

10. ELEMENTI DI GEOTECNICA APPLICATA ALL'I.N.:

aspetti generali, criteri di dimensionamento e verifiche di stabilità

capitolo a cura di Paolo Cornelini e Federico Preti
(con collaborazione di Maurizio Barneschi e contributo di Chiara Cantini)
per il Vol. 2 del Manuale di I.N. della Regione Lazio

PREMESSA

Il presente capitolo ha lo scopo di fornire, a chi non ha affrontato discipline come la scienza delle costruzioni o la geotecnica nel proprio curriculum formativo, alcuni elementi di base per meglio comprendere le problematiche relative alla progettazione di alcune tra le più impegnative opere di I.N., quelle combinate di consolidamento.

Si possono distinguere, in questo ambito, fra opere *a gravità* (es. *palificata viva*), opere *con elementi infissi nel terreno* (es. *palizzata*) o opere di “*rinforzo*” (es. *terre armate*).

Le indicazioni fornite si limiteranno ad aspetti generali ma, per quanto possibile, quantitativi, non volendo banalizzare il valore delle discipline interessate all'argomento, così impegnative e complesse (per le quali valgono, naturalmente le competenze dei relativi ordini professionali).

Si consideri il caso di una palificata viva: all'inizio, a causa di fattori stagionali limitanti quali, ad esempio, la pendenza troppo elevata, le piante (che devono, crescendo, adempiere alla funzione tecnica di consolidare il terreno) potrebbero non riuscire a raggiungere lo scopo. È necessario, quindi, realizzare una struttura di materiali morti quali i tronchi, per consentirne l'attecchimento.

Questo tipo di struttura, essendo un'alternativa ad un'opera a gravità di tipo tradizionale, rende necessarie una serie di verifiche statiche che ne confermino la stabilità nel periodo transitorio, durante il quale non si può fare affidamento sul contributo delle piante medesime.

Inoltre, le verifiche classiche potrebbero essere condotte, come si vedrà nel seguito, considerando le loro evoluzioni temporali (Preti e Cantini, 2002). Anche nel caso di un pendio vegetato si dovrà considerare l'effetto delle piante sulle condizioni di equilibrio (Preti e Barneschi, 2002).

Trattandosi di condizioni riconducibili a problemi di equilibrio di forze, sono indispensabili innanzi tutto, alcuni richiami sulle unità di misura e sulla statica .

Sistemi e unità di misura

Dal 31 dicembre 1979 il *sistema pratico* di unità di misura basato, nella meccanica, sulle grandezze:

Grandezze	Unità di misura	Simbolo
Forza	<i>kilogrammo forza</i>	kg _f
Lunghezza	<i>metro</i>	M
Tempo	<i>secondo</i>	s

è stato sostituito nei paesi della Unione Europea dal *sistema internazionale*, che ha per unità fondamentali:

Grandezze	Unità di misura	Simbolo
Forza	<i>kilogrammo massa</i>	kg
Lunghezza	<i>metro</i>	m
Tempo	<i>secondo</i>	s
Temperatura	<i>grado kelvin</i>	K
Corrente elettrica	<i>ampere</i>	A

Intensità luminosa	<i>candela</i>	Cd
Quantità di sostanza	<i>mole</i>	Mol

Segue che, nel sistema internazionale, la forza è un'unità derivata e si definisce il *newton* N come la forza che imprime ad un corpo avente una massa pari ad 1 kg un'accelerazione di 1 m s^{-2} .

$$1 \text{ N} = 1 \text{ kg} \times 1 \text{ m/s}^2$$

Per il secondo principio della dinamica:

$$\vec{P} = m\vec{g}$$

dove:

g (accelerazione di gravità) = $9,81 \text{ m s}^{-2}$

si ha:

$$1 \text{ kg}_f = 1 \text{ kg} \times 9,8 \text{ m/s}^2 = 9,8 \text{ N}$$

da cui deriva che 1 N corrisponde a $1/9,8 \text{ kg}_f$, cioè a circa 1 etto (hg_f).

Equazioni fondamentali della Statica

Affinché si verifichi l'equilibrio di un sistema di forze complanari (piano x, y) è necessario che siano soddisfatte le equazioni:

$$\sum F_x = 0, \sum F_y = 0, \sum M_z = 0$$

ove F_x e F_y sono le componenti delle forze lungo gli assi x e y e M sono i momenti delle forze rispetto all'asse z (calcolato rispetto ad un punto qualsiasi del piano).

1. ELEMENTI DI GEOTECNICA

Il terreno è un materiale eterogeneo e multifase: fase solida e vuoti. I pori del terreno possono essere occupati dall'aria o dall'acqua. La presenza dell'acqua nei pori influenza profondamente le risposte meccaniche del terreno alle sollecitazioni e tale risposta è correlata alle caratteristiche granulometriche del terreno.

Giacché materiale eterogeneo, per descriverne compiutamente le proprietà e i rapporti quantitativi tra le diverse fasi, è necessario introdurre numerosi parametri tra i quali si ricordano i più importanti:

1. Il *volume totale* V è somma dei volumi delle singole fasi
2. La *porosità* n data dal rapporto tra il volume dei vuoti V_v e il volume totale
3. L'*indice dei vuoti* e , definito come rapporto tra il volume dei vuoti e il volume della fase solida

Dalle definizioni di cui sopra è facile ricavare le relazioni tra indice dei vuoti e porosità.

4. Il *grado di saturazione* S è pari al rapporto tra il volume occupato dall'acqua V_w e il volume dei vuoti V_v . Dunque si ha che:
 $S = 100\%$ corrisponde a un terreno saturo
 $S = 0\%$ corrisponde a un terreno asciutto
5. Il *contenuto d'acqua* w è definito come rapporto tra il peso dell'acqua e quello delle particelle.

6. La portanza K_t definita come la compressione ammissibile per il terreno.

Si definiscono inoltre:

- peso dell'unità di volume totale (γ o γ_t)
- peso dell'unità di volume della parte solida (γ_s)
- peso dell'unità di volume dell'acqua (γ_w)
- peso dell'unità di volume del terreno secco (γ_d)
- peso dell'unità di volume del terreno alleggerito ($\gamma' = \gamma - \gamma_w$)
- peso specifico totale
- peso specifico dei grani

La denominazione del terreno che compare nella tabella 1 seguente deriva dalla composizione granulometrica ricavata mediante vagli ($d > 0.074$ mm) e per le particelle più piccole mediante i tempi di sedimentazione (legge di Stokes).

Tabella 1 - valori orientativi di alcune delle grandezze sopra definite per alcuni terreni¹

Terreno	n [%]	e [-]	W [%]	γ_d [kN/m ³]	γ o γ_t [kN/m ³]	K_t [kgf/cm ²]
Ghiaia	25÷40	0.3÷0.67	-	14÷21	18÷23	5÷7
Sabbia	25÷50	0.3÷1.00	-	13÷18	16÷21	2÷5
Limo	35÷50	0.5÷1.00	-	13÷19	16÷21	
Argilla tenera	40÷70	0.7÷2.3	40÷100	7÷13	14÷18	<1
Argilla compatta	30÷50	0.4÷1.0	20÷40	14÷18	18÷21	1,5÷3
Torba	75÷95	3÷19	200÷600	1÷5	10÷13	

Una prima semplice ma significativa classificazione dei terreni è la seguente:

1. a grana grossa
2. a grana fine

Questa distinzione implica proprietà meccaniche, quindi risposte alle sollecitazioni, diverse. Per es. nei terreni a grana grossa la permeabilità, capillarità ed angolo di resistenza al taglio sono collegate alla granulometria mentre il comportamento di quelli a grana fine dipende dalla storia tensionale e dal tipo di minerale ed è correlato al contenuto di acqua (limiti di Atterberg).

È stato detto in precedenza come il terreno sia un materiale multifase il cui comportamento meccanico è determinato dall'interazione delle differenti fasi. In assenza di acqua le particelle si distribuiscono le sollecitazioni (di compressione e di taglio) esterne tramite le reciproche superfici di contatto. Con i pori saturati d'acqua in quiete, la risposta meccanica del terreno cambia a seconda del tipo di sollecitazione ed in particolare:

1. la resistenza del terreno a compressione aumenta in quanto l'acqua è un fluido incompressibile per cui parte della pressione esercitata si scarica sul liquido.
2. la resistenza a taglio rimane invariata in quanto il liquido ne è privo e quella del terreno dipende solo dall'interazione delle particelle solide.

¹ Per ottenere il valore approssimato nel sistema pratico (kgf m⁻³), i valori di peso specifico della tabella possono essere moltiplicati per circa 100

Le deformazioni del terreno infatti, sono solo in minima parte dovute alla compressione e distorsione delle singole particelle ma derivano per lo più dallo spostamento reciproco delle stesse da cui la correlazione tra proprietà meccaniche e indice dei vuoti.

La quantificazione di questo fenomeno deriva dal principio delle pressioni efficaci (Terzaghi, 1923) secondo cui lo sforzo normale totale agente sul terreno è dato da due componenti: lo sforzo assorbito dal liquido (pressione dei pori o neutra) u e quella agente sullo scheletro solido (pressione efficace) σ' . In condizioni di *equilibrio idrostatico* si ha:

$$(1) \sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u$$

dove:

σ_{vo} = tensioni verticali totali

u = pressioni neutre

σ'_{vo} = tensioni verticali efficaci

Si consideri un piano generico posto a profondità z o h (fig. 1.1):

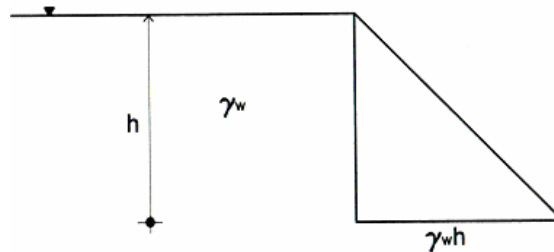


Fig. 1 – diagramma della spinta idrostatica.

La pressione verticale totale agente vale:

$$(2) \sigma_{vo} = (1 - n)\gamma_s z + n\gamma_w z$$

con il significato dei simboli visto sopra.

La pressione idrostatica vale:

$$(3) u = \gamma_w z$$

e per quanto detto sopra la tensione efficace vale:

$$(4) \sigma'_{vo} = (1 - n)\gamma_s z + n\gamma_w z - \gamma_w z = (1 - n)(\gamma_s - \gamma_w)z$$

Poiché il prodotto delle quantità tra parentesi indica il peso di volume unitario del terreno, alleggerito dalla spinta di Archimede, si può scrivere:

$$(5) \gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n)$$

con γ' = peso di volume immerso

e quindi la (4) diventa:

$$(6) \sigma'_{vo} = \gamma' z$$

Bishop (1960) ha dato una formulazione della (6) valida anche in condizioni di terreno *non saturo* per la quale si rimanda ad un manuale di geotecnica (Colombo, 1984; Lancellotta, 2001).

Si è già detto di come l'acqua influenzi il comportamento meccanico dei terreni e di come questa influenza sia legata alla granulometria dello stesso. Riguardo alle proprietà idrauliche del terreno bisogna ricordare la permeabilità o conducibilità idraulica K che rappresenta l'attitudine del terreno a consentire il passaggio del flusso idrico. Il coefficiente K è legato alla granulometria e alla struttura del terreno e il suo valore è molto importante anche ai fini del comportamento meccanico. L'applicazione di un carico determina un aumento delle tensioni totali le quali, per la (1) si dividono in componenti neutre ed efficaci. Se un terreno ha una conducibilità elevata l'incremento delle pressioni neutre per effetto del carico determina un flusso d'acqua istantaneo lontano dal punto di applicazione mentre con conducibilità basse si generano delle sovrappressioni interstiziali che si dissipano in tempi lenti mediante dei *moti transitori*. La prima condizione viene indicata come *condizione drenata* e la seconda *non drenata*. Le due condizioni a livello teorico possono essere entrambe trattate con la (6), ma a livello pratico nella seconda si hanno grandi problemi a determinare il valore di u per cui le analisi di stabilità vengono effettuate considerando parametri di resistenza globali determinati al lordo delle pressioni neutre.

Il moto laminare di un liquido in un ammasso permeabile, in generale, e dell'acqua nel terreno in particolare, è governato dalla legge di Darcy:

$$(7) \quad v = KI$$

dove:

$v, (vu)$ = velocità del moto

K = permeabilità

I = gradiente idraulico (abbassamento della linea piezometrica / distanza a cui riferito l'abbassamento)

Considerando che la sezione dei condotti nel terreno è variabile così come lo sviluppo (che non è rettilineo), la V di Darcy è da considerarsi una *velocità media apparente* in quanto la velocità del flusso è riferita a tutta la sezione e non a quella dei vuoti (all'interno della quale una parte è occupata d'acqua ferma). La velocità reale attraverso i pori è uguale a:

$$(8) \quad v_p = \frac{v}{n}$$

Sperimentalmente è stata dimostrata la validità della (7) per tutti i tipi di terreni (da sabbiosi ad argillosi).

Durante il moto di filtrazione attraverso il materiale poroso l'acqua esercita una certa forza. Nel caso in cui il moto avvenga dal basso verso l'alto (dal punto A verso B) per effetto di una differenza di gradiente (situazione illustrata nella fig. 1.2) si dimostra che la tensione verticale efficace vale:

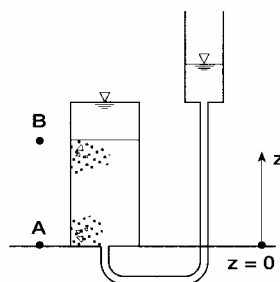


Fig. 1.2 - moto di filtrazione contro gravità.

$$(9) \quad \sigma'_{vo} = (\gamma' - i\gamma_w)z$$

e tale tensione si annulla quando:

$$(10) \quad i = i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

dove i_c è detto *gradiente idraulico critico*. La (10) esplicita le condizioni che determinano l'annullamento del peso del terreno che si manifesta come ribollimento e che, essendo fenomeno progressivo, porta la struttura al collasso. Tale fenomeno prende il nome di *sifonamento*.

Tale problema va affrontato ogni qualvolta si prevede un flusso contro gravità e la sua entità si esprime tramite un *coefficiente di sicurezza al sifonamento* (F_s) pari a:

$$(11) \quad F_s = \frac{i_c}{i_e}$$

Il fattore F_s va nella pratica considerato alto (4÷5) per ovviare alla non eventuale omogeneità e all'anisotropia del terreno nonché ad eventuali difetti costruttivi.

Nella pratica delle sistemazioni idraulico-forestali il sifonamento rientra nelle problematiche di progettazione di briglie, muri di sponda, dighe in terra, etc.

Le verifiche si effettuano appoggiandosi ad abachi e diagrammi appositamente costruiti oppure costruendo per la situazione in analisi le linee di flusso e quelle equipotenziali del tipo esemplificato in fig. 1.3. Tali linee di flusso derivano dalla risoluzione dell'equazione di Laplace.

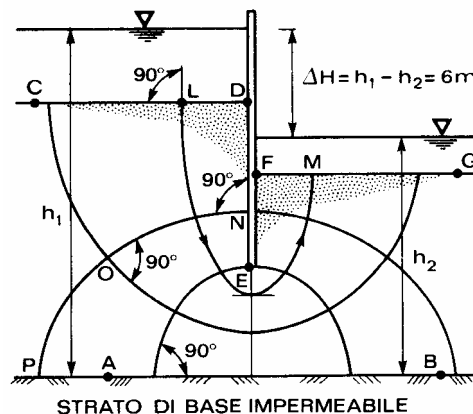


Fig. 1.3 - linee di flusso (LM, DEF) e linee equipotenziali (PON). (da Lancellotta, R. 2001).

Spinta delle terre

Nel considerare l'equilibrio di un ammasso terroso dobbiamo necessariamente fare riferimento ai tre fondamentali parametri geotecnici: *angolo d'attrito interno* (ϕ), *coesione* (C) e *contenuto idrico* o *pressioni neutre* (u).

Tutti abbiamo osservato che un cumulo di sabbia è formato da granuli indipendenti che, nel reciproco contatto, sono influenzati, oltre che dalla gravità, solamente dalla forza di attrito ϕ : la pendenza naturale del cumulo è infatti strettamente connessa con l'*angolo di attrito interno*, fino ad identificarvisi. Diverso è il caso di materiali come le argille le quali, oltre che dall'attrito sono unite da forze intermolecolari, alle quali si dà il nome di *coesione*. Tali forze permettono la formazione di ammassi, i cui elementi costituenti non sono indipendenti tra loro ma più o meno intimamente legati. Questa caratteristica fa sì che la pendenza di un cumulo in argilla non coincida con l'angolo

di attrito ma dipenda anche dalla coesione. È noto, inoltre, che, per lavorare un terreno con minor fatica, è necessario bagnarlo, in quanto il *contenuto d'acqua* influenza anch'esso il comportamento geotecnico del materiale.

Se consideriamo un ammasso di terra limitato da un piano orizzontale e scaviamo una trincea, ad esempio per realizzare una strada, si può constatare che, in presenza di terreni incoerenti, il fronte di scavo, per pendenze superiori a ϕ , crolla, mentre, in terreni coesivi, se l'altezza non supera un certo valore h_c , lo scavo si sostiene da sé, altrimenti crolla. Per impedire il crollo del fronte si deve realizzare un'opera di sostegno che contrasti la spinta della terra.

Si distinguono due diversi tipi di spinta: si parla di *spinta attiva* quando è la terra che spinge sul muro ed è il classico caso delle opere di sostegno; quando, invece, è un'opera che spinge sulla terra, come nel caso di una spalla di un ponte ad arco che si scarica sul terrapieno o di una pala infissa per spostare il terreno, siamo in presenza di *spinta passiva*. Le due spinte non sono uguali, anzi quella passiva assume valori notevolmente superiori.

Dunque, se la spinta è *attiva*, un elemento di terreno sarebbe sottoposto a *trazione* orizzontale, altrimenti, se è *passiva*, un elemento di terreno sarebbe sottoposto a *compressione* orizzontale.

I problemi riguardanti la meccanica dei terreni vengono in genere suddivisi in due tipologie.

- di stabilità;
- di deformazione.

I primi trattano delle condizioni di equilibrio limite mentre i secondi della situazione di esercizio. Entrambi si basano su ipotesi semplificative del reale comportamento del terreno (es. modello di mezzo *rigido-perfettamente plastico*) per i primi e modello *elastico-lineare-isotropo* per i secondi. Riguardo alle analisi di stabilità, uno dei metodi più usati è quello dell'*equilibrio limite globale*.

In questo metodo il terreno viene considerato come corpo rigido e, dopo aver assunto lungo una possibile superficie di scorrimento la distribuzione delle tensioni, se ne ricerca la posizione per successivi tentativi. Benché il metodo dell'equilibrio limite globale non sia esauriente rispetto alla descrizione del comportamento fisico-meccanico del terreno, esso trova applicazione nel calcolo delle spinte della terra su opere di sostegno poiché i risultati ricavabili mediante questo ultimo sono stati confermati dall'esperienza.

Le opere di sostegno si suddividono in due categorie:

- rigide
- elastiche

Nelle prime la stabilità è legata al peso proprio dell'opera più eventualmente quello del terreno che vi poggia mentre nelle seconde la stabilità è ottenuta mobilizzando la resistenza passiva del terreno sulla parte infissa e quella di eventuali altri vincoli (es. ancoraggi).

Tra le strutture rigide si ricordano: muri a gravità, muri a semigravità, muri a mensola e una sua variante detta a contrafforti, muri cellulari (Figg. 1.4 e 1.5).

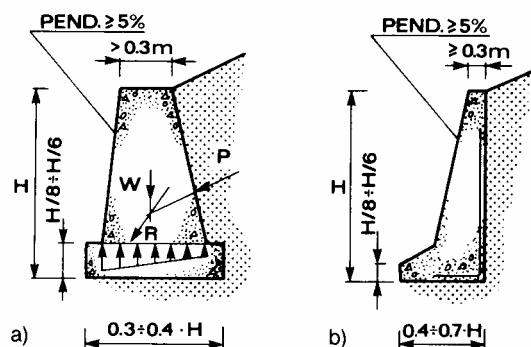


Fig. 1.4 - muri a gravità (a), a semi-gravità (b), (da Lancellotta, R. 2001).

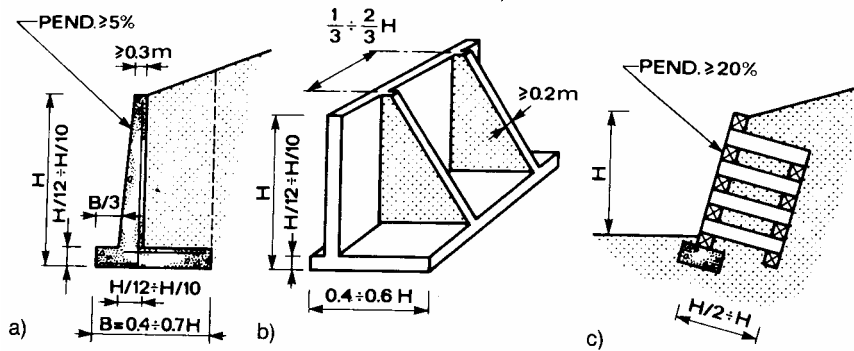


Fig. 1.5 - muri a mensola (a), a contrafforti (b), cellulari (c) assimilabili alla struttura in legname delle palificate a doppia parete (da Lancellotta, R. 2001).

Come detto sopra il metodo dell'equilibrio limite ricerca le condizioni limite dell'equilibrio plastico, ossia associa un criterio di rottura alle forze in gioco.

Un elemento di terreno indisturbato posto ad una precisa profondità è sottoposto a 2 sollecitazioni principali: una verticale, avente l'espressione vista in precedenza ed una orizzontale, legata a quella verticale da un coefficiente K_o detto di spinta a riposo la cui entità dipende dalla natura del terreno e dalla storia tensionale del deposito.

Il criterio di rottura *Coulomb - Terzaghi* dice che:

$$(12) \quad \tau = \sigma'_v \tan \varphi'$$

dove:

τ = resistenza del terreno allo sforzo di taglio

σ' = tensioni verticali efficaci

Il calcolo della spinta può essere effettuato con il metodo di Coulomb che ricerca una superficie limite piana delimitante il cuneo di spinta. Il calcolo va reiterato fino a trovare la posizione della retta delimitante il cuneo di terreno che rende massima la spinta. Le forze da considerare sono (fig. 1.6):

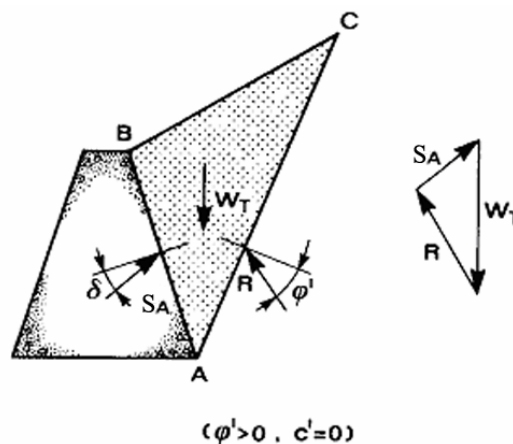


Fig. 1.6 - forze in gioco e relative rette d'azione

- 1) il peso del terreno (W_T)
- 2) la spinta attiva S_a
- 3) la reazione del terreno sulla superficie di rottura R

le forze 2) e 3) sono note soltanto riguardo alla retta d'azione ed in particolare la 2) risulta inclinata dell'angolo δ rispetto alla normale alla parete di monte (intradosso) del muro e la 3) agisce su di una retta formante un angolo φ' rispetto alla normale al piano di rottura.

L'angolo d'attrito è funzione dello spostamento relativo terreno – muro. Per es. il muro può sprofondare più del terrapieno e quindi si genera un attrito negativo.

Applicando questi due concetti è possibile legare la pressione orizzontale limite attiva σ'_A (che rappresenta la sollecitazione unitaria della spinta totale) a quella verticale mediante un coefficiente K_A detto di *spinta attiva*.

Analogamente è possibile ricercare le condizioni limite per la pressione passiva, cioè σ'_p che risulta legata alla pressione verticale da un coefficiente K_P detto di *resistenza passiva* e correlato a K_A dalla seguente relazione:

$$(13) \quad K_A \cdot K_P = 1$$

Per cui risulta:

$$(14) \quad \sigma'_A = \sigma'_{VO} \cdot K_A$$

$$(15) \quad \sigma'_p = \sigma'_{VO} \cdot K_P$$

I valori dei coefficienti K_A e K_P sono ricavabili mediante le seguenti:

$$(16) \quad K_A = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

$$(17) \quad K_P = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' + i)}{\cos(\beta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

Qualora si considerino nulli l'angolo d'attrito terra – muro, l'inclinazione del versante e il paramento a monte verticale, si ottiene un'espressione semplificata dei due coefficienti detta di Rankine e antecedente alle (16) e (17).

Una raccomandazione riguarda il calcolo dei due coefficienti. L'ipotesi di Coulomb di superficie piana è accettabile per il calcolo di K_A mentre è foriera di errori per quello di K_P . Per il calcolo di K_P sono quindi disponibili diagrammi ricavati per superfici di rottura non piane ma a spirale logaritmica, condizione questa più attinente alla realtà fisica del fenomeno.

Essendo il diagramma delle pressioni lineare, l'intensità della risultante è pari all'area del diagramma delle pressioni ed è applicata nel baricentro di tale diagramma.

Rispetto al caso della fig. 1.7 si nota che nella fig. 1.8 la spinta attiva è inclinata rispetto alla normale all'intradosso dell'angolo δ .

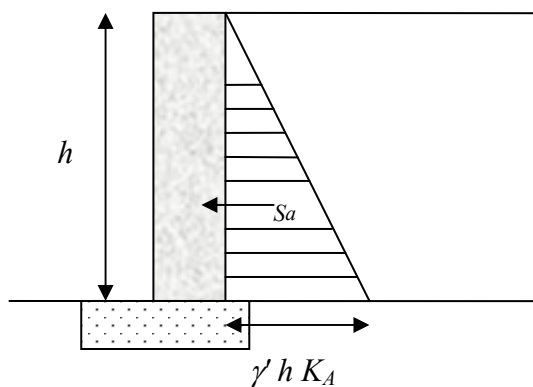


Fig. 1.7 - diagramma di spinta in assenza di attrito muro-terreno, con parete verticale e terreno orizzontale.

Per quanto detto la S_a è quindi calcolabile con la seguente:

$$(18) \quad S_a = \frac{1}{2} \gamma' l^2 K_A$$

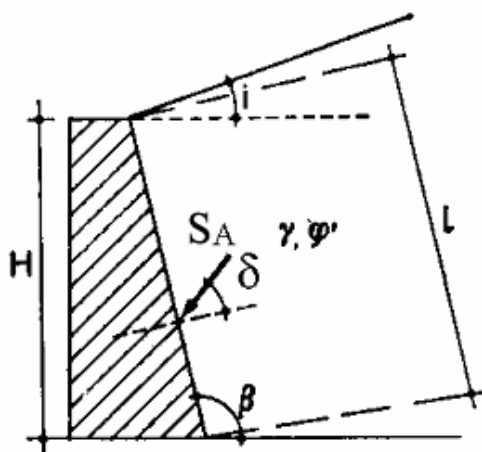


Fig. 1.8 - condizione generale e simbologia della (18)

In mancanza di dati sperimentali ci si può riferire a tabelle tipo la seguente:

Tabella 2 - valori sperimentali orientativi dell'angolo δ_{\max} (in gradi),
(Manuale di Ingegneria Civile -Volume 3-, 1993).

		Calcestruzzo		Acciaio	
		liscio	ruvido	liscio	ruvido
Sabbie	asciutte	38÷39	42÷44	24	34
	sature	33÷35	—	25	23
Limi o sabbie limose		13÷19	13÷20	7÷10	10÷18
Argille		9÷16	—	6÷9	6÷10

oppure si può assumere:

$$(19) \quad \delta = \left(\frac{1}{2} \div \frac{2}{3} \right) \varphi'$$

Spinta attiva per terre incoerenti ($C = 0$, $\varphi > 0$)

Come detto sopra la pressione esercitata dall'ammasso su un granulo di terra, a contatto con l'opera di sostegno è pari alla (18) con $l = h$ in quanto parete verticale.

Il coefficiente di spinta attiva, nel caso di superficie superiore in piano (fig. 2), vale:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

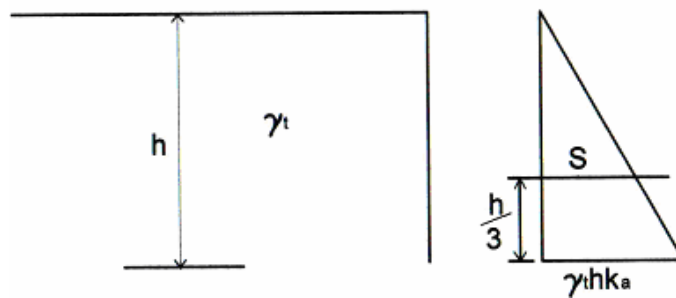


Fig. 2 - diagramma della spinta di terre incoerenti

Secondo la teoria di Coulomb, che è quella concettualmente più semplice, tale valore si ricava dal considerare l'equilibrio dell'ammasso terroso incoerente a tergo di un muro, sotto l'azione del peso proprio, dell'attrito e della spinta del muro, ipotizzando delle superfici piane; il problema si riduce ad individuare il prisma di massima spinta quello cioè che, tra le infinite possibili superfici di scorrimento, determina la massima spinta e quindi la situazione più sfavorevole.

Si dimostra che tale piano di rottura corrisponde alla bisettrice di $90^\circ - \varphi$, formante cioè un angolo di $45 - \varphi/2$ con la verticale (fig. 3).

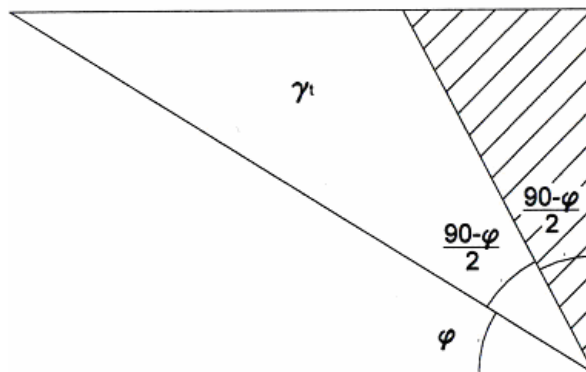


Fig. 3 - prisma di massima spinta secondo la teoria di Coulomb

Il diagramma della spinta sulla parete è triangolare e il valore è pari all'area del diagramma medesimo, applicato nel baricentro del triangolo, ad un terzo dalla base (fig. 2); avendo utilizzato la schematizzazione di Coulomb la spinta risulta solo orizzontale.

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma_t h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Si riportano, a titolo di esempio, i valori di k_a in funzione di dell'angolo di attrito φ :

φ	20°	25°	30°	35°
K_a	0,49	0,41	0,33	0,27

Nel caso più generale di presenza di una scarpata con pendenza i a monte dell'opera di sostegno (fig. 4):

$$k_a = \cos^2 \left\{ \frac{\varphi}{\left[1 + \sqrt{\operatorname{sen} \varphi} * \frac{\operatorname{sen}(\varphi - i)}{\operatorname{cos} i} \right]^2} \right\}$$

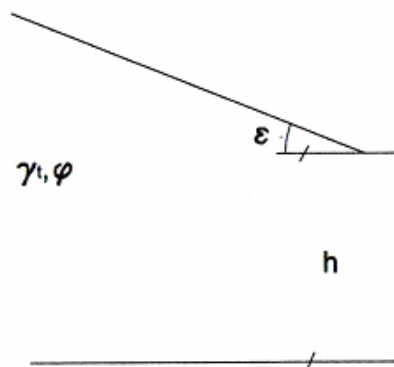


Fig. 4 - scarpata inclinata a monte

Esercizio

Si calcoli la spinta S esercitata da un terrapieno con superficie superiore orizzontale, alto 2 m, con $\varphi = 30^\circ$ e $\gamma_t = 1600 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ su una palificata viva di lunghezza unitaria e la si confronti con l'analogha spinta idraulica.

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma_t h^2 \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2) = \frac{1}{2} 1600 4 0,33 = 1056 \text{ kg m}^{-1}$$

$$W_t = \frac{1}{2} \gamma h^2 = \frac{1}{2} 1000 4 = 2000 \text{ kg m}^{-1}$$

applicata in entrambi i casi ad 1/3 dell'altezza, cioè a 0,66 m da terra.

Nel caso di una scarpata a monte con pendenza $i = 26^\circ$

$$K_a = \cos^2 \varphi / (1 + (\operatorname{sen} \varphi)^{0.5} \operatorname{sen}(\varphi - i) / \operatorname{cos} i)^2 = 0,75 (1 + (0,5^{0.5}) 0,07/0,9)^2 = 0,52$$

$$W_t = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_a = \frac{1}{2} 1600 4 0,52 = 1664 \text{ kg m}^{-1}$$

Valore superiore a quello in assenza di pendenza a monte.

In ogni caso il contributo dell'acqua è maggiore di quello della terra, da cui emerge l'importanza delle opere di drenaggio o dell' utilizzo di strutture permeabili, quali le tipologie di I.N. Nella figura 5 si possono considerare due versioni dello schema statico (la prima più semplificata) nel caso di presenza di un sovraccarico distribuito p (kg/m²) sul terrapieno, generato per esempio da un fabbricato.

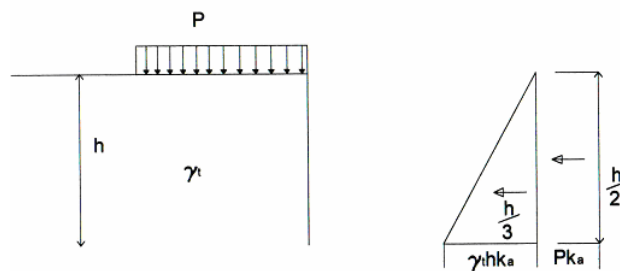


Fig. 5 - diagramma di spinta in presenza di sovraccarico

La pressione sul granulo a profondità h è data da:

$$\sigma = \frac{1}{2} \gamma h + p K_a$$

la spinta totale sarà :

$$S_a = K_a \left[\frac{1}{2} \gamma h^2 + ph \right]$$

cioè sommando gli effetti di un diagramma di spinta triangolare con uno rettangolare con risultante ad $h/2$ e ottenendo quindi un diagramma trapezoidale.

Spinta attiva per terre coesive ($c > 0, \varphi > 0$)

In presenza di terre dotate di attrito e di coesione, come ad esempio le argille, la pressione sul granulo posto a profondità h è pari a

$$\sigma = \gamma h K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

ove γ , h , K_a hanno il significato visto in precedenza e C (kg m⁻²) la coesione ed il diagramma è a doppio triangolo con valore, per $h = 0$, pari a $-2C \sqrt{K_a}$ (fig. 6).

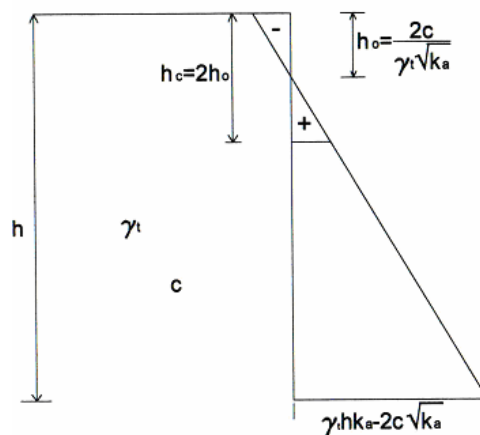


Fig. 6 - diagramma di spinta in terre coesive

La profondità in cui $\sigma = 0$ si ricava dalla precedente uguagliando i due termini:

$$\gamma h K_a = 2C \sqrt{K_a}$$

$$h^0 = \frac{2C \sqrt{K_a}}{\gamma K_a}$$

e, semplificando,

$$h^0 = \frac{2C}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

In presenza di coesione quindi la spinta delle terre è inferiore al caso delle terre incoerenti e il fronte di scavo può restare verticale fino ad un'altezza critica h_c senza scoscendere e questo contribuisce a spiegare l'esistenza di basse scarpate subverticali rinverdite; tale h_c corrisponde, in modo semplificato, all'altezza per la quale il triangolo positivo uguaglia quello negativo ed è quindi uguale a $2 h^0$ (fig. 6).

Naturalmente, in presenza di discontinuità o di acqua nel terreno, l'effetto stabilizzante della coesione tende a diminuire fino ad annullarsi, per cui, con tali incertezze, si preferisce, a favore della stabilità, ridurre il valore di h_c della metà o annullarlo del tutto.

Spinta in presenza di falda

La presenza dell'acqua nel terreno aumenta la spinta sull'opera di sostegno, a meno della realizzazione di idonee strutture di drenaggio e di smaltimento; un'opera d'ingegneria naturalistica, essendo costituita da terra, pietre, legno e piante vive (tra cui spesso le talee di salice che assorbono notevoli quantità di acqua), è, nel complesso, una struttura drenante e quindi sottoposta a spinte inferiori rispetto ad una struttura tradizionale; ciò vale soprattutto per le gabbionate vive, ma anche per le palificate vive e le terre rinforzate. In caso di incertezze, comunque, deve considerarsi, oltre alla spinta della terra, anche quella dell'acqua;

La spinta totale è dovuta alla sovrapposizione degli effetti della spinta idrostatica e della terra immersa in acqua, a cui corrisponde un peso specifico di volume immerso γ_i .

Nel caso di un terreno completamente sotto falda la spinta per metro di fuga vale (fig. 7):

$$S = K_a \frac{1}{2} (\gamma - \gamma_w) h^2 + \frac{1}{2} \gamma h^2$$

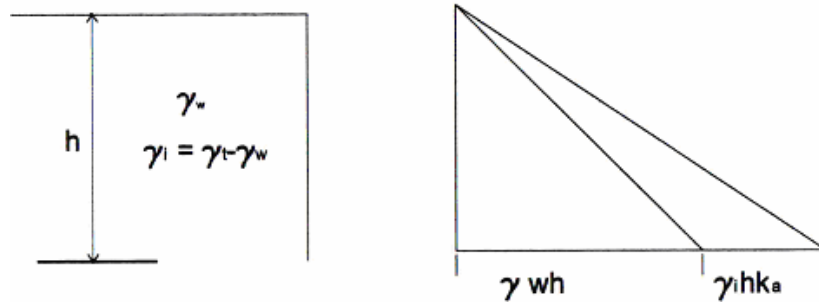


Fig. 7 - diagramma di spinta in terre incoerenti sotto falda

Nel caso di terreno parzialmente sotto falda, la spinta totale risulta dalla sovrapposizione dei tre diagrammi di fig. 8.

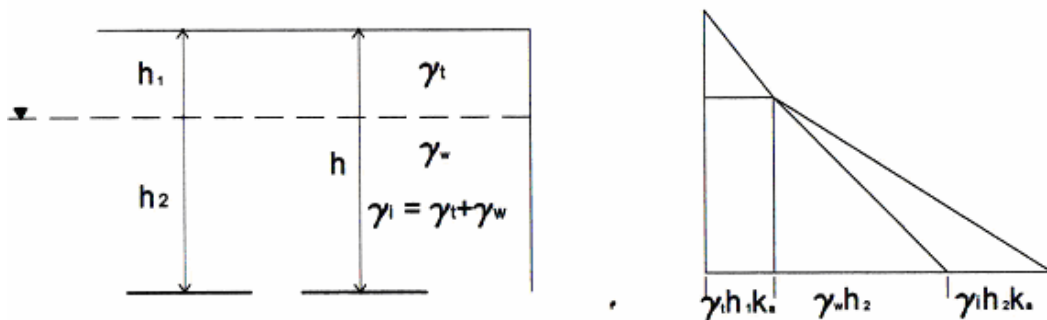


Fig. 8 - diagramma di spinta in terre incoerenti parzialmente sotto falda

Spinta in presenza di sisma

L'effetto di un sisma, evento piuttosto comune in Italia, si esprime con un incremento dinamico del peso del cuneo di terra tramite due coefficienti, uno orizzontale ed uno verticale.

2. INTERVENTI SU PENDIO

Al fine di progettare il più efficace intervento di I.N. che preveda l'impiego della vegetazione per la sistemazione di un pendio instabile, è indispensabile conoscere il tipo di fenomeno da contrastare cioè individuare se trattasi di un fenomeno di erosione del suolo, di un movimento di massa superficiale o profondo.

In genere per la stabilizzazione dei pendii naturali o delle scarpate artificiali non è possibile demandare alla vegetazione l'intero compito stabilizzante e pertanto risulta necessario fare ricorso all'utilizzo di elementi strutturali integrativi.

In termini del tutto generali gli interventi di sistemazione di un pendio possono essere distinti in:

- interventi strutturali con i quali si ottiene un incremento dell'attuale margine di sicurezza del pendio riducendo le forze squilibranti e/o aumentando le forze resistenti;
- interventi non strutturali con i quali si limita l'utilizzazione del pendio in base all'esistente margine di sicurezza;
- interventi di emergenza con i quali il pendio viene posto sotto osservazione (monitorato) e la sua utilizzazione viene regolata in base al suo comportamento nel tempo.

In genere gli interventi strutturali di consolidamento e stabilizzazione dei pendii sono caratterizzati dai seguenti aspetti:

- realizzazione di opere di notevole impegno sia tecnico che economico;
- le forze in gioco sono di notevole entità e spesso di difficile e non sicura valutazione;
- il comportamento dell'insieme pendio-intervento risulta alquanto complesso e si evolve nel tempo.

Pertanto occorre verificare con attenzione la necessità dell'intervento strutturale ovvero risulta fondamentale delimitare precisamente le finalità dell'intervento per contenerne l'impegno tecnico ed economico (Regione Toscana, 2000).

Fattori che condizionano l'intervento

La scelta della tipologia di intervento strutturale per la stabilizzazione di un pendio è legata sia a fattori inerenti il problema specifico in esame che a fattori di carattere generale.

Tra questi ultimi fattori, possono essere menzionati (Regione Toscana, 2000):

- le condizioni di stabilità attuale del pendio: queste possono influire notevolmente sulla possibilità o meno di poter eseguire certe lavorazioni in modo tale da garantire adeguate condizioni di accessibilità, di mobilità e di sicurezza per gli uomini e per le attrezzature;
- la velocità del movimento "franso": molteplici classificazioni proposte correlano la velocità del movimento franso con il danno da esso prodotto e con la possibilità di realizzare interventi di stabilizzazione.
- Le dimensioni dell'ammasso di terreno instabile: la geometria ed in particolare lo spessore condizionano sia la possibilità di impiegare opere di sostegno sia la tipologia di opera. L'inclinazione del pendio può condizionare l'impiego di tubi drenanti da infiggere in superficie;
- la natura e le caratteristiche dei terreni instabili;
- l'incremento del margine di sicurezza richiesto;
- la disponibilità e la convenienza economica.

Interventi classici

I criteri utilizzabili per la stabilizzazione di un pendio possono essere progettati per ottenere i due seguenti obiettivi:

- riduzione delle forze squilibranti;
- aumento delle forze resistenti.

A titolo esemplificativo tra gli interventi classici per la riduzione delle forze squilibranti si ricorda lo scavo per l'alleggerimento in sommità del pendio, la riprofilatura (per es. con sistemazione a gradoni), il rinfianco al piede.

La modifica della geometria con movimenti di terra, è la soluzione ideale per i movimenti di scorrimento rotazionale, per i quali l'esecuzione di scavi di alleggerimento nella zona del ciglio di distacco e i riporti nella zona del piede riduce il momento delle forze motrici ed aumenta il

momento di quelle resistenti. Per i movimenti di traslazione su superficie piana, l'effetto di stabilizzazione produce risultati se gli scavi ed i riporti riducono l'inclinazione del pendio.

La modifica della geometria del pendio presenta ovvie controindicazioni: per es. gli scavi di alleggerimento in corrispondenza del ciglio possono essere causa di instabilità del versante a monte e i riporti, di regola ubicati al piede, possono modificare le condizioni di deflusso delle acque superficiali.

Tra gli interventi per l'aumento delle forze resistenti si evidenziano quelli che prevedono la realizzazione di vere e proprie opere di sostegno quali palificate, muri di sostegno, paratie, ma anche la sistemazione idraulica superficiale e/o profonda quindi il miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni (infiltrazione di pali, addensamento, iniezioni, etc.).

Il classico intervento di stabilizzazione strutturale si realizza in genere per mezzo dell'inserimento di opere di sostegno al piede o all'interno dell'ammasso di terreno instabile. In base alla posizione rispetto al pendio ed alla tipologia strutturale si possono realizzare differenti opere di sostegno quali palificate, gabbionate, muri, pozzi, palificate, setti, paratie. Le strutture continue vengono disposte in genere al piede mentre quelle puntuali possono essere distribuite all'interno del volume di terreno instabile. Queste sono da preferire nei casi in cui la superficie, ed in particolare la lunghezza, sia rilevante, poiché consentono di ottenere un incremento del margine di sicurezza diffuso e quindi effetti più uniformi della stabilizzazione.

La riduzione delle pressioni neutre all'interno dell'ammasso può essere realizzato per mezzo di opportune opere di drenaggio e protezione. Il drenaggio può essere di tipo superficiale con trincee drenanti ed in profondità mediante pozzi, gallerie, setti drenanti, fori sub-orizzontali. Le opere di drenaggio possono essere posizionate sia all'esterno del corpo in movimento (in genere a monte del ciglio di distacco) che al suo interno secondo disposizioni planimetriche opportune. Il funzionamento dei sistemi di dreni è diverso a seconda della permeabilità dei terreni interessati: nei terreni permeabili la portata smaltita dai dreni è elevata e, se risulta maggiore di quella di alimentazione della falda idrica si determina un progressivo abbassamento della falda fino al prosciugamento del terreno. Se il terreno ha permeabilità bassa, la portata che affluisce ai dreni è limitata, ma l'effetto stabilizzante che è dovuto alla diminuzione della pressione neutra, risulta comunque sensibile.

Una riduzione indiretta delle pressioni neutre all'interno del corpo instabile può anche ottenersi per mezzo di opere di protezione superficiale o rivestimento. Infatti le stesse consentono di contenere l'azione erosiva superficiale esercitata dalle acque meteoriche ma soprattutto possono limitare la percolazione delle stesse in profondità. Gli interventi di protezione superficiale possono ottenersi per mezzo dell'impiego di tecniche di I.N. utilizzando materiali naturali ovvero accoppiando materiali naturali con materiali artificiali quali i geosintetici. Nelle rocce fratturate o nei terreni a grana grossa l'aumento delle pressioni effettive può ottenersi per mezzo del placcaggio della scarpata e con tiranti pretesi.

In casi particolari, il miglioramento delle proprietà meccaniche dei terreni può realizzarsi con differenti procedimenti a seconda della natura dei terreni: iniezioni di opportune miscele cementizie nei terreni a grana grossa e nelle rocce fratturate; addensamento mediante vibrazione nei terreni a grana grossa; iniezioni di resine nei terreni a grana media e nelle rocce con microfessurazione; elettrolisi e cottura nelle argille (Regione Toscana, 2000).

L'impiego della vegetazione

La valutazione del contributo resistente offerto dalla vegetazione può risultare molto utile ai fini di una corretta analisi di stabilità e quindi, in ultima analisi, per un efficace dimensionamento dei possibili interventi di stabilizzazione. Nelle opere di sostegno vive, la capacità biotecnica della vegetazione deve essere considerata anche nel dimensionamento, come illustrato nell'esempio seguente relativo ad una palificata viva a parete doppia. Nelle opere con elementi infissi nel terreno (non necessariamente vivi), come una palizzata, si devono creare nel terreno accumulatosi a monte, le condizioni per lo sviluppo di vegetazione spontanea che riduca le sollecitazioni sulla struttura

stessa e migliori le condizioni di stabilità generale. La stabilità di un pendio in condizioni di geometria e sollecitazioni particolari, può essere ottenuta anche con terre rinforzate rinverdate.

Gli interventi di rivestimento, mediante l'impiego prevalente di piante erbacee, forniscono soprattutto una protezione del suolo nei confronti dell'erosione superficiale e possono contribuire ad una limitazione della percolazione delle acque meteoriche all'interno del terreno (riduzione di pressioni neutre). In presenza di condizioni difficili di inerbimento si può fare ricorso all'impiego di geosintetici opportuni quali le geostuoie, le georeti e le geocelle, in grado di proteggere il suolo nei confronti dell'azione erosiva degli agenti atmosferici prima che l'inerbimento si sia completato.

Rimandando alla bibliografia per i necessari approfondimenti, si può riportare qui che, in casi generali, è stato dimostrato che il rinforzo prodotto dalle radici nel terreno non dipende molto dal loro orientamento, ma dalla resistenza a trazione e densità che variano con la profondità. Per quanto riguarda l'ipotesi di mobilitazione completa della resistenza a rottura delle radici, sperimentazioni appositamente condotte hanno evidenziato che le radici raggiungono la condizione di rottura in momenti diversi e pertanto è più prudente adottare un valore di resistenza a trazione inferiore a quello limite. Infine, per quanto riguarda l'ipotesi che le radici siano ancorate al terreno e non possano essere estratte dalla zona di taglio, se si assume una distribuzione uniforme delle tensioni all'interfaccia tra terreno e radici, se ne può valutare una lunghezza minima. Osservazioni di campagna supportano il fatto che la lunghezza delle radici generalmente è maggiore del valore minimo ottenuto in base a tale criterio. Risulta di più difficile valutazione la frazione di terreno occupata dalle radici (rapporto fra area delle radici ed area radicata), essendo limitati i dati disponibili in letteratura e considerando inoltre che esso varia anche in funzione della profondità. Le profondità fino a cui il terreno risente dell'effetto di rinforzo dell'apparato radicale variano entro limiti abbastanza ampi in funzione essenzialmente del tipo di pianta.

Nel caso di vegetazione erbacea l'azione di rinforzo risulta molto diffusa ma è limitata ai primi centimetri; nel caso di vegetazione arbustiva lo spessore si estende in genere a qualche decimetro fino al massimo ad una profondità di circa 1,5 m. Gli alberi producono invece effetti fino a strati più profondi e possono migliorare la resistenza del terreno fino ad una profondità di 3 m o più, in funzione della morfologia dell'apparato radicale della specie.

La vegetazione arborea mostra nel complesso effetti positivi (in particolare per aumento di coesione dovuta alle radici) per la stabilizzazione rispetto al suolo nudo ed il massimo effetto stabilizzante si ha in presenza di fronti di saturazione (quindi in condizioni di stabilità ridotta) che interessano i primi 1÷1,5 m del suolo (Preti e Barneschi, 2002). Riguardo il peso della vegetazione, è necessario studiare come il peso di un singolo albero si scarica nel suolo mentre l'entità dell'effetto stabilizzante della vegetazione è strettamente connessa alla profondità raggiunta dall'apparato radicale (soglia di radicazione).

ESEMPI APPLICATIVI PER LE TIPOLOGIE DI I.N.

VERIFICHE DI STABILITA' DI UNA PALIFICATA VIVA

Per una palificata viva o per una gabbionata rinverdita, il calcolo di dimensionamento è, innanzi tutto, quello di un'opera a gravità.

Nell'esempio seguente, si adotta l'ipotesi semplificativa, comunque a favore della stabilità, di una palificata a paramento verticale e poggiata orizzontalmente sul terreno, mentre in realtà l'opera, come noto, è realizzata con una inclinazione sia sul fronte sia sul fondo. Per una verifica rigorosa si può fare riferimento allo "Schema di calcolo di una palificata viva" (Cornelini, Zoccoli, 1995).

Si effettua il calcolo di verifica di una palificata viva alta 2 m e con spessore di 1,65 m, funzionante come opera di sostegno al piede di una scarpata.

Si considera una palificata lunga 5 m (fig. 9, 9 bis e 10).

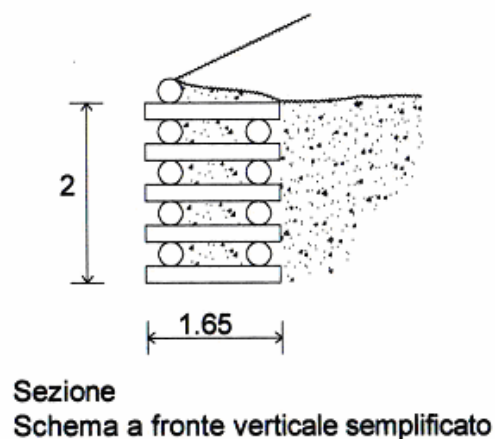
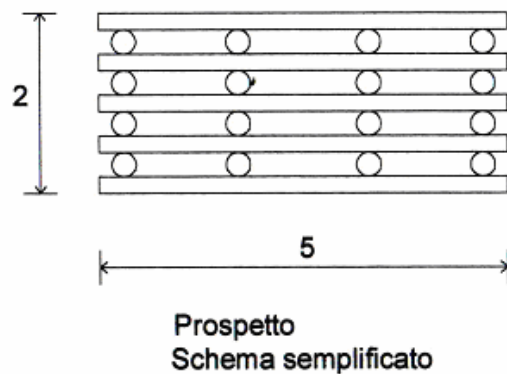
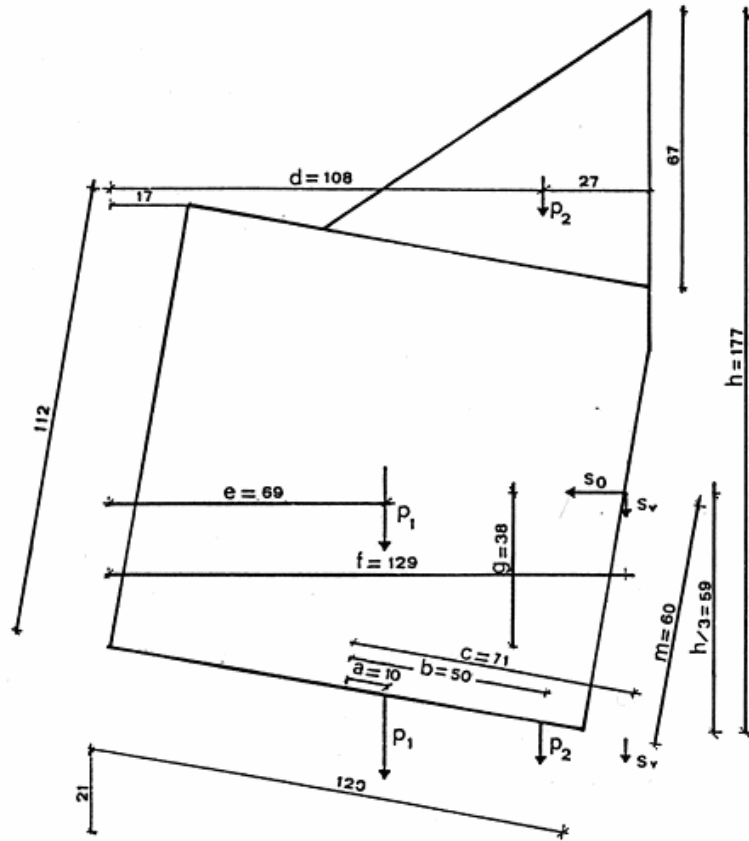


Fig. 9 - prospetto e sezione della palificata dell'esempio

$a = 56 \operatorname{tg} 10^\circ = 10 \text{ cm}$
 $b = (108 - 60 \cos 10^\circ) / \cos 10^\circ = 50 \text{ cm}$
 $c = 60 + (59 / \cos 10^\circ) \operatorname{tg} 10^\circ = 71 \text{ cm}$
 $d = 17 + (120 \cos 10^\circ - 27) = 108 \text{ cm}$
 $e = (60 + 10) \cos 10^\circ = 69 \text{ cm}$
 $f = 120 / \cos 10^\circ + (59 - 21) \operatorname{tg} 10^\circ = 129 \text{ cm}$
 $g = 59 - 21 = 38 \text{ cm}$
 $m = 59 / \cos 10^\circ = 60 \text{ cm}$



SCALA FORZE 1 CM = 1000 KG
 SCALA 1:10

Fig. 9 b - schema statico

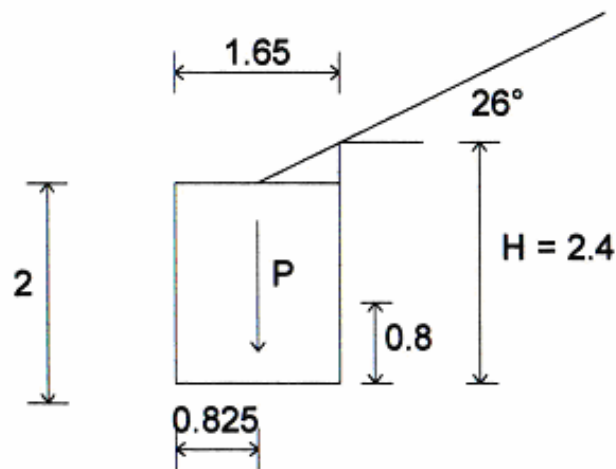


Fig. 10 - palificata viva: schema statico semplificato

Analisi dei carichi

γ	$1900 \text{ kg}_f \text{ m}^{-3}$
$\gamma_l(\text{legno})$	$700 \text{ kg}_f \text{ m}^{-3}$
$P_t = \text{peso del terreno}$	
$P_l = \text{peso del legno}$	

Il numero dei tronchi da 5 m necessari, considerando che la lunghezza dei traversi è in questo caso 1/3 di quella del tronco, è :

$$n = 8 + 1 + 16/3 = 14,3$$

impiegando tronchi del diametro medio di 0,25 m, si ha che il volume totale del legno è:

$$V_{\text{legno}} = 3,14 \times 0,125^2 \times 14,3 \times 5 = 3,51 \text{ m}^3$$

e, per 1 metro lineare:

$$3,51 / 5 = 0,7 \text{ m}^3 \text{ m}^{-1}$$

Il peso del legno è:

$$P_{\text{legno}} = \gamma_l V_{\text{legno}}$$

quindi, per un ml di palificata

$$P_{\text{legno}} = 700 \times 0,7 = 490 \text{ kg m}^{-1}$$

Il peso del terreno di riempimento, considerando a favore della stabilità la palificata con un paramento verticale, è dato da:

$$P_t = \gamma V_t$$

ove, per 1 m

$$V_t = (2 \times 1,65) - 0,7 = 2,6 \text{ m}^3 \text{ m}^{-1}$$

$$W_t = 1900 \times 2,6 = 4940 \text{ kg m}^{-1}$$

Il peso di 1 m di palificata è quindi:

$$P = P_{\text{legno}} + W_t = 490 + 4940 = 5430 \text{ kg m}^{-1}$$

La spinta del terreno, considerando il caso di terre coerenti, con una pendenza della scarpata a monte di 24° , un'altezza del fronte pari a 2,4 m e trascurando, a favore della stabilità, la componente verticale, è data da:

$$S = \frac{1}{2} \gamma_t h^2 K_a - 2Ch \sqrt{K_a}$$

φ	33°
C	300 kg m^{-2}
K_a	0.44

$$S_{\text{terra}} = \frac{1}{2} \times 1900 \times 5,76 \times 0,44 - 600 \times 2,4 \times 0,66 = 2408 - 955 = 1453 \text{ kg m}^{-1}$$

applicata ad 1/3 dell'altezza, cioè a 0,8 m da terra.

Verifica statica

La verifica viene effettuata secondo le norme tecniche del D.M. 11 marzo 1988 riguardanti le prescrizioni per la progettazione delle opere di sostegno.

Calcolo dei momenti (fig.10):

$$M_{\text{stabilizzante}} = 5430 \times 0,825 = 4480 \text{ kg m.}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 1453 \times 0,8 = 1162 \text{ kg m}$$

Si eseguono le seguenti verifiche statiche, per una lunghezza di 1 m di palificata, trascurando la stabilità globale opera - terreno e le verifiche interne della struttura.

Verifica alla traslazione sul piano di posa (fig.11)

Il rapporto fra la somma delle forze resistenti nella direzione dello slittamento, costituite dalle forze di attrito e la somma delle componenti nella stessa direzione delle azioni sull'opera, costituite dalla spinta del terreno, non deve essere, per la sicurezza, inferiore a 1,3.

$$\frac{fP}{S} = \frac{(0,65 * 5430)}{1453} = 2,43 > 1,3$$

con f = coefficiente di attrito tra la base della palificata e la fondazione.

$$f = \text{tg } \varphi = 0,65$$

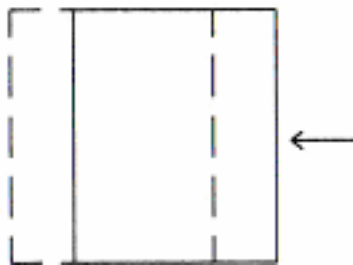


Fig.11 - Verifica alla traslazione

Verifica al ribaltamento intorno allo spigolo di base

Il rapporto tra il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti non deve essere, per la sicurezza, inferiore a 1,5.

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{4480}{1162} = 3,85 > 1,5$$

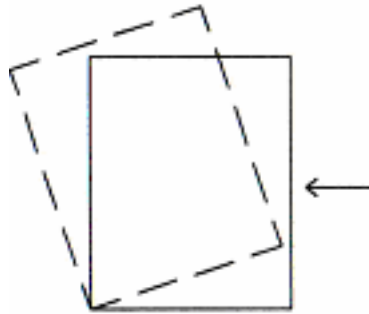


Fig.12 - Verifica al ribaltamento

Verifica allo schiacciamento

La risultante del peso e della spinta del terreno non passa per il baricentro della base e siamo, quindi, in presenza di pressione eccentrica; ne risulta un andamento delle pressioni sulla fondazione non costante e quindi con il diagramma non rettangolare, ma trapezoidale o triangolare a seconda della distanza del punto di applicazione della risultante rispetto allo spigolo di valle (esterno). Suddividendo la base in tre segmenti isometrici e contandoli a partire da monte l'ultimo terzo (quello di valle) è detto terzo medio. A seconda del punto di applicazione della risultante si distinguono tre situazioni:

- la risultante passa entro il terzo medio della base; il diagramma di spinta è trapezio con valori negativi (compressione su tutta la sezione)
- la risultante cade al limite del terzo medio: il diagramma è triangolare con sollecitazioni di compressione
- risultante esterna al terzo medio; il diagramma è intrecciato con tensioni di trazione a monte (di segno positivo).

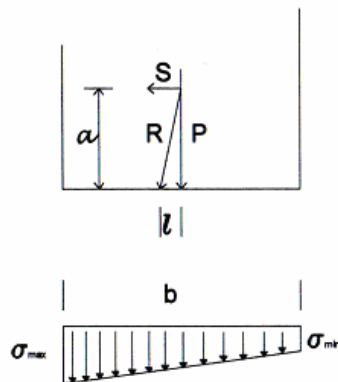


Fig. 13 - verifica allo schiacciamento

Si individua per prima cosa il centro di pressione della risultante sulla fondazione, applicando il teorema di Varignon, per cui il momento della risultante rispetto ad un punto, è uguale alla somma algebrica dei momenti delle componenti. Scegliendo come polo il centro di pressione si ha:

$$R * 0 = S * a - P * e$$

che si risolve rispetto ad e , oppure, :

$$e = \frac{M_s - M_r}{P}$$

con $e =$ eccentricità, distanza tra il baricentro ed il centro di pressione

$$e = 1162 / 5430 = 0,21 \text{ m}$$

il valore è entro il terzo medio in quanto $0,21 < 1,65 / 6$ e, in tal caso, vale la formula

$$\sigma_{\max} = \left(\frac{P}{100b} \right) * \left(1 + \frac{6e}{b} \right) \text{ in kg cm}^{-2}$$

ove b è la larghezza della palificata pari a 165 cm

$$\sigma_{\max} = (5430 / 100 \cdot 165) \times (1 + 6 \cdot 21 / 165) = 0,58 \text{ kg cm}^{-2}$$

Ipotizzando che il terreno di fondazione abbia una portanza di $1,5 \text{ kg cm}^{-2}$, il rapporto tra questo e il carico agente è:

$1,5 / 0,58 = 2,6 > 2$, valore del coefficiente di sicurezza richiesto dal D.M. 11 marzo 1988.

In conclusione, dai calcoli effettuati, una palificata viva risulta, in genere, una struttura che soddisfa ampiamente le condizioni di stabilità, al pari delle tradizionali opere di sostegno, alle quali si pone in alternativa.

La verifica fin qui proposta, necessaria e fondamentale in sede di progetto, analizza le condizioni statiche valide immediatamente dopo la costruzione dell'opera, ma non considera che, essendo essa una struttura composta in parte da materiale vivo, le forze in gioco potranno variare nel tempo con l'accrescimento delle talee messe a dimora. Ad esempio si verifica un incremento di biomassa (ipogea ed epigea) ed una degradazione delle parti morte, che determina lo sviluppo di nuove forze con i relativi bracci e quindi variazioni nelle condizioni di equilibrio. Un'analisi di questa problematica è stata svolta da Preti e Cantini, 2002 che hanno analizzato la variazione del coefficiente di sicurezza. Si sintetizza la metodologia seguita come esempio di analisi di stabilità a lungo termine.

Per calcolare la spinta del terreno a tergo della palificata, considerato non coerente, è stato utilizzato il metodo dello stato di equilibrio limite di Muller Breslau (1924).

Per valutare il contributo delle piante, partendo dal modello per la valutazione dell'incremento di resistenza al taglio indotto dalla presenza di radici basato sull'equilibrio limite delle forze (Gray e Sotir, 1996 e Bischetti, 2000 in Preti e Cantini, 2002), è stata analizzata la variazione nel tempo del termine A_R/A , rapporto fra l'area occupata dalle radici (A_R) e quella della corrispondente sezione parallela alla superficie di terreno (A), ricavando una relazione praticamente lineare. Anche l'evapotraspirazione e l'effetto drenante dovuti alla presenza delle piante sono stati ipotizzati dipendenti dallo stesso termine (A_R/A). Considerando separatamente: il peso della palificata, dato dalla somma del peso del legno morto che diminuisce nel tempo in funzione della degradazione del legname, oltre al peso del riempimento che rimane costante, l'aumento della biomassa epigea ed ipogea, la spinta dell'acqua (considerando varie altezze di falda a tergo della palificata) e la spinta del terreno a tergo della palificata; è stata valutata la variazione dei coefficienti di sicurezza nell'arco di 30 anni.

Per gli aspetti vegetali si è considerato che il materiale vivo utilizzato fosse costituito da talee di lunghezza pari ad 1 m di *Salix purpurea* (salice rosso) in numero di 4 talee per metro lineare (Schiechtl, 1991 in Preti e Cantini, 2002). Per questo tipo di pianta sono state ricavate le curve di

crescita in altezza, larghezza della chioma, profondità dell'apparato radicale, volume della parte aerea (biomassa epigea) da uno studio condotto in una stazione detritica povera del Tirolo settentrionale a quota 700 m s.l.m. (fig. 14a), al fine di stimare il valore medio del termine A_R/A e come questo vari in funzione del volume di biomassa ipogea prodotta, secondo la relazione seguente (20):

$$(20) \quad A_R = n h V_R / H_R$$

dove n è il numero di talee che hanno effettivamente attecchito, V_R è il volume della parte ipogea di una talea (calcolata in base al rapporto col volume della biomassa epigea che si mantiene pari ad 1.5 per questa specie, cfr. Tab. 2), H_R è la profondità raggiunta dall'apparato radicale, h l'altezza della palificata. I risultati ottenuti (fig. 14) evidenziano l'andamento lineare del termine col tempo e sono in accordo con misurazioni sperimentali che indicano variazioni del rapporto di area radicata in un intervallo fra alcuni centesimi ed alcune unità di punto percentuale, con valori più frequenti di qualche decimo di percento (Bischetti, 2000).

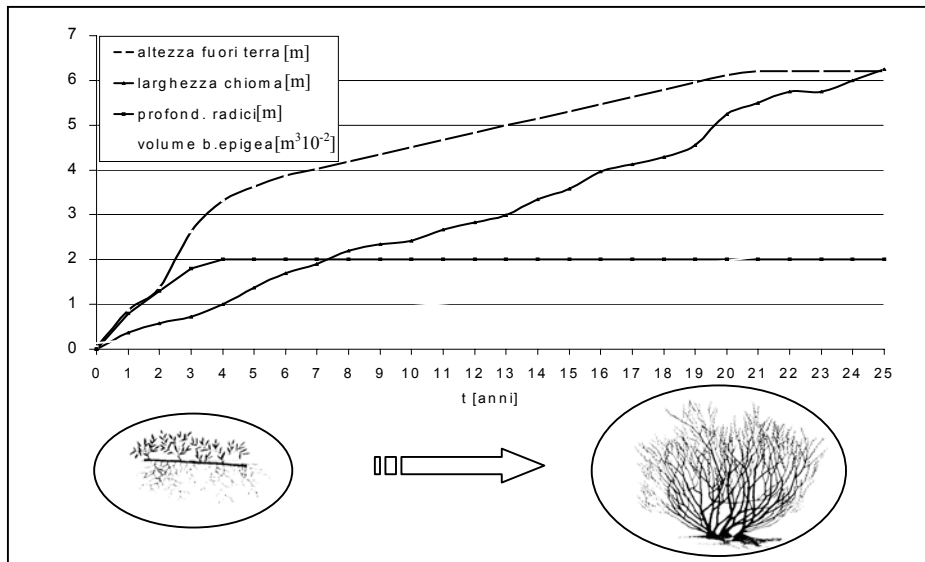


Fig. 14 a) - Curve di crescita per *Salix purpurea* (Schiechl, 1991)

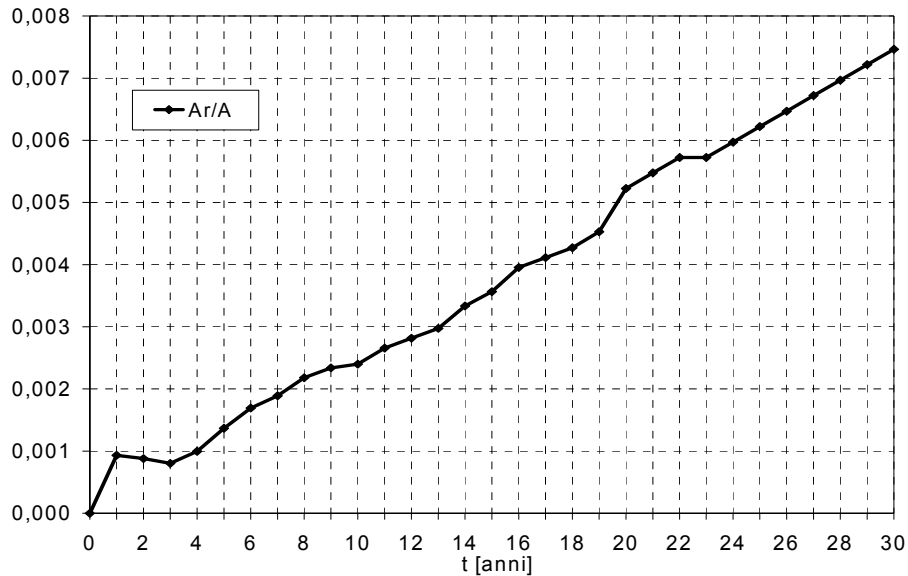


Fig. 14 b) - Frazione di sezione di terreno occupata dalle radici (root area ratio)

Per la valutazione del peso proprio delle palificate vive, sono stati considerati elementi lignei del diametro più usato (25 cm) e con il più piccolo interasse (1 m) fra gli elementi longitudinali: tali manufatti risultano, a parità di dimensioni, fra i più leggeri, in quanto viene quasi massimizzato il volume del legno rispetto a quello del riempimento.

Si è, inoltre, supposto che il volume del legname (di solito castagno) si riduca di un valore pari all'aumento del volume della biomassa epigea ed ipogea delle talee che si sviluppano all'interno della palificata, il peso specifico di questo legname ha valore medio di 7.0 kN/m^3 , valore rappresentativo per legname conservato ad umidità del 12÷15%, mentre per le talee di salice il peso specifico considerato è di 8.8 kN/m^3 (Giordano, 1988 e 1993). Per quanto riguarda il peso specifico del riempimento della palificata abbiamo scelto un riempimento con materiale grossolano (ciottoli di dimensioni tali da non fuoriuscire dalle feritoie della pareti), adottando un peso specifico pari a 15 kN/m^3 , relativo a detriti grossolani aventi una porosità del 20% (ciò comporta un peso per unità di volume in condizioni di saturazione di 17 kN/m^3). Per il terreno in cui si trova immersata la palificata si assume il peso specifico di 20 kN/m^3 , che costituisce un valore rappresentativo di un terreno ghiaioso - sabbioso con una porosità del 20% (il peso per unità di volume in condizioni di saturazione è pari a 22 kN/m^3) ed un angolo di attrito interno ϕ di 30° .

A causa del moto di filtrazione che si instaura attraverso la palificata, mediamente la pressione idrostatica del terreno a tergo diminuisce del 10÷20%, ma con la presenza di talee vive si è ipotizzato che questa riduzione potesse essere maggiore, soprattutto perché "...le popolazioni vegetali drenano il terreno consumando acqua per evapotraspirazione in grandi quantità" (Florineth, 1993; Mantovani, 1996 in Pugi, 1999 in Preti e Cantini, 2002).

Perciò è stato ipotizzato un andamento del coefficiente di riduzione della pressione idrostatica (c_{rt}) inversamente proporzionale alla frazione di sezione di terreno (A_R/A) occupata dalle radici, secondo la relazione (21):

$$(21) \quad c_{rt}(t) = c_{rt}(0) (1 - (A_R/A))$$

cioè all'aumentare A_R/A diminuisce la spinta dell'acqua presente nel terreno a monte sulla palificata da un valore iniziale assegnato ($c_{rt}(0)=0.75$) a causa della presenza di radici e per l'evapotraspirazione esercitata dalle talee di salice.

Oltre ai valori assunti per i vari pesi specifici appena descritti ed alle grandezze variabili nel tempo schematizzate in fig. 15 sono stati utilizzati i dati riassunti nella tabella seguente (effettuando varie prove variando tutte le grandezze geometriche):

h (altezza palificata)	1 m
b (base palificata)	0.8 m
φ (angolo di attrito interno del terreno)	30°
α (inclinazione del terreno a monte)	25°
δ (angolo di attrito tra il terreno e la parete a monte della palificata)	27°
K_a (calcolato con eq.(1))	0.360
β (inclinazione della parete a monte della palificata rispetto all'orizzontale)	90°
h_w (altezza della falda)	0.55 m

L'apparato radicale, sviluppandosi, reagisce come un blocco unico col corpo della palificata e quindi introduce un fattore stabilizzante nel calcolo dei momenti che risulta funzione della profondità delle radici, mentre la biomassa epigea, sviluppandosi, introduce un fattore destabilizzante per la palificata, che cresce in funzione dell'altezza della parte epigea.

Sollecitazioni

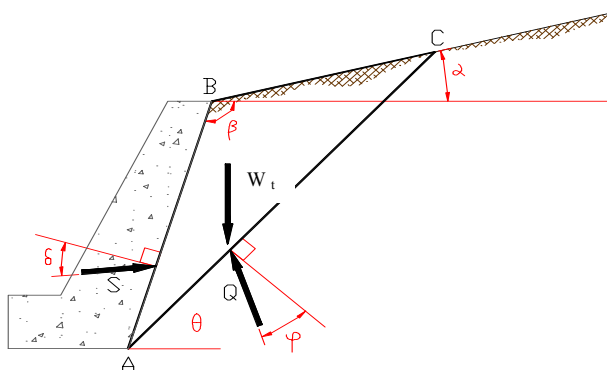


Fig. 15 - Sollecitazioni sul cuneo rigido di terra a monte di un'opera di sostegno

La spinta delle terre è stata valutata mediante la teoria di Coulomb esplicitata analiticamente da Muller – Breslau (1924).

Prendendo in considerazione la spinta passiva, ovvero il valore massimo che può assumere l'azione laterale applicata al terreno: con riferimento alla fig. 15 si ha che le componenti tangenziali alle superfici di scivolamento delle forze Q e S devono risultare in grado di contrastare il movimento verso l'alto (indotto dall'azione spingente della costruzione) del prisma di terreno, dunque il segno degli angoli φ e δ deve risultare opposto a quello illustrato.

Da quanto sopra, si ha che l'incremento di resistenza al taglio dipende interamente dalla resistenza a trazione media delle radici e dalla superficie occupata dalle stesse.

Per quanto riguarda la resistenza a trazione delle radici, si può fare riferimento a valori riportati in letteratura (tabella seguente).

Piante arbustive	Resistenza a trazione (Mpa)	Rapporto fra biomassa epigea e ipogea
<i>Salix purpurea</i>	36.0	1.5

Caratteristiche di Salix pupurea (Schiechtl, 1991)

Verifiche di stabilità

Per le verifiche di stabilità, si sono considerate le seguenti condizioni:

- il peso della palificata, dato dalla somma del peso del legno morto che diminuisce nel tempo in funzione della degradazione del legname, più il peso del riempimento che aumenta, anche se molto poco, per l'aumento delle radici;
- l'aumento della biomassa epigea ed ipogea;
- la spinta dell'acqua presente nel terreno;
- la spinta del terreno a tergo della palificata.

Il fattore di sicurezza rispetto alla stabilità allo scorrimento sul piano di fondazione della palificata, è dato dalla

$$(22) \quad F_S = \frac{V \cdot \tan \delta}{H}$$

dove V è la risultante delle forze verticali e quindi stabilizzanti (peso della palificata, dato dalla somma del peso del legno morto che diminuisce nel tempo in funzione della degradazione del legname, più il peso del riempimento che aumenta per l'aumento delle radici, e dal peso della biomassa ipogea ed epigea), mentre H è la risultante delle forze orizzontali (spinta del terreno a tergo della palificata e spinta dell'acqua presente nel terreno che tendono a diminuire nel tempo).

Si è ottenuto per F_S l'andamento riportato in fig. 16. Come si può vedere dal grafico il fattore di sicurezza allo scorrimento è superiore al valore consigliabile di 1,3 nelle condizioni iniziali ed aumenta nel corso degli anni, anche per valori del coefficiente di attrito cautelativi (0,5): in particolare, si può osservare come il fattore di sicurezza arrivi ad incrementarsi rispetto al valore iniziale di circa il 12 %.

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

Fig. 16 a) - Andamento nel tempo del fattore di sicurezza allo slittamento per una palificata viva

L'analisi del fattore di sicurezza allo scorrimento è poi stata effettuata in diverse condizioni di manutenzione della vegetazione per la stessa palificata:

1. con talee ed interventi, effettuati regolarmente, di potatura quasi totale della parte epigea di vegetazione che si sviluppa ($Fs2$);
2. con talee ed interventi di diradamento effettuati regolarmente, cioè si elimina una parte (30%) dell'apparato epigeo della vegetazione ($Fs3$).

I risultati sono messi a confronto nel grafico di fig. 16 b) dove si evidenzia come la potatura possa influire per una diminuzione del fattore di sicurezza solo fino a circa il 2,5 % rispetto al caso di assenza di manutenzione.

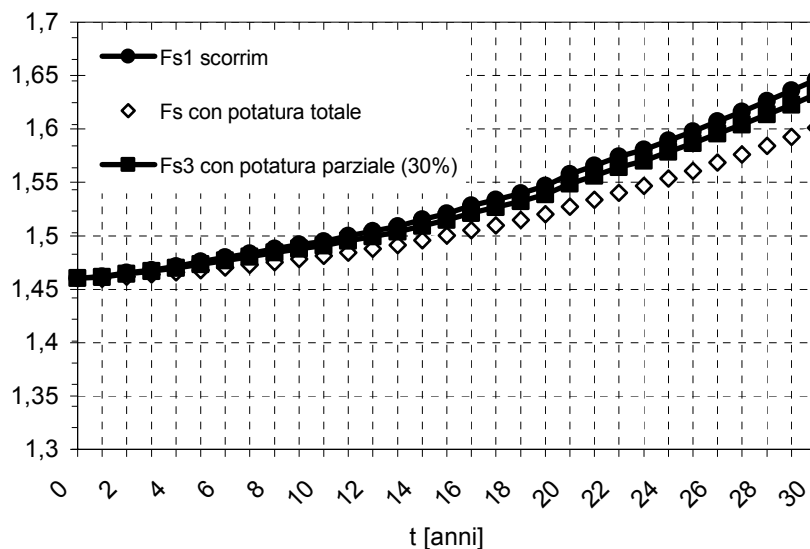


Fig. 16 b) - Fattore di sicurezza allo slittamento per una palificata viva con manutenzioni

Invece, per quanto riguarda la verifica al ribaltamento, si sono ottenuti gli andamenti per il coefficiente di sicurezza al ribaltamento (C_s), stimato tramite la:

$$(23) \quad C_s = \frac{\sum \text{Momenti Stabilizzanti}}{\sum \text{Momenti Ribaltanti}}$$

Il coefficiente di sicurezza (C_s) parte nella condizione iniziale (quando le talee non si sono ancora sviluppate) da un valore maggiore di 1,5 (quindi la struttura composta da legname e riempimento è stabile) ma potrebbe anche tendere a non aumentare nel tempo (ad esempio, lo sviluppo della parte epigea crea un momento ribaltante per la palificata dovuto all'aumento del peso e, soprattutto, del braccio cui questo viene applicato, avendo la parte epigea uno sviluppo, in altezza molto maggiore dello sviluppo in profondità dell'apparato radicale).

Si è quindi studiato, anche in questo caso, l'andamento nel tempo del coefficiente di sicurezza al ribaltamento in condizioni diverse di vegetazione per la stessa palificata:

1. senza interventi;
2. con talee ed interventi, effettuati regolarmente, di potatura quasi totale della parte epigea di vegetazione che si sviluppa (C_{s2});
3. con talee ed interventi di diradamento effettuati regolarmente, cioè si elimina una parte (60%) dell'apparato epigeo della vegetazione (C_{s3});

L'andamento C_{s2} è evidentemente un caso estremo che, comunque, dimostra come la presenza delle radici riesca realmente ad annullare l'effetto del degradamento della struttura lignea iniziale (solo l'apparato radicale potrebbe sostituirsi alla struttura portante degradata). Osservando le variazioni nel temo nel caso C_{s3} , si osserva come la manutenzione (diradamenti, potature e recupero delle fallanze), se effettuata regolarmente, mantiene facilmente il coefficiente di sicurezza a ribaltamento sopra il valore consigliabile di 1,5.

Si evidenzia come, senza nessuna manutenzione, il fattore di sicurezza (comunque al di sopra del valore richiesto per le verifiche di stabilità) possa diminuire nel tempo rispetto al valore iniziale di un 10 % e come una potatura parziale possa riequilibrare la situazione, mentre con una potatura

totale di riesca addirittura invertire la tendenza fornendo un aumento relativo dello stesso fino a oltre il 16 %.

Ai fini applicativi questo potrebbe essere significativo, in quanto, tuttora, le palificate vive vengono spesso dimensionate o solo con criteri empirici o a gravità nelle condizioni iniziali.

DIMENSIONAMENTO DI UNA PALIZZATA

Alcune opere I.N. sono realizzate infiggendo nel terreno alcuni pali verticali che sostengono, tramite elementi orizzontali, un terrapieno (es.: palizzata, staccionata, viminata, fascinata) a formare piccoli gradoni o terrazzamenti lungo le curve di livello del pendio (figg. 17 e 18).

“ ... Per quanto riguarda le gradonate esistono modelli empirici per il calcolo di stabilità dei versanti” (Florineth, 1994, in Regione Toscana, 2000), ma non è disponibile in letteratura una procedura formalizzata per la valutazione dell'efficacia dell'intervento e sul distanziamento d'ogni singola opera rispetto all'effetto che si vuole ottenere: in genere tali scelte vengono dunque lasciate all'esperienza e alla sensibilità del progettista.

I parametri da analizzare per il dimensionamento riguardano:

- profondità di infissione e diametro dei pali verticali
- inclinazione degli stessi rispetto alla verticale.
- distanza orizzontale delle singole opere in relazione all'effetto antiersivo cercato

La struttura è soggetta alla spinta attiva esercitata dal terreno sostenuto per la quale tende a ruotare e a comprimere il terreno dal lato opposto dando luogo nella parte al di sopra del centro di rotazione a spinta passiva, mentre al di sotto si ha spinta passiva dal lato del terreno sostenuto e spinta attiva davanti (figg. 17 e 18).

Il modulo di resistenza richiesto cresce rapidamente con l'altezza di ritenuta e sono possibili flessioni della struttura a profondità variabili.

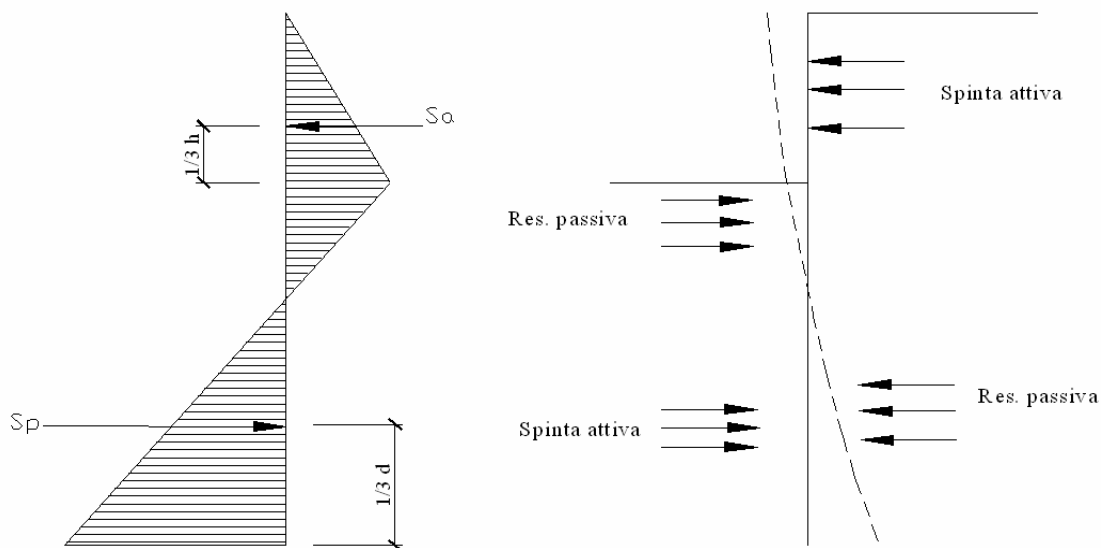


Fig. 17 – Schema semplificato delle sollecitazioni andamento delle deformazioni nel caso di una palizzata

Una verifica speditiva (schema in Fig. 18) può essere condotta considerando l'equilibrio fra i momenti M_p ed M_a rispetto all'estremo inferiore A del palo infisso considerato rigido, che risulta sollecitato da una spinta attiva S_a esercitata dal terrapieno trasmessa dagli elementi orizzontali (di larghezza pari all'interdistanza l , trascurando l'apporto statico laterale) e da una reazione passiva S_p lungo la parte infissa del palo avente larghezza pari a \varnothing .

Si indichino con:

h = altezza dei pali fuori-terra
 d = profondità di infissione
 l = interdistanza fra i pali verticali
 \varnothing = diametro del palo verticale
 γ_t = il peso specifico apparente del terreno
 ϕ = angolo d'attrito interno

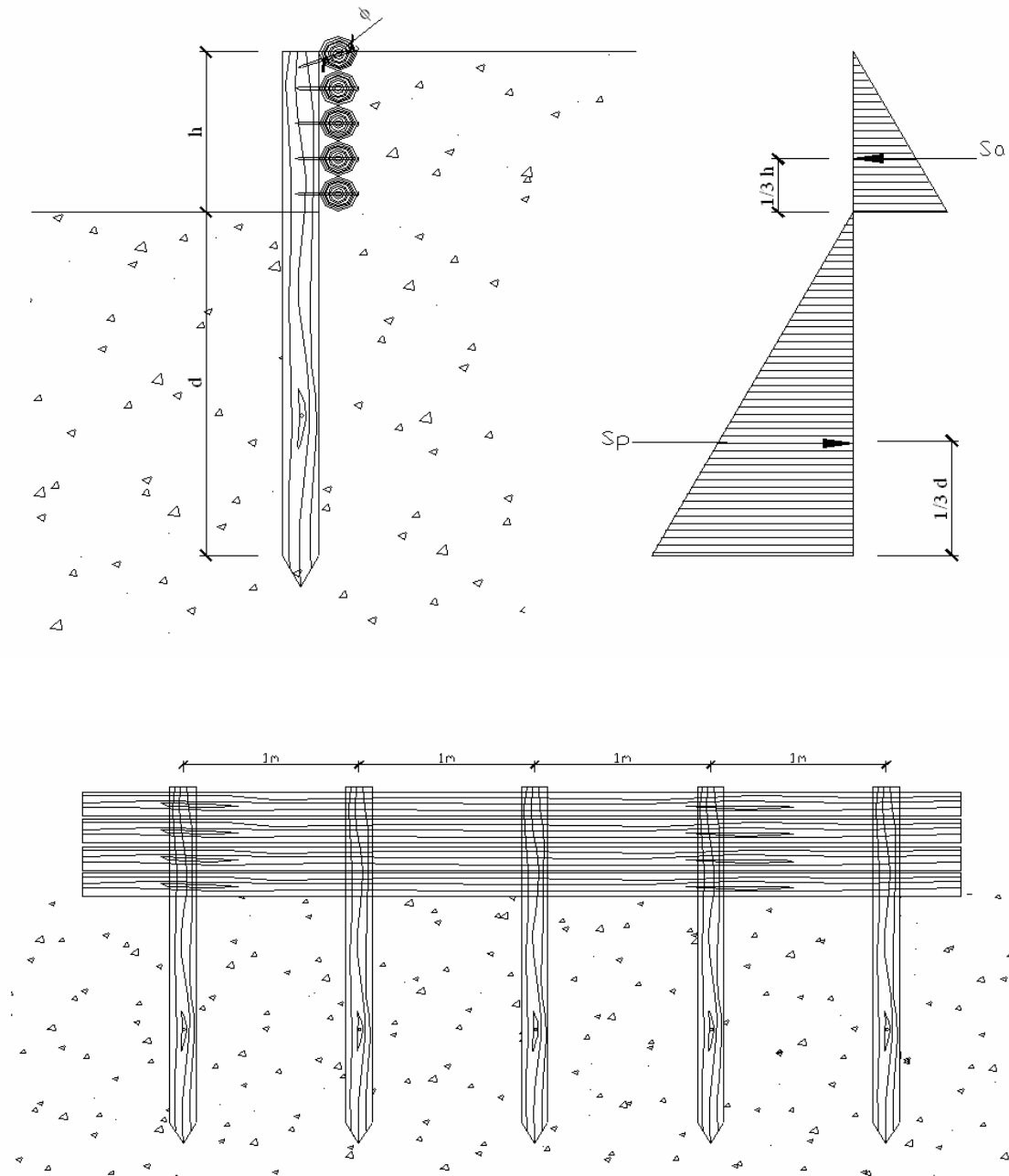


Fig. 18 – Sezione e prospetto di una palizzata con schema ulteriormente semplificato delle sollecitazioni

Considerando S_a e S_p risultanti di distribuzioni triangolari, i bracci da A valgono, rispettivamente, $d+1/3h$ e $1/3d$.

Nella tabella seguente si osserva che, in un terreno di caratteristiche normali, pali sporgenti per 0,7 m, infissi per 2/3 della loro lunghezza totale (come di norma, vale a dire $d = 2h$) e interdistanti fra loro per 1 m, sono verificati per diametri di 15 cm.

Nel caso di sporgenze fuori terra maggiori o diametri inferiori (oppure terreni peggiori), si dovranno avere profondità di infissione maggiori e/o interdistanze inferiori.

La profondità di infissione calcolata viene solitamente incrementata di circa il 20÷40%, il che corrisponde ad un aumento del coefficiente di sicurezza di 1,5÷2 come verificato anche nello schema qui adottato.

L'apporto statico laterale, l'attrito tra palo e terreno, la flessione del palo alterano comunque la distribuzione delle pressioni, di solito in senso favorevole, dando luogo ad un margine di sicurezza extra.

In realtà si potrebbero considerare schemi analoghi a quelli delle paratie: a sbalzo (comportamento a mensola) o ancorati (tramite tiranti da verificare a trazione e/o sfilamento), con estremo libero o incastrato e metodi basati sull'analisi in condizioni di equilibrio limite od empirici.

Come risulta dai dimensionamenti con metodi più o meno semplificati (cfr. tabella), le palizzate non possono avere sporgenze fuori terra eccessive, perché queste dovrebbero comportare profondità d'infissione e diametri eccessivi.

<i>Palizzata: primo esempio di dimensionamento</i>				
γ_{τ}	1600		$\tan(45-\varphi/2)$	$\tan(45+\varphi/2)$
φ	30		0,58	1,73
h	0,7		Ka	Kp
l	1		0,33	3,00
d	1,5			
ø	0,15			
			Sa	130,67
			Sp	810,00
			Ma	226,49
			Mp	405,00
			Mp/Ma	1,79

<i>Palizzata: secondo esempio di dimensionamento</i>				
γ_{τ}	1600		$\tan(45-\varphi/2)$	$\tan(45+\varphi/2)$
φ	30		0,58	1,73
h	0,7		Ka	Kp
l	1		0,33	3,00
d	1,4			
ø	0,1			
			Sa	130,67
			Sp	470,40
			Ma	213,42
			Mp	219,52
			Mp/Ma	1,03

Per completare il dimensionamento di cui al punto a) si deve far ricorso ai criteri delle scienze della costruzioni e della tecnologia del legno applicata al dimensionamento di elementi lignei per le costruzioni (Giordano, 1993). In particolare, il modulo di resistenza del palo infisso deve essere stabilito nella sezione dove si verifica il massimo momento flettente ed il taglio si annulla, tenendo conto anche della durabilità del legno in esame.

Per la palizzata può essere adottato lo schema relativo a quello per la palificata ad una parete, che considera ciascun palo verticale sottoposto all'azione della spinta attiva del terreno (o dell'acqua, prudenzialmente) e incastrato nel terreno, per la verifica dell'interasse massimo con la seguente formula.

$$l_m = (1 / 1.7) (\sigma_{amm} / (\gamma_\tau K_a)) (\varnothing / h)$$

dove:

l_m : interasse massimo fra i pali verticali

σ_{amm} : tensione ammissibile per il legname messo in opera

Se si effettua il calcolo con $\sigma_{amm}=6 \cdot 10^6 \text{ N m}^{-2}$ (Giordano, 1993, considerando anche che i pali sono infissi in terra) si verifica, con i dati del secondo esempio di dimensionamento della tabella precedente, che l'interasse massimo deve essere proprio di circa 2 m (o circa 1 m considerando prudenzialmente la spinta idrostatica).

Con valori maggiori di σ_{amm} e di \varnothing , esso può, naturalmente, aumentare

La verifica delle congiunzioni con chiodi, graffe, tondini d'acciaio ad aderenza migliorata, bulloni da legno può riguardare congiunzioni fra elementi verticali ed orizzontali, o fra elementi paralleli.

Tra il gambo di una chiodatura ed il legno circostante si sviluppa la cosiddetta resistenza della chiodatura: *resistenza all'estrazione* se la sollecitazione tende a sfilarla dalla sua sede oppure *resistenza del giunto chiodato* se essa agisce modificando la posizione relativa dei vari elementi collegati (Giordano, 1993), che dipende da vari fattori (caratteristiche dei chiodi, caratteristiche e stato di umidità del legno, configurazione dei giunti, entità e tipo di carico).

Per altri approfondimenti ed esempi di calcolo: D'Agostino in ARPAV, 2000.

Il punto b) può essere analizzato modificando gli schemi sopra menzionati, per cui il palo verticale potrebbe risultare più inclinato verso valle fino a divenire perpendicolare al piano di campagna.

In tal modo si potrebbe ridurre il rischio di scalzamento per erosione o scavo a valle, ma aggravando la sollecitazione sulla sezione trasversale del palo con una componente verticale del peso del prisma di terreno sovrastante la parte fuori-terra del palo stesso. Un compromesso fra tali due esigenze può giustificare la pratica progettuale di infissione dei pali in posizione intermedia fra la verticale e la perpendicolare al piano inclinato del pendio (in Benini, 1990).

Tali opere lineari vengono realizzate praticamente lungo le curve di livello del pendio e prevedono anche un dimensionamento della distanza orizzontale come proiezione lungo la linea di massima pendenza del pendio (punto c), che si potrebbe basare sull'effetto anti-erosivo che si intende ottenere. Per una stima almeno "relativa" di tale effetto antierosivo, l'attenzione può essere posta ai parametri L ed S , rispettivamente fattori di lunghezza libera e pendenza del versante, che compaiono nelle equazioni più classiche per la stima della perdita di suolo potenziale. In questo modo, mantenendo costanti gli altri parametri della formula e ipotizzando modalità di interrimento a monte delle opere, è possibile condurre alcune considerazioni concernenti la diminuzione dell'erosione e quindi quantificare la distanza delle opere fissando preventivamente l'entità voluta della riduzione di erosione.

Naturalmente, lo scopo delle opere menzionate è quello di limitare l'erosione superficiale del suolo favorendo anche l'ingresso della vegetazione spontanea o l'attecchimento di quella impiantata. L'effetto della presenza di vegetazione sulla stabilità del pendio viene valutato mediante il metodo

del pendio indefinito con le condizioni di equilibrio limite alla traslazione di un prisma di terreno considerato omogeneo e isotropo. Tale semplice metodo, ampiamente usato in geotecnica, viene utilizzato in una forma che prevede, come parametri significativi della presenza della vegetazione, il peso della stessa e la coesione aggiuntiva stimata offerta dall'apparato radicale (per approfondimenti, Preti e Barneschi, 2002).

ELEMENTI PER LA PROGETTAZIONE DELLE TERRE RINFORZATE

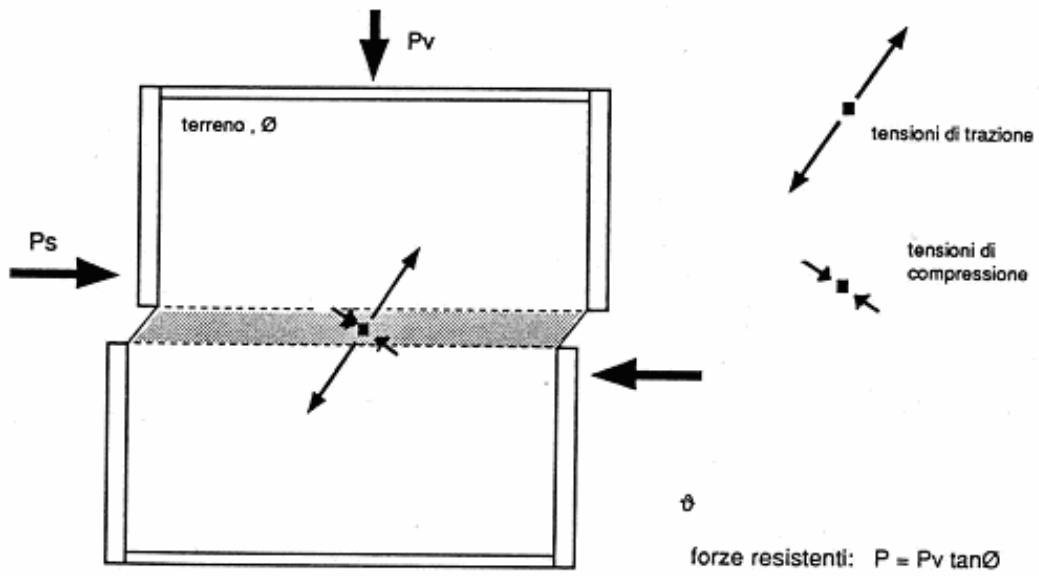
Per le terre rinforzate rinverdite, vanno effettuate anche le verifiche di stabilità globale del pendio (metodi di Fellenius, Bishop, Jambu, etc.) e quelle interne che consentono di stabilire la lunghezza e l'interasse degli elementi di rinforzo.

Il rinforzo delle terre consiste nella possibilità di migliorare la stabilità dei terreni con strutture di rinforzo (geosintetici, reti metalliche, barre metalliche, etc) che aumentano la resistenza al taglio del terreno (fig. 19), consentendo l'equilibrio di ammassi di terra con fronti fino a circa 70° di pendenza.

Una applicazione della teoria delle terre rinforzate (corredata da dati sperimentali di sviluppo e resistenza radicali) specificatamente studiata per l'uso di talee è proposta da Schuppener e permette di calcolare il numero delle talee per metro lineare di sistemazione, la profondità di infissione delle stesse, la stabilità globale del pendio.

Vengono illustrate le caratteristiche fondamentali dei metodi di Jewell e di Leschinsky In Regione Toscana, 2000.

I calcoli possono essere semplificati con *software* presenti in commercio, alcuni dei quali sono riportati in bibliografia.



2a

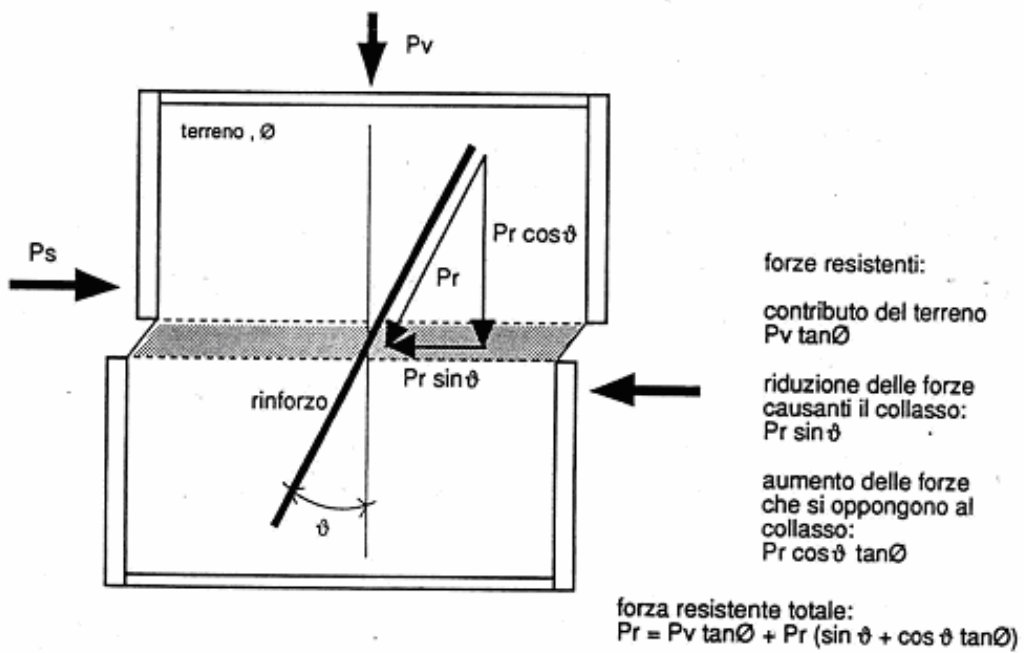


Fig. 19 - Meccanismo di rinforzo del terreno (da Comedini e Scotto)

Bibliografia di riferimento

- ARPAV (Agenzia per la Prevenzione e la Protezione Ambientale del Veneto), (2000), Le opere in legno nella sistemazione dei torrenti montani, Centro Valanghe di Arabba.
- Barneschi M., Preti F., (2003), Consolidamento, stabilizzazione e rivestimento dei versanti vegetati:alcune criteri di intervento, in preparazione per Le giornate dell'ingegneria Naturalistica, Torino 6, 7 e 8 Novembre 2003.
- Benini, G., (1990), Sistemazioni Idraulico-Forestali, UTET, Torino.
- Bruzzese A., Allegro M.L., (2000), Ecocrib, Programma di calcolo di palificate vive e muri cellulari
- Bruzzese A., Allegro M.L., (2001), Uno strumento di calcolo, Il Verde Ed., ACER 4/2001, pp 67-69.
- Cantini C., (2001), Criteri di progettazione e monitoraggio delle opere di ingegneria naturalistica, Università degli Studi di Firenze, Facoltà di Ingegneria, Tesi di Laurea in Ingegneria per l'Ambiente ed il Territorio, 2001.
- Colombo P., (1984), Elementi di Geotecnica, Zanichelli, Bologna.
- Comedini M., (2000), Verifiche di stabilità di versanti stabilizzati con tecniche di ingegneria naturalistica, Atti Convegno Opere in grigio, opere in verde, Provincia di Teramo:
- Cornellini P., G. Zoccoli, (1995), Schema di calcolo di una palificata viva - Interventi di ingegneria naturalistica nei lavori ferroviari, in "Tecniche di rinaturazione e di ingegneria naturalistica " a cura di Sauli e Siben Patron, Bologna: 227 – 236
- GAWAC Programma di calcolo di gabbionate Officine Maccaferri
- Giordano G., (1998-1993), Tecnologia del legno. Volume III parte seconda, UTET, Torino..
- Gray D.H., Sotir R.B., (1996), Biotechnical and soil bioengineering slope stabilization. A practical guide for erosion control, John Wiley & Sons Inc., New York, 1996.
- Greenway D.R., (1987), Vegetation and slope stability, in "Slope stability" a cura di M.G. Anderson e K.S. Richards, John Wiley et Sons, New York, pp. 187-230, 1987.
- Lancellotta R., (2001), Geotecnica, Zanichelli.
- Leshchinsky, ReSSA, ReSLOPE, MSEW.,programmi di geotecnica applicata - www.msew.com
- MACSTARS, Programma di calcolo di terre rinforzate, Officine Maccaferri
- Regione Toscana, (2000), Principi e linee guida per l'Ingegneria Naturalistica–Vol. 1: Processi territoriali e criteri metodologici, Collana "Fiumi e Territorio", Regione Toscana, 2000.
- Preti F., Barneschi M., (2002), Hidrogeological hazard in vegetated slopes, Convegno Nazionale su Rischio idrogeologico e Conservazione dell'ambiente, Assisi, 11-12 Dicembre, 2002, atti in corso di stampa.
- Preti F., Cantini C., (2002), Evoluzione temporale delle condizioni di stabilità per le palificate vive, in Atti XXVIII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Potenza, 16-19 settembre, 2002
- Provincia di Teramo, Atti Convegno: Opere in grigio, opere in verde
- Pugi F., Paris E., Ceccotti A., (2000), Sui criteri progettuali delle briglie in legno, Atti del XXVIII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Genova,
- Schiechl H.M., (1991), Bioingegneria forestale. Biotecnica naturalistica, Ed. Castaldi, Feltre, 1991.
- Scotto M., (1995), Il rinforzo delle terre, Costruzioni n.470
- Schuppener B., Design of slopes stabilised by plants, Living reinforced earth - Stabilization of slopes by plants.
- Johanbuss: GGU Stability, programmi di geotecnica applicata- www.ggu-software.com
- TNXSLOPE, Programma di calcolo di terre rinforzate, Soc.Tenax
- Ziemer, Robert R., The Role of vegetation in the stability of forested slopes, Pacific Southwest Forest and range Experiment Station, U.S. Forest Service, U.S.D.A., Arcata, California, reperito su Internet.