

Claudio di Prisco

**Applicazioni geotecniche
e caratterizzazione meccanica
dell'argilla espansa**

Biografia

Claudio Giulio di Prisco

Claudio di Prisco nasce a Milano il 9/11/1964.

Nel 1989 consegue la Laurea in Ingegneria Civile presso il Politecnico di Milano e dal 2006 ricopre la carica di Professore Ordinario presso il medesimo Ateneo, con docenza nei corsi di Geotecnica e Stabilità dei Pendii.

Le sue attività di ricerca riguardano principalmente la modellazione matematica del comportamento meccanico dei terreni granulari, le fondazioni superficiali, le condotte interrato, le opere in terra rinforzata, la stabilità dei pendii ed il problema dell'impatto di blocchi in roccia su coltri detritiche.

È Autore di oltre 60 articoli dei quali 25 su rivista internazionale.

Attualmente è Direttore dell'Associazione Internazionale Alert Geomaterials.

Indice

Cap.1**Descrizione microstrutturale**

1.1	<i>Il grano di argilla espansa</i>	10
1.1.1	<i>I vuoti endogranulari</i>	11
1.1.2	<i>Eterogeneità dei grani</i>	11
1.1.3	<i>Il comportamento meccanico del singolo grano</i>	14
1.2	<i>La curva granulometrica</i>	16
1.3	<i>I pesi per unità di volume</i>	18

Cap.2**Comportamento meccanico alla macroscale**

2.1	<i>Il fattore scala</i>	24
2.2	<i>Assorbimento dell'acqua</i>	25
2.3	<i>Caratteristiche di compressibilità monodimensionale</i>	26
2.3.1	<i>Deformazioni viscosi</i>	32
2.4	<i>Comportamento meccanico a rottura</i>	33
2.5	<i>Comportamento deformativo</i>	44

Cap.3**I rilevati leggeri**

3.1	<i>Rilevato posto su terreno cedevole</i>	58
3.2	<i>Rilevato posto su pendio potenzialmente instabile</i>	60
3.3	<i>Modalità costruttive dei rilevati artificiali leggeri</i>	62
3.3.1	<i>Tipologie realizzative</i>	62
3.4	<i>Progettazione dell'opera</i>	65
3.4.1	<i>Verifiche allo stato limite ultimo</i>	66
3.4.2	<i>Stato limite di esercizio</i>	73
3.4.3	<i>Attendibilità del metodo di calcolo semplificato utilizzato</i>	85

Cap.4**Posa in opera del****materiale**

4.1	<i>Segregazione</i>	92
4.2	<i>Addensamento in sito</i>	92
4.2.1	<i>Il processo di compattazione</i>	92
4.2.2	<i>Il problema della frantumazione dei grani di argilla espansa</i>	98
4.3	<i>Problemi d'interfaccia</i>	99

Cap.5**Metodi di controllo**

5.1	<i>La perdita di volume massima in sito</i>	107
5.2	<i>Prove su piastra su rilevati leggeri tradizionali</i>	108
5.3	<i>Interpretazione dei dati sperimentali</i>	112
5.4	<i>Prove su piastra eseguite su rilevati rinforzati</i>	119

Tabella di conversione delle unità di misura

Indice di figure e tabelle

Elenco delle norme

Elenco dei simboli

Bibliografia

1.1 Il grano di argilla espansa

L'argilla espansa è un materiale granulare ottenuto mediante processo termico di clinkerizzazione a partire da argille naturali. Il singolo grano ha forma piuttosto regolare (con un aspetto tondeggiante) ed è costituito da una "scorza" esterna (Fig. 1.1), più resistente e meno porosa, e da una matrice interna, caratterizzata da un elevato indice dei vuoti. Di conseguenza i grani di argilla espansa sono caratterizzati da un peso per unità di volume molto basso.



Fig. 1.1: grano di argilla espansa.

La composizione chimica del materiale dipende dalla composizione dell'argilla originaria: leggere variazioni sono dovute all'aggiunta di additivi che si rendono necessari nella fase di produzione. In Tab. 1.1 è riportata, a scopo esemplificativo, una caratterizzazione chimica di riferimento.

SiO ₂ [%]	Al ₃ O ₃ [%]	Na ₂ O [%]	K ₂ O [%]	CaO [%]	MgO [%]	Fe ₂ O ₃ [%]	TiO ₂ [%]	Cl- [%]	F [%]
56,7	18,13	3,15	2,57	3,0	0,23	8,13	2,3	0,08	0,05

Tab. 1.1: composizione chimica di riferimento dell'argilla espansa.

La morfologia dei grani (forma, spessore della scorza esterna, scabrezza superficiale, diametro medio, porosità della matrice interna) varia sia in

funzione dell'argilla di partenza, che del processo di lavorazione. Tali caratteristiche influenzano significativamente il comportamento meccanico del grano e di conseguenza dello scheletro solido.

Non è naturalmente possibile definire caratteristiche standard del singolo grano ma soltanto individuare i fattori che le influenzano: la sola che può essere assunta come invariante è il valore del peso specifico per unità di volume della parte solida, pari a:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \cong 23 \frac{kN}{m^3}$$

dove W_s e V_s rappresentano rispettivamente il peso ed il volume della parte solida, valutato mediante polverizzazione dei granuli.

Le dimensioni del singolo grano dipendono prevalentemente dal processo di lavorazione: come regolato dalla norma europea EN 13055-2.

1.1.1 I vuoti endogranulari

Le argille espanse sono materiali per molti versi assimilabili ai mezzi granulari tradizionali (sabbie e ghiaie), ma se ne discostano per la presenza di vuoti all'interno dei singoli grani, detti endogranulari: la struttura interna è costituita da celle riempite d'aria separate da pareti costituite da una pasta vetrosa. I pori endogranulari si riempiono d'acqua con molta difficoltà ed alcuni di essi non raggiungono mai la completa saturazione essendo spesso occlusi e non interconnessi. E' in particolare la superficie esterna scarsamente permeabile proprio a causa delle modificazioni subite durante la cottura.

I grani di argilla espansa, comunque, se bagnati, assorbono un certo quantitativo d'acqua che dipenderà principalmente dalla massa volumica, dalla durata dall'imbibimento e dal tenore d'acqua iniziale.

1.1.2 L'eterogeneità dei grani

L'argilla espansa è, come già ricordato, un materiale a doppia porosità caratterizzato da grani di natura eterogenea. Analizzando la microstruttura del singolo grano, si coglie la presenza di una scorza esterna clinkerizzata di

colore chiaro e di una zona interna meno compatta e con una maggiore percentuale di vuoti.

Il peso specifico medio del singolo grano, indicato nel seguito con il simbolo γ_g , a causa della presenza dei vuoti endogranulari, si discosta marcatamente dal valore del peso specifico γ_s del materiale ridotto allo stato di polvere. Il valore di γ_g è determinato, in accordo con la norma EN 1097-6 (Allegato A), con l'ausilio di un picnometro (vedi Cap. 2 – Prova d'Imbibizione). Per comprendere meglio le implicazioni quantitative e geotecniche della microstruttura del singolo grano, si schematizzi per semplicità quest'ultimo come una sfera di raggio R (Fig. 1.2).

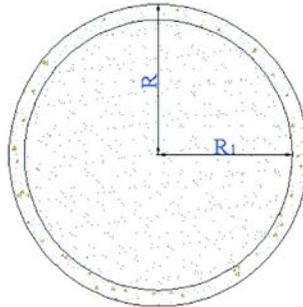


Fig. 1.2: raggio interno ed esterno in un grano di argilla espansa.

La geometria dell'eterogeneità microstrutturale del grano può essere allora descritta attraverso la misura del raggio del nucleo R_1 . Se si assume che lo spessore della scorza esterna sia pressoché indipendente dalla dimensione del grano e che dipenda principalmente dal processo di cottura, il valore di γ_g risulta essere principalmente funzione del raggio R . Infatti, il rapporto fra spessore della parte clinkerizzata esterna e raggio del grano si riduce con il raggio del grano stesso.

E' possibile infatti scrivere:

$$\gamma_g = \frac{W_S}{V_{Tg}} = \frac{W_{S1} + W_{S2}}{V_{Tg}} = \frac{\gamma_{g1} \cdot V_1 + \gamma_{g2} \cdot V_2}{V_{Tg}} = [\gamma_{g1} \cdot t^3 + \gamma_{g2} \cdot (1 - t^3)]$$

[1.1]

ove V_{Tg} rappresenta il volume totale del singolo grano, W_{S1} il peso della parte interna porosa del grano, W_{S2} il peso della scorza esterna, R il raggio del grano, R_1 il raggio della parte interna mentre $t = R_1/R$. Poiché γ_{g1} (peso

per unità di volume della parte interna del grano), è di gran lunga inferiore a γ_{g2} (peso per unità di volume della scorza del grano), è evidente che, al crescere di t , il primo termine ($\gamma_{g1} \cdot t^3$) della relazione [1.1] subisce un incremento inferiore rispetto alla diminuzione del secondo termine ($\gamma_{g2} \cdot (1-t^3)$) e dunque il valore di γ_g diminuisce.

Una verifica sperimentale della relazione teorica suggerita (di Prisco et al, 2005), può essere ottenuta realizzando provini di argilla espansa pressoché monogranulari ed andando a valutarne sperimentalmente il peso per unità di volume dei grani mediante prove di rapida immersione (Fig. 1.3).



Fig. 1.3 : prova di rapida immersione per la valutazione del peso specifico del singolo grano.

In Fig. 1.4 ai punti ottenuti sperimentalmente, è sovrapposto l'andamento ottenuto mediante la [1.1]. Dal confronto si evince che l'ipotesi introdotta può essere considerata del tutto soddisfacente: per ottenere la curva teorica in oggetto sono stati introdotti due parametri a priori incogniti: $\gamma_{g1} = 2.6 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_{g2} = 10 \text{ kN/m}^3$. L'andamento della curva è infatti funzione della ipotesi geometrica relativa all'eterogeneità microstrutturale dei grani ed ai valori dei pesi per unità di volume γ_{g1} e γ_{g2} .

La [1.1] grazie alla validazione sperimentale (Fig. 1.4), non solo conferma la schematizzazione microstrutturale introdotta, ma permette anche il calcolo del valore medio di peso per unità di volume di parte interna e scorza superficiale dei grani.

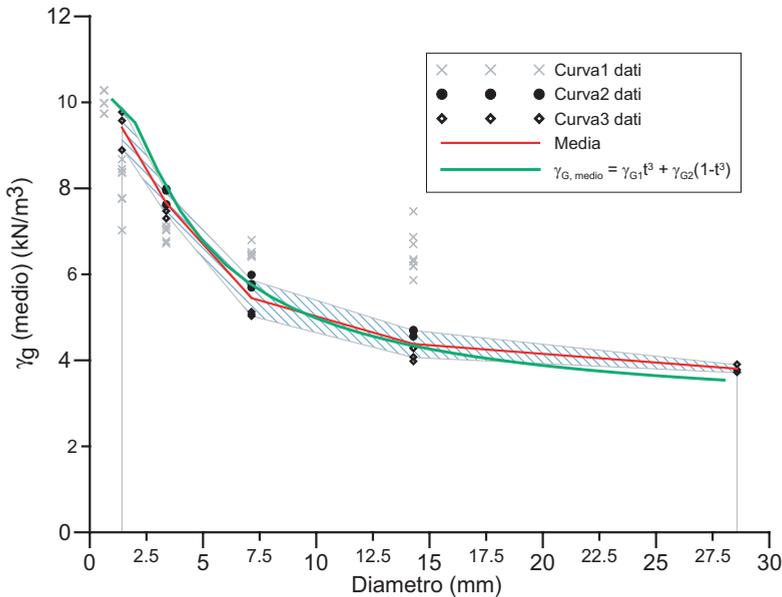


Fig. 1.4: andamento del peso specifico del singolo grano in funzione del diametro.

1.1.3 Il comportamento meccanico del singolo grano

L'argilla espansa è, dal punto di vista meccanico, un materiale granulare puramente frizionale. Le forze che i singoli granuli si scambiano tra loro dipendono sia dallo stato di sforzo presente, e quindi dal peso proprio del materiale, che dalle caratteristiche di scabrezza superficiale. La superficie di contatto fra i singoli grani è molto ridotta e le risultanti degli sforzi che si scambiano fra loro i singoli grani possono essere schematizzate da una forza normale all'ideale superficie di contatto N_i , e da una forza tangenziale T_i (Fig.1.5) legate tra loro nel caso di incipiente scorrimento relativo dalla relazione: $T_i = N_i \cdot \tan(\phi_\mu)$ dove ϕ_μ rappresenta il valore dell'angolo d'attrito intergranulare.

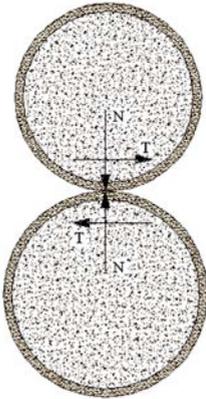


Fig. 1.5 : schematizzazione delle forze che si scambiano i grani.

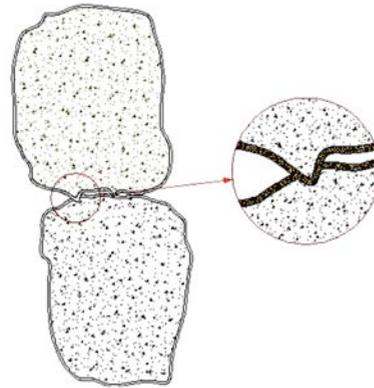


Fig. 1.6 : schematizzazione grafica del fenomeno dell'indentazione.

Il valore di tale grandezza è influenzato sia dalle caratteristiche di microrugosità (tessitura) della superficie, dipendente a sua volta sia dal materiale di partenza che dal processo di produzione, che dalla macroscabrezza superficiale (correlabile alla forma del singolo grano e all'irregolarità della superficie).

Un problema connesso all'irregolarità della superficie è quello dell'indentazione (Fig. 1.6) dei grani: se la superficie esterna presenta delle piccole sporgenze o microrugosità, è possibile che queste irregolarità vengano smussate (nel caso in cui i grani entrino a contatto tra loro), a causa della concentrazione degli sforzi, o invece provochino una compenetrazione nella scorza esterna del grano adiacente. Tale fenomeno è funzione della resistenza, dello spessore e della scabrezza della scorza esterna e, come verrà chiarito in seguito, può influenzare significativamente anche la resistenza globale del materiale.

Il comportamento microstrutturale in qualche modo, è paragonabile a quello delle sabbie calcaree. Il processo di indentazione, infatti, per bassi valori tensionali impedisce la rotazione relativa tra i grani: per livelli tensionali maggiori, al contrario, porta alla rottura dei grani stessi (crushing). Uno sforzo elevato di compressione agente sul grano comporta infatti la frantumazione parziale o totale del grano stesso.

Quando inizia ad aver luogo il crushing dei grani, le caratteristiche meccaniche del materiale evolvono progressivamente, dato che la matrice interna è meno resistente della scorza, e più attiva chimicamente.

Come in una prova di Point Load Test (Fig. 1.7b), il crushing del grano è di tipo fragile ed è associato alla resistenza a trazione della matrice interna del grano. La fratturazione della superficie del grano è associata alla nascita di deformazioni di tipo viscoso, non riscontrabili fino a che la scorza esterna rimane inalterata. La matrice interna molto porosa subisce, nel tempo, una progressiva degradazione che può avvenire anche a carico costante.

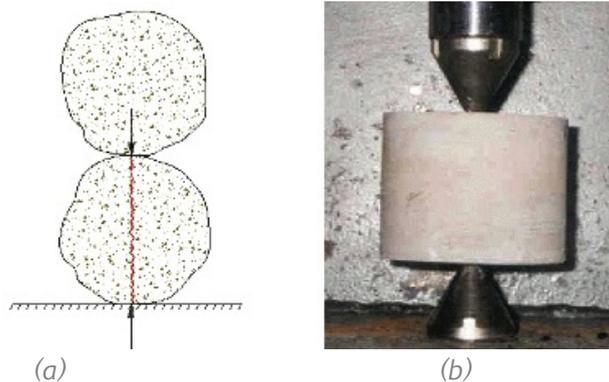


Fig. 1.7: schematizzazione del fenomeno del crushing (a) e provino di roccia sottoposto a point load test (b).

1.2 La curva granulometrica

Per determinare le dimensioni medie dei grani che compongono il campione di argilla espansa e stabilirne le percentuali in peso delle varie frazioni che devono rientrare entro limiti prefissati (frazioni granulometriche), si effettuano analisi granulometriche in accordo con le indicazioni riportate nella EN 933-1. Il campione da vagliare deve rappresentare il più fedelmente possibile il materiale. È quindi opportuno effettuare una quartatura iniziale. Il materiale così selezionato viene poi essiccato in forno a 110° C per eliminare l'acqua intergranulare (mentre l'acqua adsorbita non viene persa).

Per ottenere le percentuali relative alle varie granulometrie si usano setacci con caratteristiche standardizzate. L'analisi granulometria mediante setacci (Fig 1.8) è però limitata alla frazione grossolana di un terreno, cioè alla percentuale trattenuta dal setaccio 200, corrispondente ad una dimensione

delle particelle $> 0,074$ mm. Per il passante al setaccio 200 si ricorre all'analisi per sedimentazione (aerometria).

I risultati ottenuti da un'analisi granulometrica sono diagrammati in scala semilogaritmica, riportando in ascissa il diametro delle particelle e in ordinata la percentuale in peso delle particelle con diametro inferiore. In Fig. 1.9 è riportato il fuso granulometrico caratteristico delle miscele commerciali ad uso geotecnico di argilla espansa.

La pendenza della curva ottenuta con questa rappresentazione dà un'idea del grado di uniformità del materiale.

In funzione dell'uso, ed in accordo con le esigenze dei diversi Paesi, le classi granulometriche dell'argilla espansa sono numerose: tutte però rispettano le prescrizioni relative al valore del diametro dei grani massimo pari a 32 mm.

Le tipologie commercialmente disponibili di argilla espansa sono 0-2 , 2-3 , 3-8 , 8-12 , 12-20 e la scelta va effettuata in funzione dell'uso previsto per il materiale. La miscela generalmente preparata per applicazioni geotecniche è quella caratterizzata da una classe granulometrica 0-30 mm.



Fig. 1.8 : scuotitore elettrico di setacci.

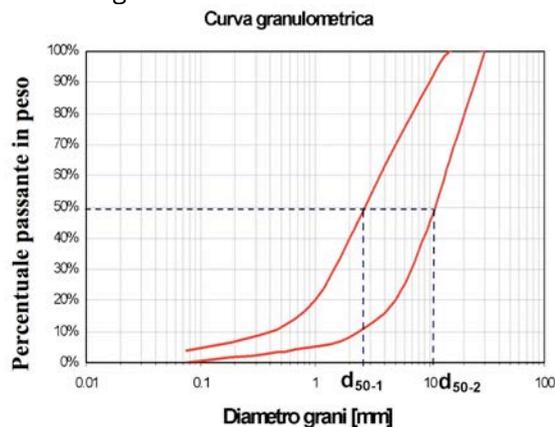


Fig. 1.9 : fuso granulometrico per la miscela 0 – 30

Nota la curva granulometrica della miscela di argilla espansa considerata, diventa possibile la valutazione del peso specifico medio dei grani che indicheremo con il simbolo $\bar{\gamma}_g$. Ipotizzando infatti che i vuoti endogranulari siano riempiti d'aria, è possibile ricavare il valore del peso specifico medio dei grani utilizzando la seguente relazione:

$$\bar{\gamma}_g = \frac{W_s}{\bar{V}_s} = \frac{1}{\sum_{i=1}^N \frac{1}{\gamma_{gi}} \cdot \frac{W_{si}}{W_T}}$$

[1.2]

ove W_s è il peso della parte solida, \bar{V}_s il volume complessivo dei grani, N il numero di intervalli della curva granulometrica presi in considerazione e $\frac{W_{si}}{W_T}$ la corrispondente percentuale in peso. Per semplicità è possibile correlare $\bar{\gamma}_g$ al diametro medio d_{50} , che può essere a sua volta ricavato dalla curva granulometrica del materiale, come messo in evidenza dalla Fig. 1.10.

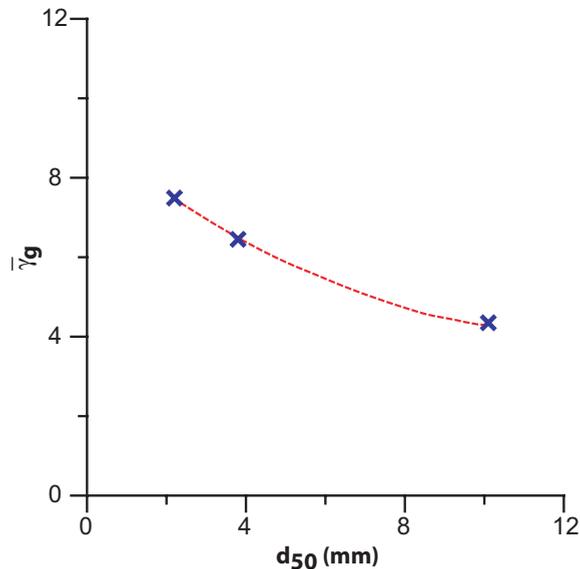


Fig. 1.10 : andamento di $\bar{\gamma}_g$ in funzione di d_{50} .

Come si evince dall'analisi della Fig. 1.9, passando dalla curva estremante di sinistra del fuso granulometrico a quella di destra, si passa da un valore di d_{50} di 2.5 mm ad uno di 12 mm. Di conseguenza utilizzando la curva di Fig. 1.10, si passa da un valore di $\bar{\gamma}_g$ di 7.5 ad uno pari a 4 kN/m³.

1.3 I pesi per unità di volume

Il volume dei pori intergranulari è valutabile in circa il 30% del volume totale, mentre i pori endogranulari raggiungono il 55-58% dell'intero volume, di conseguenza il volume dei vuoti totale raggiunge circa l'85-88% del volume totale (Fig. 1.11).

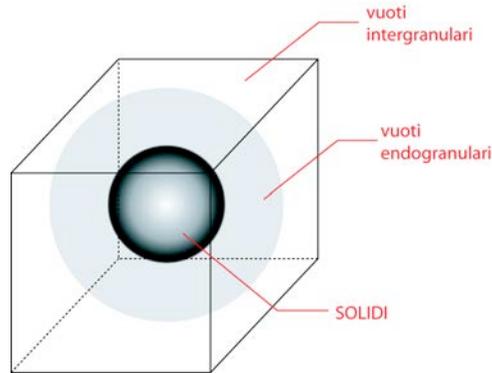


Fig. 1.11 : schema teorico della distribuzione di solidi e vuoti nelle argille espanse.

Trattandosi di un sistema a doppia porosità, il peso per unità di volume del materiale a secco in mucchio γ_d sarà funzione sia di $\bar{\gamma}_g$ dei grani (cfr. paragrafo precedente), che della macro-porosità n

($n = \frac{V_v}{V_T}$ ove $V_v = V_T - \bar{V}_s$ è il volume dei vuoti intergranulari), e può essere

definito come:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_T} = \frac{W_s / \bar{V}_s}{V_T / \bar{V}_s} = \bar{\gamma}_g \cdot (1 - n)$$

[1.3]

dove si è indicato con V_T il volume totale.

Noto il peso specifico medio dei grani associato ad una prefissata curva granulometrica, è anche possibile valutare l'indice dei vuoti intergranulare:

$$e = \frac{V_V}{\bar{V}_S} = \frac{V - W_S / \bar{\gamma}_g}{W_S / \bar{\gamma}_g} = \frac{1 - \gamma_d / \bar{\gamma}_g}{\gamma_d / \bar{\gamma}_g} = \bar{\gamma}_g / \gamma_d - 1$$

[1.4]

Il peso per unità di volume dipende, per un'assegnata distribuzione granulometrica, dalla densità relativa dell'ammasso. Tale valore riveste una particolare importanza perché, come vedremo in seguito, influenza profondamente le caratteristiche meccaniche dell'ammasso.

Per definire lo stato di addensamento di un materiale granulare, è necessario conoscere il suo peso per unità di volume secco allo stato di massimo addensamento $\gamma_{d \max}$ e allo stato di minimo addensamento $\gamma_{d \min}$. Vale infatti la relazione:

$$D_r = \frac{\gamma_d - \gamma_{d \min}}{\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min}} \cdot \frac{\gamma_{d \max}}{\gamma_d} = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

[1.5]

ammettendo naturalmente che si mantenga inalterata la sua curva granulometrica.

Quando ha luogo il processo di rottura dei grani si assiste, in genere, ad una variazione della densità relativa D_r perché variano sia $\gamma_{d \max}$ che $\gamma_{d \min}$.

I valori di $\gamma_{d \min}$ e $\gamma_{d \max}$ sono funzione dalla granulometria della miscela (Fig. 1.12). Grazie a queste curve ottenute sperimentalmente sull'argilla espansa, nota la curva granulometrica, è possibile valutare i pesi per unità di volume massimi e minimi.

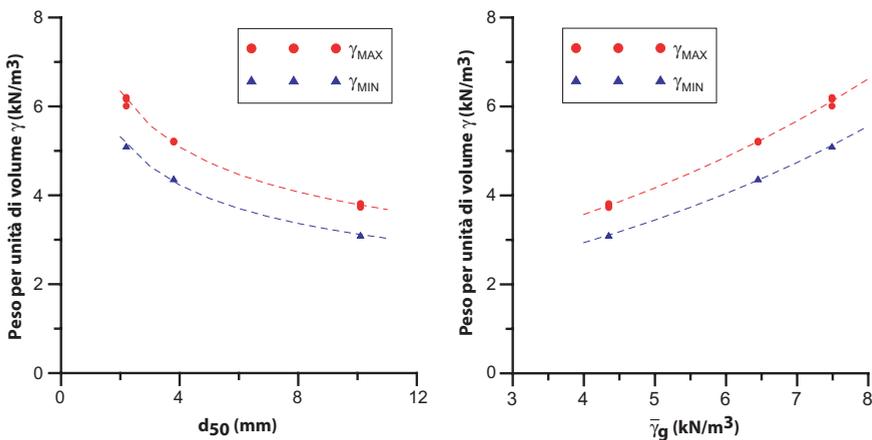


Fig. 1.12 : Andamento di $\gamma_{d \min}$ e $\gamma_{d \max}$ in funzione di d_{50} e $\bar{\gamma}_g$.

In Tab. 1.2 sono riassunti i valori dei pesi per unità di volume caratteristici di una miscela di argilla espansa 0-30, comunemente utilizzata nelle principali applicazioni geotecniche, la cui curva granulometrica è riportata in Fig 1.13.

PESI PER UNITA' DI VOLUME [kN/m ³]	
Leca (0-30) valore medio rappresentativo	
γ_s	23,14
γ_s medio (a secco)	6,14
γ_d (in mucchio)	3,8
γ_{dmin}	3,75
γ_{dmax}	4,4
γ	2,59

Tab. 1.2 : pesi per unità di volume.

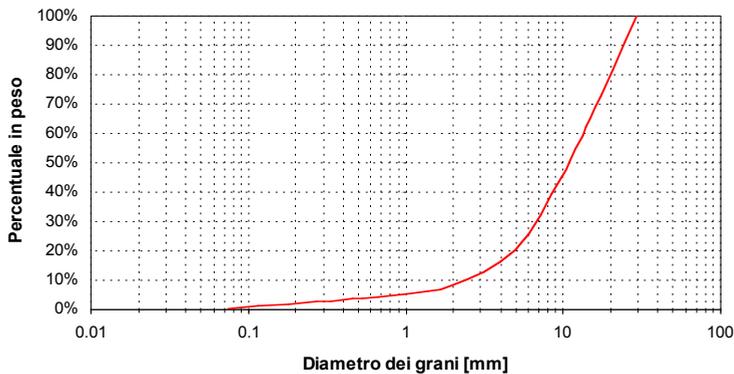


Fig. 1.13 : curva granulometrica del materiale considerato in Tab. 1.1.

Calcolo della densità minima

La metodologia di calcolo della densità minima, per quanto riguarda l'argilla espansa, si basa (ma non coincide), con quanto indicato nella norma ASTM D4254.

Il materiale è versato con la massima cura, mediante un imbuto (diametro di entrata 150 mm, diametro di uscita 40 mm), in una fustella. L'imbuto, inizialmente a contatto con il fondo del cilindro, è gradualmente sollevato seguendo un movimento a spirale, prestando attenzione a non toccare il materiale già depositato e ad evitare qualunque assestamento.

La fustella prevista dalla normativa ASTM ha le seguenti dimensioni:

$H = 155,2$ mm;

$\phi = 152,4$ mm.

Successivamente si asportano i granuli sporgenti dal bordo superiore della fustella, raschiando con un coltello, e si pesa il materiale contenuto nel volume della fustella. La densità minima, definita come

$$\gamma_{d\min} = \frac{W_s}{V}$$

è calcolata su diversi campioni al fine di individuare un valore medio attendibile.

Calcolo della densità massima

Il metodo utilizzato per il calcolo della densità massima segue la normativa ASTM D 4253-00 per quanto concerne la metodologia di esecuzione della prova. Il materiale, posto in una fustella delle stesse dimensioni di quella utilizzata per la determinazione della densità minima, e soggetto ad un sovraccarico di 13.8 kPa, è addensato su tavola vibrante con frequenza 50 Hz per 12 minuti. Si misura l'altezza del campione dopo la compattazione e quindi il suo volume ed infine si pesa il materiale.

Il valore del peso alleggerito γ' , riportato in Tab. 1.2, è teorico in quanto è calcolato come $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ e γ_{sat} è valutato ipotizzando che tutti i pori, sia quelli intergranulari che quelli endogranulari, siano completamente riempiti

Cap.2

Comportamento meccanico alla macroscale

2.1 Il fattore scala

Nell'ambito della caratterizzazione geotecnica, il comportamento di un materiale può essere studiato a tre differenti scale:

- microscala, o unità di base, in cui si analizzano le relazioni interparticellari, per risalire poi da queste ad una descrizione del comportamento del materiale nella sua globalità;
- macroscale, in cui si analizza il comportamento di un volume di terreno comparabile a quello di un campione utilizzato nelle usuali prove di laboratorio;
- megascale, in cui si analizza il comportamento del terreno in grande scala, cioè a un livello che può interessare direttamente un'opera reale.

I mezzi sperimentali che consentono di effettuare analisi ai livelli appena descritti comprendono:

- indagini in sito;
- prove di laboratorio;
- studio del comportamento di opere in vera grandezza.

Le prove di laboratorio hanno il vantaggio di essere caratterizzate da condizioni al contorno ben definite, di consentire il controllo delle condizioni di drenaggio, di permettere l'imposizione di un predeterminato percorso di sollecitazione, di ottenere all'interno del provino uno stato di sollecitazione e di deformazione uniformi e di poter identificare esattamente la natura del materiale sottoposto alla prova. Tali prove presentano tuttavia delle limitazioni, prima fra tutte le dimensioni del campione utilizzato, per cui spesso i risultati ottenuti possono essere poco rappresentativi del comportamento del materiale in sito. Le apparecchiature geotecniche standard, ad esempio, sono caratterizzate da dimensioni dei provini che mal si adattano alle argille espanse. Date le dimensioni dei grani, in volumi troppo piccoli, diventa rilevante il cosiddetto "effetto struttura" che influenza i risultati delle prove. Per superare a questo problema, è pratica comune effettuare prove sperimentali su campioni tagliati, cioè campioni ottenuti scartando la frazione più grossolana. Nel seguito tale problema verrà discusso in dettaglio e saranno riportati alcuni risultati sperimentali riferiti sia a campioni tagliati che a granulometrie reali, su campioni di dimensioni standard e di grande dimensione.

2.2 Assorbimento d'acqua

Il contenuto d'acqua è definito come il rapporto percentuale tra il peso del liquido contenuto nei pori e il peso della parte solida del materiale

$$w(\%) = \frac{W_{H_2O}}{W_s}$$

Un primo valore di w (%) potrà essere riferito al materiale semplicemente esposto all'umidità atmosferica e ad eventi meteorici verificatesi durante lo stoccaggio, grazie ai quali generalmente solo una modesta percentuale di vuoti endogranulari è occupata dall'acqua a causa di fenomeni di capillarità. La dispersione dei valori di w è attribuibile quindi, in larga parte, all'estrema variabilità delle condizioni al contorno, quali area di stoccaggio, tempi di stoccaggio stesso, durata e intensità delle precipitazioni etc. In Fig. 2.1 è riportato l'andamento del contenuto in acqua nel tempo ottenuto da una prova di imbibizione (ISMES, 1998): solo dopo circa tre mesi sembra raggiunto, almeno asintoticamente, un valore costante pari a circa $w = 40\%$. I valori riportati nel grafico non devono però essere assunti come assoluti poiché, essendo la porosità media funzione della dimensione del grano, anche il contenuto d'acqua sarà influenzato da tale variabile.

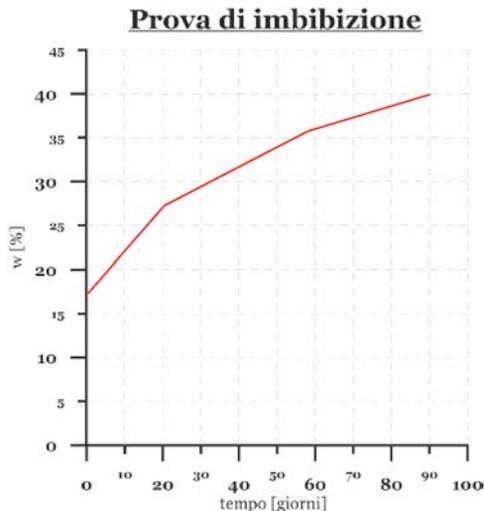


Fig. 2.1 : andamento del contenuto d'acqua in funzione del tempo

La prova di imbibizione

La prova di imbibizione permette di misurare l'assorbimento d'acqua da parte di un materiale in funzione del tempo. Tale grandezza può essere determinata in accordo con le indicazioni contenute nella EN 1097-6 ANNEX C.



Fig. 2.2 : schematizzazione di un picnometro

2.3 Caratteristiche di compressibilità monodimensionale

Grazie all'esecuzione di prove edometriche come quelle descritte nel riquadro dal titolo "La prova edometrica", è possibile rilevare quanto segue:

- l'argilla espansa presenta una forte compressibilità per bassi valori di carico verticale che diminuisce fino a stabilizzarsi all'aumentare dello sforzo. In fase di scarico e ricarico la rigidità è molto più elevata (Fig. A2);
- i cedimenti si sviluppano pressoché istantaneamente all'applicazione dei carichi. Il modulo edometrico M cresce all'aumentare della densità relativa: in generale per carichi vergini i valori si attestano intorno ai 10 - 20 MPa, mentre per scarichi e ricarichi intorno ai 100 MPa ($m_v = 0.1 \text{ MPa}^{-1}$ ($D_r=70\%$), 0.05 MPa^{-1} ($D_r=85\%$), circa 0.01 MPa^{-1} (in ricarico));
- un fattore che influenza il comportamento in fase di consolidazione è la densità relativa. Il materiale in stato di forte addensamento presenta una

rigidezza molto più elevata rispetto ad un aggregato in condizioni sciolte: questo, a causa dei mutui incastri e dell'eventuale indentazione che vengono a stabilirsi tra i singoli grani, influenza le caratteristiche microstrutturali del materiale;

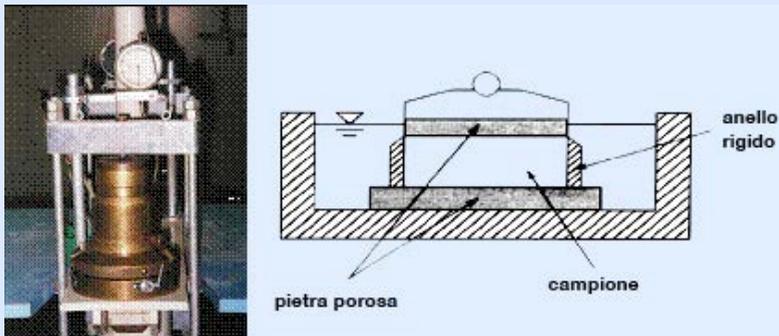
- anche la granulometria influenza significativamente la compressibilità del materiale, in quanto la presenza di grani di dimensioni maggiori, che risultano meno resistenti e dotati di una minor rigidezza, accentua maggiormente l'appiattimento della curva di scarico, come è stato osservato su prove in grande scala (Valsangkar e Holm, 1990), effettuate su vari tipi di miscele di aggregati leggeri che presentavano granulometrie non depurate della componente più grossolana. La rottura dei grani che si verifica durante i passi di carico conferisce all'aggregato, infatti, un maggior numero di punti di contatto interparticellari, cosicché la sua risposta meccanica sarà più rigida durante i successivi incrementi di carico. Tale comportamento è sempre più accentuato all'aumentare della pezzatura dei grani costituenti la miscela.

La prova edometrica

La prova edometrica è una prova di compressione monoassiale a deformazioni laterali impedita, che serve a valutare la deformabilità del materiale.

La prova edometrica ad incremento di carico consiste nell'applicazione di una sequenza di incrementi di carico ad un provino saturo confinato lateralmente, in modo che le deformazioni e il flusso dell'acqua avvengano solo in direzione verticale. Raggiunto un determinato livello tensionale, sono inoltre effettuati anche dei cicli di scarico e ricarico.

Poiché l'argilla espansa è un materiale granulare dotato di un'elevata permeabilità, durante l'applicazione del carico assiale, il fluido interstiziale non subirà incrementi di pressione, in quanto il processo di consolidazione avviene praticamente in maniera istantanea.



(a) (b)

Fig. 2.3 : apparecchiatura edometrica (a), e schema semplificato di un edometro (b).

L'apparecchiatura per la realizzazione di una prova edometrica (Fig. 2.3a-b), consiste essenzialmente di un anello rigido che contiene radialmente il provino, il quale è a contatto, superiormente e inferiormente con due pietre porose. Al di sopra della pietra porosa superiore è collocato un capitello rigido per l'applicazione del carico. L'insieme provino-anello rigido-pietre porose è posto in un contenitore pieno d'acqua, in modo da prevenire l'essiccamento del provino nel corso della prova, fornendo l'acqua di assorbimento durante la fase di scarico.

In genere sono utilizzati provini con diametro minimo di 50 mm ed altezza minima di 19 mm, con rapporto D/H_{mi} minimo di 2.5 e preferibilmente pari a $3/4$. Dato però il fuso granulometrico standard dell'argilla espansa di cui al Cap.1, è evidente che tali dimensioni del campione mal si adattano al materiale non tagliato.

Lo scopo principale delle prove edometriche consiste nel descrivere la risposta deformativa del materiale. I risultati vengono graficati in funzione della deformazione verticale del materiale e dello sforzo verticale σ'_z imposto, oppure degli sforzi verticali efficaci e dell'indice dei vuoti. Effettuando prove di carico e scarico si ottengono due inclinazioni differenti della curva: nella fase di carico vergine si accumulano deformazioni irreversibili (tratto a di Fig. 2.4) mentre nella fase di scarico-ricarico il comportamento è pressoché reversibile (tratto b di Fig. 2.4).

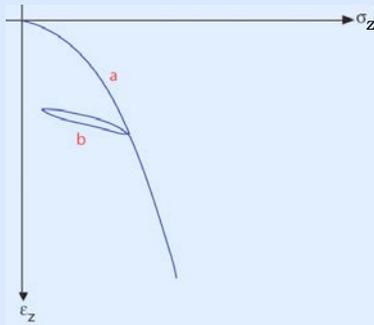


Fig. 2.4 : curva di carico - scarico e ricarico.

Nei diversi tratti possono essere definiti dei coefficienti che rappresentano la pendenza della curva in fase di compressione, scarico e ricaricamento:

$$\text{rapporto di ricaricamento} \quad R_R = -\frac{\Delta \varepsilon_z}{\Delta \log(\sigma'_z)} \quad [2.6]$$

$$\text{rapporto di compressione} \quad R_C = -\frac{\Delta \varepsilon_z}{\Delta \log(\sigma'_z)} \quad [2.7]$$

$$\text{rapporto di rigonfiamento} \quad R_S = -\frac{\Delta \varepsilon_z}{\Delta \log(\sigma'_z)} \quad [2.8]$$

E' possibile inoltre definire il coefficiente di compressibilità verticale m_v , secondo la relazione

$$m_v = \frac{1}{M} = \frac{\Delta h}{H_{ini}} \frac{1}{\Delta \sigma'_z} \quad [2.9]$$

dove H_{ini} è l'altezza iniziale del provino e ΔH la variazione dell'altezza stessa per un incremento di carico $\Delta \sigma'_z$. Il modulo edometrico M è invece l'inverso del coefficiente di compressibilità.

- per valori di pressione verticale superiori a 0.3 MPa, il materiale, indipendentemente dalla densità relativa iniziale, si degrada, si inizia cioè ad osservare la rottura dei grani, come evidente dal grafico di Fig. 2.5. In

corrispondenza di tale valore, infatti, M tende a decrescere monotonamente, nonostante l'incremento di pressione di confinamento.

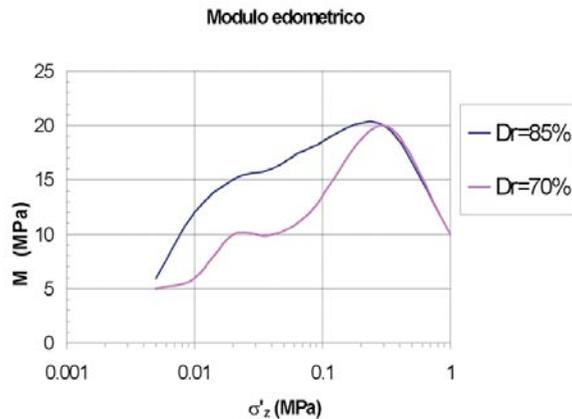


Fig. 2.5 : modulo edometrico (M) in funzione di σ'_z (ISMES, 1998).

ALLEGATO 1

Prove edometriche su provini standard

Nel corso di una campagna sperimentale effettuata all'ISMES nel 1998, per la caratterizzazione meccanica dell'argilla espansa, sono state effettuate prove edometriche su provini standard. Sono stati preparati 3 provini ricostruiti alle seguenti densità relative: 40% - 70% - 85% .

La curva granulometrica caratteristica del materiale utilizzato è riportata in Fig.A1 e si riferisce ad un materiale avente una classe granulometrica 0-9.53 tagliato appositamente rispetto alla miscela originaria 0-30 per ovviare a problemi di scala.

Le prove sono state condotte con un apparecchio classico a leva meccanica su provini cilindrici.



Fig. A1 : curva granulometrica del campione sottoposto a prova edometrica.

Le prove sono state eseguite a carico controllato, il carico verticale massimo è stato di 1600 kPa. I risultati ottenuti sono riportati in Fig. A2a e b.

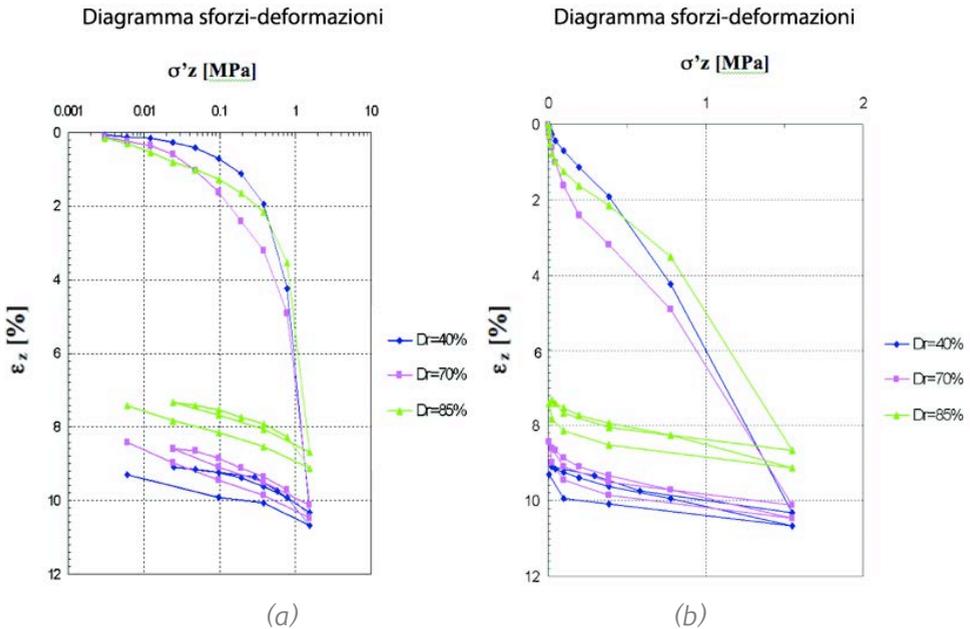


Fig. A2 : diagrammi sforzi deformazioni per differenti stati di addensamento in scala semilogaritmica (a) e in scala naturale (b) (ISMES, 1998).

La stessa osservazione può essere dedotta dall'analisi di Fig. A2b. Infatti, inizialmente, per valori inferiori a 0.3 MPa è possibile constatare un tipico comportamento "locking" che però, in corrispondenza dei flessi delle curve, lascia il posto, per valori maggiori di sforzo verticale efficace, ad un incremento di deformabilità.

2.4 Deformazioni viscosi

L'entità dei cedimenti viscosi, per quanto riguarda l'argilla espansa, diminuisce con l'aumentare della densità relativa ed è funzione dalle caratteristiche meccaniche e geometriche del singolo grano. Per aggregati in cui la scorza risulta essere spessa e resistente e la scabrezza superficiale ridotta, tali cedimenti sono evidenti dopo il verificarsi del crunching dei grani, a causa della graduale degradazione della matrice interna. Nel caso in cui, a causa di un'elevata scabrezza superficiale, avvenga il fenomeno dell'indentazione, le deformazioni viscosi possono evidenziarsi per valori di carico verticale più limitati. All'aumentare della dimensione dei grani presenti nella miscela, il fenomeno del crushing dei grani è amplificato e di conseguenza anche il processo viscoso inizia ad evidenziarsi anche per carichi inferiori.

Le prove di creep monoassiale

Le prove di creep, hanno lo scopo di quantificare le deformazioni che si sviluppano in uno specifico intervallo di tempo in un provino sottoposto a carico costante. Le prove di creep più comuni eseguite sui materiali granulari sono quelle di tipo edometrico ed a queste si farà riferimento nel seguito. Il provino è inserito in un contenitore di acciaio (Fig. 2.6) che impedisce la deformazione laterale ed è compattato per vibrazione. È in seguito applicato un carico assiale a un predeterminato livello tensionale con un incremento di 10 kN/min, dopodiché il carico viene mantenuto costante per 24 ore consecutive. Durante tale intervallo temporale è registrata la deformazione assiale che subisce il provino.

Le dimensioni standard del provino sono: diametro $D=200$ mm e altezza $H=200$ mm.

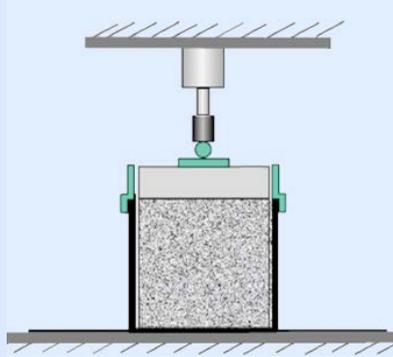


Fig. 2.6 : schema di un'apparecchiatura per la realizzazione della prova di creep.

2.4 Comportamento meccanico a rottura

Il comportamento meccanico a rottura dei mezzi granulari è caratterizzato da due peculiarità: resistenza a trazione nulla ed incremento della resistenza a taglio al crescere della pressione di confinamento.

In genere, per i mezzi granulari, si assume valida la legge di rottura alla Mohr - Coulomb che viene così scritta:

$$\tau = \sigma' \tan \phi'$$

[2.10]

dove con ϕ' si indica l'angolo di attrito interno del materiale, con τ lo sforzo di taglio e con σ' lo sforzo normale efficace. Per questo tipo di materiale si assume infatti valido il principio degli sforzi efficaci, che ci assicura che il comportamento meccanico del materiale non sia governato dal tensore degli sforzi totali σ_{ij} ma da quello degli sforzi efficaci $\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_w \delta_{ij}$, ove con u_w si è indicata la pressione dell'acqua e con δ_{ij} il tensore di Kronecker:

$$\delta_{ij} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

[2.11]

Per quanto riguarda la [2.10] $\sigma' = \sigma - u_w$.

La legge di Mohr - Coulomb implica che ogni stato tensionale caratterizzato da cerchi di Mohr nel piano $(\sigma'; \tau)$ che non tocchino la retta definita dalla [2.10] sono ammissibili. La condizione di rottura è raggiunta quando il cerchio di Mohr è tangente alla retta così definita (Fig. 2.7).

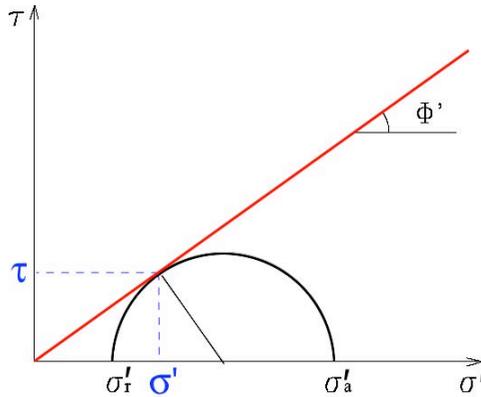


Fig. 2.7 : condizione di rottura per un involuppo di rottura alla Mohr - Coulomb.

Il valore dell'angolo di attrito interno è generalmente ottenuto effettuando prove triassiali e prove di taglio diretto. Per ciò che concerne le argille espanse è possibile aggiungere quanto segue:

- il valore dell'angolo di attrito interno ϕ' cresce al crescere della densità relativa (Fig. 2.8);

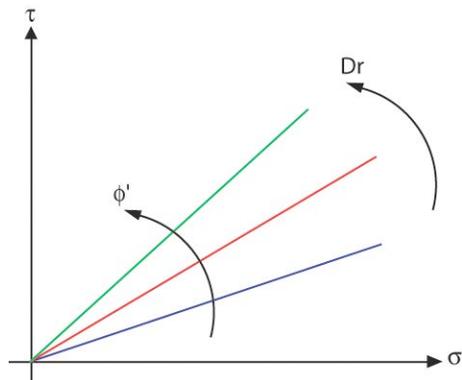


Fig. 2.8 : variazione dell'angolo di attrito in funzione della densità relativa.

come per altri materiali granulari, l'involuppo di rottura risulta fortemente curvo (Fig. 2.9).

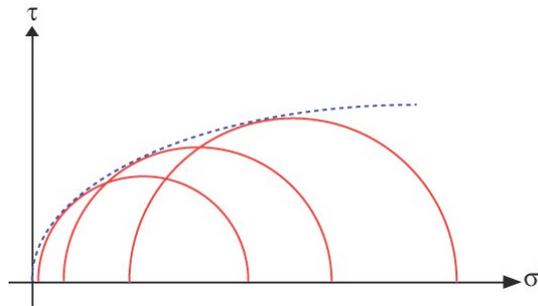


Fig. 2.9 : involucro di rottura caratteristico di un'argilla espansa.

Tale comportamento è influenzato, oltre che dalla dimensione dei grani anche dalla loro scabrezza superficiale e dalla loro spigolosità, fattori questi ultimi che possono accentuare tale tendenza. La riduzione dell'angolo d'attrito interno al crescere della pressione di confinamento è, infatti, nel nostro caso fortemente legato al progressivo danneggiamento dei grani.

In altre parole, per questo tipo di materiali, l'angolo d'attrito dipende dalla pressione di confinamento e dunque dalla profondità alla quale si trova il materiale. Se, ad esempio, sono presi in considerazione i risultati delle prove triassiali ottenuti su provini standard in condizioni mediamente sciolte ($D_r=40\%$), l'angolo d'attrito può variare fra 50° per basse pressioni ($p'=20\text{kPa}$), ad un valore di 32° per pressioni efficaci pari a 600 kPa (corrispondenti rispettivamente ad una profondità, in assenza di falda, pari a circa 5 e 150 m). Analogamente, all'aumentare della densità relativa ($D_r=65\%$) e per valori decrescenti di p' , si rileva un marcato aumento dell'angolo d'attrito (34° , 42° , 54°), così come nel caso di $D_r=90\%$ (35° , 43° , 60°). Tali evidenze sono riscontrabili nel grafico in Fig. 2.10, dove è possibile osservare tre curve che rappresentano il valore di angolo d'attrito stimato al variare della densità relativa ed al crescere della pressione di confinamento;

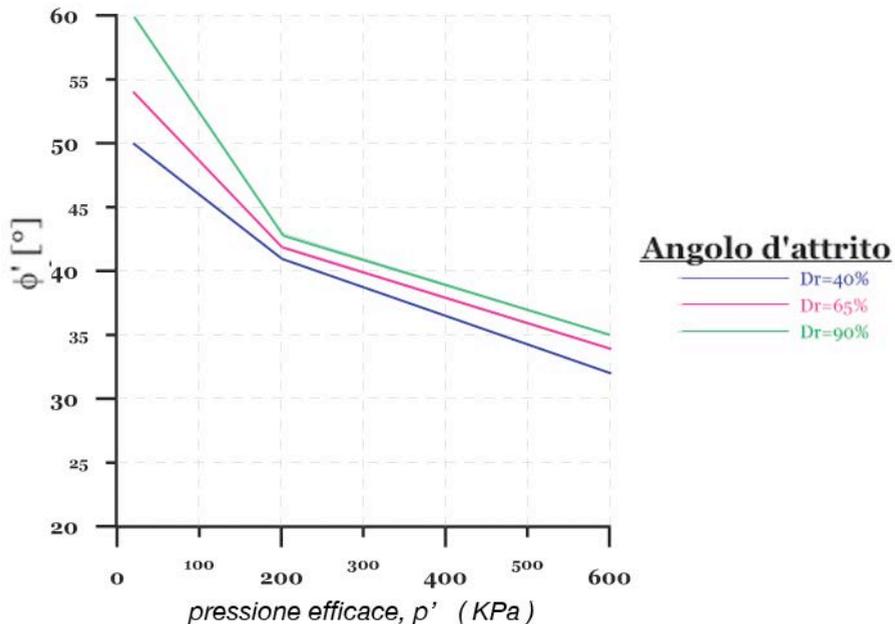


Fig. 2.10 : angolo d'attrito in funzione della pressione di confinamento al variare della densità relativa

- all'aumentare della pressione di confinamento il comportamento a rottura passa da fragile (presenza del picco), a duttile. Questo è schematicamente rappresentato in Fig. 2.11 (ove le curve rappresentano la risposta deformativa ideale di campioni di argilla espansa a pari Dr portati a rottura mediante una prova triassiale di compressione drenata standard). Tale comportamento non è osservabile in presenza di granulometrie più grossolane (prove in grande scala, Allegato 3b), perché le pressioni di confinamento massime sono molto meno elevate rispetto a quelle applicate nel caso delle prove in piccola scala;
- dal confronto tra le prove a grande scala a quelle in scala ridotta riportato dalla Tab. 2.1, si osserva che, a pressioni di confinamento simili (150 kPa e 200 kPa), gli angoli d'attrito di picco e residuo presentano differenze non troppo marcate dovute comunque ai fattori descritti in precedenza;

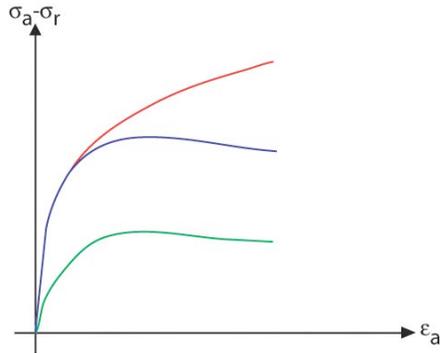


Fig. 2.11 : diagrammi sforzo deviatorico-deformazione assiale per differenti pressioni di confinamento (σ_a = sforzo assiale, σ_r = sforzo radiale).

Prove a grande scala (Maccarini, 1998)				
0-20 mm asciutto Dr 90 %				
σ_3 (kPa)	σ_1 picco (kPa)	σ_1 residuo (kPa)	ϕ di picco (°)	ϕ residuo (°)
50	273	242	43,66	41,11
100	522	492	42,72	41,46
150	740	718	41,51	40,87
8-20 mm asciutto Dr 90 %				
σ_3 (kPa)	σ_1 picco (kPa)	σ_1 residuo (kPa)	ϕ di picco (°)	ϕ residuo (°)
50	296	281	45,31	44,26
100	488	437	41,29	38,87
150	678	630	39,62	37,98
Prove a scala ridotta (Ismes, 1998)				
0-9,53 mm asciutto Dr 90 %				
σ_3 (kPa)	σ_1 picco (kPa)	σ_1 residuo (kPa)	ϕ di picco (°)	ϕ residuo (°)
20	290	110	60,57	43,8
200	1064	1000	43,12	41,8
600	2192	2192	34,76	34,8

Tab. 2.1 : confronto tra prove in grande scala e scala ridotta.

- il contenuto in acqua ha influenza poco rilevante sui parametri di resistenza al taglio, come evidenziato da prove triassiali su grande scala realizzate su miscele caratterizzate da differenti contenuti in acqua iniziali (Maccarini, 1998);
- dalle precedenti considerazioni si evince che quando si utilizza argilla espansa per realizzazioni in superficie, a patto di una debole compattazione, facilmente ottenibile, l'angolo d'attrito di progetto può essere assunto senza dubbio intorno ai 40°. Alle precedenti osservazioni si aggiunge inoltre la considerazione che, quando in sito sono soddisfatte le condizioni di deformazioni piane, l'angolo d'attrito risulta superiore del 10 - 20 % rispetto a quello ottenuto mediante prove triassiali.

Prove triassali

L'apparecchiatura triassiale è composta da una cella di carico (Fig. 2.12) in cui viene inserito il provino di forma cilindrica, protetto da una sottile membrana di gomma (Fig. 2.12b). La cella è riempita con acqua in pressione che fornisce una tensione isotropa al materiale.

Un pistone idraulico fornisce inoltre un carico assiale che viene utilizzato per portare a rottura il provino. Nell'apparecchiatura triassiale il provino cilindrico è soggetto ad uno stato di sforzo assialsimmetrico. Il provino viene saturato mediante un circuito che mette in comunicazione l'acqua contenuta all'interno dei pori intergranulari con un serbatoio esterno.

La prova si articola in tre fasi:

FASE 1: saturazione del provino.

FASE 2: si applica uno stato di sforzo isotropo al provino, mandando in pressione l'acqua contenuta all'interno della cella a rubinetti di drenaggio aperti così da permettere la consolidazione del materiale e dissipare le pressioni in eccesso.

FASE 3: si porta a rottura il campione. Ciò avviene imponendo uno spostamento alla base e mantenendo fermo il pistone superiore a pressione di cella costante. La prova può essere DRENATA "D" o NON DRENATA "U". La differenza tra lo sforzo assiale σ_a e quella radiale σ_r è definita sforzo deviatorico q , mentre $p' = (\sigma_a + 2 \sigma_r)/3$. Infine $p' = p - u_w$.

Per la natura granulare e non coesiva del materiale in questione si considerano solo prove CONSOLIDATE-DRENATE (T_x CID).

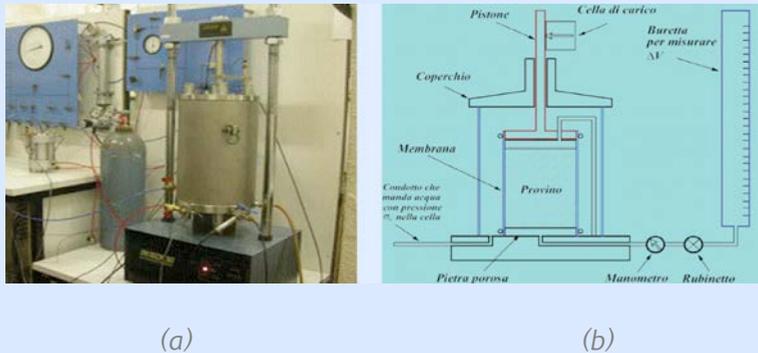


Fig. 2.12 : foto (a) e schema (b) di un'apparecchiatura triassiale.

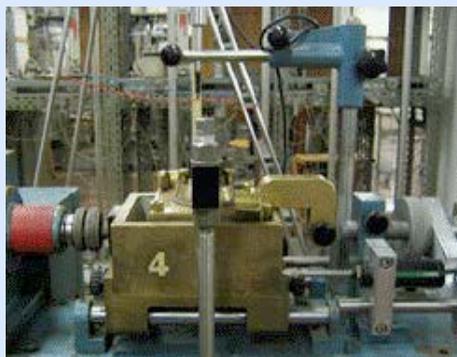
Prove di taglio diretto

Le prove di taglio diretto permettono la determinazione dei parametri di resistenza al taglio in un terreno.

L'apparecchio per eseguire tali prove è detta scatola di Casagrande ed è, per molti aspetti, identico ad un edometro per quanto attiene la fase di consolidazione del campione. Lo schema di tale apparecchiatura è riportato in Fig. 2.13.

Il provino standard, avente una base quadrata di lato 60 mm e un'altezza di 20-30 mm, è posto all'interno di due telai orizzontali, che possono scorrere l'uno rispetto all'altro. Le sollecitazioni applicate sono costituite dal carico assiale N e dalla forza orizzontale T .

Il campione è completamente immerso in acqua.



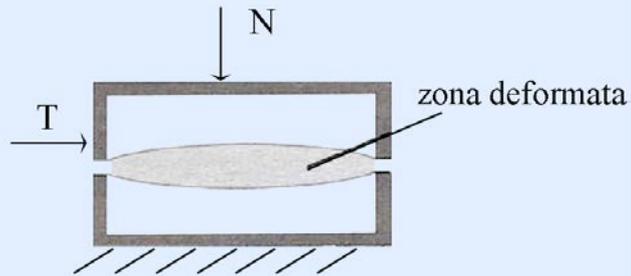


Fig. 2.13 : foto e schema di un'apparecchiatura per la realizzazione della prova di taglio diretto.

Le prove di taglio diretto si dividono in tre fasi:

I FASE: SATURAZIONE:

Il campione è saturato, cioè si fa in modo di espellere le eventuali bolle d'aria presenti all'interno del campione.

II FASE: CONSOLIDAZIONE:

Durante la prima fase si applica un carico costante N e viene misurato lo spostamento verticale. La prova è identica ad un'edometrica. Quando gli incrementi di spostamento tendono a zero il processo di consolidazione è concluso. I carichi sono applicati a tempi prestabiliti ed in progressione geometrica.

III FASE: TAGLIO:

Durante la seconda fase si applica uno spostamento relativo orizzontale tra i due telai mediante un motore che opera a velocità di spostamento costante ed è misurata la forza orizzontale T . Anche questa seconda fase avviene in condizioni drenate, cioè è condotta in modo estremamente lento; se la prova fosse veloce le pressioni interstiziali non avrebbero il tempo di dissiparsi e non si sarebbe in grado di conoscerne l'entità (l'apparecchiatura, infatti, non consente di controllare né le condizioni di drenaggio, né di misurare le pressioni interstiziali). Poiché le uniche grandezze misurate sono T e N , non è possibile costruire il cerchio di Mohr per definire in modo completo lo stato tensionale del provino. La distribuzione non uniforme delle deformazioni e i fenomeni di rottura progressiva, permettono di ottenere curve sforzi - deformazioni che possono avere soltanto un significato qualitativo. Tale tipo di prove sono particolarmente indicate per la determinazione della resistenza a taglio residua.

ALLEGATO 2a*Prove di taglio diretto su provini standard*

Prove di taglio diretto sono state eseguite nell'ambito della già citata campagna sperimentale svolta dall'ISMES (1998).

Per l'esecuzione di prove di taglio diretto è stato utilizzato un materiale differente rispetto a quello utilizzato nelle prove precedentemente analizzate (edometriche), e tale miscela è caratterizzata da una granulometria avente dimensione massima dei grani pari a 4,75 mm.

L'attrezzatura utilizzata è stata una scatola di taglio standard e i provini erano di forma prismatica a base quadrata di 60 mm di lato e 30 mm di altezza. Essi sono stati preparati con il metodo di Ladd compattando il materiale in unico strato all'interno della scatola di taglio.

In totale sono state realizzate nove prove caricando provini aventi differenti densità relative pari a $D_r=40\%$, $D_r=65\%$ e $D_r=90\%$.

Per ogni densità relativa sono state realizzate tre differenti prove che si differenziano per la pressione di consolidazione pari a $\sigma'_3=10$ kPa, $\sigma'_3=200$ kPa e $\sigma'_3=600$ kPa, essendo $\sigma = N/A$ e A l'area trasversale del provino.

Dopo la fase di saturazione e consolidazione a deformazione laterale impedita eseguita sino ad imporre le tensioni verticali previste, si è passati alla fase di rottura, caratterizzata da una velocità di avanzamento della scatola rigida superiore scelta utilizzando il valore del tempo di consolidazione (t_{100}) rilevato per l'ultimo incremento di pressione verticale applicata.

La fase di rottura è stata svolta sottoponendo il provino a quattro cicli di carico. Lo spostamento orizzontale al termine di ogni ciclo è stata pari a 6-8 mm al fine di limitare, per quanto possibile, la riduzione della superficie di taglio.

Dai risultati è possibile ricavare lo sforzo di taglio massimo che coincide con il punto avente massimo sforzo di taglio durante il primo ciclo di rottura; il valore di taglio residuo è ricavato invece considerando il valore di resistenza a cui tende il provino dopo scorrimenti elevati.

Anche eseguendo prove di taglio diretto, si ottengono valori molto elevati di angolo d'attrito ed un inviluppo di rottura molto curvo in condizioni di picco e la curvatura non è assente neppure in condizioni residue (Fig. A3 e Tab. A1).

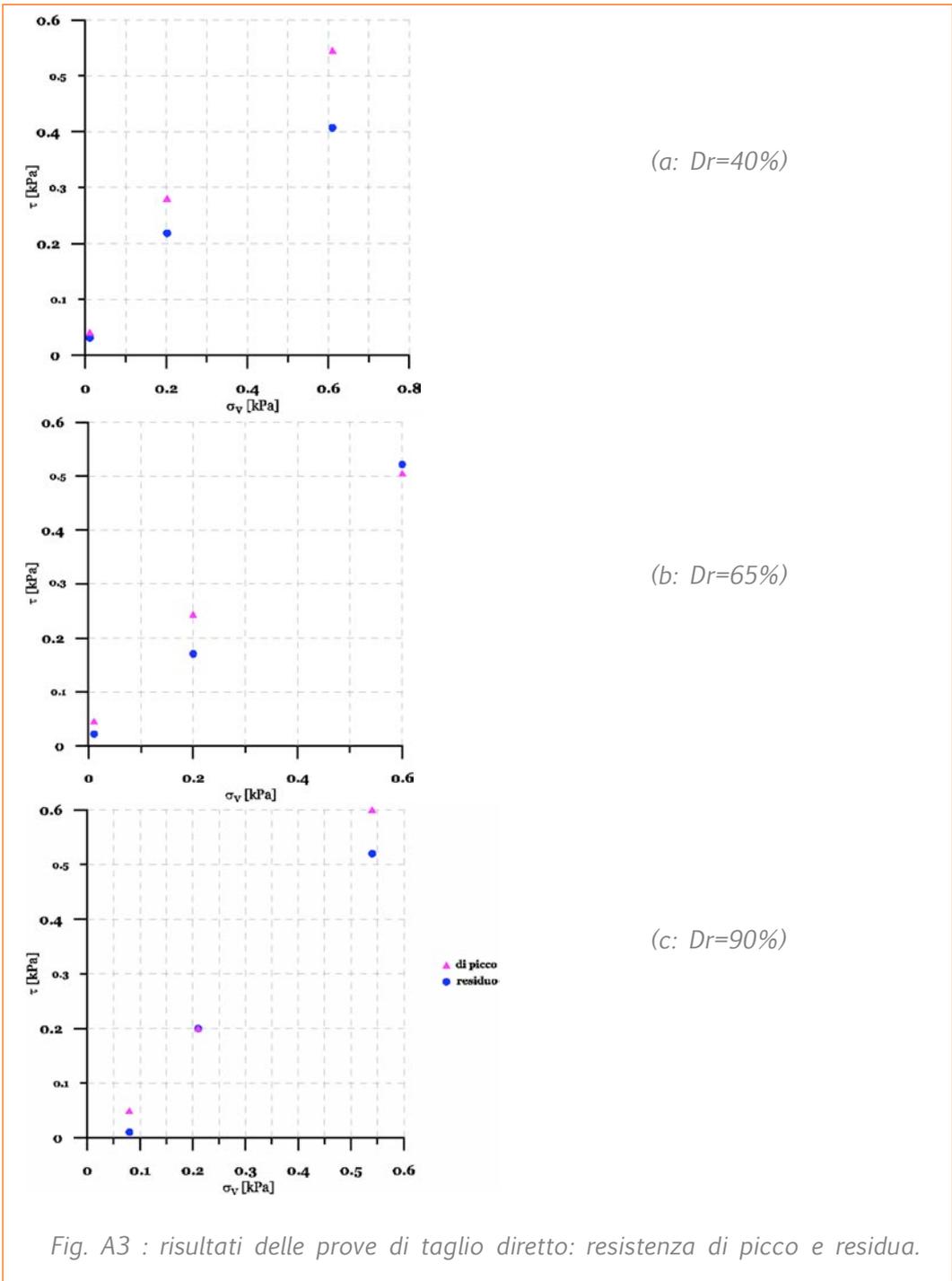


Fig. A3 : risultati delle prove di taglio diretto: resistenza di picco e residua.

Dr (%)	ϕ' di picco(°)	ϕ' residuo (°)
40	43	35
65	45	41
90	49	46

Tab. A1 : angoli di attrito in condizioni di picco e residue, per diversi valori di densità relativa.

La scabrezza superficiale e l'irregolarità geometrica dei grani influenzano in modo marcato i parametri di resistenza al taglio, come si evince dal confronto dei dati riassunti in Tab. A2. Si noti infatti che al medesimo stato di addensamento corrispondono valori di ϕ' differenti. Questo poiché i materiali in questione presentano delle differenze dal punto di vista microstrutturale: un tipo di aggregato leggero in esame (Minto), è caratterizzato da grani di forma più spigolosa con elevata scabrezza superficiale, tale da provocare una forte indentazione dei grani, favorendo valori di angolo d'attrito di picco maggiori. L'altro (Solite), al contrario, ha grani più regolari, caratterizzati da una minor scabrezza superficiale. La resistenza al taglio residua si attesta invece su valori molto simili, poiché, una volta rotti i legami che si formano tra i grani, grazie all'indentazione, i materiali tornano ad avere un comportamento simile.

ALLEGATO 2b

Prove di taglio diretto in grande scala

L'analisi dei risultati sperimentali ottenuti mediante l'impiego di apparecchiature di taglio diretto in grande scala permette di valutare l'influenza dell'effetto scala sulla determinazione dei parametri di resistenza al taglio.

Valsangkar e Holm (1990) hanno eseguito prove di taglio diretto a grande scala su campioni di aggregati alleggeriti (shales espansi), di dimensioni granulometriche comprese tra 4.7 mm e 19 mm.

Le scatole di taglio utilizzate dagli Autori sono caratterizzate dalle seguenti dimensioni: 450 mm di lunghezza 600 mm di larghezza e 305 mm di altezza. L'apparecchiatura è simile a quelle convenzionali e la particolarità risiede nella presenza di due martinetti idraulici per l'applicazione dei carichi.

Il campione di prova è stato portato a rottura ad una velocità di carico costante.

Le prove sono state eseguite su campioni di due diversi aggregati leggeri provenienti da due stabilimenti differenti caratterizzati da diversi processi di produzione e con caratteristiche meccaniche e geometriche differenti. L'aggregato Minto presenta grani di forma più irregolare e spigolosa, con una macroscabrezza dunque più elevata rispetto all'altro aggregato analizzato, Solite. Le prove sono state effettuate su provini sia in condizioni sciolte che addensate. I pesi specifici dei materiali e i risultati ottenuti sono riportati in Tab. A2.

Tipo di aggregato	Peso di volume secco (kN/m^3)		Angolo di Resistenza al Taglio ϕ (°)	
	sciolto	addensato	sciolto	addensato
Minto	9,11	10,41	40,5	48,0
Solite	8,24	9,16	40,0	45,5

Tab. A2: risultati delle prove di taglio diretto in grande scala.

2.5 Comportamento deformativo

Dall'analisi dei risultati ottenuti mediante l'esecuzione di prove triassiali standard è possibile ricavare importanti informazioni che riguardano il comportamento deformativo del materiale in oggetto. Le principali sono qui di seguito elencate:

- il modulo elastico iniziale è fortemente influenzato dal grado di addensamento del materiale e dalla pressione di confinamento. L'andamento della rigidità a taglio G al variare della pressione di confinamento, può essere ottenuto mediante l'esecuzione di prove con colonna risonante (Fig. 2.16 e Fig. 2.17), o mediante l'analisi della propagazione di onde elastiche all'interno di un provino triassiale (Fig. A 15);
- incrementando il livello tensionale e/o le deformazioni di taglio, i valori di rigidità tangente e quello secante diminuiranno progressivamente. Per tenere conto di tale decremento è possibile utilizzare una qualunque legge empirica già comunemente impiegata in meccanica delle terre nel caso di materiali granulari (Fig. 2.17);

- la rigidezza iniziale risulta fortemente influenzata dalla granulometria della miscela. Infatti, la compressibilità dei grani, all'aumentare della loro dimensione media, cresce mentre la loro resistenza diminuisce. In Fig. 2.14 l'andamento del modulo di Young E (calcolato graficamente sulle curve sforzo deformazione delle prove triassiali ad un livello di 0.1% di deformazione assiale), è definito in funzione della pressione di confinamento per due miscele caratterizzate da granulometrie differenti (0-9.53 mm e 0-20 mm), ad una densità relativa pari a $D_r=90\%$. La presenza della frazione più grossolana causa una riduzione del modulo elastico e va notato che tale differenza tende ad attenuarsi con il crescere della pressione di confinamento poiché, superata una determinata soglia tensionale, durante la fase di compressione isotropa della prova triassiale, i grani più grossi cominciano a frantumarsi conferendo così alla miscela maggiore rigidezza;

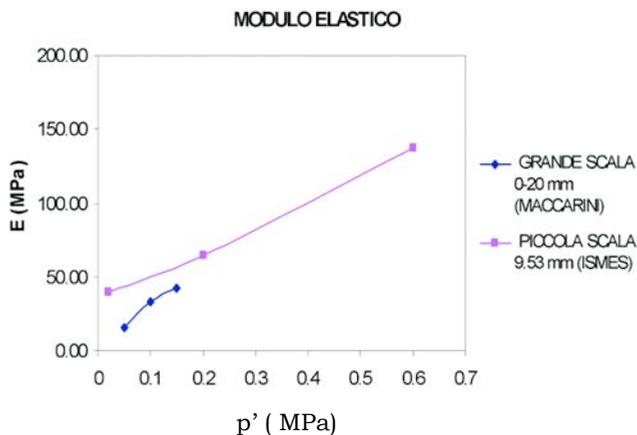


Fig. 2.14 : modulo elastico in funzione della pressione di confinamento ($D_r=90\%$).

- il comportamento volumetrico è fortemente influenzato dalla pressione di confinamento (Fig. 2.15);

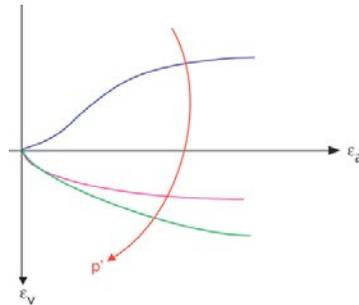


Fig. 2.15 : diagrammi deformazioni volumetriche – deformazioni assiali per differenti pressioni di confinamento

- in generale, per basse pressioni di confinamento (20-50 kPa), è evidente, a rottura, una forte dilatanza sia per miscele con componente fine che di pezzatura più elevata (Fig. 2.15). Tale fenomeno sembra però meno evidente nel caso di dimensioni maggiori dei grani (granulometria 8-20), infatti per pressioni di confinamento più elevate il comportamento volumetrico è molto differente a seconda della granulometria della miscela. Per miscele più grossolane (0-20 e 8-20), la compattazione sembra molto più marcata (Fig. A 10 di Allegato 3a), molto meno per miscele più fini.

Per pressioni di confinamento elevate, la compattazione non si attenua al crescere delle deformazioni assiali e ciò è dovuto al progressivo danneggiamento dei grani. Anche in questo caso questo effetto è più evidente in presenza di grani di dimensioni maggiori, poiché, come già osservato, più comprimibili e meno resistenti.

ALLEGATO 3a

Prove triassiali su provini standard (ismes, 1998)

Le prove triassiali cui si fa qui riferimento sono state eseguite dall'ISMES (1998) nel corso di una serie di attività sperimentali, finalizzate alla caratterizzazione geotecnica dell'argilla espansa.

Esse sono state eseguite operando una modifica alla curva granulometrica del materiale standard per l'utilizzo in applicazioni geotecniche (0-30 mm), così da rendere compatibile con le dimensioni del campione di prova, avente diametro pari a 71 mm e altezza 140 mm. Mantenendo il medesimo coefficiente di

uniformità del materiale è stata scelta una miscela caratterizzata da una dimensione massima dei grani pari a 9.53 mm.

I provini sono stati ricostruiti con materiale secco, con il metodo di Ladd (1978). Dopo il posizionamento del provino all'interno del cilindro in plexiglas e l'immersione del fluido di confinamento si è proceduto alla saturazione del provino. Data la particolare natura del materiale non è stato possibile ottenere la completa saturazione dei vuoti endogranulari.

Successivamente il provino è stato portato, in più gradini, alla tensione efficace di consolidazione. La rottura in compressione per carico verticale è stata condotta a velocità di deformazione controllata e tale da non generare pressioni interstiziali all'interno del provino.

Su tali campioni, sono state effettuate prove triassiali di tipo consolidato isotropicamente drenato finalizzate alla definizione delle caratteristiche di resistenza al taglio del materiale. I provini sono stati ricostruiti a tre diverse densità relative pari al 40 %, 65 % e 90 % e consolidati a tre diversi stati tensionali : $\sigma'_3=20$ kPa, 200 kPa e 600 kPa. I percorsi di carico delle prove sono riportati nel grafico di Fig. A4.

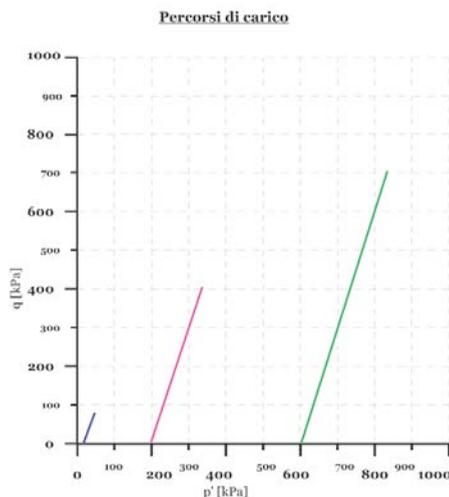


Fig. A4 : percorsi di carico seguiti durante la prova.

Le curve ottenute sperimentalmente, relative alle differenti densità relative iniziali ed alle differenti pressioni di confinamento sono riassunte nelle figure da Fig. A5 a Fig. A10.

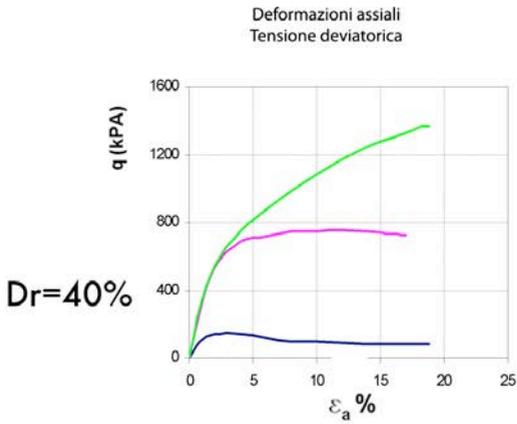


Fig. A5

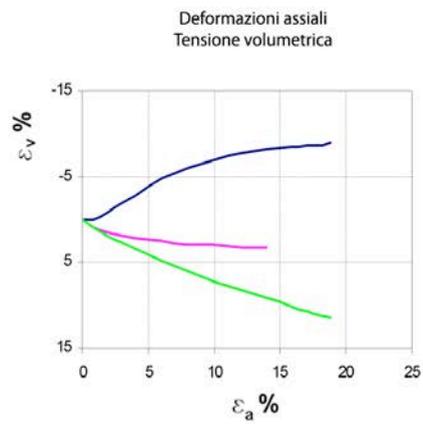


Fig. A6

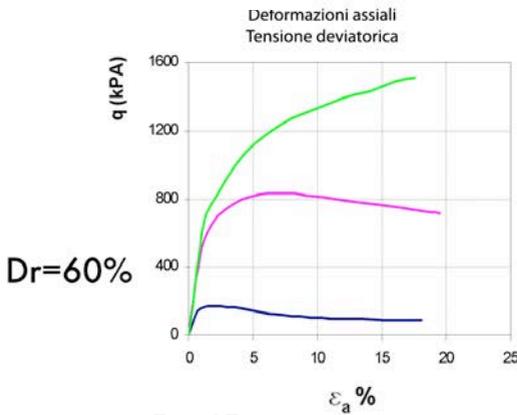


Fig. A7

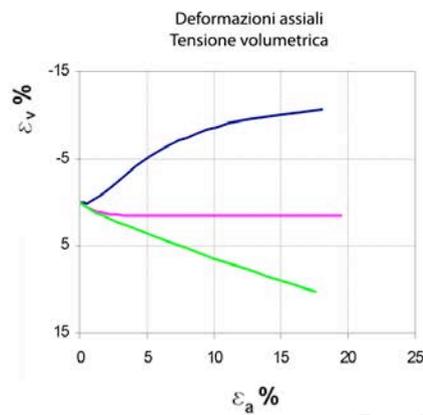


Fig. A8

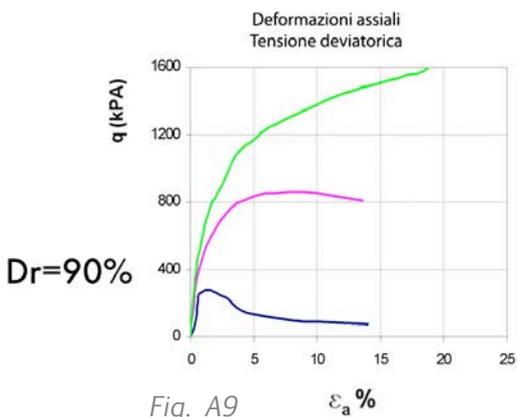


Fig. A9

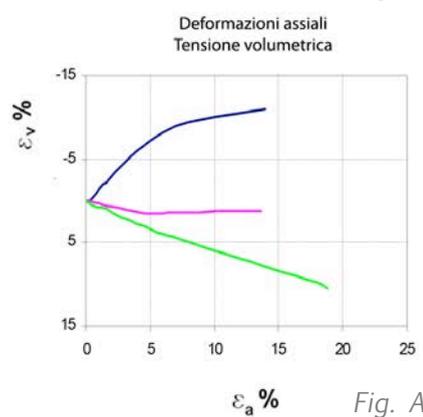


Fig. A10

— 20 kPa
 — 200 kPa
 — 600 kPa

ALLEGATO 3b*Prove triassiali in grande scala*

Prove triassiali a grande scala su argilla espansa sono state effettuate da Maccarini (1998) presso il Laboratorio Geotecnico dell'Università La Sapienza di Roma.

Si tratta di prove triassiali drenate standard di compressione su provini consolidati isotropicamente.

I provini di forma cilindrica sono stati realizzati di diametro $D=25$ cm ed altezza $H=58$ cm, partendo da due miscele con curve granulometriche che possono essere così caratterizzate:

$$\begin{cases} 0-20 \text{ mm } C_u = 6 & C_c = 15.4 \\ 8-20 \text{ mm } C_u = 1.8 & C_c = 2.3 \end{cases}$$

ove C_u , coefficiente di uniformità della miscela, pari a $\frac{d_{60}}{d_{10}}$ e C_c , coefficiente di curvatura, pari a $\frac{d_{60}^2 \cdot d_{30}}{d_{10}}$.

Il grado di addensamento ottenuto mediante compattazione dei provini con il metodo di Ladd è pari a $Dr=90\%$. Le condizioni iniziali sono asciutte. Le pressioni di confinamento efficace imposte sono state: $\sigma'_3=50$ kPa, $\sigma'_3=100$ kPa, $\sigma'_3=150$ kPa.

Granulometria 0-20

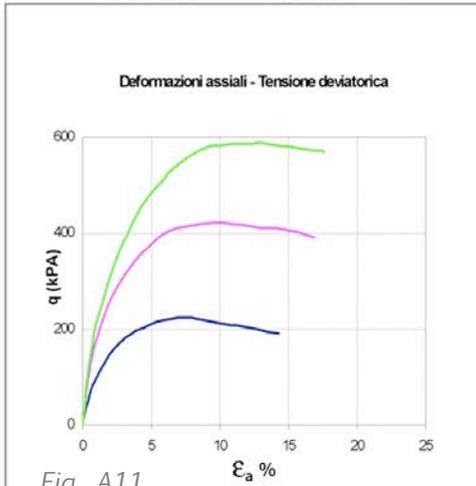


Fig. A11

Granulometria 8-20

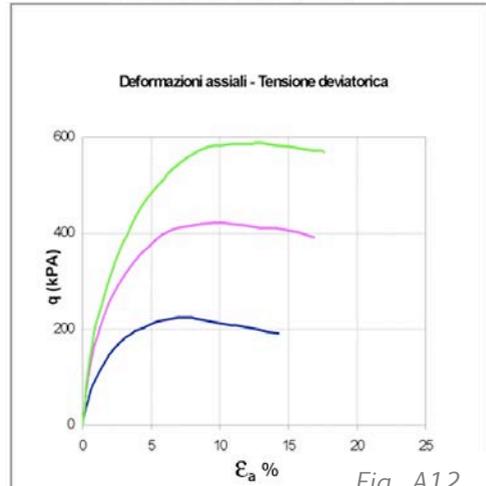


Fig. A12

Deformazioni assiali - Deformazione volumetrica

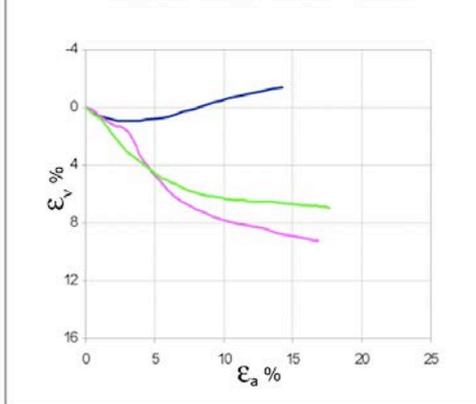


Fig. A13

Deformazioni assiali - Deformazione volumetrica

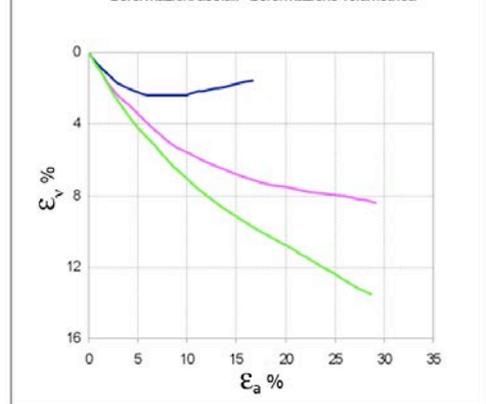


Fig. A14

— 50kPa — 100kPa — 150kPa

Prove di colonna risonante (RC)

La prova di colonna risonante è generalmente effettuata utilizzando un'apparecchiatura triassiale dotata di un sistema di carico ciclico torsionale.

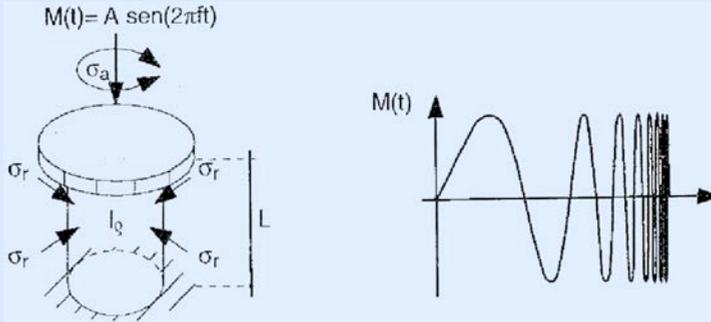


Fig. 2.16 : stato di sforzo di un apparato per la prova di colonna risonante.

Essa è basata sulla teoria della propagazione delle onde elastiche in un provino prismatico. Lo stato di sforzo in direzione assiale e radiale è mantenuto costante durante lo svolgimento della prova e definisce lo stato iniziale di sforzo.

La frequenza del carico torsionale è invece variata in maniera continua in modo da ottenere la condizione di risonanza del campione. La frequenza di risonanza è una caratteristica che risulta funzione della massa del campione, del modulo di taglio G e delle condizioni al contorno imposte. La prova permette quindi, di valutare G . Più elevato è il livello tensionale e quindi quello deformativo associato, minore è il valore di G stimato. Raggiunta la frequenza di risonanza nel tempo è registrata l'ampiezza dell'oscillazione ed interrotto l'impulso sollecitante.

Il tempo di decadimento è associato alla costante di smorzamento D del materiale. In Fig. 2.17 è rappresentato qualitativamente l'andamento di G , normalizzato rispetto al valore di G associato alle piccole deformazioni (G_0), al variare del livello deformativo γ .

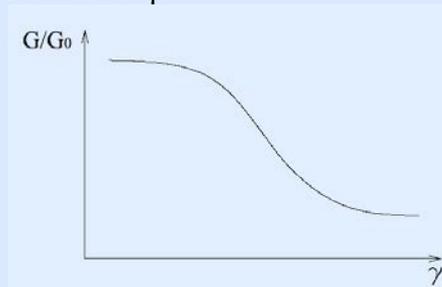


Fig. 2.17 : andamento qualitativo di G / G_0 al variare del livello deformativo.

ALLEGATO 4*Analisi di propagazione di onde elastiche*

Per ciò che concerne i parametri di deformabilità, durante la fase di consolidazione isotropa di una prova triassiale, è possibile eseguire, a varie pressioni di confinamento, misure della velocità di propagazione delle onde di taglio. La prova consiste nella misura del tempo impiegato da un'onda di taglio a propagarsi da un'estremità all'altra del campione. La velocità di propagazione è quindi calcolata dal rapporto tra la distanza percorsa e il tempo impiegato. Per la generazione e la ricezione delle onde sono utilizzati due trasduttori di tipo piezoelettrico, collocati nel piedistallo e nel ripartitore di carico della cella triassiale.

Il modulo di taglio (G) è determinato con la seguente relazione:

$$G = \rho V_s^2 \quad [2.12]$$

dove ρ è la massa volumica umida del provino e V_s è la velocità dell'onda di taglio.

In Fig. A15 sono tracciati ipotizzando il materiale elastico ed isotropo e coefficiente di Poisson $\nu=0.25$, ed utilizzando la ben nota relazione che lega G ad E

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [2.13]$$

gli andamenti di G ed E al variare della pressione di confinamento e per tre differenti valori di densità relativa D_r . I dati sono stati ricavati da prove effettuate nella campagna sperimentale ISMES (1998).

Va sottolineato che i valori ottenuti con questo metodo risultano molto superiori a quelli osservabili in Fig. 2.9, poiché questi ultimi sono stati calcolati ad un livello di deformazione non iniziale ma dello 0.1% di deformazione assiale.

Mediante l'esecuzione di prove di colonna risonante è stato possibile confermare i valori del modulo di taglio G (Fig. A16 - Fig. A18), già ottenuti attraverso misurazioni relative alla velocità di propagazione delle onde di taglio.

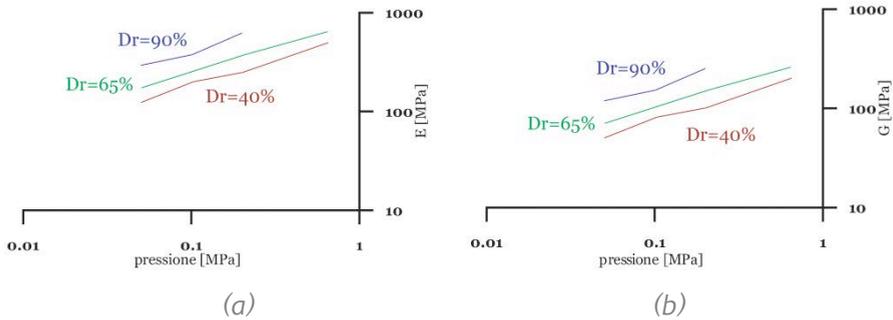


Fig. A15 : deformabilità dei provini di argilla esoansa al variare della pressione di confinamento; (a) modulo E di Young; (b) modulo G di taglio.

ALLEGATO 5

Prove di colonna risonante (ismes, 1998)

Le prove di colonna risonante effettuate dall'ISMES (1998) si riferiscono ai medesimi provini utilizzati nelle prove triassiali già analizzate in precedenza, preparati a densità relative pari a $Dr=45\%$ ed a $Dr=65\%$

Tali prove sono state eseguite utilizzando un'apparecchiatura del tipo "fixed-free", cioè con la base del provino fissa e la testa libera di ruotare, che utilizza un sistema elettromagnetico per applicare una torsione ciclica alla testa del provino. Tale sistema genera onde sinusoidali a frequenza variabile. La procedura attuata per la realizzazione della prova sui 2 provini aventi differenti stati di addensamento è la seguente:

- si procede inizialmente alla consolidazione isotropa del provino al valore di tensione minima prefissato pari a 20 kPa;

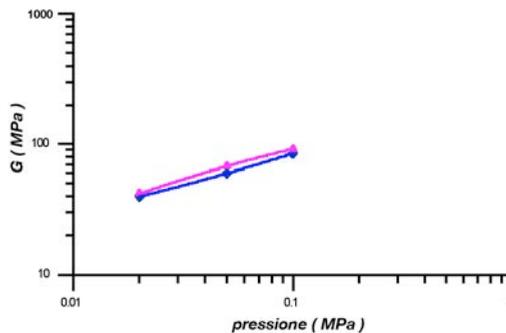


Fig. A16 : andamento del modulo di taglio in funzione della pressione efficace.

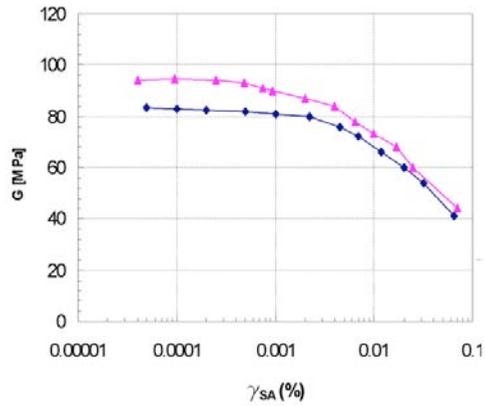


Fig. A17 : andamento del modulo di taglio in funzione della deformazione di taglio.

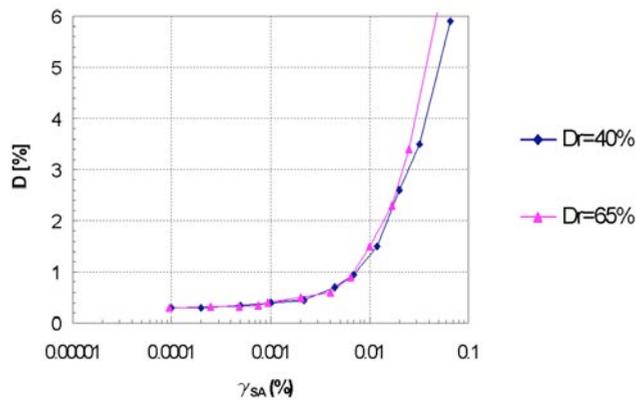


Fig. A17 : andamento del coefficiente di smorzamento in funzione della deformazione di taglio

- si eseguono misure di modulo G e di smorzamento mantenendo valori di deformazioni di taglio tanto piccoli da restare in campo elastico; si consente al campione, al termine di ogni test, di dissipare l'eventuale eccesso di pressione interstiziale sviluppatasi nella fase di eccitazione (Fig. A16);
- il provino è stato consolidato sino ad una pressione isotropa pari a 50 kPa e ad esso sono stati imposti gli stessi percorsi di carico;
- raggiunto il valore di sforzo efficace isotropo finale pari a 100 kPa, la valutazione di G e D del materiale è stata estesa a valori crescenti di deformazione di taglio fino a massimi valori consentiti dal sistema (Fig. A17 - A18).

▪ se sottoposta a sollecitazioni cicliche, l'argilla espansa, come per altro tutti i materiali granulari, presenta un accumulo di deformazioni. La risposta del materiale è funzione dello stato di addensamento del materiale ma anche dell'ampiezza del ciclo di carico: è infatti possibile notare dai risultati riportati in Fig. A19 e Fig. A20 di Allegato 6 che l'accumulo di deformazioni risulta più marcato per cicli al 90% del carico a rottura.

La granulometria della miscela è un fattore che influenza in maniera rilevante il comportamento ciclico poiché la dimensione dei singoli grani, come già osservato più volte in precedenza, influenza la resistenza del singolo granulo.

ALLEGATO 6

Prove di carico ciclico (ismes, 1998)

Per caratterizzare la risposta meccanica di un materiale sottoposto a sollecitazioni cicliche si è soliti utilizzare un'apparecchiatura triassiale convenzionale ed eseguire prove triassiali con cicli di carico-scarico (T_x CAD). Tali prove sono effettuate facendo riferimento alla norma prEN 13286-7. Durante la campagna sperimentale già più volte citata realizzata dall'ismes (1998): i provini testati erano costituiti del medesimo materiale utilizzato per le prove triassiali statiche e presentavano dunque la medesima granulometria. Anche in questo caso i campioni sono stati ricostruiti a tre differenti densità relative: $D_r=40\%$ $D_r=65\%$ $D_r=90\%$

Le diverse fasi della prova sono state le seguenti:

- saturazione dei provini ad una tensione isotropa di circa 8 kPa;
- consolidazione alla tensione assiale di 20 kPa e radiale di 8 kPa;
- scarico alla tensione assiale di 12 kPa e radiale di 5 kPa;
- applicazione di una serie di cicli di carico-scarico con variazioni di tensione pari a circa il 90% e il 50% del carico stimato a rottura dalle prove triassiali di tipo T_x CID. I cicli sono stati applicati in condizioni drenate e con velocità di carico assiale pari a 5 kPa/minuto.

Durante l'applicazione delle rampe di carico e scarico sono state acquisite le variazioni di volume e di altezza del provino. Le prove sono state protrate sino al completamento di 80 cicli.

Una volta effettuati i cicli, i provini sono stati portati a rottura eseguendo una prova triassiale statica.

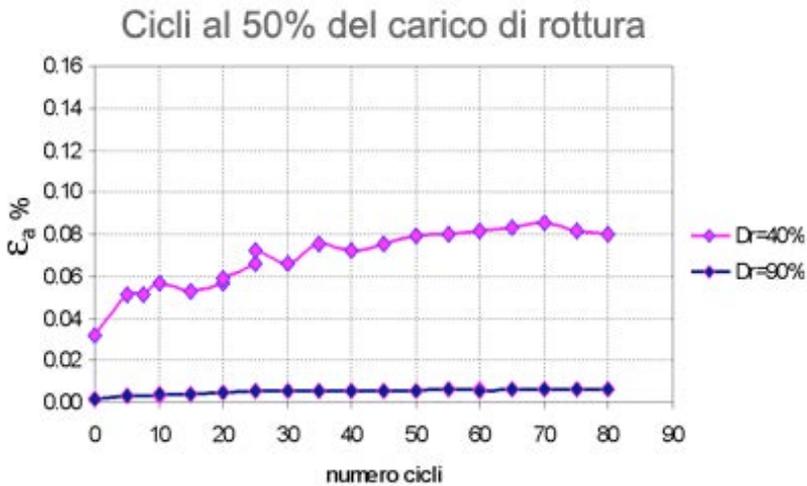


Fig. A19 : andamento delle deformazioni assiali in funzione al numero di cicli

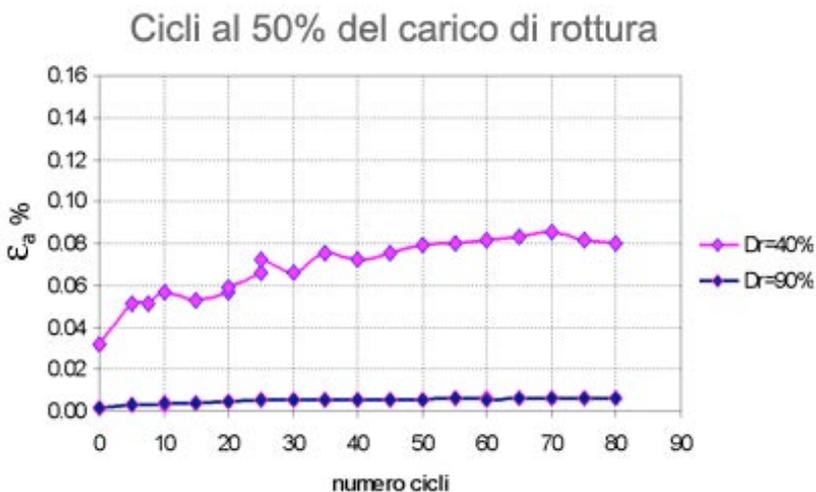


Fig. A20 : andamento delle deformazioni assiali in funzione al numero di cicli

L'argilla espansa trova una delle sue principali applicazioni in campo geotecnico nella realizzazione di rilevati stradali in condizioni tecnicamente problematiche quali:

- presenza di terreni di fondazione caratterizzati da scadenti proprietà meccaniche;
- lungo pendii prossimi alle condizioni limite di stabilità.

In tali situazioni le tradizionali tecniche costruttive sono difficilmente applicabili, poiché possono risultare economicamente troppo onerose o tali da non permettere il soddisfacimento delle verifiche riguardanti le condizioni di stabilità globale e di funzionalità dell'opera.

3.1 Rilevato posto su terreno cedevole

Nella progettazione di un'opera in terra ed in particolare per un rilevato stradale, l'obiettivo più importante è quello di ottenere, ad opera ultimata, una struttura stabile nel tempo con assestamenti compatibili con futuri interventi manutentori.

L'utilizzo di materiali alleggeriti, quali appunto l'argilla espansa, per la realizzazione di rilevati stradali leggeri, trova una soddisfacente applicazione quando l'opera deve sorgere su terreni caratterizzati da scadenti proprietà meccaniche quali argille tenere inorganiche, limi compressibili, argille organiche e torbe. Questa tecnica permette di limitare i cedimenti, mantenendo stabile la quota di progetto.

Dal punto di vista geotecnico si possono presentare condizioni difficili sia per ciò che riguarda il collasso che le condizioni di esercizio. L'utilizzo dei georinforzi può agevolmente ed in modo economico risolvere il primo dei due problemi ma altrettanto non può essere sostenuto se vengono considerati i problemi legati alla funzionalità dell'opera e cioè si considerano i cedimenti. Questi possono essere ridotti con il posizionamento di geogriglie/geotessili, ma spesso non a tal punto da essere resi accettabili. A tal fine è pratica corrente far ricorso a tecniche economicamente onerose quali quelle che consistono nell'applicazione di un precarico e nell'utilizzo di dreni verticali per accelerare la fase di consolidazione oppure a quelle che prevedono bonifica o radicale consolidamento dei terreni molli di fondazione.

I cedimenti che hanno luogo in seguito alla costruzione di un rilevato artificiale posto su di uno strato di terreno cedevole, sia esso ad esempio stradale o ferroviario, possono essere distinti in:

- cedimenti immediati che hanno luogo pressoché istantaneamente dopo l'applicazione del carico e che avvengono, se il terreno è saturo e la permeabilità del materiale di fondazione è molto bassa, in condizioni non drenate. Tali cedimenti sarebbero nulli se il rilevato fosse infinitamente esteso in quanto, in questo modo, si riprodurrebbero le condizioni edometriche. Nel seguito saranno presi in considerazione rilevati infinitamente estesi soltanto lungo il proprio asse e verrà presa in considerazione unicamente la loro sezione trasversale;
- cedimenti differiti nel tempo, legati al fenomeno della consolidazione, e cioè associati alla dissipazione delle pressioni in eccesso inizialmente accumulate dall'acqua contenuta nei pori ed al loro trasferimento allo scheletro solido (avendo ipotizzato per semplicità il substrato di argilla completamente saturo). Generalmente tale quota parte è dominante rispetto alla precedente e l'intervallo di tempo durante il quale tali cedimenti si sviluppano, può essere molto grande (vari mesi) e dipende dalla permeabilità del terreno, dalla sua rigidezza e dalle condizioni idrauliche al contorno che possono impedire o, al contrario, facilitare il drenaggio;
- cedimenti che avvengono a sforzo efficace costante, avendo indicato con sforzo efficace $\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u\delta_{ij}$ la quota parte di sforzo totale σ_{ij} gravante sullo scheletro solido e con u la pressione dell'acqua. Tali cedimenti sono associati alle proprietà viscosi del materiale: la sua microstruttura può presentare infatti la tendenza ad assestarsi nel tempo anche se le condizioni al contorno, sia idrauliche che meccaniche vengono mantenute inalterate. La finestra temporale di riferimento si sposta ulteriormente ed in questo caso si tratta di fenomeni che possono continuare negli anni;
- cedimenti associati ai carichi ciclici indotti ad esempio dal passaggio di automezzi o treni sul rilevato. Data l'elevata frequenza dei carichi e la bassa permeabilità dei materiali presi in considerazione, il terreno sottostante potrà subire le sollecitazioni cicliche considerate in condizioni non drenate. I cicli di carico potranno causare un accumulo di pressione neutra che tenderà a dissiparsi nell'intervallo di tempo che separa i singoli cicli di carico associati ad esempio al passaggio sul rilevato di un treno in corsa. In questo caso la frequenza dei carichi risulta una variabile di grande importanza. Associato all'aumento della pressione neutra ed al conseguente aumento del livello tensionale, avrà luogo un accumulo di deformazioni che potrà stabilizzarsi nel

tempo oppure crescere fino alla rottura. Generalmente, il secondo scenario è poco probabile ma, per ciò che concerne il primo, i cedimenti che si accumulano, possono, in situazioni particolari, rendere l'opera inutilizzabile.

Un metodo diretto per ridurre il cedimento totale consiste nel ridurre il carico applicato a livello del piano di fondazione. Il raggiungimento di tale obiettivo è possibile grazie alla realizzazione di rilevati leggeri e all'applicazione della tecnica della compensazione dei carichi.

3.2 Rilevato posto su pendio potenzialmente instabile

La costruzione di un rilevato su di un pendio potenzialmente instabile presenta problematiche tecniche legate al rischio di riattivazione del meccanismo di rottura che può coinvolgere la stabilità globale della struttura o può portare a cedimenti legati a fenomeni di instabilità locale. In Fig. 3.1 sono illustrate quattro differenti casistiche, caratterizzate, ognuna, da un diverso posizionamento del rilevato rispetto al potenziale cinematismo di rottura del pendio.

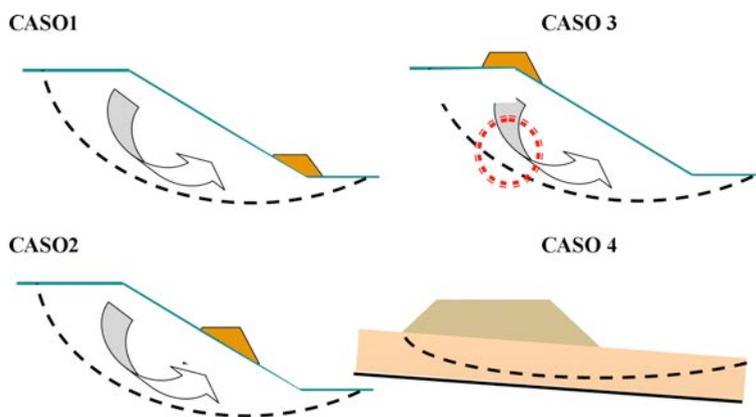


Fig. 3.1 : Caso 1: rilevato posto al piede;

Caso 2: rilevato posto in zona neutra;

Caso 3 : rilevato posto in testata;

Caso 4: rilevato su pendio infinitamente esteso.

I casi 1, 2 e 3 si riferiscono a meccanismi di tipo rotazionale.

Nella progettazione di un rilevato su pendio potenzialmente instabile, sarà allora indispensabile effettuare un'analisi dell'equilibrio globale al fine di verificare la stabilità della struttura, tenendo in considerazione che:

- il comportamento meccanico del terreno che costituisce il pendio è fortemente non lineare;
- vi è una forte dipendenza della risposta meccanica dallo stato di sforzo iniziale;
- lungo una potenziale superficie di scorrimento la risposta del materiale è tendenzialmente plastica se gli sforzi di taglio aumentano, o meglio se il livello tensionale (τ/σ'_n Fig. 3.3) cresce (percorso 1 di Fig. 3.2), mentre è elastico se quest'ultimo diminuisce (percorso 2 di Fig. 3.3).

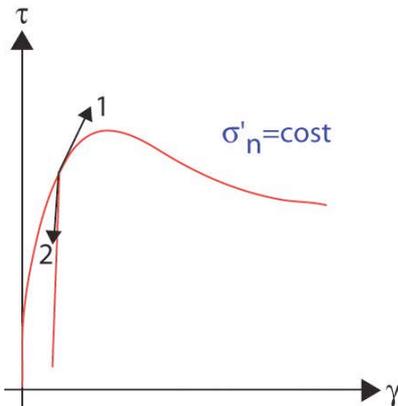


Fig. 3.2 : legge sforzi - deformazioni

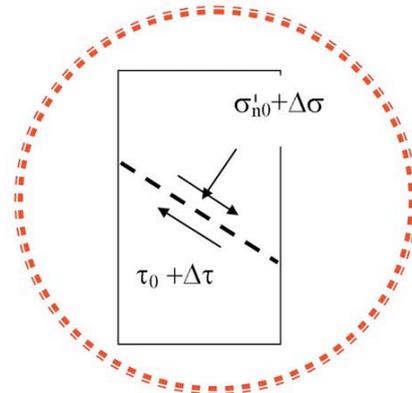


Fig. 3.3 : stato di sforzo in corrispondenza della superficie di rottura

In base a tali considerazioni si può affermare che l'utilizzo di argille espanse come materiale da costruzione del rilevato, finalizzato ad evitare l'innescarsi o il riattivarsi di movimenti gravitativi e quindi alla riduzione del sovraccarico, è sensato unicamente nei casi 3 e 4 poiché, come si osserva dalla Fig. 3.3 in corrispondenza della superficie di rottura, la resistenza al taglio dipende dallo sforzo normale agente. Nel caso 3 una diminuzione del sovraccarico nella zona di monte ha un effetto benefico, poiché comporta una diminuzione delle forze instabilizzanti, prevalente rispetto all'incremento locale di sforzo normale $\Delta\sigma$.

Negli altri due casi (caso 1 e caso 2) invece un sovraccarico maggiore ha un effetto positivo in termini di stabilità globale poiché appesantisce il piede della zona instabile con, localmente, un relativo aumento dello stato di sforzo normale alla superficie di rottura.

3.3 Modalità costruttive dei rilevati artificiali leggeri

3.3.1 Tipologie realizzative

In Fig. 3.4 sono riportate le varie tipologie di rilevati alleggeriti comunemente impiegate. Sono individuabili due categorie differenti:

- i rilevati alleggeriti senza compensazione (Fig. 3.4 a-b),
- i rilevati alleggeriti compensati (Fig. 3.4 c-d).

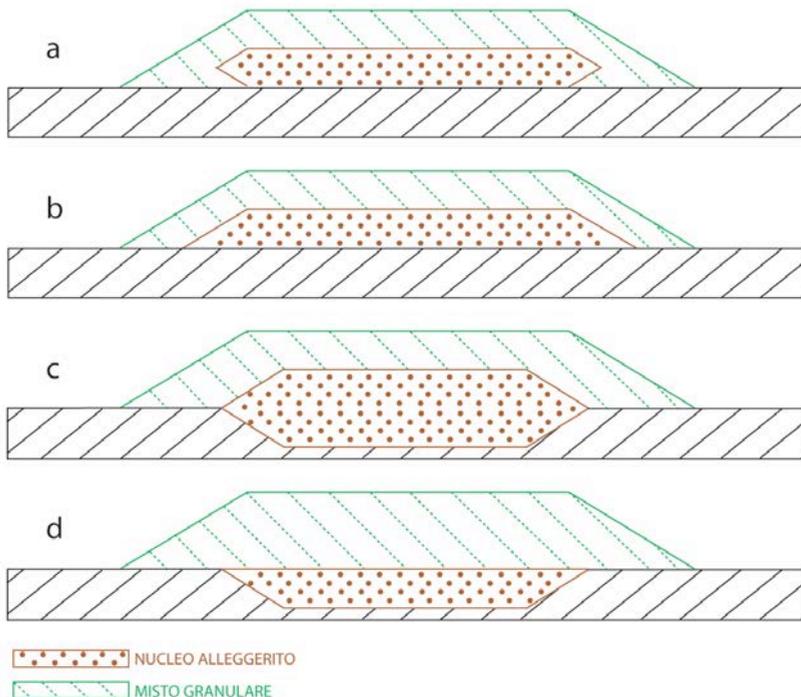


Fig. 3.4: schemi progettuali di rilevati alleggeriti con argilla espansa.

Nel primo caso si sfrutta unicamente l'effetto benefico indotto dal minor peso per unità di volume del materiale che si traduce in un minore carico distribuito sul terreno molle sottostante, mentre nel secondo caso si sostituisce parte del terreno scadente di fondazione in modo da migliorarne le caratteristiche meccaniche e da compensare in parte o completamente il sovraccarico.

La scelta della tipologia progettuale più adatta dipende dalle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione e può essere effettuata considerando i costi complessivi di realizzazione in base alle differenti soluzioni.

In ogni caso il problema maggiore consiste nella corretta compattazione della argilla espansa.

Per ottenere buoni risultati e cioè una D_r media $> 80\%$, è necessario interporre, all'interno del rilevato, degli strati di misto granulare stabilizzato, e degli strati di geosintetico tessuto-non-tessuto (TNT), che assolvano la funzione di elementi separatori volti ad evitare il fenomeno del pompaggio di materiale fine che altrimenti tenderebbe a mischiarsi ai materiali granulari che costituiscono il rilevato stesso. La presenza di strati di misto granulare e geosintetico, permettono una compattazione mediante "rullaggio" estremamente più rapida ed efficace rispetto a quella eseguita mediante piastra vibrante.

Infatti, il basso valore di peso per unità di volume secco γ_d dell'argilla espansa è tale da ridurre di circa un quarto il valore della capacità portante superficiale e questo renderebbe pressoché impossibile, senza la presenza dello strato di inerte, la movimentazione del mezzo pesante in superficie .

Il cosiddetto "pacchetto standard" proposto da Laterlite S.p.A. è costituito dunque, dalla successione regolare di strati di materiali differenti (Fig. 3.5). In superficie è previsto uno strato di misto granulare stabilizzato che, per problemi d'erosione o d'instabilità locale (concentrati negli strati superficiali) indotti dai carichi ciclici/dinamici agenti in superficie (mezzi viaggianti), non deve mai essere di spessore inferiore ai 300 mm.

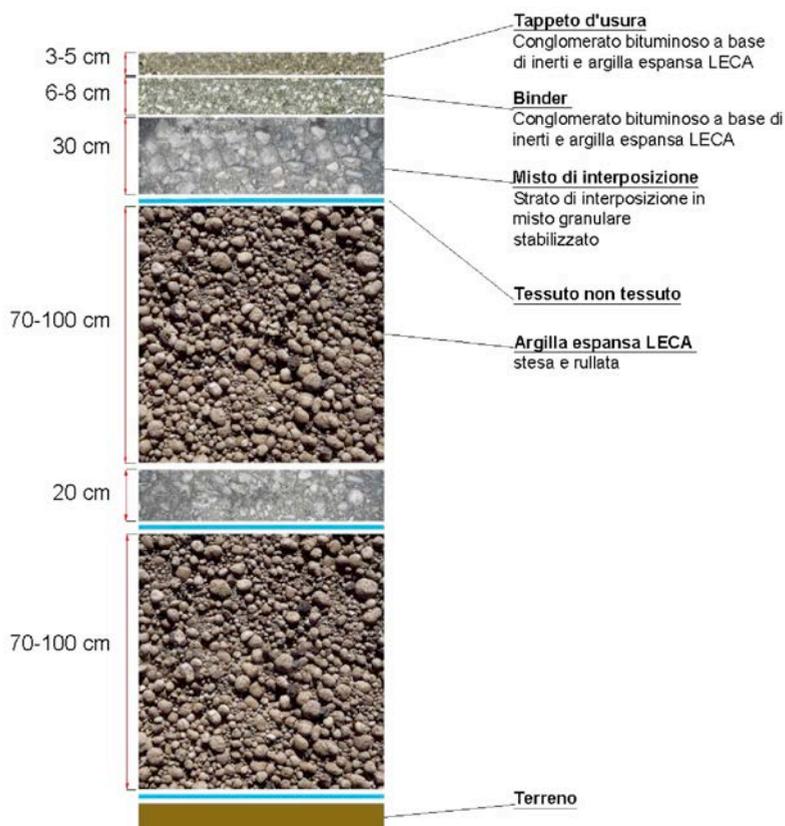


Fig. 3.5 : pacchetto standard per la realizzazione di un rilevato stradale.

Lo spessore degli strati di argilla espansa all'interno del corpo del rilevato varierà invece in relazione al tipo di sezione.

La conseguenza progettuale più diretta delle modalità esecutive appena descritte consiste nell'aumento del sovraccarico indotto, a parità di geometria, dalla presenza del rilevato rispetto al caso di un utilizzo esclusivo di argilla espansa. In altre parole il peso per unità di volume medio sarà maggiore proprio a causa della presenza degli strati di inerte di cava.

La sequenza di lavoro per la realizzazione del rilevato leggero prevede le seguenti fasi:

- scavo di sbancamento;
- posa tessuto non tessuto;
- posa del primo strato di argilla espansa;

- posa tessuto non tessuto;
- posa dello strato di misto granulare stabilizzato d'interposizione;
- compattazione;
- controlli (esecuzione in sito di prove su piastra);
- posa del secondo strato di argilla espansa;
- posa tessuto non tessuto;
- posa del secondo strato di misto granulare stabilizzato;
- compattazione;
- controlli;
- posa dello strato finale di misto granulare stabilizzato.



Fig. 3.6 : sequenza di lavoro: posa del geotessile non tessuto, del primo strato di argilla espansa e del primo strato di misto.

3.4 Progettazione dell'opera

Nella progettazione di un rilevato leggero si affrontano, come già anticipato, tutte le problematiche relative alla stabilità dell'opera, e cioè alle condizioni ultime, e quelle relative ai cedimenti che si accumulano nel tempo secondo le modalità già riassunte nei punti precedenti di questo Capitolo.

Seguendo questo stesso schema, sarà qui di seguito affrontato, a scopo esemplificativo, il problema della progettazione di un rilevato posto su di uno strato orizzontale (Fig. 3.7). Questo ci permetterà di mettere in luce, a scopo metodologico, problematiche e potenzialità della soluzione tecnica della compensazione dei carichi.

3.4.1 Verifiche allo stato limite ultimo

Si consideri inizialmente il rilevato non compensato realizzato su uno strato saturo d'argilla molto cedevole e poco resistente di spessore limitato, a sua volta posto su un substrato resistente secondo lo schema rappresentato in Fig. 3.7. Sono presi in considerazione due meccanismi di rottura:

- lo stato limite ultimo per estrusione del terreno di fondazione (Fig. 3.8);
- lo stato limite ultimo per rottura globale del sistema rilevato-fondazione (Fig. 3.15).

Le caratteristiche meccaniche e dei materiali e la geometria utilizzate nell'esempio sono riportati in Tab. 3.1. Si osservi che per quanto concerne il terreno di fondazione, è stata presa in considerazione un'argilla normalconsolidata con elevato contenuto organico caratterizzato da un peso per unità di volume modesto.



Fig 3.7 : schematizzazione geometrica del problema.

Caratteristiche meccaniche pacchetto standard		
γ_{sat}	Peso specifico saturo	9.2 kN/m ³
ϕ'	Angolo d'attrito	35°
c'	Coesione	0 kPa
Caratteristiche meccaniche terreno di fondazione (argilla)		
γ_{sat}	Peso specifico saturo	17 kN/m ³
ϕ'	Angolo d'attrito	15°
c'	Coesione	0 kPa
δ	Angolo d'attrito geosintetico e terreno	2/3 $\phi'=10^\circ$
C_u	Coesione non drenata	8 kPa

Tab 3.1 : caratteristiche geotecniche considerate nelle analisi numeriche.

1 Stato limite ultimo per estrusione del terreno di fondazione

Un'analisi semplificata di questo meccanismo di rottura è possibile quando lo spessore dello strato molle è limitato. In tal caso, si ipotizza che, a causa del peso del rilevato, il terreno di fondazione trasli verso l'esterno causando un dissesto dell'opera (Fig. 3.8).

La superficie di rottura è quella schematizzata in Fig. 3.9, il terreno che costituisce il rilevato è ipotizzato stabile, e quest'ultimo è interpretato come una fondazione deformabile non partecipa al meccanismo; il blocco sul quale si effettua un'analisi di equilibrio alla traslazione è il blocco 1 indicato in Fig.3.9. La zona di terreno a destra del blocco 1 è ipotizzata in spinta passiva, quella a sinistra in condizioni di spinta attiva.

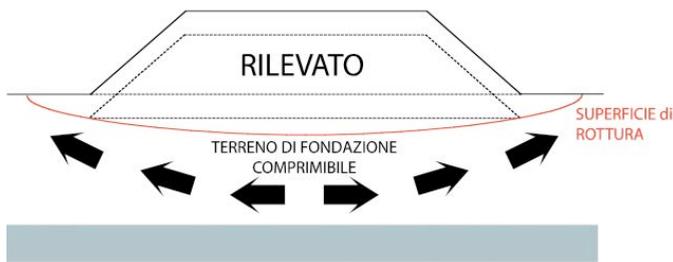


Fig 3.8 : stato limite ultimo per estrusione del terreno di fondazione.

Come schematizzato sinteticamente in Fig. 3.10, sul blocco 1 agiscono quindi, in direzione orizzontale:

- a risultante degli sforzi orizzontali a sinistra (P_A);
- la risultante degli sforzi orizzontali a destra (P_P);
- la risultante degli sforzi di taglio agenti sull'interfaccia geosintetico - argilla T_T ;
- la risultante degli sforzi di taglio T_B agenti sull'interfaccia argilla - strato resistente di base.

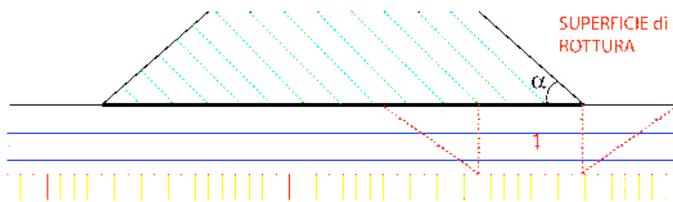


Fig. 3.9 : schema di calcolo semplificato.

E' quindi possibile definire il coefficiente di sicurezza F_s nel modo seguente:

$$F_s = \frac{P_p + T_B + T_T}{P_A}$$

P_A = Spinta attiva = $P_{A1} + P_{A2}$

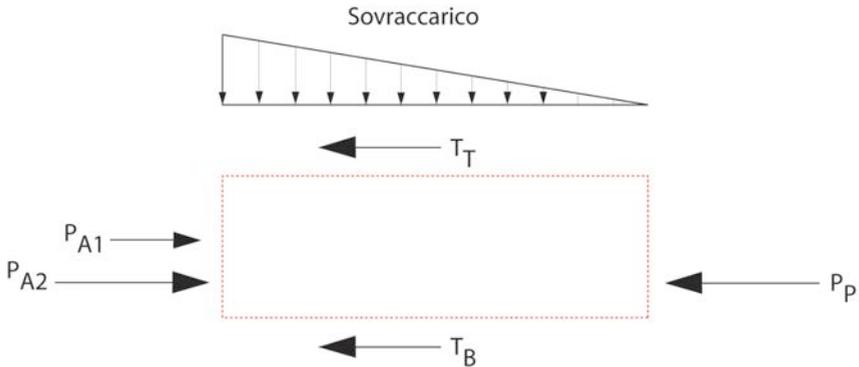


Fig. 3.10 : schema statico.

Come usuale in geotecnica, per il calcolo di F_s si distinguono due differenti condizioni: quelle drenate e non drenate.

Condizioni drenate

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma' S^2, \quad P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma' S^2 + K_A q S$$

Dove

$$K_A = \frac{1 - \text{sen}\phi'(\text{argilla})}{1 + \text{sen}\phi'(\text{argilla})} ; \quad K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi'(\text{argilla})}{1 - \text{sen}\phi'(\text{argilla})}$$

$$q \text{ (sovraccarico)} = \gamma^*_d H$$

γ^*_d = peso per unità di volume medio del rilevato

γ' = peso per unità di volume sommerso

$$\text{del terreno di fondazione} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$T_B = \left(\frac{q}{2} + \gamma' S \right) \frac{H \tan \Phi'(\text{argilla})}{\tan \alpha}$$

$$T_T = \frac{q}{2 \tan \alpha} H \tan \delta,$$

$$\text{se } T_T < T_{AM}$$

$$\text{ove } T_{AM} = T_F / F_s^*,$$

$$F_s^* = f_d f_t f_g$$

$f_d = 1.0 \div 1.6$ (coefficiente riduttivo associato
ai danneggiamenti dovuti alla posa in opera)

$f_t = 2.0 \div 5.0$ (coefficiente riduttivo associato
alle caratteristiche viscosi del polimero)

$f_g = 1.1 \div 1.5$ (coefficiente riduttivo associato
alla degradazione chimica e biologica)

e T_F = resistenza a trazione del geosintetico.

altrimenti

$$T_T = T_{AM}$$

In Fig. 3.11 sono graficati i risultati numerici ottenuti utilizzando la definizione già introdotta per il coefficiente di sicurezza al variare del rapporto geometrico H/S (in realtà H è stato assunto costante ed S è stato progressivamente variato), e dell'angolo di inclinazione della scarpata laterale α .

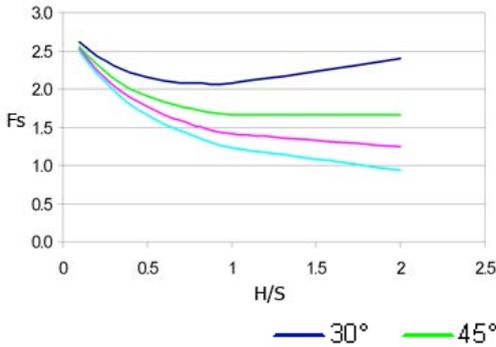


Fig. 3.11: andamento del coefficiente di sicurezza F_s in condizioni drenate - rilevato alleggerito

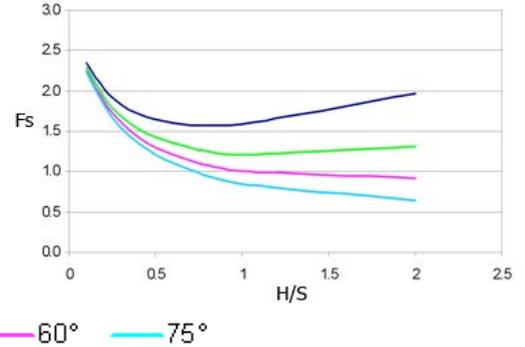


Fig. 3.12: andamento del coefficiente di sicurezza F_s in condizioni drenate - rilevato tradizionale

Condizioni non drenate

In condizioni non drenate o a breve termine l'espressione delle forze agenti sul blocco 1 cambia radicalmente, ma non il tipo di verifica

$$P_p = (\gamma_{\text{sat}} S / 2 + 2Cu) S, \quad P_A = \gamma_{\text{sat}} S^2 / 2 + (q - 2Cu) S$$

$$q \text{ (sovraccarico)} = \gamma^*_d H$$

γ^*_d = peso specifico del rilevato

$$T_B = \frac{Cu H}{\tan \alpha} \quad T_T = \frac{Cu H}{\tan \alpha}$$

se $T_T < T_{AM}$

altrimenti

$$T_T = T_{AM}$$

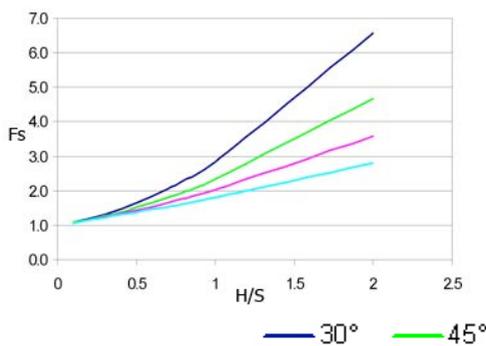


Fig. 3.13: andamento del coefficiente di sicurezza F_s in condizioni non drenate - rilevato alleggerito

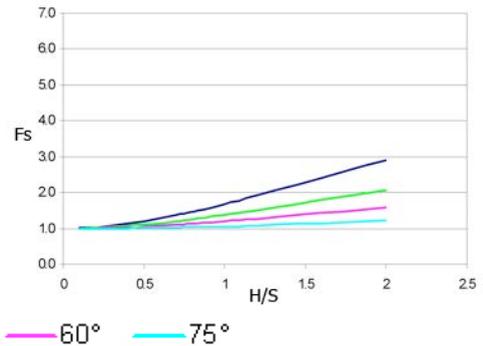


Fig. 3.14: andamento del coefficiente di sicurezza F_s in condizioni non drenate - rilevato tradizionale

Utilizzando argilla espansa al posto di un tradizionale inerte da cava, come si evince dalle precedenti formule, variano i valori relativi alle componenti T_B , T_T , e P_A che compaiono nella definizione del coefficiente di sicurezza F_S , mentre rimane inalterata la componente P_P . In particolare, quando si considera la verifica in condizioni drenate (relativa ad una rottura che avvenga lentamente all'interno dello strato di argilla di fondazione), l'utilizzo di argilla espansa, induce una diminuzione sia della spinta instabilizzante posta a destra del blocco 1 (P_A), sia delle forze stabilizzanti T_B e T_T . Si osserva dalle Fig. 3.11 e Fig. 3.12 che, per inclinazioni della scarpata del rilevato basse, il coefficiente di sicurezza presenta un minimo al variare della profondità dello strato cedevole, mentre per valori alti di inclinazione, F_S aumenta sempre con il diminuire dello spessore dello strato cedevole. E' comunque evidente che l'utilizzo di argilla espansa, a parità di geometria, aumenti di mediamente mezzo punto il valore del coefficiente di sicurezza.

Prendendo invece in considerazione le condizioni non drenate, l'utilizzo di argilla espansa al posto di un tradizionale inerte di cava induce unicamente una marcata diminuzione della spinta instabilizzante (P_A), lasciando inalterati i valori di T_B e T_T . Si osserva dai grafici di Fig. 3.13 e Fig. 3.14 che l'utilizzo di argilla espansa provoca un aumento considerevole, maggiore rispetto alle condizioni drenate, del fattore di sicurezza, e tale effetto è maggiore al diminuire dello spessore dello strato cedevole del rilevato stesso. Infine è giusto osservare che in ogni caso al crescere dell'inclinazione della scarpata, il fattore di sicurezza diminuisce considerevolmente.

2 Stato limite ultimo per rottura globale

Il metodo di verifica qui di seguito preso in considerazione, consiste nell'ipotizzare una rottura caratterizzata da una rotazione intorno al punto O (Fig. 3.15 e Fig. 3.16), di una parte del rilevato e di una parte del terreno di fondazione. Le forze instabilizzanti sono date dal peso proprio dei materiali interessati dalla potenziale rottura, mentre le forze stabilizzanti nascono lungo la frontiera esterna del dominio di rottura e lungo il geosintetico di base. Come nel caso precedente è stato trascurato l'effetto dei geosintetici posti all'interno del rilevato stesso ma non evidentemente quello di base. Utilizzando argilla espansa al posto di un tradizionale inerte di cava, il peso del rilevato viene ridotto, ma in parte può risultare ridotta anche la forza stabilizzante indotta dalla presenza del geosintetico.

Per risolvere il problema in maniera semplificata è possibile ipotizzare quanto segue:

- il meccanismo di rottura sia tangente al substrato rigido (ipotesi valida in caso di substrato molle di spessore limitato);

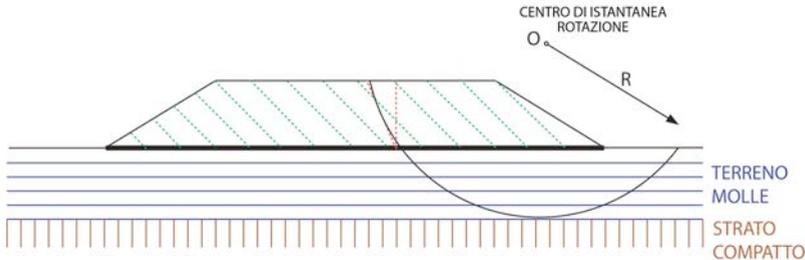


Fig. 3.15 : rappresentazione schematica del meccanismo di rottura.

- il cuneo di terreno appartenente al rilevato ed interno al meccanismo di rottura circolare (indicato con il numero 1 in Fig. 3.16), trasmette al restante blocco circolare instabile unicamente una spinta orizzontale; tale spinta verrà valutata ammettendo che tale terreno si trovi in condizioni di spinta attiva. Conseguentemente il coefficiente di sicurezza sarà valutato trascurando il concio 1 ma introducendo nell'equilibrio del restante blocco la risultante di cui sopra;
 - sia agente unicamente il georinforzo posto alla base del rilevato.
- Le forze agenti sul blocco ipotizzato a rottura saranno allora:
- R_A (risultante delle spinte attive (Fig. 3.16) trasmessa al blocco 1);
 - gli sforzi di taglio agenti sulla frontiera del meccanismo di rottura;
 - a forza agente nel geosintetico di base;
 - il peso del terreno di fondazione e del materiale che costituisce il rilevato.

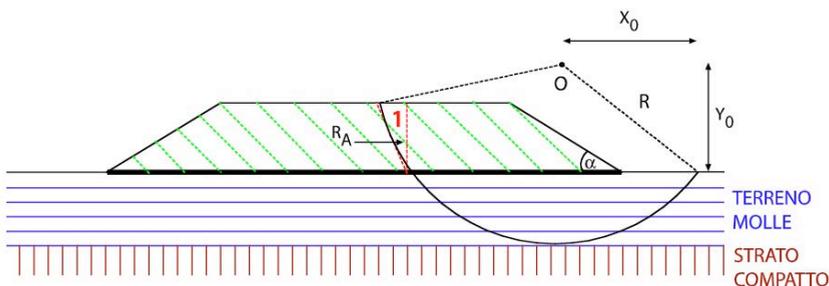


Fig. 3.16 : schema del meccanismo di rottura.

Al variare della posizione del centro O e del raggio del cerchio, varia F_s . Il coefficiente di sicurezza da prendere in considerazione è quello minimo. Facendo riferimento alle condizioni non drenate, che si dimostrano essere le più sfavorevoli, ed ai dati riportati nel paragrafo precedente, ipotizzando $\alpha=30^\circ$, si ottengono i risultati rappresentati in Fig. 3.17 e Fig. 3.18, rispettivamente nel caso di rilevato alleggerito (utilizzando argilla espansa) e non alleggerito (inerte di cava), ove sono illustrati gli andamenti del coefficiente di sicurezza al variare della posizione del centro di rotazione O (in particolare al variare di Y_o , per valori prefissato di X_o).

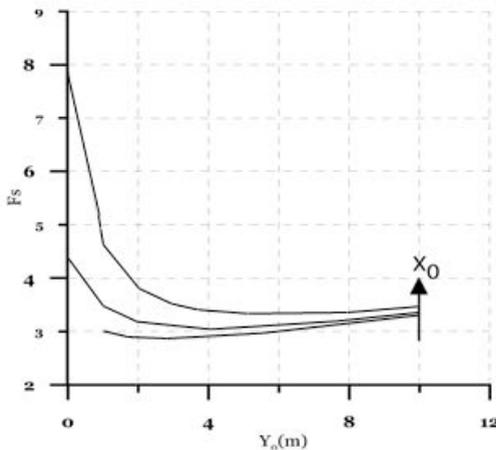


Fig. 3.17 : andamento del coefficiente di sicurezza F_s al variare della posizione del centro di istantanea rotazione - rilevato alleggerito

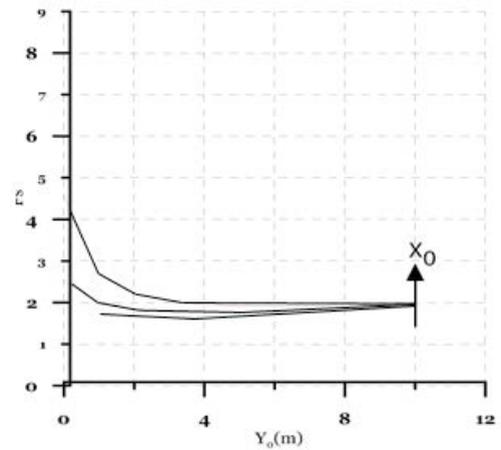


Fig. 3.18 : andamento del coefficiente di sicurezza F_s al variare della posizione del centro di istantanea rotazione - rilevato tradizionale

Confrontando, quindi, i risultati dei precedenti grafici riassuntivi con i valori ottenuti ipotizzando un collasso per estrusione del terreno molle di fondazione, si evince che:

- la rottura più probabile, sia per ciò che concerne il rilevato alleggerito con argilla espansa sia il rilevato realizzato con un tradizionale inerte di cava, è associata ad una rottura per estrusione del terreno di fondazione;
- in tutti i casi, l'utilizzo di argilla espansa permette di innalzare il coefficiente di sicurezza minimo.

3.4.2 Stato limite di esercizio

Le limitazioni riguardanti le condizioni di esercizio (cedimenti assoluti e cedimenti differenziali), sono spesso molto più restrittive rispetto a quelle concernenti le condizioni ultime.

Un metodo standard per valutare, in modo se pure molto approssimato, i cedimenti dovuti alla costruzione di un rilevato su di un terreno cedevole (argille, limi, torbe) saturo, con livello di falda coincidente con il piano campagna, consiste nel sommare i cedimenti istantanei dovuti all'applicazione del carico - valutati mediante la teoria dell'elasticità, introducendo un valore di ν (modulo di Poisson) pari a 0.5 (condizioni non drenate) - sia ai cedimenti differiti risultanti dal processo di consolidazione che a quelli viscosi che si verificano a sforzi efficaci costanti. Saranno analizzati distintamente due casi: quello di un rilevato senza scavo parziale del terreno di fondazione e quello di un rilevato compensato, cioè con scavo parziale del terreno di fondazione.

Rilevato senza scavo parziale del terreno di fondazione

Per mostrare in modo semplificato come l'utilizzo di argilla espansa renda possibile la realizzazione di rilevati anche su terreni fortemente cedevoli senza rendere necessari interventi onerosi in termini di costi e di tempi di realizzazione, si consideri la schematizzazione riportata in Fig. 3.19 che riguarda un rilevato leggero realizzato mediante l'utilizzo di più strati del pacchetto standard descritto in precedenza.

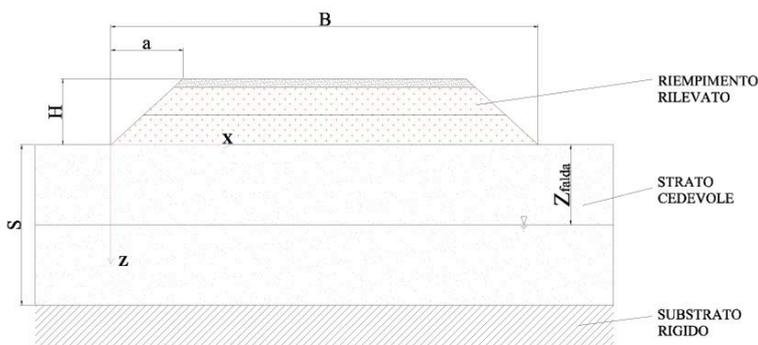


Fig 3.19 : schema di un rilevato leggero senza scavo parziale del terreno di fondazione.

A titolo esemplificativo saranno presi in considerazione gli andamenti dei cedimenti superficiali, in corrispondenza del punto medio e dello spigolo di un rilevato artificiale, al variare di alcuni parametri caratteristici. Il calcolo è stato effettuato introducendo le seguenti ipotesi:

- la presenza dei geosintetici è finalizzata unicamente a separare il materiale che costituisce il rilevato dal terreno molle sul quale esso è posto. Si ipotizzerà dunque che gli strati di geosintetico non servano, almeno per valori accettabili dei cedimenti del rilevato, a ridurre questi ultimi.
- il cedimento dovuto al fenomeno della consolidazione, che risulta ritardato nel tempo anche di varie settimane o mesi, a seconda del tipo di materiale, dello spessore dello strato molle e delle dimensioni del rilevato, è quello preponderante rispetto agli altri contributi. Siano invece trascurabili i cedimenti immediati e quelli viscosi.
- la valutazione del cedimento immediato, dovuto alla compattazione del materiale granulare che costituisce il rilevato, e del cedimento che avviene in condizioni non drenate all'interno dello strato cedevole di fondazione, infatti, da un punto di vista progettuale, è trascurabile in quanto questi cedimenti avvengono molto rapidamente.

Metodo di calcolo

Per valutare l'entità dei cedimenti verticali sotto lo spigolo ed il punto medio del rilevato, indotti dalla realizzazione del rilevato stesso, è possibile utilizzare un approccio semplificato che si articola nelle fasi seguenti:

FASE 1

Determinazione degli incrementi di sforzo totale verticale Δq , lungo la verticale all'interno dello strato cedevole. Per il punto medio e lo spigolo del rilevato sono stati utilizzati due differenti metodologie di calcolo.

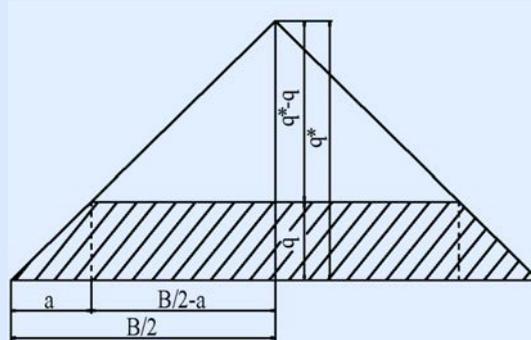
Per quanto riguarda il punto medio, tale calcolo è stato effettuato combinando due carichi triangolari ed applicando il principio della sovrapposizioni degli effetti in campo elastico come schematizzato in Fig. 3.20a: all'effetto dovuto al carico triangolare di altezza q^* applicato per una lunghezza pari alla larghezza totale del rilevato B viene sottratto quello dovuto al carico triangolare di altezza $q^* - q$ applicato per una lunghezza pari

a $2(B-a)$ con q che rappresenta il carico verticale in corrispondenza del piano di fondazione pari a:

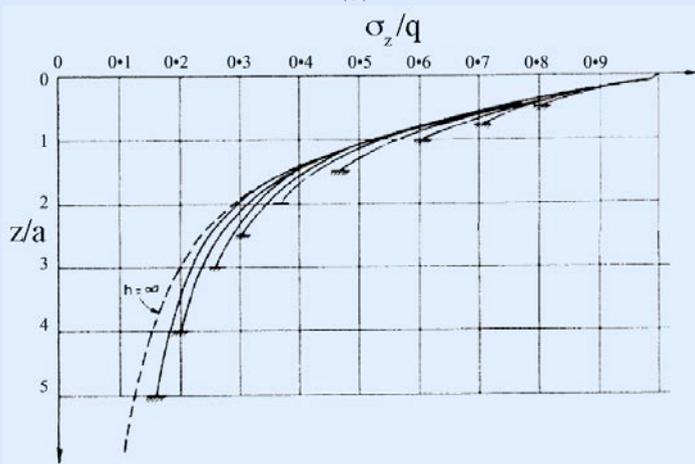
$$q = \gamma_{d(\text{rilevato})} \cdot H$$

[3.13]

con H pari all'altezza del rilevato e γ_d il peso per unità di volume secco del materiale di costruzione del rilevato stesso.



(a)



(b)

Fig. 3.20 : schematizzazione dei carichi applicati (a) e andamento del coefficiente di influenza per il calcolo dello sforzo verticale dovuto ad un carico triangolare (b).

[h = altezza dello strato cedevole]

L'incremento di carico verticale sotto il punto medio lungo la profondità, associato al singolo carico triangolare, è ricavato mediante l'abaco di Fig. 3.20b (Poulos e Davis, 1974).

Per quanto riguarda il calcolo della diffusione del carico lungo la verticale al di sotto dello spigolo del rilevato è stata utilizzata invece la soluzione analitica relativa ad un carico trapezio agente su uno semispazio elastico così definita:

$$\Delta q = \frac{q}{\pi} \cdot \left[\beta + \frac{x\alpha}{\alpha} - \frac{z}{R_2^2} (z-b) \right] \quad [3.14]$$

In questo caso, essendo la [3.14] la soluzione di un semirilevato, per ottenere la soluzione di un intero rilevato sono stati sommati gli effetti del carico per $x=0$ a quelli per $x=B-a$ e si definisce nella [3.14] $b=B/2$.

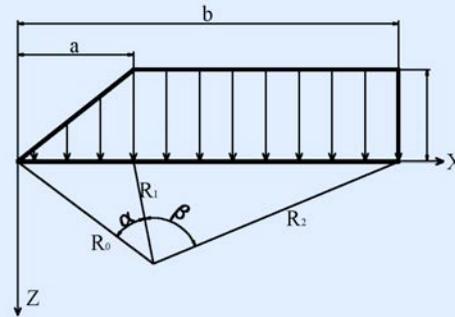


Fig. 3.21 : convenzioni utilizzate per la determinazione dell'incremento dello sforzo verticale dovuto ad un carico trapezio.

FASE 2

Valutazione lungo la verticale della deformazione in direzione verticale ezi utilizzando il rapporto di compressione R_C e R_R :

$$\varepsilon_{zi} = R_R \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{v0i} + \Delta q_i}{\sigma'_{v0i}} \right) \quad \text{dove } \varepsilon_{zi} = \frac{\Delta H_i}{H_{i0}} \quad [3.15]$$

$$\Delta H_i = H_{i0} \cdot \left[R_R \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{v0i} + \Delta q_i}{\sigma'_{vi(MAX)}} \right) + R_C \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vi(MAX)}}{\sigma'_{v0i}} \right) \right] \quad \text{se } \begin{cases} \sigma'_{v0i} \leq \sigma'_{vi(MAX)} \\ \sigma'_{v0i} + \Delta q_i \geq \sigma'_{vi(MAX)} \end{cases} \quad [3.16]$$

$$\Delta H_i = H_{i0} \cdot R_C \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{V0i} + \Delta q_i}{\sigma'_{V0i}} \right) \text{ se } \sigma'_{V0i} \geq \sigma'_{Vi(MAX)}$$

[3.17]

$\sigma'_{Vi(MAX)}$ rappresenta il massimo sforzo verticale raggiunto nella storia di carico precedente in un generico punto del materiale, ΔH_i rappresenta la variazione di spessore della singola striscia in cui è stato suddiviso l'intero strato, H_{i0} lo spessore iniziale di ogni singola striscia il cui punto medio è posto a profondità iniziale z_i , σ'_{V0i} rappresenta lo stato di sforzo efficace iniziale relativo allo strato i -esimo:

$$\sigma'_{V0i} = \gamma_{sat-argilla} \cdot z_{i-medio} \text{ se } z_{falda} \geq z_{i-medio}$$

[3.18]

$$\sigma'_{V0i} = \lambda_{argilla} \cdot \sigma'_{V0i} + \lambda_{argilla} \cdot (\sigma'_{V0i} - \sigma'_{V0i}) \text{ se } \sigma'_{V0i} < \sigma'_{V0i}$$

[3.19]

Si ricorda che il rapporto di compressione R_C e di ricomprensione R_R è ottenibile eseguendo una prova edometrica su un campione del terreno in questione ed è uguale anche a:

$$R_C = \frac{C_C}{1 + e_0} \quad R_R = \frac{C_R}{1 + e_0}$$

[3.20]

dove C_C è il coefficiente di compressione, C_R ed e_0 è l'indice dei vuoti iniziale sempre valutabili mediante una prova edometrica.

Il cedimento in superficie ρ si ottiene sommando lungo la verticale tutte le variazioni di spessore di ogni singolo strato

$$\rho = \sum_{i=1}^n \Delta H_i$$

[3.21]

Le caratteristiche geometriche di partenza e i parametri meccanici utilizzati nell'esempio riportato sono riassunti in Tab. 3.2.

Come già osservato, è stata considerata, come terreno di fondazione, un'argilla caratterizzata da un elevato contenuto organico con un conseguente valore di indice dei vuoti molto grande ($e_0 = 1.9$) ed un valore del peso per unità di volume poco elevato ($\gamma_{sat} = 17 \text{ kN/m}^3$).

Partendo dalla geometria base riportata in Tab. 3.2 si considera l'andamento dei cedimenti in corrispondenza del punto medio e dello spigolo del rilevato in funzione della variazione dei seguenti parametri: altezza rilevato H , larghezza totale del rilevato B , spessore dello strato cedevole di fondazione S . Inoltre, per ogni caso, sono stati calcolati gli andamenti per differenti valori dell'angolo d'incinazione della scarpata. Per valutare l'effetto del materiale utilizzato alleggerito è riportato per ogni caso il confronto con la corrispondente analisi di un rilevato tradizionale che prevede l'utilizzo di un comune inerte di cava.

Caratteristiche geometriche rilevato di riferimento			
Larghezza totale rilevato	B	10.0	m
Altezza rilevato	H	2.0	m
Profondità di sbancamento	H^*	0.0	m
Altezza strato cedevole	S	10.0	m

Caratteristiche medie pacchetto standard			
Peso specifico secco	γ_d	9.2	kN/m^3
Peso specifico efficace	γ	2	kN/m^3

Caratteristiche terreno cedevole			
Peso specifico saturo	γ_{sat}	17	kN/m^3
Peso specifico efficace	γ	7	kN/m^3
Coefficiente di compressione	C_c	0.62	
Coefficiente di ricomprensione	CR	0.12	
Indice dei vuoti iniziali	e_0	1.90	
Grado di sovraconsolidazione	NORMAL-COSOLIDATO $OCR=1$		

Caratteristiche materiale inerte			
Peso specifico secco	γ_d	20	kN/m^3
Peso specifico efficace	γ	10	kN/m^3
Profondità falda	Z_{falda}	0	m

Tab. 3.2 : caratteristiche geometriche e meccaniche.

I valori dei cedimenti sono stati normalizzati dividendoli per il valore dell'indice di compressione R_c e per la larghezza del rilevato B . Anche i parametri geometrici H e S sono stati normalizzati dividendo tali valori per la larghezza totale B ; i valori riportati in tutti gli abachi sull'asse delle ordinate $u/(B \cdot R_c)$ sono espressi in percentuale.

Dagli abachi riportati, risulta evidente la diminuzione dei cedimenti nel caso di rilevato alleggerito rispetto ad un rilevato tradizionale. Per quanto riguarda l'influenza dei vari parametri sull'entità dei cedimenti si osservi che:

- i cedimenti allo spigolo sono quelli maggiormente influenzati dalla variazione della pendenza della scarpata dato che tale valore influenza in maniera considerevole il carico agente in tale posizione. Nel punto medio, tale parametro influenza l'entità dei cedimenti solo quando il rapporto H/B (Fig. 3.25) è elevato (quando cioè il carico tende a diventare triangolare);
- l'altezza H influenza in maniera molto rilevante l'entità dei cedimenti (da Fig. 3.22 a Fig. 3.27), poiché con essa aumenta proporzionalmente il carico superficiale q ;
- all'aumentare della larghezza totale B (da Fig. 3.28 a Fig. 3.33) i cedimenti allo spigolo e nel punto medio aumentano ma, al contrario, la grandezza adimensionale $r/(B \cdot R_c)$ diminuisce. Si noti che, per quanto riguarda il punto medio, all'aumentare del parametro B gli andamenti per i differenti valori dell'inclinazioni della scarpata tendono a convergere. Analoga osservazione vale se si prende in considerazione lo spigolo, anche se l'andamento è meno marcato.

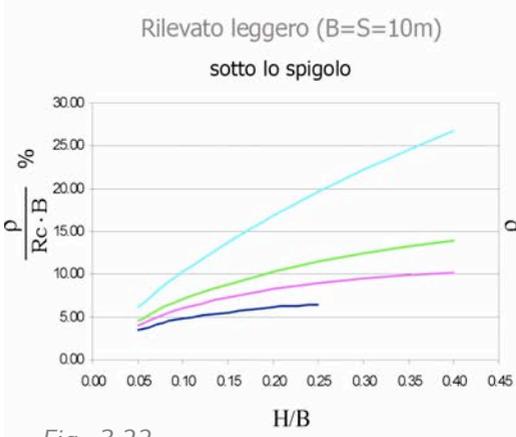


Fig. 3.22

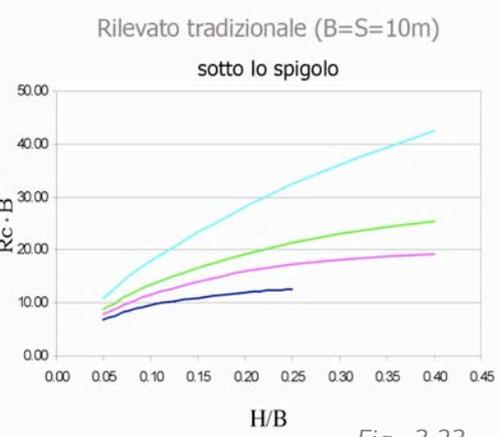


Fig. 3.23

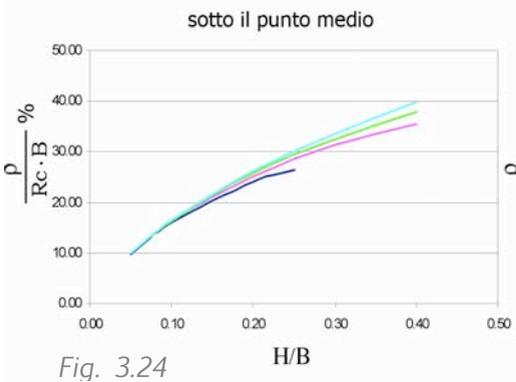


Fig. 3.24

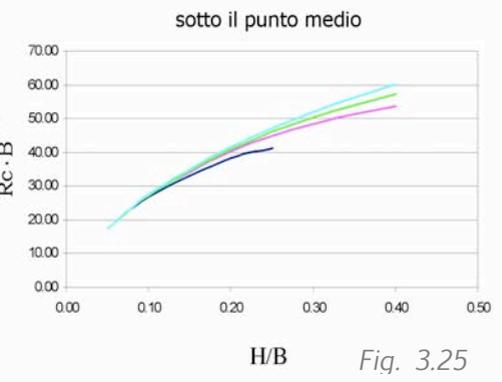


Fig. 3.25

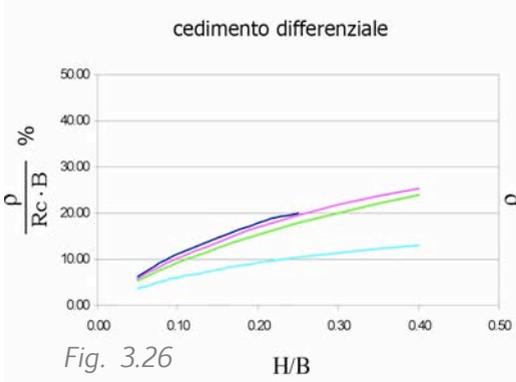


Fig. 3.26

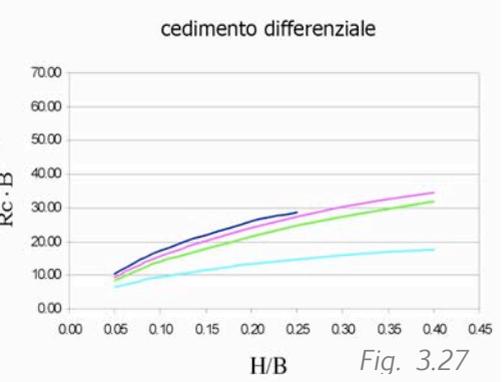


Fig. 3.27

— $\alpha=30^\circ$ — $\alpha=45^\circ$ — $\alpha=60^\circ$ — $\alpha=90^\circ$

Fig. 3.22-3.27 : cedimenti verticali al variare di H e α

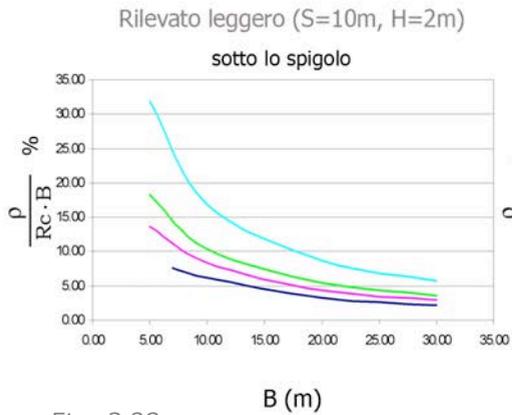


Fig. 3.28

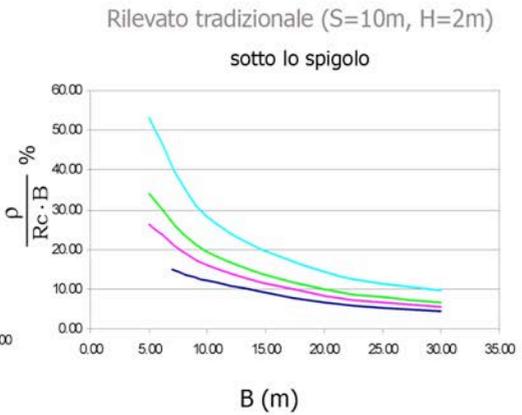


Fig. 3.29

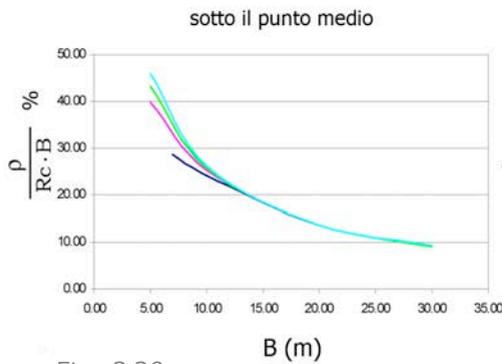


Fig. 3.30

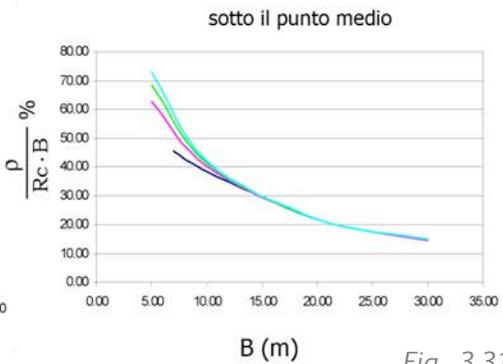


Fig. 3.31

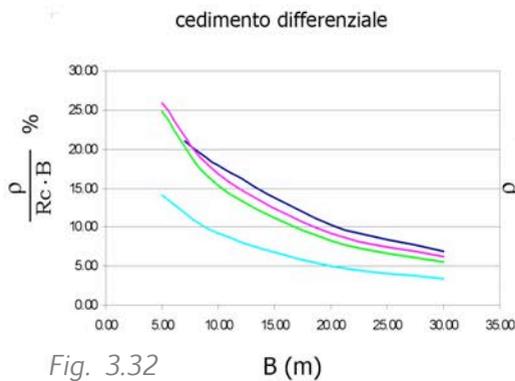


Fig. 3.32

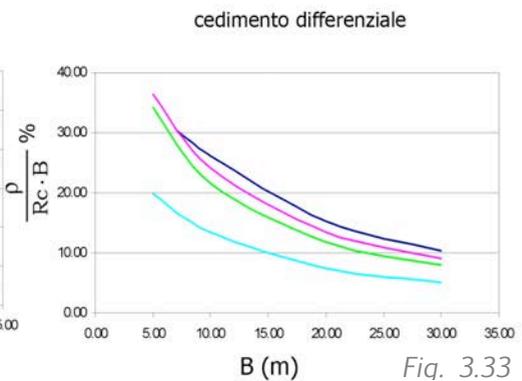


Fig. 3.33

— $\alpha=30^\circ$ — $\alpha=45^\circ$ — $\alpha=60^\circ$ — $\alpha=90^\circ$ Fig. 3.28-3.33 : cedimenti verticali al variare di B e α

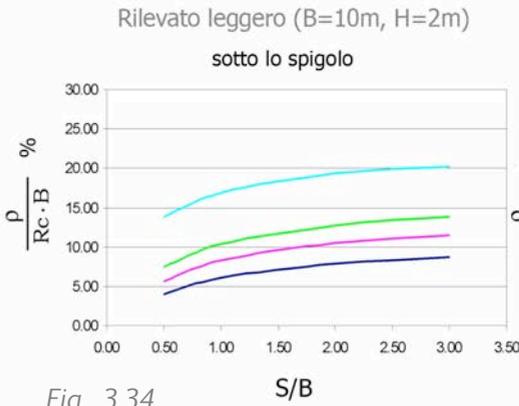


Fig. 3.34

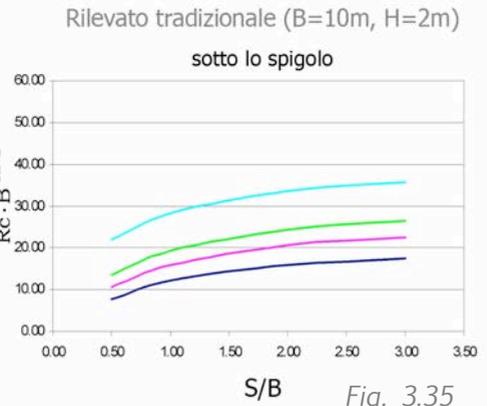


Fig. 3.35

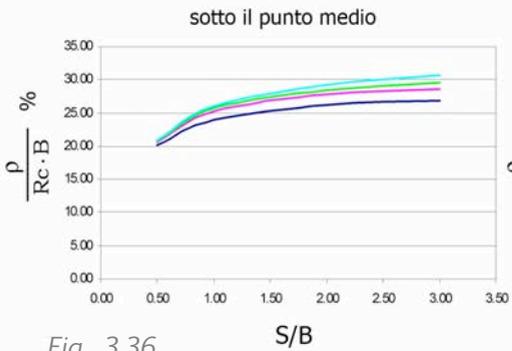


Fig. 3.36

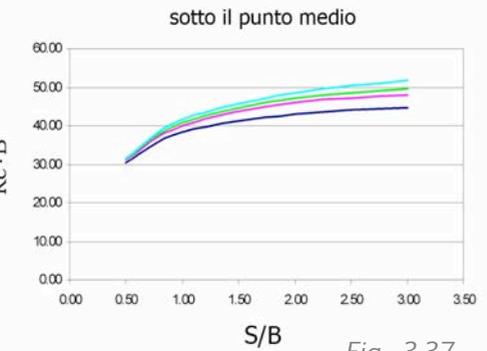


Fig. 3.37

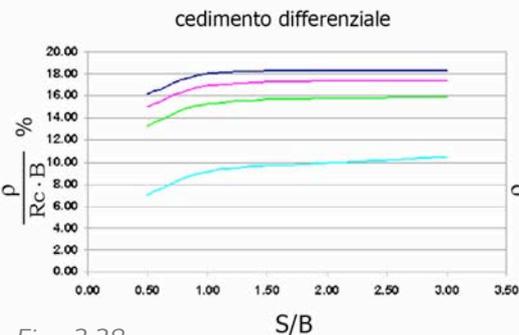


Fig. 3.38

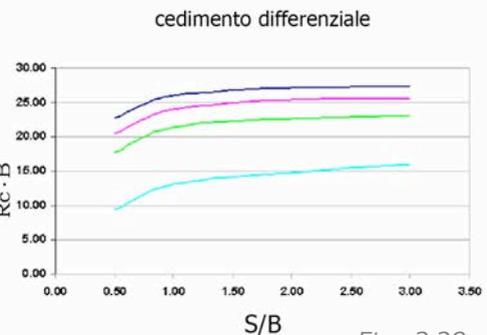


Fig. 3.39

— $\alpha=30^\circ$ — $\alpha=45^\circ$ — $\alpha=60^\circ$ — $\alpha=90^\circ$

Fig. 3.34-3.39 : cedimenti verticali al variare di S e α

Rilevati compensati

Nel caso in cui i cedimenti indotti dalla costruzione di un rilevato alleggerito risultino superiori a quelli ammissibili, è opportuno valutare la realizzazione di un rilevato compensato con scavo parziale, rimozione e sostituzione del terreno di fondazione sempre utilizzando materiale alleggerito. Prendendo come riferimento lo schema rappresentato in Fig. 3.40, la differenza di comportamento tra rilevato realizzato con argilla espansa e quello con inerte di cava, già evidente nel caso precedente, diventa molto marcata. Grazie al basso valore del peso immerso per unità di volume di argilla espansa ($\gamma' \cong 2.56 \text{ kN/m}^3$), l'utilizzo di tale materiale permette, oltre alla naturale diminuzione dello spessore dello strato cedevole, una drastica riduzione del sovraccarico. Utilizzando un inerte di cava come riempimento di fondazione, dunque, si ridurrebbero i cedimenti unicamente perché lo spessore dello strato cedevole passerebbe da S a $S-H^*$ ma il sovraccarico posto a profondità H^* rimarrebbe pressoché inalterato. Al contrario, quando si utilizza argilla espansa, si riducono:

- lo spessore dello strato cedevole;
- il sovraccarico q posto alla profondità del nuovo piano di fondazione pari ad H^* .

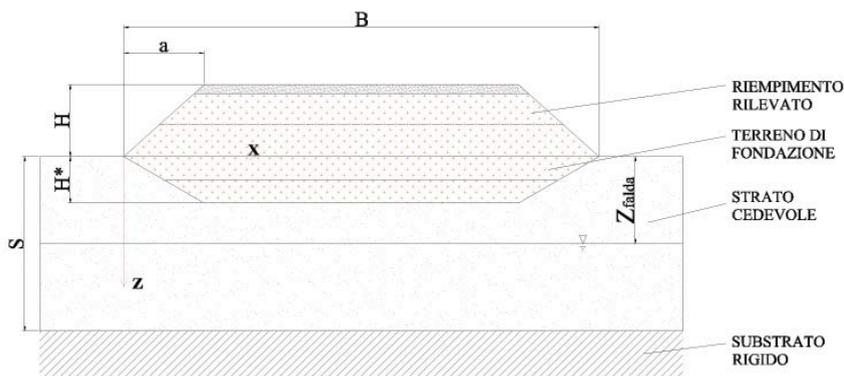


Fig. 3.40 : schema di un rilevato leggero con scavo parziale del terreno di fondazione.

La procedura di calcolo utilizzata è la medesima di quella descritta nel caso precedente ma per ciò che concerne il sovraccarico q , si può fare riferimento alla definizione di “carico netto” posto alla profondità del nuovo piano di fondazione, ossia all’insieme dei carichi esterni imposti dalle strutture, depurati del peso del terreno che viene sbancato per fare posto all’argilla espansa q_0 .

$$\begin{cases} q = \gamma_{d(\text{rilevato})} (H + H^*) \\ q_0 = \gamma_{\text{sat-argilla}} \cdot H^* \end{cases} \quad \text{se } z_{\text{falda}} \geq H^* \quad [3.22]$$

$$\begin{cases} q = \gamma_{d(\text{rilevato})} (H + z_{\text{falda}}) + (H^* - z_{\text{falda}}) \cdot \gamma'_{(\text{rilevato})} \\ q_0 = \gamma_{\text{sat}} \cdot z_{\text{falda}} + \gamma'_{\text{argilla}} \cdot (H^* - z_{\text{falda}}) \end{cases} \quad \text{se } z_{\text{falda}} < H^* \quad [3.23]$$

Il carico netto è pari alla differenza tra il sovraccarico finale dovuto al rilevato e lo sforzo verticale iniziale a livello del piano di fondazione q_0 :

$$q_{\text{netto}} = q - q_0 \quad [3.24]$$

Lo scavo iniziale provoca nell'argilla uno scarico tensionale, che ha l'effetto di causarne un lieve rigonfiamento. Ciò significa che, inizialmente, l'applicazione dei carichi esterni ha l'effetto di far recuperare tale rigonfiamento. In questa fase, detta di ricarico, i cedimenti accumulati sono di lieve entità rispetto a quelli che si registrerebbero su un materiale vergine, e vengono quindi trascurati. Il carico netto, al contrario, sollecita il terreno in condizioni vergini, e produce quindi cedimenti superficiali che non possono essere ignorati.

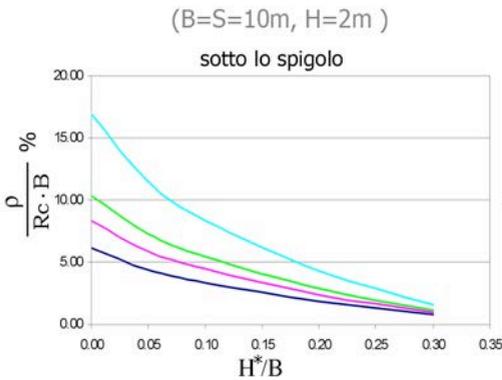


Fig. 3.41

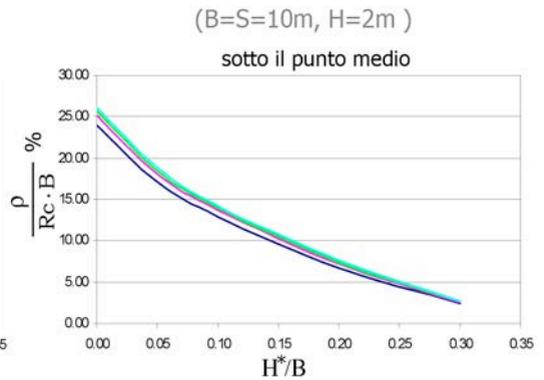


Fig. 3.42

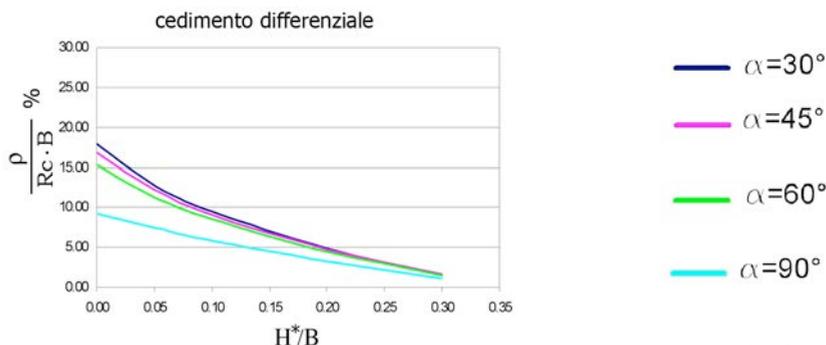


Fig. 3.43

Fig. 3.41-3.43 : andamento dei cedimenti verticali e differenziali nel caso di rilevati compensati.

La diffusione del carico netto con la profondità ed il calcolo del cedimento totale sono stati calcolati con la procedura descritta in precedenza.

In Fig. 3.41, Fig. 3.42 e Fig. 3.43 sono riportati gli andamenti dei cedimenti in funzione della profondità dello scavo del terreno di fondazione in cui il reinterro è stato effettuato utilizzando argilla espansa. L'influenza dell'inclinazione della scarpata è ovviamente molto più marcata per il cedimento dello spigolo ma in generale si osserva una forte riduzione dei cedimenti con l'aumentare della profondità di compensazione (H^*/B).

3.4.3 Attendibilità del metodo di calcolo semplificato utilizzato

La metodologia utilizzata per valutare i cedimenti superficiali proposta è basata su ipotesi semplificative abbastanza forti ed è quindi necessario verificarne l'attendibilità dei risultati. È utile allora confrontare i risultati ottenuti con questo metodo con quelli ottenuti mediante le analisi numeriche accoppiate elastoplastiche effettuate, con un codice di calcolo agli elementi finiti, su un rilevato leggero la cui geometria è schematizzata in Fig. 3.44 e i parametri utilizzati sono riportati in Tab. A3 (Imposimato et al., 2003).

In tali analisi numeriche sono stati considerati tre casi differenti: rilevato alleggerito senza scavo del terreno di fondazione, rilevato alleggerito con scavo di 2 m del terreno di fondazione sostituito con argilla espansa e il medesimo caso ma con scavo di 3 m.

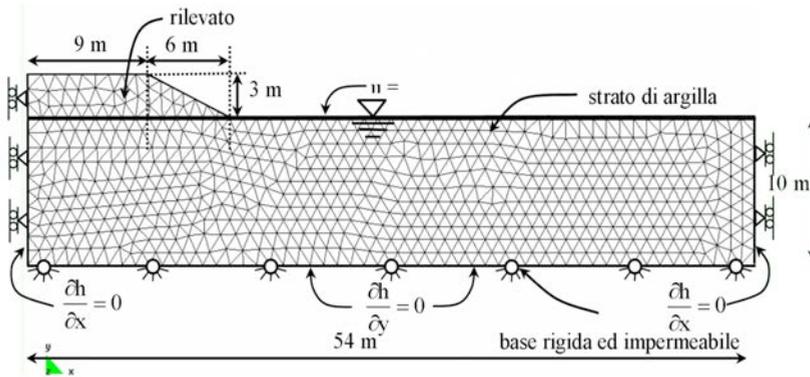


Fig. 3.44 : schema geometrico, discretizzazione spaziale e condizioni al contorno imposte per il problema analizzato.

Nella Tab. 3.3 sono confrontati i risultati ottenuti mediante le analisi agli elementi finiti con quelli stimati mediante il metodo di calcolo semplificato descritto in precedenza. Si ricorda che i cedimenti calcolati con il metodo approssimato trascurano i cedimenti immediati e dunque, per il confronto tra le due differenti analisi, bisogna considerare, per quanto riguarda le analisi numeriche agli elementi finiti, la differenza tra i cedimenti totali finali ($t=\infty$) e i cedimenti iniziali che si sono sviluppati a fine costruzione del rilevato ($t=24$ gg).

Per quanto riguarda il punto medio si osserva che il modello semplificato approssima abbastanza correttamente i risultati delle analisi agli elementi finiti e la buona approssimazione è dovuta fondamentalmente al fatto che in questo caso l'ipotesi che il materiale si deformi prevalentemente in condizioni edometriche è praticamente soddisfatta. Viceversa lungo tutte le altre verticali ed in particolare sullo spigolo esterno (si confronti l'andamento degli spostamenti orizzontali calcolati numericamente mediante il codice di calcolo FEM, Fig. A21b), tale ipotesi non è affatto verificata ed il metodo semplificato sottostima in modo inaccettabile i cedimenti. Inoltre è giusto anche sottolineare che il metodo semplificato trascura completamente la continuità del rilevato che viene a tutti gli effetti considerato unicamente come carico. Al contrario il rilevato esercita un'azione di redistribuzione dei carichi che appare nient'affatto trascurabile.

H*	Analisi numerica agli elementi finiti		Metodo di calcolo semplificato	
	u [cm] spigolo	u [cm] centro	u [cm] spigolo	[cm] centro
0	10	18	3.0	14.1
2	6	8	1.3	6.2
3	3	4.5	0.8	4.0

Tab 3.3 : confronto tra analisi FEM e metodo semplificato.

ALLEGATO 7

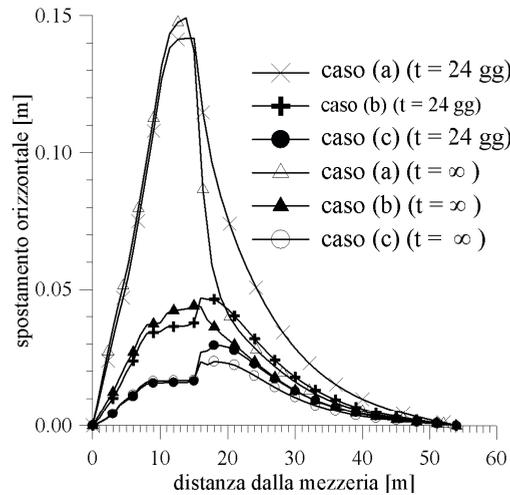
Analisi numerica di rilevati leggeri (Imposimato et al., 2003)

Il caso di riferimento, per il quale è stato scelto il confronto citato nel testo, è stato tratto da letteratura (Varadarajan et al., 1999), così come le caratteristiche meccaniche dell'argilla che costituisce il terreno di fondazione. Si tratta dell'argilla di Madras, che interessa una vasta zona costiera dell'India del Sud. È stato introdotto nelle analisi, come riportato in Tabella 1, un valore della pressione di preconsolidazione pari a 60 kPa. I risultati numerici mostrati nel seguito sono stati ottenuti risolvendo il problema geotecnico accoppiato mediante un codice di calcolo agli elementi finiti denominato Tochnog (Roddeman, 2001). Per riprodurre il comportamento meccanico dell'argilla di Madras che costituisce il terreno di fondazione è stato adottato il modello costitutivo Cam-clay modificato (Roscoe et al., 1958) come in Varadarajan et al. (1999), con i parametri riportati in Tab. A3. Per quanto riguarda i terreni che costituiscono i rilevati - inerti di cava e/o argille espanse - è stato invece implementato un modello costitutivo elastoplastico perfetto non associato con inviluppo di rottura alla Matsuoka-Nakai (Matsuoka et al., 1982). In merito al comportamento del materiale all'interno della superficie di plasticità si è fatto uso di una legge costitutiva elastica lineare per quanto riguarda i materiali che costituiscono il rilevato, mentre è stato utilizzato un modello ipoelastico per l'argilla che costituisce il terreno di fondazione. Quest'ultimo (Nova, 1988) è governato da due parametri: B_E , legato al comportamento volumetrico del materiale, ed L , associato a quello deviatorico.

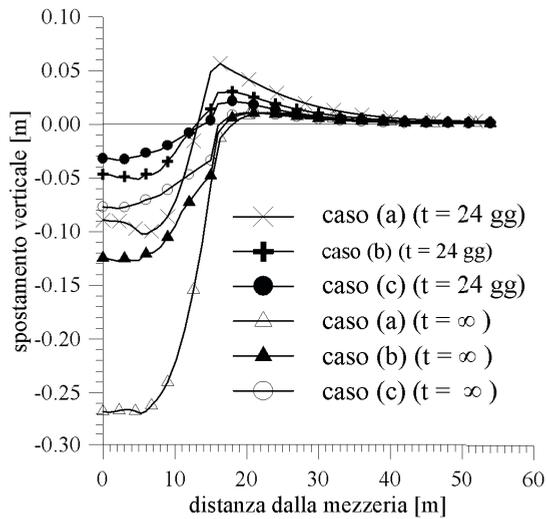
materiale	ARGILLA	RILEVATO TRADIZIONALE	PACCHETTO STANDARD	STRATO RIGIDO
modello costitutivo: parametri	Cam-clay modificato: $B_e, L, \kappa, \lambda, M$	Matsuoka-Nakai E, ν, c', ϕ', ψ'	Matsuoka-Nakai E, ν, c', ϕ', ψ'	elastico-lineare E, ν
γ_{sat} [kN/m ³]	17	-	11.8	-
γ_d [kN/m ³]	-	20	9.4	9.4
$k_{vert.}$ [m/s]	$2.32 \cdot 10^{-9}$	10^{-3}	10^{-3}	10^{-3}
$k_{orizz.}$ [m/s]	$3.47 \cdot 10^{-9}$	10^{-3}	10^{-3}	10^{-3}
E [MPa]	-	207	200	15000
ν [-]	-	0.35	0.3	0.2
B_e [-]	0.05	-	-	-
L [-]	0.065	-	-	-
c' [kPa]	-	1	1	-
ϕ' [°]	-	40	40	-
ψ' [°]	-	20	20	-
M [-]	1.418	-	-	-
κ [-]	0.05	-	-	-
λ [-]	0.27	-	-	-
e [-]	1.9	-	-	-
p_c [kPa]	60	-	-	-

Tab. A3 : parametri utilizzati.

In Fig. A21 è riportato l'andamento degli spostamenti verticali ed orizzontali valutati in superficie mediante le analisi numeriche FEM2D. Le curve si riferiscono ai tre casi già citati ($H^*=0$ m, 2 m, 3 m), e per due istanti temporali differenti ($t=24$ gg, corrispondente alla fine dei lavori di realizzazione dell'opera e $t=\infty$). L'effetto meccanico della compensazione dei carichi si evidenzia con molta chiarezza. Per ulteriori informazioni si rimanda all'articolo Imposimato et al. , 2003 già citato.



(a)



(b)

Fig. A21 : spostamenti verticali (a) ed orizzontali (b).

Dai risultati presentati si evidenzia dunque che l'utilizzo di argilla espansa rende possibile costruire rilevati su terreni molli senza, ad esempio, dover

posizionare precarichi per sovraconsolidare il terreno di fondazione o progettare dreni verticali per rendere più rapida l'intera operazione.

La compensazione dei carichi, ottenuta mediante l'impiego di argille espanse presenta quindi i seguenti vantaggi:

- con l'utilizzo di argilla espansa i cedimenti istantanei possono essere trascurati perché avvengono ancora in fase di costruzione e sono molto limitati rispetto a quelli successivi. Nel caso di una completa compensazione, essi sono, a lavoro ultimato, irrilevanti.
- i cedimenti legati al fenomeno della consolidazione, dannosi per l'opera in quanto avvengono successivamente, vengono ridotti o addirittura annullati senza dover modificare le caratteristiche meccaniche del terreno molle di fondazione. Se, al contrario, si intervenisse mediante precarico, e dreni verticali così da rendere più rapida la fase di consolidazione, si potrebbe al massimo ridurre i cedimenti verticali di un ordine di grandezza, nel caso il precarico coincida con il carico definitivo, ma mai annullarli completamente.
- i cedimenti viscosi hanno luogo a sforzo efficace costante ma tendono nel tempo a stabilizzarsi secondo una legge di decadimento logaritmica. Questo significa che essi sono funzione dell'entità del disturbo (cioè incremento di sforzo efficace), e del tempo intercorso dall'ultimo incremento di carico vergine. La compensazione dei carichi tende allora ad annullare anche i cedimenti viscosi - dannosi per la durabilità dell'opera - poiché viene ridotto o addirittura annullato il disturbo.
- la velocità di accumulo dei cedimenti indotti dalle sollecitazioni cicliche causate dal passaggio di automezzi o treni sul rilevato, considerati ancora una volta trascurabili i cedimenti all'interno del corpo del rilevato stesso, si riduce sensibilmente: (a) sovraconsolidando il materiale, (b) facilitando il più possibile il drenaggio delle sovrappressioni che si accumulano all'interno dello strato di argilla molle. Si fa notare che, nel caso di rilevato compensato per il quale (Fig. 3.4d) H^* cresca considerevolmente (compensazione negativa del carico), è possibile ottenere il primo dei due risultati e grazie alla riduzione del percorso di drenaggio, anche il secondo.

