ultimi (resistenza) e degli Stati Limite di Esercizio (deformabilità).

Nelle NTC08 (§2.5.3) sono definite tre tipologie di SLE statici in riferimento ai carichi che li caratterizzano: la combinazione rara, quella frequente e quella quasi permanente.

Per loro stessa definizione gli SLE rari vanno impiegati per le verifiche irreversibili, quelli frequenti per le verifiche reversibili e quelli quasi permanenti per le verifiche condotte a lungo termine.

Tali distinzioni non sono così ben riscontrabili in ambito geotecnico e sono forse maggiormente conformi al progetto di strutture in elevazione, sensibili a problematiche diverse rispetto ad un terreno.

Un terreno raramente manifesta un comportamento lineare con ugual rigidità nei cicli di carico e scarico e dunque pensare quali configurazioni di carico producano cedimenti reversibili diventa di certo problematico.

Allo stesso tempo bisogna porre grande attenzione alle verifiche sui cedimenti e rotazioni nei confronti di carichi agenti variabili, soprattutto di carattere impulsivo e senza una legge di variazione prefissata, come ad esempio il vento. A seconda delle prestazioni richieste dalla struttura può, pertanto, prefigurarsi un diverso stato limite di esercizio.

Minore incertezza incorre invece nelle analisi di consolidamento: in queste, infatti, il fattore tempo è di primaria importanza e dunque il riferimento a Stati Limite di Esercizio quasi permanente può essere ragionevole.

È in ogni caso buona norma impiegare, in un'ottica di omogeneità, almeno in una delle possibili analisi di cedimento in fondazione, lo stesso SLE cui ha fatto riferimento il progettista per le verifiche di deformabilità della sovrastruttura.

Quanto detto finora a proposito dei cedimenti è applicabile in statica mentre in sismica, alle rilevanti incertezze fin qui descritte, vanno a sommarsene delle altre relative alle definizioni stesse fornite dalle NTC08 (§7.11.5.3). Nelle NTC08 vengono esplicitamente citati gli "spostamenti permanenti" indotti dal sisma e dunque è presumibile il riferimento ad una analisi che, dopo il verificarsi dell'evento sismico, valuti gli

spostamenti residui nel terreno. Tuttavia, la normativa al riguardo è molto elusiva e le interpretazioni possibili sono varie e non sempre convergenti.

### 3.2.5 ECCENTRICITÀ DEI CARICHI

Una condizione di carico flessionale è rappresentabile come una forza normale dotata di una certa eccentricità rispetto all'asse di simmetria della fondazione.

Tale eccentricità va trattata con attenzione in fase di calcolo perché fondazioni troppo parzializzate sono da evitare, soprattutto se il carico che provoca l'eccentricità è determinante per il progetto della fondazione, come può essere un'azione verticale data da uno sbalzo oppure un carico variabile dimensionante (vento in una fondazione per struttura leggera).

Lo stesso Eurocodice 7 (UNI EN 1997), dedicato proprio agli aspetti geotecnici, è chiaro al riguardo (punto 6.5.4):

*“Special precautions shall be taken where the eccentricity of loading exceeds 1/3 of the width of rectangular footing or 0,6 of the radius of a circular footing.*

*Such precautions include:*

- *Careful review of the design values of actions [...];*
- *Designing the location of the foundation edge by taking into account the magnitude of construction tolerances.*

### 3.3. FORNITURA CARICHI PER L'ANALISI DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE.

In questo paragrafo vengono elencati i criteri che gli scriventi ritengono corretti affinché l'ingegnere strutturista fornisca lo schema dei carichi utilizzabili per un'analisi geotecnica esaustiva.

#### 3.3.1. CONCETTI GENERALI

E' necessario partire dal presupposto che la determinazione delle azioni agenti sulla struttura in elevazione deve essere sempre competenza del progettista delle strutture, che dovrà quantificarle e fornirle nella giusta e leggibile forma e sotto la propria responsabilità.

Le valutazioni geotecniche discendono dall'analisi dei carichi della struttura in elevazione, sia in campo statico che sismico. In campo sismico dette valutazioni dipendono dalla determinazione del taglio sismico alla base, dal fattore di struttura, e dall'analisi spettrale o da ogni altra analisi prettamente strutturale.

Quanto detto è confermato dal fatto che non sempre le strutture rispondono in modo semplice ed intuitivo alle azioni agenti, e quindi non sempre dei calcoli rapidi ed approssimati, quali necessariamente sono quelli condotti per le analisi geotecniche sono corretti per determinare i parametri fondamentali della risposta sismica della sovrastruttura.

Il capoverso precedente fa riferimento alla consueta pratica di determinare la risultante alla base (per esempio di colonne, setti o vani) del taglio sismico per mezzo di spettri di risposta: la ripartizione di tale forza tra gli elementi strutturali è fortemente influenzata da molteplici caratteristiche dell'elevazione ed è dunque palese come tale passaggio debba essere onere dell'ingegnere strutturista.

#### 3.3.2 CARICHI STATICI

Affinché sia possibile eseguire l'analisi della fondazione in campo statico valutando tutti gli aspetti necessari per una corretta verifica, si ritiene primariamente che il progettista della struttura in elevazione debba fornire le componenti di carico fattorizzate e non fattorizzate (nel loro valore caratteristico). In questo modo si possono generare tutte le combinazioni di carico che sono in grado di rendere critica ogni particolare verifica a cui è soggetta la struttura di fondazione; oltre alla possibilità di consentire l'esecuzione delle verifiche nei confronti di entrambi gli approcci progettuali.

Infatti, noti tutti i valori caratteristici delle azioni, si potranno considerare diverse combinazioni di carico agli stati limite ultimi assumendo di volta in volta un'azione variabile principale e le altre secondarie allo scopo di generare le condizioni più restrittive per gli elementi di fondazione, il tutto impiegando i coefficienti di contemporaneità  $\Psi_{0,j}$  forniti dalle NTC08 al punto 2.5.3.

In questo modo si potrà ricercare la combinazione delle azioni che risulta particolarmente vincolante nei confronti di una specifica verifica.

Particolarmente importante, inoltre, è conoscere il valore minimo di sforzo normale ( $N_{min}$ ) gravante sulla fondazione ed i corrispondenti valori di taglio e momento flettente (rif.: Verifica EQU e scorrimento in terreni sabbiosi per cui la combinazione a sforzo normale minimo è spesso dimensionante).

Di seguito viene elencata una serie di considerazioni e di verifiche che non possono essere eseguite in modo corretto se i carichi vengono forniti nella sola combinazione A1:

- ✓ negli stati limite ultimi, la verifica del sistema fondale potrà essere eseguita solo mediante l'**approccio 2** (combinazione dei coefficienti parziali  $A1 + M1 + R3$ ) così come descritto nelle Normative tecniche vigenti NTC08 al punto 6.4.2.;
- ✓ nella verifica di equilibrio come corpo rigido EQU la sola combinazione A1 non è eseguibile in modo corretto perché dotata di specifici coefficienti parziali di fattorizzazione delle azioni;
- ✓ nella verifica allo scorrimento la sola combinazione A1 non è eseguibile in modo corretto perché non è possibile defattorizzare alcune componenti che possono risultare favorevoli;
- ✓ nella verifica della capacità portante con  $N_{minimo}$ , che associata a M e T significativi può portare alla massima parzializzazione della sezione, non è eseguibile in quanto non è nota l'aliquota di carico variabile rispetto al permanente che insieme vanno a formare il valore di sforzo normale fornito.

D'altronde è evidente che è difficile operare con valori caratteristici delle azioni qualora ci si confronti con schemi non eccessivamente complessi. Rimarcando l'importanza di una continua collaborazione tra i tecnici, la strada da seguire potrebbe essere quella che lo strutturista generi le combinazioni di carico richieste per le valutazioni geotecniche allo scopo di evitare possibili errori macroscopici o di interpretazione.

A titolo di esempio le combinazioni da evidenziare possono essere del tipo:

- $N_{max}$      ⇒     M, T associati
- $N_{min}$      ⇒     M, T associati
- $M_{max}$      ⇒     N, T associati

Le combinazioni potranno essere già fattorizzate secondo l'approccio scelto dai due professionisti, o ancora meglio secondo entrambi gli approcci.

Naturalmente, in presenza di plinti o altri elementi fondali suscettibili di ribaltamento, tali combinazioni di carico andranno generate tenendo conto degli adeguati coefficienti parziali di sicurezza (dunque anche coefficienti di fattorizzazione delle azioni tipo EQU con attenzione a quali aliquote di carico siano favorevoli e quali sfavorevoli).

Oltre a questo, lo strutturista deve sempre fornire tutti gli strumenti utili per interpretare correttamente i carichi forniti ed in particolare:

- ✓ deve evitare l'uso di ridondanti tabulati originati dai software di calcolo strutturale quale mezzo di fornitura dei carichi; nel caso che le condizioni di carico definite siano in numero considerevole deve essere lo stesso strutturista ad operare una cernita di quelle più rilevanti;
- ✓ deve definire le condizioni di carico in modo comprensibile;
- ✓ deve identificare chiaramente il sistema di riferimento adottato nell'analisi, sia globale che locale, nei confronti della struttura in modo da non dare adito a dubbi.

### 3.3.3 CARICHI SISMICI

Le NTC08 prevedono che, in campo sismico, siano forniti i carichi gravanti sulla fondazione, unitamente alla classe di duttilità della struttura, come indicato nel punto 7.2.5 delle stesse NTC08.

## 4 FONDAZIONI SUPERFICIALI: VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

### 4.1 PREMESSA

La fondazione è l'elemento di raccordo tra la sovrastruttura ed il terreno ed ha il compito di distribuirne i carichi.

Da un punto di vista geometrico, si denominano superficiali (o dirette) le fondazioni per le quali il rapporto tra profondità del piano di posa e la propria larghezza (D/B) sia inferiore a 4 (Terzaghi, 1943).

Le tipologie principali di fondazione superficiale sono:

- **Plinto:** fondazione di forma quadrata o rotonda che trasmette al terreno i carichi dovuti all'azione del singolo pilastro;
- **Trave:** fondazione di forma rettangolare a sviluppo lineare atta a trasmettere i carichi dovuti all'azione di un muro o, in alternativa, di un allineamento di pilastri;
- **Platea:** fondazione di qualsiasi forma, atta a distribuire i carichi dovuti all'azione di muri e pilastri anche non allineati.

### 4.2 VERIFICHE DI RESISTENZA RELATIVE AD UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE

#### 4.2.1 VERIFICA EQU (STATICA + SISMICA)

Si intende per verifica EQU il controllo della perdita di equilibrio della fondazione, ovvero la rotazione della stessa rispetto ad un punto.

Il terreno rappresenta il piano di appoggio e viene considerato come dotato di rigidità infinita.

La verifica EQU confronta le forze stabilizzanti e ribaltanti rispetto ad un qualsiasi punto della fondazione.

Si presti attenzione al fatto che la verifica EQU, in strutture sollecitate flessionalmente, può assumere una certa rilevanza per il dimensionamento delle stesse. Quindi, il fatto che talvolta questa venga trascurata rappresenta una carenza progettuale relativamente agli aspetti geotecnici che può portare a dimensionamenti non corretti.

I presupposti in merito alla verifica EQU che devono essere considerati al momento del dimensionamento di una fondazione superficiale sono tre:

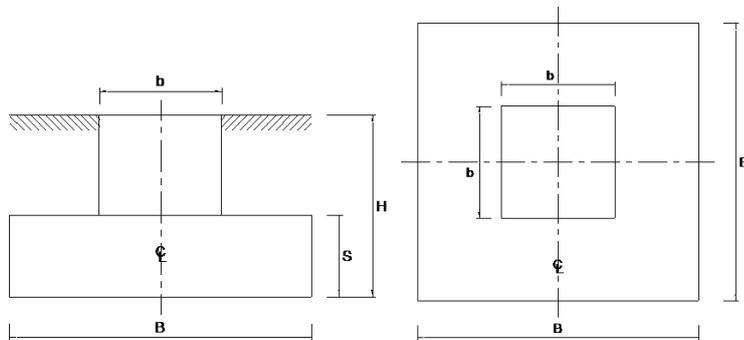
1. deve essere la prima verifica da eseguire, preliminarmente a tutte le altre considerazioni;
2. deve prescindere completamente dalle caratteristiche geotecniche dei terreni; la verifica deve essere basata, infatti, esclusivamente sul cinematicismo del corpo rigido;
3. devono essere note, senza approssimazione, le sollecitazioni che, in campo statico devono essere non fattorizzate. Nel campo delle sollecitazioni statiche, i coefficienti A sono forniti dalla Norma in modo specifico (cfr. tab. 6.2.1 riportata al cap. 2.2 di questo quaderno).

La verifica EQU si deve basare sui criteri della statica del corpo rigido, mettendo a confronto le azioni ribaltanti massimizzate con i momenti resistenti minimi, il tutto verificato lungo la direttrice più sfavorevole. Di seguito vengono riportati alcuni punti importanti per una corretta verifica EQU da tenere sempre in considerazione:

- il ricoprimento della fondazione deve essere tenuto in conto nella stabilità solo se viene garantita la permanenza lungo tutta la vita utile dell'opera;
- la falda deve essere tenuta in conto e considerata come carico variabile sfavorevole; occorre valutare il livello massimo raggiungibile ed il relativo momento ribaltante generato lungo la direttrice considerata;
- bisogna tenere in considerazione una possibile distribuzione non uniforme dei carichi variabili verticali, come ad esempio la distribuzione della neve su una copertura leggera tipo tettoia.

Per quanto riguarda gli aspetti sismici, la verifica EQU si basa sugli stessi criteri della statica del corpo rigido, però le azioni gravanti resistenti e stabilizzanti devono essere tutte portate in conto con il coefficiente parziale pari all'unità.

Si riporta di seguito l'esempio numerico relativo alla fondazione di una torre per ripetitore TV. La fondazione in oggetto è un plinto a base quadrata come da figura sottostante (Franceschini, Carbonella, 2010):



Schema della fondazione in sezione ed in pianta. Con:  $s=0,80$  m;  $H= 2,0$  m;  $B=3,70$  m;  $b=2,0$  m- Il peso di volume del terreno di ricoprimento è pari a  $18$  kN/m<sup>3</sup>, mentre il peso di volume del calcestruzzo è pari a  $25$  kN/ m<sup>3</sup>.

I carichi agenti sulla fondazione, forniti al filo superiore (estradosso) della fondazione stessa, sono i seguenti:

- carichi permanenti strutturali dovuti alla torre:

$$G_v,k= 160 \text{ kN}$$

- carichi variabili:

$$Q_v,k= 12 \text{ kN (carichi variabili verticali sulla torre)}$$

$$Q_h,k= 80 \text{ kN (carichi variabili orizzontali)}$$

$$Q_{m,h}= 660 \text{ kN (momento flettente variabile)}$$

Dalla geometria della fondazione, otteniamo che il peso della stessa è pari a  $393.8$  kN, che il peso del terreno di ricoprimento è  $209.3$  kN e, di conseguenza, **che i carichi strutturali verticali permanenti** (favorevoli) sono pari a:

$$- G_v,k= 160 \text{ kN}+393.8 \text{ kN}+209.3 \text{ kN} = 763.1 \text{ kN con il terreno di ricoprimento;}$$

$$- G_v,k=160 \text{ kN}+393.8 \text{ kN} = 553.8 \text{ kN senza terreno di ricoprimento;}$$

Il valore dei carichi strutturali verticali permanenti devono essere moltiplicati per il coefficiente  $0,9$ , quindi:

$$- G_v,k = 686.8 \text{ kN con terreno di ricoprimento;}$$

$$- G_v,k = 498.4 \text{ kN senza terreno di ricoprimento;}$$

Il carico variabile non strutturale pari a  $12$  kN è stato posto uguale a  $0$  come da tabella 6.2.I delle NTC08.

Una volta trattati i carichi favorevoli, questi devono essere moltiplicati per la metà della larghezza della fondazione, al fine di ottenere il momento resistente:

$$- M_{res}= 686.8 \text{ kN}*(3,7\text{m} /2)= 1270.6 \text{ kNm}$$

$$- M_{res}=498.4 \text{ kN}*(3,7\text{m} /2)= 922 \text{ kNm}$$

Per quanto riguarda invece i carichi sfavorevoli, il valore di  $80$  kN viene moltiplicato per il coefficiente  $1,5$  e per il valore dell'altezza della fondazione ( $H=2,0$  m). Il valore del momento flettente viene moltiplicato per il coefficiente  $1,5$  da tabella 6.2.I delle NTC08.

$$- M_{inst}=80 \text{ kN}*1,5*2,0+ 660,0 \text{ kNm}*1,5=240 \text{ kNm}+990,0 \text{ kNm} = 1230 \text{ kNm}$$

$$- EQU \text{ (con terreno di ricoprimento)} \quad M_{res}>M_{inst}: \quad 1270.6 \text{ kNm} > 1230 \text{ KNm VERIFICATA}$$

$$- EQU \text{ (senza terreno di ricoprimento)} \quad M_{res}>M_{inst}: \quad 922 \text{ kNm} < 1230 \text{ KNm NON VERIFICATA}$$

La fondazione è verificata in presenza del terreno di ricoprimento e non verificata quando questo sia rimosso; pertanto il peso del terreno deve essere inserito unicamente quando si possa garantirne la presenza per l'intera vita dell'opera.

In presenza di falda e del terreno di ricoprimento, il momento instabilizzante viene così modificato:

$$M_{inst-falda}=M_{inst} + (\gamma_w * H*B*B)*1.1*B/2= 1230 + (9.81*2*3,7*3,7)*1.1*3.7/2=1230\text{kNm} + 547 \text{ kNm}=1776.6 \text{ kNm}$$

(Le NTC08, al punto 6.2.3.1.1, annoverano quella dell'acqua tra le azioni permanenti strutturali e quindi si fattorizza con coefficiente  $\gamma_{G1} = 1.1$  per azione permanente strutturale sfavorevole).

**EQU (con terreno di ricoprimento/con falda)**

$$M_{res}>M_{inst-falda}: \quad 1270.6 \text{ kNm} < 1776.6 \text{ KNm NON VERIFICATA}$$

#### 4.2.2 VERIFICA SCORRIMENTO (STATICA + SISMICA)

La verifica a scorrimento è finalizzata ad escludere che la fondazione, soggetta ad una azione sollecitante parallela al suo piano di posa, non tenda a sviluppare uno spostamento relativo (per l'appunto uno scorrimento) rispetto ad esso. L'azione di progetto è data dalla risultante delle forze orizzontali agenti sulla fondazione, mentre la resistenza (naturalmente anch'essa da intendersi come forza orizzontale) è funzione del tipo di litologia.

Specificatamente, nel caso di terreno coesivo, la resistenza si definisce come il prodotto della coesione non drenata per l'area della sezione parzializzata; per quanto invece riguarda i terreni granulari, la forza resistente è puramente attritiva ed è data dal valore di sforzo normale (minimizzato) moltiplicato per la tangente dell'angolo di attrito terreno-fondazione (in bibliografia si tende a considerare tale angolo pari a 0,6-0,8  $\phi$ ). In campo granulare è bene fare riferimento al valore di picco dell'angolo d'attrito  $\phi$  e non a quello a volume costante.

La verifica a scorrimento, analogamente a quella di capacità portante, può essere eseguita, in campo statico, in Approccio 1 o in Approccio 2.

In campo sismico la verifica a scorrimento deve essere invece effettuata in Approccio 1, come previsto dalla circolare esplicativa alle NTC2008, ponendo pari all'unità tutti i coefficienti parziali A relativi alle azioni.

Per una corretta verifica a scorrimento, analogamente a quanto indicato per la verifica EQU, è necessario che vengano rispettati alcuni presupposti base:

- anche in questo caso risulta importante la fornitura dei carichi statici, i quali è sempre bene che siano forniti non fattorizzati in maniera tale da poter minimizzare quelli favorevoli (in particolar modo lo sforzo normale in presenza di litologia incoerente, direttamente legato alla resistenza) e massimizzare quelli sfavorevoli, ovvero i carichi flessionali (taglio e momento, che parzializza la sezione);
- l'analisi deve essere eseguita sulla sezione parzializzata considerata più sfavorevole (cfr. trattazione dei carichi).

L'Eurocodice 7 (UNI EN 1997), per quanto riguarda i terreni coesivi, pone un limite superiore alla resistenza a scorrimento nella misura del 40% dell'azione verticale gravante in ogni approccio (quella, cioè, rispetto alla quale si conduce la verifica di capacità portante).

Chiaramente l'Eurocodice non è prescrittivo, ma è vivamente consigliato rispettare tale indicazione.

#### 4.2.3 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE STATICA

Le verifiche di resistenza di fondazioni superficiali si basano sul confronto tra un'azione di progetto ed una resistenza di progetto. La trattazione dei carichi è approfonditamente affrontata al capitolo 3 del presente quaderno.

Il calcolo della Resistenza di Progetto (capacità portante dei terreni di fondazione) viene classicamente eseguito con metodologie che si basano sui criteri di Prandtl (1921) e di Terzaghi (1943), che fanno riferimento alla formula trinomia elaborata da diversi autori.

L'entrata in vigore delle NTC08 non ha modificato in maniera sostanziale gli aspetti teorici alla base di tali formulazioni. In questa sede, saranno presentate brevemente la trattazione trinomia proposta da Terzaghi (1955,1943) e la relativa modifica proposta da Brinch Hansen (1970) e rivista alla luce dell' Eurocodice 7 . Per gli approfondimenti in merito si rimanda alla bibliografia.

##### 4.2.3.1 METODI DI CALCOLO

###### 4.2.3.1.1 METODO DI TERZAGHI

Terzaghi (1955) ha risolto per primo la capacità portante di una fondazione in condizioni statiche come formula trinomia in cui compaiono i tre fattori di capacità portante ( $N_c$ ,  $N_q$  ed  $N_\gamma$ ):

$$q_{ult} = c * N_c * s_c + \gamma * D * N_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma$$

in cui:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45^\circ + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0,75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{K_p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$D$  rappresenta l'affondamento della fondazione.

Coefficienti di Forma

I valori di  $s_c$  ed  $s_\gamma$  sono tabellati in funzione della forma della fondazione:

	nastriiformi	circolari	quadrate
$s_c$	1,0	1,3	1,3
$s_\gamma$	1,0	0,6	0,8

La formulazione di Terzaghi è stata variamente rivista per tenere in considerazione la forma della fondazione, la profondità e l'inclinazione del piano di posa, l'inclinazione e l'eccentricità del carico (Meyerhof, 1965; Vesic, 1973, Brinch Hansen 1970).

#### 4.2.3.1.2 METODO DI BRINCH HANSEN E MODIFICA EC7

La formulazione di Brinch Hansen (1970), in **condizioni drenate** può essere espressa come segue:

$$R / A' = c' N_c s_c i_c d_c b_c g_c + q' N_q s_q i_q d_q b_q g_q + 0,5 B' \gamma' N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

in cui:

$$A' = B' * L'$$

$$B' = B - 2(M_b / N)$$

$$L' = L - 2(M_L / N)$$

Con  $M_b$  - e  $M_L$  si intendono i momenti applicati alla fondazione nelle direzioni di B e L; con N si intende il carico normale (Cfr. capitolo sulla trattazione dei carichi); con D si intende l'affondamento della fondazione. Fattori di capacità portante:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45 + \varphi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$$

Rispetto alla formulazione EC7 sopra riportata, la formulazione originale di Brinch Hansen prevedeva:

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$$

Questa applicazione può condurre a differenze sostanziali nella valutazione di tale fattore che per angoli di attrito di 20°, sono intorno al 40% e si riducono al 5% per  $\varphi$  superiore a 35° (Cortellazzo e Mazzucato, 1996).

Di seguito vengono brevemente riportati i coefficienti applicati nel metodo:

Coefficienti di forma ( De Beer, 1970)

$$s_q = 1 + (B' / L') \operatorname{sen} \varphi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * (B' / L')$$

$$s_c = (s_q * N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Coefficienti di inclinazione del carico (Vesic, 1973)

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{T}{(N + B' * L' * c' * \cot \varphi')} \right)^{(m+1)}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{T}{(N + B' * L' * c' * \tan \varphi')} \right)^m$$

$$i_c = \frac{i_q - (1 - i_q)}{N_c \tan \varphi'}$$

Per le definizioni di T ed N si veda il capitolo 3 del presente documento.

$$m = m_b = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')]$$

$$m = m_b = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')]$$

Coefficienti di affondamento

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 * (D / B') \tan \varphi' (1 - \operatorname{sen} \varphi')^2$$

$$d_c = \frac{d_q - (1 - d_q)}{N_c \tan \varphi'}$$

Coefficienti di inclinazione della base della fondazione (Brinch Hansen, 1970)

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$$

$$b_c = \frac{b_q - (1 - b_q)}{N_c \tan \varphi'}$$

Con  $\alpha$  pari all'inclinazione del piano di posa della fondazione.

Coefficienti di inclinazione del p.c. (Brinch Hansen, 1970).

$$b_\gamma = b_q$$

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

$$g_c = \frac{g_q - (1 - g_q)}{N_c \tan \varphi'}$$

Con  $\beta$  pari all'angolo di inclinazione del piano campagna rispetto alla verticale.

In **condizioni non drenate**, invece, la formulazione di Brinch Hansen viene così espressa:

$$q_{lim} = (2 + \pi)c_u s_c i_c * d_c b_c g_c + \gamma * D$$

In cui:

Coefficiente di forma (Vesic, 1973):

$$s_c = 1 + 0,2(B'/L')$$

Coefficiente di Inclinazione (Vesic, 1973):

$$i_c = \frac{1 - (m * T)}{(B' * L' * c_u * (2 + \pi))}$$

Coefficiente di affondamento (Brinch Hansen, 1970):

$$d_c = 1 + 0,4(D/B')$$

Coefficiente di inclinazione della base della fondazione (Brinch Hansen, 1970):

$$b_c = 1 - \left( \frac{2\alpha}{\pi + 2} \right)$$

Coefficiente relativo all'inclinazione del p.c.(Brinch Hansen, 1970)

$$g_c = 1 - \left( \frac{2\beta}{\pi + 2} \right)$$

Per quanto riguarda il calcolo di capacità portante in condizioni non drenate, Salgado (2006) ha proposto una formulazione trinomia del tipo Brinch Hansen in condizioni non drenate. Chiaramente tale applicazione conduce a valori di capacità portante decisamente più elevati rispetto all'applicazione della formula di Brinch Hansen, di conseguenza deve essere usata esclusivamente in presenza di un modello geotecnico di estremo dettaglio e, di conseguenza, con valori di coesione non drenata molto affidabili (Vermeer, com. pers.).

#### 4.2.4 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE SISMICA

##### 4.2.4.1 METODI DI CALCOLO PER TERRENI GRANULARI

###### 4.2.4.1.1 PREMessa

La capacità portante delle fondazioni superficiali in assenza di carichi sismici è stata nel corso degli anni oggetto di numerosi studi scientifici che hanno condotto ad un'analisi dettagliata ed estensiva del problema (Terzaghi, 1943; Caquot e Kerisel, 1948; Meyerhof, 1963; Vesic, 1973; Brinch Hansen, 1970; Eurocode 7, 1977).

In queste formulazioni viene trascurato l'effetto di carichi di natura sismica sulla capacità portante dei terreni di fondazione. Numerose indagini di natura sperimentale e studi teorici hanno dimostrato che l'azione sismica modifica la capacità portante di fondazioni superficiali con particolare riferimento ai terreni granulari. Sulla base di tali considerazioni, a partire dai primi anni 90 (Sarma e Issifelis, 1990; Richards et al.; 1993), l'attenzione accademica è stata rivolta alla ricerca di un approccio razionale che tenga conto dell'effetto dell'azione sismica su una massa di terreno coinvolta nel meccanismo di rottura dei terreni in campo sismico.

Tali approcci forniscono strumenti per il calcolo della capacità portante di fondazione in zona sismica considerando le forze di inerzia in tutte le parti del sistema suolo-fondazione struttura.

Durante un terremoto, infatti, il passaggio delle onde sismiche crea delle forze di inerzia nel terreno le quali sono equilibrate da uno stato tensionale di natura dinamica principalmente legato al taglio orizzontale, ma nello stesso tempo, in fondazione si manifestano altre forze dovute all'inerzia della sovrastruttura. Sulla base di questi studi nascono i concetti di:

**Effetto cinematico:** dovuto all'inerzia del suolo nei confronti della fondazione, che tiene conto del meccanismo di rottura sulla fondazione stessa;

**Effetto inerziale:** dovuto alle azioni sismiche che agiscono sulla sovrastruttura che trasferiscono uno sforzo di taglio sulla fondazione (Maugeri & Novità, 2004).

Appare quindi chiaro che le classiche formulazioni in campo statico non risultano assolutamente esaustive per questo tipo di problema.

Il problema della capacità portante in campo sismico è legato alle caratteristiche sismiche di un sito, sia in termini di eventi attesi, in funzione delle prestazioni richieste all'opera, sia in termini di risposta sismica locale. In particolare, tali caratteristiche vengono espresse attraverso:

- **Accelerazione orizzontale massima (ag)** attesa al suolo per sito di riferimento rigido (privo di amplificazione);
- **Fattore di amplificazione (S= S<sub>s</sub> xSt)**, che tiene conto delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche proprie del sito di costruzione, sulla base di approcci semplificati o, in alternativa, studi specifici di risposta sismica locale.

Dall'accelerazione orizzontale massima attesa e dal fattore di amplificazione si ottengono i coefficienti sismici orizzontale e verticale, espressi come segue:

$$K_h = a_g * \frac{S}{g}$$

$$K_v = 0,5 * K_h$$

La circolare C7.11.5.3.1 delle NTC08, in merito alle verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali, afferma che i valori del coefficiente sismico orizzontale possono essere valutati facendo riferimento ai "valori di normativa specificati per i pendii" (Cfr. § 7.11.3.5.1 delle NTC08) così calcolati:

$$K_h = \beta_s * a_g * \frac{S}{g}$$

$$K_v = 0,5 * K_h$$



In cui:

$$\rho_{AE} = (\phi - \theta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\phi - \theta)) [1 + \tan(\delta + \theta) \cot(\phi - \theta)]} - \tan(\phi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) (\tan(\phi - \theta) + \cot(\phi - \theta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\phi - \theta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\phi - \theta)) [1 + \tan(\delta - \theta) \cot(\phi - \theta)]} + \tan(\phi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) (\tan(\phi - \theta) + \cot(\phi - \theta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2} \quad K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

In tali espressioni la tangente dell'angolo  $\theta$  è definita come:

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Il metodo di Richards non analizza gli importanti aspetti legati all'eccentricità del carico e non è chiaramente separato il contributo dell'inclinazione del carico strutturale dalla inerzia del suolo sulla riduzione della capacità portante.

#### 4.2.4.1.3 METODO DI PAOLUCCI E PECKER

Anche il metodo di Paolucci & Pecker (1997), come quello di Richards tiene conto dell'inerzia del suolo, ovvero dell'effetto cinematico del sisma sulla fondazione. Il calcolo si basa su una formulazione empirica che approssima i risultati di un approccio cinematico che tiene conto sia dell'eccentricità del carico che del contributo dell'inerzia.

In definitiva il metodo consiste nel calcolo di tre coefficienti funzione di:

- forza orizzontale;
- eccentricità del carico;
- inerzia del terreno.

La capacità portante della fondazione in campo sismico si ottiene moltiplicando i tre coefficienti per il valore di carico limite in campo statico.

La formulazione generale risulta:

$$q_{lim,e} = v_h \cdot v_e \cdot v_i \cdot q_{lim,s}$$

$$v_h = \left( 1 - \frac{T}{0.85N} \right)^3 \quad v_e = \left( 1 - \frac{e}{0.50B} \right)^{1.8} \quad v_i = \left( 1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0.35}$$

Il metodo di Paolucci & Pecker è applicabile finchè è verificata la condizione:

$$K_h < \tan \phi$$

in quanto per valori di  $K_h$  maggiori, il coefficiente legato all'inerzia del terreno  $v_i$ , perde di significato.

A dispetto di una notevole facilità applicativa, emerge spesso che l'utilizzo del metodo di Paolucci & Pecker, conduce a risultati non sempre coerenti con i trend evidenziati dagli altri metodi.

**4.2.4.1.4 METODO DI MAUGERI**

Maugeri (Maugeri & Novità, 2004; Maugeri & Castelli, 2006 e 2008), hanno determinato il carico limite di una fondazione superficiale sottoposta ad un carico (pseudo-statico) inclinato poggiante a sua volta su un terreno soggetto a forze di inerzia.

Lo studio per la valutazione dei fattori di capacità portante sismici è stato condotto per via numerica utilizzando il "Metodo delle Caratteristiche" (Sokolovskii,1965), che ha condotto ad una valutazione dei coefficienti  $h_q$ ,  $h_c$  e  $h_\gamma$  da moltiplicare ai fattori di capacità portante statica ( $N_q$ ,  $N_c$  ed  $N_\gamma$ ), al fine di ottenere i corrispettivi valori in campo sismico.

Il metodo di Maugeri è stato pubblicato per la prima volta nell'anno 2004, ed è stato successivamente riformulato nel 2006 e nel 2008.

L'espressione della capacità portante è stata riformulata sulla base della formula statica di Brinch Hansen, come segue:

$$q_{lim,e} = c' N_c \alpha_c h_{cf} + q N_q \alpha_q h_{qf} + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma \alpha_\gamma h_{\gamma f}$$

in cui con i coefficienti  $\alpha$  si rappresentano tutti i coefficienti correttivi della formula di Brinch Hansen e con:

$$h_{\gamma f} = N_{\gamma E} / N_{\gamma S}$$

$$h_{c f} = N_{cE} / N_{cS}$$

$$h_{qf} = N_{qE} / N_{qS}$$

La formulazione di tali fattori è la seguente:

$$h_{\gamma f} = B \cdot (k_h^2 \cdot f) + C \cdot (k_h \cdot f) + 1 \quad h_{c f} = D \cdot (k_h^2 \cdot f) + E \cdot (k_h \cdot f) + 1 \quad h_{qf} = H \cdot (k_h^2 \cdot f) + I \cdot (k_h \cdot f) + 1$$

$$B = -70.51(\tan \varphi)^3 + 143.84(\tan \varphi)^2 - 98.79 \tan \varphi + 27.64$$

$$C = 12.90(\tan \varphi)^3 - 35.04(\tan \varphi)^2 + 30.27 \tan \varphi - 12.48$$

$$D = 70.06(\tan \varphi)^3 - 171.07(\tan \varphi)^2 + 129.90 \tan \varphi - 29.61$$

$$E = -1.27 \tan \varphi - 1.07 \quad H = 63.96(\tan \varphi)^3 - 154.31(\tan \varphi)^2 + 117.70 \tan \varphi - 26.34$$

$$I = -4.49(\tan \varphi)^3 + 10.58(\tan \varphi)^2 - 8.48 \tan \varphi - 0.22$$

**4.2.4.1.5 METODO DI KUMAR**

Il metodo di Kumar (Kumar & Mohan, 2002), così come quello di Maugeri & Novità (2004) è ricavato da una analisi eseguita con il "Metodo delle Caratteristiche" (Sokolovskii, 1965) e determina l'influenza delle accelerazioni orizzontali sismiche sulla capacità portante delle fondazioni. I risultati del metodo vengono forniti in forma di equazione esclusivamente per il calcolo del fattore  $N_q$ :

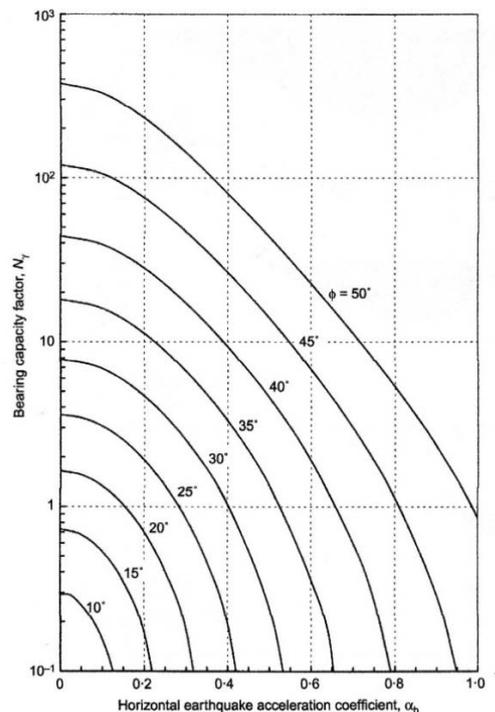
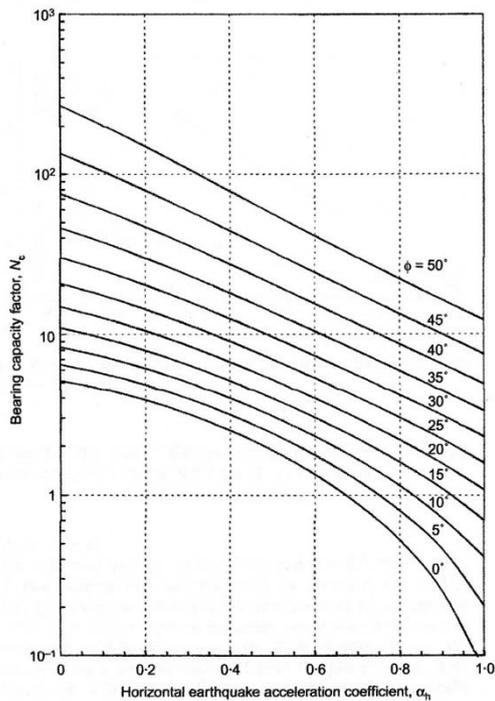
$$N_q = (1 + \sin \varphi \cos 2\theta_f) e^{\ln\left(\frac{1}{1 + \sin \varphi \cos 2\theta_{gr}}\right) + 2(\theta_{gr} - \theta_f) \tan \varphi}$$

Con:

$$\theta_{gr} = 0,5 \left[ \pi - \operatorname{sen}^{-1} \left( \frac{\operatorname{sen}(\tan^{-1} K_h)}{\operatorname{sen} \varphi} \right) + \tan^{-1} K_h \right]$$

$$\theta_f = 0,5 \left[ \operatorname{sen}^{-1} \left( \frac{\operatorname{sen}(\tan^{-1} K_h)}{\operatorname{sen} \varphi} \right) + \tan^{-1} K_h \right]$$

Per  $N_c$  ed  $N_\gamma$ , invece, i risultati sono forniti esclusivamente in forma grafica:

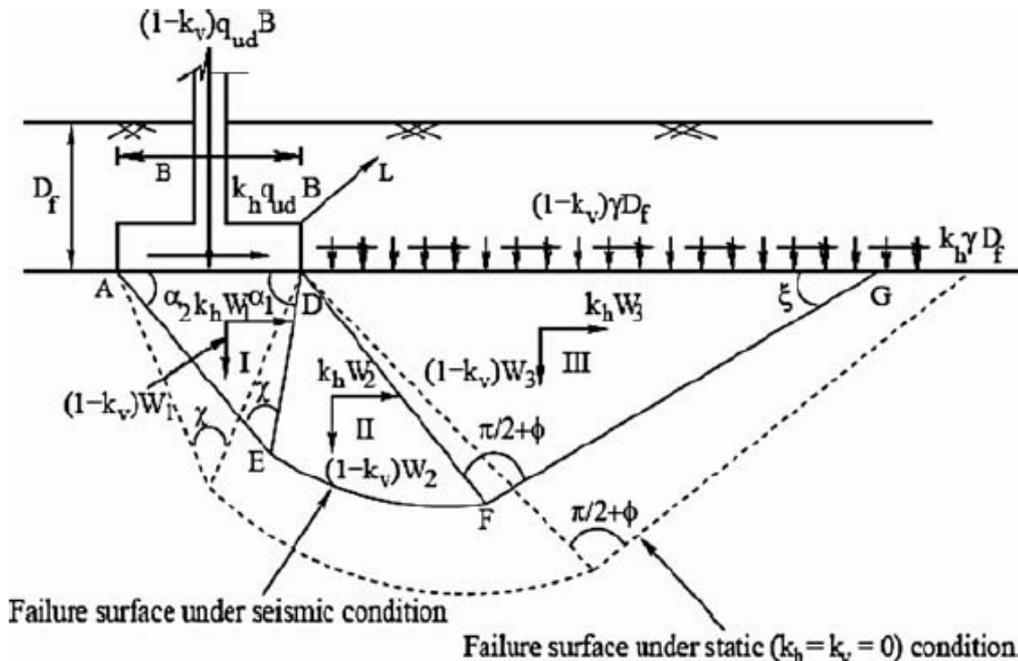


**4.2.4.1.6 METODO DI CHODHOURY**

Choudhury & Subba Rao (2005), hanno implementato un metodo per il calcolo della capacità portante sismica basato sulla valutazione pseudo statica dei parametri di capacità portante in campo sismico, ottenuti da una tecnica di iterazione numerica estensiva.

Il metodo utilizzato per l'analisi del problema, come accennato, è quello dell'equilibrio limite in condizioni pseudo statiche. È stato preso in considerazione un mezzo omogeneo, isotropo, rigido, e perfettamente plastico. Il problema è stato analizzato considerando le forze agenti sul cuneo di terreno al di sotto di una fondazione superficiale, funzione chiaramente dei parametri geotecnici del terreno e dei sovraccarichi indotti dalla fondazione sul terreno. Nella figura sotto riportata viene mostrata la schematizzazione del problema analizzato.

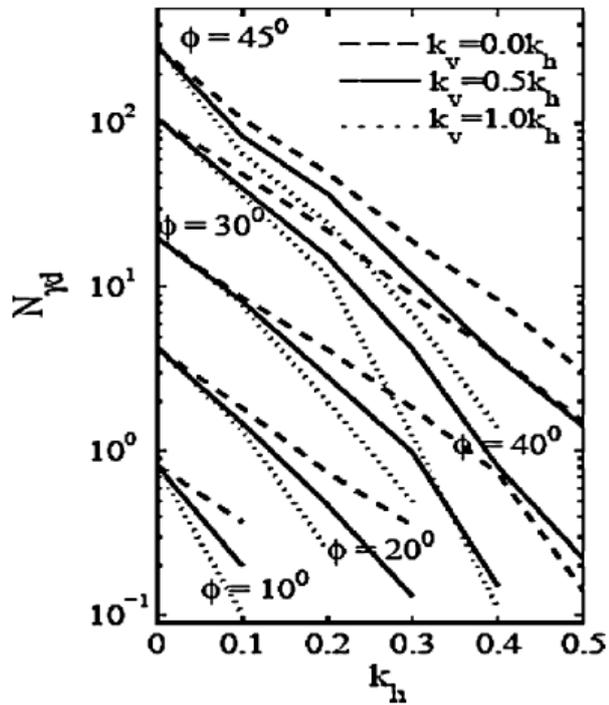
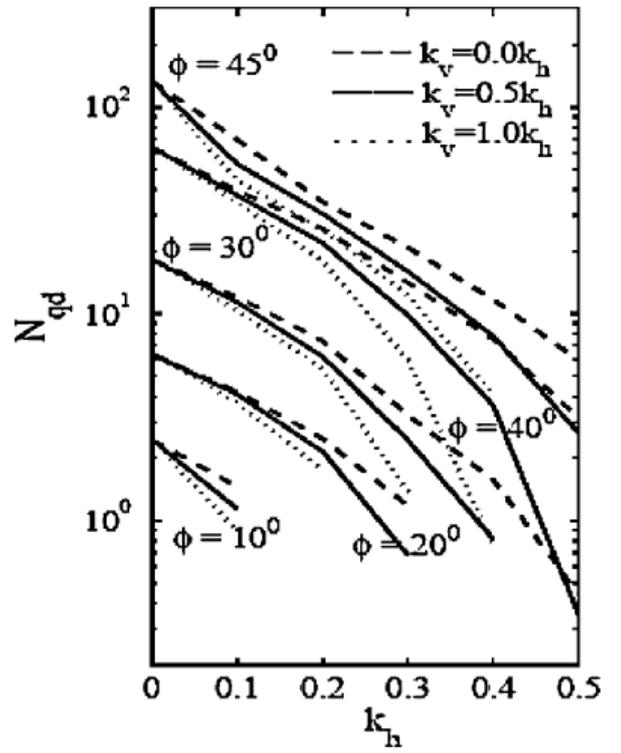
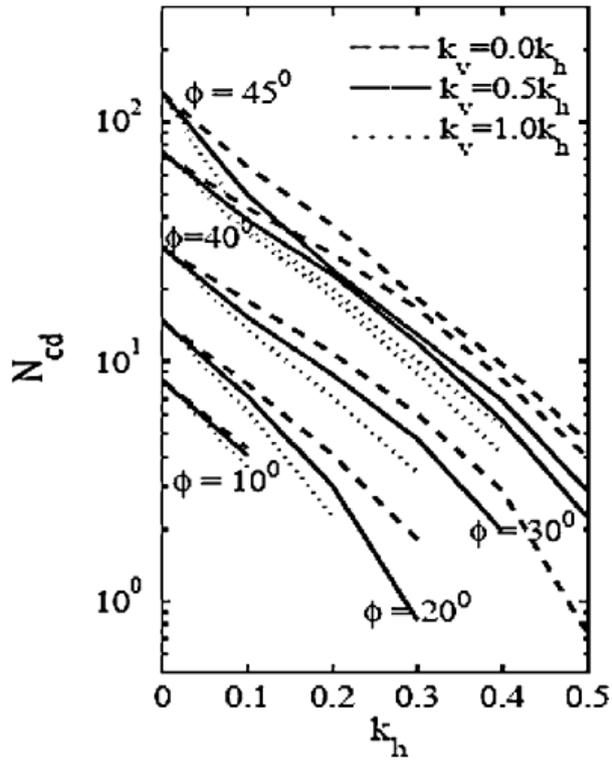
Nel lavoro vengono presentate due differenti formulazioni analitiche per ciascun fattore di capacità portante ottenute dall'equilibrio verticale ed orizzontale delle forze. Tali formulazioni, oltre ad essere forzatamente funzione dei coefficienti sismici orizzontale e verticale ( $K_h$  e  $K_v$ ), discendono dagli angoli  $\alpha_1$  ed  $\alpha_2$  alla base della zona I ubicata al di sotto del piano di posa della fondazione (vedi figura), dai valori di angolo di attrito del materiale e dal valore di angolo di attrito mobilizzato ed, infine, dai coefficienti sismici passivi di pressione sui terreni così come presentati da Choudhury & Mohan Rao.



La valutazione numerica dei fattori di capacità portante sismica è stata effettuata mediante un procedimento di calcolo iterativo, per differenti range del valore dell'angolo di attrito.

Il metodo fornisce, come strumento di lavoro, alcuni abachi per la stima della riduzione del valore dei fattori di capacità portante (rispetto ai valori calcolati in campo statico), sulla base del range di  $\phi$ , del valore del coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  e del rapporto di questo con il  $k_v$ . Il valore di capacità portante viene calcolato utilizzando la formula trinomia di Brinch Hansen.

Si riportano di seguito i tre grafici recanti le variazioni di ciascun fattore di capacità portante sulla base dei coefficienti sismici e del valore dell'angolo di attrito.



**4.2.4.1.7 METODO EC8 E APPLICAZIONE ALLA NORMA ITALIANA**

Nell'Annex 8 della UNI-EN 1998-5, versione del 2005, viene presentata la verifica di sicurezza alla rottura per il raggiungimento della capacità portante limite di una fondazione in zone sismiche come un dominio di rottura della fondazione stessa in condizioni sismiche. Questo dominio si presenta in forma tridimensionale in presenza di una terna di sollecitazioni, mentre è bidimensionale nel caso di due sole sollecitazioni agenti. La stabilità a rottura di una fondazione superficiale mediante la seguente formula:

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[ (1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[ (1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0$$

nella quale:

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{RD} N_{ED}}{N_{MAX}} \quad \bar{V} = \frac{\gamma_{RD} V_{ED}}{N_{MAX}} \quad \bar{M} = \frac{\gamma_{RD} M_{ED}}{BN_{MAX}}$$

Con:

$N_{MAX}$ : capacità portante limite della fondazione superficiale sotto un carico verticale concentrato;

$N_{ED}$ : forza normale di progetto sulla base orizzontale;

$V_{ED}$ : forza orizzontale di progetto;

$M_{ED}$ : azione di progetto in termini di momento;

$B$ : Base della fondazione;

$F$ : forza adimensionale dell'inerzia;

$\gamma_{RD}$ : fattore del modello parziale, che dipende dal tipo di terreno e dal grado di saturazione;

$a, b, c, d, e, f, m, k, k', cM, c'M, \beta, \gamma$  sono dei parametri numerici che dipendono dalla tipologia del terreno.

$$N_{MAX} = \frac{1}{2} \rho g \left( 1 \pm \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma \quad F = \frac{Sa_g}{g \tan \phi'_d}$$

Con:

$h$ : accelerazione di gravità;

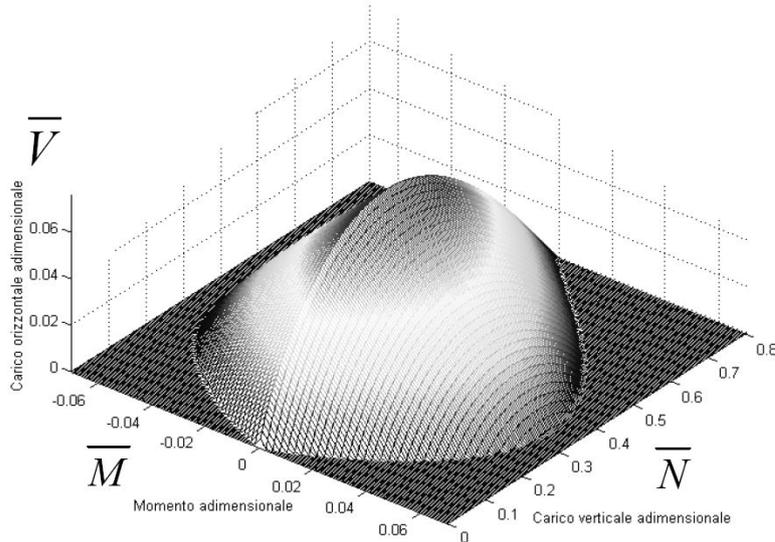
$a_v$ : accelerazione massima verticale sul suolo (che può essere posta uguale a  $0,5 * a_g * S$ );

$N_\gamma$ : fattore di capacità portante funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

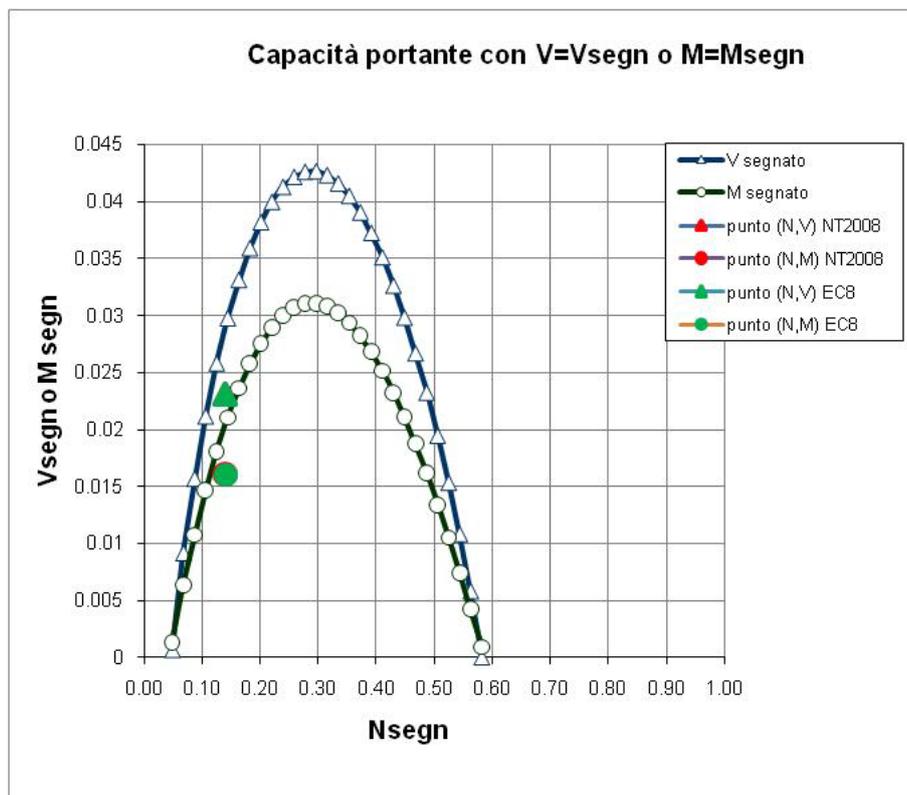
I valori tabellati dei parametri numerici e del fattore parziale del modello sono riportati nella pubblicazione, alla quale si rimanda per ulteriori dettagli. Si noti che è valida sia per terreni incoerenti che coesivi.

Dall'analisi della formula è possibile notare due aspetti significativi: innanzi tutto il metodo presenta una forte limitazione di  $N/N_{ultimo}$  per valori di  $K_h$  alti con sollecitazioni flessionali taglianti di una certa importanza; inoltre, per la contemporanea presenza nella fondazione di valori bassi di  $N_j$ , si può avere la fondazione non verificata per *uplift*.

## Verifica a Capacità Portante EC8-5



Esempio di dominio di interazione in campo tridimensionale (EC8 Annex F)



Esempio di dominio di interazione in campo bidimensionale (Franceschini & Carbonella, 2010)

#### 4.2.4.1.8 METODO DI CASCONI

Il metodo di calcolo proposto da Cascone *et al.* (2006), approssima il calcolo della capacità portante di fondazioni superficiali in campo sismico, considerando una riduzione del solo fattore di capacità portante  $N_\gamma$ , sulla base dell'analisi del problema eseguita mediante il metodo delle caratteristiche di Sokolowskii (1965). Tale analisi è basata sull'ipotesi che in una massa di terreno in condizioni di incipiente rottura devono essere soddisfatte le equazioni di equilibrio ed il criterio di rottura. La risoluzione di tali equazioni consente di ricavare il carico limite di detta fondazione in presenza di sisma.

Nel metodo vengono inoltre introdotti due differenti coefficienti sismici differenti:  $K_{hk}$  è imputato a considerare l'accelerazione in fondazione dovuta alla risposta sismica del terreno, mentre  $K_{hi}$  dovrebbe tener conto dell'effetto inerziale, ovvero dell'accelerazione impressa alla fondazione dall'inerzia della sovrastruttura.

Sulla base dell'analisi sono stati proposti due fattori di correzione, i quali devono essere entrambi moltiplicati per il coefficiente  $N_\gamma$  ottenuto dall'analisi in campo statico:

$$e_{\gamma k} = \left(1 - \frac{k_{hk}}{\tan \varphi}\right)^{0.45} \quad \text{valido se } kh \leq \tan \varphi$$

in cui  $K_{hk}$  può essere assimilato al coefficiente sismico orizzontale  $k_h$

$$e_{\gamma i} = (1 - 0.7 * k_{hi})^{0.45}$$

L'articolo non fornisce alcuna indicazione in merito alla valutazione del  $K_{hi}$ , tuttavia nella Circolare n. 617/C.S.LL.PP./2009 che richiama tale metodo nei suoi concetti generali, al punto 7.11.5.3.1, il  $K_{hi}$  viene definito come " il rapporto tra le componenti verticale ed orizzontale dei carichi trasmessi in fondazione".

Per il valore di  $K_{hi}$  può essere utilizzata l'ordinata dello spettro di progetto  $S_e(T)$ , da calcolarsi mediante la seguente procedura:

- 1 devono essere forniti dallo strutturista il valore di  $q$  (fattore di struttura) e di  $T_1$  (periodo fondamentale di vibrazione della struttura);
- 2 devono essere calcolati i valori di  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  dello spettro elastico mediante le equazioni 3.2.7, 3.2.8 e 3.2.9 contenute nelle NTC08 di cui al DM 14/01/2008 nelle quali dovranno essere inseriti i valori di  $T^*c$  e  $ag/g$  per SLV;
- 3 il valore del periodo fondamentale di vibrazione deve essere confrontato con i valori di  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  calcolati al punto 2 e, a seconda che  $T$  sia minore di  $T_B$ , compreso tra  $T_B$  e  $T_C$ , tra  $T_C$  e  $T_D$ ,-oppure maggiore di  $T_D$ , deve essere applicata- la corrispondente formula 3.2.4- contenuta nelle NTC08 di cui al del DM 14/01/2008, per il calcolo di  $S_e(T)$  ponendo  $\eta=1/q$ .

Si sottolinea che, volendo applicare questo metodo, l'articolo proposto dagli autori non indica alcun coefficiente da utilizzare per la riduzione dei fattori di capacità portante  $N_c$  ed  $N_q$ . Ulteriori considerazioni in merito al metodo presentato verranno esposte nel cap. 6.9.

**4.2.4.2 METODI DI CALCOLO PER TERRENI COESIVI (TENSIONI TOTALI)**

Il problema della trattazione della capacità portante sismica per terreni coesivi, al contrario di quanto visto per i terreni granulari, manca di studi approfonditi che dimostrino una riduzione sostanziale della capacità portante in presenza di eccitazione sismica. Si fa in ogni caso presente che tutti gli studi condotti portano ad affermare che il comportamento della capacità portante di fondazioni superficiali in termini di tensioni totali, non risulta influenzato dal sisma.

In questa sede verranno presentati due metodi di calcolo di capacità portante in campo sismico per terreni puramente coesivi: il primo fa riferimento ad uno studio di Paolucci & Pecker (1997), nel quale gli stessi autori sostengono che tale analisi risulta del tutto ridondante se la fondazione viene progettata con fattore di sicurezza sufficientemente alto. Il secondo metodo fa riferimento all'Eurocodice 8 (Annex F).

**4.2.4.2.1 METODO DI PAOLUCCI E PECKER**

Il metodo di calcolo di Paolucci & Pecker fornisce una indicazione in merito al coefficiente riduttivo della capacità portante per terreni puramente coesivi in campo sismico unicamente legato agli effetti inerziali del suolo. Questo metodo fornisce quindi un limite superiore di capacità portante, che non tiene in conto gli effetti cinematici del sisma sulla fondazione. Il metodo viene elaborato per una fondazione quadrata di cui il rapporto di forma è definito come:

$$\xi = B/L$$

Il valore di capacità portante in campo sismico (limite superiore) viene calcolato moltiplicando il valore statico per un coefficiente riduttivo che dipende da:

$$f_x = k_h * \gamma$$

$$v = \frac{N}{B * c * L}$$

Oltre che da B (larghezza di fondazione) e coesione non drenata e  $\xi$  secondo i seguenti grafici:

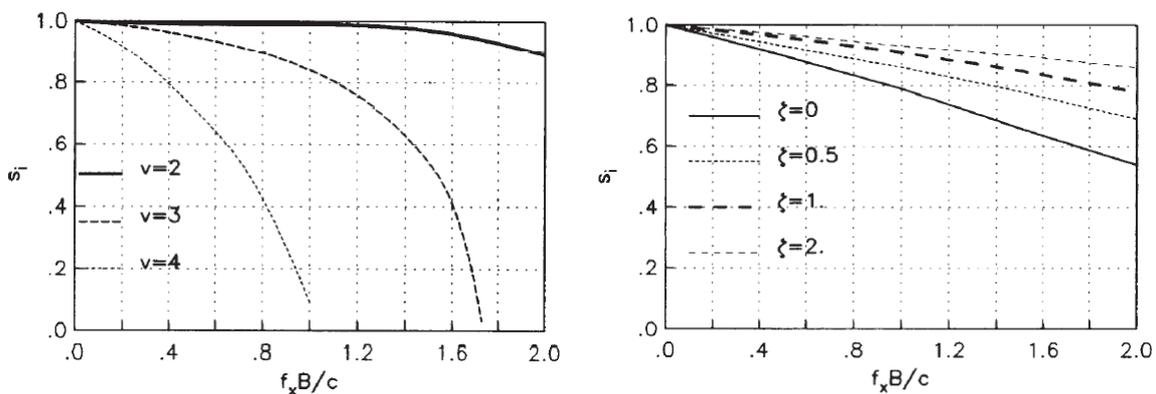


Figura 9- Riduzione della capacità portante di una fondazione rettangolare sottoposta a carico inclinato in funzione dell'inerzia del suolo per differenti valori del carico verticale normalizzato (grafico 1). Riduzione della capacità portante per una fondazione rettangolare sottoposta a carico verticale centrato con valore normalizzato pari a 2,5 in funzione dell'inerzia del suolo e del valore del rapporto di forma della fondazione

#### 4.2.4.2.2 METODO EC8

L'espressione generale della capacità portante sismica per suoli di natura puramente coesiva è la medesima riportata al cap.-4.2.4.1.7. Il valore di  $N_{\max}$  è calcolato come la capacità portante massima sotto carico centrato in condizioni non drenate:

$$N_{\max} = (\pi + 2) \frac{\bar{c}}{\gamma_m} B$$

La forza di inerzia adimensionale è invece data da:

$$\bar{F} = \frac{\rho * a_g * S * B}{c}$$

In cui:

$\rho$ =densità;

$a_g$ =accelerazione sismica di progetto;

$S$ = soil factor che dipende dalle categorie di suolo ( $A=1,0/B=1,2/C=1,15/D=1,35/E=1,4$ );

$B$ = dimensione della fondazione;

$c$ = coesione non drenata.

#### 4.2.5 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE -(STATICA E SISMICA)

Le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali comprendono la verifica di stabilità globale pendio-fondazione che deve essere eseguita in **Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2, con R2=1,1)**.

Per approfondimenti in merito alle metodologie di calcolo si rimanda al quaderno relativo alla verifica di stabilità dei pendii.

#### 4.2.6 FONDAZIONI SUPERFICIALI IN ROCCIA

##### 4.2.6.1 PREMESSA

Le verifiche agli stati limite ultimi fin qui trattate hanno preso in considerazione le problematiche relative a fondazioni su terre, sia granulari che coesive. Nel presente paragrafo ci si riferirà alla capacità portante di fondazioni superficiali in roccia.

Gli aspetti relativi alla caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi ed alla scelta dei parametri caratteristici sono stati trattati nel Quaderno relativo (v. Caratterizzazione delle rocce) e di conseguenza verranno qui brevemente richiamati, ma non approfonditamente trattati.

La caratterizzazione geotecnica delle rocce tradizionalmente è stata affrontata partendo dal rilevamento geomeccanico di campagna, propedeutico all'elaborazione di alcuni indici tipici dell'ammasso stesso ottenibili, sulla base di schemi preordinati, quali ad esempio il RMR (Rock Mass Rating) system (Bieniawski, 1976) o il Rock Tunneling Quality Index Q (Barton e al., 1974).

Alle basse profondità rispetto al piano campagna che possono interessare la realizzazione di fondazioni superficiali, però, i meccanismi di "rottura" di eventuali ammassi rocciosi sono governati dalla presenza di superfici di discontinuità come ad esempio stratificazioni, faglie, zone a competenza minore (si pensi alla frazione fine della sequenza di Bouma per una torbidite). Per questo motivo, molti autori hanno ritenuto di poter trattare la roccia fratturata alla stregua di un terreno, caratterizzandola mediante i parametri coesione efficace e angolo di attrito (Patton, 1966; Barton et al., 1974; Barton & Bandis, 1990; Hoek & Brown, 1980).

4.2.6.2 VERIFICHE AGLI SLU

La capacità portante, nel caso di fondazioni su roccia, difficilmente potrà rappresentare la verifica dimensionante. Estrema cura ed attenzione deve essere rivolta alle verifiche EQU e scorrimento, che hanno un ruolo determinante nella definizione della dimensione della fondazione, almeno in caso di sollecitazioni flessionali. Per approfondimenti si rimanda al paragrafo 4.2 del presente quaderno.

Per quanto invece riguarda i valori di capacità portante delle fondazioni superficiali su roccia, le NTC08 al punto 6.2.3.1.2, segnalano che al valore di resistenza alla compressione ultima per le rocce deve essere applicato un valore di  $\gamma_{qu}=1,6$ .

In maniera piuttosto speditiva, quindi, il valore di capacità portante ultima può essere stimato in maniera efficace considerando:

$$qu = qu_k * RQD^2$$

in cui  $qu_k$  è pari al valore ottenuto dalle analisi di laboratorio al quale viene applicato  $\gamma_{qu}=1,6$ , mentre il quadrato di RQD (Rock Quality Index) fornisce una riduzione della capacità portante in funzione della quantità e della qualità delle fratture.

Analogamente, qualora la roccia venga caratterizzata da valori di  $c'$  e  $\phi$ , Stagg & Zienkiewicz (1968) suggeriscono di moltiplicare per il quadrato di RQD il valore di capacità portante calcolato con le classiche formule trinomie tipo Brinch Hansen in cui:

$$N_q = tg^6 (45^\circ + \phi / 2)$$

$$N_c = 5 * tg^4 (45 + \phi / 2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Esistono trattazioni in letteratura (Prakoso & Kulhavy, 2004) che forniscono alcune indicazioni per la riduzione della capacità portante calcolata su roccia integra sulla base del grado di confidenza del modello geotecnico, del valore della pressione di rottura, della tensione litostatica al piano di posa della fondazione e della fratturazione del mezzo.

Infine, viene riportato il metodo di valutazione della capacità portante in roccia proposto nell'Eurocodice 7. Nella sezione 6, sono indicati alcuni aspetti che devono essere chiariti per una corretta progettazione di questa tipologia di opera:

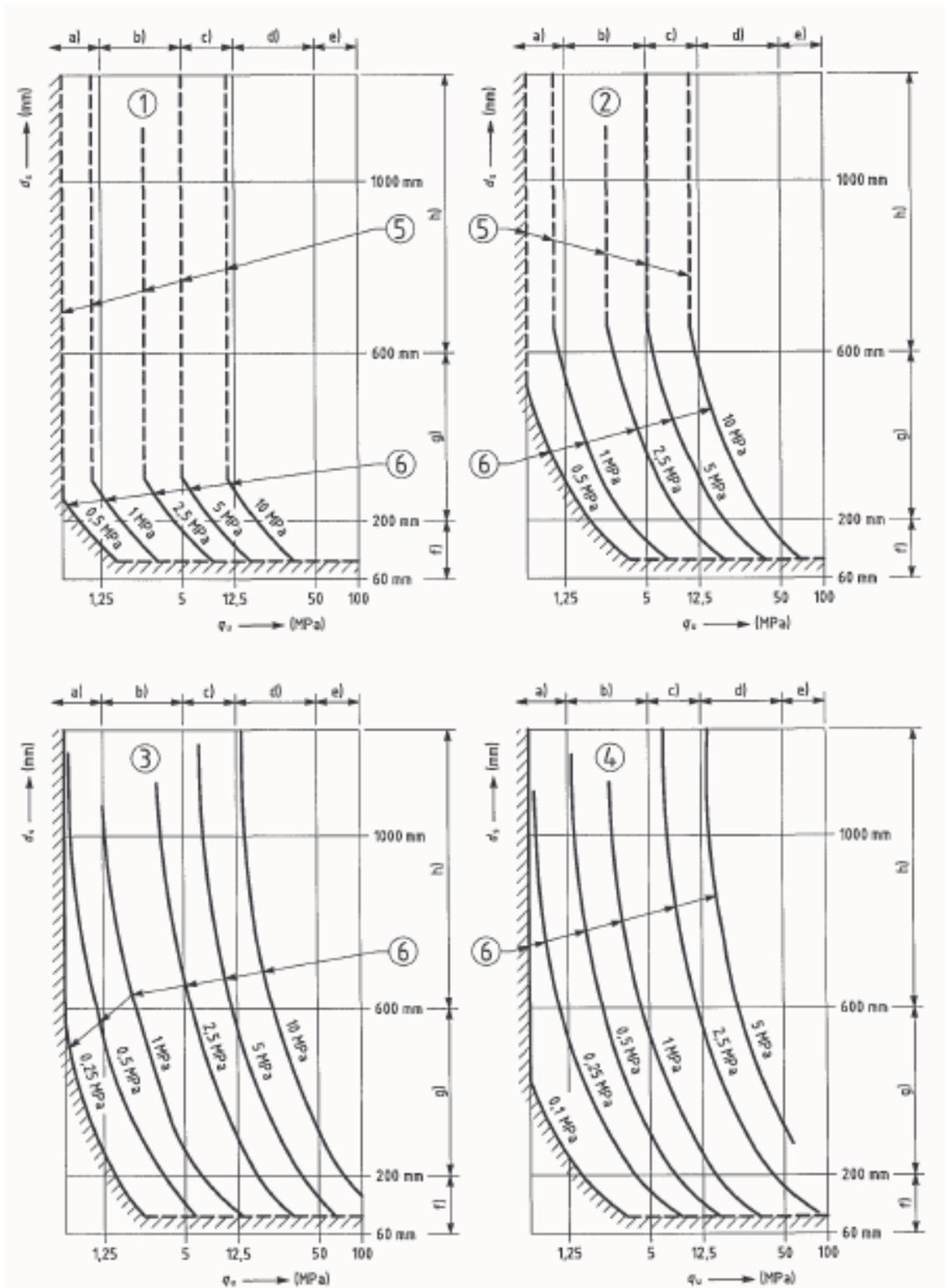
- la definizione della deformabilità e della resistenza dell'ammasso roccioso in relazione al piano di posa della fondazione;
- la presenza di strati più deboli o zone di discontinuità quali giunti o fratture;
- lo stato di alterazione e di fratturazione dell'ammasso roccioso;
- gli effetti di disturbo sullo stato naturale della roccia generato dalla presenza di manufatti o attività costruttive, quali, ad esempio, gallerie sotterranee o fronti di scavo nei pressi della fondazione in progetto.

Analogamente a quanto visto per la capacità portante di fondazioni superficiali su terreni sia in campo statico che sismico, anche nel caso di fondazioni su roccia si riporta il metodo presentato da EC7 (Annex G) "Metodo delle Capacità portanti presunte".

Il metodo si basa sulla suddivisione delle rocce in 4 differenti tipologie come da tabella sotto riportata:

Gruppo	Tipo di roccia
1	Calcarei puri e dolomie Arenarie calcaree a bassa porosità
2	Rocce ignee Calcarei oolitici o marnosi Arenarie ben cementate Argilliti carbonatiche induriti Rocce metamorfiche incluse ardesie e scisti a clivaggio piatto)
3	Calcarei molto marnosi Arenarie poco cementate Ardesie e scisti clivaggio verticale
4	Ardesie ed argilliti non cementate

Per ciascun gruppo viene fornito un diagramma qu-ds (compressione uniaassiale - ultima spaziatura tra le discontinuità):



Le pressioni ammissibili indicate sono valide per: a) rocce molto deboli; b) rocce deboli; c) rocce moderatamente deboli; d) rocce moderatamente forti; e) rocce forti; f) discontinuità poco spaziate; g)

discontinuità mediamente spaziate; h) discontinuità molto spaziate. Inoltre, il valore di pressione ammissibile deve essere dimezzato qualora le discontinuità fossero molto aperte. L'affondamento della fondazione deve essere inoltre inferiore allo 0,5% della larghezza.

## 5 FONDAZIONI SUPERFICIALI

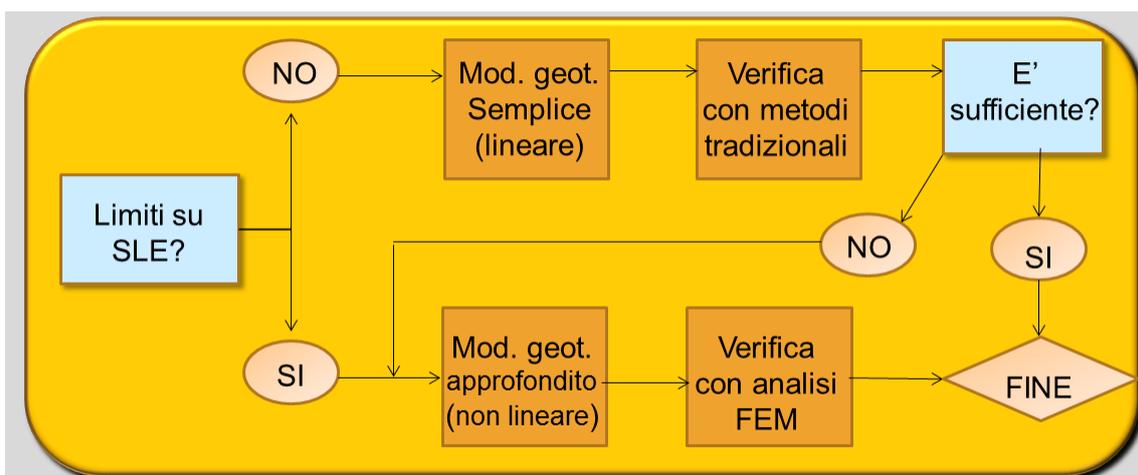
Alla luce delle NTC08 e nell'approccio progettuale proposto dall'Eurocodice 7, la verifica agli stati limiti di esercizio acquisisce un notevole peso e risulta importate e talvolta dimensionante per poter prevedere in maniera più accurata, la risposta deformativa del sistema terreno/fondazione in merito alle varie condizioni di carico che si possono verificare durante la vita utile dell'opera.

L'utilizzo di fattori di sicurezza globali (R), nelle verifiche SLU, introdotti nelle NTC08, sono frutto di una consuetudine professionale che confrontava direttamente il valore di pressione limite con i carichi agenti. Di fatto, la progettazione alle tensioni ammissibili prevedeva un fattore di sicurezza rispetto alla capacità portante limite molto alto, di conseguenza il calcolo dei cedimenti ricopriva indubbiamente un ruolo di secondo piano. L'impostazione della norma attuale, se da un lato ha mantenuto un certo legame con il passato (fattori di sicurezza R non bassi), ha stabilito in maniera univoca che la verifica agli stati limiti di esercizio è parte integrante del progetto.

In ogni caso, vale la pena di soffermarsi in questa sede su un aspetto estremamente importante della verifica agli SLE, che si crede debba essere tenuto in considerazione per la buona riuscita di un progetto geotecnico, a partire dalla pianificazione delle indagini. Affrontando la trattazione agli SLE lo strutturista deve sempre valutare fino a che punto il cedimento sia dimensionante per la struttura. Esistono, infatti, diversi metodi tradizionali che consentono di stimare l'ordine di grandezza del cedimento atteso. Tuttavia è necessario essere consci del fatto che tali indicazioni sono del tutto generali e che è impossibile effettuare una stima, ad esempio, dei cedimenti differenziali.

Qualora invece i cedimenti risultino discriminanti per il dimensionamento di una fondazione, i metodi tradizionali non possono essere applicati, in quanto l'approfondimento necessario è maggiore. In quel caso è opportuno valutare l'applicazione di metodi di calcolo agli "elementi finiti", che sono gli unici in grado di garantire la precisione richiesta e attraverso i quali è possibile effettuare calcoli di estremo dettaglio. D'altro canto, la modellazione ad "elementi finiti" implica che a monte siano eseguite specifiche indagini ed analisi di laboratorio, che devono essere correttamente pianificate sulla base delle caratteristiche dei terreni. A tal proposito si rimanda al quaderno relativo alla "Caratterizzazione geotecnica dei terreni mediante analisi di laboratorio".

A titolo di esempio, la figura sotto riportata mostra un diagramma di flusso relativo alla scelta del metodo di calcolo per le verifiche agli SLE.



### 5.1 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO - PREMessa

La verifica consiste nel garantire le prestazioni della fondazione nei confronti delle condizioni di esercizio (SLE). Il requisito da rispettare è il seguente:

$$Ed \leq Cd$$

in cui  $Ed$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni (carichi in condizioni di esercizio) e  $Cd$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione (Cfr. § 6.2.3.3. delle NTC08).

Per quanto concerne la verifica, la Circolare applicativa ne dà la seguente definizione:

*“gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni, assoluti e/o relativi, e distorsioni che possano compromettere la funzionalità dell'opera. È quindi necessario valutare, utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali, gli spostamenti e le rotazioni delle opere, nonché il loro andamento nel tempo.”*

### 5.2 DEFORMAZIONI AMMISSIBILI

Sia la norma che la circolare non riportano prescrizioni in merito al valore di  $Cd$ ; resta allo strutturista l'onere di decidere e stabilire i limiti di accettabilità delle deformazioni in funzione dell'opera in progetto.

Ci sono molte tabelle e grafici che vari autori hanno proposto su base statistica definendo dei limiti di accettabilità dei cedimenti assoluti o differenziali compatibili con varie tipologie di opere.

Al fine di dare qualche indicazione in merito, si riportano nel seguito alcune tolleranze di deformazioni e rotazioni ammissibili, proposte da vari autori.

- o Skempton & McDonald (1956) osservano, analizzando 98 edifici, che non compaiono fessure nelle strutture di tamponamenti se  $\beta < 1/300$ .
- o Ricceri & Soranzo (1985) arrivano alla stessa conclusione osservando 25 edifici italiani; per produrre danni a strutture portanti in c.a. si devono manifestare valori di  $\beta$  pari a  $1/150$ .
- o Sowers (1962) propone alcuni valori ammissibili di parametri di deformazione delle strutture:

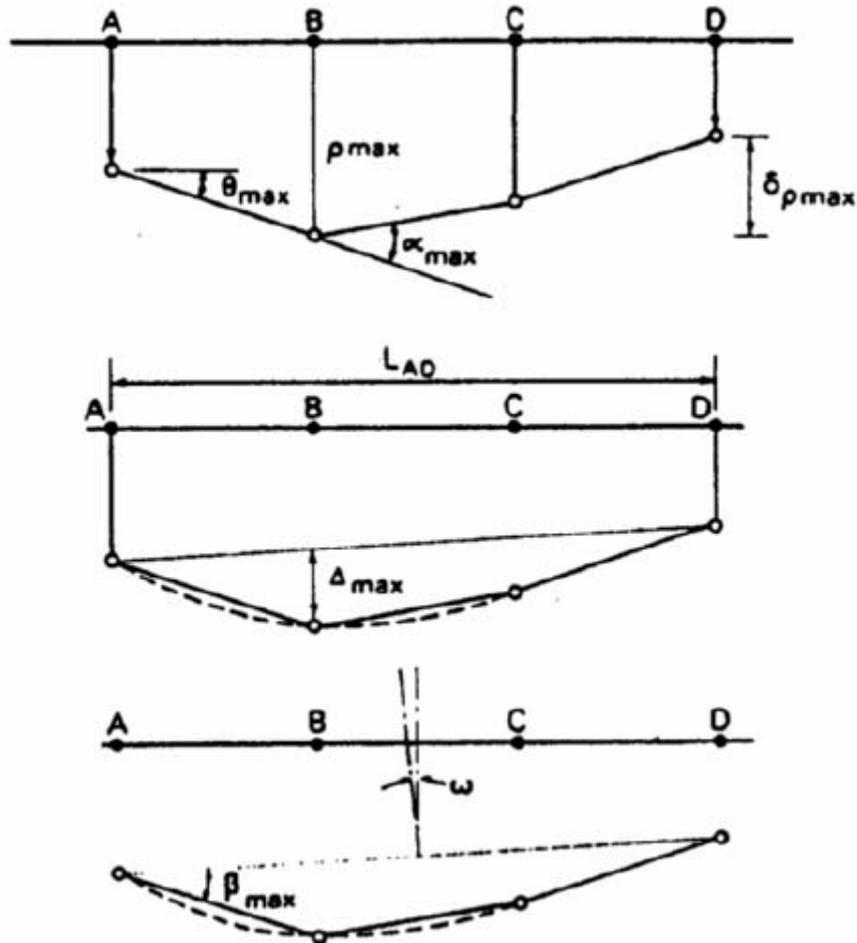
Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile
Cedimento massimo (cm)	Collegamento a reti di servizio	15 - 30
	Accessibilità	30 - 60
	<i>Probabilità di cedimento differenziale in</i>	
	Murature portanti	2.5 - 5.0
	Strutture intelaiate	5 - 10
	Ciminiere silos	7.5 - 30
Rotazione rigida ( $\tan \omega$ )	Stabilità al ribaltamento	Da verificare
	Operatività di macchine:	
	Tessili	0.003
	Turbogeneratori	0.0002
	Carro ponti	0.003
	Drenaggio superfici pavimentate	0.01 - 0.02
Rotazione relativa ( $\tan \beta$ )	Murature portanti multipiano	0.0005 - 0.001
	Murature portanti ad un piano	0.001 - 0.02
	Lesione intonaci	0.001
	Telai in c.a.	0.0025 - 0.004
	Pareti strutture a telaio in c.a.	0.003
	Telai in acciaio	0.002
	Strutture semplici in acciaio	0.005

- o Bjerrum (1963) propone la seguente tabella delle distorsioni limiti in funzione dei danni potenziali.

Danno potenziale	Tan $\beta$
Difficoltà per macchine sensibili ai cedimenti	1/750
Limite di pericolo per strutture reticolari	1/600
Limite per edifici ove non devono manifestarsi fessurazioni	1/500
Limiti di fessurazioni su muri di tamponamento e difficoltà di uso di carri ponte	1/300
Inclinazione visibile di edifici alti e rigidi	1/250
Pericolo generale per la struttura, limiti di sicurezza per muri portanti in laterizio con $h/l < 1/4$ , forti fessurazioni in pannelli e murature, limite oltre il quale si devono temere danni strutturali negli edifici	1/150

- o Si riporta di seguito una tabella comparativa di valori ammissibili della rotazione relativa  $\beta$  e del rapporto di inflessione delle strutture (da Viggiani 2003).

Struttura	Tipo di Danno	Valori ammissibili di $\beta$			
		Skempton e McDonald (1956)	Meyerof (1974)	Polshin e Tokar (1957)	Bjerrum (1973)
Strutture intelaiate e murature armate					
	Alle strutture	1/150	1/250	1/200	1/150
	Ai Tompagni	1/300	1/500	1/500	1/500
Murature portanti non armate		Valori ammissibili del rapporto di inflessione $\Delta/L$			
		Meyerof (1974)	Polshin e Tokar (1957)	Burland e Wroth (1975)	
	Deformata con concavità verso l'alto	$0.4 \times 10^{-3}$	$0.3-0.4 \times 10^{-3}$ ( $L/H < 3$ )	$0.4 \times 10^{-3}$ ( $L/H = 1$ ) $0.8 \times 10^{-3}$ ( $L/H = 5$ )	
	Deformata con concavità verso il basso			$0.2 \times 10^{-3}$ ( $L/H = 1$ ) $0.4 \times 10^{-3}$ ( $L/H = 5$ )	



Parametri per la definizione dei cedimenti assoluti e differenziali (Facciorusso et al, 2007)

### 5.3 METODI TRADIZIONALI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI (COESIVI E GRANULARI)

Il cedimento è la deformazione del terreno al di sotto della fondazione causato da variazioni di carico che possono essere indotte da varie cause (struttura in elevazione, sisma, vento, scavi ecc.). In generale, il calcolo dei cedimenti con i metodi tradizionali si sviluppa nelle seguenti fasi:

- 1 determinazione delle tensioni litostatiche indotte dai carichi;
- 2 determinazione delle caratteristiche di deformabilità dei terreni;
- 3 calcolo delle deformazioni dei vari strati di terreno interessati dalle variazioni di carico e sommatoria delle stesse;
- 4 eventuale decorso delle deformazioni nel tempo.

#### 5.3.1 TERRENI COESIVI

Il cedimento di una fondazione superficiale su terreno coesivo saturo assume la seguente formulazione:

$$W = W_0 + W_c + W_s$$

in cui:  $W_0$  = cedimento immediato

$W_c$  = cedimento di consolidazione

$W_s$  = cedimento secondario

Vengono di seguito riportati alcuni dei metodi di uso più frequente nella pratica professionale suddivisi per terreni coesivi.

5.3.1.1 METODO DI TERZAGHI

La valutazione dei cedimenti in terreni coesivi viene spesso effettuata utilizzando il criterio proposto da Terzaghi (1943) denominato metodo della consolidazione monodimensionale. Si parte dai seguenti presupposti esemplificativi:

- le deformazioni avvengono solo in direzione verticale;
- la sovrappressione interstiziale indotta è pari all'incremento di tensione causate dall'applicazione del carico.

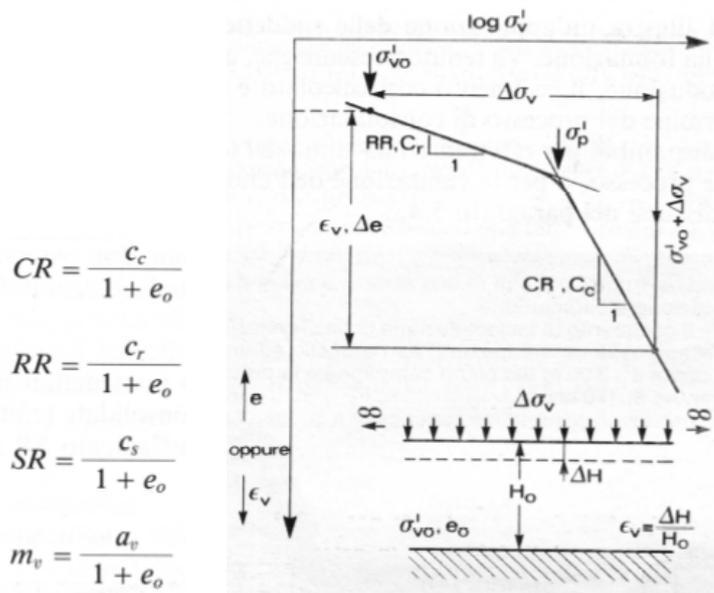
Il metodo si basa nel suddividere il terreno, interessato dall'incremento di carico, in strati orizzontali; si stima la deformazione per ogni strato "iesimo", ed infine la sommatoria degli stessi rappresenta il cedimento totale. La formula generale è la seguente:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} + \Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

in cui:

- $RR$  = Rapporto di ricompressione;
- $CR$  = Rapporto di compressione;
- $H_0$  = Spessore iniziale dello strato;
- $\sigma'_{v0}$  = Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
- $\Delta\sigma_v$  = Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

La figura seguente illustra simbologie e parametri utilizzati.



Se il carico applicato è inferiore alla pressione di preconsolidazione, quindi le deformazioni avvengono nel tratto di compressione, la formula diventa la seguente:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

Mentre se il terreno è normalconsolidato e le deformazioni avvengono tutte nel tratto di compressione si ha:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

La sommatoria delle deformazioni calcolate per ogni singolo strato rappresenta il cedimento totale finale, ovvero al termine della consolidazione.

### **CEDIMENTO SECONDARIO**

In alcune situazioni, soprattutto in relazione a particolari tipi di argille, il cedimento secondario può assumere un aspetto non trascurabile. Può essere calcolato utilizzando la seguente relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

- $H_c$  = altezza dello strato;
- $C_\alpha$  = coefficiente di consolidazione secondaria;
- $T_{100}$  = tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

#### **5.3.1.2 CORREZIONE DI SKEMPTON-BJERRUM**

Poiché il terreno, nella realtà, non è confinato lateralmente, l'aumento della pressione interstiziale nel momento in cui viene applicato il carico, risulta inferiore all'incremento di tensione verticale totale. Le deformazioni reali sono inferiori a quelle calcolate con il metodo della consolidazione monodimensionale di Terzaghi. Assume importanza il concetto di cedimento istantaneo in condizioni non drenate.

Un primo approccio al problema è stato proposto da Skempton-Peck & MacDonald (1955) che calcolarono il cedimento istantaneo in termini di tensioni totali, assumendo  $vu=0.5$  ed  $E_u$  uguale al modulo non drenato ottenuto da prove triassiali UU.

Successivamente, Skempton-Bjerrum (1957) proposero di stimare il cedimento di consolidazione con la seguente formula:

$$W_c = \beta W_{ed}$$

Ovvero il cedimento di consolidazione è un'aliquota di quello edometrico.  $B$  è un coefficiente correttivo funzione del coefficiente  $A$  di Skempton.

Ne consegue che il cedimento totale è pari a:

$$W_t = W_0 + \beta W_{ed}$$

Nel calcolo del cedimento con tale metodologia, diventa importante la determinazione del modulo non drenato  $E_u$ . Tale parametro varia in maniera non lineare in funzione delle tensioni applicate, e la sua determinazione risulta spesso affetta da errori causati dal disturbo dovuto al campionamento ed dall'imprecisione delle misure degli sforzi a piccole deformazioni. Ultimamente si tende ad utilizzare correlazioni funzione della velocità delle onde di taglio che sono rappresentative dei moduli a piccole deformazioni ( $G = E_u/3$ ). In alternativa, la tabella riportata di seguito suggerisce alcuni valori di  $E_u$  in funzione di  $C_u/IP/OCR$ :

OCR	Eu/Cu		
	IP<30	30<IP<50	IP>50
< 3	800	400	200
3 - 5	500	300	150
> 5	300	200	100

Per ulteriori approfondimenti in merito al modulo Eu, si rimanda al quaderno relativo alla caratterizzazione geotecnica dei terreni mediante analisi di laboratorio.

È stato osservato (Burland et al., 1978) che per fondazioni superficiali su:

- argille normalmente consolidate, il cedimento immediato  $W_0$  è dell'ordine del 10% del cedimento totale  $W$ , mentre il cedimento di consolidazione  $W_c$  è indicativamente pari al 70% di quello calcolato con il metodo edometrico ( $W_{ed}$ );
- per le argille sovraconsolidate, il cedimento immediato  $W_0$  è pari circa al -60% del cedimento totale;

Padfield & Sharrock (1983) forniscono conclusioni analoghe:

- argille normal-consolidate:  $W_0 = (10\%) W_{ed}$   
 $W_c = W_{ed}$
- argille sovraconsolidate:  $W_0 = (50\%-60\%)W_{ed}$   
 $W_c = (40\%-50\%)W_{ed}$

### 5.3.2 TERRENI INCOERENTI

Nei terreni granulari il processo di consolidamento è immediato e pertanto il cedimento di consolidazione è quello immediato: essi si verificano in concomitanza ed in tempi molto brevi. Il cedimento secondario anche in questi terreni può, in alcuni casi, assumere un aspetto importante (terreni piroclastici). Le tre variabili fondamentali per il calcolo dei cedimenti nei terreni granulari sono rappresentate da:

- pressione applicata;
- rigidità del suolo;
- geometria della fondazione.

Il primo punto è onere dello strutturista, come ampiamente presentato e discusso nel capitolo 2; la deformabilità del suolo è quantificata usualmente indirettamente da prove penetrometriche statiche, dinamiche ed SPT.

Per il calcolo dei cedimenti di fondazioni su terreni granulari si presenta la panoramica che segue.

#### 5.3.2.1 SCHMERTMANN

Un metodo per il calcolo dei cedimenti in terreni granulari è quello proposto da Schmertmann (1970). Esso permette la valutazione delle deformazioni direttamente dai valori di resistenza ( $q_c$ ) derivanti da una prova penetrometrica statica. Il metodo mette in relazione il bulbo delle tensioni con la deformazione considerando uno sviluppo di quest'ultimo di tipo triangolare. Le profondità fino alle quali si sviluppano le deformazioni sono le seguenti:

- 4B per fondazioni nastriformi;
- 2B per fondazioni quadrate o circolari.

Schmertmann propone un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a 4B, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a 2B per fondazioni quadrate o circolari.

La formula da utilizzare è la seguente:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

in cui:

$\Delta q$  = rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

$I_z$  = fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di 2B, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità 4B, per fondazione nastriforme. Il valore massimo di  $I_z$  si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left( \frac{\Delta q}{\sigma_{vi}'} \right)^{0.5}$$

$E_i$  rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i-esimo considerato nel calcolo, calcolabile in funzione di  $q_c$ .

$\Delta z_i$  rappresenta lo spessore dello strato i-esimo;

fattore che dipende dal piano di posa  $C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma_{v0}'}{\Delta q} > 0.5$

fattore di viscosità  $C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$

Nell'espressione  $t$  rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

### 5.3.2.2 BURLAND E BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland & Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità  $I_c$  al risultato  $N$  della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[ \sigma_{v0}' \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma_{v0}') \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

in cui:

$q'$  = pressione efficace lorda;

$\sigma_{v0}'$  = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

$B$  = larghezza della fondazione;

$I_c$  = indice di compressibilità;

$f_s, f_H, f_t$  = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità  $I_c$  è legato al valore medio  $N_{AV}$  di  $N_{spt}$  all'interno di una profondità significativa  $z$ :

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

Per quanto riguarda i valori di  $N_{spt}$  da utilizzare nel calcolo del valore medio  $N_{AV}$ , va precisato che per le sabbie con componente limosa sotto falda e con  $N_{spt} > 15$ , i valori necessitano di correzione, secondo le indicazioni di Terzaghi e Peck (1948).

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

in cui  $N_c$  è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi  $f_S$ ,  $f_H$  ed  $f_t$  sono rispettivamente:

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

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left( 2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

$t$  = tempo in anni > 3;

$R_3$  = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

$R$  = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

### 5.3.2.3 BERARDI E LANCELLOTTA

Berardi & Lancellotta (1991) hanno proposto un metodo per stimare il cedimento in terreni sabbiosi che tiene conto della variazione del modulo di elasticità del terreno a vari livelli deformativi. Tale aspetto è stato indagato riferendosi direttamente al comportamento di opere in vera grandezza.

La formula generale da utilizzare è la seguente:

$$s = \frac{q_{AV} \cdot B}{E} (1 - \nu^2) \cdot I_s$$

In cui:

$B$  = dimensione caratteristica dell'area;

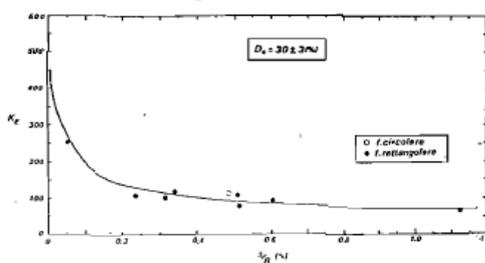
$\nu$  = rapporto di Poisson;

$E$  = modulo di Young;

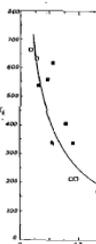
$I_s$  = coefficiente d'influenza;

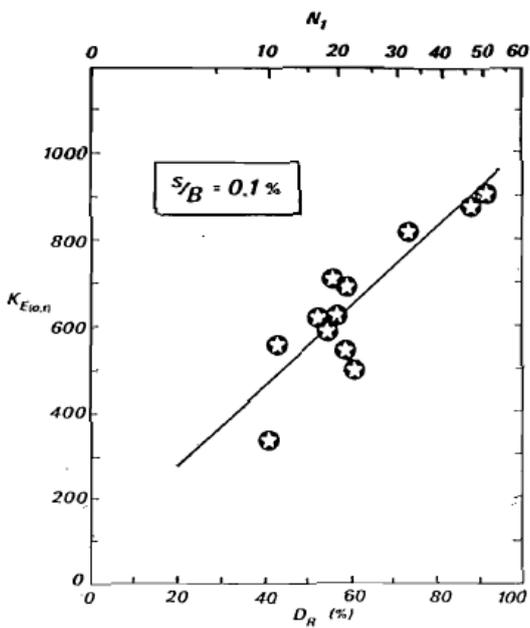
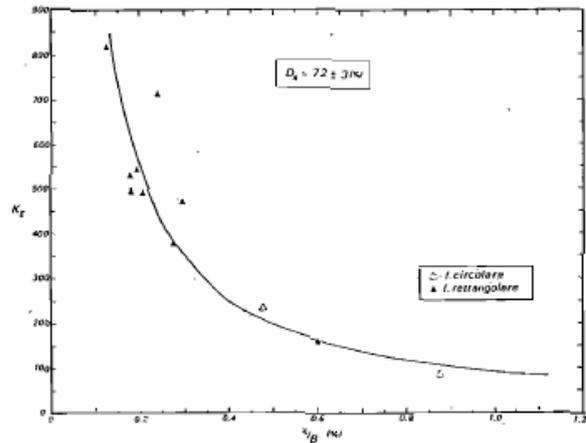
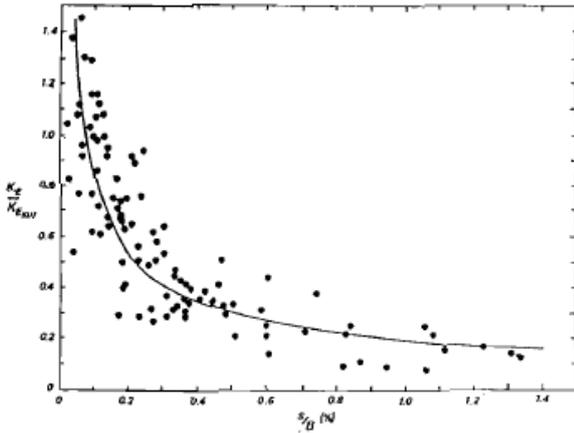
La metodologia da utilizzare per ricavare il cedimento ed i parametri necessari per il calcolo è la seguente:

- determinare il valore del numero di colpi medio  $N_{AV}$  di una prova SPT all'interno del volume significativo funzione della larghezza della fondazione.
- correggere il valore di  $N_{AV}$  per ottenere  $(N_1)_{60}$ , in cui  $N_{60} = N_{AV} ER/60$  ed  $(N_1)_{60} = N_{60} C_N$ ;
- stimare il modulo  $KE$  (0.1) in funzione della densità relativa (Cfr. figure che seguono);
- valutare il modulo di deformazione  $E' = K_E P_a (\sigma'/P_a)^n$ ,
- valutare il livello di non linearità dello stesso tramite le seguenti figure riportate di seguito.



GINA 45 di 92 ]





5.3.2.4 MAYNE E POULOS

Mayne e Poulos (1999) hanno fornito una relazione generale per il calcolo dei cedimenti utilizzando la generale teoria dell'elasticità, considerando che la rigidità del terreno aumenti linearmente con la profondità. La formulazione utilizzata è la seguente:

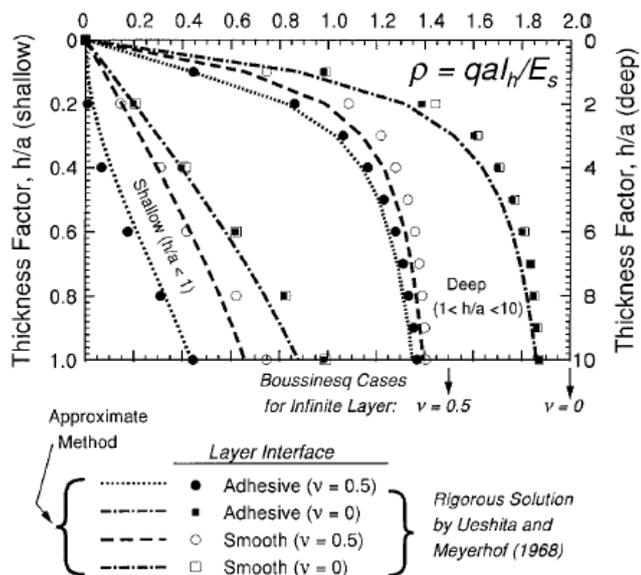
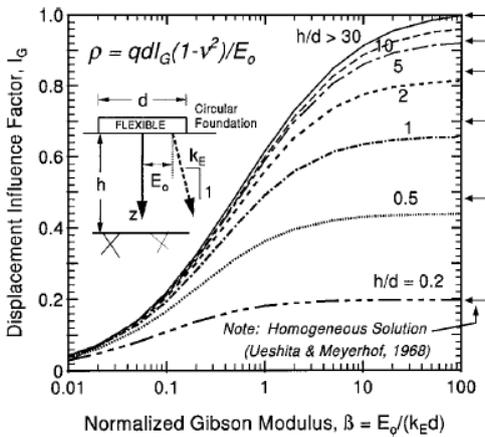
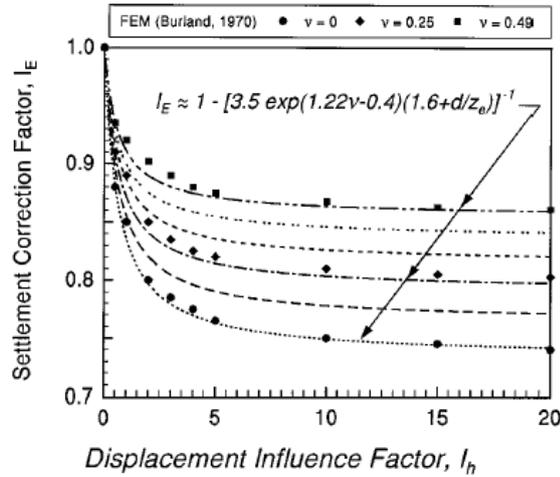
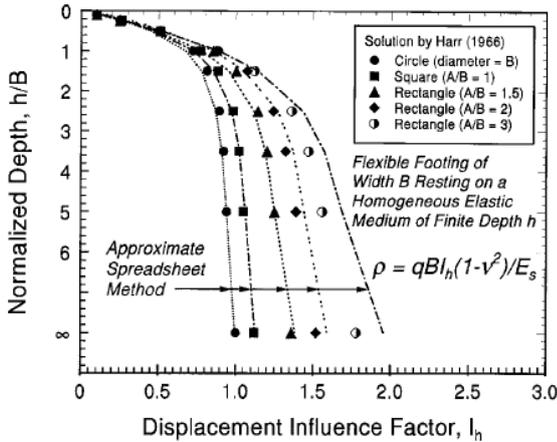
$$\delta_{\text{footing}} = q_{\text{net}} B' l_G l_F l_E (1 - \nu^2) / E_0$$

Con:

$B'$  = diametro equivalente;

$\nu$  = coefficiente di Poisson;

$I_G, I_F, I_E$  = fattori correttivi;

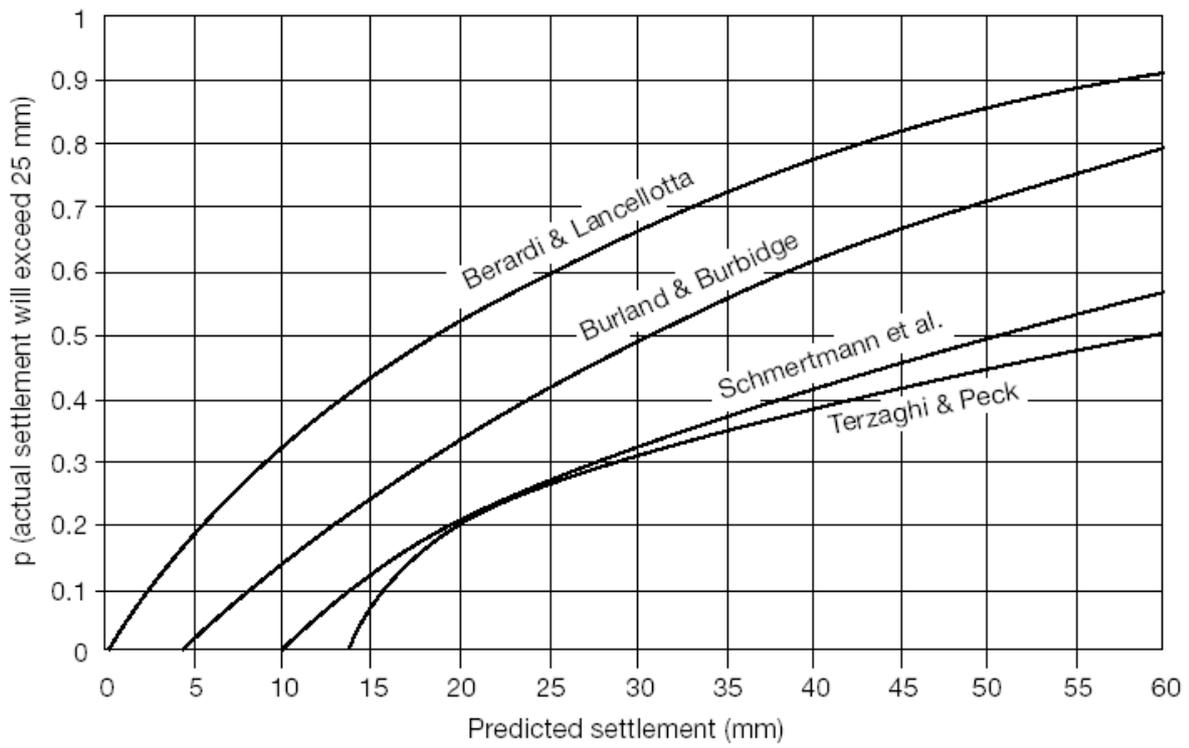


5.3.2.5 SIVAKUGAN E JOHNSON (2004) – APPROCCIO PROBABILISTICO

Studi di affidabilità e valutazioni del rischio assumono attualmente sempre più importanza. Molti workshop mostrano inequivocabilmente che l'applicazione dei vari metodi di calcolo porta a sovrastimare il cedimento effettivo.

Gli autori attraverso l'analisi di vari metodi di calcolo, quantificando il rischio associato ad ogni metodologia utilizzata, sono pervenuti alla constatazione che un approccio probabilistico per l'analisi risulta più appropriato al fine della previsione dei cedimenti.

Vengono presentati alcuni grafici mediante i quali, rispetto ai cedimenti attesi calcolati attraverso quattro diversi metodi, il progettista può stimare la probabilità che il cedimento reale superi il limite di ammissibilità.



## 5.4 NOTE IN MERITO ALL'APPLICAZIONE DI METODI DI CALCOLO NUMERICI

### 5.5.1 INTRODUZIONE

Gli approcci alla soluzione di problematiche geotecniche possono essere raggruppati in tre principali categorie:

- approcci teorici;
- metodi di analisi semplificati (ad esempio metodi del limite superiore o inferiore);
- metodi numerici.

Poiché il terreno è un materiale estremamente complesso e non lineare, una soluzione teorica di una reale problematica geotecnica è spesso non perseguibile.

Per tale motivo all'interno dei modelli devono essere necessariamente introdotte delle approssimazioni: si impongono vincoli meno restrittivi rispetto alla realtà, oppure si introducono delle approssimazioni numeriche in fase di risoluzione delle equazioni governanti il problema.

Tipicamente l'analisi semplificata di un problema geotecnico presenta i seguenti limiti:

- in condizioni ultime si assume sempre che il suolo giunga a rottura;
- le storie tensionali non sono prese in considerazione.

Questi metodi sono poco affidabili in casi in cui avvengono complessi fenomeni di interazione terreno-struttura.

I metodi numerici, così come sono intesi in questo documento, comprendono tutte quelle procedure atte a risolvere in via approssimata le equazioni che descrivono fenomeni fisici non risolvibili in via analitica in forma chiusa.

Tra questi sono sicuramente annoverabili il "metodo degli elementi finiti" (Finite Element Method, FEM per brevità di notazione nel prosieguo del documento) ed il "metodo delle differenze finite" (Finite Difference Method, FDM).

In altre parole, qualora non sia accettabile un metodo di risoluzione semplificata della problematica di interesse, o nel caso in cui le condizioni reali siano tali da non rendere affidabile un calcolo in tali termini, l'opzione ottimale è quella di ricorrere a metodi FEM o FDM, che prevedono la modellazione di un dominio per mezzo dell'unione di un insieme di elementi interconnessi.

Si precisa che alcune fonti bibliografiche classificano tra i metodi numerici anche i cosiddetti "metodi a molle" (methods of subgrade reaction), cioè approcci di calcolo nei quali il suolo viene schematizzato per mezzo di una qualsivoglia distribuzione di molle elastiche, elastoplastiche o altro.

Tali approcci, però non sono da considerare come metodi numerici propriamente detti e le loro molte limitazioni saranno di seguito esposte. In altre parole, l'approccio con un metodo a molle può qualche volta essere visto come una soluzione intermedia, ma molto spesso non costituisce una alternativa accettabile e non aggiunge alcuna informazione significativa ed attendibile rispetto ad una valutazione con metodi semplificati.

Le principali limitazioni dei metodi a molle sono:

- la risposta del terreno nel suo complesso nei confronti dei carichi trasmessi dalla struttura non viene correttamente rappresentata;
- gli effetti dati dalla dimensione continua del suolo sono completamente ignorati (ad esempio non esiste interazione tra molle adiacenti o la corretta distribuzione delle tensioni nel suolo);
- la rigidità di una molla non è un parametro geotecnico; ed è quasi sempre molto difficile determinarne un accettabile valore per simulare le reali condizioni di interfaccia fornite dal terreno;

- si hanno informazioni solo riguardo alla stabilità locale, mentre niente si conosce riguardo la stabilità globale;
- nulla è valutabile per quanto riguarda le condizioni al contorno.

Al contrario i metodi numerici tipo FEM menzionati presentano i seguenti aspetti positivi:

- ✓ possono essere impiegati modelli costitutivi molto avanzati;
- ✓ le condizioni al contorno possono essere definite con precisione fino a rappresentare nel modo migliore possibile le reali condizioni;
- ✓ i fenomeni di interazione tra il terreno ed il suolo possono essere presi in considerazione così come gli effetti indotti dal processo di costruzione delle opere;
- ✓ non è necessario definire a priori quale sarà effettivamente la modalità di collasso nel problema che di volta in volta si vuole risolvere;
- ✓ può essere tenuto in conto l'effetto del tempo sullo sviluppo o variazione delle pressioni interstiziali;
- ✓ è relativamente semplice andare a cambiare i parametri che descrivono i materiali (terreno, opere civili) e le condizioni di carico in modo da ottenere valutazioni alternative riguardo all'affidabilità dei risultati ottenuti;
- ✓ non è necessario condurre analisi separate per quanto riguarda gli stati limite ultimi o di esercizio.

Perciò, con un approccio numerico un problema geotecnico può essere simulato con una singola analisi e si possono ricavare risultati parziali o relativi ad ogni fase di costruzione.

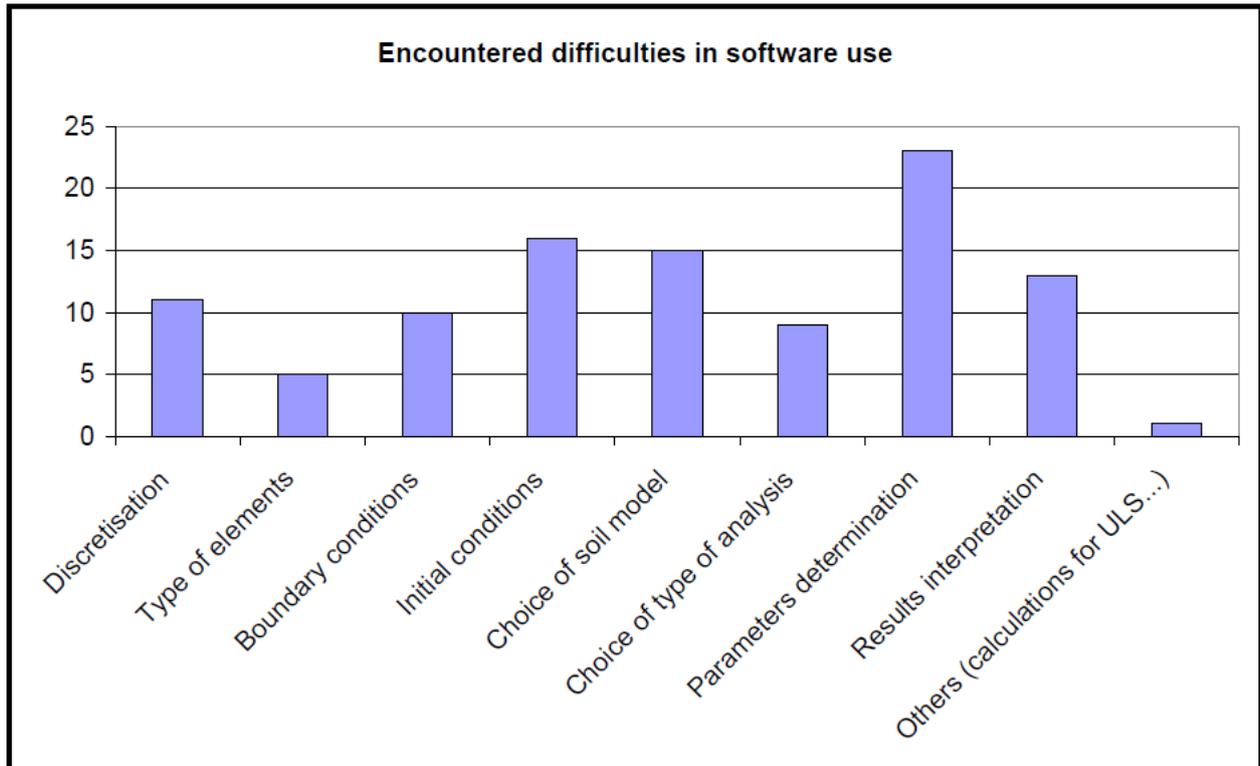
Ciò consente, inoltre, di poter applicare in modo efficiente il metodo osservazionale (v. specifico quaderno); infatti i risultati di una modellazione numerica possono, ad esempio, essere impiegati per scegliere in quali punti posizionare gli strumenti che poi serviranno per il monitoraggio durante e dopo la costruzione dell'opera.

Parallelamente le evidenze determinabili dal monitoraggio in fase di costruzione servono a calibrare i parametri usati nel modello FEM in modo da consentire stime ancora più affidabili riguardo grandezze (tensionali o deformative) ad opera ultimata.

D'altro canto, condurre un'analisi numerica dal principio, al fine di pervenire a risultati "robusti" ed affidabili, richiede una notevole conoscenza dello strumento di calcolo da parte dell'utente.

I maggiori problemi che ci si trova ad affrontare quando si usa un software FEM sono quello della definizione nella geometria del modello, della scelta dei parametri da impiegare e dell'interpretazione dei risultati ottenuti in *output*: in questo ultimo caso è onere dell'utente la validazione critica dei risultati ottenuti, fase non certo scevra da incertezze.

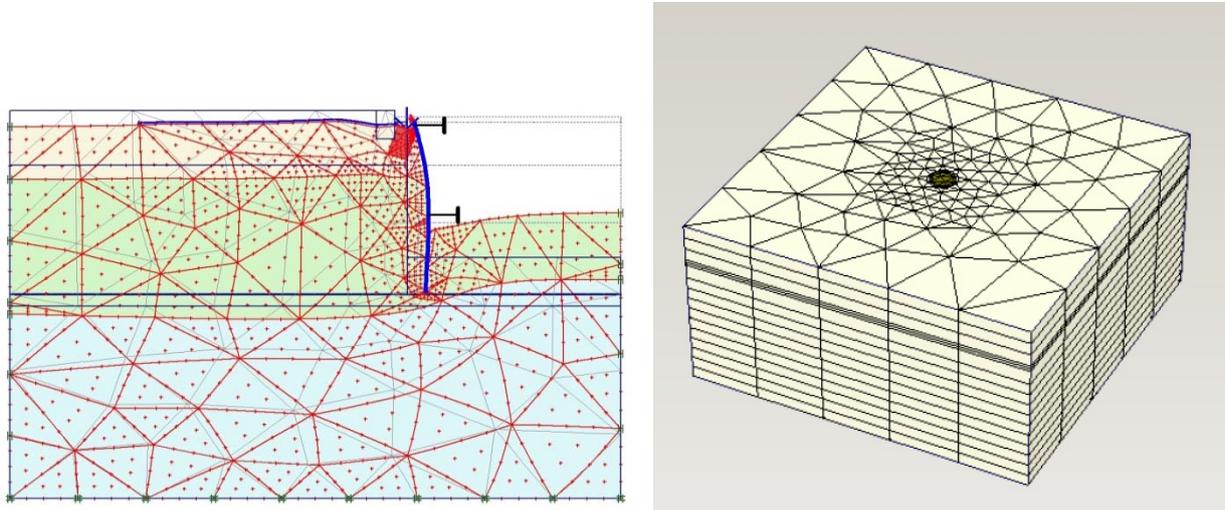
Una parte molto significativa (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) delle difficoltà e delle incertezze è direttamente legata alla determinazione dei parametri. Per questo motivo nel seguito verrà dato risalto ai principali modelli geotecnici.



Difficoltà incontrate dagli utenti nell'uso di software ad elementi finiti (Geotechnet, 2005)

### 5.5.2 DEFINIZIONE GENERALE DI MODELLO NEL PROBLEMA GEOTECNICO

Nell'ambito della modellazione numerica di un problema geotecnico reale, le effettive condizioni sono di natura molto varia e coinvolgono complesse configurazioni geometriche che non sempre possono essere risolte con analisi bidimensionali e che spesso, invece, necessitano di modelli di calcolo tridimensionali.



Esempio di modelli bidimensionali e tridimensionale ad elementi finiti

Nel presente documento saranno trattati gli aspetti legati alle sole fondazioni superficiali: la gran parte di quanto sarà affermato nel seguito è da ritenersi a valenza generale e dunque può essere esteso a tutte le altre applicazioni geotecniche.

Benché gli enormi progressi compiuti dalla geotecnica numerica stiano estendendo l'uso di codici di calcolo verso geometrie e modelli costitutivi sempre più avanzati, non si perverrà mai a descrivere fin nel minimo particolare la reale configurazione del problema.

Per tale motivo la fase di idealizzazione, o modellazione, del problema è il primo importante passo da compiere in un'analisi numerica e può costituire una delle principali fonti di imprecisioni.

La fase iniziale di schematizzazione del problema geotecnico include principalmente:

- la scelta della dimensionalità cui fare riferimento (bidimensionale, tridimensionale);
- la scelta del modello di comportamento dei materiali (terreno, strutture) e loro interazione;
- la definizione delle fasi costruttive significative e loro corretta implementazione.

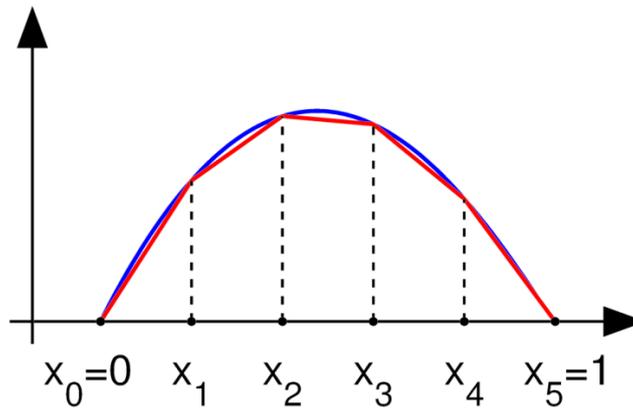
Un errore nella fase iniziale di modellazione del problema reale, può vanificare l'accuratezza dei parametri di input.

#### PROBLEMATICHE LEGATE ALLA ANALISI NUMERICA IN UN METODO FEM

Le problematiche direttamente correlate all'impiego di metodi FEM sono legate innanzitutto alla scelta delle tipologie di elementi finiti da usare, alla discretizzazione del modello, ad aspetti puramente numerici di risoluzione delle equazioni che devono essere direttamente controllati e gestiti dall'utente del software.

Le basi di questo aspetto sono di seguito descritte.

Un metodo di risoluzione numerico basato sull'uso di FEM consiste, essenzialmente, nella modellazione del dominio spaziale sul quale viene definito il problema per mezzo dell'unione di elementi che possono essere monodimensionali (si pensi al caso di una trave), bidimensionali (è il caso di una piastra o di una porzione di terreno qualora si esegua un'analisi 2D riferendosi ad una sezione) o tridimensionali.



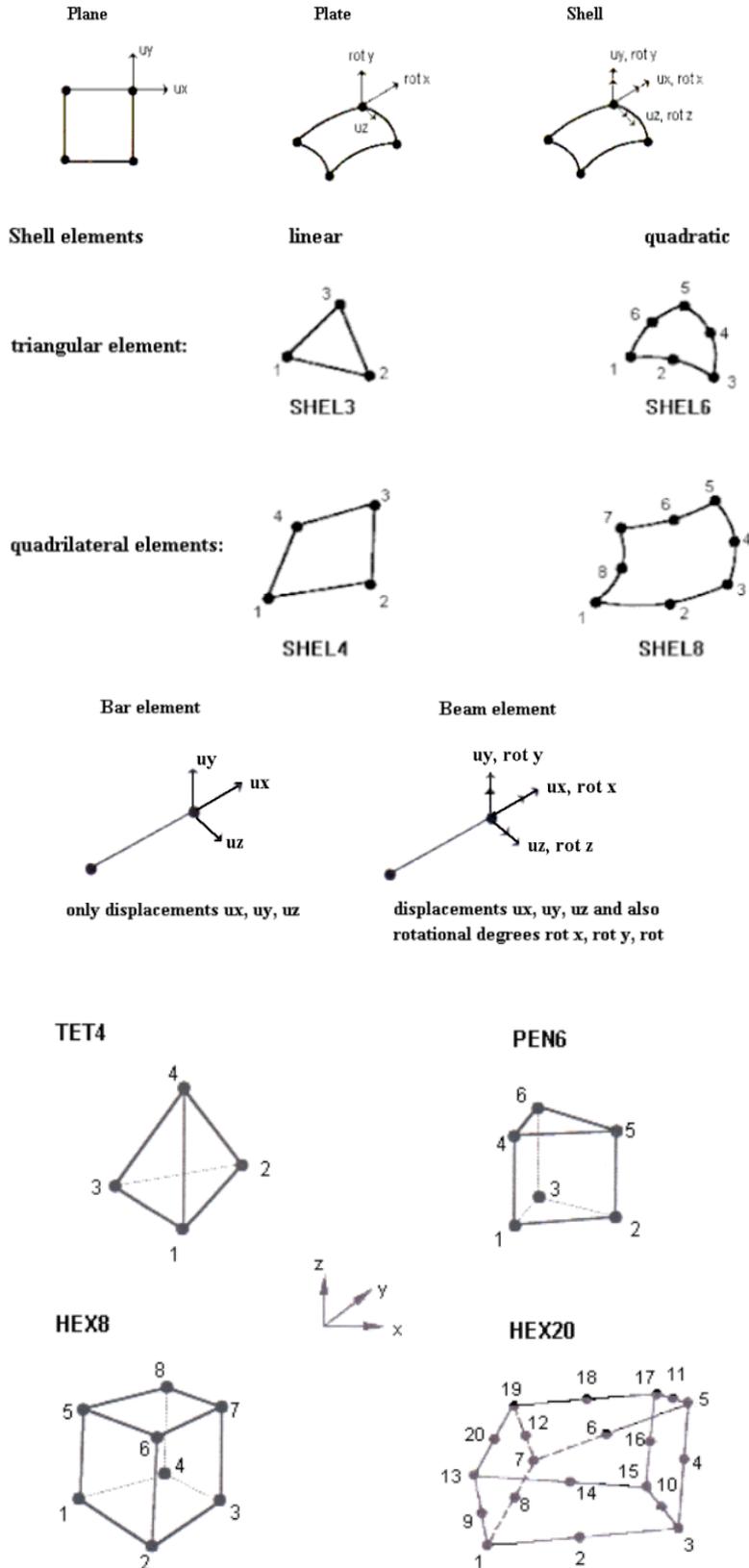
Principio base della discretizzazione ad elementi finiti

Noti gli spostamenti nei nodi di ogni elemento, che costituiranno le incognite del problema, si interpola l'intero campo continuo di tale grandezza: ciò permette di passare da equazioni complesse (tipicamente differenziali) a semplici relazioni parametriche risolvibili più facilmente.

La scelta della tipologia di elemento da impiegare, riveste, pertanto, un'importanza basilare, poiché proprio su ciò è basata la risoluzione del sistema: ad esempio, in ambito bidimensionale è possibile scegliere tra elementi quadrangolari o triangolari.

In seconda battuta, occorre decidere l'ordine dell'elemento, in pratica il numero di nodi dal quale è definito: si parte da nodi nei soli angoli a nodi anche lungo i lati.

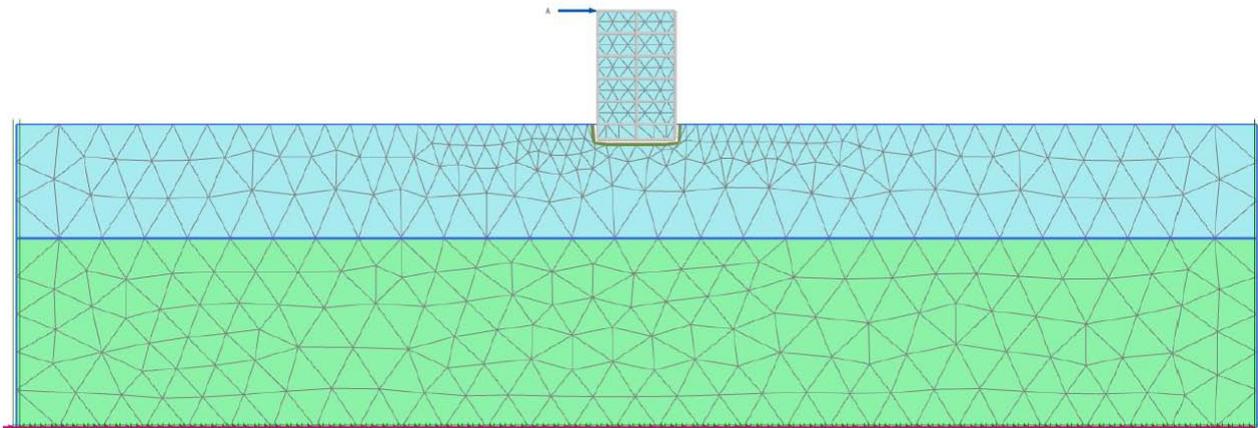
Maggiore è il numero di nodi, più precisa è la rappresentazione del dominio spaziale, più accurato è il calcolo; di contro l'analisi richiederà un maggior sforzo computazionale.



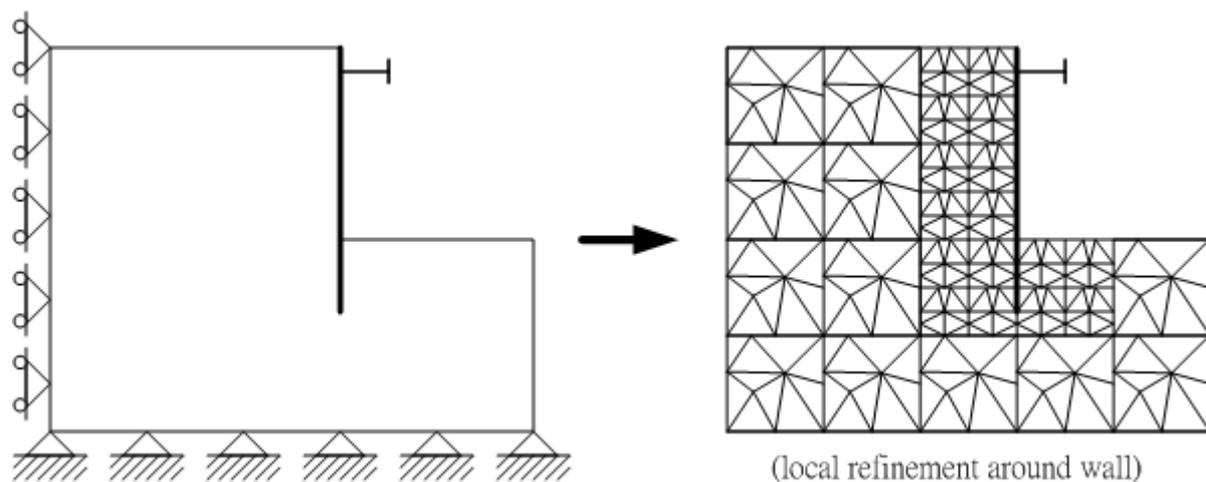
Elementi finiti di diversa dimensionalità ed ordine

Il passo successivo è la discretizzazione spaziale: con ciò si intende la fase nella quale gli elementi finiti vengono accostati tra loro fino a descrivere con la maggior precisione possibile la geometria definita dall'utente nella fase iniziale di idealizzazione del problema, in pratica la realizzazione della *mesh*.

Con *mesh* si intende l'insieme degli elementi finiti che compongono il modello di calcolo.



Esempio di mesh ad elementi finiti

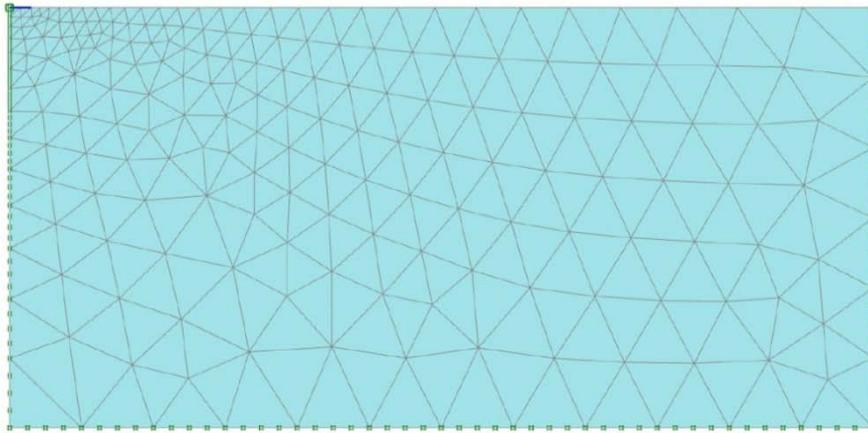


schema del problema geotecnico e corrispondente mesh ad elementi finiti

Maggiore sarà il numero di elementi impiegati, maggiore sarà l'accuratezza del calcolo, ancora una volta a spese dell'onere computazionale.

È allora possibile scegliere se impiegare un elevato numero di elementi di basso ordine o un numero minore di elementi di alto ordine.

Inoltre, nei punti del modello più distanti dalla zona di interesse, o nelle zone nelle quali si prevede non si manifesteranno repentine variazioni nei campi di tensione e deformazione perché non sono presenti punti singolari (brusche variazioni geometriche, presenza di strutture o opere particolari), sarà possibile impiegare una *mesh* di elementi meno infittita.



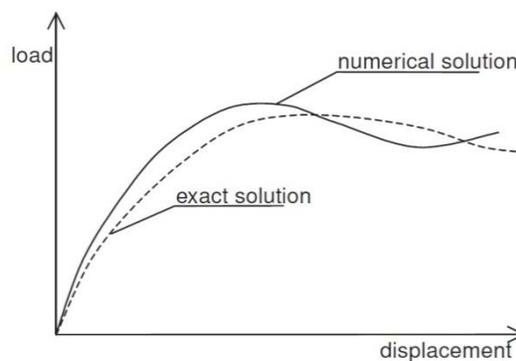
Esempio di mesh ad elementi finiti: si noti la diversa dimensione degli elementi nell'area d'interesse

È sempre buona norma, per quanto detto, predisporre un numero più elevato di elementi più piccoli nelle zone nelle quali sarà importante conoscere con precisione i risultati o in quelle dove il campo di spostamenti e forze subisce variazioni così repentine da dover essere rappresentato con maggiore cura.

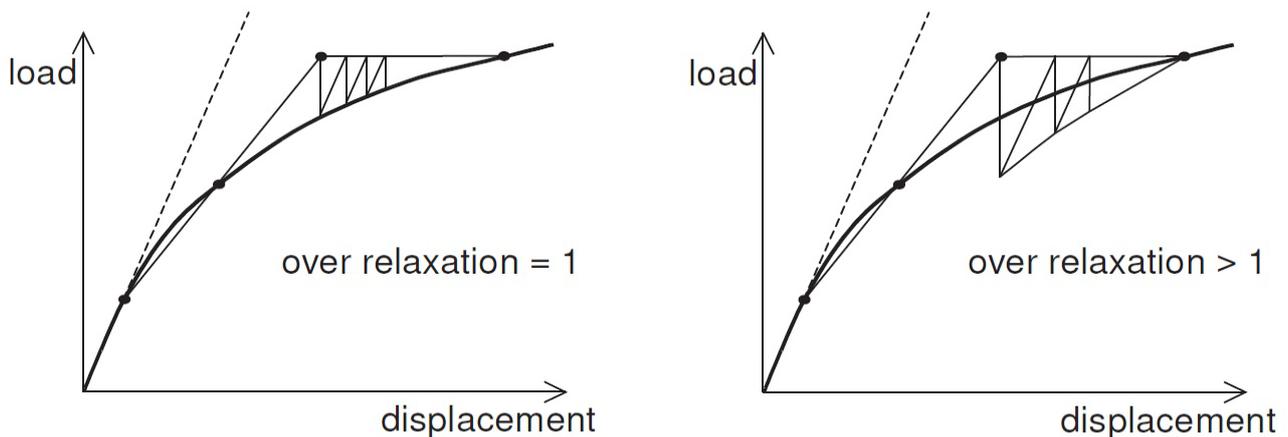
La terza fonte di incertezza menzionata all'inizio del paragrafo riguarda la risoluzione numerica dei sistemi di equazioni.

Qualora queste siano lineari non si presentano particolarità da menzionare, ma nel caso si debba risolvere un sistema di equazioni non lineari, le metodologie numeriche richiedono che l'utente definisca dei criteri di convergenza in accordo con i quali il calcolo viene portato a termine.

Se l'utente non è consapevole delle scelte operate in tale fase c'è la concreta possibilità che le evidenze ottenute risultino prive di affidabilità.



Imprecisioni introdotte a causa della non corretta esecuzione di una analisi numerica



Risoluzione numerica in ambito non lineare

### 5.5.3 ASPETTI GEOTECNICI GENERALI DI UN CALCOLO FEM

Quando si vuole risolvere un problema geotecnico e si ritiene che i normali metodi analitici semplificati non siano sufficienti ad ottenere i risultati che ci si propone, è inevitabile passare ad una risoluzione numerica ad elementi finiti.

Da un punto di vista geotecnico, la fase più importante è sicuramente quella di definizione del modello di comportamento del terreno e dei parametri che lo caratterizzano, e tale comportamento meccanico può essere modellato con diversi gradi di accuratezza.

Le leggi di Hooke di un corpo isotropo ed elastico lineare costituiscono la più semplice legge tensione-deformazione che però è troppo semplificata per rappresentare gli aspetti essenziali della risposta meccanica di un terreno.

Da allora molti sono stati i modelli costitutivi sviluppati e proposti da un gran numero di autori ed appositamente pensati per descrivere in modo dettagliato certi aspetti della meccanica di un suolo; alcuni di questi modelli hanno già avuto una robusta ed attendibile validazione e possono essere applicati in svariate applicazioni fornendo attendibili risposte.

Solitamente più sono sofisticati i modelli costitutivi del terreno, maggiore è il numero di parametri che devono essere impiegati per definirli e che vanno quindi ottenuti mediante indagini geotecniche.

Nelle applicazioni di geotecnica e di ingegneria geotecnica le indagini e i dati riguardanti il terreno sono limitati a quelli ottenuti da ordinarie campagne di indagine in sito ed in laboratorio, spesso insufficienti per quantificare accuratamente tutti i parametri dei modelli costitutivi più avanzati.

Si deve quindi saper stabilire, sulla base della teoria e della propria esperienza pregressa, quali siano quelli più corretti da utilizzare.

I parametri geotecnici che ogni modello necessita sono protocollati all'atto della sua definizione e vanno determinati in accordo con le specifiche fornite, pena una risposta non corretta dell'analisi.

**Sarebbe quindi necessario e corretto, più che procedere con indagini spesso standard, pianificare le indagini in sito e in laboratorio, in modo da eseguirle con il preciso fine di calcolare i parametri necessari.**

Si porta, a titolo esplicativo, un esempio: nel modello costitutivo di terreno tipo "hardening soil" è necessario definire come modulo elastico quello al 50 % della tensione di snervamento,  $E_{50}$ , con una pressione di cella di 100 kPa. Tale aspetto va ovviamente considerato quando vengono pianificate le indagini di laboratorio.

Quindi, qualora sia necessaria all'utente del software, una specifica serie di grandezze, occorre definirle in modo preciso e pianificare la loro analisi già in sede di indagine.

### 5.5.4 COMPORTAMENTO DI SUOLI REALI

Il suolo è un materiale complesso che mostra spesso un comportamento altamente non lineare, anisotropo e dipendente dal tempo (condizioni non drenate/drenate, creep, aging, ecc.).

Di seguito si riportano cinque aspetti che devono essere sempre considerati quando si imposta un'analisi geotecnica, ancora di più con un'analisi FEM che ha la peculiarità di poter tenere conto di molti aspetti teorici.

Il primo aspetto è il ruolo molto importante che è svolto dall'acqua nella meccanica di un terreno: la tensione totale in un punto del continuo (suolo) può essere suddivisa in una parte efficace, che si trasmette effettivamente per contatto tra i grani, ed in una quota di pressione neutra.

Variando la pressione dei pori cambiano corrispondentemente anche gli sforzi efficaci e, come diretta conseguenza, varia anche lo stato deformativo.

È quindi molto importante riuscire a tenere conto della presenza e degli effetti indotti dalla presenza d'acqua nel terreno anche nelle analisi condotte ad elementi finiti. Si noti che questo è del tutto impossibile con modelli a molle.

Il secondo aspetto importante è che la rigidità del terreno non si mantiene costante ma è influenzata da fattori quali:

- il livello tensionale;
- il percorso e la storia di carico;
- il livello deformativo raggiunto;
- il tempo.

Il terzo aspetto è rappresentato dalle deformazioni irreversibili prodotte dall'applicazione dei carichi.

Molti suoli hanno un dominio elastico veramente ridotto ed iniziano a mostrare deformazioni permanenti già a partire dall'inizio del processo di carico.

Tale aspetto rende la modellazione del comportamento del materiale terreno piuttosto complessa.

È poi importante non confondere lo sviluppo di deformazioni plastiche con una condizione di rottura del terreno; a tale proposito basti pensare alla prova edometrica nella quale il campione di suolo sviluppa deformazioni permanenti ma non arriva mai a rottura in queste condizioni.

Il quarto aspetto concerne la resistenza del suolo, solitamente espressa in termini di resistenza a taglio.

Poiché il terreno è un materiale essenzialmente attritivo la sua resistenza è largamente influenzata dalla pressione efficace di confinamento.

Però anche altri fattori intervengono a modificare la resistenza:

- velocità di carico;
- tempo: la resistenza può aumentare nel tempo (cementazione) o diminuire (degrado);
- densità;
- grado di consolidazione;
- direzione di carico.

Sempre per quanto riguarda la resistenza del terreno, è anche necessario ricordare che esso difficilmente mostra una seppur minima resistenza a trazione.

Ciò sicuramente vale per terreni incoerenti, ma anche quelli coesivi mostrano una resistenza a trazione molto piccola rispetto al valore di coesione; alcuni modelli costitutivi riescono a tenere conto di questo fenomeno e ciò risulta importante soprattutto nella valutazione delle deformazioni in testa ad uno scavo libero.

Il quinto aspetto è legato all'influenza del tempo sul comportamento del suolo.

Si è già affermato come la rigidità e la resistenza del terreno siano dipendenti dal tempo.

Il tempo influenza anche altri due importantissimi fenomeni che riguardano i suoli: la consolidazione, cioè la dissipazione delle sovrappressioni neutrali che si sviluppano in terreni saturi poco permeabili a seguito dell'applicazione di un carico con conseguente cedimento a lungo termine per progressivo aumento delle tensioni efficaci; il *creep*, cioè il progressivo aumento di deformazioni nel tempo a parità di distribuzione tensionale.

### 5.5.5 MODELLI COSTITUTIVI DEL TERRENO

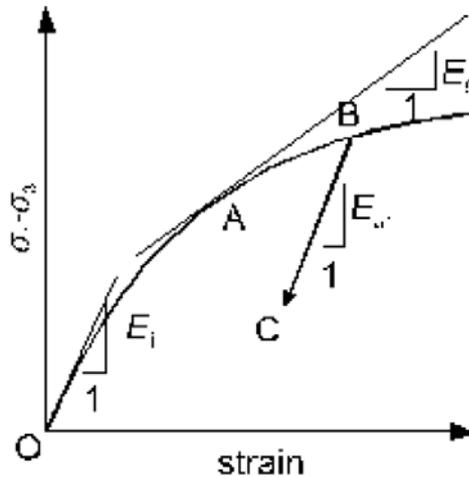
In questo paragrafo vengono presentati alcuni dei modelli costitutivi a più ampia applicabilità, tra quelli presenti in letteratura ed implementati nei principali software di calcolo FEM di impronta geotecnica.

**Modelli elastici non lineari: modello di Duncan e Chang**

Un esempio di modello elastico non lineare è stato proposto da Duncan e Chang (1970).

Nella loro formulazione il percorso tensione deviatorica-deformazione assiale è iperbolico ed il modulo elastico del suolo è funzione della pressione di confinamento.

Sono richiesti tre valori di rigidezza: il modulo tangente iniziale, quello tangente e quello che definisce la pendenza del percorso di scarico/ricarico.



Andamento non lineare nel piano tensione-deformazione

**Modelli elastici perfettamente plastici: modello Mohr-Coulomb**

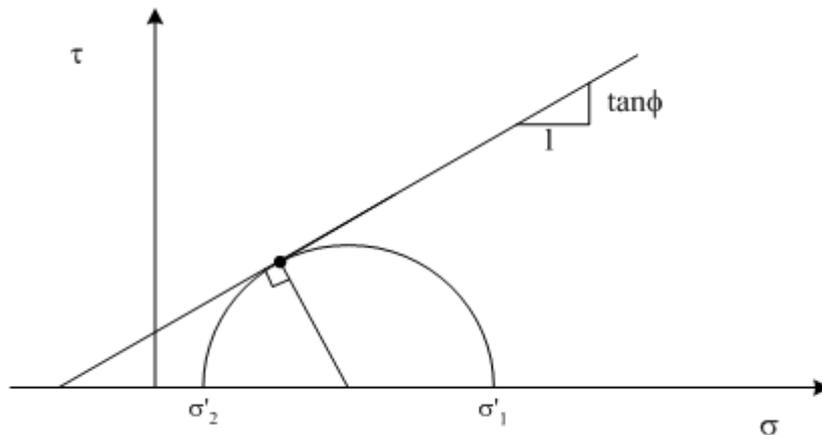
Il "modello elastico-perfettamente plastico" di Mohr-Coulomb (MC) è, di fatto, una combinazione delle leggi dell'elasticità di Hooke e del criterio di rottura di Coulomb.

Il modello richiede in *input* la definizione di cinque grandezze: il modulo di elasticità E ed il coefficiente di contrazione trasversale di Poisson  $\nu$ , così come le leggi di Hooke, l'angolo di resistenza al taglio  $\phi$  ed il valore di coesione c, così come da criterio di rottura di Coulomb, con in aggiunta l'angolo di dilatanza  $\psi$ .

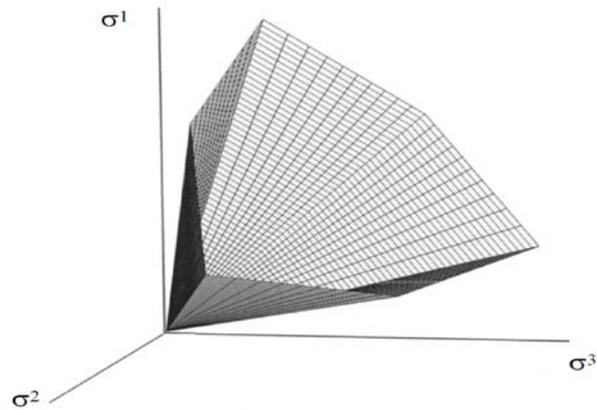
Quest'ultimo deriva dall'assunzione di una legge di flusso non associata che viene impiegata per modellare la realistica deformazione volumetrica irreversibile dovuta al taglio.

Il modello MC viene spesso impiegato per rappresentare il terreno in applicazioni generiche ma va tenuto presente il fatto che esso è solo un modello del primo ordine.

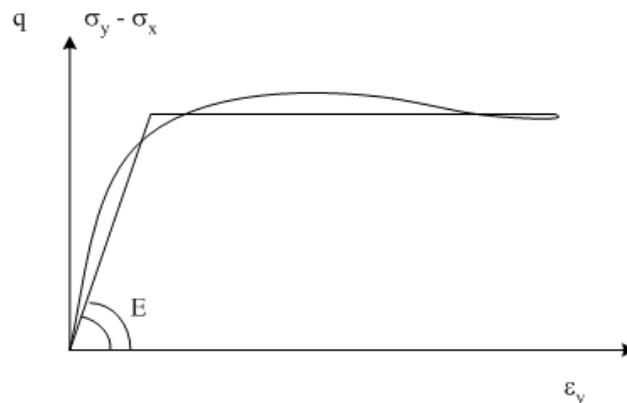
La rottura è spesso colta in modo accettabile ma i comportamento deformativo, essendo la rigidezza costante a causa delle leggi di Hooke, quasi sempre mal rappresenta spostamenti e cedimenti in condizioni precritiche o di esercizio.



Modello di Mohr Coulomb, legame tensione normale-tensione tangenziale



Superficie di crisi del modello Mohr-Coulomb rappresentata nello spazio delle tensioni principali



Idealizzazione del modello Mohr-Coulomb

### Modelli di stato critico: modello Cam-Clay

Il "modello Cam-Clay" è stato sviluppato negli anni '60 presso l'Università di Cambridge.

Il modello è basato sulla teoria dello stato critico ed è stato ideato per simulare il comportamento di argille normalconsolidate in condizioni di compressione triassiale.

L'assunzione alla base del modello è quella di una relazione logaritmica tra la tensione efficace media e l'indice dei vuoti.

Inoltre, il modello prevede un legame lineare tra la rigidità e la pressione, molto realistico per argille normalconsolidate (NC); si riesce a distinguere tra il processo di caricamento primario e quelli successivi di carico e scarico.

Il comportamento non lineare è modellato per mezzo di una plasticità incrudente: partendo da uno stato di tensione normalconsolidato, qualsiasi percorso di carico produrrà deformazioni plastiche che però non vanno confuse con la crisi del materiale.

Come conseguenza la pressione di preconsolidazione aumenta e ciò è associato allo svilupparsi di deformazioni volumetriche irreversibili.

Il rapporto tra la deformazione volumetrica plastica e quella deviatorica deriva dalla legge di flusso associata e dipende dalla quota parte di resistenza interna mobilitata.

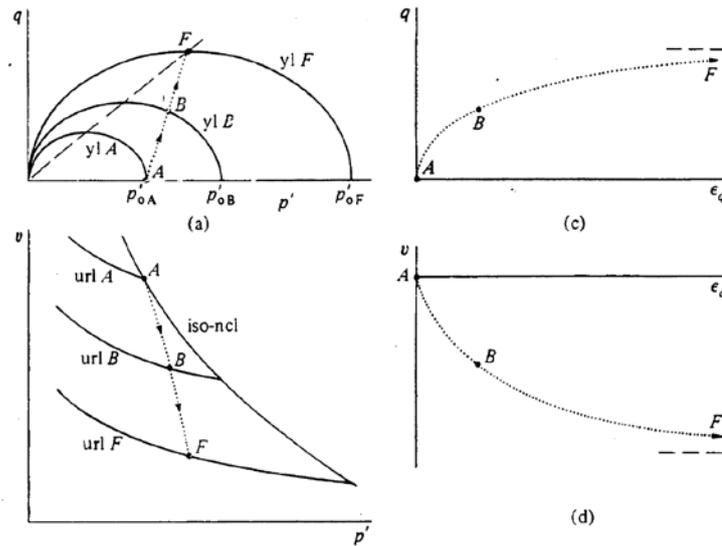
Maggiore è la quota sfruttata maggiori sono le deformazioni plastiche che si accumulano.

Quando si esauriscono le risorse resistenti da mobilitare, il materiale ha raggiunto lo stato critico.

Purtroppo il modello Cam-Clay produce una superficie critica comparabile con quella del criterio di resistenza di Drucker-Prager (1951): entrambi i modelli sono poco accurati nel descrivere la modalità di crisi.

D'altro canto il modello Cam-Clay è molto accurato nel descrivere il comportamento non lineare precritico.

Occorre, quindi, impiegare tale modello con oculata conoscenza dei pregi ed i difetti.



Comportamento del modello Cam-Clay in condizioni di compressione triassiale

**Modelli soft soil: Soft soil model**

Il modello soft soil è una evoluzione del modello Cam-Clay modificato.

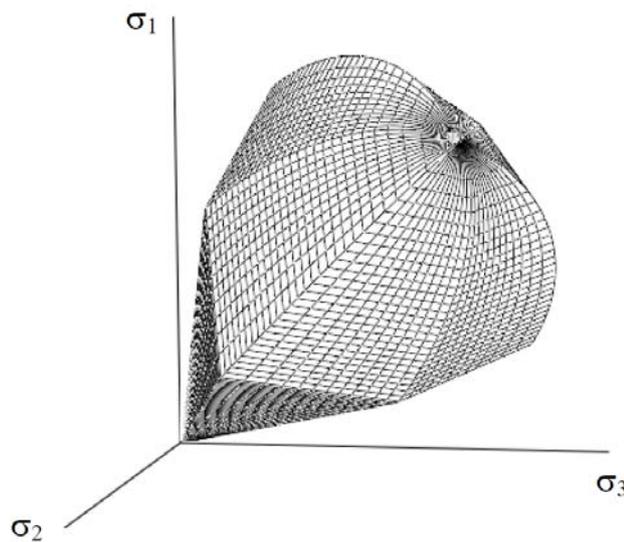
Al normale Cam-Clay è stato associato il criterio di rottura alla Mohr-Coulomb per migliorarne le prestazioni in condizioni di crisi.

La costante  $M$  che definisce la pendenza delle linea dello stato critico ed il valore del coefficiente di spinta  $K_0$  possono inoltre essere determinati senza far riferimento ai parametri di resistenza  $c$  e  $\phi$  (al contrario del Mohr-Coulomb) lasciando così la possibilità di impiegare valori più realistici.

Per quanto riguarda la rigidezza, questa nel "soft soil model" è basata su una relazione logaritmica intercorrente tra la tensione efficace media e la deformazione volumetrica (anziché l'indice dei vuoti come nel Cam-Clay).

Il "soft soil model" può essere applicato in situazioni di carico primario (come nel caso di fondazioni superficiali) mentre non presenta vantaggi in fase di scarico/ricarico rispetto al Mohr-Coulomb.

Inoltre, poiché che le valutazioni allo stato critico sono più precise rispetto al Cam-Clay, tale modello può essere considerato di secondo ordine.



Superficie di snervamento del modello soft soil

### Modelli hardening soil: Hardening soil model

Il "modello hardening soil" è un vero modello del secondo ordine per ogni tipologia di terreno e per ogni applicazione geotecnica.

Esso prevede incrudimento, cioè aumento, sia per quanto riguarda la resistenza a taglio che per le deformazioni tangenziali plastiche in condizioni di carico deviatorico.

Inoltre, è posto un limite all'incrudimento per modellare le deformazioni volumetriche permanenti durante la compressione primaria.

La crisi è definita applicando il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb.

Come conseguenza delle due tipologie di incrudimento, il modello è anche accurato per problemi che coinvolgono la riduzione della tensione efficace a parità di tensione di taglio (scavi, opere di sostegno, tunnel).

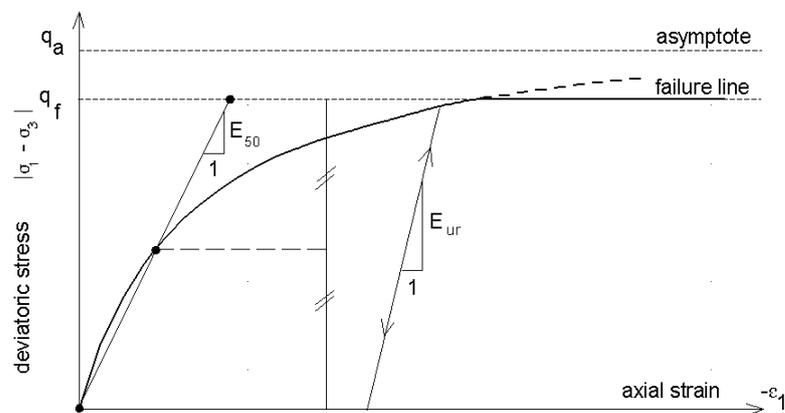
La rigidità, funzione della tensione, è definita per mezzo di una legge di potenza simile a quella del modello elastico non lineare di Duncan e Chang; poiché, però, il modello è incrudente e non deve sottostare alle leggi dell'elasticità come l'altro citato, esso supera le limitazioni del modello di Duncan-Chang per quanto riguarda la dilatanza e le pressioni neutre.

In condizione di carico non drenate, il modello mostra una riduzione della tensione efficace media, come si osserva sperimentalmente nei terreni soffici, mentre riesce anche a produrre un aumento della tensione media efficace per suoli dilatanti.

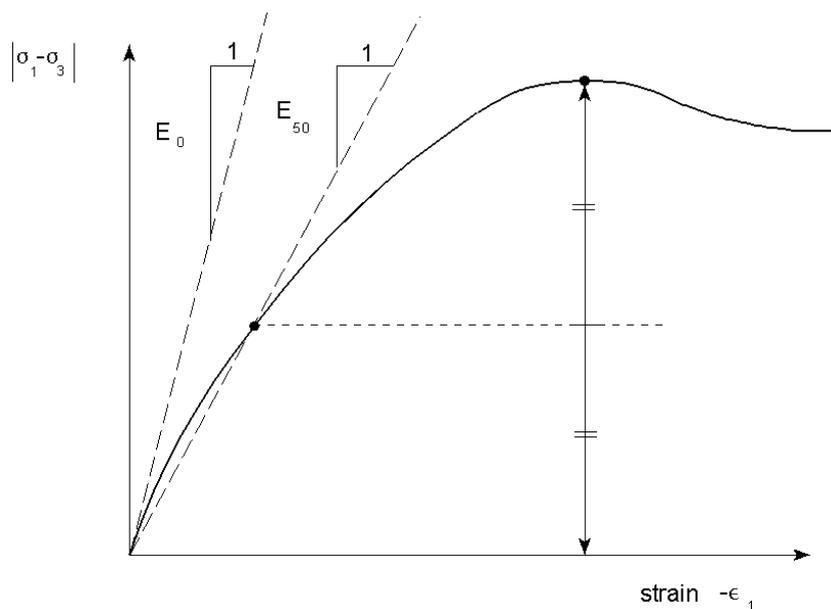
Il "modello hardening soil" richiede in input la definizione di 10 parametri: tre valori di modulo elastico (definiti secondo precisi protocolli); la potenza della legge di dipendenza della rigidità dalla tensione; due valori del coefficiente  $\nu$  di Poisson, uno per la fase di scarico e uno per il ricarico; i parametri di resistenza  $c$  e  $\phi$  alla Mohr-Coulomb; l'angolo di dilatanza; il valore del coefficiente di spinta  $K_0$  ed un parametro che determina il tasso di deformazione in condizioni di crisi.

**Il "modello hardening soil" può essere usato per predire con accuratezza spostamenti a rottura per la maggior parte delle applicazioni geotecniche in svariate condizioni stratigrafiche.**

Il modello non include resistenza o rigidità anisotropa, non tiene conto del fenomeno del *creep* e ha scarse prestazioni in ambito dinamico, tuttavia è senza dubbio il modello costitutivo più accurato tra quelli presentati.



Andamento iperbolico tensione-deformazione del modello Hardening Soil. Illustrazione dei vari moduli elastici.



Definizione del modulo elastico E50 al 50% della tensione di snervamento in una prova triassiale drenata

Parametri di utilizzo nel modello Hardening Soil

- $c, \varphi, \psi$  As in Mohr-Coulomb model
- $E_{50}^{ref}$  Normalized primary loading stiffness
- $\nu_{ur}$  Unloading / reloading Poisson's ratio
- $E_{ur}^{ref}$  Normalized unloading / reloading stiffness
- $m$  Power in stiffness laws
- $R_f$  Failure ratio

### 5.5.6 ASPETTI PECULIARI DELL'ANALISI FEM RISPETTO ALLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se occorre valutare la capacità portante di fondazioni superficiali il modello costitutivo scelto per descrivere il terreno deve primariamente essere in grado di simularne la resistenza.

È importante, per fondazioni su suoli a grana fine, usare approcci numerici che simulino la variazione della capacità portante nel tempo a causa del fenomeno della consolidazione.

I criteri ordinari di calcolo della capacità portante di fondazioni superficiali sono basati sull'ipotesi di validità del principio di sovrapposizione degli effetti.

Nella realtà il meccanismo di crisi associato ad  $N_q$  ed  $N_\gamma$  cambia in funzione dell'ampiezza del cedimento della fondazione che è il parametro che governa la mobilitazione dei valori dei due fattori di capacità portante.

In pratica ciò può avere significative ripercussioni qualora i parametri di resistenza del terreno degradino all'aumentare delle deformazioni; per esempio, in condizioni ultime la resistenza media associata con il primo meccanismo che si mobilita ( $N_\gamma$ ) può aver raggiunto il suo valore massimo, mentre quella associata al secondo meccanismo ( $N_q$ ) non parteciperà ancora al massimo delle proprie capacità.

In queste condizioni il principio di sovrapposizione può non risultare conservativo e la resistenza residua va tenuta in considerazione (rottura progressiva).

Se invece è il cedimento l'aspetto progettuale di interesse allora è il comportamento carico-cedimento a dover essere correttamente descritto dal modello costitutivo.

I metodi numerici ad elementi finiti, nel caso che lo studio condotto riguardi fondazioni superficiali, sono nella grande maggioranza dei casi impiegati per indagare il comportamento dell'opera in esercizio (SLE), dunque per studiare lo sviluppo nel tempo dei cedimenti.

Molti aspetti del comportamento deformativo di un terreno hanno la necessità di essere studiati facendo riferimento a metodi FEM perché metodologie analitiche tradizionali non garantiscono la stessa affidabilità e precisione oppure non sono nemmeno in grado di cogliere l'aspetto cercato.

Si pensi in particolar modo, per quanto riguarda una fondazione superficiale e i suoi cedimenti, agli spostamenti in condizioni critiche o a seguito di fenomeni di *creep* o, nel lungo periodo, al termine della fase di consolidazione; oppure si pensi a condizioni al contorno e/o a configurazioni di carico non ordinarie.

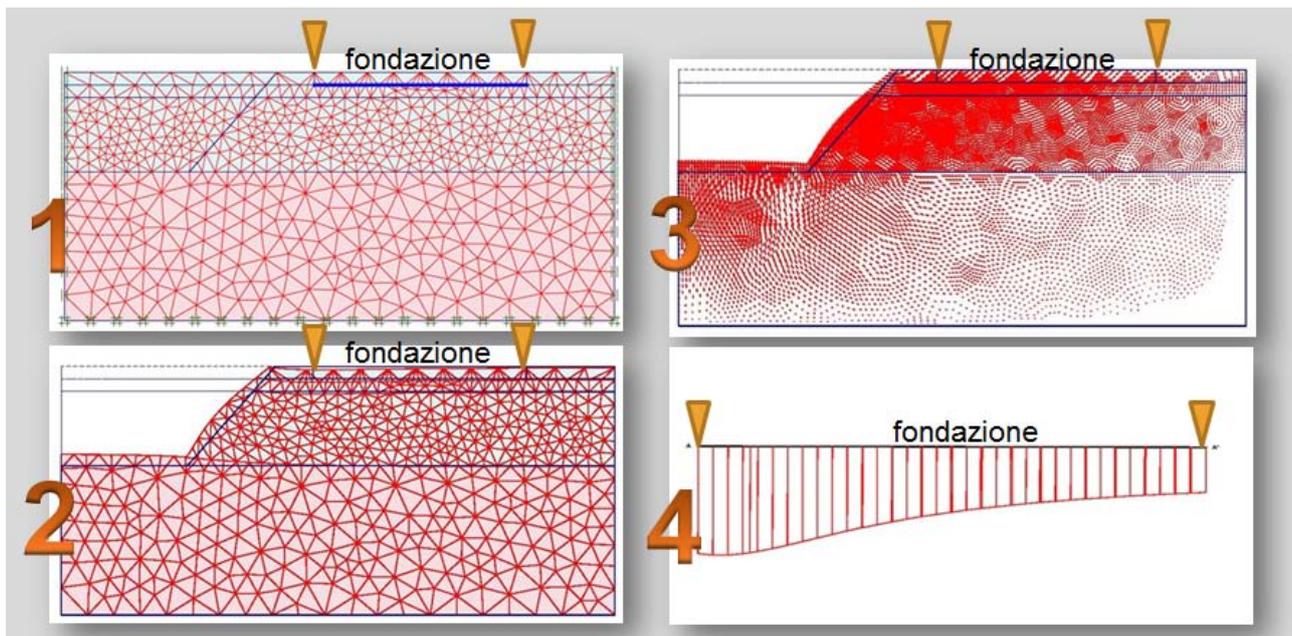
Altro aspetto critico riguardante le opere di fondazione, in particolare quelle superficiali, interessa l'interazione con i manufatti, gli impianti e le strutture esistenti in sito al momento del progetto, verifica e costruzione dell'opera in oggetto.

La Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 02/02/2009, "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove Norme Tecniche per le costruzioni» di cui al DM 14/01/2008", cita chiaramente questi effetti.

Al punto C6.4.1 del citato documento si dice esplicitamente che "*particolare attenzione deve essere posta nel progetto di opere contigue ad altre costruzioni, soprattutto se sono previsti scavi per impostare le nuove fondazioni. In queste condizioni è necessaria la valutazione degli effetti indotti dalla nuova opera sulle costruzioni preesistenti, in tutte le fasi della sua costruzione. Attenzione è inoltre dovuta alla scelta e al dimensionamento delle pareti di scavo, per limitare gli spostamenti del terreno circostante*".

In aggiunta, al punto C6.4.2 si afferma che "*È opportuno che il piano di posa in una fondazione sia tutto allo stesso livello. Ove ciò non sia possibile, le fondazioni adiacenti, appartenenti o non ad un unico manufatto, saranno verificate tenendo conto della reciproca influenza e della configurazione dei piani di posa.*"

**Queste analisi sono di fondamentale interesse e sono difficilmente ottenibili con approcci differenti da quello che sfrutta gli elementi finiti; infatti, quest'ultimo indaga tutti i punti del dominio che è stato discretizzato, mentre i metodi analitici o quelli a molle forniscono informazioni limitate al solo elemento strutturale o a qualche andamento delle grandezze con la profondità.**



Cedimenti differenziali indotti in una fondazione a seguito di uno scavo. 1 – Stato di fatto, 2 – realizzazione dello scavo, 3– variazione dello stato tensionale, 4 – cedimenti differenziali indotti alla fondazione.

L'esempio nella figura sopra riportata mostra come, mediante una analisi FEM, si possa essere in grado di analizzare e quantificare, nel caso di una fondazione superficiale in prossimità di un fronte di scavo, le seguenti situazioni:

- la situazione indisturbata (1);
- le deformazioni contestuali alla realizzazione dello scavo (2);
- gli spostamenti contestuali alla realizzazione dello scavo (3);
- le deformazioni che si verificano al di sotto della fondazione (4).

Di fatto una modellazione numerica agli elementi finiti è l'unico metodo in grado di fornire queste importanti informazioni.

### 5.5.7 OUTPUT DI UNA ANALISI AD ELEMENTI FINITI

Un aspetto peculiare dei metodi numerici ad elementi finiti risiede anche nella possibilità di visualizzare un gran numero di risultati in modo rapido ed efficiente.

È possibile produrre diagrammi 2D o 3D, geometrie deformate, filmati che mostrano il susseguirsi dello sviluppo delle deformazioni ecc, in modo semplice e veloce.

Possono essere investigati sia il campo della deformazione che quello della tensione. Le deformazioni possono essere globali, puntuali, riferite ad una sola specifica fase di calcolo, differite nel tempo a seguito di una analisi di *creep* o consolidazione.

Stesso dicasi per le tensioni: possono essere ricavati gli andamenti, spaziali o lungo una sezione specifica della geometria o in un punto, di quelle totali, di quelle efficaci, delle pressioni neutre, delle tensioni incrementali relative ad una sola fase di calcolo.

Questi risultati risultano molto utili soprattutto in fase di validazione critica dei risultati o qualora si vogliano estrapolare dal contesto, se mai più complesso.

Una grande potenzialità dei metodi di risoluzione numerica ad elementi finiti riguarda le analisi in campo dinamico: è possibile sollecitare il sistema per mezzo di accelerogrammi ed indagarne il comportamento sotto carico ciclico irregolare.

In tal caso gli output più significativi sono costituiti dalle storie temporali di spostamento, velocità ed accelerazioni che si sviluppano nei punti significativi della *mesh*, oppure la storia temporale delle deformazioni, delle tensioni (totali o efficaci), delle pressioni neutre.

La risoluzione dinamica di problemi geotecnici sta assumendo una grande importanza per via della sempre più spiccata rilevanza che sta riguardando il progetto e verifica di strutture in zona sismica.

L'interazione tra terreno e strutture in elevazione, se prima nella quasi totalità dei casi era totalmente trascurata, attualmente sta iniziando ad interessare anche i progettisti nella loro normale attività, così come la valutazione degli effetti di amplificazione stratigrafica e/o topografica di sito nella valutazione dell'azione sismica di progetto.

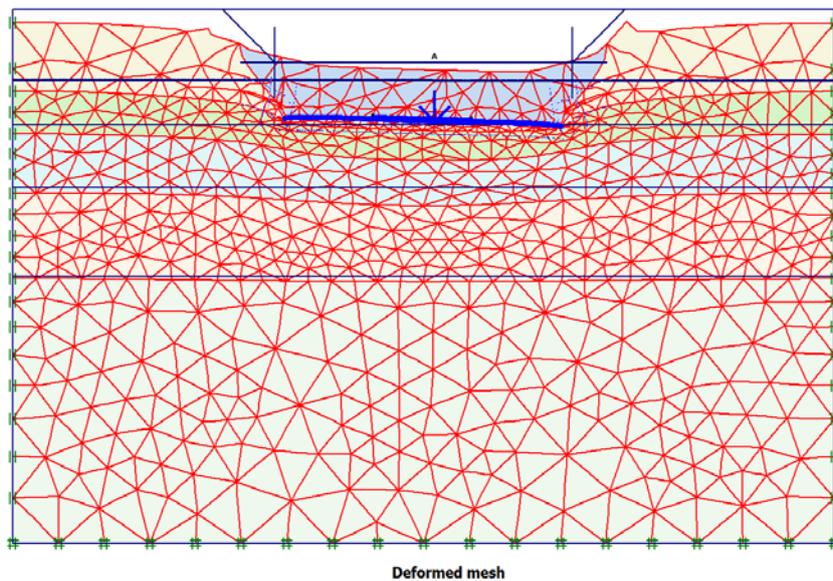
Le analisi di Risposta Sismica Locale di Terzo Livello (per le quali si rimanda al Quaderno specifico) per determinare l'amplificazione locale che riguarda un segnale sismico applicato al *bedrock*, possono essere efficacemente condotte con approcci ad elementi finiti perché questi, con una singola analisi, consentono di tenere in considerazione i due aspetti, quello stratigrafico e quello topografico.

Nel prossimo futuro, tali analisi, che qualche normativa sta iniziando a rendere obbligatorie in particolari condizioni, dovranno essere spesso condotte e dunque padroneggiare tali strumenti di calcolo diventerà sempre più importante.

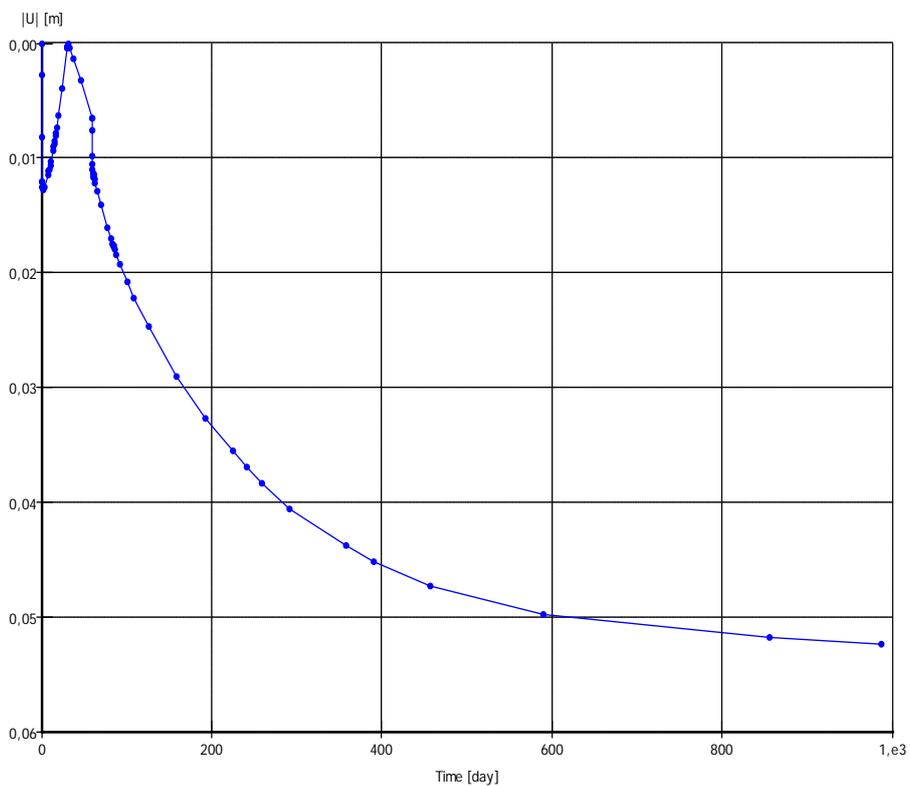
Per meglio far comprendere quanto esposto nei paragrafi precedenti di questo documento, si propongono ora una serie di immagini riguardanti un'analisi ad elementi finiti condotta proprio con riferimento ad una fondazione superficiale.

Di seguito vengono mostrate le fasi iniziali di definizione della geometria del problema geotecnico, la generazione della *mesh* e poi tutti gli *output* d'interesse che sono stati ricavati con facilità grazie alle specifiche funzioni messe a disposizione dai *software* di calcolo.

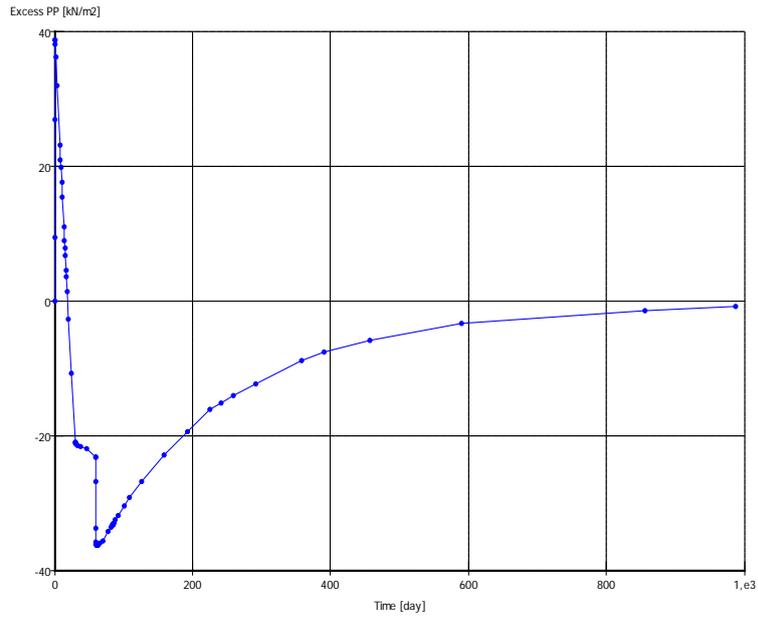




Modello ad elementi finiti in configurazione deformata al termine del periodo di consolidazione.



Sviluppo nel tempo dei cedimenti: si noti il contributo della consolidazione a lungo termine.



Sviluppo nel tempo delle pressioni interstiziali: si noti come a lungo termine si dissipano per effetto della consolidazione.

## 6 CRITICITA'

Il presente capitolo ha lo scopo di presentare alcune criticità che possono incidere in maniera importante nel dimensionamento/verifica delle fondazioni superficiali, sia per quanto riguarda gli aspetti statici che sismici.

### 6.1 VARIABILITÀ DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Con l'entrata in vigore del DM 14/01/2008, la scelta dei parametri geotecnici da utilizzare per l'analisi geotecnica assume un ruolo centrale nella progettazione; infatti, la sicurezza di un'opera presuppone che la campagna d'indagine, fatta di osservazioni e misure, in sito ed in laboratorio, sia condotta secondo elevati standard di qualità e, soprattutto, che l'articolazione della stessa sia motivata dallo specifico problema progettuale.

Secondo la normativa, tutte le verifiche previste devono essere correttamente eseguite. Nella realtà alcune di esse risultano critiche per il dimensionamento delle opere geotecniche. Onere del geotecnico (geologo o ingegnere) è mantenere un dialogo continuo con lo strutturista, che gli consenta di valutare l'iter progettuale e contestualmente, valutare qualità, quantità e variabilità dei dati geotecnici che utilizzerà per le verifiche di cui sopra. L'iter di progettazione strutturale e quello di analisi geotecnica devono essere quindi svolti in parallelo avendo cura di mantenere un continuo dialogo tra i professionisti coinvolti.

Il primo e fondamentale passo resta un'approfondita indagine ed analisi geologica che consenta di evidenziare quelli che sono i rischi propri del territorio in cui l'opera sarà contestualizzata, in modo da fornire un'esauriente supporto alla progettazione. Questa fase fondamentale è prodromica alla valutazione della campagna di indagini geotecniche per la definizione di un modello fisico-meccanico dei terreni finalizzato alla soluzione del problema progettuale specifico. Resta inteso che poco importa che le indagini siano realizzate in fase geologica od in fase geotecnica; è vitale, invece, che al momento dell'esecuzione delle verifiche si abbiano a disposizione tutti i dati necessari per la definizione di un modello esauriente del terreno.

Particolare attenzione deve essere posta nell'elaborazione/gestione di dati tenendo sempre presenti i limiti, variabilità ed incertezze associate ai parametri geotecnici. Il concetto di variabilità è un nodo centrale per la corretta valutazione e definizione del modello geotecnico.

I parametri geotecnici implicati nel dimensionamento delle fondazioni infatti, presentano una notevole variabilità che discende, da una parte, dalla naturale disomogeneità del terreno, dall'altra, dalla tipologia di indagine, dalle modalità esecutive ed infine dalla scelta delle correlazioni bibliografiche utilizzate per la derivazione indiretta dei parametri.

L'approfondimento dello studio della disomogeneità intrinseca di un terreno, come già precedentemente affermato, deve scaturire da un bilanciamento tra l'importanza dell'opera, la sensibilità del professionista e l'economia del progetto, quindi sostanzialmente dal numero di indagini necessarie per la definizione di un affidabile modello geologico/geotecnico.

Nell'approcciare la pianificazione di un'indagine, o nella lettura ed interpretazione dei risultati si deve innanzi tutto considerare che difficilmente un'analisi di laboratorio o un'indagine in situ definiscono dei parametri intrinseci di un materiale, ma più semplicemente un modello di comportamento a determinate condizioni di carico, di saturazione, di drenaggio ecc.

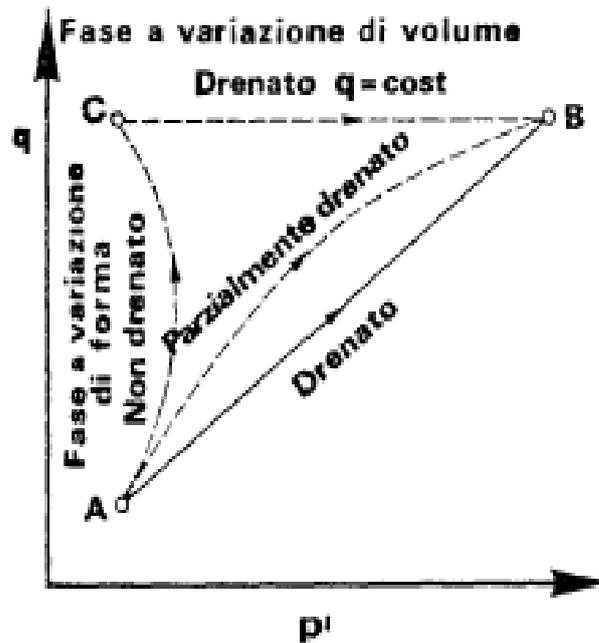
Nei paragrafi successivi saranno discussi alcuni aspetti che occorre considerare per garantire la qualità dell'analisi geologico-geotecnica prodotta.

#### 6.1.1 COESIONE NON DRENATA

Nel caso di argille completamente sature in cui la rottura avviene in condizioni di drenaggio impedito, la resistenza può essere assimilata ad un comportamento puramente coesivo:

$$\tau_f = C_u$$

Tale aspetto in realtà è fittizio, il comportamento del terreno è comunque controllato dai parametri efficaci e la rottura avviene in corrispondenza dell'involuppo classico, a cambiare è solamente il percorso tensionale eseguito. Si evince che la coesione non drenata non è un parametro meccanico intrinseco del terreno, ma rappresenta una risposta di quest'ultimo ad una condizione di carico a deformazioni volumetriche impedito.



Percorsi tensionali totali ed efficaci (Lambe Whitman, 1979)

Osservando la figura si evidenzia che le resistenze disponibili sono variabili in funzione del drenaggio che avviene durante la rottura: se durante la fase di deformazione il drenaggio è completo, il percorso tensionale è quello rappresentato dal tratto A-B; se invece il drenaggio è completamente impedito il percorso in termini di tensioni efficaci è quello che dal punto A arriva nel punto C. Dal punto C, qualora il drenaggio proceda, si giungerà in ogni caso al punto B. Se il punto C è un limite rappresentato dall'involuppo a rottura del materiale, tale resistenza a rottura rappresenta la coesione non drenata. Nella realtà i percorsi tensionali sono compresi tra le due situazioni estreme (C e B).

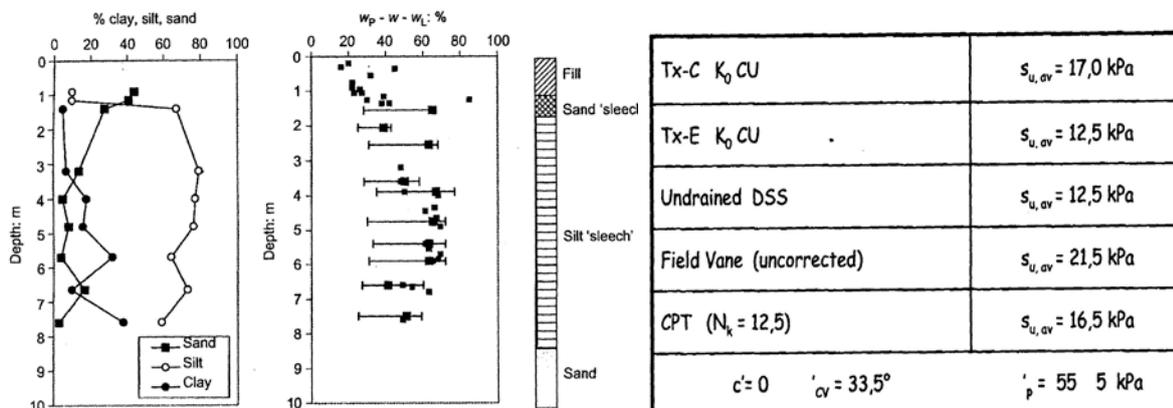
In generale, la coesione non drenata risulta essere un parametro universalmente utilizzato nelle verifiche a breve termine, ma il valore da utilizzare deve essere attentamente valutato. Occorre sempre tener presente che definire la resistenza del terreno in termini di tensioni totali è un artificio che vale solo nella condizione di drenaggio impedito e nella condizione di variazione di carico imposto.

Nella definizione delle indagini da eseguire per la stima di tale parametro occorre tenere presente una serie di aspetti che lo influenzano notevolmente, tra i quali:

- tipologia di prova utilizzata per determinare il parametro;
- dipendenza dalle tensioni applicate;
- storia tensionale (OCR);
- sensitività;
- forte dipendenza dal grado di saturazione.

Sulla base di queste considerazioni, è interessante analizzare l'esperienza fatta da Lehane (2003) in merito a una prova di carico eseguita su una fondazione a plinto di forma quadrata con il lato pari a 2.0 m e piano di posa posto a 1.60 m dal piano campagna, portata a rottura nell'arco di una giornata. Il carico di rottura è risultato pari a 96.5 kPa.

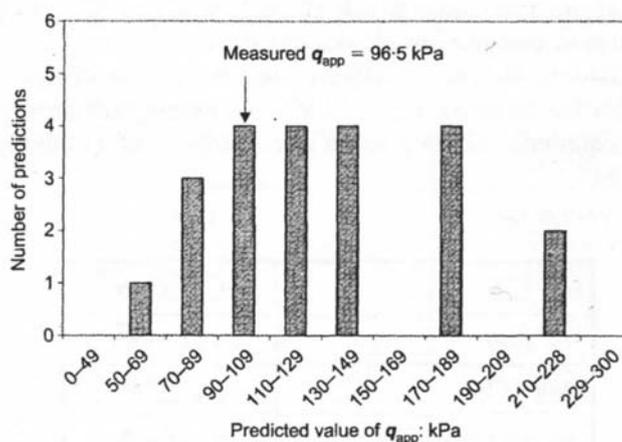
Prima dell'esecuzione dell'esperimento, è stato chiesto a 22 progettisti geotecnici, di eseguire una stima della capacità portante della fondazione in oggetto.



Stratigrafia, caratteristiche indice e tabella dei valori medi delle resistenze a breve termine derivanti da diverse tecniche di misura (Lehane 2003).

La stratigrafia del sito è costituita da uno strato omogeneo di limo argilloso. L'area è stata oggetto di una importante campagna di indagine geognostica, molto approfondita che ha previsto la realizzazione di numerose prove in situ ed analisi di laboratorio i cui risultati, forniti ai progettisti, sono sintetizzati nella tabella di cui sopra.

Nel grafico riportato di seguito, viene mostrata l'estrema dispersione nei calcoli eseguiti dai partecipanti unitamente al valore di pressione limite ottenuto sperimentalmente. Essendo in questo caso le variabili in gioco estremamente contenute, la dispersione dei dati è il risultato della non corretta stima della coesione non drenata. Si noti in generale una stima in eccesso del valore della coesione non drenata sulla base dell'interpretazione della campagna geognostica. Desta preoccupazione che i risultati che sovrastimano il parametro di resistenza non drenata e conseguentemente la capacità portante sono nettamente superiori a quelli più cautelativi.



Risultati del calcolo della capacità portante della fondazione (Lehane 2003).

I risultati evidenziano la grande attenzione che deve essere posta nella definizione della campagna di indagine finalizzata alla valutazione dei parametri geotecnici in generale e soprattutto alla scelta della coesione. Quest'ultima, infatti, rappresenta, più che una prerogativa intrinseca del terreno, un modello di comportamento che dipende da un notevole numero di variabili di cui occorre tener conto. Per i dovuti approfondimenti si rimanda ai Quaderni relativi alle prove in situ e alla caratterizzazione geotecnica di laboratorio.

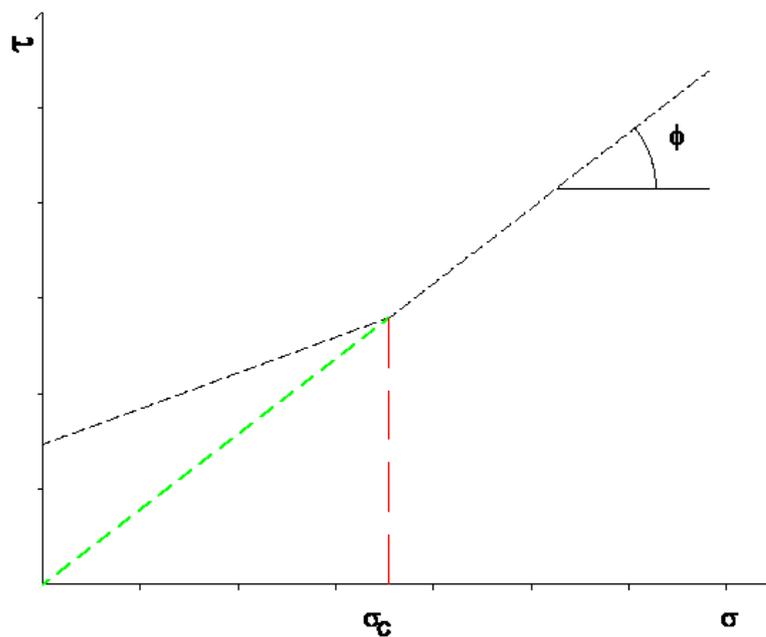
### 6.1.2 PARAMETRI EFFICACI

Analogamente alla definizione della coesione non drenata, anche la determinazione dei parametri drenati non è certo scevra da difficoltà interpretative.

L'aspetto di variabilità assume carattere rilevante anche in relazione alla definizione dei parametri di resistenza a taglio espressa dal criterio di Mohr-Coulomb, ovvero la definizione di  $c'$  e  $\phi$ . Essi rappresentano valori univoci solo nel caso di terreni normalconsolidati

Si pensi alla variabilità delle caratteristiche di resistenza di un terreno che si manifesta attraverso l'andamento curvilineo degli involuipi di rottura in terreni sovraconsolidati. Non è possibile infatti definire i classici parametri di resistenza al taglio (attrito e coesione) senza conoscere il corrispondente stato di sforzo e la storia tensionale, quest'ultima almeno attraverso il valore di OCR. Le caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci, per essere espresse con il criterio di Mohr-Coulomb, necessitano in questi casi di coesione ed angolo di attrito variabili (Scalpelli & Fruzzetti, 2004).

A titolo di esempio si riporta nella figura uno schema d'involuppo a rottura tipico di un materiale sovraconsolidato dalla quale si evince chiaramente la difficoltà di definire in maniera non ambigua un angolo di attrito rappresentativo.



Involuppo a rottura in materiali argillosi sovraconsolidati.

Nella figura seguente sono riportate le curve sforzo/deformazione di una serie di provini sottoposti a prova di taglio diretto eseguito su un terreno di natura limoso-argilloso sovraconsolidato. I vari provini sono stati consolidati e tagliati a carichi crescenti. Dallo stesso campione sono stati ricavati dei provini normal consolidati realizzati dopo completo disfacimento del materiale di partenza, anch'essi tagliati in scatola di Casagrande alle pressioni di 100, 200 e 300 kPa.

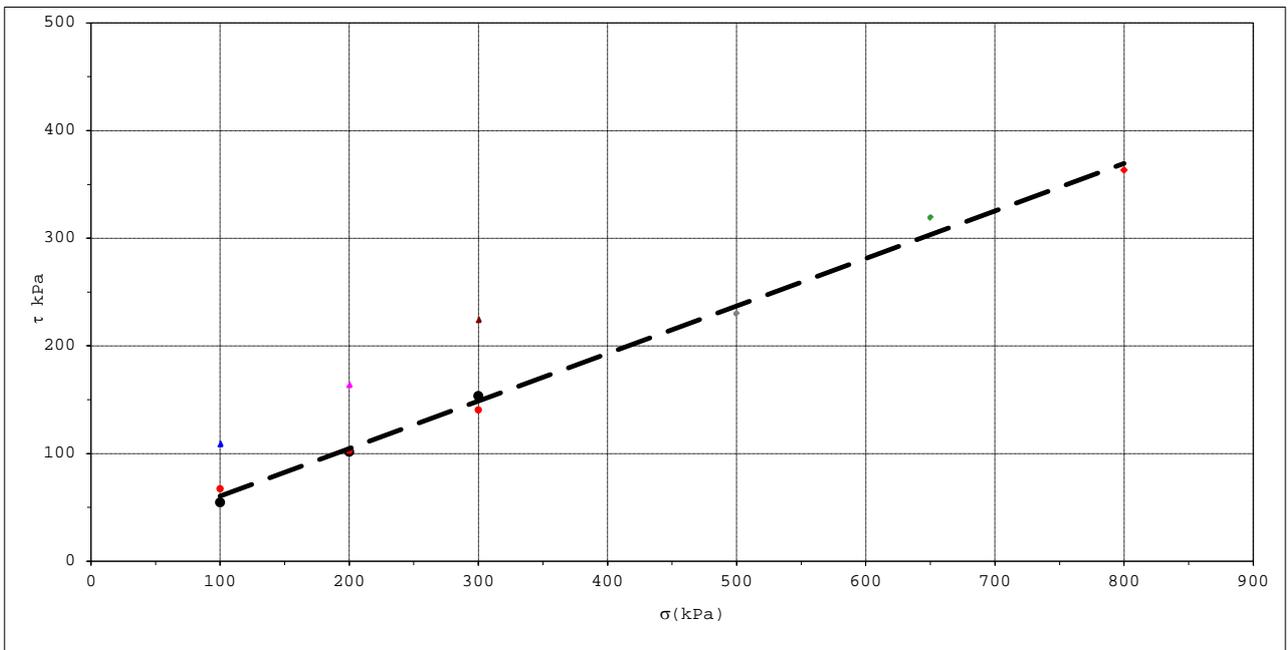
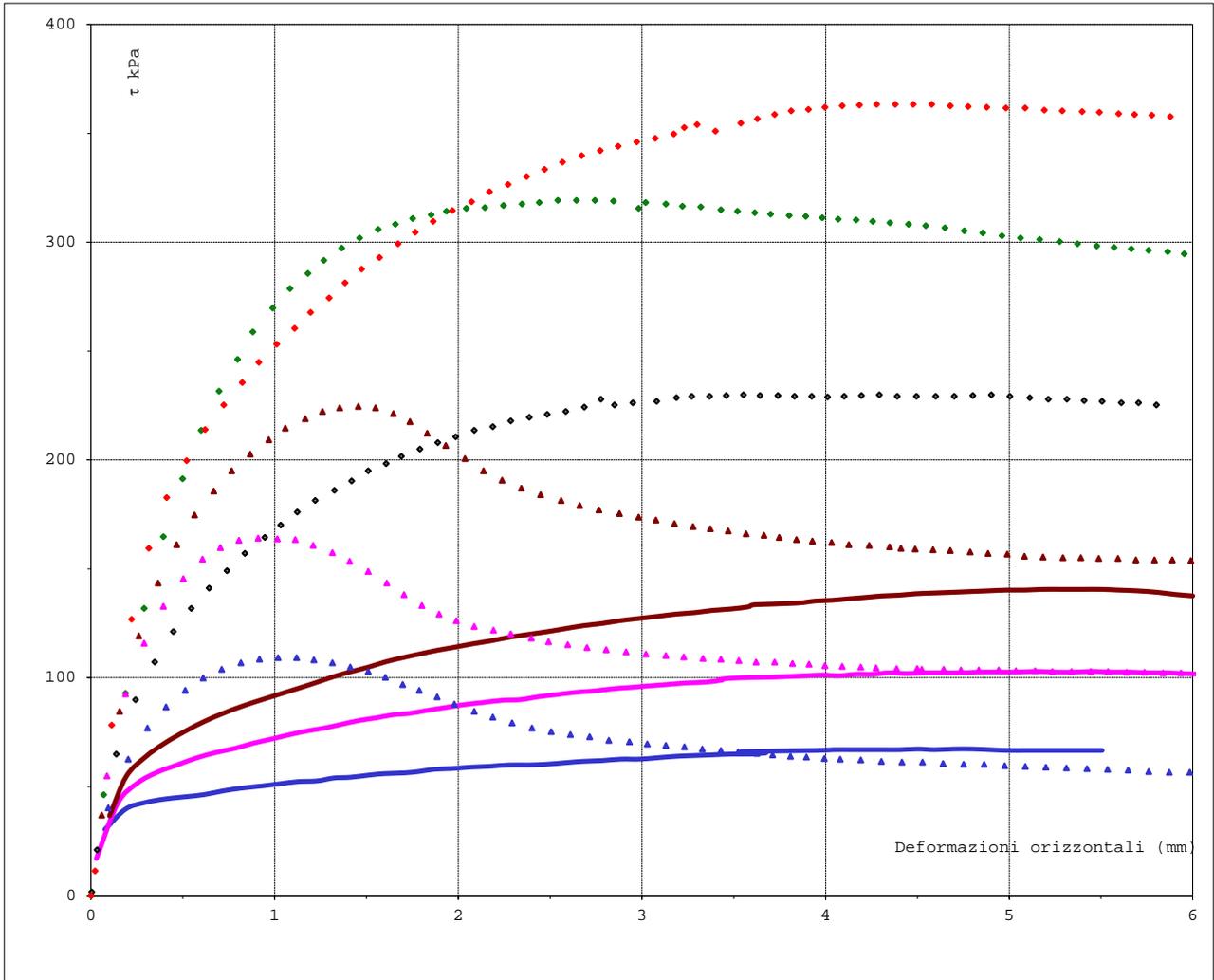


Diagramma sforzo-deformazione per ciascuno dei provini analizzati e involucro a rottura.

Le resistenze massime ottenute dai campioni consolidati a pressioni superiori a 400 kPa si allineano bene con i massimi ottenuti dai tagli dei campioni rimaneggiati e ricostruiti. Si può notare anche la coincidenza tra

questi massimi ed i valori di resistenza al 10% di deformazione dei provini sovraconsolidati. I campioni tagliati e consolidati a pressioni inferiori a 400 kPa mostrano un tipico comportamento da materiale sovraconsolidato. In generale, dalla figura si evince la variabilità che può assumere l'angolo d'attrito del materiale in esame e molto spesso per questi terreni l'esecuzione usuale del taglio di solo tre provini può dare una visione parziale e distorta dei parametri di resistenza.

Questi banali esempi sono stati proposti per sottolineare che nella pianificazione e realizzazione delle indagini deve porre la massima attenzione e assumere un ruolo di controllo, coordinamento e direzione dei lavori e non abdicare responsabilità di tali scelte a terzi.

Infine, non si può non evidenziare che spesso, nonostante indagini eseguite in maniera corretta (o quantomeno univoca), dal momento in cui è necessario derivare dei parametri in maniera indiretta, tale aspetto risulti estremamente delicato e senza dubbio la scelta di una correlazione affidabile diventi determinante.

Si riporta, a tal proposito, un esempio di dimensionamento di una semplice fondazione a plinto, eseguito contestualmente da un gruppo di lavoro costituito da alcuni professionisti operanti nella Regione Emilia Romagna. L'esercizio è una semplificazione del Benchmark proposto contestualmente al Workshop Evaluating Eurocode 7 (Pavia, 12-14 Aprile 2010).

Determinare, in condizioni statiche, la larghezza MINIMA della fondazione in base alla CPT allegata, sia secondo l'approccio 1 che l'approccio 2 in campo statico.

I cedimenti non sono significativi per il problema.

Per rendere più omogeneo il dato si consiglia di utilizzare la formula di Brinch Hansen.

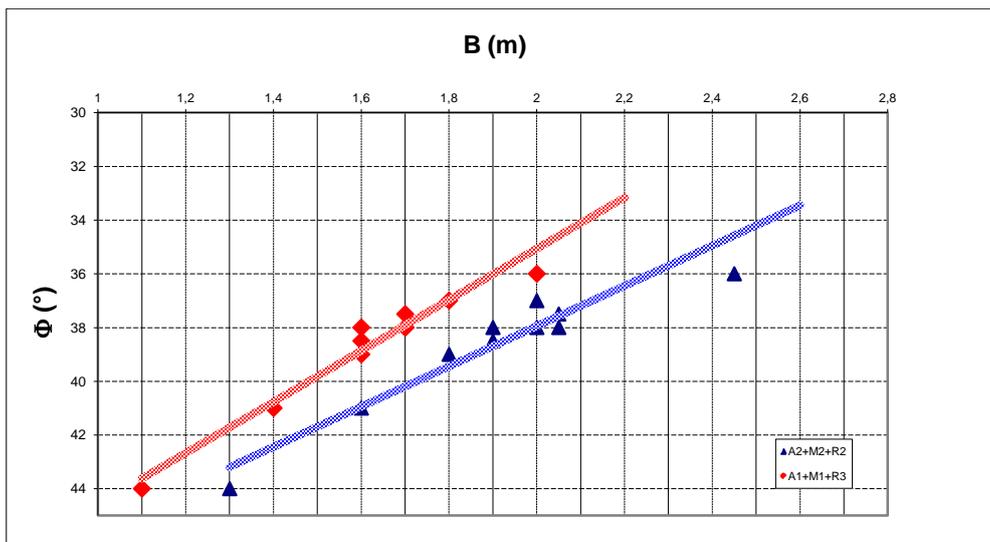
Al problema è stata allegata una prova penetrometrica statica con punta meccanica (valori di  $Q_c$  ed  $F_s$ ), dalla quale si deduce che i terreni di fondazione, fino alla profondità di 8 m da p.c. risultano di natura sabbiosa molto addensati.

Per la scelta del modello geotecnico e dei relativi parametri caratteristici, ciascun professionista ha stabilito differenti modalità per il trattamento dei dati. Di seguito vengono riportati i valori dell'angolo di attrito scelti in funzione dei vari modelli geotecnici proposti. Viene indicata altresì la correlazione utilizzata per la stima dell'angolo di attrito.

Formulazione utilizzata	Valore di $\phi$ attribuito
De Beer	33.0
Koppejan	34.5
Herminier	35.5
Caquot	37.0
EC7	38.0
Durgunuglu-Mitchell 1973	40.5
Schmertmann	41.5
Robertson & Campanella	44.0

Tabella 1- La tabella rappresenta, a parità di  $q_c$ , la variazione di angolo di attrito determinato in funzione della correlazione utilizzata.

La figura sottostante riporta un grafico recante in ascissa il valore della dimensione minima di fondazione verificata attraverso la formula di Brinch Hansen, mediante l'inserimento del parametro caratteristico  $\phi$  che invece viene riportato in ordinata. Con triangoli blu vengono indicati i punti di verifica ottenuti mediante l'utilizzo dell'Approccio 1 Combinazione 2 ( $A_2+M_2+R_2$ ), mentre con i quadrati rossi sono indicati i valori ottenuti mediante l'utilizzo dell'Approccio 2 ( $A_1+M_1+R_3$ ). I valori della dimensione del lato della fondazione sono risultati compresi tra 1,1 e 2,45 m di cui la maggior parte compresi tra 1,6 e 2,05.



Variazione della dimensione della fondazione (B) in funzione dell'angolo di attrito.

L'esercizio è stato impostato volutamente in maniera estremamente semplice, lasciando come unico "grado di libertà" per il partecipante la determinazione dell'angolo di attrito del materiale e nonostante ciò la dispersione dei risultati è notevole.

### 6.2 VERIFICHE A BREVE E LUNGO TERMINE

Il testo delle NTC08 prevede, al punto 6.4.2.1.9, che la fondazione sia verificata in condizione di Stato Limite Ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Questo argomento merita di essere approfondito in quanto le conseguenze di un approccio "leggero" possono talvolta essere gravi. In generale, è fondamentale distinguere il comportamento coesivo o granulare dei terreni oggetto di verifica. Nel caso di terreni ad elevata permeabilità le condizioni di breve e lungo termine coincidono in quanto le pressioni interstiziali che si generano durante le fasi di applicazione dei carichi (generalmente non istantanei) vengono dissipate in maniera immediata.

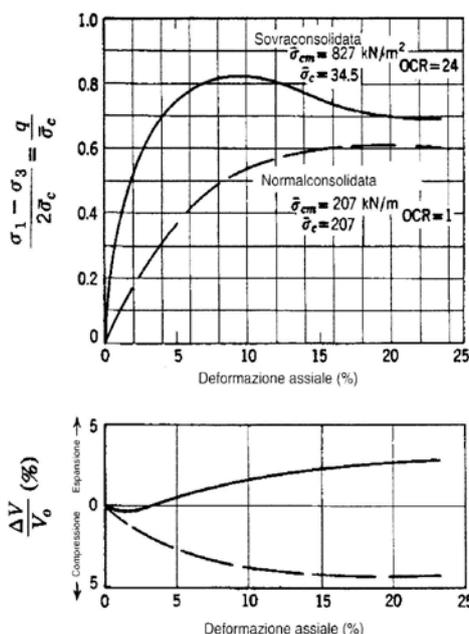


Figura 5- Curve sforzi/deformazione e relative variazioni di volume di terreni coesivi normalconsolidati e sovraconsolidati: (Lambe & Whitman, 1979).

Particolare attenzione deve essere posta, invece, per i terreni a comportamento coesivo, in quanto le pressioni interstiziali che si generano durante l'applicazione dei carichi si differenziano in funzione del grado di consolidazione degli stessi. In figura vengono evidenziati gli andamenti sforzi/deformazioni di un terreno coesivo sovraconsolidato e di un terreno coesivo normalconsolidato, durante l'esecuzione di una prova triassiale consolidata drenata. Focalizzando l'attenzione sul grafico posto in basso, nel quale, in funzione della deformazione è rappresentata la variazione di volume **durante la fase di taglio, si evince che terreni coesivi normal consolidati hanno un comportamento contraente, mentre terreni coesivi sovraconsolidati hanno un comportamento contraente nella fase iniziale che diventa dilatante nel prosieguo della prova.**

Se ipotizziamo che l'applicazione dei carichi sia veloce ed il materiale non abbia possibilità di drenare, ne consegue che:

- o in terreni normalconsolidati, si generano delle pressioni interstiziali positive conseguenza del comportamento contraente del materiale;
- o nel caso di materiali sovraconsolidati, invece, le pressioni interstiziali che si generano sono negative, dovute al comportamento dilatante del materiale.

Per meglio comprendere quanto affermato, si presenta lo stesso comportamento in termini di percorsi tensionali durante una fase di taglio triassiale consolidato non drenato. La figura seguente rappresenta un diagramma sforzo-deformazione ( $\sigma-\tau$ ), in cui vengono riportati i percorsi tensionali in termini di tensioni totali (TSP-linea nera) ed in termini di tensioni effettive per terreni argillosi normalconsolidati (ESP NC Clay-linea verde) e sovraconsolidati (ESP OC Clay-linea verde) nel caso di incremento della tensione verticale (uploading).

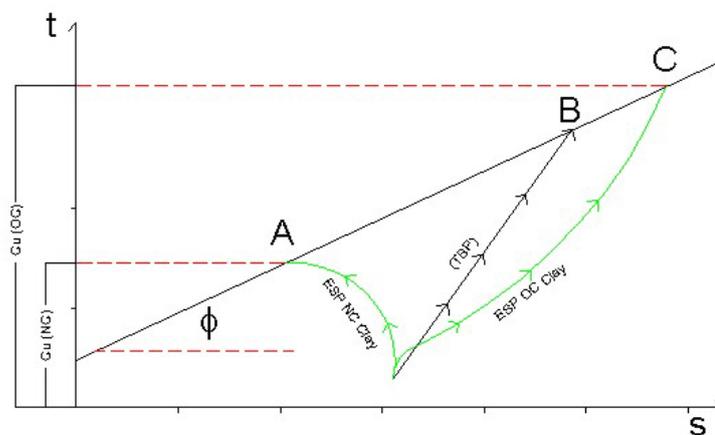


Figura 1- Percorsi tensionali effettivi e totali di terreni a comportamento contraente e dilatante.

Il percorso TSP (nero) in termini di completa dissipazione delle pressioni interstiziali, ovvero il percorso relativo alle condizioni drenate, presenta il proprio punto di rottura in B. Per quanto riguarda le condizioni non drenate, quindi a breve termine, il punto di rottura dell'involuppo è rappresentato dal punto A, per quanto riguarda i terreni normal-consolidati (comportamento contraente), e dal punto C per quanto riguarda le argille sovra-consolidate (comportamento dilatante).

Si osserva che nei terreni normal-consolidati, la condizione non drenata (breve termine) rappresenta la situazione più penalizzante.

Per i terreni sovra-consolidati, invece, la condizione critica è rappresentata a lungo termine in quanto a breve termine le resistenze disponibili sono più alte (punto C). Tali aspetti, però, non devono indurre a facili conclusioni; per quanto concerne le verifiche di sicurezza da eseguire si possono omettere alcune valutazioni solo se si è determinato adeguatamente il valore di OCR.

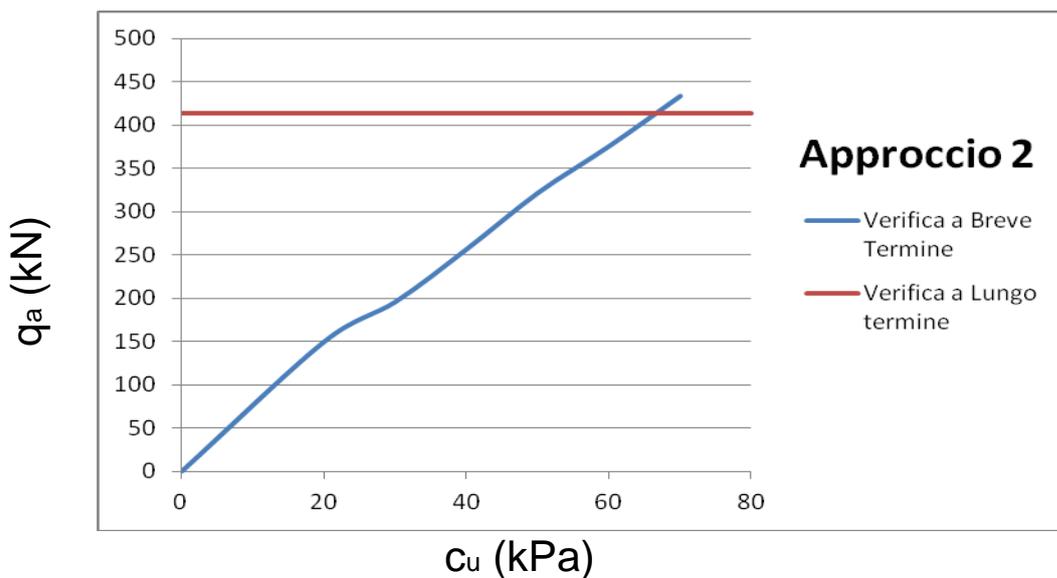
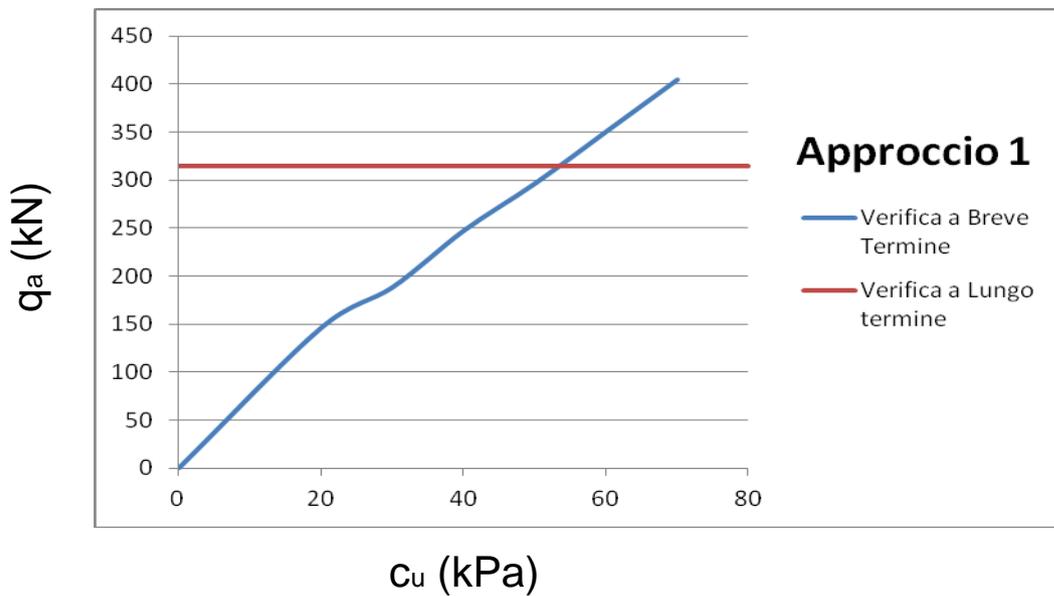
A titolo d'esempio si riporta il calcolo della capacità portante di una fondazione con le seguenti caratteristiche:

- dimensioni della fondazione L = 1.5 m-; B 1.5 m;
- piano di posa = 1,2 m dal piano campagna;
- il terreno è costituito da un tipico limo argilloso con un angolo di attrito efficace pari a 24°. Il carico è centrato e si ipotizza uguale alla capacità portante calcolata nelle varie ipotesi;

La capacità portante a lungo termine, calcolata con il metodo di Brinch-Hansen , è la seguente:

- (A2 M2 R2)  $q_a=315$  KN; (A1 M1-R3)  $q_a=414$  KN.

Il medesimo calcolo è stato eseguito in condizioni non drenate con  $c_u$  crescenti a partire da 20 KPa, al fine di verificare con quale valore di  $c_u$  la condizione di breve e lungo termine si eguagliano.



Valore di carico ammissibile (in ordinata) calcolato a breve termine, al variare della coesione non drenata (ascissa). In rosso il valore di carico ammissibile calcolato a lungo termine.

Effettuando il calcolo con l'Approccio 1, si vede che i valori di capacità portante a breve e lungo termine si eguagliano per una coesione non drenata di poco inferiore a 60 kPa, mentre per l'Approccio 2 tale valore è pari a circa 70 KPa. I valori di  $C_u$  determinati, riferiti ai primi metri di terreno ovvero a bassi livelli tensionali, sono tipici di materiali OC se ne traggano le dovute conseguenze.

### 6.3 TERRENI PARZIALMENTE SATURI ED EFFETTI SULLE FONDAZIONI

Al punto 6.4.2 delle NTC08, il legislatore afferma che *"il piano di fondazione deve essere situato sotto (...) lo strato di terreno interessato da significative variazioni stagionali del contenuto di acqua"*.

Questa prescrizione, secondo gli autori, è formulata in maniera quantomeno semplicistica, in quanto l'individuazione univoca e stabile del livello soggetto a variazioni stagionali del grado di saturazione in relazione anche al tempo di vita della struttura, risulta allo stato attuale estremamente aleatorio dal punto di vista tecnico scientifico.

In generale gli elementi di rischio dovuti a tale aspetto sono:

- variazioni di volume del terreno di fondazione in funzione del contenuto in acqua tipico dei terreni argillosi;
- variazione delle caratteristiche meccaniche e di deformabilità in condizioni di parziale saturazione.

Spesso i due aspetti sono concatenati ed interdipendenti.

#### Parziale saturazione e caratteristiche fisiche e meccaniche

Il terreno è un sistema multifase costituito da una parte solida, ed i relativi vuoti sono riempiti da una fase liquida ed una gassosa. La geotecnica classica è sempre riferita ad un sistema bifasico costituito da una parte solida in cui i vuoti sono saturi di acqua. La presenza all'interno del sistema della fase gassosa complica notevolmente la situazione in quanto le caratteristiche fisiche e meccaniche del sistema si differenziano notevolmente da quelle del terreno in condizione di completa saturazione. In generale la pressione della fase gassosa ( $u_a$ ) è sempre superiore a quella della fase liquida ( $u_w$ ), e tale differenza è definita "suzione di matrice".

I primi lavori di carattere teorico e sperimentale finalizzati alla comprensione del comportamento dei terreni non saturi sono stati incentrati sull'estensione del principio degli sforzi efficaci di Terzaghi con la relazione proposta da Bishop:

$$\sigma' = \sigma - u_a + X(u_a - u_w)$$

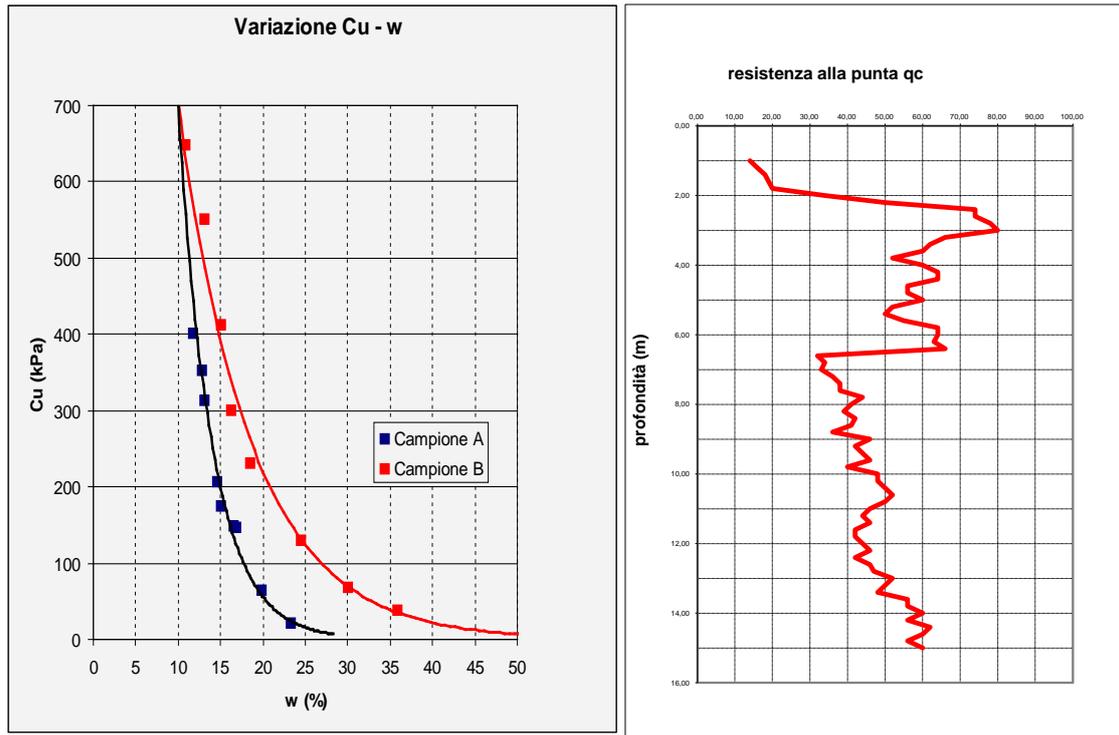
in cui:

$X$  = fattore che varia con il grado di saturazione del materiale pari all'unità nel caso di terreno saturo;

$(u_a - u_w)$  = suzione ovvero pressione dell'acqua ( $u_w$ ) sempre inferiore alla pressione dell'aria ( $u_a$ ) presente nei pori.

I fenomeni di suzione modificano in maniera sostanziale le caratteristiche meccanico-deformative dei terreni.

Studi successivi hanno modificato l'approccio monotensionale della formula soprariportata che risulta inadeguata a prevedere il collasso strutturale a seguito di saturazione. Anche il parametro  $X$  in realtà è funzione della storia tensionale pregressa. In generale, nonostante i vari approcci più o meno sofisticati del problema, si vuole evidenziare che nel caso di terreni parzialmente saturi i parametri meccanici e deformativi sono diversi rispetto allo stesso terreno in condizione di totale saturazione. Allo stato attuale non si trovano ancora formulazioni semplici e di facile applicabilità nella pratica professionale, soprattutto in relazione alla caratteristica variabilità delle condizioni di saturazione dei terreni superficiali.



Variazione della coesione non drenata (Cu) in funzione del contenuto in acqua, in due terreni limoso/argillosi ed effetti della saturazione parziale sulla resistenza alla punta in una prova penetrometrica statica.

### Terreni argillosi e variazioni volumetriche

L'aspetto peculiare che interessa le problematiche delle fondazioni superficiali, è legato alla variazione di volume che questi terreni manifestano quando sono soggetti a variazioni di contenuto in acqua.

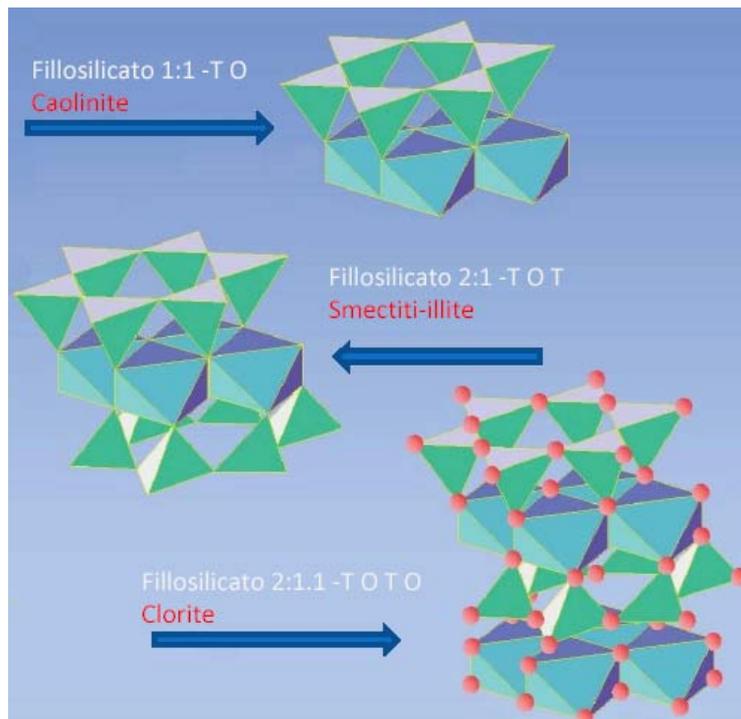
In generale, il terreno recepisce tutte le condizioni che possono mutare il suo stato fisico di equilibrio (variazioni climatiche, suzione, infiltrazioni d'acqua ecc.) e le fondazioni, se poste in zona sensibile, risentono delle modifiche e le recepiscono come stato sollecitativo di natura coattivo.

Il fulcro centrale del fenomeno è rappresentato dalla presenza di argilla nel terreno e gli aspetti principali che intervengono, in relazione alla variazione di volume, sono i seguenti:

- mineralogia;
- Struttura, tessitura, fabric;
- parziale saturazione.

Le argille sono dei fillosilicati, ovvero strutture planari formate dall'unione dell'unità elementare tetraedrica (T) o ottaedrica (O). Le lamine sono caratterizzate dalla presenza di cariche elettriche negative sulle facce ed attraggono ioni positivi e acqua.

A seconda della tipologia delle lamine (tetraedrica ed ottaedrica), della loro alternanza e degli ioni che s'interpongono tra i vari strati, si possono formare vari tipi di argille. Si passa dalla Caoliniti a struttura TO alla Montmorillonite con struttura TOT, alle Cloriti con strutture miste.



Tipi di minerali argillosi.

Dal punto di vista mineralogico, le argille che manifestano più spiccatamente la propensione alla variazione volumetrica in funzione del contenuto in acqua, sono rappresentate dai termini smectitici, montmorillonitici. Notevole importanza assumono i concetti di struttura, tessitura, fabric, intesi come:

- rappresentanza delle classi granulometriche;
- distribuzione spaziale degli aggregati e delle particelle;
- forma, morfologia superficiale ed orientamento delle particelle;
- forma e tipologia dei vuoti;
- parziale saturazione e variabilità nel tempo.

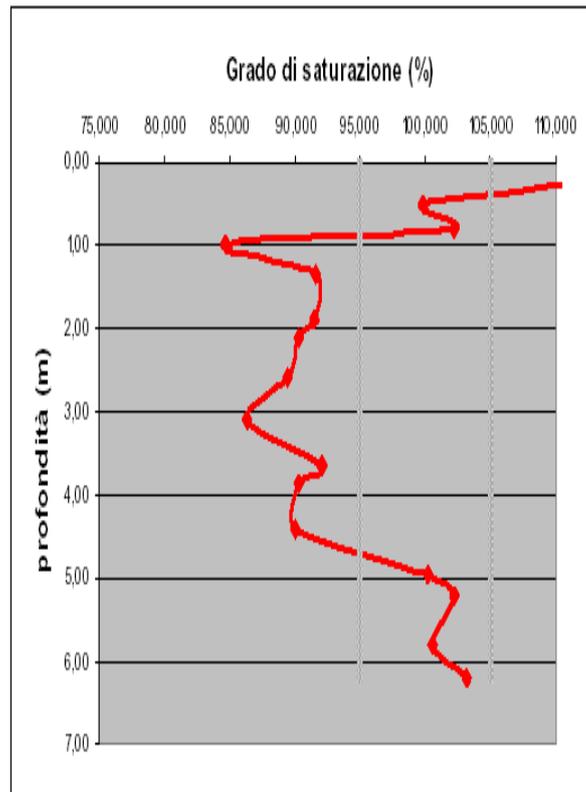
Tutti questi aspetti concorrono a determinare la propensione del terreno a manifestare variazioni di volume in funzione del proprio contenuto in acqua.

Grado di espansione	Contenuto frazione fine (% inferiore a 0.001 mm)	Indice Plastico	Limite di Ritiro
Molto alto	> 28	> 35	< 7
Alto	20 – 28	25 – 34	7 – 10
Medio	13 – 20	15 – 25	10 – 15
Basso	< 13	> 15	> 15

Propensione alla variazione volumetrica delle argille in funzione di alcuni indici (da Holtz e Kovacs 1981)

In generale la problematica è legata non solo all'effettiva potenzialità di variazione volumetrica dei terreni di fondazione, ma soprattutto ad una manifestazione del fenomeno in maniera anisotropa.

Si riporta di seguito una figura che evidenzia un tipico stato di essiccamento del terreno messa in luce dalla variazione del contenuto in acqua in funzione della profondità.



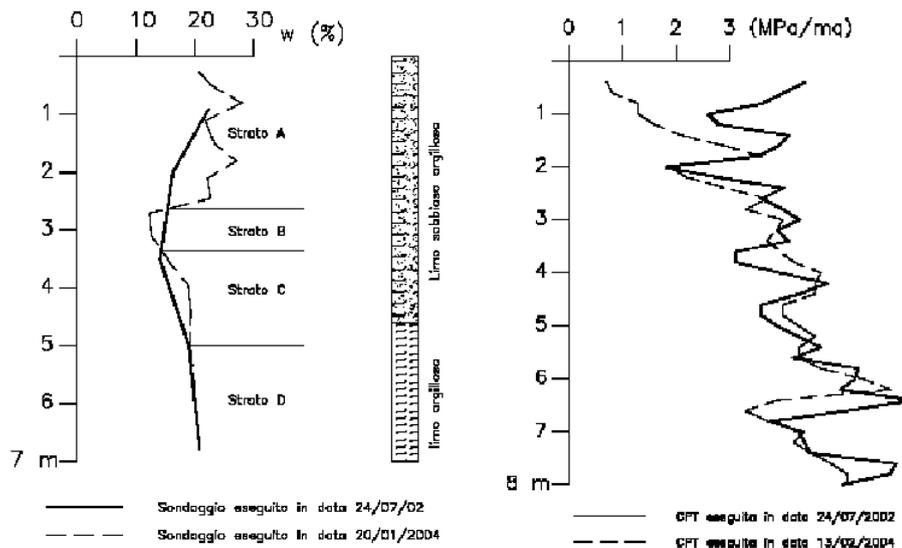
Variation of the degree of saturation with depth.

In these situations, the ground receives all the conditions that can change its physical equilibrium (climatic variations, suction, water infiltrations, etc.) and foundations, if located in an active zone, are affected by these modifications and, as mentioned previously, they receive them as a stimulating state of nature.

The causes are multiple and often concomitant, and in general they are to be searched in all those factors that can modify or alter the equilibrium of the system suction/swelling of the ground in the various zones of the building. A methodological approach for the evaluation of such causes can be the following:

- general study of the area and relative deposits (origin, typology, geometric setting, etc.);
- definition of a geological/geotechnical model;
- environmental factors (presence of the aquifer and relative oscillations, morphology, problems related to buildings in the vicinity, vegetation, etc.);
- investigations aimed at the study of the potential of suction/swelling of the ground (limits, granulometric analysis, value of methylene blue, etc.).

The execution of penetration tests, moisture profiles carried out both in the dry season, both during periods of greater meteorological inputs, can effectively evidence this aspect. Clearly the carrying out of these activities becomes complex from the moment that there is a project of new construction, with the economic problems that derive from the timing; in any case, the experience on damaged buildings, in which the study and the investigation can last longer, become an indispensable framework of experience.



Variazione dei profili di umidità e della resistenza penetrometrica in funzione della stagionalità (Franceschini, Carbonella, Zanna, 2004).

È pur vero che non esiste una metodologia di lavoro assodata che metta al riparo da queste situazioni, ma esiste una serie di accorgimenti che può aiutare a limitare o comunque minimizzare gli effetti di tale comportamento:

- approfondimento del piano di posa delle fondazioni al di sotto del livello di ritiro e rigonfiamento (quando individuato);
- realizzazione d'interrati sull'intero corpo di fabbrica;
- unica quota di imposta delle fondazioni (evitare interrati localizzati);
- particolare cura nel controllo della funzionalità di pluviali, scarichi, fogne;
- attenzione agli effetti della suzione collegati alla presenza di essenze arboree, in particolare negli edifici esistenti.

#### 6.4 MODELLO GEOTECNICO E PARAMETRI CARATTERISTICI

Tutte le informazioni disponibili devono concorrere alla costruzione del modello geotecnico. La quantità e la qualità delle informazioni disponibili, sono elemento fondamentale per una corretta analisi e gestione degli aspetti geotecnici.

La realizzazione di un adeguato modello geotecnico, la definizione dei relativi parametri caratteristici, la metodologia di calcolo scelta per l'analisi, rappresentano tre variabili mutuamente interagenti che devono essere gestite ed equilibrate in funzione del rapporto complessità geologica/opera in progetto.

Oggettivamente, nello spirito del presente Quaderno, l'unico elemento da evidenziare per limitare errate valutazioni è legato all'auspicabile incremento delle indagini che troppo spesso invece diventano oggetto di restrizioni con l'ovvia conseguenza di produrre falsi risparmi ed aumento dei rischi.

Come detto in precedenza, la definizione dei parametri caratteristici è da intendersi intimamente legata al modello realizzato ed alla metodologia di calcolo che s'intende eseguire. In particolare occorre avere piena consapevolezza dei limiti e delle incertezze di ogni singolo aspetto progettuale. In funzione di tutte le verifiche da eseguire, ne deriva che alcune di esse assumono carattere dominante. In quest'ottica occorre

porre particolare cura nella definizione di tutti gli elementi che assumono in ruolo fondamentale per il dimensionamento delle opere di fondazione.

### 6.5 NOTE IN MERITO ALLE DIFFERENZE TRA L'APPROCCIO 1 E L'APPROCCIO 2

Nel capitolo relativo alla trattazione dei carichi ed alla scelta dell'approccio progettuale, è stato già evidenziato che l'Approccio 1 Combinazione 2, rappresenta il vero e proprio dimensionamento geotecnico di un'opera, in quanto riduce i parametri caratteristici del terreno mediante i coefficienti M2, a fronte di un'azione amplificata, seppur in forma minore. Questo approccio è perfettamente in linea con la filosofia di una norma semiprobabilistica come le NTC08 in cui tutti i materiali da costruzione (quindi anche il terreno) devono avere un coefficiente di riduzione dei parametri meccanici.

Chiaramente la fruibilità di ciascun approccio progettuale dipende dai coefficienti parziali che lo caratterizzano, e che, ovviamente, rendono il Codice di ciascuno degli Stati membri dell'Unione Europea più o meno coerente rispetto all'approccio semiprobabilistico che distingue gli Eurocodici.

**In Italia occorre anche considerare che i coefficienti di sicurezza globali R rendono, di fatto, la progettazione con le NTC08 quasi del tutto allineata con la consuetudine delle “tensioni ammissibili”; l'aspetto semiprobabilistico rimane alquanto illusorio.**

Già in campo statico la scelta dell'approccio progettuale implica differenze anche notevoli nel dimensionamento delle fondazioni superficiali; in campo sismico, a maggior ragione, la complessità è ancor più rilevante ed alcuni aspetti devono essere analizzati con particolare attenzione.

<del>A1</del>	M1	R1
<del>A2</del>	M2 $Y_{\tan \phi} = 1,25$ $Y_{cu} = 1,40$	R2 1,80
<del>A2</del>	M1	R3 2,30

Nella figura sopra riportata vengono schematizzati i coefficienti da utilizzare per le verifiche agli SLU in campo sismico. Si noti che è stata posta una croce in corrispondenza dei coefficienti A, in quanto, essendo tutti pari all'unità non caratterizzano in alcun modo l'approccio di progetto cui si riferiscono. Ne deriva che le azioni, per entrambi gli approcci, sono equivalenti, mentre le resistenze sono diverse in quanto i parametri,

ridotti unicamente per l'approccio 2, non sono compensati dall'applicazione dei coefficienti A. L'approccio 1 Combinazione 2, risulta, quindi, decisamente più gravoso rispetto all'Approccio 2.

Il problema fondamentale rimane il venir meno del principio che è alla base della definizione degli approcci, ovvero la compensazione tra carichi gravanti e resistenze disponibili tali da consentire allo strutturista una libera scelta che conduca a risultati paragonabili.

Occorrerebbe, secondo gli scriventi, rivedere a livello nazionale l'utilizzo dei coefficienti, i quali, in primo luogo, dovrebbero essere maggiormente coerenti con la filosofia semiprobabilistica degli Eurocodici e, in secondo luogo, dovrebbero essere tarati in maniera differente per gli aspetti statici e sismici del dimensionamento delle fondazioni. Nell'ottica di una futura revisione delle NTC08, sarebbe opportuno, forse, definire un nuovo approccio finalizzato esclusivamente alle verifiche in campo sismico.

## 6.6 I COEFFICIENTI $K_{HI}$ E $K_{HK}$ NELLA VERIFICA SISMICA

L'analisi pseudostatica di fondazioni superficiali in campo sismico prevede che l'azione sismica venga equiparata ad una forza di intensità costante nel tempo, calcolata come frazione del peso dell'opera, agente in direzione orizzontale e talvolta anche verticale. La capacità portante sismica viene legata al fattore  $K_h$  (e  $K_v$ ), definito come il rapporto tra l'accelerazione massima attesa al suolo ed il valore dell'accelerazione di gravità (cfr. § 4.2.4.1.1).

La Circolare C7.11.5.3.1 **esplicativa delle NTC08**, rispetto alla modellazione dell'azione sismica - nell'analisi pseudostatica, evidenzia, invece, due aspetti significativi:

- l'azione sismica può essere modellata attraverso la sola componente orizzontale;
- gli effetti cinematico ed inerziale (cfr. § 4.2.4.1.1) possono essere portati in conto mediante due coefficienti  $K_{hk}$  (coefficiente sismico orizzontale cinematico) e  $K_{hi}$  (coefficiente sismico orizzontale inerziale).

In merito al  $K_{hi}$ , la Circolare si limita ad una definizione dello stesso come il rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione. Mentre, il secondo coefficiente *“riferimento ai valori di normativa specificati per i pendii”* al punto 7.11.3.5.2. (cfr. cap. 4.2.4.1.1 del presente Quaderno).

Da quanto riportato nella Circolare si comprende come il  $K_{hi}$  sia funzione esclusiva dei carichi trasmessi alla fondazione. Operativamente, ~~però~~, l'unica indicazione segnalata per il calcolo del  $K_{hi}$  è data dagli autori del metodo di Cascone *et al.*, (2006), unici ad averlo implementato in un metodo di calcolo, e non dipende dai carichi in fondazione; inoltre, per il calcolo di tale coefficiente, si deve essere in possesso di dati specifici sulla struttura non sempre disponibili e comunque estranei ad una valutazione geotecnica.

Il  $k_{hk}$ , invece, è il  $k_h$ , a meno del coefficiente  $\beta_s$ , la cui applicazione non è certo scevra da dubbi e di cui si tratterà diffusamente nel prossimo paragrafo.

La Conferenza dei Presidenti delle Regioni e delle Province Autonome, nelle osservazioni presentate al testo della Circolare, si esprime in merito ai coefficienti sismici orizzontali, sostenendo che:

- la definizione del coefficiente sismico  $K_{hi}$  - è errata in quanto la componente orizzontale del carico in fondazione non è solo quella di inerzia;
- la definizione del  $K_{hk}$  parrebbe ambigua (“funzione dell'accelerazione massima attesa al sito”), anche perché nella Norma si fa riferimento ai valori specificati per i pendii, non considerando che non c'è corrispondenza né nella simbologia né nel problema fisico alla base della trattazione.

Pertanto, è ragionevole riferirsi a metodi di calcolo che utilizzano il solo fattore  $K_{hk}$ .

## 6.7 UTILIZZO DI $\beta_s$ NELLA VERIFICA SISMICA DELLE FONDAZIONI

Come già esplicitato nel precedente paragrafo, la Circolare C7.11.5.3.1, relativa alle NTC08, in merito alle verifiche allo Stato Limite Ultimo di fondazioni superficiali, stabilisce che i valori del coefficiente sismico orizzontale -cinematico ( $k_{hk}$  noto anche come  $K_h$ ) possono essere valutati facendo riferimento ai “*valori di normativa specificati per i pendii*”.

Il valore di  $K_h$ , relativamente all'analisi di stabilità dei pendii in condizioni sismiche, viene così calcolato (Cfr. § 7.11.3.5.2 - NTC08):

$$K_h = \beta_s * a_g * \frac{S}{g}$$

in cui  $\beta_s$  è un coefficiente riduttivo della accelerazione massima attesa al sito, funzione del valore stesso di accelerazione e della categoria di suolo di fondazione, secondo la seguente tabella (7.11.1):

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Come si può osservare,  $\beta_s$  riduce di un'aliquota decisamente significativa, compresa tra il 70% e l'80%, il valore di accelerazione massima attesa al sito.

La trattazione scientifica relativa al coefficiente  $\beta_s$  deriva da una recente ricerca condotta sull'analisi di stabilità dei pendii in zona sismica (Callisto & Rampello, 2008; Biondi *et al.*, 2011) basata sull'equivalenza tra l'analisi pseudostatica ed il metodo degli spostamenti (con riferimento al modello del blocco rigido di Newmark, 1965). Il metodo, in breve, considera che l'accelerazione sismica cui è soggetto un pendio, deve superare un certo valore di accelerazione critica al fine di vincere l'inerzia del terreno e provocare degli "spostamenti soglia" in grado di innescare il movimento.

La circolare ha, quindi, esteso estendere questo concetto dai pendii alle fondazioni superficiali. L'approccio del normatore sembrerebbe, infatti, quello di paragonare l'inerzia del sistema pendio con quella del sistema opera-fondazione-terreno. Anche per le fondazioni, quindi, una parte dell'accelerazione sismica in arrivo servirebbe a vincere l'inerzia del sistema e a superare spostamenti soglia al contatto terreno-fondazione in grado di compromettere il sistema. Anche se questo è fosse dimostrato, appare chiaro che i valori di spostamenti soglia delle fondazioni superficiali non possono essere confrontati con quelli considerati per i pendii, che presentano ordini di grandezza dei 15-20 cm. Difficilmente qualsiasi fondazione superficiale potrebbe sostenere spostamenti assoluti o differenziali di quest'ordine di grandezza senza vedere completamente compromessa la propria funzionalità.

Pertanto, l'applicazione *tout court* di  $\beta_s$  dei pendii come coefficiente riduttivo nel dimensionamento di fondazioni superficiali allo stato normativo/scientifico attuale è, da utilizzare con scrupolo professionale e spirito critico.

#### IL COEFFICIENTE $N_y$ NEL CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE SISMICA

Appare opportuno evidenziare la terza delle affermazioni ritenute critiche, nell'ambito della Circolare C.7.11.5.3.1 delle NTC08: "L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico sismico" e viene calcolato a mezzo dei coefficienti utilizzati classicamente per modificare la capacità portante sulla base dell'inclinazione dei carichi. "L'effetto cinematico del sisma modifica il solo coefficiente  $N_y$  in funzione del coefficiente sismico  $k_h$ ".

Gli studi effettuati sul calcolo pseudo-statico della capacità portante sismica si sono orientati a ricavare dei coefficienti specifici da applicare ad ogni addendo delle formule trinomie, al fine di ottenere valori di capacità portante di fondazioni superficiali che tengano in considerazione gli effetti del sisma. La Circolare invece, tiene conto degli effetti cinematici per il solo coefficiente  $N_y$ , considerando di fatto la struttura come priva di massa. In questa maniera viene completamente trascurato il contributo del sovraccarico laterale della fondazione che, non può certo essere ignorato.

La Conferenza dei Presidenti delle Regioni e delle Province Autonome si esprime piuttosto chiaramente in merito a questo punto, sottolineando che "a parte l'opportunità di mettere in conto per le fondazioni

*superficiali l'effetto cinematico, non si capisce quali siano le basi scientifiche su cui si fonda l'affermazione che l'effetto cinematico modifica il solo coefficiente  $N\gamma$ ".*

A titolo di esempio, nell'ambito della progettazione di una fondazione, a parità di carichi agenti, di approccio progettuale e di caratteristiche geotecniche dei terreni, in un'area a sismicità media ( $K_h$  circa pari a 0,29), la dimensione di un plinto calcolata con la metodologia proposta dalla Circolare risulta appena il 9% superiore rispetto a quella calcolata con la Formula di Brinch Hansen in campo statico, e fino al 27% inferiore rispetto alle fondazioni progettate con gli altri metodi di calcolo presentati in questo quaderno. Questa differenza si acuisce all'aumentare della sismicità dell'area (all'aumentare del  $K_h$ ), contravvenendo, quindi, ai basilari principi di sicurezza per le costruzioni in zona sismica.

E' opportuno che l'analisi pseudo-statica di fondazioni superficiali in zona sismica sia sempre condotta attraverso la riduzione di tutti i fattori di capacità portante.

## 7 BIBLIOGRAFIA

- AA.VV. (2008) - Plaxis course of numerical modelling: L'uso del metodo degli elementi finiti nell'ingegneria geotecnica – Pisa 2008.
- ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (2005) – Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica – Linee guida.
- BARTON, N. & BANDIS, S.C. (1990) - Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. International Symposium on Rock Joints. Loen 1990. Proceedings, pp. 603-610, 1990.
- BARTON, N.R., LIEN, R. AND LUNDE, J. (1974) - Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mech. 6(4), 189-239.
- BARTON, N. (1976) - The shear strength of rock and rock joints. Int. J. Rock Mech. Min. Sci.& Geomech. Abstr. 13, 1-24.
- BARTON, N.R. AND BANDIS, S.C. (1982) - Effects of block size on the the shear behaviour of jointed rock. 23rd U.S. symp. on rock mechanics, Berkeley, 739-760.
- BERARDI, R. LANCELLOTTA, R. (1991) - Stiffness of granular soil from field performance Geotechnique, 41(1) pp 149-157.
- BENZ T. (2007) - Small Strain Stiffness of Soil and its Numerical Consequences – Universitat Stuttgart.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1976) - Rock mass classification in rock engineering. In Exploration for rock engineering, proc. of the symp., (ed. Z.T. Bieniawski) 1, 97-106. Cape Town: Balkema.
- BIONDI, G., CASCONI E., RAMPOLLO S. (2011) - Valutazione del comportamento dei pendii in condizioni sismiche-Rivista Italiana di Geotecnica- Anno XLV- n. 1- gennaio Marzo 2011.
- BJERRUM, L. (1973) - "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils (Collapsible, Expansive and Others)." *Proceedings of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol 3*, pp 111-159.
- BOND, HARRIS (2009) - Decoding EC7-- Taylor e Francis Edition.
- BISHOP, A. W. (1955) -- The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Geotechnique, v.1, pp.7-17.
- BRAJA M. D. AND SIVAKUGAN N. (2007)-- Settlements of shallow foundations on granular soil an overview-International journal of Geotechnical Engineering pp 19-29.
- BRIAUD J.L. (2001) - Introduction to Soil Moduli-- Geotechnical News, BiTech Publishers Ltd, Richmond, B.C., Canada.
- BRINCH HANSEN, J.B. (1970)-- A revised and extended formula for bearing capacity, Danish Geotechnical Institute Bul. No 28, Copenhagen.
- BRUSCHI A. (2010) - Prove geotecniche in sito. Guida alla stima delle proprietà geotecniche e alla loro applicazione alle fondazioni. Dario Flaccovio Editore 2010.
- BOWLES J.E. (1991)-- Foundation analysis and design. MacGraw Hill Libri Italia Ed., Milano, 1991.
- BURLAND JB, BURBIDGE MC,(1985) - Settlement of foundations on sand and gravel, p i Civil Eng PT 1, Vol:78, Pages:1325-1381, ISSN:0307-8353.
- BURLAND, J.B., BURBIDGE, M.C. (1984)-- Settlement of foundations on sand and gravel, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, 1985, 78, Dec., 1325 -1381.
- BURLAND, J.B., BROMS, B.B. and MELLO, V.F.B. de, (1978) - Behaviour of foundations and structures.BRE Current Paper, CP 51/78, England.

- CALLISTO L., RAMPELLO S. (2008) - Stabilità dei pendii in condizioni sismiche. MIR 2008 – Opere geotecniche in condizioni sismiche.- Torino 2008.
- CAQUOT A, KERISEL J. (1948) - Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations, Gauthiers- Villars editeur- Paris.
- CASCONE E., MAUGERI M., MOTTA E. (2006) - Effetto dell'azione sismica sulla valutazione del fattore  $N_y$ . V Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica. Bari 15-16 Settembre 2006.
- CARBONELLA R., CENNI G., FRANCESCHINI M. (2011) - "Stabilizzazione di terreni argillosi soggetti a fenomeni di ritiro e rigonfiamento: un intervento eseguito su un fabbricato dissestato sito a Bologna " - Atti del XXIV Convegno Nazionale di Geotecnica.
- CESTARI F. (1990) - Prove geotecniche in sito - Geo-Graph Ed., Segrate, 1990.
- CHOUDHURY D. – K.SUBBA RAO (2005) - Seismic bearing capacity of shallow strip foundation. Geoth and Geol. Engng. No.23, pp.403-418, 2005.
- CNR 10025/1998 - Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo.
- CONFERENZA DEI PRESIDENTI DELLE REGIONI E DELLE PROVINCE AUTONOME (2008) - Osservazioni sulle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e sulle istruzioni per l'applicazione delle 'Norme tecniche per le Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- CORTELLAZZO G., MAZZUCATO A. - (1996) -Eurocodice 7 - Fondazioni superficiali. Rivista Italiana di Geotecnica, anno 30 N° 2-3, pp. 42-51.
- DE BEER, E.E. (1970) - Experimental determination of the shape factor and the bearing capacity factor on sand - Geotechnique - Vol. 20 No 4.
- DRUCKER, D.C., PRAGER, W. (1952) - Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quaterly of Applied Mathematics 10, 157-165.
- DUNCAN, J. M. and CHANG, C. Y.(1970) - "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96(SM5), 1629-1653.
- UNI EN 1997-1- EUROCODICE 7 - Progettazione Geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1998-5 - EUROCODICE 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- UNI EN 1992-1-1: 2005: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- EUCENTRE PAVIA (2008) - Corso breve in geotecnica sismica – Pavia, Dicembre 2008.
- FACCIORUSSO J., MADIAI C., VANNUCCHI G. (2007)-- Dispense di Geotecnica.
- FARDIS, CARVALHO, ELNASHAI, FACCIOLI, PINTO (2005) - Designer's guide to EN 1998-1 and EN 1998-5. Thomas Telford Editor, 2005.
- FRANCESCHINI M., CARBONELLA R., ZANNA A. (2004) - Studio per una corretta analisi dei recenti fenomeni di dissesto degli edifici a Bologna dovuti a crisi del sistema delle fondazioni- Atti del XXII Convegno Nazionale di Geotecnica – pp 365-373.
- FRANCESCHINI M., CARBONELLA R. (2006) - Confronto tra i vari metodi di calcolo delle capacità portanti di fondazioni superficiali in terreni sabbiosi in zona sismica – INARCOS n.666.
- FRANCESCHINI M. (2009) - Corso breve "Le fondazioni superficiali con le NT2008- teoria ed esempi pratici di progettazione"- Ordine dei geologi della regione Veneto- 04 Settembre 2009.

- FRANCESCHINI M., CARBONELLA R. (2010) - Le fondazioni superficiali: teoria ed applicazioni pratiche alla luce delle NTC 2008- Giornata formativa Ordine dei Geologi della Regione Emilia Romagna- Consulta Provinciale di Bologna - 22 Gennaio 2010.
- FRANCK R.(2007) - Basic principles of Eurocode 7 on 'Geotechnical design'- 18th EYGEC, Ancona (Italy), 17-20 June, 2007.
- GEOTECHNET (2005) – Innovative Design Tools in Geotechnical - Final Report.
- GEOTECHNET (2005) – innovative Design Tools in Geotechnical - Final Report – background document.
- GOTTARDI G. (2006) - Recenti sviluppi nella modellazione del comportamento di fondazioni superficiali– V convegno nazionale dei ricercatori d Ingegneria geotecnica – Fondazioni superficiali e profonde Vol 2 Relazioni Generali 85-119.
- GOTTARDI G., FRANCESCHINI M. (2011) – Corso breve “Il progetto delle fondazioni superficiali con le NTC 2008: dal modello geotecnico agli aspetti progettuali”. Ordine degli ingegneri della Provincia di Bologna, 20-21 Maggio 2011.
- HOEK, E. AND BROWN, E.T. (1980)-- Empirical strength criterion for rock masses. J.Geotech. Engng Div., ASCE 106(GT9), 1013-1035.
- HOLTZ R.D. E KOVACS W.D. (1981) - An Introduction to Geotechnical Engineering. - Prentice-Hall, pp.733
- ICOF (2008) – Proceeding of the second British Geotechnical Association International Conference of Foundation – 2008 Dundee – Bre press.
- KUMAR J. – MOHAN RAO (2002): - “Seismic bearing capacity factors for spread foundations”. Geotechnique 52.No.2, pp.79-88.
- LAMBE W. T., WHITMAN R.V. (1979) - Meccanica dei Terreni –Collana di Geotecnica e Ingegneria Geotecnica– Dario Flaccovio Editore.
- LANCELLOTTA R.(1991) - Geotecnica- Edizioni Zanichelli, Bologna.
- LEHANE B.M. (2003) - Vertically loaded shallow foundations on soft clayey silt– Proc. Inst. Civ. Engrs, 156, (1), 17-26.
- MAUGERI M. , NOVITÀ D (2004) - Numerical model for the evaluation of the soil inertia effects on bearing capacity- Proc. Int. Conf. On Soil Dynamics and Earthquake Eng.
- MAUGERI M., CASTELLI F. - (2006): - Analisi, modellazione e miglioramento sismico delle fondazioni di edifici esistenti.Rivista Italiana di Geotecnica- Ottobre-- dicembre 2006.
- MAUGERI M., CASTELLI F. - (2008) - Adeguamento e miglioramento sismico delle fondazioni di edifici esistenti. MIR 2008 –Opere geotecniche in condizioni sismiche-- Torino -2008.
- MAUGERI M., (2009) - Le prospettive dell'EC8 per la progettazione geotecnica delle fondazioni superficiali- Workshop Reluiss 3 marzo 2009.
- MAYNE P.W. & POULOS H.G. (1999) - Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations-- Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering / june 1999 pp 453-460.
- MAYNE P.W. (2004) - Unexpected but foreseeable mat settlements on Piedmont residuum” - International Journal of Geoenvironmental Case Histories Vol. 1, Issue 1, pp. 5-17.
- MEYERHOF G.G. (1965) - Shallow foundations, JSMFD, ASCE , V.91, SM2 March, pp. 21-31.
- MEYERHOF G.G. (1963) - Some recent research on the bearing capacity of foundations. Canadian Geotechnical Journal. 1 : 16-26.
- MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE (2008)-- Nuove norme tecniche per le costruzioni- D.M. 14 gennaio 2008, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30.
- MIR (2008) – Opere geotecniche in condizioni sismiche-- Torino 2008.

- MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI (1971) - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e per le strutture metalliche. D.M.LL.PP. del 05.11.1971.
- MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI (2009) - *Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove Norme Tecniche per le costruzioni» di cui al DM 14/01/2008*.Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 02/02/2009 n.617.
- MITCHELL, J.K. & SOGA, K. (2005) - *Fundamentals of Soil Behavior*.- Wiley & Sons, pp. 592.
- NEWMARK, N. M. (1965) - Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique* 15(2), 139 - 160
- PADFIELD, C. J., and SHARROCK, M. J. (1983). Settlement of structures on clay soils, Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), U.K. Spec. Pub. 27, CIRIA, London, U. K., 132.
- PAOLUCCI R. , PECKER A. (1997) - Seismic bearing capacity of shallow strip foundation on dry soil- *Soil and Foundation*, Vol. 37, No.3, pp.95--105.
- PATTON, F.D. (1966) - Multiple modes of shear failure in rock. Proc. 1st Congr. Int. Soc.Rock Mech., Lisbon 1, 509-513.
- PRAKOSO WA & KULHAWY FH (2004) - Bearing Capacity of Strip Footings on Jointed Rock Masses- J. Geotech. Eng. (ASCE), 130(12).
- PRANDTL, L. (1921) – "Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden" (On the penetrating strengths (hardness) of plastic construction materials and the strength of cutting edges), *Zeit. Angew. Math. Mech.*, 1, No.1, pp.15-20.
- RICCERI, G. & SORANZO M. (1985) - An analysis on allowable settlements of strutture- *Rivista Italiana Geotecnica*, 1985 (4) – pp 177-188.
- RICHARDS R., ELMS D., BUDHU M. (1993) - Seismic bearing capacity and settlement of foundation, *Jour.Geo. Engng. ASCE*, Vol. 119, No.4, pp.662-674,1993.
- SALGADO R, (2008) - *The Engineering of Foundations*. Mc Graw Hill.
- SARMA S., IOSSIFELIS S. (1990) - Seismic bearing capacity factor of shallow strip footings--- *Geotechnique* 40,No.2, pp.265-273.
- SCARPELLI, G. & FRUZZETTI V. M. E. (2004) – La scelta dei parametri geotecnici per il progetto delle fondazioni – Seminario – Caratterizzazione geotecnica dei terreni in relazione a problemi di ingegneria civile, Firenze 2004.
- SCHWEIGER H. (2008) – *Numerical methods in geotechnical engineering* – Taylor e Francis.
- SIVAKUGAN N. & JOHNSON K (2004) - Settlements prediction in granular soil: a probabilistic approach- *Geotechnique*, 54 87), pp 499-502.
- SKEMPTON, A. W. & BJERRUM, L. (1957). A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. *Geotechnique* 7, 168±178.
- SKEMPTON, A.W. and MCDONALD, D.H., (1956) - "The Allowable Settlement of Buildings", *Proceedings of the Institute of Civil Engineers*, 5(3) 727-768.
- SCHMERTMANN, J. H.,(1978) - "Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design." US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Offices of Research and Development, Washington, DC, Report No. FHWA –TS-78-209.
- SOKOLOVSKII V.V.(1965) - *Static of granular media*. Pergamon Press.
- SOWERS, G. F. (1962) - "Shallow Foundations," *Foundation Engineering*,. McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, New York.
- STAGG G. & ZIENKIEWICZ O.C. (1968) - *Rock Mechanics*, John Wiley and Sons.

- TERZAGHI, K. V. (1955) - Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction, *Geotechnique*, 5(4): 297-326.
- TERZAGHI, K., PECK R.B. (1948) - *Soil Mechanics in engineering practice*. J. Wiley & sons, New York.
- TERZAGHI, K., (1943) - *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc.
- TOMLINSON M.J. (2004) - *Pile design and construction practice*. E & FN Spon.
- TOMLINSON, M. J.(2001) - *Foundation design and construction- 7th edition*. Prentice Hall.
- VESIC, A.S. (1973) - Analysis of ultimate loads of shallow Foundations- JSFMD, ASCE, V.99, SM1, Gen.
- VIGGIANI C., (1999) - *Fondazioni* - Elvelius Edizioni, Benevento.
- WINKLER E., (1867) - *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit*, *Dominicus*, Prague.