

Errori sulla valutazione dei parametri di resistenza conseguenti all'interpretazione dei risultati di prove di taglio diretto eseguite a velocità eccessivamente elevate

Francesca Buselli*, Simona Sacconi**, Salvatore Miliziano*

Sommario

Molto spesso nell'ambito della progettazione vengono messi a disposizione risultati di prove di taglio diretto eseguite a velocità troppo elevate e non in grado di garantire il mantenimento delle condizioni drenate. Si tratta di dati inutilizzabili che tuttavia, con frequenza, sono ugualmente interpretati ipotizzando erroneamente che durante la prova non si generino sovrappressioni interstiziali ed assumendo, dunque, che la tensione verticale efficace coincida con la tensione verticale totale applicata. In questa nota i risultati sperimentali ottenuti con velocità di prova maggiori rispetto a quelle "corrette" e suggerite dagli standard e dalle raccomandazioni riportate in letteratura, vengono confrontati con i risultati corretti. In particolare, da tali confronti emerge che i parametri di resistenza stimati da una prova di taglio eseguita troppo velocemente possono essere anche molto diversi rispetto a quelli corretti, in sovrastima o in difetto, in ragione del grado di sovraconsolidazione, con importanti ricadute sul corretto dimensionamento delle opere progettate.

1. Introduzione

Nella determinazione dei parametri di resistenza drenati dei terreni a grana fine a scopi applicativi un ruolo fondamentale è svolto dalla sperimentazione di laboratorio e, in particolar modo, dalle prove di taglio diretto. Queste ultime, infatti, sono più frequentemente utilizzate rispetto alle prove triassiali grazie alla semplicità delle apparecchiature di prova e di preparazione dei provini e, non in ultimo, al costo più contenuto. Tuttavia, questa prova, pur avendo notevoli vantaggi pratici, presenta alcuni difetti. Il principale di questi è che la rottura viene raggiunta nel provino lungo un piano che, per le condizioni cinematiche imposte dall'apparecchio, non può essere che orizzontale; la superficie di taglio diminuisce durante la prova. Inoltre, poiché il provino è contenuto da un telaio rigido, lo stato di deformazione non è omogeneo e lo stato tensionale indotto nel campione non è uniforme. Ciò nonostante si tratta di una prova i cui risultati sono di facile interpretazione e di buona affidabilità, purché nell'ambito dell'esecuzione della stessa si ponga attenzione ad alcuni importanti dettagli esecutivi (una descrizione esaustiva delle modalità di esecuzione e di interpretazione della prova è riportata nelle raccomandazioni sulle prove di laboratorio dell'Associazione Geotecnica Italiana, [AGI,

1994]). Un ruolo particolarmente importante riveste la corretta scelta della velocità di esecuzione della fase di taglio; l'apparecchiatura, infatti, contrariamente a quanto avviene per le prove triassiali, non è dotata di strumentazione in grado di misurare le eventuali sovrappressioni interstiziali che si possono generare nella fase di rottura. Pertanto, la prova deve essere eseguita garantendo durante la fase di taglio il permanere delle condizioni drenate. Molto spesso nell'attività professionale ci si imbatte in risultati di prove di taglio la cui velocità di esecuzione risulta talmente elevata da non poter garantire le condizioni drenate. In questi casi è necessario scartare tali risultati, in quanto non correttamente interpretabili. Infatti, la stima dei parametri di resistenza, eseguita sotto l'assunzione che non si generino sovrappressioni interstiziali e, dunque, che la tensione verticale efficace coincida con la tensione verticale totale applicata, può comportare errori anche molto rilevanti sui valori numerici dei parametri di resistenza. Va ancora sottolineato che i risultati di queste prove interpretate erroneamente spesso vengono impiegati in analisi di progetto (dimensionamento geotecnico delle opere) con conseguenti cattivi dimensionamenti che, in alcuni casi, possono portare a sovradimensionare le opere, mentre in altre situazioni possono portare alla progettazione di opere che non sono in grado di garantire le necessarie condizioni di stabilità e, a maggior ragione, i margini di sicurezza richiesti dalle normative. Nel presente lavoro è stata eseguita un'indagine sperimentale finalizzata a mettere in evidenza, quantita-

* Università Sapienza di Roma

** DMS Geotechnical Engineering, Roma

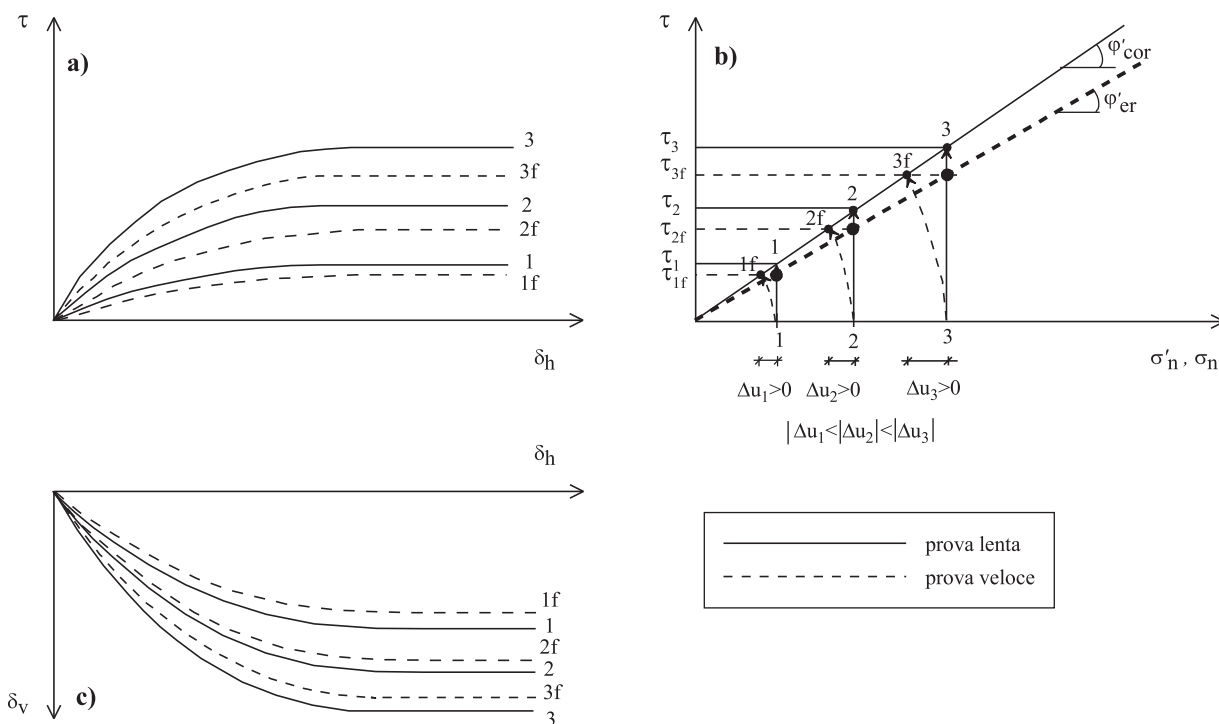


Fig. 1 – Argilla NC: evoluzione qualitativa delle tensioni normali e tangenziali sul piano di taglio.
 Fig. 1 – NC clay: qualitative evolution of normal and shear stresses on failure plane.

tivamente, gli effetti di una non corretta adozione delle velocità di esecuzione della fase di rottura della prova di taglio. Nel seguito, dopo l'illustrazione qualitativa dei comportamenti attesi al variare del grado di sovraconsolidazione dei provini di argilla conseguenti ad una eccessiva velocità di prova, vengono richiamati i criteri che è necessario seguire per la determinazione della massima velocità adottabile per eseguire la fase di taglio. A seguire, sono riportati i risultati ottenuti nella sperimentazione eseguita impiegando due argille di diverse caratteristiche di consolidazione. Il lavoro si conclude con l'illustrazione delle ricadute applicative che l'adozione di parametri di resistenza errati può comportare sul dimensionamento delle opere geotecniche con riferimento alla resistenza ai carichi superficiali e alla stabilità di una paratia puntonata in testa, in un mezzo omogeneo.

2. Effetti attesi a causa della velocità di prova elevata

Nell'esecuzione di una prova di taglio la velocità di spostamento relativo tra le due semiscatole deve essere tale da garantire che la rottura avvenga in condizioni drenate. Valori di velocità troppo elevati, infatti, implicano condizioni di drenaggio parziale o addirittura prossime a quelle di drenaggio impedito (qualora il materiale abbia bassissima permeabilità e la velocità di deformazione sia molto alta) con la con-

seguinte generazione di sovrappressioni interstiziali; in questi casi, pertanto, nella fase di taglio la tensione verticale efficace non coincide con quella totale applicata. Nelle figure 1 e 2 è riportato l'andamento qualitativo dell'evoluzione della tensione tangenziale, τ , e di quella normale, σ'_n , agenti sul piano di rottura in prove di taglio eseguite con velocità di deformazione sufficientemente bassa da garantire le condizioni drenate (in figura prova lenta e tratto continuo) ed elevata (prova veloce, linee tratteggiate), per il caso di un'argilla normalmente consolidata (NC) e sovraconsolidata (OC), rispettivamente.

Nel caso di un provino di argilla NC, durante la fase di taglio di una prova eseguita con una velocità di deformazione alta, la tendenza del provino a contrarre è in parte impedita dalla condizione di drenaggio parziale (cfr. Fig. 1c) e, pertanto, si sviluppano sovrappressioni interstiziali positive ($\Delta u > 0$). Poiché il carico verticale applicato è mantenuto costante, le tensioni verticali efficaci risultano minori delle tensioni verticali totali e, conseguentemente, la tensione tangenziale a rottura risulta minore rispetto al caso drenato (cfr. Fig. 1b, $\tau_{3f} < \tau_3$). Interpretando i risultati della prova nell'ipotesi di condizioni drenate, il valore della τ a rottura rilevato sperimentalmente viene associato ad una tensione efficace pari alla tensione totale applicata che, tuttavia, non coincide con il valore reale della tensione efficace. Fissando l'attenzione, ad esempio, sul provino numero 3 in figura 1b, il punto rappresentativo delle condizioni di rottura è erroneamente posizio-



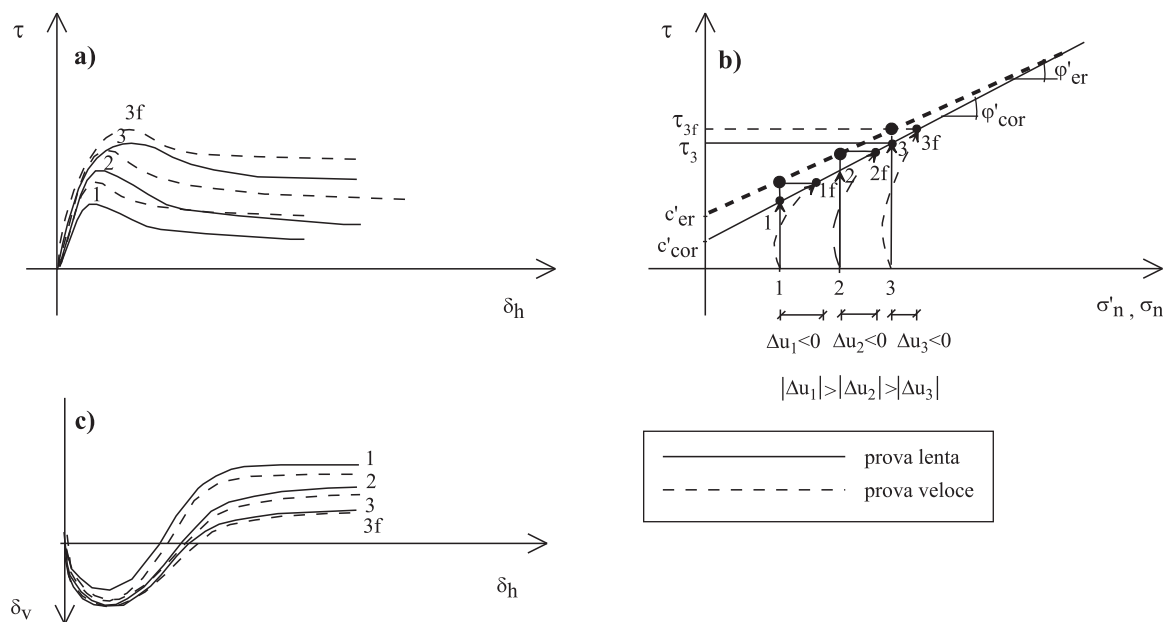


Fig. 2 – Argilla OC: evoluzione qualitativa delle tensioni normali e tangenziali sul piano di taglio.

Fig. 2 – OC clay: qualitative evolution of normal and shear stresses on failure plane.

nato al di sotto del criterio di resistenza corretto. Comportamenti analoghi si hanno anche per gli altri provini consolidati a tensioni efficaci minori (punti 1 e 2 della Fig. 1), ottenendo un criterio di resistenza più basso rispetto a quello vero ($\phi'_{er} < \phi'_{cor}$). Peraltro, dato che all'aumentare del carico verticale di consolidazione aumentano le sovrappressioni interstiziali indotte durante la fase di taglio, anche il criterio di resistenza errato tendenzialmente è ancora atteso puramente attritivo.

Per l'argilla sovraconsolidata, la condizione di drenaggio parziale dovuta all'elevata velocità di deformazione nella fase di taglio, induce sovrappressioni interstiziali negative ($\Delta u < 0$) legate al comportamento dilatante che il materiale presenta se portato a rottura in condizioni drenate. Pertanto, in prossimità delle condizioni di rottura, la tensione verticale efficace assume valori maggiori rispetto alla tensione totale (cfr. Fig. 2b); questo fenomeno è tanto più accentuato quanto più sovraconsolidato è il materiale e quanto più elevata è la velocità di taglio. La tensione tangenziale a rottura risulta maggiore rispetto a quella ottenibile in condizioni drenate (cfr. Fig. 2b, $\tau_{3f} > \tau_3$). Come in precedenza, interpretando la prova nell'ipotesi di persistenza delle condizioni drenate, tale valore viene erroneamente associato alla tensione verticale totale e, dunque, il punto rappresentativo delle condizioni di rottura si posiziona al di sopra del criterio di resistenza corretto. Potendo ripetere analoghe considerazioni per stati tensionali iniziali differenti, pur rimanendo sempre nel campo della sovraconsolidazione, si può concludere che l'elevata velocità di deformazione porta ad una sovra-

stima della resistenza realmente disponibile. Inoltre, poiché all'aumentare del grado di sovraconsolidazione aumenta il valore assoluto della sovrappressione interstiziale (cfr. Fig. 2, $|\Delta u_1| > |\Delta u_2| > |\Delta u_3|$), il criterio di resistenza errato tendenzialmente sarà traslato verso l'alto e ruotato in senso orario rispetto a quello corretto; ciò comporta $c'_{er} > c'_{cor}$ e $\phi'_{er} < \phi'_{cor}$.

3. Criteri di scelta della velocità di prova

La corretta velocità di prova da impiegare nella fase di taglio va determinata sulla base dei risultati ottenibili dall'analisi del processo di consolidazione conseguente all'applicazione del carico verticale. A tale scopo è possibile diagrammare la riduzione di altezza del provino in funzione della radice quadrata del tempo e determinare, come suggerito dalle raccomandazioni AGI sulle prove di laboratorio [AGI, 1994], il valore del tempo di fine consolidazione, t_{100} , dall'intersezione tra la tangente al tratto lineare iniziale e l'asintoto orizzontale della curva (Fig. 3).

Noto tale valore, il tempo minimo necessario per raggiungere la rottura mantenendo le condizioni drenate, t_f , può essere valutato mediante la seguente relazione, [AGI, 1994]:

$$t_f = 10 \cdot t_{100} \quad (1)$$

o in alternativa con la seguente espressione, [HENKEL e GIBSON, 1954]:

$$t_f = 12.7 \cdot t_{100} \quad (2)$$

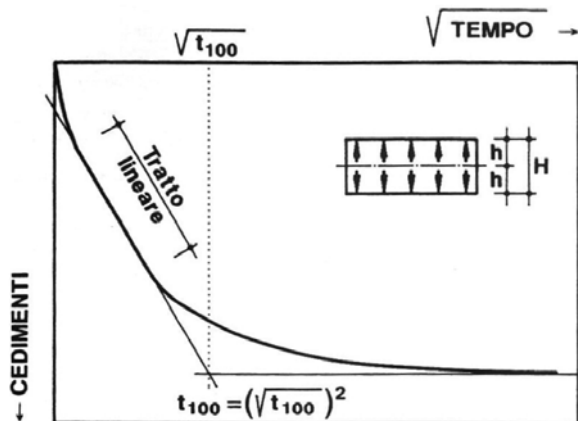


Fig. 3 – Determinazione del valore di t_{100} [AGI, 1994].
 Fig. 3 – Evaluation of t_{100} value [AGI, 1994].

Tab. I – Valori orientativi di δ_f [AGI, 1994].
 Tab. I – Indicative values of δ_f .

litotipo	δ_f (mm)
argille tenere	8
argille preconsolidate	2÷5
argille marnose	1÷2

Il massimo valore della velocità di prova adottabile, pertanto, è dato da $v = \delta_f / t_f$, essendo δ_f lo spostamento orizzontale a rottura. Valori orientativi di δ_f sono riportati nella tabella I al variare della consistenza del terreno argilloso.

4. Programma sperimentale

Al fine di garantire le necessarie condizioni di omogeneità dei provini sottoposti a prova, la sperimentazione in laboratorio è stata eseguita su provini rimaneggiati e riconsolidati in laboratorio (ricostituiti) utilizzando campioni dell'argilla di Vallericca e del Fucino. Per ciascuna terna di provini NC e OC di ciascun materiale sono state condotte prove di taglio diretto caratterizzate da velocità di deformazione inferiori rispetto ai valori massimi determinati seguendo le indicazioni di letteratura, [AGI, 1994], (che da ora in avanti sarà denominata *lenta*) e prove di taglio caratterizzate da velocità sensibilmente più elevata (denominata *veloce*). Si ricorda che solamente per le prove lente è garantito il permanere delle condizioni drenate nella fase di taglio ed, in particolare, al momento del raggiungimento delle condizioni di rottura.

4.1. Argille impiegate

L'argilla di Vallericca, di origine marina, risale all'età Plio-Pleistocenica; è stata prelevata in località

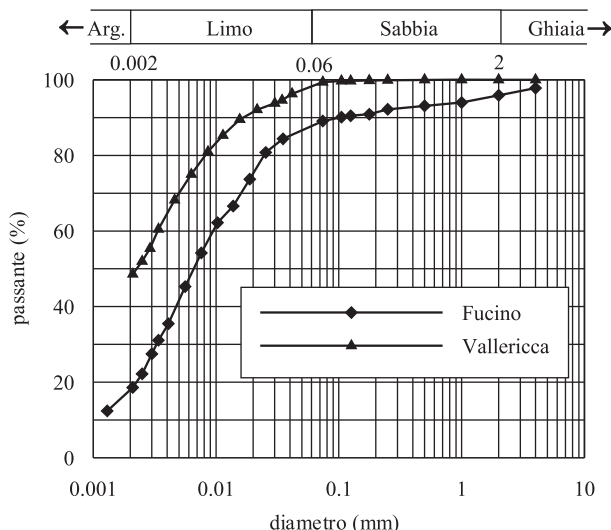


Fig. 4 – Curve granulometriche delle argille impiegate.
 Fig. 4 – Grading of tested clays.

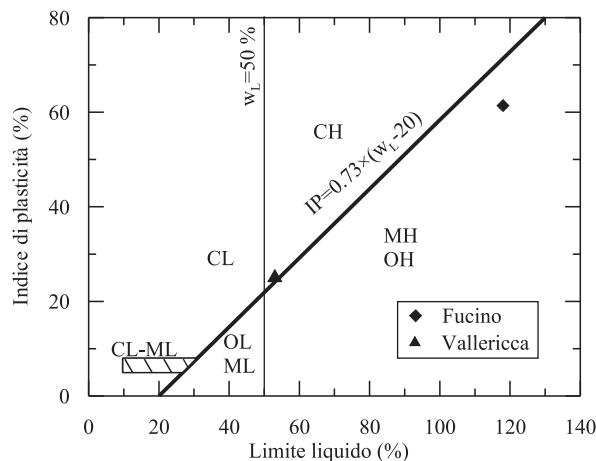


Fig. 5 – Carta di plasticità delle argille impiegate.
 Fig. 5 – Plasticity chart of tested clays.

Vallericca nei pressi dell'abitato di Monterotondo, in provincia di Roma.

L'argilla del Fucino è un terreno di origine lacustre presente nella Conca del Fucino, depressione di origine tettonica racchiusa tra i rilievi montuosi dell'Appennino Centrale in provincia dell'Aquila. Il deposito si è formato in seguito all'erosione dei rilievi circostanti ed alla successiva sedimentazione nelle acque del lago che originariamente riempivano la depressione.

Si tratta di due argille con proprietà fisiche differenti, come si può notare dalle figure 4 e 5 in cui, per ciascuno dei due materiali, sono riportate la curva granulometrica e la classificazione sulla carta di plasticità. Nella tabella II sono riassunte le principali caratteristiche fisiche: γ_s , peso specifico dei grani; w_L , limite liquido; w_P , limite plastico; IP , indice di plasticità; A , attività.



Tab. II – Parametri fisici delle argille impiegate.

Tab. II – Physical and index properties of tested clays.

argilla	γ (kN/m ³)	w _L (%)	w _p (%)	IP	A
Vallericca	27	53	28	25	0.53
Fucino	25	118	56.6	61.4	3.40

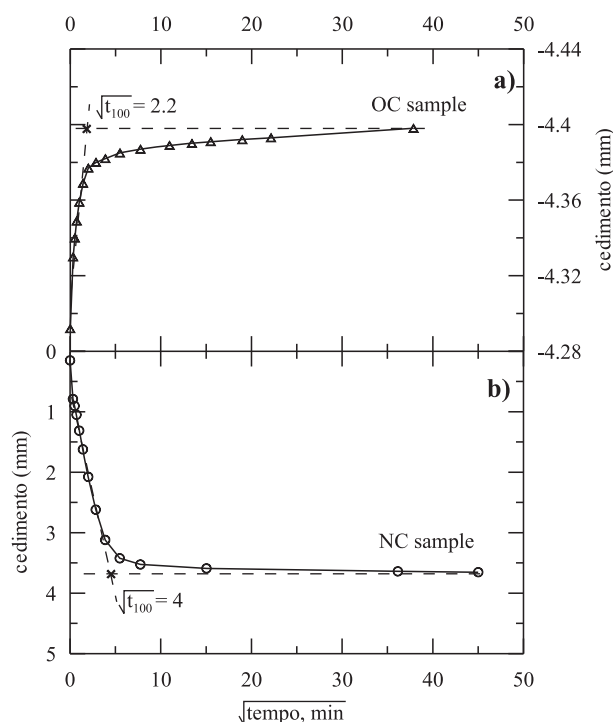
L'argilla di Vallericca è costituita da 50% di limo, 48% di argilla, e 2% di sabbia. Si tratta di un limo con argilla di media plasticità, con un'attività pari a 0.53. Il valore del peso specifico dei grani, γ , è pari a 27 kN/m³. L'argilla del Fucino è un limo argilloso debolmente sabbioso costituito per il 70% da limo, 18% da argilla, 9% da sabbia e 3% da ghiaia e presenta elevata plasticità, con attività pari a 3.4. Il peso specifico dei grani è pari a 25 kN/m³. Si noti come l'argilla del Fucino, grazie alla maggiore attività, presenta valori più elevati dell'indice di plasticità nonostante abbia una maggiore componente a grana grossa rispetto all'argilla di Vallericca.

Dopo la consolidazione successiva al rimaneggiamento sono stati determinati valori del coefficiente di permeabilità dell'ordine di 10⁻¹¹ m/s e 10⁻¹² m/s, per l'argilla di Vallericca e del Fucino, rispettivamente. A causa delle differenti caratteristiche di plasticità, l'argilla del Fucino ha una permeabilità più bassa di quella di Vallericca benché granulometricamente presenti una più elevata frazione a grana grossa.

4.2. Scelta delle velocità di prova

Al fine di determinare la massima velocità impiegabile nelle fasi di taglio delle prove è stata adottata la modalità suggerita dall'AGI [1994] per la valutazione del t_{100} e l'espressione di HENKEL e GIBSON [1954] per la valutazione di t_f . Per quanto riguarda lo spostamento a rottura, δ_f , sono stati impiegati valori pari a 8 mm e 1 mm*¹ per i provini normalmente consolidati e per quelli sovraconsolidati, rispettivamente. In particolare, per l'argilla di Vallericca, nelle figure 6a e 6b sono riportati gli andamenti rappresentativi dei cedimenti in funzione della radice quadrata del tempo rilevati durante la fase di consolidazione di uno dei provini di argilla NC e durante la fase di rigonfiamento di uno dei provini OC, rispettivamente; nella tabella III sono riepilogati i corrispondenti valori di t_{100} , t_f e v stimati. Nella stessa tabella III sono riportati i valori di t_{100} , t_f e v , per l'argilla del Fucino, ottenuti a partire

* da evidenze sperimentali preliminari si è constatato che lo spostamento orizzontale a rottura, δ_f , per le argille sottoposte a taglio in condizioni di sovraconsolidazione si attesta attorno al valore di 1 mm.

Fig. 6 – Determinazione secondo il metodo AGI del t_{100} per l'argilla di Vallericca.Fig. 6 – Evaluation of t_{100} according to AGI's method for Vallericca clay.

Tab. III – Valori massimi delle velocità di prova.

Tab. III – Maximum values for shear strain rates.

argilla	t_{100} (min)	t_f (min)	δ_f (mm)	v (mm/min)
Vallericca NC	16	203.2	8	0.0390
Vallericca OC	4.84	61.5	1	0.0160
Fucino NC	25	317.5	8	0.0250
Fucino OC	25	317.5	1	0.0031

dall'interpretazione dei risultati sperimentali riportati nelle figure 7a e 7b.

I criteri seguiti nella scelta delle velocità con le quali eseguire le prove hanno tenuto conto di quanto segue:

- velocità inferiori alle massime suggerite garantiscono, a maggior ragione, il permanere delle condizioni drenate durante la prova e non influenzano apprezzabilmente la resistenza;

- poiché nei terreni argillosi i tempi necessari per imporre i 7-8 mm di spostamento consentiti dall'apparecchiatura sono generalmente superiori alle 5-10 ore, si usano velocità che permettono di completare la prova secondo multipli delle 24 ore (si parte con la prova la mattina e l'indomani mattina o quella ancora successiva, si smonta la prova e si parte con la successiva); ciò consente di essere

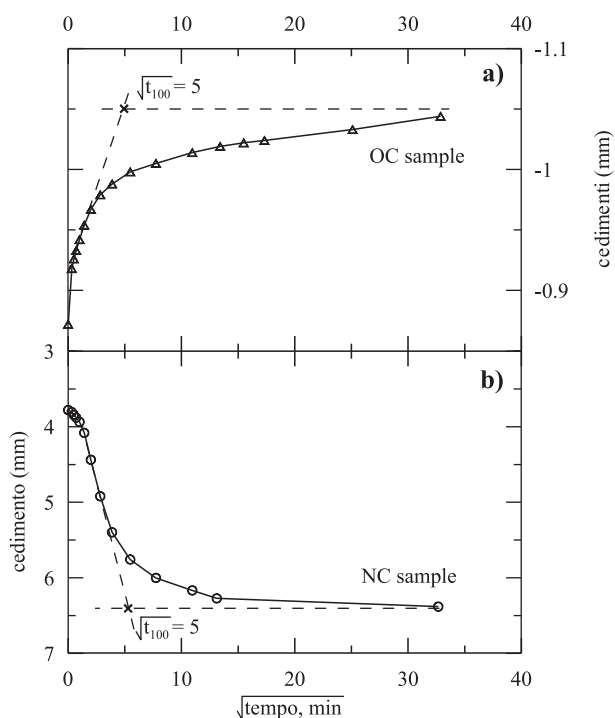


Fig. 7 – Determinazione secondo il metodo AGI del t_{100} per l'argilla del Fucino.
 Fig. 7 – Evaluation of t_{100} according to AGI's method for Fucino clay.

certi del permanere delle condizioni drenate e, allo stesso tempo, di non penalizzare la produttività;

- si vedono frequentemente prove di taglio con velocità così elevate da completare i 7-8 mm di spostamento in 1 ora.

Tutto ciò premesso, tenuto conto di quanto riportato in tabella III, per l'argilla di Vallericca la velocità lenta e veloce sono state scelte assumendo che la prova avvenga in 24 ore e 1 ora, rispettivamente; con ciò si ottiene $v_{le}=0.0048$ mm/min e $v_{ve}=0.12$ mm/min. Si noti che la velocità veloce prescelta è circa 3 volte maggiore di quella massima per le condizioni di normal consolidazione e circa 8 volte maggiore per quelle di sovraconsolidazione. Per l'argilla del Fucino la velocità lenta è stata scelta assumendo che la prova avvenga in 72 ore, mentre per quella veloce in circa 3 ore. Si ottiene, pertanto, $v_{le}=0.00192$ mm/min e $v_{ve}=0.036$ mm/min. Rispetto al caso precedente, la velocità più elevata prescelta è solamente 1.5 volte maggiore di quella massima necessaria a garantire le condizioni NC, mentre per le condizioni OC è circa 10 volte maggiore.

4.3. Prove eseguite

Sono state eseguite 4 serie di prove per ciascun terreno, di cui due su provini normalmente consolidati e due su provini sovraconsolidati. I provini

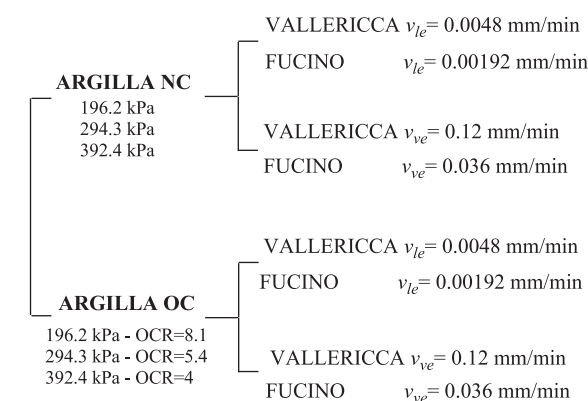


Fig. 8 – Programma sperimentale.
 Fig. 8 – Experimental program.

sono stati confezionati in laboratorio riconsolidando in un apposito consolidometro, con valori della tensione verticale stabilita di volta in volta, un impasto rimaneggiato con acqua distillata avente un contenuto d'acqua iniziale pari a $1.5 w_L$. Estratti dal consolidometro, i provini NC sono stati consolidati edometricamente a 196.2, 294.3, 394.3 kPa mentre quelli OC sono stati caricati fino a 1600 kPa e successivamente scaricati a 196.2, 294.3, 394.3 kPa; operando in questo modo sono stati ottenuti tre campioni con grado di sovraconsolidazione pari a 8.1, 5.4 e 4, rispettivamente. Nella Fig. 8 è riportato il riepilogo delle prove eseguite con le relative velocità impiegate. Per maggiori dettagli a riguardo delle apparecchiature impiegate e delle attività sperimentali si rimanda a Buselli [BUSELLI, 2005].

5. Risultati sperimentali

5.1. Argille NC

Nelle figure 9 e 10 sono riportati per l'argilla di Vallericca e del Fucino, rispettivamente, i risultati delle prove di taglio eseguite sui provini normalmente consolidati. A parità di tensione di consolidazione, nelle prove veloci (simboli pieni, linea tratteggiata) i valori delle tensioni tangenziali a rottura sono minori rispetto al caso delle corrispondenti prove lente (simboli vuoti, linea continua); tale tendenza è più evidente per l'argilla di Vallericca e meno marcata per quella del Fucino. Inoltre, come previsto qualitativamente (cfr. § 2), i provini delle prove veloci hanno manifestato una minore tendenza alla compressione (fa eccezione il solo provino dell'argilla di Vallericca consolidato a 196.2 kPa, cfr. Fig. 9c). Nel piano $\tau-\sigma'_n$ (cfr. Fig. 9b), interpolando i punti a disposizione mediante una retta forzata a passare per l'origine, per l'argilla di Vallericca si ottiene un criterio di resistenza delle



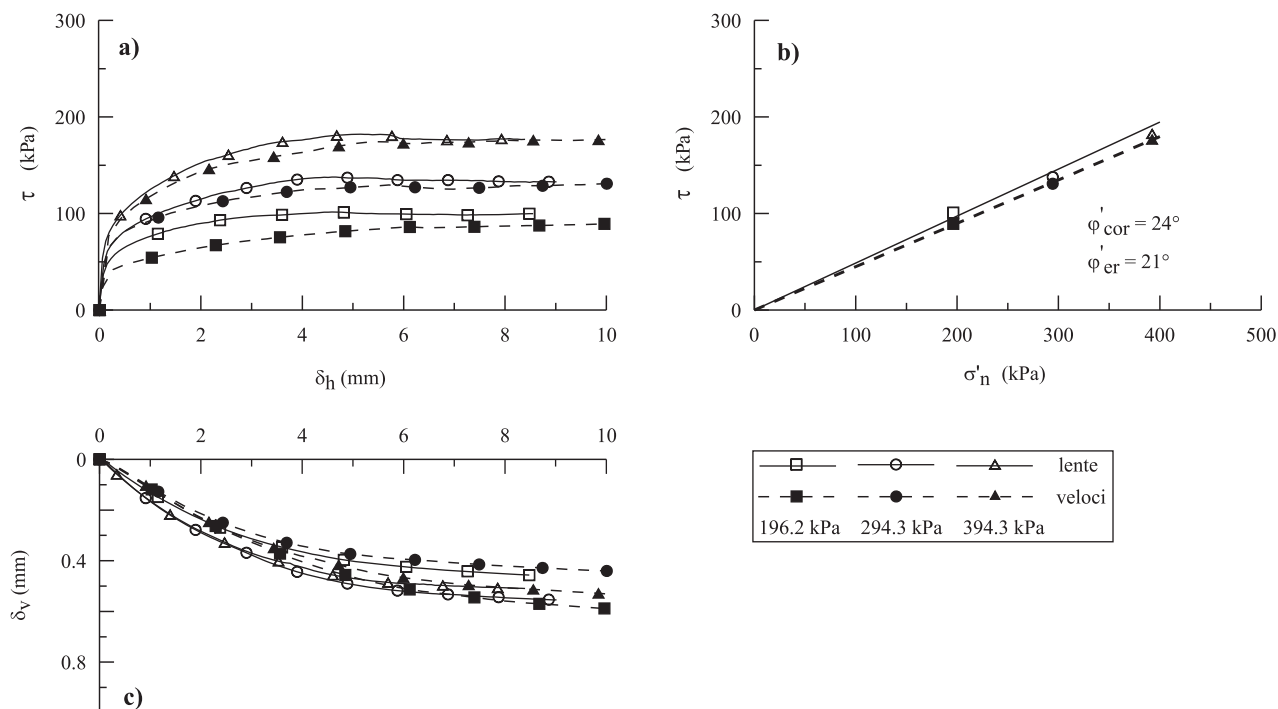


Fig. 9 – Risultati sperimentali ottenuti nelle prove di taglio sui provini NC dell'argilla di Vallericca.

Fig. 9 – Experimental results obtained in shear box tests on NC Vallericca clay.

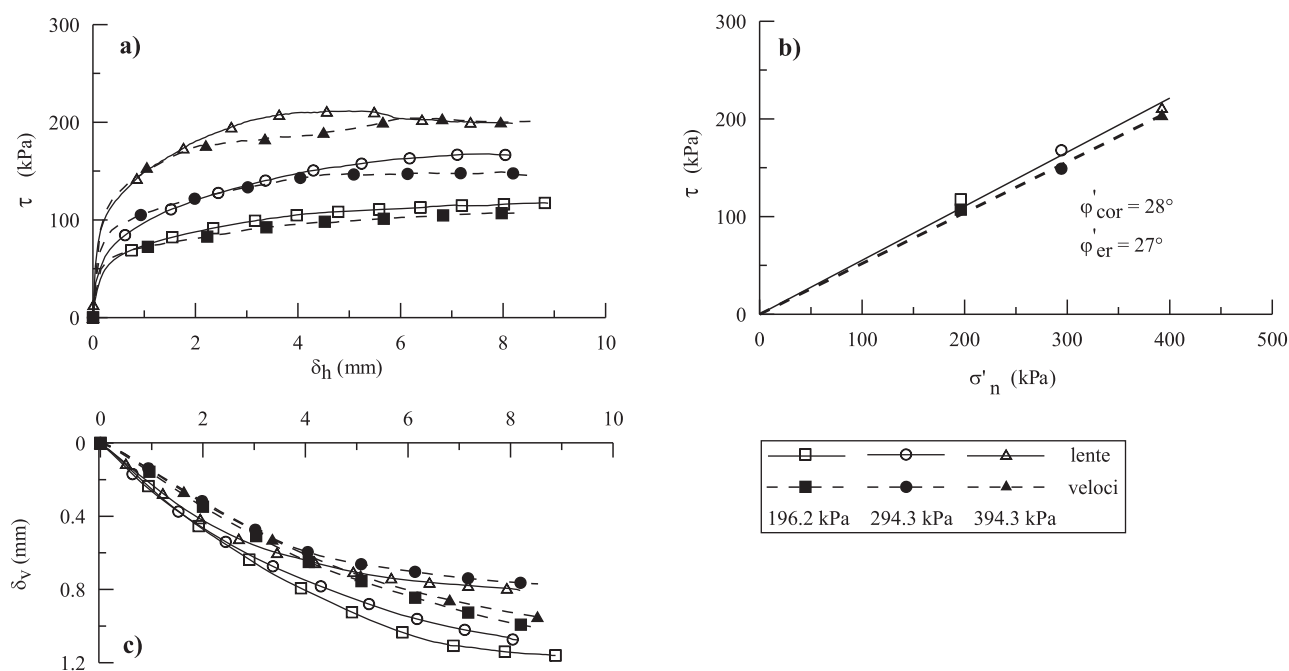


Fig. 10 – Risultati sperimentali ottenuti dalle prove di taglio sui provini NC dell'argilla del Fucino.

Fig. 10 – Experimental results obtained in shear box tests on NC Fucino clay.

prove veloci posizionato più in basso rispetto a quello relativo alle prove lente ($\phi'_{cor} = 24^\circ$, $\phi'_{er} = 21^\circ$). I parametri di resistenza dell'argilla del Fucino ottenuti da prove lente e prove veloci sono molto simili tra loro, differenziandosi solo di un solo grado ($\phi'_{cor} = 28^\circ$, $\phi'_{er} = 27^\circ$). Ciò è dovuto, evidentemente,

alla scelta della velocità di prova impiegata che, in quest'ultimo caso, è simile a quella massima ammissibile e, pertanto, non è sufficientemente alta da indurre apprezzabili sovrappressioni interstiziali (le condizioni di prova sono prossime a quelle drenate).

5.2. Argille OC

Nelle figure 11 e 12 sono riportati per l'argilla di Vallericca e del Fucino, rispettivamente, i risultati delle prove di taglio eseguite sui provini sovraconsolidati. In questo caso, i valori delle tensioni tangenziali a rottura risultano maggiori nelle prove veloci

(cfr. Fig. 11a e Fig. 12a). Inoltre, per quanto riguarda l'andamento delle curve nel piano $\delta_v - \delta_h$ (cfr. Fig. 11c e Fig. 12c), come atteso, nelle prove veloci la tendenza al rigonfiamento risulta in parte impedita dalle condizioni di drenaggio parziale; gli effetti di dilatanza sono conseguentemente più ridotti rispetto alle corrispondenti prove lente. Questa tendenza si è

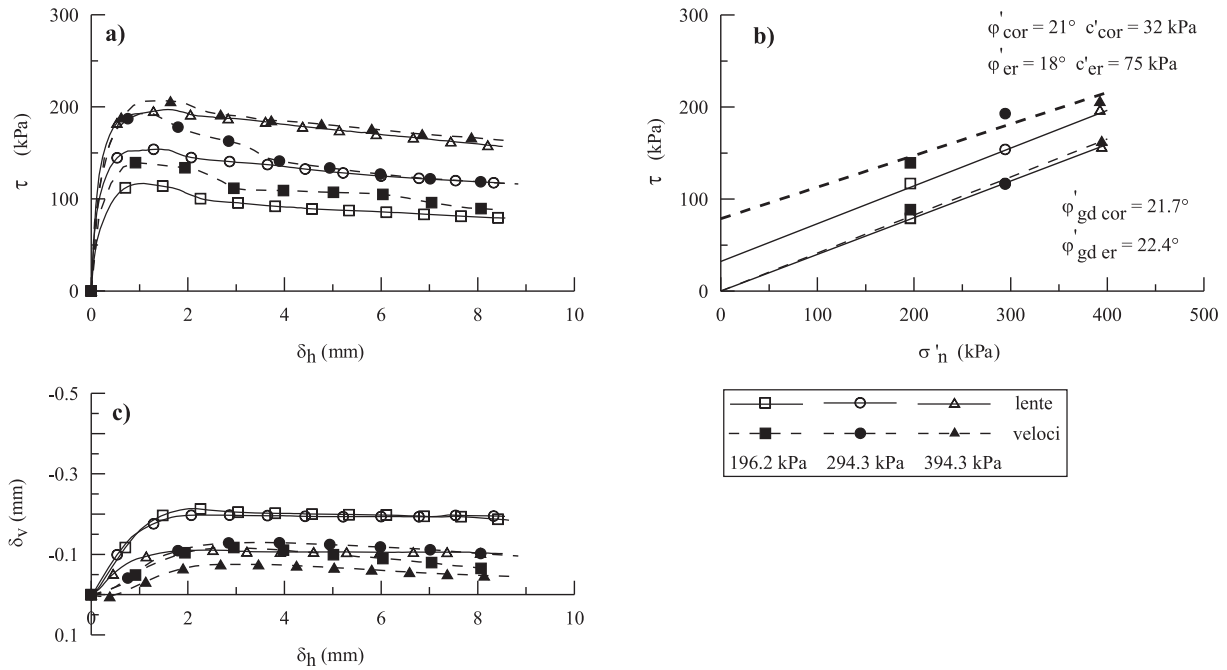


Fig. 11 – Risultati sperimentali ottenuti dalle prove di taglio sui provini OC dell'argilla di Vallericca.
 Fig. 11 – Experimental results obtained in shear box tests on OC Vallericca clay.

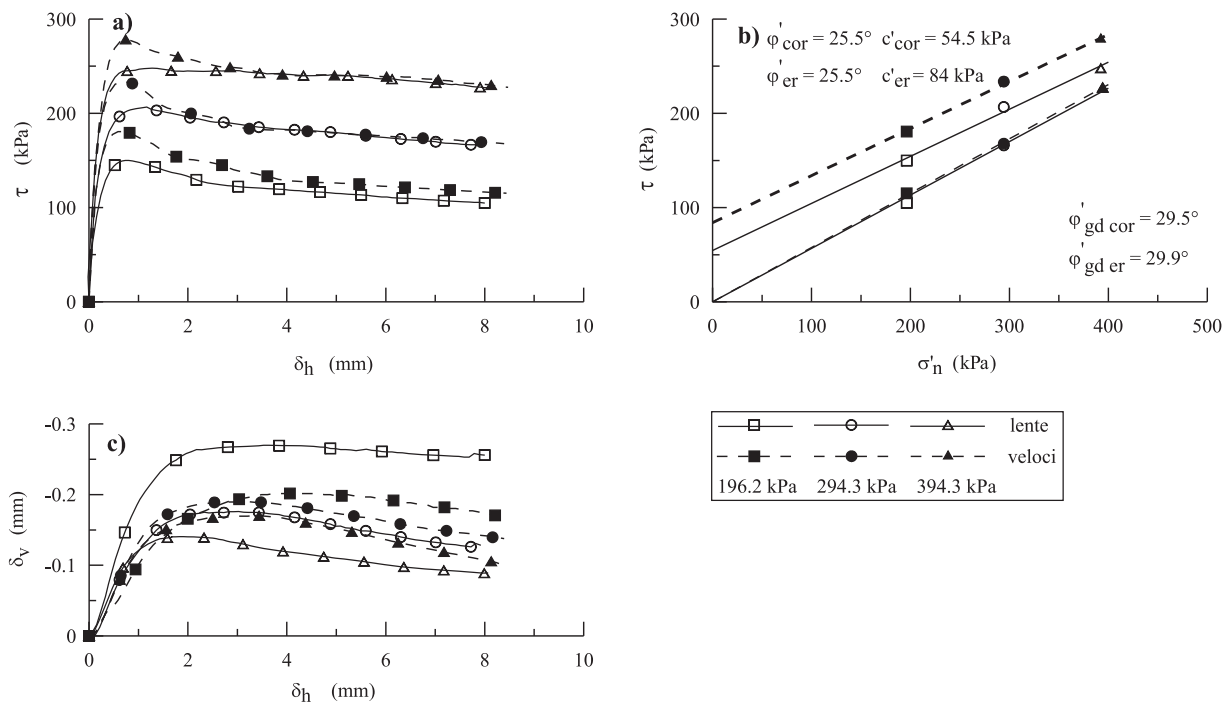


Fig. 12 – Risultati sperimentali ottenuti dalle prove di taglio sui provini OC dell'argilla del Fucino.
 Fig. 12 – Experimental results obtained in shear box tests on OC Fucino clay.

Tab. IV – Valori dell'angolo d'attrito stimati dalle prove eseguite sui provini NC e OC.

Tab. IV – Values of friction angles derived from tests on NC and OC clay samples.

argilla	prova lenta		prova veloce	
	c'_{cor} (kPa)	ϕ'_{cor} (°)	c'_{er} (kPa)	ϕ'_{er} (°)
Vallericca NC	0	24	0	21
Fucino NC	0	28	0	27
Vallericca OC	32	21	75	18
Fucino OC	54.5	25.5	84	25.5

* Per l'argilla OC sono riportati i valori di picco.

manifestata per tutti i provini dell'argilla di Vallericca, mentre per quella del Fucino sui due provini consolidati a 294.3 kPa e 394.3 kPa è stato rilevato un maggiore rigonfiamento nelle prove veloci. Interpolando i punti relativi alle condizioni di picco, si ottengono i valori dei parametri di resistenza riportati in figure 11b e 12b e riassunti nella tabella IV. I valori dei parametri di resistenza stimati dalle prove veloci sono anche sensibilmente maggiori rispetto a quelli delle corrispondenti prove lente.

A grandi livelli di deformazione il criterio di resistenza tende a ridiventare puramente attritivo; le resistenze rilevate nelle prove veloci permangono maggiori rispetto alle prove lente, tuttavia, l'influenza della velocità di prova tende sensibilmente a ridursi ($\phi'_{gd\ er}=22.4^\circ$, $\phi'_{gd\ cor}=21.7^\circ$ per l'argilla di Vallericca e $\phi'_{gd\ er}=29.9^\circ$, $\phi'_{gd\ cor}=29.5^\circ$ per l'argilla del Fucino). Questo risultato è legato al ridursi del comportamento dilatante con il progredire della prova, e cioè al ridursi della causa della generazione di sovrappressioni interstiziali (negative) nel caso di drenaggio parzialmente impedito: con il protrarsi della prova e in assenza di generazione di ulteriori apprezzabili sovrappressioni interstiziali, le sovrappressioni generate nelle prime fasi delle prove veloci hanno tempo per dissiparsi. Quando confrontati con i valori corretti dell'angolo d'attrito ottenuti in condizioni di consolidazione normale, i corrispondenti valori dell'angolo d'attrito ottenuti a grandi deformazioni risultano leggermente più bassi per l'argilla di Vallericca (2.3°), e leggermente più alti per l'argilla del Fucino (1.5°).

6. Ricadute applicative

In questo paragrafo, relativamente a tipiche applicazioni geotecniche, si mettono a confronto i risultati ottenuti impiegando i parametri di resistenza corretti e quelli errati. In particolare, a titolo di esempio, è stato valutato il carico limite relativo ad una fondazione superficiale e il dimensionamento della

lunghezza di infissione di una paratia vincolata in testa. I calcoli, svolti in accordo con l'attuale DM 14/01/2008, sono stati eseguiti utilizzando i parametri di resistenza ottenuti dalle prove realizzate sui campioni dell'argilla di Vallericca, per i quali sono state riscontrate le maggiori influenze della velocità di prova.

6.1. Carico limite di una fondazione superficiale

È stato analizzato il caso di una fondazione nastroiforme con carico applicato centrato. Il carico limite della fondazione è stato valutato impiegando l'approccio 2 riportato nel citato DM per le fondazioni superficiali, che prevede la seguente combinazione di coefficienti di sicurezza parziali (A1+M1+R3). Più in dettaglio, i coefficienti parziali per i parametri geotecnici caratteristici del terreno sono assunti unitari e il coefficiente parziale della resistenza, γ_R , è posto pari a 2.3. Come parametri geotecnici caratteristici sono stati impiegati i valori desunti dalle prove precedentemente descritte. Il coefficiente parziale per le azioni, γ_{G1} , è stato assunto pari a 1.3, avendo considerato il caso di carichi permanenti sfavorevoli. La verifica del carico limite della fondazione è soddisfatta se $E_d \leq R_d$, ovvero se il valore di progetto dell'azione, E_d , risulta minore o uguale al valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, R_d . Nella figura 13a è riportato l'andamento del rapporto tra la resistenza di progetto calcolata con i parametri errati e quella valutata con i parametri corretti, $R_{d\ er}/R_{d\ cor}$, in funzione della larghezza della fondazione, B . Tale rapporto è stato valutato anche al variare della profondità del piano di posa della fondazione, D , tra 0 e 3 m. Il valore del carico limite è stato calcolato impiegando l'espressione di Brinch Hansen [BRINCH HANSEN, 1970].

Nel caso dell'argilla NC, il rapporto $R_{d\ er}/R_{d\ cor}$, a parità di D , risulta all'incirca costante al variare della larghezza B della fondazione, minore dell'unità e compreso tra 0.65 e 0.75 circa, e assume, per un prefissato valore di B , valori crescenti all'aumentare di D . L'errata stima dei parametri di resistenza porta, pertanto, ad una sottostima della resistenza di progetto dell'ordine del 25-35%. Nel caso dell'argilla OC, tale rapporto è sempre maggiore dell'unità; inoltre, la dipendenza dalla larghezza della fondazione è più evidente e si presenta tanto più marcata quanto più il piano di posa della fondazione è superficiale. Nei casi specifici studiati (Fig. 13a), il rapporto $R_{d\ er}/R_{d\ cor}$ è variabile tra 1.20 e 1.85, con una sovrastima della resistenza di progetto compresa tra 20-85%.

La sottostima e la sovrastima della resistenza di progetto si traducono in una sovrastima e sottostima del coefficiente parziale di sicurezza per le azioni, γ_{G1} , rispettivamente. In particolare, nella figura 13b

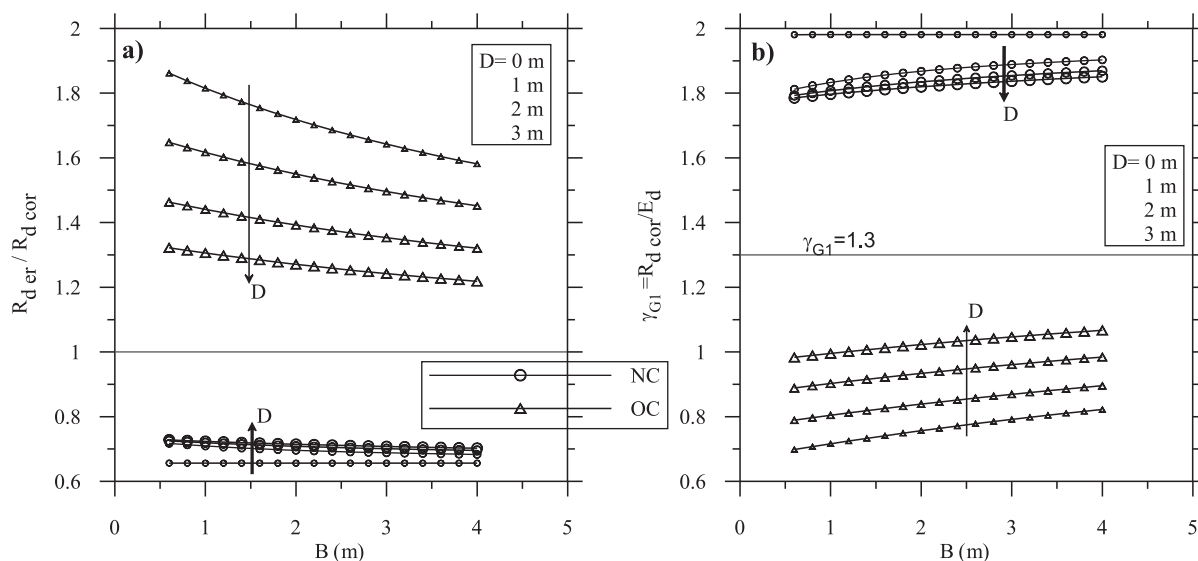


Fig. 13 – Fondazione superficiale: $R_{d\ er}/R_{d\ cor}$ e γ_{G1} in funzione di B e D .
 Fig. 13 – Shallow foundation: $R_{d\ er}/R_{d\ cor}$ and γ_{G1} versus B and D .

è riportato l'andamento del coefficiente di sicurezza parziale γ_{G1} in funzione della larghezza e della profondità del piano di posa della fondazione. Tale coefficiente è stato valutato come il rapporto tra la resistenza di progetto corretta e l'azione di progetto, quest'ultima stimata come il rapporto tra la resistenza di progetto errata e 1.3, corrispondente al valore del coefficiente γ_{G1} richiesto da normativa. La dipendenza di γ_{G1} da B e da D è la medesima del rapporto $R_{d\ er}/R_{d\ cor}$. Come si può notare, nel caso dell'argilla NC il coefficiente parziale di sicurezza risulta variabile tra 1.8 e 2 circa, mentre nel caso dell'argilla OC il campo di variazione risulta più ampio, con valori limite pari a 0.7 e 1.1.

6.2. Calcolo del tratto infisso di una paratia puntinata in testa

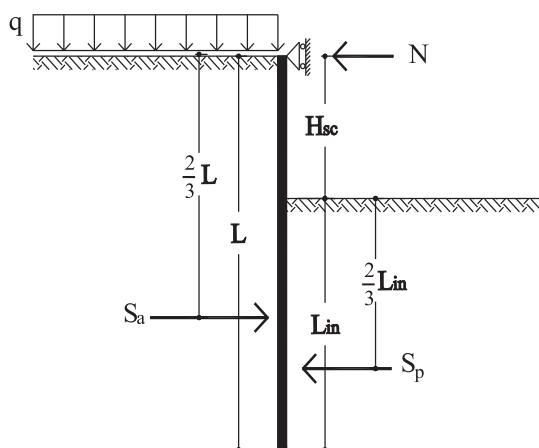
Un altro tema applicativo considerato in questa nota è quello relativo al dimensionamento geotecnico di una paratia con un livello di contrasto in testa. Il calcolo è stato eseguito applicando il metodo tradizionale dell'equilibrio limite, ipotizzando la parete liscia, infinitamente rigida ed il terreno rigido-plastico perfetto. Pertanto, la distribuzione delle spinte orizzontali agenti sull'opera di sostegno è assunta pari a quella limite attiva e passiva rispettivamente a monte e a valle della paratia. Nota la geometria di scavo, le incognite del problema sono la lunghezza di infissione della paratia, L_{in} , e il valore dello sforzo normale nel contrasto in testa, N . La risoluzione dell'equazione di equilibrio alla rotazione intorno al punto posizionato in testa alla paratia (puntone), fornisce L_{in} , mentre dall'equilibrio alla traslazione orizzontale si ricava N (cfr. Fig. 14).

Il dimensionamento dell'opera di sostegno è stato eseguito impiegando la combinazione 2 (A2+M2+R1) riportata nel DM 14/01/2008, che risulta essere quella dimensionante dal punto di vista geotecnico. Più in dettaglio, i coefficienti parziali per i parametri geotecnici caratteristici del terreno sono assunti pari a 1.25 sia sulla tangente dell'angolo d'attrito, sia sulla coesione. Come parametri geotecnici caratteristici sono stati impiegati i valori desunti dalle prove precedentemente descritte. Il coefficiente parziale della resistenza, γ_R , è pari a 1. Il coefficiente parziale per le azioni, con specifico riferimento ai carichi variabili sfavorevoli (sovraccarico uniformemente distribuito a monte della paratia, q), γ_{Qi} , è stato assunto pari a 1.3.

Nella figura 15a è riportato l'andamento del rapporto tra la lunghezza del tratto infisso calcolato con i parametri errati e quella valutata con i parametri corretti, $L_{in\ er}/L_{in\ cor}$, in funzione dell'altezza di scavo, H_{sc} , e di un sovraccarico a monte della paratia, q . In particolare, per l'argilla NC è stata considerata un'altezza di scavo variabile tra 4 e 8 m, mentre per l'argilla OC è compresa tra 12 e 20 m. Si può notare che per l'argilla NC il rapporto $L_{in\ er}/L_{in\ cor}$ è pressoché costante al variare di H_{sc} e q , assumendo un valore pari a circa 1.2; impiegando parametri meccanici errati, pertanto, si ottiene una sovrastima della lunghezza del tratto infisso della paratia del 20% circa. Per quanto riguarda l'argilla OC, il rapporto $L_{in\ er}/L_{in\ cor}$ si presenta variabile con H_{sc} e q e in particolare compreso tra 0.1-0.5; pertanto, la lunghezza infissa della paratia può essere anche fortemente sottostimata.

Infine, in figura 15b è riportato, sia per l'argilla NC sia per quella OC, l'andamento del rapporto tra





$$\text{Equilibrio alla rotazione: } S_a \cdot \frac{2}{3} \cdot (H_{sc} + L_{in}) = S_p \cdot \left(H_{sc} + \frac{2}{3} L_{in} \right)$$

$$\text{Equilibrio alla traslazione orizz.: } S_a = N + S_p$$

Fig. 14 – Paratia: schema di calcolo.

Fig. 14 – Propped retaining wall: calculation model.

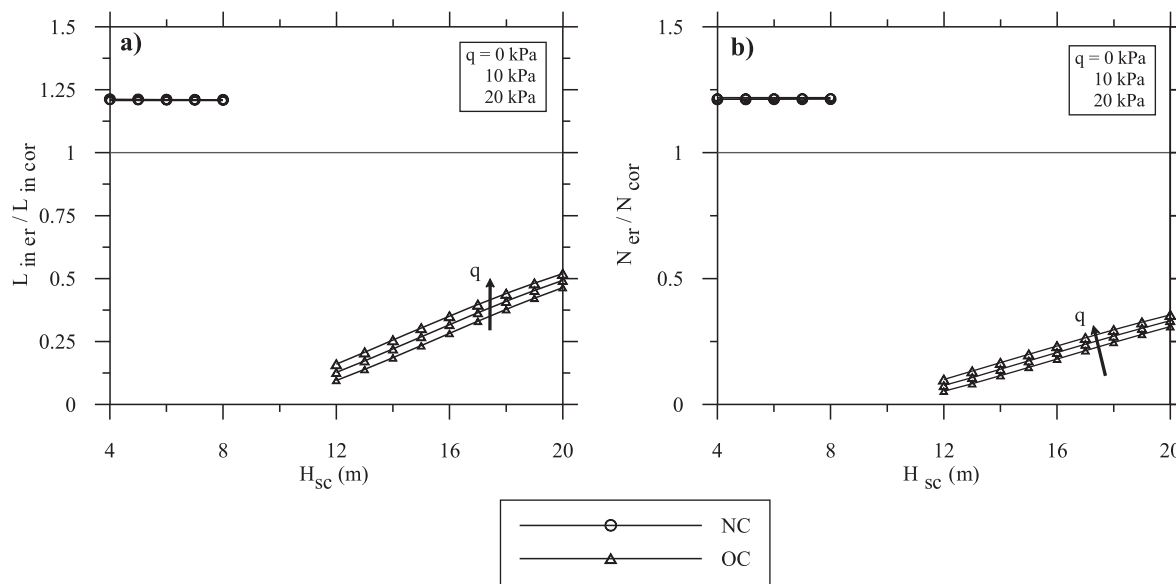


Fig. 15 – Paratia: $L_{in\ er} / L_{in\ cor}$ e N_{er} / N_{cor} in funzione di H_{sc} .

Fig. 15 – Propped retaining wall: $L_{in\ er} / L_{in\ cor}$ and N_{er} / N_{cor} versus H_{sc} .

la reazione N nel contrasto valutata con i parametri errati e l'analoga grandezza calcolata impiegando i parametri corretti, N_{er} / N_{cor} , in funzione dell'altezza di scavo e del sovraccarico a monte della paratia; per l'argilla NC tale rapporto assume un valore costante e pari a circa 1.2, cui corrisponde una sovrastima dello sforzo normale del 20%; per l'argilla OC al variare di H_{sc} e q il rapporto N_{er} / N_{cor} è compreso tra 0.1-0.35; ciò comporta una forte sottostima della reazione del contrasto.

7. Considerazioni conclusive

Un aspetto delicato nella esecuzione ed interpretazione delle prove di taglio diretto è la corretta scelta della velocità da impiegare nella fase di taglio; tale ve-

locità deve essere sufficientemente lenta da garantire il mantenimento delle condizioni drenate. L'attività sperimentale ha consentito di verificare quantitativamente gli effetti della errata scelta della velocità di prova. I dati sperimentali hanno evidenziato che le condizioni di drenaggio parziale conseguente ad una velocità di prova elevata, maggiore della massima velocità necessaria a garantire le condizioni drenate, comportano una sottostima dei parametri di resistenza nel caso di terreni normalmente consolidati ed una sovrastima, anche significativa, nel caso di argille sovraconsolidate. Le ricadute applicative possono assumere notevole rilevanza; nel caso delle argille NC, infatti, si arriva a sovradimensionare in modo significativo le opere con conseguenze economiche negative, mentre per i terreni sovraconsolidati si può arri-

vare ad una riduzione preoccupante dei reali margini di sicurezza. Al fine di poter valutare la qualità delle prove appare opportuno che nei certificati vengano riportate le curve carico cedimento della fase di consolidazione che precede la rottura e le valutazioni quantitative che hanno portato alla scelta della velocità di prova che, in ogni caso, deve essere esplicitamente riportata nei certificati.

Bibliografia

- ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (1994) – *Raccomandazioni sulle Prove Geotecniche di Laboratorio*.
 BRINCH HANSEN J. (1970) – *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*. Bull. N. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
 BUSELLI F. (2005) – *Indagine Sperimentale sugli Effetti della Errata Scelta della Velocità di Taglio sulla Resistenza delle Argille*. Università degli Studi di Roma “La Sapienza”. Tesi di laurea.
 GIBSON R.E., and HENKEL D.J. (1954) – *Influence of Duration of Test at Constant Rate of Strain on Measured “Drained” Strength*. Géotechnique, 4, n. 1, pp. 6-15.

Elenco dei simboli

δ_f	spostamento orizzontale a rottura
δ_h	spostamento orizzontale
δ_v	spostamento verticale
γ_{G1}	coefficiente parziale per le azioni
γ_R	coefficiente parziale per le resistenze
γ_s	peso specifico dei grani
Δu	sovrappressioni interstiziali
ϕ'	angolo d'attrito
$\phi'^{gd\ cor}$	angolo d'attrito a grandi deformazioni corretto
$\phi'^{gd\ er}$	angolo d'attrito a grandi deformazioni errato
ϕ'_{cor}	angolo d'attrito corretto
ϕ'_{er}	angolo d'attrito errato
σ_n	tensione totale normale al piano di rottura
σ'_n	tensione efficace normale al piano di rottura
τ	tensione tangenziale
τ_f	tensione tangenziale a rottura
A	attività
B	larghezza della fondazione
c'	coesione efficace
c'_{cor}	coesione efficace corretta
c'_{er}	coesione efficace errata
D	profondità del piano di posa della fondazione
E_d	valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione
H_{sc}	altezza di scavo dell'opera di sostegno
IP	indice di plasticità
L	lunghezza opera di sostegno

L_{in}	lunghezza infissione opera di sostegno
$L_{in\ cor}$	lunghezza infissione corretta opera di sostegno
$L_{in\ er}$	lunghezza infissione errata opera di sostegno
q	sovraccarico uniformemente distribuito a monte dell'opera di sostegno
R_d	valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico
$R_{d\ cor}$	valore di progetto corretto della resistenza del sistema geotecnico
$R_{d\ er}$	valore di progetto errato della resistenza del sistema geotecnico
N	sforzo normale nel contrasto dell'opera di sostegno
N_{cor}	sforzo normale corretto nel contrasto dell'opera di sostegno
N_{er}	sforzo normale errato nel contrasto dell'opera di sostegno
S_a	spinta attiva
S_p	spinta passiva
t_{100}	tempo di fine consolidazione
t_f	tempo minimo necessario per raggiungere la rottura in condizioni drenate
v	velocità di prova
v_{le}	velocità di prova lenta
v_{ve}	velocità di prova veloce
w_L	limite liquido
w_P	limite plastico

Errors on the evaluation of soil strength parameters associated to the interpretation of shear box test results carried out at overly high speed

Summary

In routine geotechnical design, strength properties of clayey soils obtained from shear box tests carried out with extremely high shear strain rate are often used. Relatively quick shear tests can not ensure drained conditions throughout the test; therefore, soil strength parameters which are obtained assuming that the effective stress coincides with the applied total stress are clearly wrong. In this paper, the experimental results obtained in shear box tests carried out with shear strain rates greater than those suggested by international standards and recommendations are reported and compared with those obtained following the standard procedures. The study clearly shows that values of soil strength parameters obtained by interpreting the results of shear box tests carried out too quickly is smaller (when the soil is normally consolidated) and higher (when the soil is overconsolidated) than those representative of real soil behaviour, with relevant effects on the geotechnical design of structures.

