

A. DESIDERI S. MILIZIANO S. RAMPELLO

DRENAGGI
A GRAVITÀ PER LA
STABILIZZAZIONE
DEI PENDII

ARGOMENTI DI INGEGNERIA GEOTECNICA ● 8

 HEVELIUS
EDIZIONI

ARGOMENTI
DI INGEGNERIA
GEOTECNICA

H

*Collana diretta
da Carlo Viggiani*

L'uso dei drenaggi per il controllo delle acque sotterranee è molto antico; Erodoto riferisce sulla pratica dei Babilonesi e degli Egizi, e Plinio il Vecchio discute dettagli costruttivi. Dreni a contrafforte con funzione di stabilizzazione di pendii in frana sono stati usati in Europa a partire dal XVIII secolo.

Con l'enunciazione del "Principio delle Tensioni Effettive" da parte di Terzaghi (1925) e con lo sviluppo della Meccanica dei Terreni, sono state poste le basi per analizzare in modo razionale il processo di drenaggio; tuttavia, in pratica, il dimensionamento degli interventi di drenaggio viene ancora svolto essenzialmente su base empirica e spesso senza una chiara visione della finalità dell'intervento e della meccanica del processo.

Negli ultimi anni si è avuto un sostanziale approfondimento dell'argomento, con contributi significativi di autori italiani; cominciano quindi ad essere disponibili risultati utilizzabili direttamente nel progetto.

E' con quest'ottica che è stato raccolto e sviluppato il materiale contenuto in questo volumetto.

Augusto Desideri insegna Fondamenti di Geotecnica all'Università di Roma "La Sapienza", dopo un triennio di insegnamento a Napoli; è Dottore di Ricerca in Meccanica Applicata ed è stato uno dei protagonisti della ricerca nel settore dell'analisi dei processi di drenaggio. Salvatore (o, meglio, Totò) Miliziano e Sebastiano Rampello sono Dottori di Ricerca in Ingegneria Geotecnica e Ricercatori a Roma "La Sapienza". Il loro lavoro unisce il rigore dell'analisi alla chiarezza dell'esposizione, rendendo agevole l'applicazione dei risultati nella pratica professionale, e ci fornisce un'ulteriore ed efficace arma nella lotta contro le frane!

A. DESIDERI S. MILIZIANO S. RAMPELLO

DRENAGGI
A GRAVITÀ PER LA
STABILIZZAZIONE
DEI PENDII

Introduzione

Le condizioni di stabilità di un pendio naturale o artificiale sono regolate dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile sulla superficie di scorrimento e le tensioni tangenziali agenti su di essa. Gli interventi di stabilizzazione dei pendii producono un miglioramento delle condizioni di stabilità incrementando la resistenza al taglio e/o riducendo gli sforzi tangenziali agenti sulla superficie di scorrimento.

Una riduzione delle pressioni interstiziali produce un aumento delle tensioni normali efficaci e conseguentemente un incremento della resistenza al taglio; la stabilizzazione di un pendio in frana può quindi essere raggiunta riducendo le pressioni interstiziali u con la realizzazione di un sistema di drenaggio.

Un sistema di drenaggio è costituito da un insieme di fori, pozzi, trincee o gallerie; in questi elementi, vuoti o riempiti di materiale di elevata permeabilità, è possibile il controllo della pressione dei fluidi interstiziali e l'allontanamento dell'acqua drenata dal terreno. I drenaggi sono detti a gravità se gli elementi drenanti sono a contatto con l'atmosfera; in questo caso la pressione dei fluidi interstiziali p agente sui contorni drenanti è pari alla pressione atmosferica p_a ($u = 0$). I drenaggi sono detti invece "sotto vuoto" se, con l'uso di pompe a vuoto, i contorni drenanti sono mantenuti ad una pressione minore di quella atmosferica ($p < p_a$).

La realizzazione di un sistema di drenaggio a gravità produce l'annullamento delle pressioni interstiziali sul nuovo contorno costituito dall'interfaccia tra il sistema e il terreno. A seguito di questo annullamento, la distribuzione delle pressioni interstiziali nel terreno non risulta più equilibrata e si innesca un moto di filtrazione a superficie libera in regime vario (processo di drenaggio) che ha termine quando si raggiungono le condizioni stazio-

narie che rispettano le nuove condizioni al contorno. Un intervento di drenaggio deve, ovviamente, produrre la desiderata riduzione delle pressioni interstiziali in tempi accettabili.

Il funzionamento di un intervento di drenaggio non è necessariamente connesso con l'abbassamento della superficie libera della falda né tantomeno con il prosciugamento del volume di terreno posto al di sopra della superficie di scorrimento. E' piuttosto sufficiente modificare le condizioni di flusso in modo che le pressioni interstiziali si riducano. In generale quindi, l'efficacia di un sistema drenante non è legata alla quantità di acqua allontanata, ma alle variazioni del regime delle pressioni interstiziali che il sistema è in grado di produrre.

Il progetto di un intervento di drenaggio presenta notevoli difficoltà ed incertezze. La distribuzione delle pressioni interstiziali all'interno del pendio è influenzata dal regime delle piogge e dai livelli di infiltrazione, dalla presenza di superfici di discontinuità e dalla disomogeneità e anisotropia dei terreni nei riguardi della permeabilità. Una modellazione accurata di una realtà così complessa è molto difficile e il dimensionamento degli interventi di drenaggio è spesso improntato da un sostanziale empirismo.

Questo lavoro, al contrario, si propone di fornire al progettista degli elementi di base utili per il dimensionamento dell'intervento, ricavati dall'analisi teorica del processo di filtrazione indotto dalla installazione di un sistema di drenaggio a gravità. Le modellazioni già presenti in letteratura e quelle presentate nel seguito sono state ottenute introducendo numerose ipotesi semplificative sulle condizioni di flusso e sulla geometria del problema; pur tuttavia i risultati forniti costituiscono un'utile base di partenza e, unitamente alle osservazioni e alle misure in sito, possono contribuire allo sviluppo di una progettazione razionale di un intervento di drenaggio.

L'attenzione è rivolta nel seguito ai sistemi realizzati mediante

trincee e dreni sub-orizzontali a gravità. Inizialmente vengono sinteticamente presentati le tipologie e gli aspetti costruttivi di tali sistemi drenanti. Nella seconda parte sono brevemente richiamati i caratteri essenziali del processo di filtrazione indotto dai drenaggi e vengono stabilite le relazioni esistenti tra le variazioni di pressione interstiziale e le variazioni delle condizioni di stabilità di un pendio. Infine vengono presentate le soluzioni, nelle condizioni transitorie e di regime, ottenute per alcune semplici schematizzazioni del problema. Le soluzioni, sebbene nei limiti di validità delle ipotesi introdotte, permettono una valutazione quantitativa dei valori massimi dell'efficienza raggiunti nelle condizioni di regime da un sistema di trincee drenanti o dreni tubolari; la presentazione delle evoluzioni temporali dei processi di drenaggio permette inoltre una stima dei tempi necessari al raggiungimento della desiderata riduzione delle pressioni interstiziali.

1. TIPOLOGIA E ASPETTI COSTRUTTIVI DEI SISTEMI DI DRENAGGIO

Tra i principali interventi di drenaggio si distinguono le trincee, le gallerie drenanti, i dreni sub-orizzontali e verticali, e i pozzi drenanti. Nel seguito verranno esaminati nel dettaglio gli aspetti costruttivi dei sistemi a gravità costituiti da trincee e da dreni sub-orizzontali.

Trincee drenanti

Le trincee drenanti sono utilizzate per stabilizzare frane superficiali di carattere prevalentemente traslazionale; per esse infatti è spesso impossibile procedere ad una riprofilatura del pendio e l'impiego di un ricarico al piede non è conveniente. In genere, questo tipo di frane si manifesta in terreni a grana fina fortemente alterati e caratterizzati da una permeabilità più elevata di quella del terreno stabile sottostante.

Le trincee, di sezione trasversale rettangolare, esplicano la loro funzione drenante attraverso il materiale di riempimento costituito da terreno a grana grossa. La forte differenza di permeabilità tra il terreno in posto e quello di riempimento e la facilità con la quale l'acqua drenata viene allontanata per gravità, fa sì che la pressione interna sia pari a quella atmosferica ($u=0$). La larghezza della sezione dipende dalle dimensioni dell'utensile di scavo ed è in genere compresa tra 0.50 e 1.0 m. La massima profondità raggiungibile dipende dai mezzi di scavo: profondità di circa 3-4 m vengono raggiunte con gli escavatori su gomma a cucchiaio rovescio, e profondità di 5-6 m con escavatori su cingoli a cucchiaio rovescio. Qualora occorra lavorare all'interno delle trincee, è ne-

cessario valutare la stabilità delle pareti dello scavo che devono essere sostenute per altezze maggiori di 2 m. E' buona norma riempire rapidamente la trincea e limitare la lunghezza del tratto scavato.

Le trincee devono essere allineate longitudinalmente, secondo la direzione monte-valle e non trasversalmente al pendio (Fig. 1);

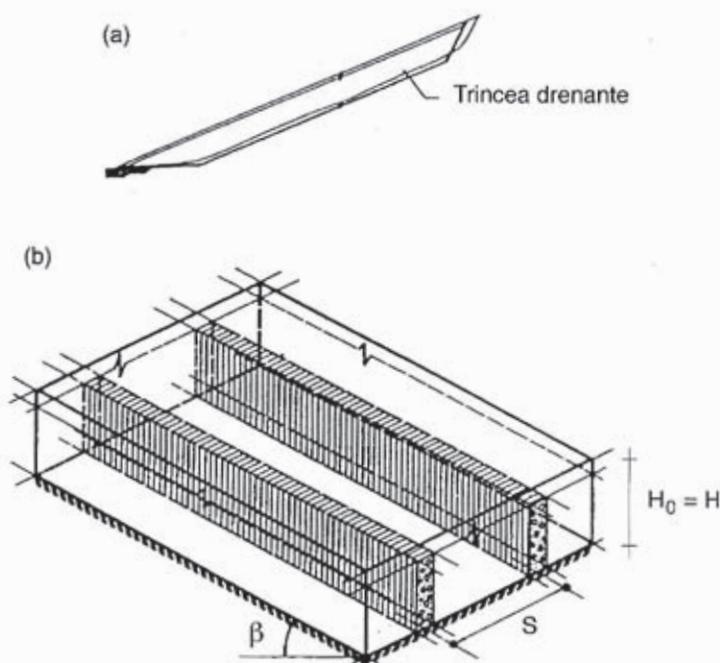


Fig. 1. Trincee drenanti: (a) sezione longitudinale; (b) installazione tipo di una trincea a contrafforti ($H_0 = H$) in pendio indefinito (adattata da Stanic, 1984)

infatti, in quest'ultimo caso, le operazioni di scavo possono peggiorare le condizioni di stabilità del pendio e, se la capacità drenante viene meno per intasamento della trincea, si può verificare un aumento delle pressioni interstiziali con conseguente peggioramento delle condizioni di stabilità. Le trincee devono inoltre

essere costruite a partire dal punto più basso dell'area da stabilizzare; in questo modo è possibile allontanare l'acqua drenata senza ulteriori interventi sul pendio e la funzione drenante si esplica sin dall'inizio, durante la fase di costruzione.

Il materiale di riempimento della trincea è in genere costituito da ghiaia e sabbia di granulometria adeguata per soddisfare i requisiti dei filtri evitando il trasporto di materiale fine e il progressivo intasamento della trincea. Si può prescindere dai requisiti dei filtri e impiegare solo materiali a grana grossa (ghiaia, pezzame di pietra, scarti di cave di rocce) se le pareti e la base della trincea vengono rivestite di un filtro in geotessile (Fig. 2a). L'allontanamento dell'acqua drenata è utilmente migliorato dall'inserimento di tubi finestrati di 100-200 mm di diametro, rivestiti di geotessile e posti alla base della trincea. La ghiaia e la sabbia (Fig. 2b) possono essere utilizzate come materiale drenante senza l'inserimento di un geotessile al contatto con la trincea se la loro granulometria soddisfa le seguenti condizioni (regola dei filtri):

$$5d_{15} < D_{15} < 5d_{85} ; D_{85} > 2a$$

dove:

d_{15}, d_{85} : dimensioni corrispondenti al 15% e all'85%, in peso, di passante nella curva granulometrica del terreno da drenare.

D_{15}, D_{85} : le stesse quantità nella curva granulometrica del materiale drenante;

a : dimensioni dei fori nei tubi drenanti.

La parte superiore della trincea è protetta da uno strato di argilla costipata di spessore compreso tra 0.5 e 1.0 m e larghezza pari a quella della trincea; una migliore protezione e un costipamento più efficiente si ottengono con larghezze dello strato di argilla mag-

giori della larghezza della trincea (Fig. 2c). Lo strato di argilla costipata impedisce l'infiltrazione diretta delle acque superficiali nella trincea, nonché il trasporto di materiale fine al suo interno. L'argilla viene costipata per strati ad una densità non minore del 95% della massima densità secca, e a un contenuto d'acqua $W = 0.9 - 1.2 W_{opt}$. E' preferibile utilizzare un'argilla di plasticità medio bassa, meno soggetta a fenomeni di ritiro; all'interno dello strato si inserisce spesso un telo in geotessile per evitare comunque la fessurazione per ritiro. Lo strato di argilla deve essere ben protetto da fenomeni di erosione superficiale.

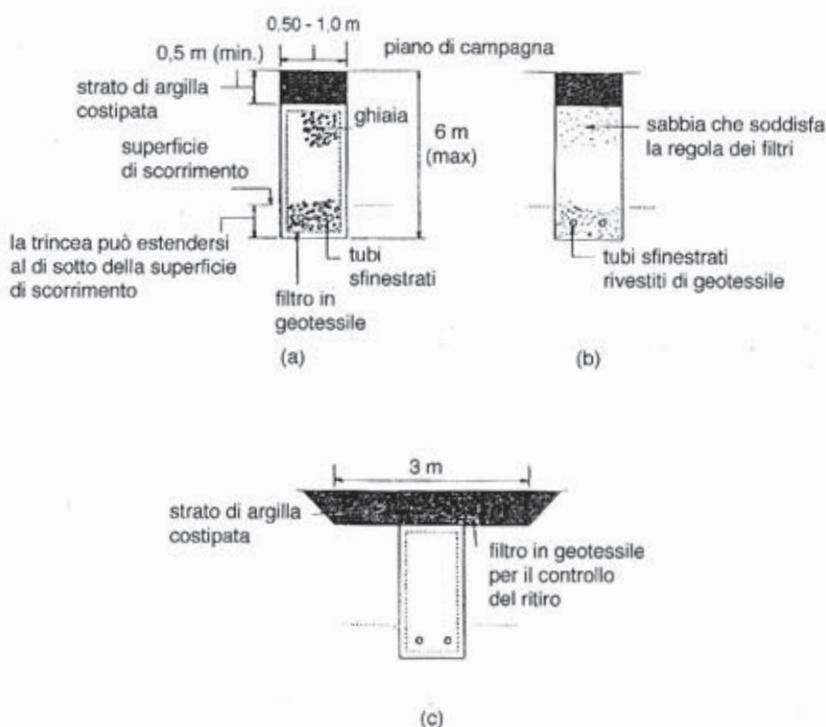


Fig. 2. Sezioni tipiche di trincee drenanti (adattata da Walker & Mohen, 1987)

È conveniente installare dei pozzetti di ispezione per controllare il buon funzionamento della trincea e per effettuare, se necessario, il lavaggio dei tubi di drenaggio con acqua in pressione.

Le misure di pressione interstiziale, eseguite in sito per il controllo del funzionamento di sistemi di trincee drenanti, hanno mostrato che, in condizioni di regime, la riduzione delle pressioni interstiziali varia lungo la sezione longitudinale del pendio, raggiungendo il suo valore massimo ad una distanza dalla testa delle trincee pari a circa $3.5 S$, dove con S si è indicato l'interasse tra le trincee. Conseguentemente, specialmente verso monte, le trincee devono essere estese all'esterno della zona da stabilizzare per un tratto compreso tra 3 e 4 volte il loro interasse. In alternativa, in testa all'area da stabilizzare, le trincee possono essere realizzate, in pianta, a forma di 'Y' o di 'T', per incrementarne la capacità drenante.

Dreni tubolari

I dreni tubolari vengono utilizzati per migliorare le condizioni di stabilità di pendii in frana quando si desidera ridurre il regime delle pressioni interstiziali a profondità elevate (Fig. 3).

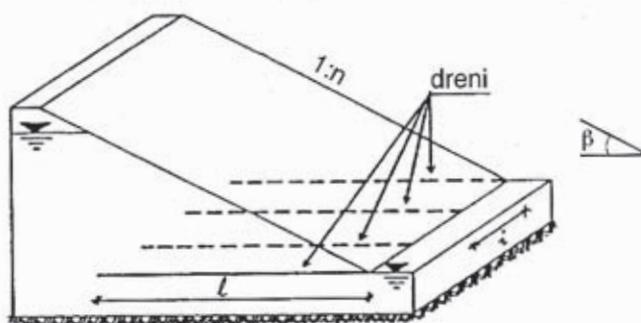


Fig. 3. Installazione tipo di un sistema di tubi drenanti

In genere, queste condizioni si verificano in pendii ripidi interessati da movimenti franosi con superfici di scorrimento profonde, spesso di tipo rotazionale. L'inclinazione, sull'orizzontale, della maggior parte dei pendii stabilizzati con dreni tubolari è compresa tra 15° e 45° , sebbene l'installazione di dreni sub-orizzontali sia stata eseguita con successo anche in pendii in roccia molto ripidi (70° sull'orizzontale).

Un sistema di dreni tubolari è costituito da un insieme di fori sub-orizzontali di piccolo diametro; la pressione interna ai fori è quella atmosferica e l'acqua drenata è allontanata per gravità in virtù delle modeste pendenze verso valle, comprese tra il 2% e il 20%. Una diversa inclinazione dei dreni permette, in alcuni casi, di aumentare l'efficacia del sistema drenante; ad esempio, l'acqua nelle discontinuità di un ammasso roccioso può essere drenata più efficacemente se i dreni sono orientati in modo da intersecare il maggiore numero di discontinuità.

Nei pendii in rocce fessurate i dreni sono semplicemente costituiti da fori non sostenuti che esplicano un'efficace funzione drenante per tempi lunghi, a meno che il materiale fine trasportato dall'acqua non provochi l'intasamento dei fori. Nei pendii in terreni sciolti, invece, all'interno del foro viene inserito un tubo finestrato protetto da un filtro in geotessile (Fig. 4). Il tubo, realizzato in materiale plastico o in alluminio anodizzato, resistente alla corrosione, evita la chiusura del foro. Il rivestimento del tubo con un filtro in geotessile impedisce l'occlusione del dreno per trasporto di materiale fine.

I fori, di diametro compreso tra 100 e 200 mm, vengono realizzati con le stesse tecniche di perforazione a rotazione utilizzate per l'esecuzione dei sondaggi; la pulizia del foro è effettuata con acqua o, laddove l'acqua provochi l'erosione delle pareti del foro, con aria compressa. I tempi di installazione dei dreni tubolari sono piuttosto ridotti: sino a 100 m al giorno.

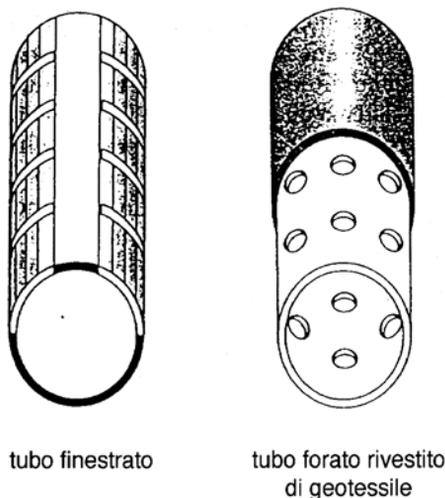


Fig. 4. Tubi finestrati utilizzati all'interno dei fori (Colombo e Colleselli, 1996)

Le lunghezze più comunemente adottate variano tra 30 e 100 m, sebbene in alcuni casi si siano realizzati dreni di lunghezza maggiore (sino a 300 m); gli interassi più frequentemente utilizzati sono compresi tra 3 e 20 m. Spesso i dreni sono utilmente installati su più livelli a diverse quote.

Per evitare l'ingresso di radici all'interno dei tubi, è conveniente che la parte terminale dei dreni non sia perforata per una lunghezza di circa 6 m dal piano campagna.

Per evitare che i dreni si occludano, è opportuna una manutenzione periodica che prevede il lavaggio con acqua in pressione. In assenza di manutenzione, la vita utile di un sistema di dreni tubolari non è superiore a circa 15-20 anni. È pertanto necessario eseguire misure frequenti delle pressioni interstiziali e della quantità di acqua drenata per controllare il buon funzionamento del sistema.

2. EFFICIENZA IDRAULICA E STABILITÀ DI UN PENDIO

Le condizioni di stabilità di un pendio sono abitualmente espresse mediante un coefficiente di sicurezza F che, con riferimento ad una assegnata superficie di scorrimento, può essere pensato come il rapporto tra le forze che produrrebbero lo scorrimento e quelle realmente agenti. Il coefficiente F risulta legato al rapporto tra la resistenza al taglio disponibile localmente sulla superficie di scorrimento e la tensione tangenziale esistente e, nella quasi totalità dei metodi, coincide con questo rapporto assumendo così il significato di livello di mobilitazione della resistenza al taglio.

Con riferimento al caso semplice di pendio indefinito (Fig. 5), sede di un moto di filtrazione stazionaria con flusso monodimen-

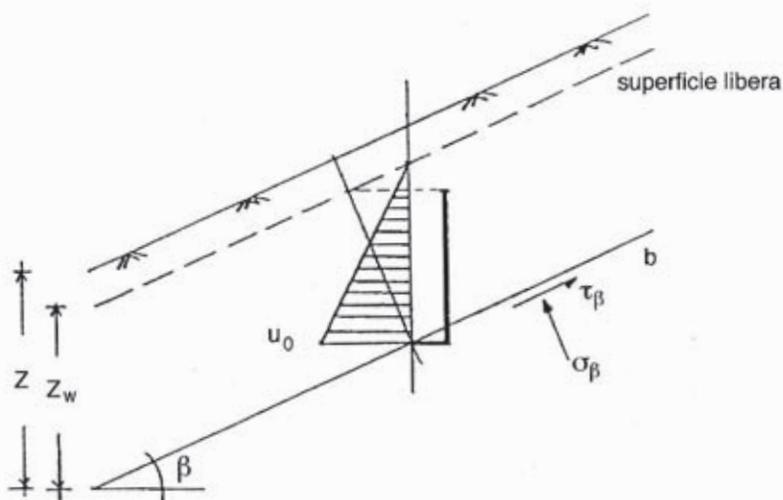


Fig. 5. Schema di pendio indefinito

sionale parallelo al piano campagna, sul generico piano b , parallelo al piano di campagna e posto a profondità z è ad esempio:

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_\beta} = \frac{c' + (\sigma_\beta - u_o) \operatorname{tg} \varphi'}{\tau_\beta}$$

dove:

τ_f	= resistenza al taglio sul piano b
$\tau_\beta = \gamma z \operatorname{sen} \beta \cos \beta$	= tensione tangenziale sul piano b
$\sigma_\beta = \gamma z \cos^2 \beta$	= tensione normale sul piano b
$u_o = \gamma_w z_w \cos^2 \beta$	= pressione interstiziale sul piano b
β	= inclinazione del pendio rispetto all'orizzontale
z_w	= profondità dal pelo libero della falda

Se in tutti i punti del piano b , le pressioni interstiziali vengono ridotte ad un valore $u < u_o$ ($\Delta u = u - u_o$), l'incremento del coefficiente di sicurezza è:

$$\Delta F = \frac{-\Delta u \operatorname{tg} \varphi'}{\gamma z \operatorname{sen} \beta \cos \beta}$$

che assume il massimo valore quando si annullano le pressioni interstiziali ($u = 0$, $\Delta u_{\max} = -u_o$)¹:

$$\Delta F_{\max} = \frac{u_o \operatorname{tg} \varphi'}{\gamma z \operatorname{sen} \beta \cos \beta}$$

Per efficienza idraulica puntuale E di un drenaggio si intende il

¹ Come sarà illustrato (cap. 3), è possibile che all'interno del terreno le pressioni interstiziali assumano valori negativi. Questo fenomeno può verificarsi nei terreni a grana fina per effetto della capillarità (tensione superficiale). Pur tuttavia nella valutazione dell'efficienza di un sistema di drenaggio si farà riferimento a situazioni nelle quali le pressioni interstiziali possono assumere soltanto valori positivi o uguali a 0.

rapporto tra la riduzione delle pressioni interstiziali conseguita nel punto in esame ($-\Delta u$) e la massima riduzione ottenibile ($-\Delta u_{max} = u_0$):

$$E = \frac{-\Delta u}{u_0} = \frac{u_0 - u}{u_0} = 1 - \frac{u}{u_0}$$

A seguito dell'esecuzione di un drenaggio le pressioni interstiziali si riducono nel tempo fino al raggiungimento delle condizioni di regime; pertanto anche l'efficienza idraulica risulta funzione del tempo:

$$E(t) = \frac{u_0 - u(t)}{u_0}$$

In generale, l'efficienza idraulica varia da punto a punto all'interno del volume di terreno in cui avviene il processo di drenaggio. Lungo un'assegnata superficie S è comunque possibile valutare un valor medio dell'efficienza:

$$\bar{E}(t) = \frac{\int_s [u_0 - u(t)] ds}{\int_s u_0 ds}$$

Dalle precedenti espressioni delle variazioni del coefficiente di sicurezza in un pendio indefinito risulta che, in presenza di una riduzione costante delle pressioni interstiziali sul piano b , l'efficienza idraulica media \bar{E} (in questo caso coincidente con i valori puntuali) rappresenta anche il rapporto tra l'incremento del coefficiente di sicurezza raggiunto e quello massimo ottenibile:

$$\bar{E}(t) = E(t) = \frac{u_0 - u(t)}{u_0} = \frac{\Delta F(t)}{\Delta F_{max}}$$

E' possibile dimostrare che in un pendio omogeneo, anche in

geometrie e analisi più complesse di quelle relative al pendio indefinito, l'efficienza idraulica media sulla superficie di scorrimento $\bar{E}(t)$ coincide con il rapporto $\Delta F(t)/\Delta F_{max}$. Il massimo incremento del coefficiente di sicurezza ΔF_{max} può essere ottenuto valutando F_{max} con un'analisi di stabilità con pressioni interstiziali nulle lungo la superficie di scorrimento.

Pertanto, nel caso di pendii costituiti da un terreno omogeneo ($\phi'=\text{cost.}$), ovvero in presenza di modeste variazioni dei valori di ϕ' lungo la superficie di scorrimento, la soluzione del problema idraulico connesso con l'installazione di un sistema di drenaggio e la valutazione dell'evoluzione temporale dell'efficienza idraulica sulla superficie di scorrimento, permettono una stima dell'incremento del coefficiente di sicurezza e delle sue variazioni nel tempo:

$$\Delta F(t) = \bar{E}(t) \cdot \Delta F_{max}$$

Nel seguito pertanto, i risultati ottenuti risolvendo il problema idraulico connesso con l'installazione di dreni orizzontali e trincee drenanti, saranno elaborati e rappresentati in termini di efficienza idraulica media \bar{E} .

3. CARATTERI DI UN PROCESSO DI DRENAGGIO

Di Maio *et al.* (1986) descrivono in dettaglio i caratteri fenomenologici di un processo di drenaggio, già discussi in precedenza da Terzaghi (1943); i concetti esposti dagli Autori vengono ripresi nel seguito perché utili per l'individuazione di situazioni alle quali si può fare riferimento nella pratica progettuale.

In un processo di drenaggio la condizione al contorno sul piano campagna può variare tra due condizioni limite: quella di apporto continuo con formazione di una lama d'acqua in superficie e quella di apporto nullo. In realtà, in dipendenza del regime delle precipitazioni atmosferiche, la condizione al contorno sul piano campagna risulta variabile rimanendo compresa tra quelle limite.

Se sul piano campagna vi è un apporto continuo di acqua caratterizzato da una portata q per unità di area superiore alla permeabilità verticale k_v del terreno, allora si può ipotizzare che sul piano campagna sia presente una lama d'acqua a pressione atmosferica. In questo caso, prescindendo dalla natura del terreno, l'installazione di un sistema di drenaggio riduce le pressioni interstiziali lasciando il terreno saturo. Il tempo necessario perché si instauri il nuovo regime di pressioni dipende dalla geometria del problema e dalla deformabilità e permeabilità del mezzo; in altri termini, si tratta di un processo di consolidazione confinato indotto da una variazione delle pressioni interstiziali al contorno. Al termine del processo di consolidazione si instaura un moto di filtrazione stazionario diretto dal piano campagna verso il sistema di drenaggio. In figura 6a è presentato un semplice caso di flusso monodimensionale che rappresenta queste condizioni. Partendo da condizioni iniziali idrostatiche, il drenaggio è simulato con un abbassamento h_0 della quota piezometrica alla base della colonna di terreno. A regime si è in presenza di un moto di filtrazione diretto dall'alto

verso il basso, caratterizzato da pressioni ovunque nulle. I diagrammi delle tensioni totali e delle pressioni interstiziali della figura mostrano chiaramente l'incremento delle tensioni efficaci conseguente al drenaggio.

Se sul piano campagna non c'è apporto d'acqua (apporto nullo), il processo di drenaggio assume caratteristiche differenti in dipendenza della natura del terreno; per evidenziare le differenze di comportamento si possono considerare le due situazioni limite di sabbia ideale ovvero di argilla ideale.

In una sabbia ideale l'acqua presente nel terreno viene interamente drenata ed è sostituita da aria che va ad occupare lo stesso volume interstiziale; nel corso del processo la parte di terreno drenata è separata da quella satura da una linea di saturazione, senza apprezzabile fascia di risalita capillare. Al termine del processo, il terreno risulta asciutto ed il volume d'acqua che è fuoriuscito dall'unità di volume del terreno è pari alla porosità iniziale n . Il processo di drenaggio è in questo caso un moto di filtrazione a superficie libera in regime vario. I tempi necessari per il raggiungimento delle condizioni stazionarie sono legati alla geometria del problema, alla quantità d'acqua che deve essere allontanata e alla permeabilità del mezzo. In figura 6b è rappresentato il semplice caso di flusso monodimensionale relativo a queste condizioni. Il drenaggio ha luogo con un abbassamento della superficie libera fino al completo svuotamento della colonna di terreno. Al termine del processo il terreno è asciutto e conseguentemente le pressioni interstiziali sono nulle ovunque come nel caso precedente.

In un'argilla ideale, pur in assenza di apporto d'acqua in superficie, il terreno può restare saturo per capillarità anche al di sopra della superficie libera della falda. L'installazione di un sistema di drenaggio produce anche in questo caso una riduzione delle pressioni interstiziali ed il piano di campagna, non essendo attraversato da alcun flusso, si comporta come una superficie di contorno

impermeabile. La quantità d'acqua fuoriuscita dall'elemento di volume al termine del processo risulta pari alla variazione di volume indotta dall'incremento delle tensioni efficaci. Il tempo necessario perché si instauri il nuovo regime di pressioni, risulta determinato dalla geometria del problema e dalla deformabilità e permeabilità del mezzo; si tratta in altri termini di un processo di consolidazione confinato indotto da una variazione delle pressioni interstiziali al contorno. In figura 6c è rappresentato il caso monodimensionale relativo a queste condizioni.

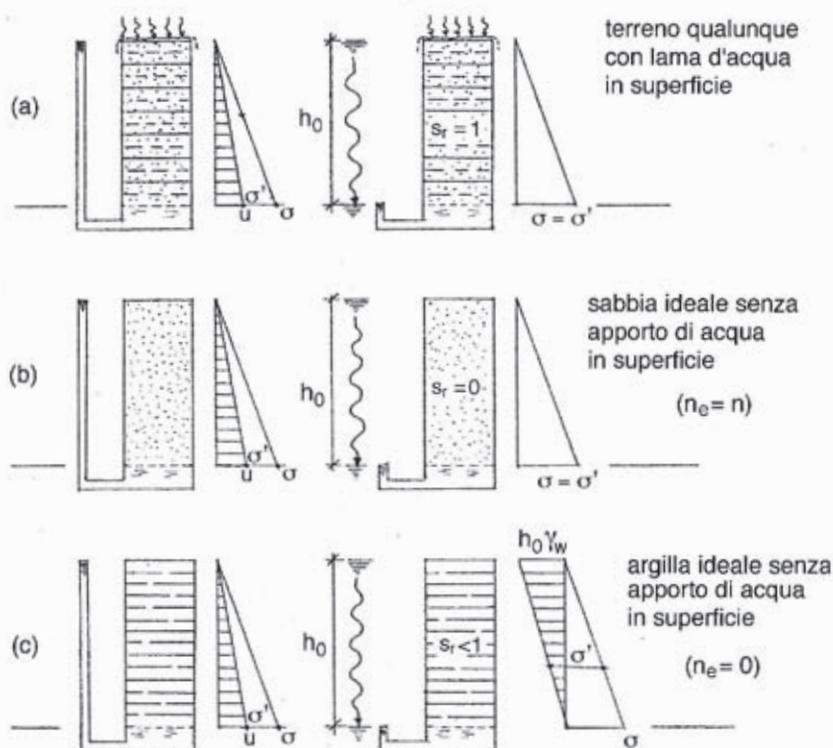


Fig. 6. Caratteri di un processo di drenaggio (adattata da Di Maio *et al.*, 1986)

Il drenaggio ha luogo con una riduzione delle pressioni interstiziali che porta, al termine del processo, a valori ovunque negativi. I diagrammi delle tensioni totali e delle pressioni interstiziali della figura mostrano chiaramente l'incremento delle tensioni efficaci conseguente al drenaggio.

In un terreno reale, se l'apporto d'acqua in superficie ha una portata media inferiore alla permeabilità verticale del terreno, l'installazione di un sistema di drenaggio provoca un moto di filtrazione in regime vario con un abbassamento della superficie libera. L'acqua contenuta nel terreno viene solo parzialmente drenata e al di sopra della superficie libera il terreno resta in condizioni di parziale saturazione ($0 < S_r < 1$). Il volume d'acqua che fuoriesce dall'unità di volume è dunque solo una parte della porosità n ; questa aliquota è normalmente indicata come porosità efficace n_e :

$$n_e = n (1 - S_r)$$

In una sabbia ideale n_e è pari ad n mentre in un'argilla ideale $n_e = 0$.

Le condizioni di regime dipendono dalla geometria del problema, dall'apporto d'acqua in superficie e dalla permeabilità del terreno. Il tempo necessario perché si instauri il nuovo regime di pressioni, dipende inoltre dalla deformabilità e dalla porosità efficace del mezzo.

Nella progettazione di un sistema di drenaggio è particolarmente importante tener conto dell'esistenza della fase transitoria in quanto il valore richiesto dell'efficienza idraulica può in alcuni casi essere raggiunto soltanto dopo tempi relativamente lunghi. Per i valori tipici dei coefficienti di permeabilità dei terreni più frequentemente interessati da fenomeni di instabilità, e con le disposizioni geometriche correntemente impiegate, sono necessari tempi dell'ordine di qualche mese per ottenere incrementi di efficienza, e quindi del coefficiente di sicurezza, di alcuni punti percentuali

(Burghignoli e Desideri, 1986). E' quindi necessario anticipare l'esecuzione delle opere di drenaggio rispetto alle fasi stagionali più critiche per la stabilità. Con un anticipo ancora maggiore bisogna prevedere la messa in opera dei piezometri per il controllo delle ipotesi progettuali; la lenta evoluzione delle fasi transitorie non richiede l'installazione di piezometri a risposta particolarmente pronta.

4. EQUAZIONI DI GOVERNO DELLA FILTRAZIONE INDOTTA DA UN SISTEMA DI DRENAGGIO

Se si suppone che nel corso del processo di consolidazione, indotto dall'esecuzione di un sistema drenante, non avvengano apprezzabili variazioni delle tensioni totali, il problema può essere affrontato in modo disaccoppiato (soluzione separata del problema dell'equilibrio e del problema idraulico) risolvendo l'equazione della consolidazione di Terzaghi Rendulic. In termini di quota piezometrica $h = \zeta + u/\gamma_w$ (dove ζ rappresenta l'altezza geometrica rispetto ad un arbitrario piano di riferimento), per un mezzo omogeneo si ha:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \gamma_w \frac{3(1 - \nu')}{E'} \frac{\partial h}{\partial t}$$

dove E' e ν' rappresentano le costanti elastiche del mezzo.

Nell'integrazione spaziale dell'equazione si deve tener conto delle nuove condizioni al contorno imposte dal sistema di drenaggio; infatti, sulle superfici di contatto tra il sistema e il terreno si ha una pressione interstiziale nulla e la quota piezometrica h coincide con l'altezza geometrica ζ .

Le condizioni iniziali, necessarie per l'integrazione temporale dell'equazione, sono invece rappresentate dalla distribuzione preesistente delle quote piezometriche. Al termine della fase transitoria, le condizioni stazionarie del processo di drenaggio soddisfano l'equazione:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Per quanto riguarda la condizione al contorno da imporre sul

piano campagna, le considerazioni svolte nel precedente paragrafo permettono di identificare tre possibilità:

- a) **Lama d'acqua** - Sul piano campagna si assume una pressione interstiziale nulla ($h = \zeta$). Questa condizione, prescindendo dalla natura del terreno, può essere assunta quando sul piano campagna è ipotizzabile la presenza di un apporto medio di acqua caratterizzato da una portata q per unità di area superiore alla permeabilità verticale k_v del terreno.
- b) **Superficie impermeabile** - Sul piano campagna si assume che il flusso normale sia nullo ($\partial h / \partial n = 0$). Questa condizione può essere assunta quando il terreno interessato dal sistema di drenaggio è a grana fina e se il piano campagna è sufficientemente protetto dall'evaporazione.
- c) **Superficie libera** - Il dominio nel quale avviene il processo di consolidazione è limitato superiormente da una superficie a pressione interstiziale nulla, la cui posizione varia nel tempo e non è nota a priori. Questa è la condizione che approssima nel modo migliore la realtà; pur tuttavia in questo caso la soluzione risulta dipendente da fattori di incerta valutazione che determinano la velocità di spostamento della superficie libera: porosità efficace, entità degli apporti superficiali e loro variazione temporale.

Alcuni Autori (Burghignoli e Desideri, 1986 e 1987 - Di Maio e Viggiani, 1987), studiando le variazioni temporali dell'efficienza idraulica di trincee drenanti e dreni tubolari, hanno mostrato che le soluzioni ottenute con le condizioni (a) e (b) rappresentano rispettivamente il limite inferiore e il limite superiore di quelle ottenibili con la condizione (c) (Fig. 7). È stato inoltre osservato

che nella fase iniziale del processo di drenaggio, l'evoluzione dell'efficienza è praticamente indipendente dalla condizione al contorno assunta sul piano campagna. Le soluzioni ottenute per le diverse condizioni sono infatti praticamente coincidenti fino al raggiungimento del valore dell'efficienza che caratterizza le condizioni stazionarie del caso (a), condizione (3) in figura 7.

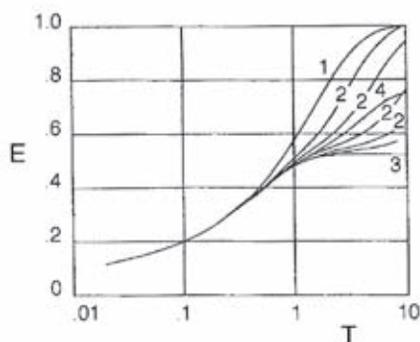
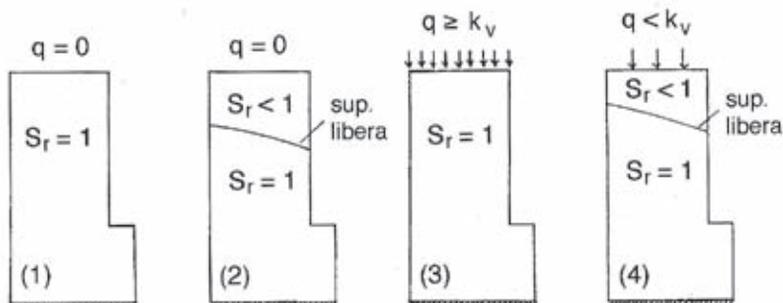


Fig. 7. Efficienza idraulica sulla base delle trincee in dipendenza delle condizioni al contorno sul piano di campagna: (1) superficie impermeabile; (2) filtrazione a superficie libera con apporto nullo; (3) superficie equipotenziale (lama d'acqua); (4) filtrazione a superficie libera con apporto non nullo (adattata da Burghignoli e Desideri, 1986)

Da queste ultime considerazioni emerge l'opportunità di progettare i sistemi di drenaggio nell'ipotesi cautelativa di apporto

continuo con formazione di lama d'acqua in superficie. Le analisi così condotte possono infatti essere utilizzate per ottenere i valori dell'efficienza idraulica che sono sicuramente raggiunti, indipendentemente dai valori della porosità efficace e della intensità e durata delle piogge.

Salvo diversa indicazione, nella presentazione dei risultati delle analisi si farà pertanto riferimento alle condizioni di lama d'acqua in superficie.

L'introduzione di alcune ipotesi semplificative, descritte nei prossimi capitoli per le trincee e per i dreni tubolari, ha permesso di analizzare il processo di drenaggio in condizioni di flusso e deformazioni bidimensionali. Pertanto, le equazioni di governo della fase transitoria e della successiva fase stazionaria utilizzate sono, rispettivamente:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{\gamma_w 2(1 + \nu')(1 - 2\nu')}{E'} \frac{\partial h}{\partial t}$$

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Le soluzioni numeriche sono state ottenute con il codice di calcolo FLAC; per la fase transitoria si è utilizzata l'analogia con il processo di diffusione del calore risolvendo il problema termico equivalente.

5. ELEMENTI PER IL DIMENSIONAMENTO DI UN SISTEMA DI TRINCEE DRENANTI

L'efficienza idraulica di un sistema di trincee drenanti è stata valutata con riferimento allo schema di figura 8.

Le trincee, disposte secondo le linee di massima pendenza, hanno sezione rettangolare (larghezza B e profondità H_0), sono parallele ed hanno uno sviluppo longitudinale L molto maggiore dell'interasse S tale da giustificare un'analisi in condizioni di flusso bidimensionale. Il piano campagna è orizzontale e le condizioni idrauliche iniziali sono idrostatiche con superficie libera coincidente con il piano campagna.

Lo strato di terreno, sede del processo di drenaggio, è omogeneo e isotropo ed è limitato inferiormente da una formazione impermeabile posta a una profondità $H = nH_0$.

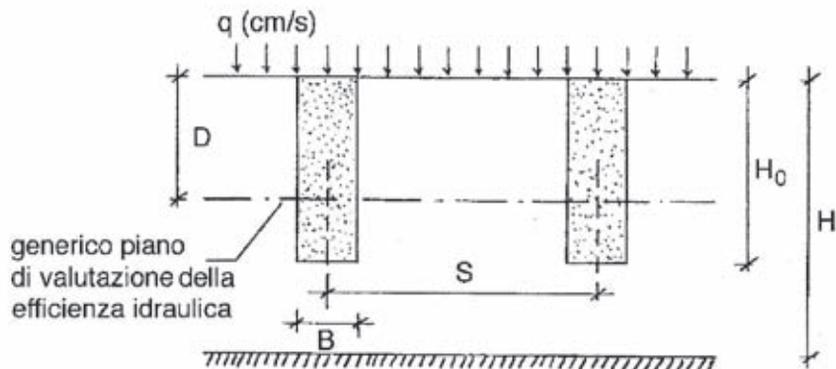


Fig. 8. Schema geometrico delle trincee drenanti

Lo schema è analogo a quello utilizzato da altri autori (Hutchinson, 1977; Di Maio *et al.*, 1986; Burghignoli e Desideri, 1983) e ai loro risultati si fa in alcuni casi riferimento nel seguito.

La soluzione dipende dai rapporti S/H_0 , B/H_0 e H/H_0 . Per il rapporto B/H_0 si è assunto un valore costante pari a 0.16; infatti, per le tecniche di scavo, la larghezza della trincea è abitualmente proporzionale alla profondità. In ogni caso le variazioni di questo rapporto non influenzano significativamente la soluzione. Per quanto riguarda il rapporto $n=H/H_0$ sono stati considerati quattro valori: 1 - 1.5 - 2 - 4. Il primo valore corrisponde a trincee che interessano tutto lo strato di terreno in cui avviene il processo di drenaggio; non sono stati considerati valori di $n > 4$ dal momento che per $n \geq 4$ i risultati nell'intorno delle trincee non differiscono apprezzabilmente tra loro. Tenuto conto degli interassi utilizzati più frequentemente, si sono considerati valori del rapporto S/H_0 variabili tra 1 e 6.

Sebbene i risultati si riferiscano ad un terreno con permeabilità isotropa ($k_h = k_v$), le soluzioni possono essere utilizzate anche per il caso di terreno anisotropo nei riguardi della permeabilità ($k_h \neq k_v$) operando una trasformazione di scala, a meno di un modesto errore indotto dalla larghezza B della trincea che non è influenzata dalla variazione di scala. Per condizioni di anisotropia della permeabilità si deve pertanto far riferimento a un interasse fittizio S^* tale che:

$$\frac{S^*}{H_0} = \frac{S}{H_0} \sqrt{\frac{k_v}{k_h}}$$

L'efficienza idraulica media è stata valutata su quattro piani orizzontali posti a diverse profondità D dal piano campagna ($D/H_0 = 0.5 - 1 - 1.5 - 2$).

L'integrazione, necessaria alla valutazione di \bar{E} , è stata estesa a tutto l'interasse S , supponendo nulle le pressioni interstiziali all'interno della trincea.

Per quanto riguarda l'evoluzione temporale del fenomeno, i ri-

sultati sono presentati in funzione di una grandezza adimensionale, il fattore tempo T :

$$T = \frac{k_v}{\gamma_w H_0^2} \frac{E'}{2(1 + \nu')(1 - 2\nu')} t$$

Come già esposto nel cap. 1, le trincee drenanti sono utilizzate per stabilizzare movimenti franosi superficiali a carattere prevalentemente traslazionale; in genere, frane di questo tipo interessano pendii poco acclivi e le superfici di scorrimento risultano, in ampie zone, pressoché parallele al piano campagna.

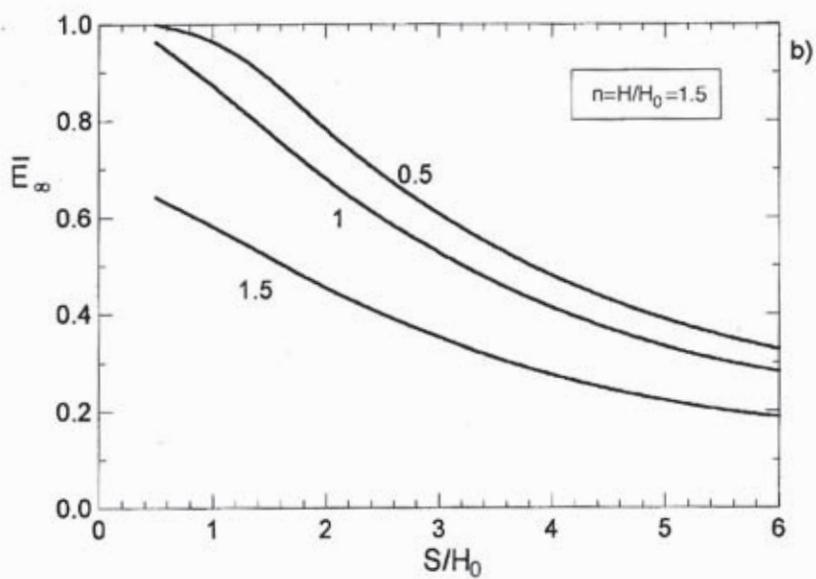
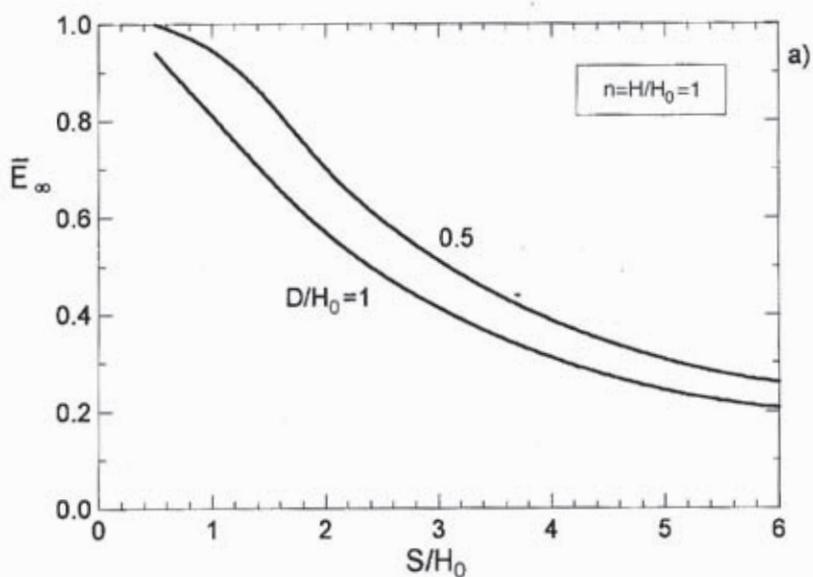
La coltre di terreno posta al di sopra della superficie di scorrimento è frequentemente alterata e caratterizzata da una permeabilità più elevata di quella della formazione stabile sottostante. In questo quadro è lecito far riferimento a un pendio indefinito con regime idraulico caratterizzato da una filtrazione nella direzione monte-valle, con superficie libera parallela al piano campagna.

Se si considera un sistema di trincee drenanti tra loro parallele, disposte longitudinalmente secondo le linee di massima pendenza, le condizioni geometriche permettono di studiare il processo di drenaggio in una generica sezione trasversale del pendio.

Le condizioni sono analoghe a quelle precedentemente descritte; a differenza della situazione precedente (condizioni iniziali idrostatiche $u_0/\gamma_w = z_w$) le altezze piezometriche risentono della presenza della filtrazione in direzione monte-valle ($u_0/\gamma_w = z_w \cos^2 \beta$).

Come mostrato da Hutchinson (1977) le soluzioni in termini di efficienza idraulica relative alle condizioni idrostatiche e alle condizioni di flusso indefinito monte-valle risultano coincidenti.

Nella figura 9 sono mostrati i valori a regime dell'efficienza media \bar{E}_w , valutata su diversi piani di riferimento (D/H_0) in funzione dell'interasse tra le trincee (S/H_0) e della profondità della formazione impermeabile ($n=H/H_0$).



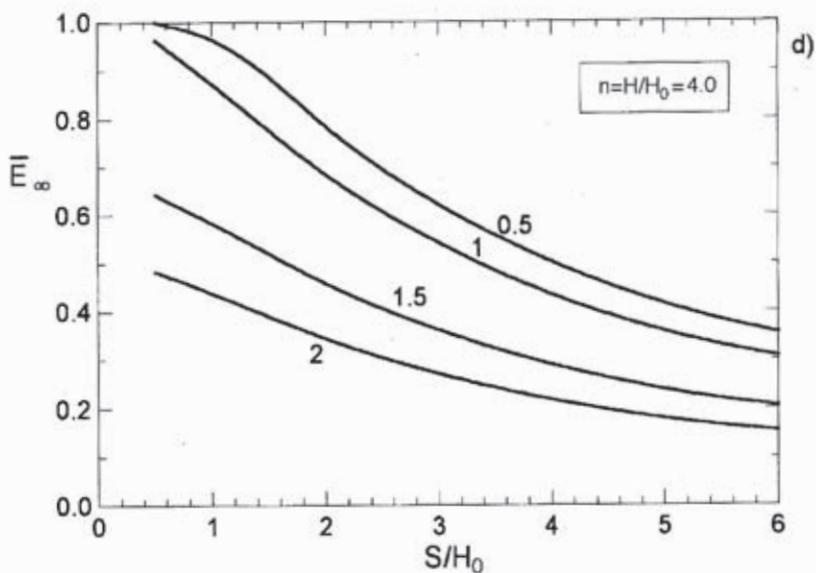
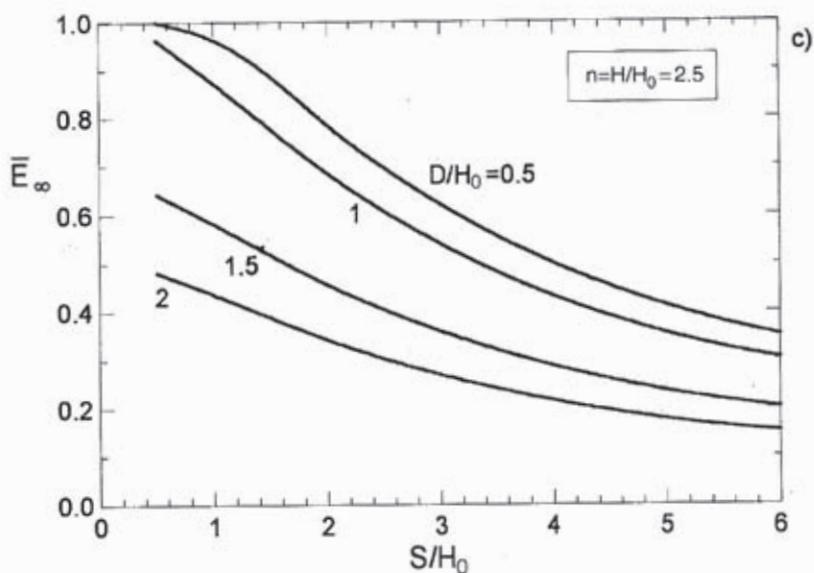


Fig. 9. Valori dell'efficienza a regime di un sistema di trincee drenanti

Una valutazione dei tempi necessari perché il sistema di drenaggio espliciti la sua funzione è presentato nelle figure 10 e 11; in esse, in funzione degli stessi parametri geometrici, sono mostrati i valori del fattore tempo T_{50} e T_{90} necessari a raggiungere un'efficienza idraulica rispettivamente pari al 50% e al 90% di quella finale \bar{E}_{∞} . Le figure si riferiscono a valori di $n = 1$ e 2.5; il decorso del processo per $n = 1.5$ e 4 non è significativamente diverso da quello ottenuto per $n = 2.5$.

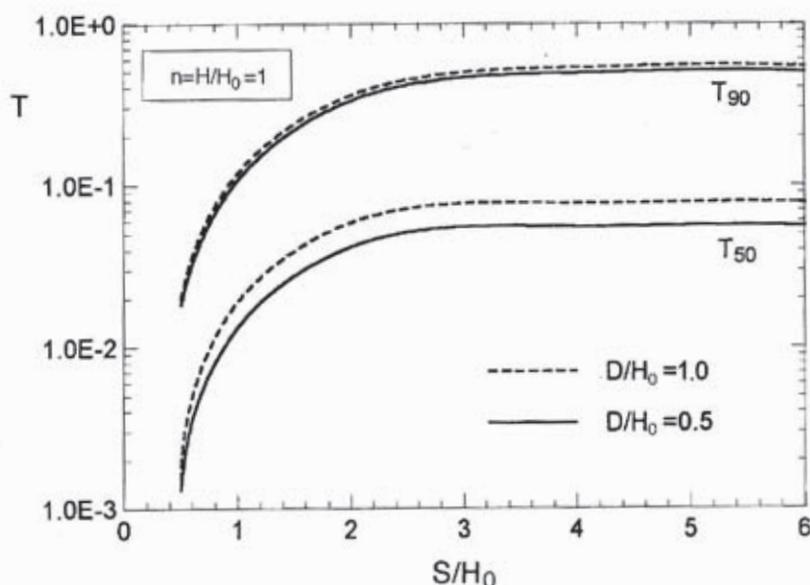


Fig. 10. Valori del fattore tempo T_{50} e T_{90} in funzione dei parametri geometrici

Dall'esame dei risultati delle analisi, le principali considerazioni sul comportamento di un sistema di trincee drenanti possono essere così riassunte:

- l'efficienza idraulica media si riduce sensibilmente all'aumentare del rapporto S/H_0 ;

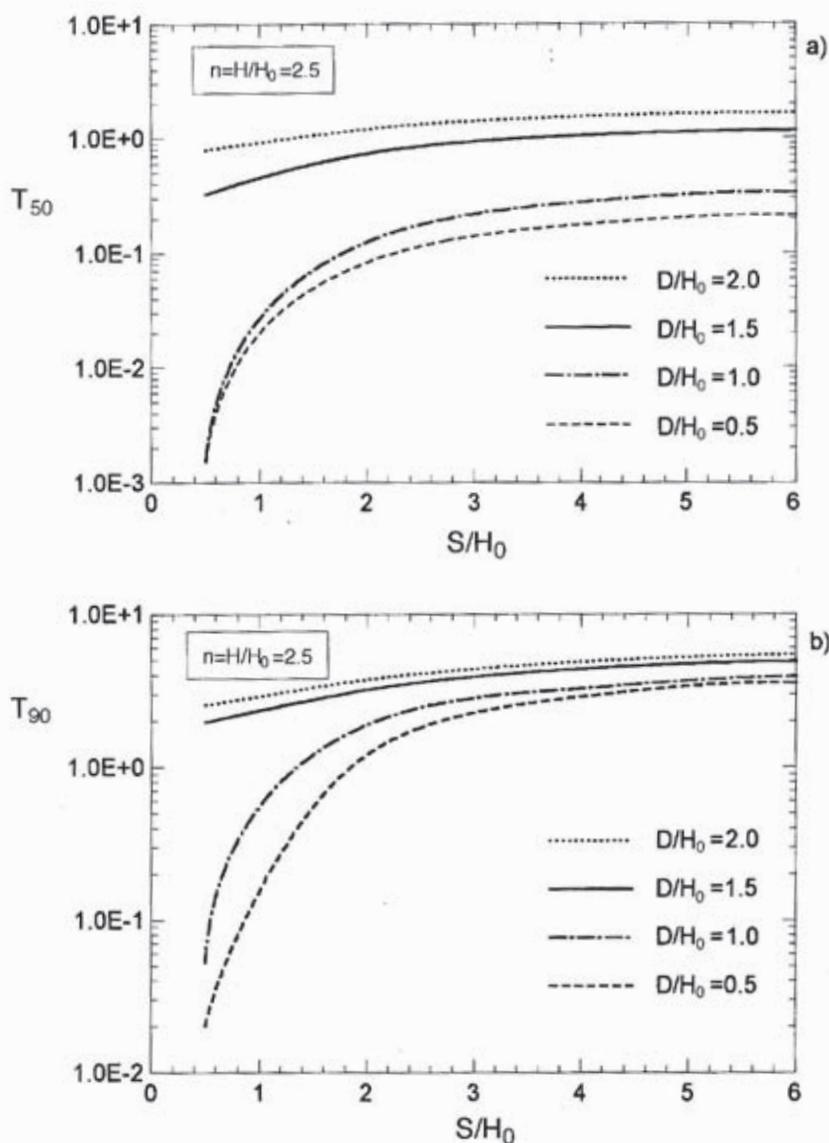


Fig. 11. Valori del fattore tempo in funzione dei parametri geometrici: a) T_{50} ; b) T_{90}

- l'efficienza media sui piani posti al di sotto delle trincee è sensibilmente minore di quella che si raggiunge nei piani che attraversano le trincee; i valori di efficienza che si ottengono per D/H_0 compreso tra 1.5 e 2 (zone al di sotto delle trincee) sono circa la metà di quelli corrispondenti a D/H_0 compreso tra 0.5 e 1 (zone attraversate dalle trincee);
- per valori di $n \geq 1.5$, la soluzione sui piani attraversati dalle trincee ($D/H_0 \leq 1$) non è significativamente influenzata dalla profondità del piano impermeabile di base;
- i tempi necessari perché il sistema di drenaggio cominci ad esplicare la sua funzione crescono con il rapporto S/H_0 ; questa dipendenza è molto forte sui piani attraversati dalle trincee;
- i tempi di raggiungimento delle condizioni stazionarie sui piani posti al di sotto della base delle trincee sono molto maggiori di quelli relativi ai piani attraversati dalle trincee; queste differenze sono particolarmente marcate per bassi valori del rapporto S/H_0 .

L'ottimizzazione del progetto di un sistema di trincee drenanti richiede quindi l'impiego di trincee di profondità H_0 sufficiente a raggiungere le zone nelle quali si intende ridurre le pressioni interstiziali, mentre l'interasse S può essere fissato in relazione al valore finale dell'efficienza che si vuole ottenere e ai tempi necessari per un efficace funzionamento del sistema. Le trincee, ovviamente, possono essere utilmente impiegate anche quando la superficie di scorrimento non è raggiungibile con gli elementi drenanti (difficoltà esecutive, costi eccessivi). Tuttavia, le efficienze massime raggiungibili sono relativamente più basse e si ottengono in tempi più lunghi.

In figura 12 è mostrata l'evoluzione del processo di drenaggio nell'ipotesi che il piano campagna si comporti come una superficie impermeabile (Di Maio *et al.*, 1986). Gli Autori valutano l'efficienza media sul piano corrispondente alla base delle trincee nella

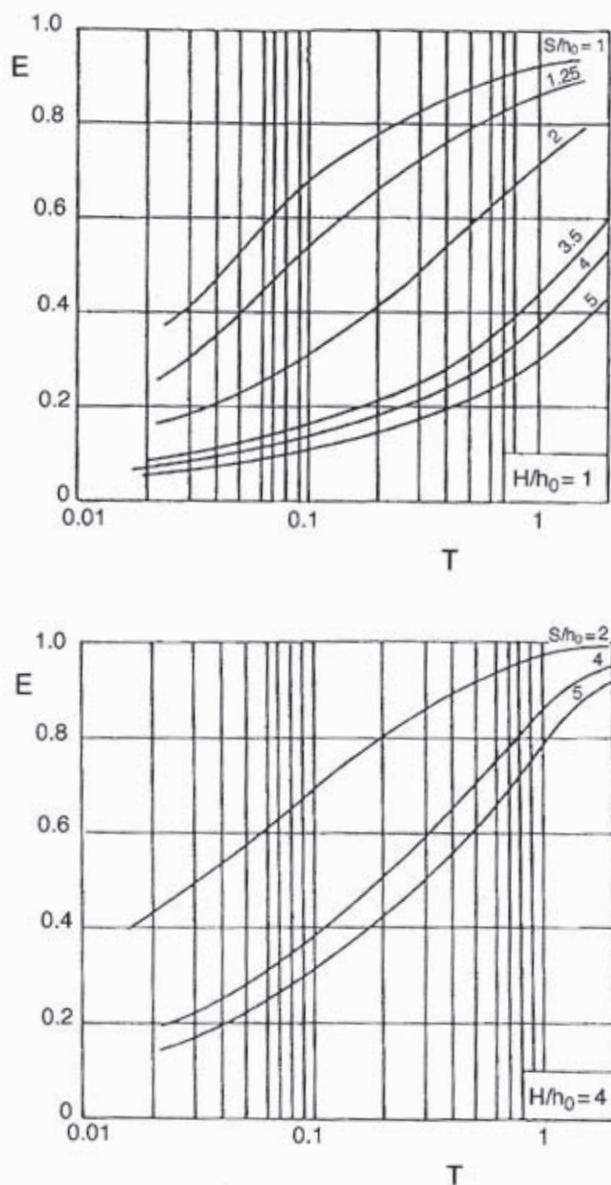


Fig. 12. Argilla ideale ($n_s = 0$) - apporto nullo in superficie: variazione dell'efficienza alla base delle trincee in funzione del fattore tempo (Di Maio *et al.*, 1986)

zona compresa tra due elementi drenanti. Avendo assunto come riferimento per l'altezza geometrica il piano di base delle trincee, l'espressione dell'efficienza proposta da Di Maio *et al.*(1986):

$$\bar{E}(t) = 1 - \frac{\bar{h}(t)}{h_0}$$

coincide con quella finora utilizzata.

Al contrario, nella definizione del fattore tempo T gli Autori utilizzano come grandezza geometrica lo spessore dello strato H , anziché l'altezza delle trincee H_0 , cosicché risulta:

$$T = \frac{k_v}{\gamma_w H^2} \frac{E'}{2(1 + \nu')(1 - 2\nu')}$$

Per il caso considerato, in condizioni stazionarie, l'efficienza sul piano corrispondente alla base delle trincee ($D/H_0=1$) è sempre pari all'unità indipendentemente dalla geometria del sistema (S/H_0), che influenza invece significativamente i tempi del processo di drenaggio.

6. EFFICIENZA DI UN SISTEMA DI TRINCEE DRENANTI: MISURE IN SITO

La misura delle pressioni interstiziali con piezometri installati ad una profondità fissata lungo una o più sezioni trasversali del pendio permette di valutare l'efficienza del sistema drenante (riferita alla profondità di installazione dei piezometri), e di confrontare le previsioni dell'analisi con i comportamenti osservati.

Il comportamento di alcuni sistemi di trincee drenanti realizzati per la stabilizzazione di pendii naturali in terreni argillosi sovraconsolidati è stato mostrato da Hutchinson (1977) ed è riassunto in tabella I.

Tab. I. Comportamento osservato per alcuni sistemi di trincee drenanti in pendii naturali. L'efficienza media è riferita alla base delle trincee (adattata da Hutchinson, 1977)

Sito	Terreni interessati	β (°)	Caratteristiche geometriche dell'intervento				\bar{E}	Tempo (anni)
			B (m)	S (m)	H_0 (m)	S/H_0		
Bredon Hill Sevenoaks	Upper Lias	14	0.8	12.1	3.0	4.03	0.74	1.2
	Lower Greensand over Wealden Clay	7	0.9	18.3	4.6	3.98	0.71	2.2
Guildford	London Clay	7	0.8	16.1	5.0	3.22	0.55	10.5
Hodson	Gault Clay	5	0.6	9.10	3.7	2.46	0.57	1.5
Hodson	Gault Clay	5	0.6	9.10	3.7	2.46	0.70	1.5
Burderop Wood	Gault Clay	6	0.6	12.2	3.7	3.30	0.55	1.6
Burderop Wood	Gault Clay	6	0.6	25.6	3.7	6.92	0.35	1.6
Boulby	Till	14	0.5	11.5	5.2	2.21	0.60	5.8
Boulby	Till	15	0.5	6.50	5.5	1.18	0.74	5.9
Barnsdale	Upper Lias	11	0.7	12.0	3.5	3.43	0.70	0.7
Barnsdale	Upper Lias	7	0.7	12.0	5.0	2.40	0.34	0.4

Per tutti i casi considerati le misure di pressione interstiziale sono state effettuate alla profondità di base delle trincee.

In figura 13a è mostrata la sezione longitudinale, relativa al piano intermedio tra le trincee, di una frana verificatasi a Sevenoaks, nel Kent.

Le misure di pressione interstiziale eseguite alla profondità di base delle trincee mostrano che l'influenza delle trincee si sviluppa completamente ad una distanza pari a circa 3.5 volte l'interasse S tra le trincee, a partire dalla loro sezione iniziale (Fig. 13b).

Da questa osservazione sperimentale deriva l'indicazione di estendere le trincee a monte della zona da stabilizzare, per un tratto pari a 3-4 S .

L'andamento delle altezze piezometriche mostrato in figura 13b indica inoltre che in genere non è sufficiente strumentare una sola sezione trasversale per valutare sperimentalmente l'efficacia del sistema drenante.

La figura 13c mostra la riduzione di altezza piezometrica prodotta dal sistema di trincee drenanti in una sezione trasversale del pendio, nel tratto compreso tra due trincee contigue.

Analoghe riduzioni lungo una sezione trasversale sono mostrate in figura 14 per i movimenti franosi di Burderop Wood, nello Wiltshire, e di Stag Hill, nel Surrey. Nel primo caso le misure di pressione interstiziale sono state effettuate per un periodo di 1.6 anni dalla fine della costruzione delle trincee; nel secondo, si estendono a un periodo di circa 10.5 anni dal termine della costruzione.

Le misure mostrate in figura 14 confermano che l'efficienza delle trincee aumenta progressivamente nel tempo raggiungendo il suo valore massimo al termine di una fase transitoria.

Per questo motivo al sistema drenante vengono in genere associati altri interventi di stabilizzazione che hanno un effetto immediato.

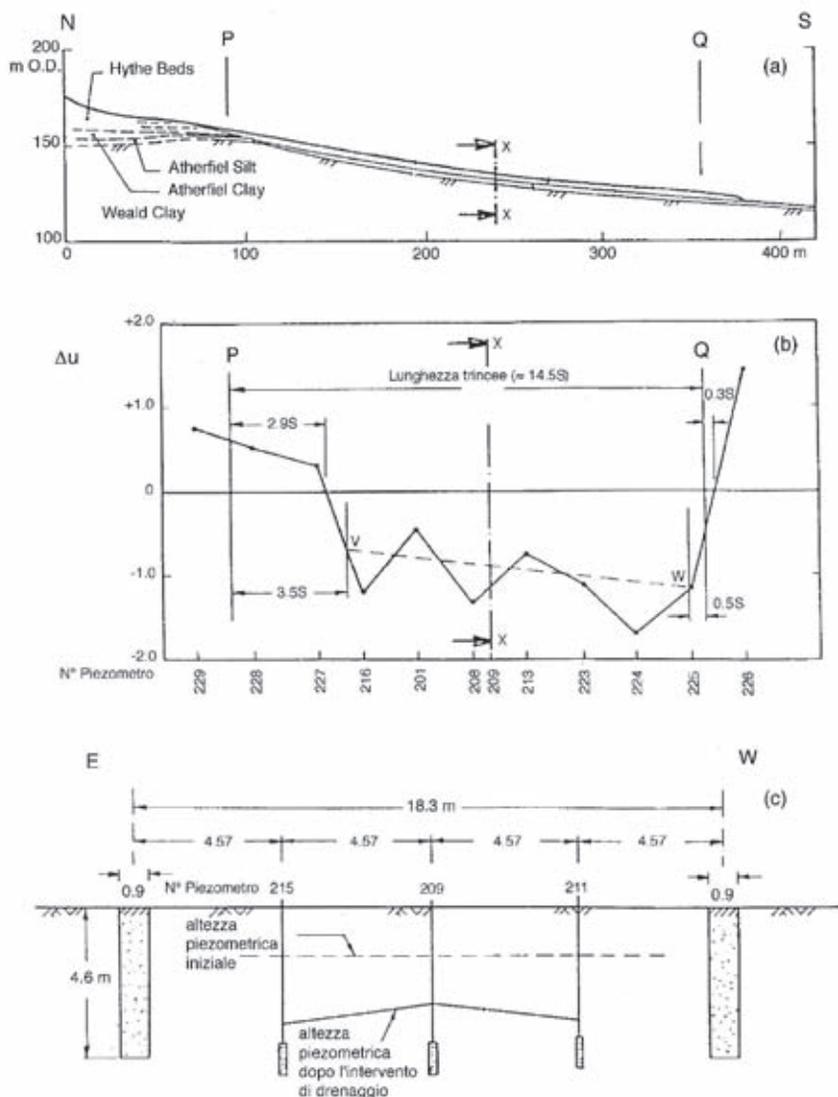


Fig. 13. Installazione di trincee drenanti con rapporto $H/H_0 = 1$ a Sevenoaks, nel Kent:
 a) sezione longitudinale; b) variazione della pressione interstiziale nel piano intermedio tra le trincee alla profondità di 4,9 m, un mese dopo l'installazione;
 c) sezione trasversale, abbassamento dei livelli piezometrici in seguito alla installazione (adattata da Hutchinson, 1977)

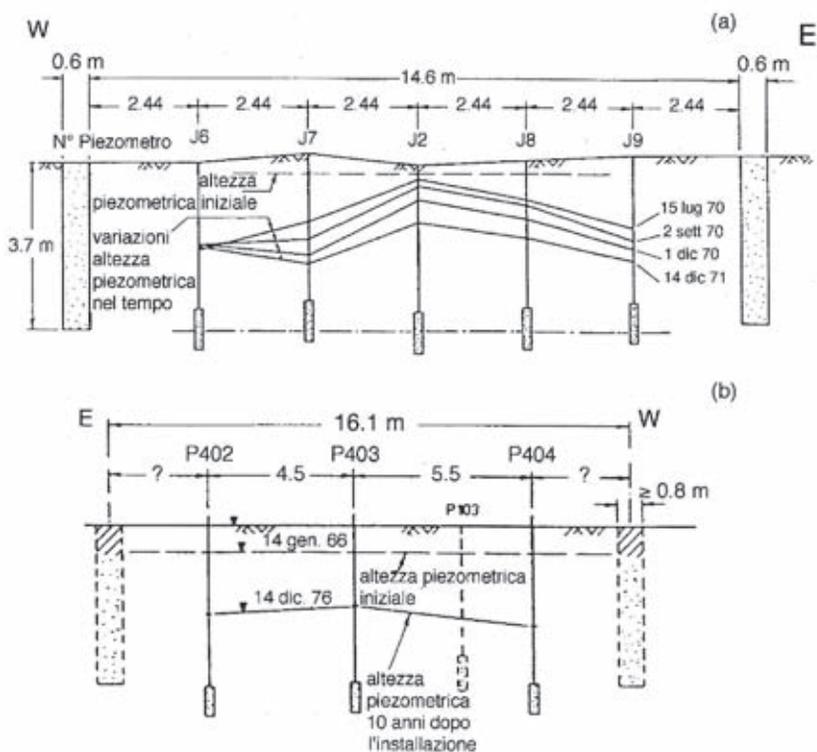


Fig. 14. Sezioni trasversali di trincee drenanti: a) Burderop Wood, Wiltshire: periodo di osservazione circa 15 mesi; b) Guildford, Surrey: periodo di osservazione circa 10 anni (adattata da Hutchinson, 1977)

7. ELEMENTI PER IL DIMENSIONAMENTO DI UN SISTEMA DI TUBI DRENANTI

I tubi drenanti sono spesso utilizzati per la stabilizzazione di singole scarpate e fronti di scavo o per la stabilizzazione di movimenti franosi profondi che si verificano nelle zone più acclivi di pendii naturali.

Nelle configurazioni geometriche adottate più comunemente nelle applicazioni i dren tubolari sono sub-orizzontali e vengono installati su uno o più livelli lungo sezioni trasversali del pendio. In queste condizioni il processo di drenaggio è tridimensionale e il moto dell'acqua avviene sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale. Ci si può ricondurre alle condizioni di moto piano, contenuto in una sezione longitudinale del pendio, quando i dreni sono installati ad un interasse sufficientemente ridotto da potere essere assimilati ad un piano drenante.

In alcuni lavori riportati in letteratura, vengono studiate scarpate di assegnate dimensioni in presenza di moti di filtrazione caratterizzati da assegnate condizioni al contorno alla testa e al piede del pendio; l'effetto dei dreni viene espresso con il rapporto tra i coefficienti di sicurezza ottenuti in presenza ed in assenza di dreni, F_d/F_0 , o in termini di incremento del coefficiente di sicurezza rispetto al suo valore iniziale, $\Delta F/F_0$. Le soluzioni espresse in questi termini risultano legate alle configurazioni geometriche prescelte, al metodo utilizzato per le analisi di stabilità e alle caratteristiche dei materiali. Il campo di applicazione delle soluzioni ottenute risulta quindi limitato ad un numero ristretto di casi.

Kenney *et al.* (1977), ad esempio, hanno studiato il regime delle pressioni interstiziali in una scarpata, con pendenza 1:3, in presenza di un sistema di dreni suborizzontali installati al piede (Fig. 15a). L'analisi è stata condotta con una sperimentazione su mo-

delli fisici in scala ridotta, nei quali il terreno è stato simulato con un agglomerato di sferette di vetro. Lo strato di base, impermeabile ed infinitamente resistente, viene considerato coincidente con il piede del pendio o è posto ad una profondità tale da non influenzarne la stabilità. Avendo indicato con H_u la differenza di quota piezometrica tra la testa e il piede e con H l'altezza del pendio, il rapporto H_u/H è stato assunto pari a 0.5-0.7 (Fig. 15b).

Utilizzando le distribuzioni di pressioni interstiziali misurate nei modelli fisici, l'efficacia del sistema è stata espressa con il rapporto $\Delta F/F_0$ tra l'incremento del coefficiente di sicurezza nelle condizioni stazionarie finali e il suo valore iniziale.

Le analisi di stabilità sono state effettuate con il metodo di Bishop semplificato nell'ipotesi di assenza di coesione ($c' = 0$). In queste condizioni i risultati sono indipendenti dall'altezza del pendio e le variazioni di F dipendono solo dalle variazioni di pressione interstiziale. Il valore dell'angolo di resistenza al taglio assunto nelle analisi, $\varphi' = 24^\circ$, influenza il valore assoluto del coefficiente di sicurezza ma non la sua variazione relativa $\Delta F/F_0$.

Le soluzioni risultano in ogni caso legate alla posizione che la superficie di scorrimento assume nella particolare geometria del problema.

Nei diagrammi di figura 15b gli incrementi relativi del coefficiente di sicurezza sono rappresentati in funzione dell'interasse i e della lunghezza l dei dreni; i risultati sono messi in relazione anche con il numero n dei dreni, la loro lunghezza totale $n \cdot l$ e la lunghezza dei dreni per unità di larghezza del pendio

$$l' = \frac{\Sigma l}{\Sigma i} = \frac{n \cdot l}{\Sigma i}$$

Nonveiller (1981) ha studiato le condizioni transitorie e stazionarie del processo di drenaggio indotto da un sistema di dreni tu-

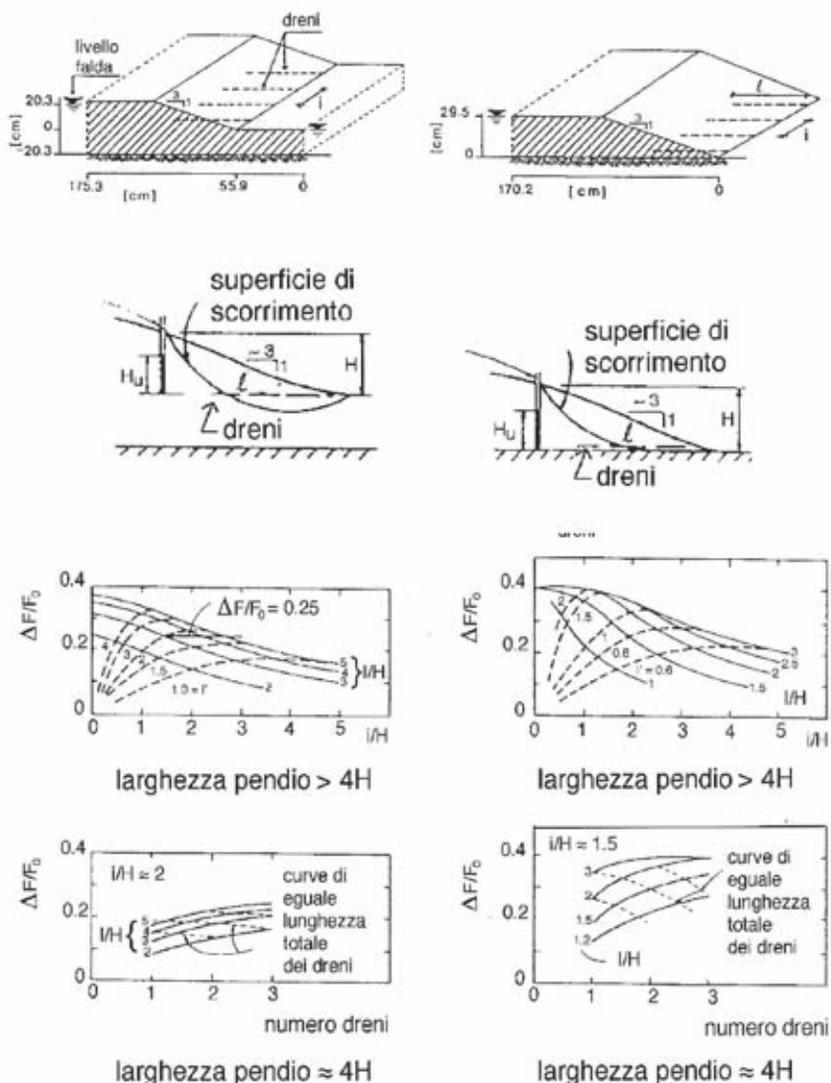


Fig. 15. Soluzioni di Kenney et al. (1977) per un singolo livello di dreni tubolari sub-orizzontali installati al piede: a) schema geometrico e condizioni idrauliche del modello fisico; b) abachi di progetto per le due posizioni della formazione stabile di base, e per valori di $H_u/H = 0.5 - 0.7$

bolari inseriti al piede di una scarpata di terreno omogeneo e isotropo, dotato di coesione e attrito; le pendenze considerate sono pari a 1:2 e 1:3 (Fig. 16a). Sui due piani verticali che delimitano longitudinalmente il pendio sono state assunte condizioni di flusso imposto. Nelle analisi si è assunto apporto continuo con formazione di una lama d'acqua in superficie; le condizioni idrauliche in testa e al piede del pendio sono mostrate in figura 16a.

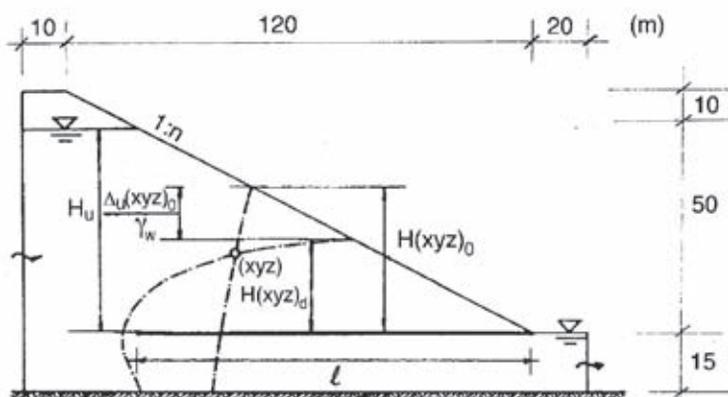


Fig. 16a. Soluzioni di Noinveller (1981) per un singolo livello di dreni orizzontali installati al piede: schema geometrico e condizioni idrauliche

A regime, il coefficiente di sicurezza F_0 , ottenuto in assenza di dreni, e il coefficiente di sicurezza F_d , ottenuto in presenza dei dreni, sono stati determinati utilizzando il metodo di Bishop semplificato per valori assegnati dei parametri di resistenza; l'efficacia del sistema è espressa con il rapporto F_d/F_0 .

Nei diagrammi mostrati in figura 16b l'efficacia del sistema è messa in relazione con le principali grandezze geometriche del problema. La figura mostra che l'incremento del coefficiente di sicurezza cresce al crescere della lunghezza dei dreni e al decrescere del loro interasse. In un pendio meno acclive sono necessari dreni più lunghi per raggiungere lo stesso incremento del coefficiente di sicurezza.

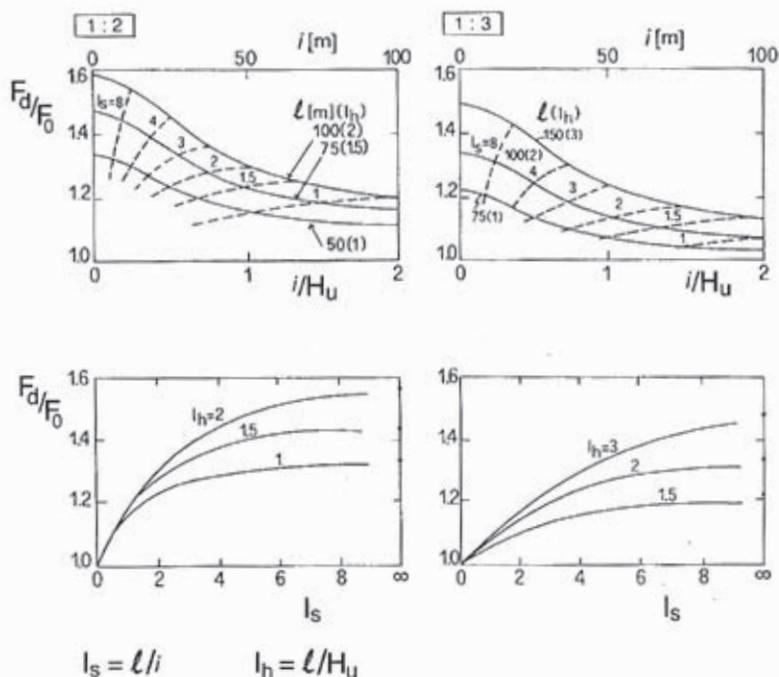


Fig. 16b. Soluzioni di Noinveller (1981) per un singolo livello di dreni orizzontali installati al piede: abachi di progetto

Lo schema geometrico utilizzato nelle analisi effettuate in questo lavoro per la valutazione dell'efficienza idraulica è illustrato in figura 17. Si tratta di un sistema di dreni orizzontali di lunghezza l e diametro d , realizzato su uno o due livelli in un pendio indefinito.

I dreni partono dal piano campagna e sono posti ad una distanza S nella direzione di massima pendenza, mentre l'interasse in direzione ortogonale è indicato con i . Considerati i modesti valori del rapporto i/l abitualmente utilizzati e sulla base dei risultati ottenuti da Di Maio *et al.* (1988), l'analisi è stata condotta in condizioni di flusso bidimensionale ($i = 0$ - piani drenanti), ipotizzando

valori del rapporto $i/l \leq 0.2$. Per il rapporto d/l si è assunto un valore costante pari a 0,02:

La falda idrica è inizialmente in condizioni di moto uniforme, con superficie libera coincidente con il piano del pendio; in queste condizioni le superfici equipotenziali sono piane e normali alla superficie del pendio. Come in precedenza, si assume che sulla superficie superiore del pendio vi sia un apporto continuo d'acqua, tale che si formi una lama d'acqua a quota piezometrica costante nel tempo; in queste condizioni tutto il pendio rimane saturo nel corso del processo di drenaggio. Il terreno viene considerato omogeneo e isotropo nei riguardi della permeabilità ($k_y = k_x$).

Il dominio di integrazione dell'equazione di governo è limitato da piani paralleli e ortogonali al pendio lungo i quali il regime idraulico non è significativamente influenzato dalla presenza dei dren; la loro posizione è stata determinata per tentativi. Sui piani di contorno ortogonali al pendio si è assunto un valore costante della quota piezometrica corrispondente alle condizioni di moto uniforme preesistente; sul piano di contorno inferiore parallelo al pendio si è invece imposta la condizione di flusso nullo.

Come già esposto nel cap. 1 i tubi drenanti sono spesso utilizzati per stabilizzare movimenti franosi profondi spesso di tipo rotazionale. Il pendio indefinito con regime idraulico caratterizzato da un processo di filtrazione con superficie libera parallela al piano campagna non rappresenta in questo caso una fedele rappresentazione della realtà. Pur tuttavia questa schematizzazione permette una generalizzazione del problema che, svincolandosi da un gran numero di fattori legati alla specificità del singolo caso (quota piezometrica a monte e a valle del tratto di pendio instabile, lunghezza e inclinazione del tratto, caratteristiche del materiale, ecc.), può in ogni caso fornire utili elementi per la progettazione del sistema di drenaggio.

Lo schema è analogo a quello utilizzato da Di Maio *et al.* (1988)

e ai risultati di questi autori si farà in alcuni casi riferimento.

Indicando con L la lunghezza del tratto di pendio nel quale si intende ridurre le pressioni interstiziali, l'efficienza idraulica è stata valutata (limitatamente al tratto L) su piani paralleli al pendio posti a diverse profondità D (Fig. 17).

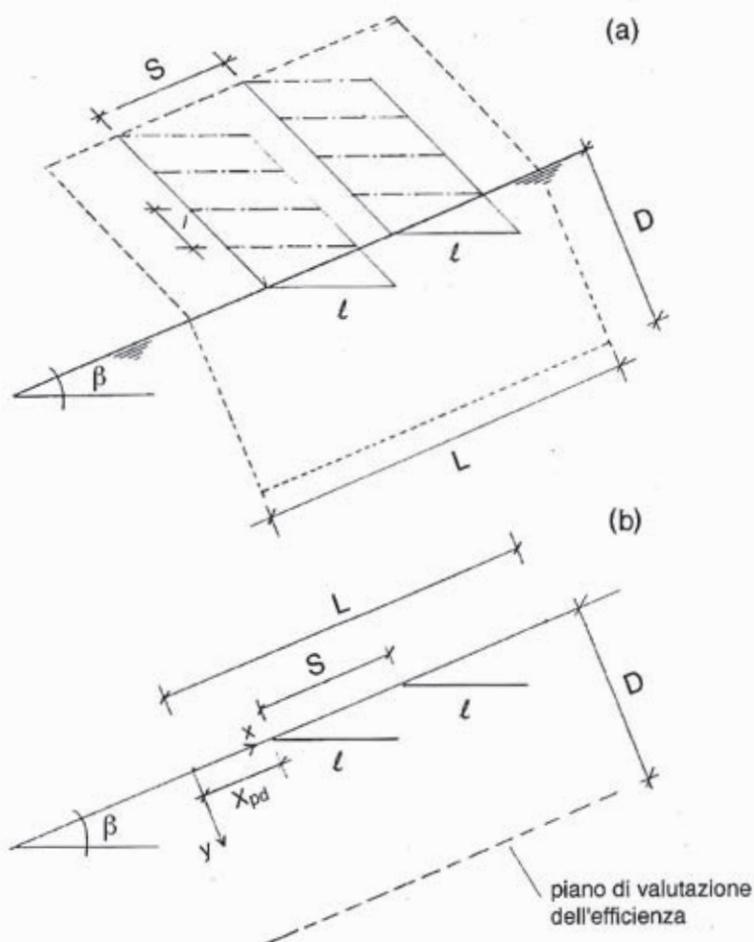


Fig. 17. Schema di installazione dei dreni:
a) vista assonometrica; b) sezione longitudinale

La posizione relativa del sistema di drenaggio rispetto al tratto L è fissata dalla distanza X_{pd} rappresentata in figura.

L'efficienza risulta dipendere dai rapporti $l/L, X_{pd}/L, S/L$. Il rapporto l/L è stato fatto variare tra 0.33 e 2 e i risultati sono abitualmente rappresentati in funzione di questa grandezza.

Il rapporto X_{pd}/L è stato fatto variare tra -2 e 2 determinando la posizione ottimale (massima efficienza) del sistema di drenaggio rispetto al tratto L .

Nelle analisi con due livelli di dreni tubolari, il rapporto S/L è stato fatto variare tra 0.1 e 3 determinando l'interasse ottimale (massima efficienza) tra i due livelli.

Per quanto riguarda l'evoluzione temporale del fenomeno, i risultati sono presentati in funzione di una grandezza adimensionale, il fattore tempo T :

$$T = \frac{k_v}{\gamma \cdot (\sin \beta)^2} \frac{E'}{2(1 + \nu')(1 - 2\nu')} t$$

Nelle figure 18-21 sono mostrati i risultati ottenuti per un solo livello di dreni in un pendio inclinato di 30° sull'orizzontale.

Nella figura 18 i valori dell'efficienza, raggiunti in condizioni stazionarie, sono diagrammati in funzione della lunghezza relativa del dreno (l/L) e per diversi valori della profondità relativa (D/L).

La posizione del livello dei dreni ha ovviamente una grossa influenza sull'efficienza dell'intervento; i risultati riportati in figura 18 si riferiscono ad un posizionamento ottimale del livello di drenaggi rispetto al tratto L e i valori dell'efficienza \bar{E}_∞ sono dunque i massimi che possono essere raggiunti.

Una stima dell'influenza della posizione relativa del livello dei dreni è fornita nella figura 19 dove, per valori fissati dei rapporti D/L e l/L , i valori di regime dell'efficienza sono diagrammati in funzione del rapporto X_{pd}/L .

Singolo livello di dreni - $\beta = 30^\circ$

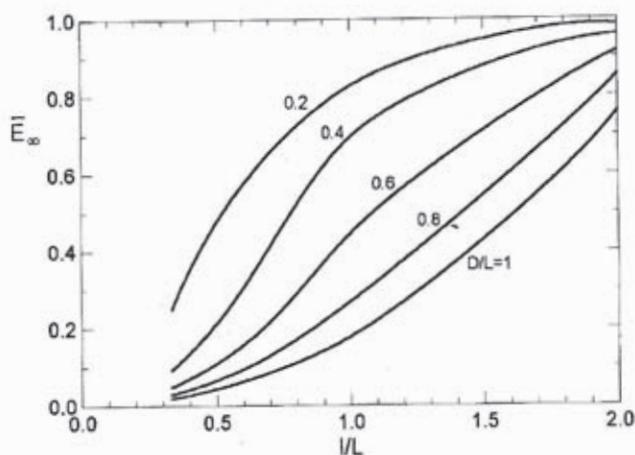


Fig. 18. Valori dell'efficienza a regime ottenuti in corrispondenza del posizionamento ottimale dei dreni rispetto al tratto da stabilizzare

Singolo livello di dreni - $\beta = 30^\circ$

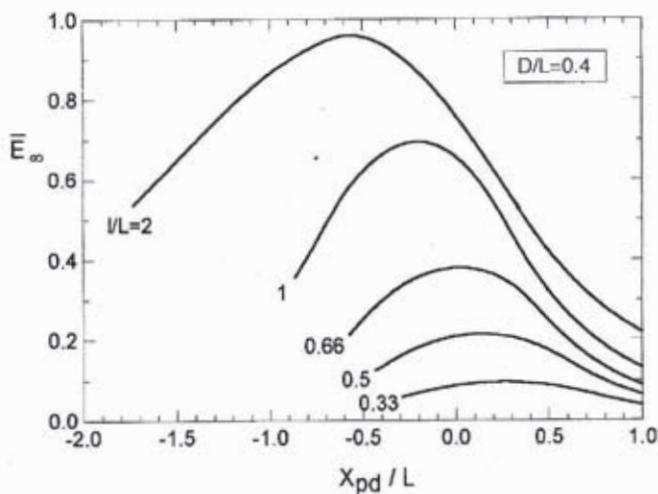


Fig. 19. Valori dell'efficienza a regime in funzione dei parametri geometrici e della posizione del livello dei dreni rispetto al tratto da stabilizzare

La figura 20 mostra i valori del rapporto X_{pd}/L per i quali si ottengono i massimi valori dell'efficienza.

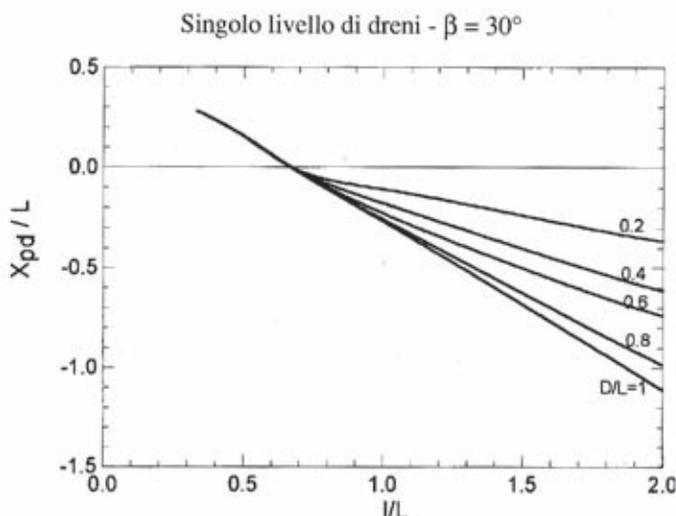


Fig. 20. Posizione del livello dei dreni rispetto al tratto da stabilizzare in corrispondenza della quale si ottiene il massimo valore di a regime

Una valutazione dei tempi necessari perchè il sistema di dreni tubolari espliciti la sua funzione è presentato nella figura 21, dove i valori del fattore tempo T_{50} e del T_{90} sono diagrammati in funzione dei parametri geometrici.

Dall'esame dei risultati ottenuti, le principali osservazioni sul comportamento di un singolo livello di dreni tubolari possono essere così riassunte:

- l'efficienza cresce con la lunghezza relativa l/L dei drenaggi. Se la zona di interesse è superficiale ($D/L = 0.2-0.4$) l'incremento di efficienza è particolarmente significativo fino a quando la lunghezza l dei dreni è minore di L ; per valori di $l > L$ gli incrementi di efficienza con la

Singolo livello di dreni - $\beta = 30^\circ$

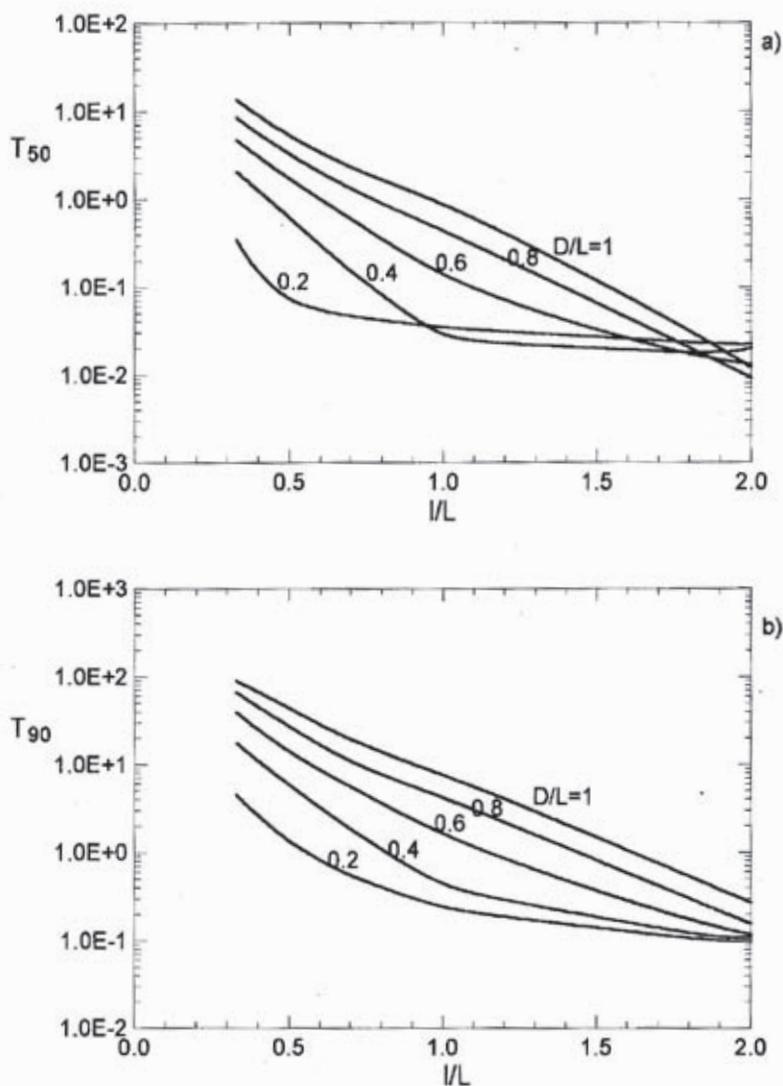


Fig. 21. Valori del fattore tempo in funzione dei parametri geometrici: a) T_{50} ; b) T_{90}

lunghezza sono meno significativi. Se la zona di interesse è profonda ($D/L = 0.8-1$) gli incrementi di efficienza con la lunghezza relativa sono invece più significativi per valori di $l > L$;

- l'efficienza decresce con la profondità relativa D/L della zona di interesse; questa dipendenza è particolarmente significativa per lunghezze l dei dreni prossime all'estensione del tratto da stabilizzare ($l/L \approx 1$), mentre è meno significativa per i valori più bassi e più alti del rapporto l/L ;
- la posizione del livello di dreni rispetto al tratto di pendio L nel quale si vuole ridurre il regime delle pressioni interstiziali è particolarmente importante. Come mostrato a titolo esemplificativo nella figura 19, le curve efficienza-posizione del livello drenante presentano un massimo, ovvero esiste un posizionamento ottimale del livello di dreni; posizionamenti diversi da quello ottimale possono produrre significative riduzioni dell'efficienza. Ad eccezione del caso di dreni particolarmente corti ($l < 0.7 L$), i dreni devono essere ubicati a valle del tratto da stabilizzare (L) a distanze crescenti con l/L e con D/L ;
- nella fase transitoria, l'aumento dell'efficienza nel tempo è tanto più rapido quanto maggiore è la lunghezza relativa l/L ; l'influenza di l/L sull'evoluzione del processo è maggiore per elevati valori della profondità relativa D/L ;
- la velocità del processo si riduce con la profondità; la riduzione è più significativa per i più bassi valori della lunghezza relativa dei dreni.

L'ottimizzazione del progetto di un sistema di tubi drenanti prevede dunque che i dreni abbiano una lunghezza e una posizione tali da raggiungere le zone nelle quali si intende ridurre il regime delle pressioni interstiziali.

Un incremento dell'efficienza del sistema può essere ottenuta allungando i dreni, ma per valori di $l > 4+5 D$ ulteriori incrementi della lunghezza non producono benefici significativi.

Nelle figure 22-25 vengono mostrati i risultati ottenuti per il caso di due livelli di dreni installati in un pendio inclinato di 30° sull'orizzontale.

Nella figura 22 i valori dell'efficienza, raggiunti in condizioni stazionarie, sono diagrammati in funzione dei parametri geometrici (l/L , D/L).

I risultati si riferiscono ad un interasse e ad un posizionamento ottimale dei due livelli di dreni; i valori dell'efficienza \bar{E}_∞ sono dunque i massimi che possono essere raggiunti.

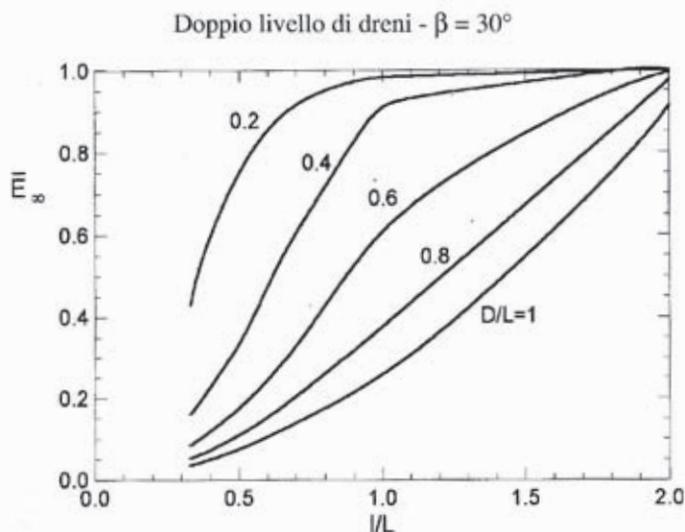


Fig. 22. Valori dell'efficienza a regime ottenuti in corrispondenza del posizionamento ottimale dei livelli di dreni rispetto al tratto da stabilizzare

Le figure 23 e 24 mostrano, in funzione della lunghezza relativa, i valori di X_{pd}/L e di S/L in corrispondenza dei quali si ottengono i massimi valori dell'efficienza.

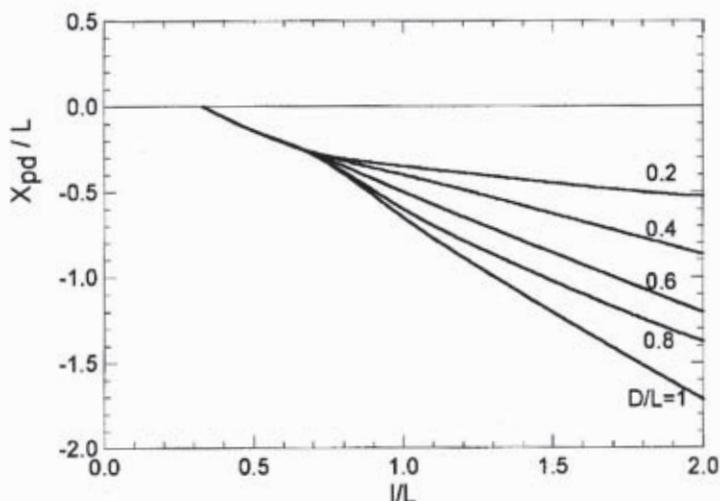


Fig. 23. Posizione dei livelli di dreni rispetto al tratto da stabilizzare in corrispondenza della quale si ottiene il massimo valore di \bar{E} a regime

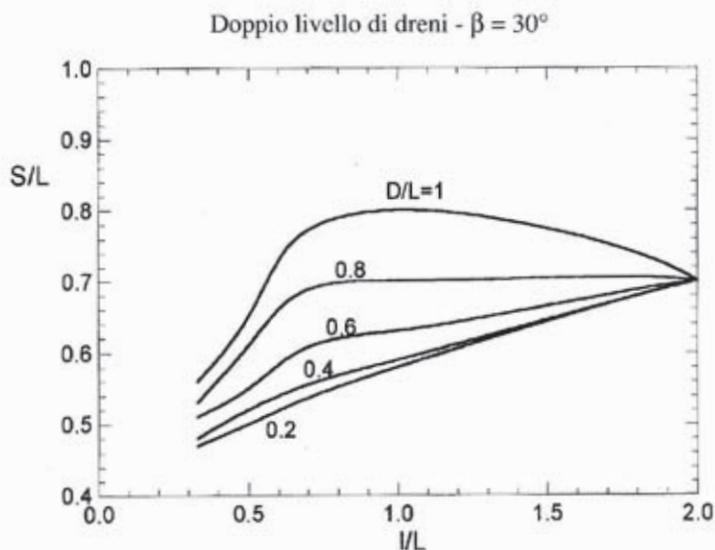


Fig. 24. Spaziatura tra i livelli dei dreni in corrispondenza della quale si ottiene il massimo valore di \bar{E} a regime

In figura 25, infine, sono diagrammati i valori del fattore tempo T_{50} e del T_{90} in funzione dei parametri geometrici del problema.

Il comportamento che emerge dall'esame dei risultati ottenuti per due livelli di dreni conferma tutte le considerazioni svolte precedentemente per il caso di un singolo livello drenante.

L'interasse al quale corrisponde la massima efficienza dipende dalla lunghezza dei drenaggi (l/L) e dalla profondità della zona di interesse (D/L); nella generalità dei casi i due livelli devono essere allontanati al crescere della lunghezza relativa; per zone poste ad elevata profondità ($D/L = 1$) e per valori di l maggiori di L si osserva un'inversione di tendenza.

Il confronto tra i valori dell'efficienza raggiungibili con uno o due livelli di dreni mostra, ovviamente, che a parità di lunghezza relativa il sistema a due livelli drenanti ha una maggiore efficacia.

Gli incrementi relativi di efficienza, che variano da qualche punto percentuale fino al 70-80%, sono particolarmente significativi a profondità elevate e per valori modesti di l/L . Anche le velocità del processo risultano incrementate.

Le figure 26-32 mostrano i risultati ottenuti per uno e due livelli di dreni installati in un pendio inclinato di 20° sull'orizzontale.

I risultati delle analisi sono del tutto analoghi a quelli ottenuti in precedenza per il pendio inclinato di 30° .

Dal confronto tra le soluzioni ottenute, risulta che, a parità di altre condizioni geometriche, l'efficienza aumenta al crescere della pendenza del pendio congruamente con l'osservazione che al crescere della pendenza cresce anche, a parità di lunghezza dei dreni, il loro approfondimento.

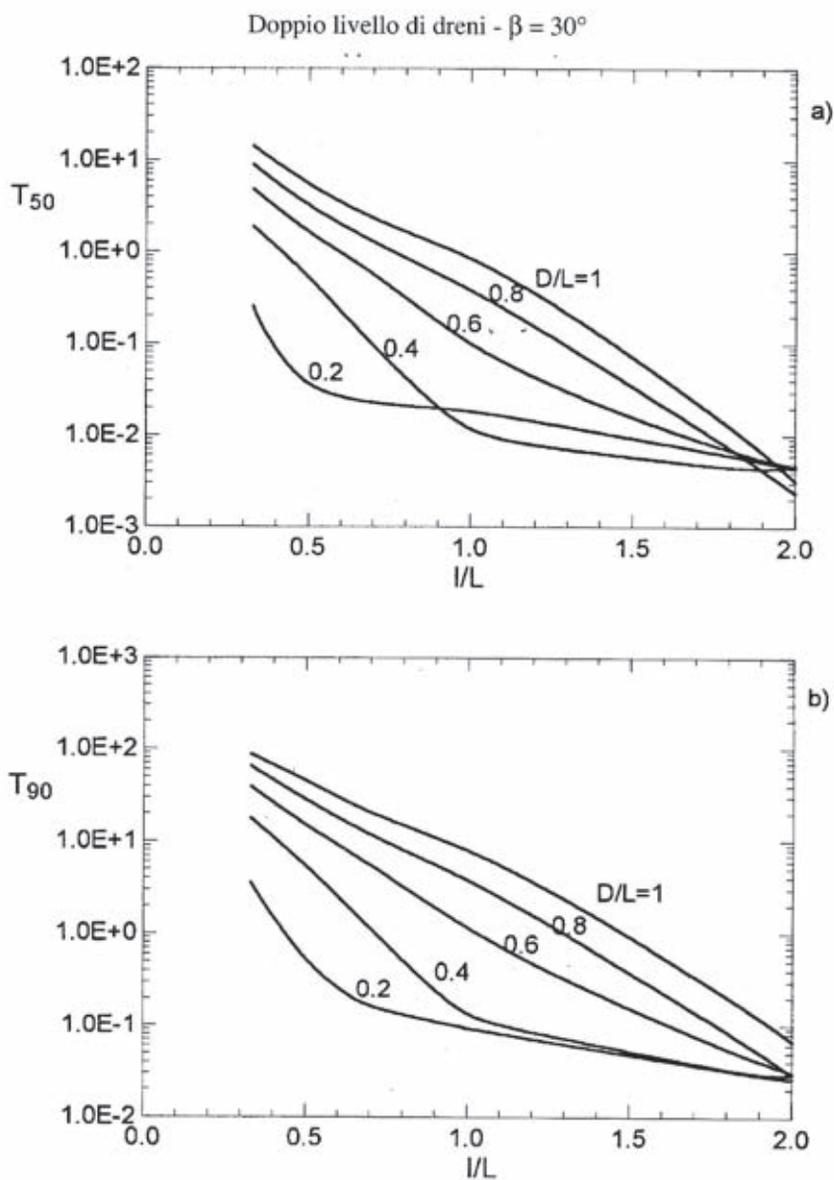


Fig. 25. Valori del fattore tempo in funzione dei parametri geometrici: a) T_{50} ; b) T_{90}

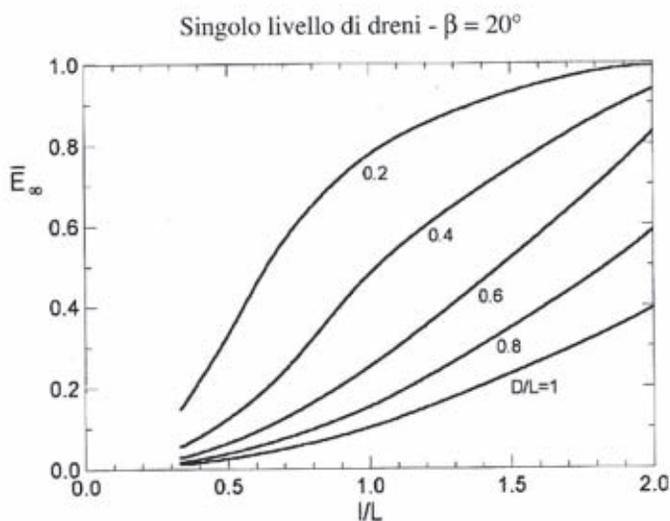


Fig. 26. Valori dell'efficienza a regime ottenuti in corrispondenza del posizionamento ottimale dei dreni rispetto al tratto da stabilizzare

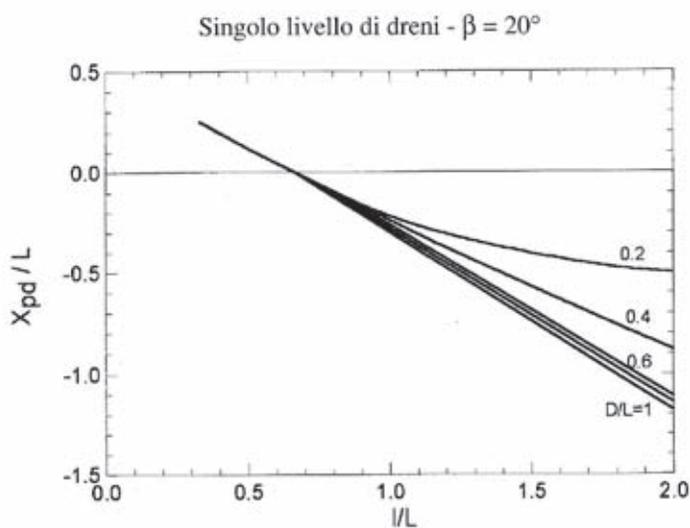


Fig. 27. Posizione del livello dei dreni rispetto al tratto da stabilizzare in corrispondenza della quale si ottiene il massimo valore di \bar{E} a regime

Singolo livello di dreni - $\beta = 20^\circ$

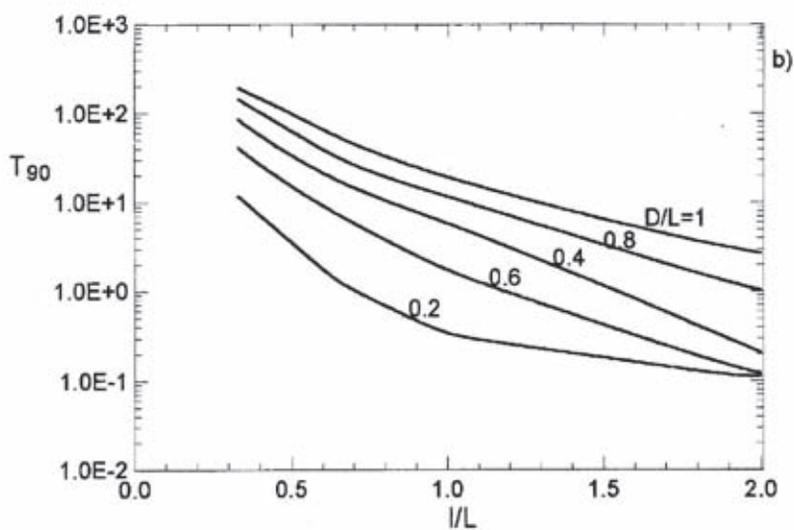
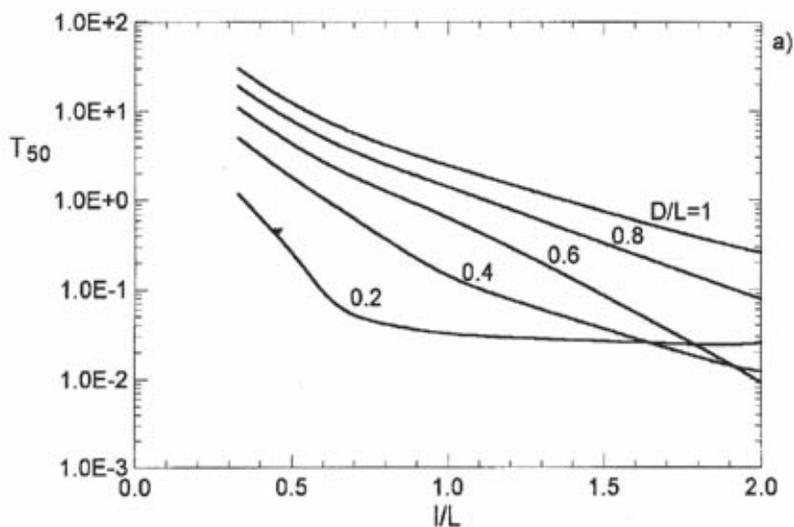


Fig. 28. Valori del fattore tempo in funzione dei parametri geometrici: a) T_{50} ; b) T_{90}

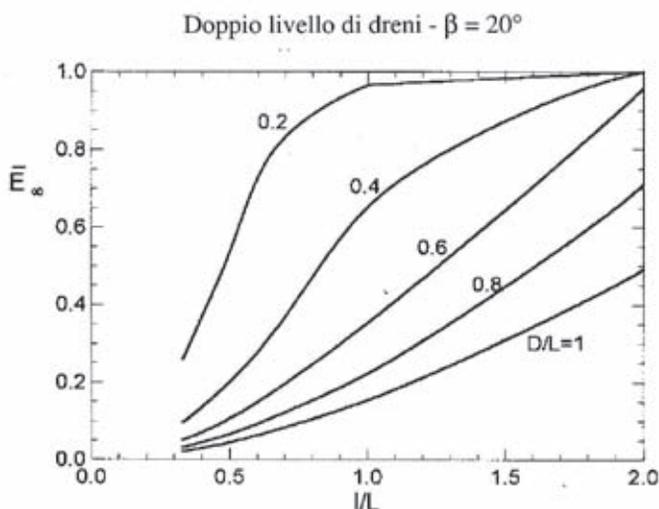


Fig. 29. Valori dell'efficienza a regime ottenuti in corrispondenza del posizionamento ottimale dei livelli di dreni rispetto al tratto da stabilizzare

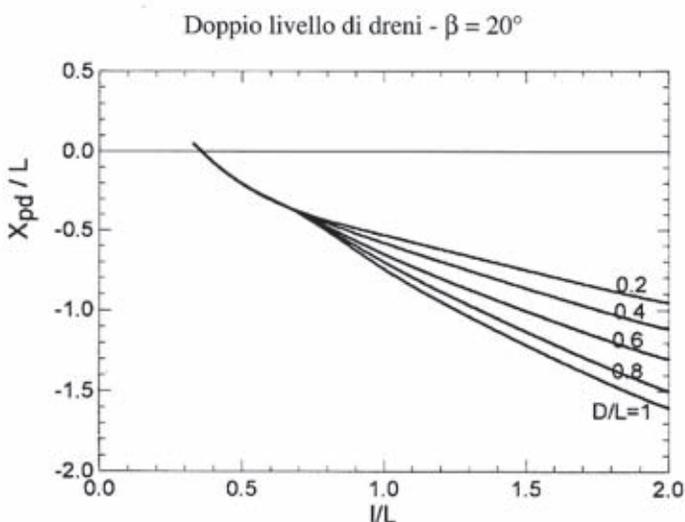


Fig. 30. Posizione dei livelli di dreni rispetto al tratto da stabilizzare in corrispondenza della quale si ottiene il massimo valore di \bar{E} a regime

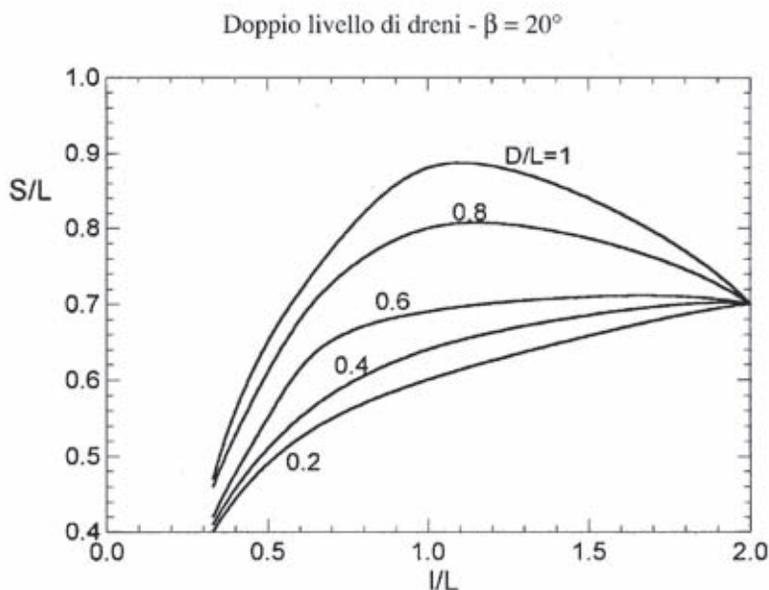


Fig. 31. Spaziatura tra i livelli di dreni in corrispondenza della quale si ottiene il massimo valore di \bar{E} a regime

Alcuni risultati ottenuti da Di Maio *et al.* (1988), utilizzando uno schema di calcolo analogo a quello precedentemente presentato, sono riportati nelle figure 33-35.

Le analisi, condotte dagli Autori, sono state effettuate anche in condizioni di flusso tridimensionale per valutare l'effetto dell'interasse tra i dreni i .

L'efficienza del sistema è stata in questo caso valutata considerando, su una generica sezione longitudinale del pendio, le dimensioni e le aree delle regioni nelle quali si realizzano assegnate riduzioni delle pressioni interstiziali ($\Delta u/u_0 \geq 0.25, 0.13, 0.01$); il parametro adimensionale A è il rapporto tra la superficie di queste aree e il quadrato della lunghezza dei dreni.

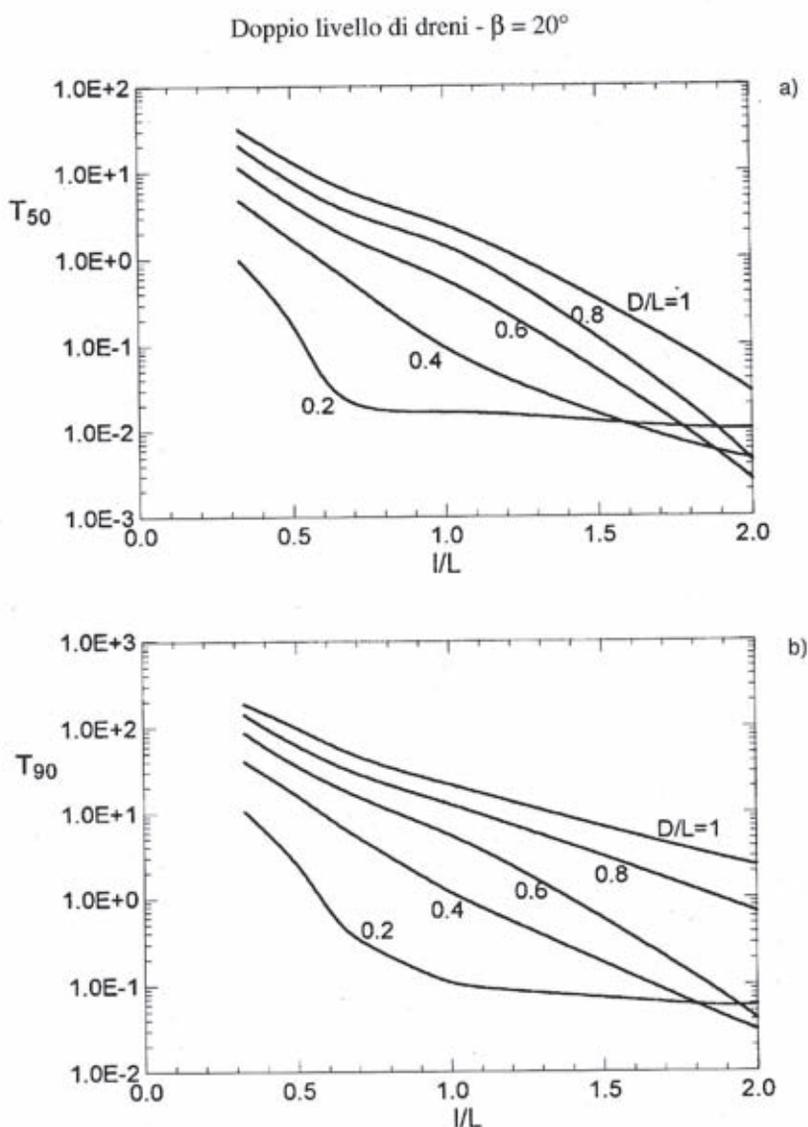


Fig. 32. Valori del fattore tempo in funzione dei parametri geometrici: a) T_{50} ; b) T_{90}

Le curve diagrammate in figura 33, relative a due livelli di dreni posti a un interasse $S/l = 1.5$, si riferiscono sia ai piani verticali che contegono le coppie dei dreni, sia ai piani intermedi tra due coppie di dreni. Fino a valori di l/l pari a 0.2 i valori di A non hanno significative variazioni e le curve relative ai due piani verticali (che sono quelli in cui si ottiene l'efficienza massima e minima del sistema drenante) sono praticamente coincidenti. Per valori di l/l non maggiori di 0.2, il processo di drenaggio si svolge dunque in condizioni praticamente piane.

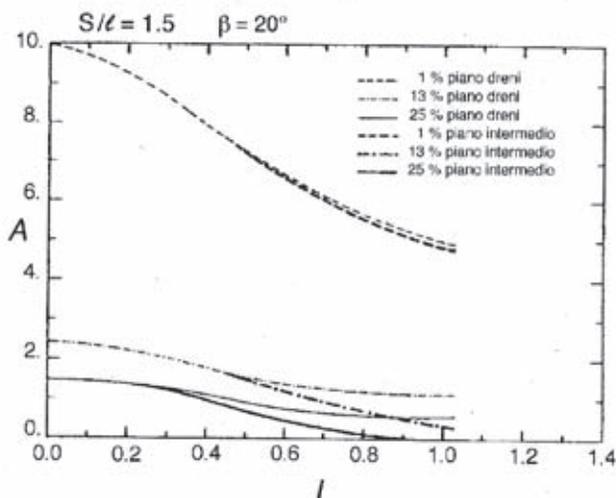


Fig. 33. Dreni sub-orizzontali installati dal piano campagna. Caso tridimensionale: valori di A a regime in funzione dell'interasse relativo $l = il$ (Di Maio *et al.*, 1988)

Gli Autori presentano anche alcuni risultati relativi allo schema geometrico di figura 34 relativo a due livelli di dreni che si aprono a ventaglio a partire da pozzi, studiato nell'ipotesi di piani drenanti. A differenza dello schema precedente, i pozzi permettono, a parità di lunghezza dei dreni, un maggiore approfondimento nel pendio del livello di dreni inferiore; conseguentemente, le efficienze ottenibili realizzando i dreni da pozzi verticali risultano

maggiori di quelle che competono a un sistema di dreni installati dal piano di campagna (Fig. 35).

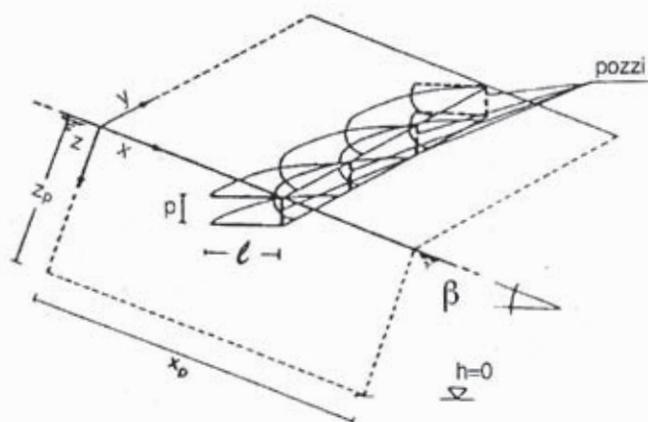


Fig. 34. Schema geometrico di dreni suborizzontali installati da pozzi caso piano (Di Maio *et al.*, 1988)

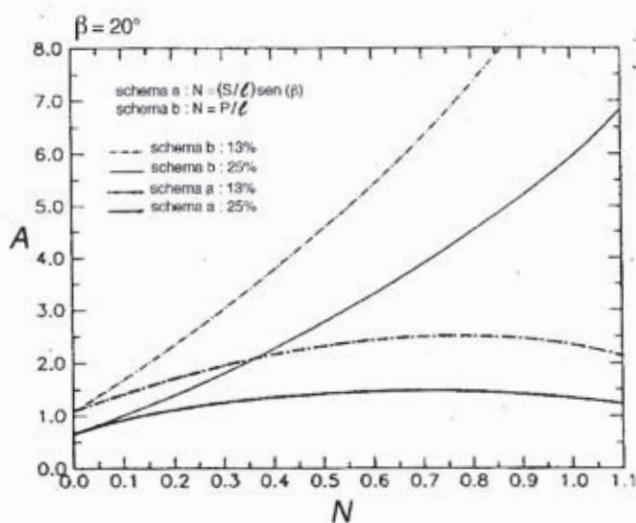


Fig. 35. Confronto fra i valori di A a regime relativi ai dreni installati da pozzi e ai dreni installati dal piano campagna (caso piano) (Di Maio *et al.*, 1988)

8. ESEMPI APPLICATIVI

Stabilizzazione di un pendio in frana mediante l'uso di trincee drenanti

Si consideri un movimento franoso superficiale a carattere traslazionale con superficie di scorrimento posta a profondità $H = 5$ m. Il pendio, di pendenza $\beta = 14^\circ$, è assimilabile ad un pendio indefinito sede di un moto di filtrazione con superficie libera coincidente con il piano di campagna. La coltre superficiale in frana è caratterizzata da una permeabilità molto maggiore della formazione stabile di base che può essere assimilata ad uno strato impermeabile.

E' richiesto che nelle condizioni di regime il coefficiente di sicurezza assuma un valore $F_\infty \geq 1.5$, verificando che a 6 mesi dalla realizzazione delle trincee sia comunque $F_{(6 \text{ mesi})} \geq 1.2$. Si prevede la realizzazione di trincee drenanti estese sino alla formazione stabile di base: $H_0 = 5$ m.

Caratteristiche meccaniche della coltre in frana:

- peso dell'unità di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- coesione efficace	$c' = 0.0$
- angolo di attrito	$\varphi' = 28^\circ$
- coefficiente di permeabilità	$k_v = k_h = 6 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$
- modulo di Young	$E' = 2500 \text{ kPa}$
- coefficiente di Poisson	$\nu' = 0.25$

Nel caso semplice di terreno privo di coesione ($c' = 0$) e superficie libera coincidente con il piano di campagna ($z_w = z$) è:

$$F_0 = \frac{(\gamma - \gamma_w)}{\gamma} \cdot \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} = 1.01$$

Il valore massimo del coefficiente di sicurezza viene raggiunto

nelle condizioni di pendio asciutto:

$$F_{max} = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} = 2.13$$

e il massimo incremento del coefficiente di sicurezza è:

$$\Delta F_{max} = F_{max} - F_0 = 1.12$$

La variazione richiesta per il coefficiente di sicurezza a tempo infinito è:

$$\Delta F_{\infty} = F_{\infty} - F_0 = 0.49$$

a cui corrisponde un valore dell'efficienza idraulica media alla base delle trincee ($D/H_0 = 1$):

$$\bar{E}_{\infty} = \frac{\Delta F_{\infty}}{\Delta F_{max}} = \frac{0.49}{1.12} = 0.44$$

Dal diagramma di figura 9a, per valori di $n = H/H_0 = 1$ e $D/H_0 = 1$, posto $\bar{E}_{\infty} = 0.44$ si ottiene $S/H_0 \cong 2.7$ e quindi un interasse $S = 13.5$ m.

Per verificare il soddisfacimento del secondo requisito è sufficiente verificare che il tempo necessario al raggiungimento del 50% di \bar{E}_{∞} sia $t_{50} \leq 6$ mesi. Infatti, in queste condizioni si ha $\bar{E}(t_{50}) = 0.5 \cdot \bar{E}_{\infty} = 0.22$ e $F(t_{50}) = 1.26 > 1.2$. Dal diagramma di figura 10, per $n = H/H_0 = 1$ e $D/H_0 = 1$, posto $S/H_0 = 2.7$ si ottiene un valore del fattore tempo $T_{50} \cong 0.07$, cui corrisponde un tempo:

$$t_{50} = \frac{2(1 + \nu') \cdot (1 - 2\nu')}{E'} \cdot \frac{\gamma_w \cdot H_0^2}{k} \cdot T_{50} \cong 5.6 \text{ mesi} < 6 \text{ mesi}$$

In alternativa, l'intervento drenante può essere dimensionato in modo da ottenere un adeguato incremento del coefficiente di sicurezza in tempi accettabili. Ad esempio, per un valore di primo

tentativo dell'interasse $S = 20$ m ($S/H_0 = 4$) dalla figura 9a si ricava nelle condizioni di regime $\bar{E}_\infty = 0.31$, e quindi un valore finale del coefficiente di sicurezza:

$$F_\infty = F_0 + \Delta F_\infty = F_0 + \bar{E}_\infty \cdot \Delta F_{\max} = 1.36$$

che è sufficiente al ripristino delle condizioni di stabilità. Dalla figura 10, posto $S/H_0 = 4$, si ottiene che il 50% dell'efficienza idraulica media verrebbe raggiunta in circa 6 mesi ($T_{50} = 0.08$) con un adeguato incremento del coefficiente di sicurezza ($F_{(6\text{mesi})} = 1.18$).

Stabilizzazione di una scarpata mediante l'uso di tubi drenanti

Si consideri un movimento franoso caratterizzato da una superficie di scorrimento profonda di tipo rotazionale in una scarpata di pendenza $\beta = 30^\circ$ sede di un moto di filtrazione con superficie libera indicata in figura 36a. Le caratteristiche meccaniche del terreno, supposto omogeneo, sono:

- peso dell'unità di volume	$\gamma = 20$ kN/m ³
- coesione efficace	$c' = 20$ kPa,
- angolo di attrito	$\phi' = 28^\circ$
- coefficiente di permeabilità	$k_x = k_y = 3 \cdot 10^{-10}$ m/s
- modulo di Young	$E' = 25000$ kPa
- coefficiente di Poisson	$\nu' = 0.3$

L'analisi di stabilità effettuata con il metodo di Bishop semplificato fornisce una superficie critica di scorrimento con coefficiente di sicurezza $F_0 = 1.023$ (Fig. 36a). Utilizzando gli stessi valori dei parametri di resistenza e del peso dell'unità di volume, ma in assenza di pressioni interstiziali, il coefficiente di sicurezza sulla stessa superficie di scorrimento risulta $F_{\max} = 1.428$ (Fig. 36b). Il massimo incremento del coefficiente di sicurezza raggiungibile

con una riduzione delle pressioni interstiziali è dunque:

$$\Delta F_{\max} = 1.428 - 1.023 = 0.4$$

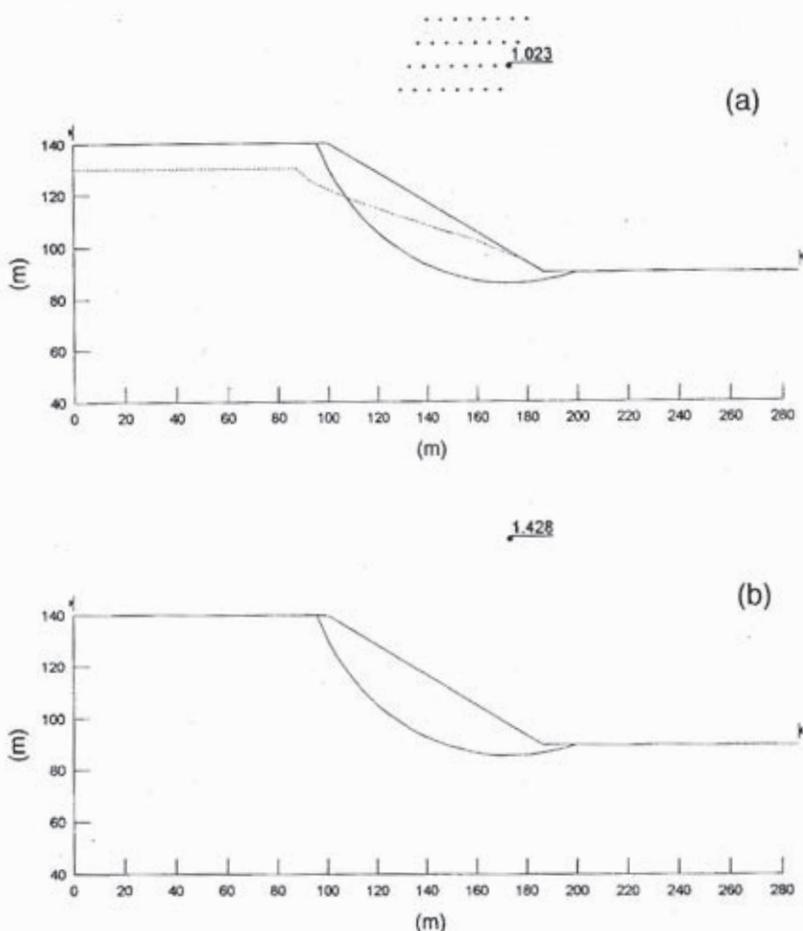
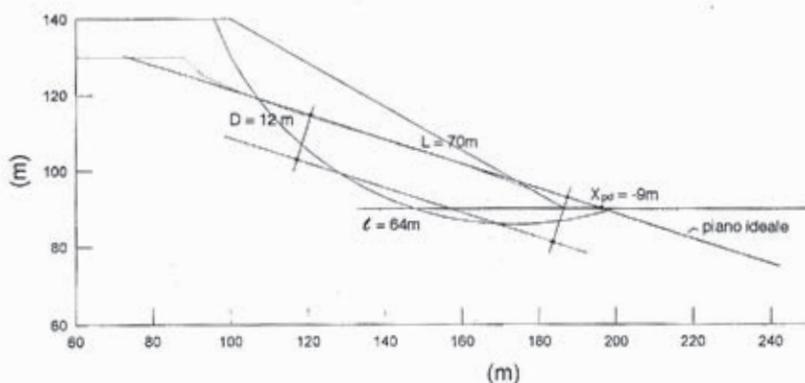


Fig. 36. Caratteristiche geometriche della scarpata e condizioni di stabilità:
 a) in presenza di acqua; b) in assenza di acqua

Poichè l'incremento di F è ampiamente sufficiente a ripristinare le condizioni di stabilità della scarpata, è ragionevole pensare che l'intervento di stabilizzazione possa essere costituito da un sistema di drenaggio. La geometria del problema suggerisce l'utilizzazione di tubi drenanti; un singolo livello di tubi può, per convenienza, essere inserito al piede della scarpata.

Le analisi dell'efficienza di un sistema di tubi drenanti sono state condotte nell'ipotesi di pendio indefinito con superficie libera coincidente con il piano campagna costantemente alimentata da una lama d'acqua in superficie; inoltre, l'efficienza idraulica è stata valutata su piani paralleli al piano campagna. Per ricondursi a queste condizioni, nella figura 37 la superficie libera reale è stata approssimata con un piano ideale di pendenza costante ($\beta = 21^\circ$). Per la valutazione dell'efficienza, si è approssimata la zona immersa della superficie di scorrimento circolare critica con un tratto di superficie piana parallela al piano ideale.



Le valutazioni di efficienza sono state quindi svolte su un piano posto a profondità $D = 12$ m e per un tratto $L = 70$ m (Fig. 37); tale scelta è, ovviamente, solo una tra quelle possibili. In questo

caso, sul piano ideale, la distanza tra il livello di dreni tubolari e il tratto da stabilizzare è $X_{pd} = -9$ m. Si ha pertanto:

$$D/L = 12/70 = 0.17 \qquad X_{pd}/L = -9/70 = -0.13$$

Utilizzando la soluzione ottenuta con un singolo livello di dreni per $\beta = 20^\circ$, dalla figura 27 si ottiene, per $D/L = 0.2$ e $X_{pd}/L = -0.13$, un valore del rapporto $l/L = 0.91$ cui corrisponde una lunghezza ottimale dei dreni $l = 0.91 \cdot 70 = 64$ m. Con il valore di l/L così determinato, la figura 26 permette di valutare l'efficienza idraulica media a regime $\bar{E}_\infty = 0.73$, e quindi il corrispondente incremento finale del coefficiente di sicurezza $\Delta F_\infty = 0.73 \cdot 0.4 \cong 0.3$.

Posto $D/L = 0.2$ e $l/L = 0.91$, dalla figura 28 si ottengono infine i valori del fattore tempo $T_{50} = 0.03$ e $T_{90} = 0.4$, in corrispondenza dei quali si raggiunge il 50% e il 90% dell'efficienza idraulica media a regime. Dal momento che:

$$t = \frac{2(1 + v') \cdot (1 - 2v')}{E'} \cdot \frac{\gamma_w \cdot (l \sin \beta)^2}{k} T$$

il coefficiente di sicurezza risulterebbe pari a $F(t_{50}) = 1.17$ dopo 8.5 mesi dall'installazione del sistema, e a $F(t_{90}) = 1.29$ dopo circa 8 anni.

Come mostrato in figura 37, la lunghezza reale dei dreni tubolari, valutata dal piede della scarpata, è leggermente minore (~ 60 m) della lunghezza $l = 64$ m valutata a partire dal piano ideale. L'interasse i fra i dreni dovrebbe infine essere scelto in modo da soddisfare la condizione $i/l \leq 0.2$ (ad es.: $i = 10-12$ m), di modo che l'efficienza realmente raggiungibile non differisca significativamente da quella ottenuta nell'ipotesi di piano drenante. Rinunciando al conveniente posizionamento del livello dei dreni al piede della scarpata, l'intervento potrebbe in alternativa essere dimensionato fissando l'incremento finale del coefficiente di sicurezza e ottenendo dai diagram-

mi lunghezza e posizione dei dreni.

Per lo stesso pendio si può prevedere un sistema di drenaggio installato su due livelli. Imponendo in questo caso che l'efficienza sia quella del precedente esempio ($\bar{E}_{\infty} = 0.73$), dal grafico di figura 29 si ottiene $l/L = 0.59$ ovvero $l = 0.59 \cdot 70 \cong 41.5$ m. Per valori di $l/L = 0.59$, i grafici delle figure 30 e 31, forniscono $X_{pd}/L = -0.3$ e $S/L = 0.6$ ($X_{pd} = -21$ m, $S = 42$ m).

In figura 38 è rappresentato con linea tratteggiata il posizionamento ideale dei due livelli di dreni tubolari; come è evidente, il livello inferiore non può essere realizzato nella posizione indicata e deve essere installato al piede del pendio. Inoltre, per il livello superiore, la lunghezza reale è leggermente superiore a quella valutata a partire dal piano ideale ($l = 41.5$ m). I tempi necessari al raggiungimento del 50% e del 90 % dell'efficienza idraulica media a regime risultano in questo caso pari a circa 5 mesi e a circa 7.5 anni.

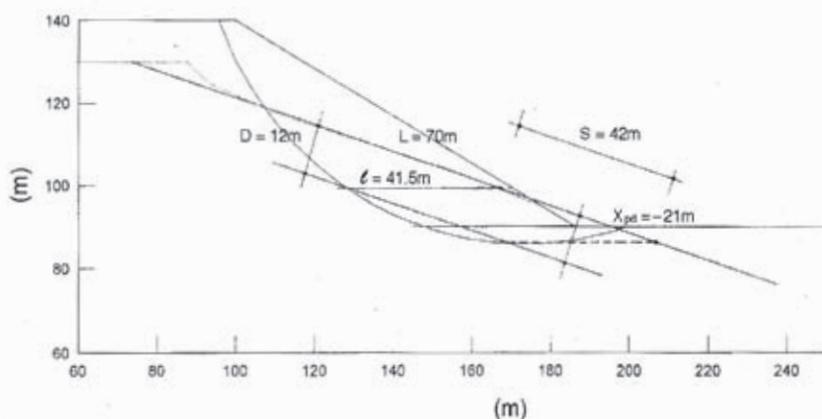


Fig. 38. Intervento di stabilizzazione con due livelli di dreni

Riferimenti Bibliografici

- BURGHIGNOLI A., DESIDERI A. (1983)
Analisi dei moti di filtrazione indotti dall'esecuzione di scavi e trincee. Atti XV Conv. Nazionale di Geotecnica, Spoleto, **2**, 51-56.
- BURGHIGNOLI A., DESIDERI A. (1986)
Efficienza dei drenaggi. Atti XVI Conv. Nazionale di Geotecnica, Bologna, **3**, 293-298.
- BURGHIGNOLI A., DESIDERI A. (1987)
On the effectiveness of tubular drains. Proc. IX ECSMFE, Dublin, **1**, 121-124.
- COLOMBO P., COLLESELLI F. (1996)
Elementi di Geotecnica. Zanichelli, Bologna.
- DI MAIO C., SANTAGATA P., VIGGIANI C. (1986)
Analisi del processo di consolidazione indotto da un sistema di trincee drenanti. Atti XVI Conv. Nazionale di Geotecnica, Bologna, **3**, 283-289.
- DI MAIO C., VIGGIANI C. (1987)
Influence of intermittent rainfall on effectiveness of trench drains. Proc. IX ECSMFE, Dublin, **1**, 149-152.
- DI MAIO C., EVANGELISTA A., VIGGIANI G. (1988)
Analisi dell'efficienza di sistemi di dreni tubolari. Rivista Italiana di Geotecnica, **12**, No. 4, 187-199.
- HUTCHINSON J.N. (1977)
Assessment of the effectiveness of corrective measures in relation to geological conditions and types of slope movements. Bull. Int. Assoc. Eng. Geol., **16**, 131-155, Krefeld.
- KENNEY T.C., PAZIN M., CHOI W.S. (1977)
Design of horizontal drains for soil slopes. ASCE, Journal

of Geotechnical Engineering Division, **103**, No. GT11, 1311-1323.

NONVEILLER E. (1981)

Efficiency of horizontal drains on slope stability. Proc. X ICSMFE, Stockholm, **3**, 495-500.

STANIC B. (1984)

Influence of drainage trenches on slope stability. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, **110**, No.11,1624-1635.

TERZAGHI K. (1943)

Theoretical Soil Mechanics. J. Wiley & Sons, New York.

WALKER B.F., MOHEN F.J. (1987)

Ground water prediction and control, and negative pore water pressure. Soil Slope Instability and Stabilisation, Walker & Fell eds., Balkema, 121-181.

Indice

<i>Introduzione</i>	p. 7
1. TIPOLOGIA E ASPETTI COSTRUTTIVI DEI SISTEMI DI DRENAGGIO	p. 11
2. EFFICIENZA IDRAULICA E STABILITÀ DI UN PENDIO	p. 18
3. CARATTERI DI UN PROCESSO DI DRENAGGIO	p. 22
4. EQUAZIONI DI GOVERNO DELLA FILTRAZIONE INDOTTA DA UN SISTEMA DI DRENAGGIO	p. 27
5. ELEMENTI PER IL DIMENSIONAMENTO DI UN SISTEMA DI TRINCEE DRENANTI	p. 31
6. EFFICIENZA DI UN SISTEMA DI TRINCEE DRENANTI: MISURE IN SITO	p. 41
7. ELEMENTI PER IL DIMENSIONAMENTO DI UN SISTEMA DI TUBI DRENANTI	p. 45
8. ESEMPI APPLICATIVI	p. 68
<i>Riferimenti bibliografici</i>	p. 75



copyright © 1997

HEVELIUS EDIZIONI srl

ISBN - 88-86977-09-3

Stampato nel mese di ottobre 2004
dalla sannioprint srl
per conto di HEVELIUS EDIZIONI srl
Via Zazo 6, Benevento
www.hevelius.it

La stabilizzazione di un pendio in frana può essere raggiunta riducendo le pressioni interstiziali mediante la realizzazione di un sistema di drenaggio. Il progetto di un intervento di drenaggio presenta notevoli difficoltà e incertezze e il suo dimensionamento è spesso improntato da un sostanziale empirismo. Questo lavoro si propone di fornire al progettista degli elementi di base utili per il dimensionamento dell'intervento, ricavati dall'analisi teorica del processo di filtrazione indotto dalla installazione di un sistema di drenaggio a gravità costituito da trincee drenanti o dreni tubolari. I risultati ottenuti, unitamente alle osservazioni e alle misure in sito, possono contribuire allo sviluppo di una progettazione razionale di un intervento di stabilizzazione a mezzo di drenaggi a gravità.

Augusto Desideri, dopo un triennio di insegnamento a Napoli, è professore associato di "Fondamenti di Geotecnica" presso l'Università "La Sapienza" di Roma, dove è stato ricercatore ed ha conseguito il dottorato di ricerca in Meccanica Applicata.

Sebastiano Rampello e **Salvatore Milliziano** sono dottori di ricerca e ricercatori di Ingegneria Geotecnica presso l'Università "La Sapienza" di Roma dove svolgono da molti anni la loro attività didattica e di ricerca. Da alcuni anni, Sebastiano Rampello svolge il corso di "Geotecnica nella Difesa del Territorio" presso l'Università di Perugia.

COLLANA DIRETTA DA CARLO VIGGIANI

€ 9,30

ISBN - 88-86977-09-3