

Regione Autonoma della Sardegna
Assessorato dell'Agricoltura e Riforma Agro-Pastorale



CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE
ORISTANO



PROGETTO ESECUTIVO

CUP G13H11000080002 - CAT. P0000

*Interventi di manutenzione straordinaria per la messa in sicurezza
dello sbarramento collinare in localita' "Mura Cabonis"
in agro di Milis*

Elaborato:

Relazione geotecnica

All. 7.0

n° prog.

il progettista
ing. Massimo Sanna
geol. Simone Manconi

V.il Resp. del procedimento
ing. Roberto Sanna

V. il Commissario Straordinario
dott. Gianbattista Ghisu

Scala

Data aprile 2019

Rev.1

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel metodo di Sarma la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:

$$* \sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$** \sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di K (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione K corrispondente al fattore di sicurezza $F = 1$, ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

$K = K_c$ *accelerazione critica* se $F = 1$

$F = F_s$ *fattore di sicurezza in condizioni statiche* se $K = 0$

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

È stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita. La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di inter-striscia.

Metodo di SPENCER

Il metodo è basato sull'assunzione:

Le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ . tutti i momenti sono nulli

$$M_i = 0 \quad i=1, \dots, n$$

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$.

Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$\sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

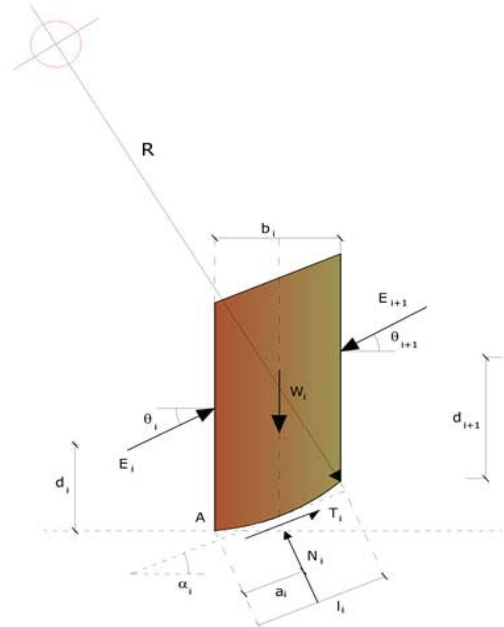
dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{tg \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + tg \phi \sec(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.



Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\sum (Q_i \cos \theta) = 0 \quad \sum (Q_i \sin \theta) = 0$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$\sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia $F_{sm} = F_{sf}$.

Metodo di MORGENSTERN e PRICE

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante.

La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semi-sinusoidale, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse.

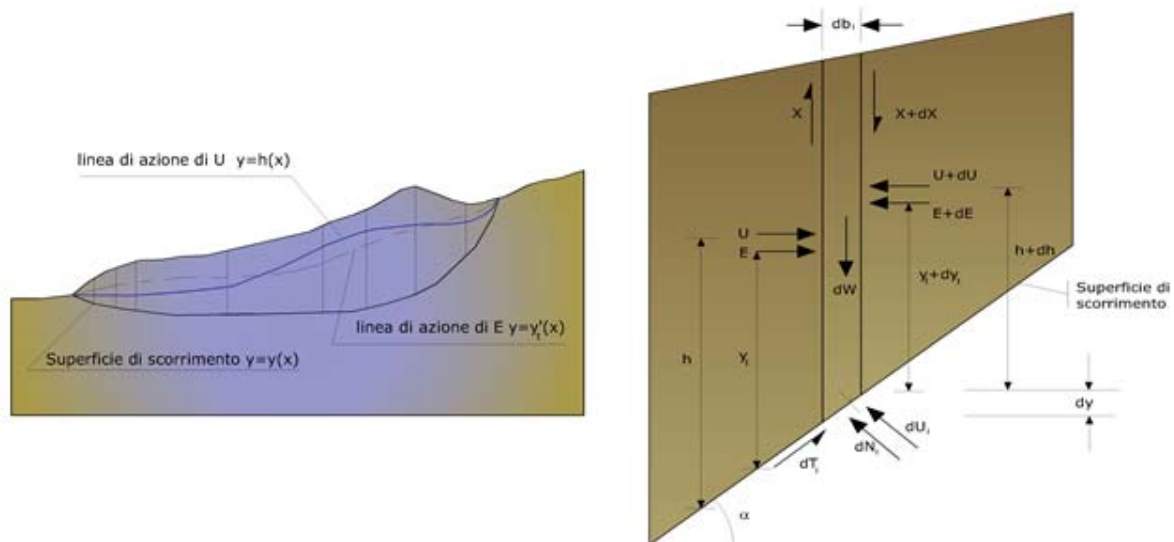
Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E , X , il coefficiente di sicurezza F_s , il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU . Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \operatorname{tg} \varphi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) = \frac{dE}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$

Una seconda equazione, detta "equazione dei momenti", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzzeria della base:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento. Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.



Pendii in roccia (Metodo di Hoeck e Bray)

Per i versanti in roccia, diversamente da quelli in terra, il criterio di rottura di Mohr-Coulomb non può essere impiegato per definire la resistenza del materiale; tuttavia con questo metodo viene

descritta una procedura che consente l'applicazione dei metodi classici dell'Equilibrio Limite anche nei versanti rocciosi. A tale scopo vengono definiti l'angolo di resistenza a taglio e la coesione che si mobilitano lungo la superficie di scorrimento secondo le seguenti espressioni:

$$\operatorname{tg}\varphi = AB \left(\frac{N}{\sigma_c} - T \right)^{B-1}$$

$$c = A\sigma_c \left(\frac{N}{\sigma_c} - T \right)^B - N\operatorname{tg}\varphi$$

dove:

σ_c è la resistenza a compressione monassiale della roccia;

A, B, T costanti in funzione del litotipo e della qualità della roccia (riportati in tabella);

N sforzo normale alla base del concio.

Le costanti A, B e T sono vengono determinate in funzione della classificazione della roccia secondo Bieniawski (indice RMR) e secondo Barton (indice Q).

Tra i due sistemi di classificazione, sulla base di 111 esempi analizzati, è stata trovata la seguente correlazione:

$$\operatorname{RMR} = 9 \ln Q + 44$$

	Calcarei Dolomie Marne	Argilliti Siltiti Scisti	Areniti Quarziti	Andesiti Basalti Rioliti	Anfiboliti Gneiss Graniti
RMR = 100 Q = 500	A = 0.816 B = 0.658 T = -0.140	A = 0.918 B = 0.677 T = -0.099	A = 1.044 B = 0.692 T = -0.067	A = 1.086 B = 0.696 T = -0.059	A = 1.220 B = 0.705 T = -0.040
RMR = 85 Q = 100	A = 0.651 B = 0.679 T = -0.028	A = 0.739 B = 0.692 T = -0.020	A = 0.848 B = 0.702 T = -0.013	A = 0.883 B = 0.705 T = -0.012	A = 0.998 B = 0.712 T = -0.008
RMR = 65 Q = 10	A = 0.369 B = 0.669 T = -0.006	A = 0.427 B = 0.683 T = -0.004	A = 0.501 B = 0.695 T = -0.003	A = 0.525 B = 0.698 T = -0.002	A = 0.603 B = 0.707 T = -0.002
RMR = 44 Q = 1	A = 0.198 B = 0.662 T = -0.0007	A = 0.234 B = 0.675 T = -0.0005	A = 0.280 B = 0.688 T = -0.0003	A = 0.295 B = 0.691 T = -0.003	A = 0.346 B = 0.700 T = -0.0002
RMR = 3 Q = 0.1	A = 0.115 B = 0.646 T = -0.0002	A = 0.129 B = 0.655 T = -0.0002	A = 0.162 B = 0.672 T = -0.0001	A = 0.172 B = 0.676 T = -0.0001	A = 0.203 B = 0.686 T = -0.0001

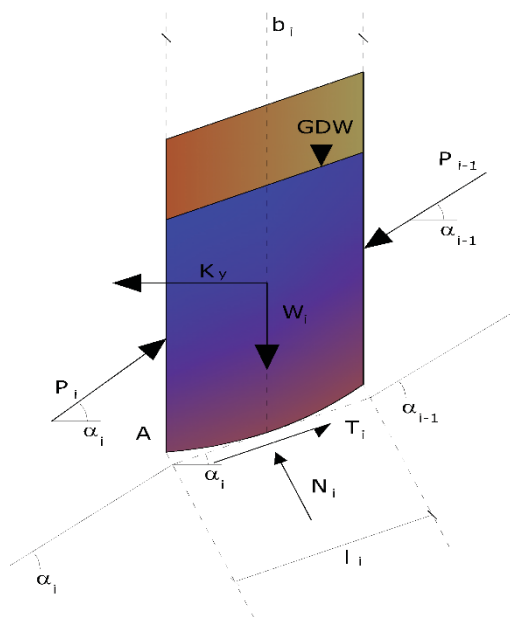
RMR = 3	A = 0.042	A = 0.050	A = 0.061	A = 0.065	A = 0.078
Q = 0.01	B = 0.534	B = 0.539	B = 0.546	B = 0.548	B = 0.556
	T = 0	T = 0	T = 0	T = 0	T = 0

Metodo di Zeng e Liang (2002)

Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drilled shafts).

Il modello bidimensionale riproduce una striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all'asse dei pali.

Il modello è stato utilizzato per indagare l'influenza sulla formazione dell'effetto arco di alcuni parametri come l'interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l'interasse e il diametro dei i pali (s/d) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell'effetto arco.



Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a $(8n-4)$, ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.

Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

- K_y sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da $(n-1)$ a $(7n-3)$;
- Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a $(6n-3)$;
- La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da $(n-1)$ a $(5n-2)$;
- Le forze (P_{i-1}) e P_i si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia
- (α_i) , riducendo il numero di incognite da $(n-1)$ a $(4n-1)$;
- Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a $(3n-1)$;

Il numero totale di incognite quindi è ridotto a $(3n)$, da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità R , chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore R_p che tiene conto dell'effetto arco.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico.

Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza. Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$
$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- W peso concio;
- K_x coefficiente sismico orizzontale;
- K_y coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento.

L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.

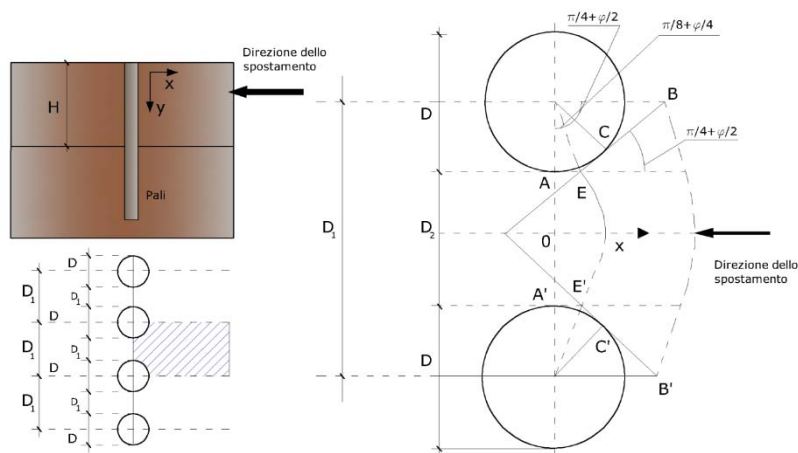
Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativi nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo).

Da questa interferenza, fra “sbarramento” e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo–terreno).

Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro.



Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto

indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.

Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite.

A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione della spinta attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B';
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli $+(45 + \varphi/2)$ e $-(45 + \varphi/2)$;
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidezza a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \left[1 / \left(N_\varphi \tan \varphi \left(e^{K_2} - 2(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi - 1 \right) + K_3 \right) - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N_\varphi)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \cdot e^{K_2} - D_2 \right] \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

φ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D1 = interasse tra i pali;

D2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

$N_\varphi = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$

$$K_1 = (N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1$$

$$K_2 = (D_1 - D_2) / D_2 \cdot N_\varphi \tan(\pi/8 + \varphi/4)$$

$$K_3 = \left[2 \tan \varphi + 2(N_\varphi)^{1/2} + 1 / (N_\varphi)^{1/2} \right] / \left[(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere $c = 0$, l'espressione diventa:

$$P = 1/2 \gamma \cdot H^2 / N_\phi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\phi = 0$ e $C \neq 0$, si ha:

$$P(Z) = C \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z) dZ$$

$$P = C \cdot H \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + 1/2 \gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica.

Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico P , influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D_2/D_1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti ($D_2 = 0 \rightarrow P \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1 \rightarrow$ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Metodo del carico limite di Broms

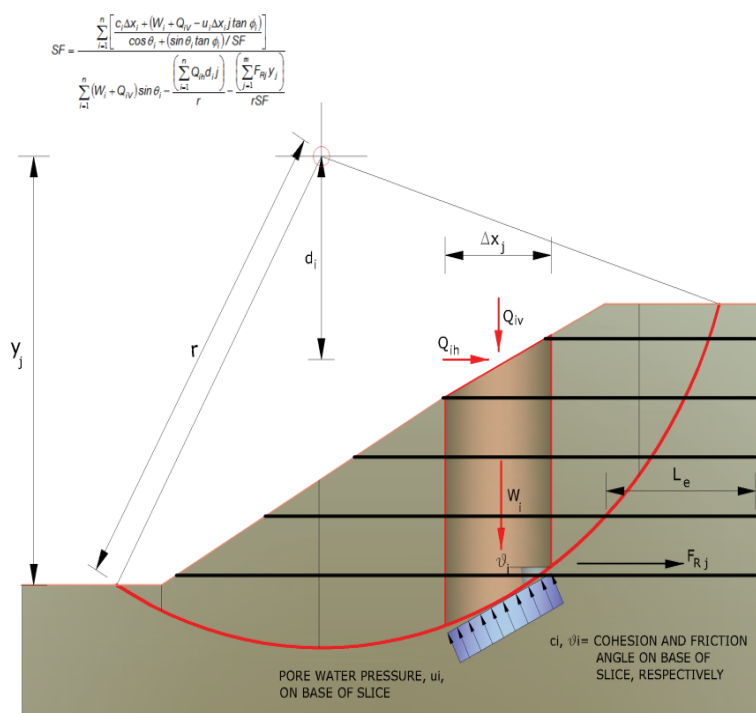
Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (Momento di plasticizzazione).

Elemento Rinforzo

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento.

Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall'elemento entra nell'equazione di equilibrio del singolo concio, in caso contrario l'elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.



Le verifiche di natura interna hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, quelle calcolate sono la verifica a rottura dell'elemento di rinforzo per trazione e la verifica a sfilamento (Pullout).

Il parametro che fornisce la resistenza a trazione del rinforzo, T_{Allow} , si calcola dalla resistenza nominale del materiale con cui è realizzato il rinforzo ridotto da opportuni coefficienti che tengono conto dell'aggressività del terreno, danneggiamento per effetto creep e danneggiamento per installazione. L'altro parametro è la resistenza a sfilamento (Pullout) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$T_{Pullout} = 2 \cdot L_e \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

Per geosintetico a maglie chiuse:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)}$$

dove:

- δ : Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;
- $T_{Pullout}$: Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;
- L_e : Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;
- f_b : Coefficiente di Pullout;
- σ'_v : Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e $T_{Pullout}$, la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T' .

Ancoraggi

Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

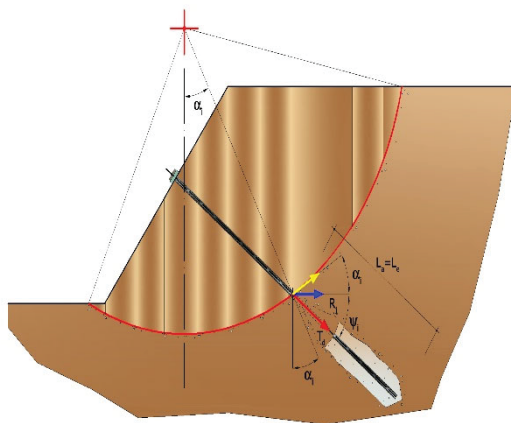
Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

- testata: indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- fondazione: indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

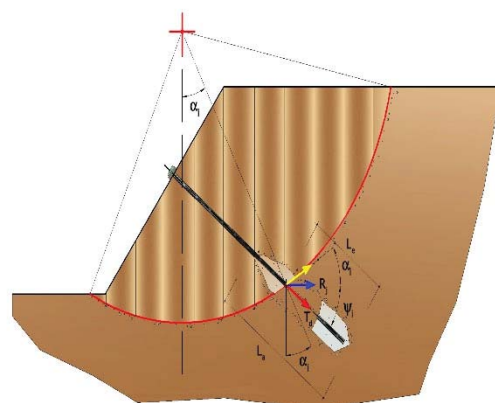
Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia.

L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.

Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:
per i tiranti di tipo attivo, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$F_s = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}$$

per tiranti di tipo passivo e per i chiodi, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$F_s = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{E_d}$$

Con R_j si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos \Psi_i \cdot \left(\frac{1}{i} \right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a} \right)$$

dove:

- T_d : tiro esercizio;
- Ψ_i : inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;
- i : interasse;
- L_e : lunghezza efficace;
- L_a : lunghezza d'ancoraggio.

I due indici (i, j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l' i -esimo concio e il j -esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell' i -esimo concio.

La verifica di stabilità è stata eseguita in back – analysis mediante l'applicativo SLOPE della Geostru che, attraverso complicati algoritmi di calcolo, ricerca la superficie di scorrimento più critica del versante. Relativamente al sito d'indagine, è stata elaborata la sezione più significativa del versante ove è ubicato il rilevato arginale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

La verifica di stabilità è stata eseguita in back – analysis mediante l'applicativo SLOPE della Geostru che, attraverso complicati algoritmi di calcolo, ricerca la superficie di scorrimento più critica del versante anche considerando la linea di saturazione. Relativamente al sito d'indagine, è stata elaborata la sezione più significativa del corpo del rilevato arginale.

ANALISI DI STABILITÀ DEL PENDIO METODO DI SARMA (CONDIZIONE EX-ANTE)

=====	
Numero di strati	1.0
Numero dei conci	10.0
Coefficiente di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di Attrito	Picco

Analisi Condizione drenata
Superficie di forma circolare

MAGLIA DEI CENTRI

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	72.51	m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	61.18	m
Ascissa vertice destro superiore xs	91.51	m
Ordinata vertice destro superiore ys	80.18	m
Passo di ricerca	10.0	
Numero di celle lungo x	10.0	
Numero di celle lungo y	10.0	

STRATIGRAFIA

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	Litologia
1	0.41	26.60	1634.00	1941.00	Argilla debolmente sabbiosa

Legenda:

c: coesione;

Fi: Angolo di attrito;

G: Peso Specifico;

Gs: Peso Specifico Saturo;

RISULTATI ANALISI DI STABILITA' DIGA - METODO FELLENIUS

Fs minimo individuato	5.28	
Ascissa centro superficie	72.51	m
Ordinata centro superficie	66.88	m
Raggio superficie	16.85	m

Analisi dei conci. Superficie xc = 72.514 yc = 66.88 Rc = 16.849 Fs=5.28

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	2.52	-32.39	2.98	15653.16
2	2.52	-22.66	2.73	23744.75
3	2.52	-13.6	2.59	29468.92

4	2.52	-4.88	2.53	33054.39
5	2.52	3.72	2.53	33897.1
6	2.52	12.41	2.58	34002.48
7	2.52	21.41	2.71	32952.18
8	2.11	30.17	2.44	25089.11
9	2.93	40.93	3.88	25789.7
10	2.52	55.04	4.4	8722.13

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	3520.09	12353.71	0.0	0.0	16863.79	3933.58	0.0
2	10040.53	23950.5	3520.09	12353.71	20363.42	4067.24	0.0
3	13810.27	34941.16	10040.53	23950.5	27563.59	4642.08	0.0
4	14483.67	42824.38	13810.27	34941.16	32934.66	5101.79	0.0
5	12870.77	45841.54	14483.67	42824.38	35239.3	5317.34	0.0
6	10397.43	43389.44	12870.77	45841.54	36149.93	5446.7	0.0
7	7711.42	35366.55	10397.43	43389.44	36106.67	5541.52	0.0
8	5360.25	24806.32	7711.42	35366.55	29029.37	4662.15	0.0
9	2840.52	8311.15	5360.25	24806.32	32193.04	6086.59	0.0
10	0.0	0.0	2840.52	8311.15	13436.32	4714.09	0.0

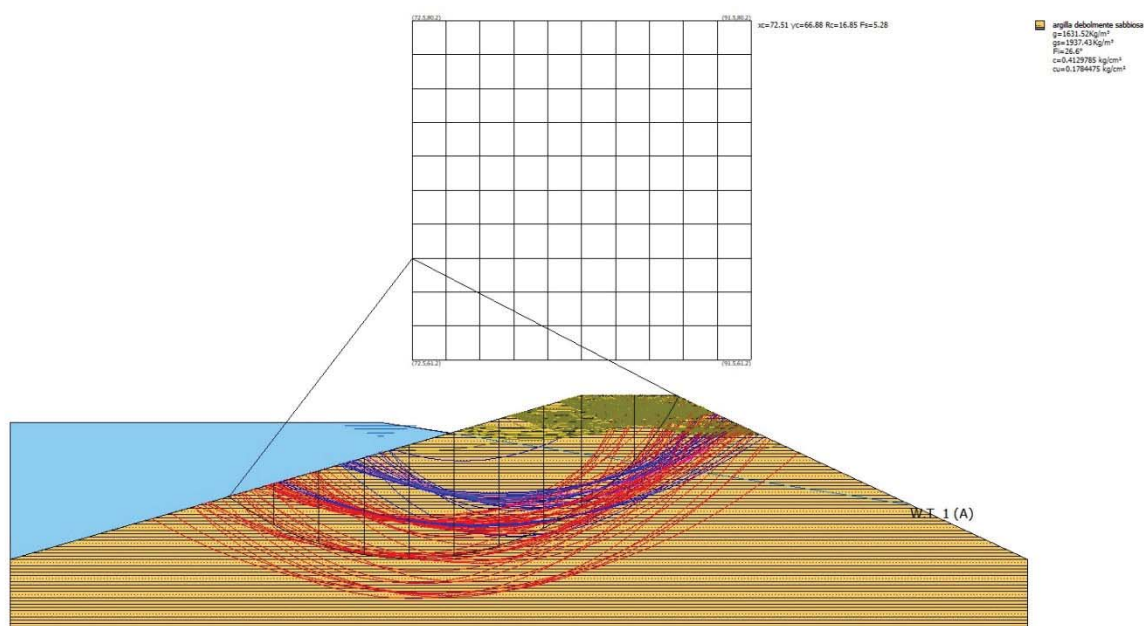


Fig. 50: Analisi di stabilità corpo del rilevato – Condizione Ex-Ante

Per la verifica di stabilità del versante nella condizione ex-ante si è proceduto applicando il metodo di Fellenius, Bishop, Janbu, Bell, Sarma, Spencer e Morgenstern & Price.

Secondo le Tabelle sopra riportate, il coefficiente di sicurezza F_s minimo in condizioni ex-post è del metodo di Sarma.

In particolare, secondo questa procedura, eseguita lungo il versante oggetto di intervento, sono state analizzate nel complesso n° 221 superfici potenziali di scorrimento critico, abbinate ad un'analisi di n° 10 conci, con un passo di ricerca di 10,00 m.

Il risultato ottenuto in back – analysis è una superficie di scorrimento critica avente coordinate $x_c = 72.514$ $y_c = 66.88$ $R_c = 16.849$ fattore di sicurezza minimo $F_s = 5.28$.

Come si evince dall'analisi di calcolo, il coefficiente di sicurezza nella condizione SLU risulta soddisfatto dalla relazione **$F_s = 5.28 > 1,3$** (Coefficiente di sicurezza minimo ritenuto accettabile)

ANALISI DI STABILITÀ DEL PENDIO METODO DI FELLENIUS (CONDIZIONE EX-POST)

=====		
Numero di strati	1.0	
Numero dei conci	10.0	
Coefficiente di sicurezza ritenuto accettabile	1.3	
Coefficiente parziale resistenza	1.0	
Parametri geotecnici da usare. Angolo di Attrito	Picco	
Analisi	Condizione drenata	
Superficie di forma	circolare	
=====		

MAGLIA DEI CENTRI

=====		
Ascissa vertice sinistro inferiore x_i	71.25	m
Ordinata vertice sinistro inferiore y_i	60.6	m
Ascissa vertice destro superiore x_s	88.73	m
Ordinata vertice destro superiore y_s	78.08	m
Passo di ricerca	10.0	
Numero di celle lungo x	10.0	
Numero di celle lungo y	10.0	
=====		

STRATIGRAFIA

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	Litologia
1	0.41	26.60	1634.00	1941.00	Argilla debolmente sabbiosa

Legenda:

c: coesione;

Fi: Angolo di attrito;

G: Peso Specifico;

Gs: Peso Specifico Saturo;

RISULTATI ANALISI DI STABILITA' DIGA - METODO FELLENIUS

Fs minimo individuato	3.15
Ascissa centro superficie	71.25 m
Ordinata centro superficie	62.35 m
Raggio superficie	14.91 m

Analisi dei conci. Superficie xc = 88.795 yc = 72.098 Rc = 23.978 Fs=2.036

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh-Wi (Kg)	Kv-Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	2.57	-43.4	3.53	4158.24	0.0	20.79	0.41	26.6	20002.7	3037.3	-2856.1
2	2.57	-30.8	2.99	10566.57	0.0	52.83	0.41	26.6	22681.3	9120.0	-5413.3
3	2.57	-19.8	2.73	15252.1	0.0	76.26	0.41	26.6	24002.0	14421.3	-5168.9
4	2.57	-9.5	2.6	18641.96	0.0	93.21	0.41	26.6	24628.2	18475.8	-3091.5
5	2.57	0.4	2.57	20911.21	0.0	104.56	0.41	26.6	23802.6	21015.2	148.6
6	2.57	10.4	2.61	45252.51	0.0	226.26	0.41	26.6	22524.1	22211.7	8146.8
7	2.57	20.7	2.75	44500.3	0.0	222.5	0.41	26.6	20650.9	21191.1	15713.1
8	2.21	30.9	2.58	35613.39	0.0	178.07	0.41	26.6	15472.9	15232.3	18299.2
9	2.93	43.7	4.05	37315.2	0.0	186.58	0.41	26.6	14863.7	12261.1	25767.6
10	2.57	62.1	5.48	14870.19	0.0	74.35	0.41	26.6	0.0	7001.4	13137.4

Legenda:

B: Larghezza del concio;

Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio;

Li: Lunghezza della base del concio;
 Wi: Peso del concio;
 Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre;
 Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento;
 Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento;
 Fi: Angolo di attrito;
 c: coesione.

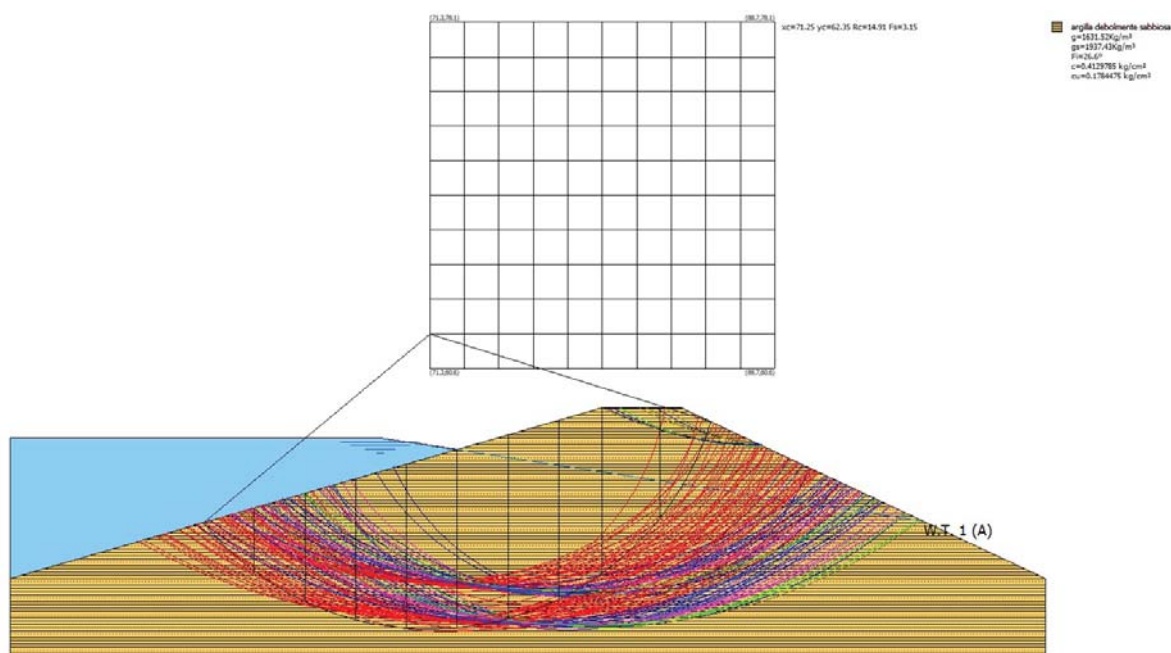


Fig. 51: Analisi di stabilità corpo del rilevato – Condizione Ex-Post

Per la verifica di stabilità del versante nella condizione ex-post si è proceduto applicando il metodo di Fellenius, Bishop, Janbu, Bell, Sarma, Spencer e Morgenstern & Price.

Secondo le Tabelle sopra riportate, il coefficiente di sicurezza F_s minimo in condizioni ex-post è del metodo di Fellenius.

In particolare, secondo questa procedura, eseguita lungo il versante oggetto di intervento, sono state analizzate nel complesso n° 221 superfici potenziali di scorrimento critico, abbinate ad un'analisi di n° 10 conci, con un passo di ricerca di 10,00 m.

Il risultato ottenuto in back – analysis è una superficie di scorrimento critica avente coordinate $x_c = 71.253$ $y_c = 62.348$ $R_c = 14.912$ fattore di sicurezza minimo $F_s=3.151$.

Come si evince dall'analisi di calcolo, il coefficiente di sicurezza nella condizione SLU risulta soddisfatto dalla relazione **$F_s = 3.151 > 1,3$** (Coefficiente di sicurezza minimo ritenuto accettabile)

14. Analisi geotecnica del sito – Caratteristiche degli interventi di messa in sicurezza e consolidamento con sistema jet-grouting

Per quanto concerne le caratteristiche geotecniche e idrogeologiche del corpo del rilevato costituente la Diga di Mura Cabonis è stato dimostrato come lo sbarramento esistente abbia necessità di interventi di somma urgenza a causa delle emergenze rilevate nel paramento di valle.

Le fuoriuscite d'acqua sono riconducibili a moti di filtrazione all'interno del nucleo di argilla il quale risulta formata da argille marnose debolmente sabbiose, con concrezioni e qualche ciottolo le cui caratteristiche di qualità risultano inadeguato a garantire un idoneo schermo all'acqua.

Appare evidente come lo stato del nucleo di argilla debba essere ripristinato quantomeno per le condizioni di impermeabilità.

Appare doveroso specificare che il paramento di monte del corpo del rilevato risulta rivestito da conci di pietra basaltica piuttosto irregolari e con spigoli taglienti, che mal si pongono come strato di collegamento per l'utilizzo di un eventuale rivestimento con teli plastici impermeabili (HDPE) in quanto risulta molto probabile una lacerazione degli stessi a contatto con il piano inclinato della diga.

Inoltre, considerato che la superficie del paramento di monte non risulta omogenea sotto il profilo della sua linearità appare problematico garantire la continuità della saldatura dei teli.



Fig. 52: Ripresa fotografica del rivestimento del paramento di monte in conci di pietra basaltica

Inoltre, il telo non elimina certamente la discontinuità che si è venuta a creare all'interno del rilevato, pertanto appare evidente che occorre optare per un sistema di tipo win-win ossia doppiamente vincente, in modo tale che possa garantire oltre che il ripristino delle condizioni di impermeabilità anche

un'azione di consolidamento dell'intero corpo del rilevato. L'unica alternativa sul mercato che consente di ricostituire l'originale condizione di impermeabilità del corpo diga e le sue funzioni statiche per il contenimento della spinta attiva dell'acqua è certamente rappresentata dalla tecnica Jet-grouting.

Come già accennato, il principio del jet grouting consiste nell'iniettare ad altissima pressione (15 – 40 N/mm² equivalenti a valori di circa 150 – 400 bar) attraverso appositi ugelli, una miscela stabilizzante a base cementizia con la quale il terreno viene disgregato e mescolato in situ, a formare, una volta decorso il tempo di presa della miscela, un elemento di terreno conglomerato (elemento o colonna jetting) con caratteristiche meccaniche e di impermeabilità migliorate rispetto alle condizioni iniziali.

L'obiettivo principale di questo metodo è quello di riuscire ad ottenere questo miglioramento in maniera controllata, sia fisicamente (delimitando il raggio del trattamento), sia qualitativamente (ottenendo delle caratteristiche dell'elemento jetting predefinite), obiettivi di norma difficilmente raggiungibili mediante iniezioni convenzionali.

A riguardo, si specifica che le pressioni previste per la realizzazione dei Jet arrivano fino ad un massimo di 400 bar, tuttavia esse possono essere modulate semplicemente agendo sulla pompa idraulica del mixer.

Il procedimento consiste dapprima nell'esecuzione della perforazione realizzata a distruzione di nucleo per terreni sciolti a cui segue uno spurgo e successivo trattamento mediante graduale e progressiva estrazione delle aste in rotazione, entrambe a velocità prestabilite, e contemporanea iniezione del fluido. Il fluido viene preparato in cantiere mediante apposite stazioni di pompaggio che forniscono miscele consolidanti a pressioni che variano da 150 a 400 bar max. con portate da 1 a 5 l/s. Il fluido normalmente utilizzato è una miscela monofluido acqua/cemento con fattore 1/1 che viene iniettata attraverso degli ugelli situati alla base delle aste di iniezione, che nella maggior parte dei casi sono le stesse aste di perforazione. In questo modo, la miscela stabilizzante è utilizzata per disgregare il terreno e creare l'elemento.

Durante la fase di iniezione ad alta pressione, una parte della miscela iniettata viene rigurgitata in superficie e il materiale fuoriuscito non è più riutilizzabile e deve essere smaltito. (A tal riguardo, tra gli oneri a carico dell'impresa, è prevista la realizzazione di un'area di stoccaggio ed essiccazione di tale miscela che potrà essere conferita in idoneo impianto di trattamento una volta essicata).

Una volta raggiunta la profondità voluta, un dispositivo a valvola chiude le vie di accesso all'utensile di perforazione in modo che il materiale che viene inviato nel foro attraverso le aste sia obbligato ad uscire da uno o più ugelli di sezione molto ridotta aumentando così la pressione di iniezione che raggiunge tranquillamente i 200 bar fino ad un massimo di 400 bar. La sezione degli ugelli da cui fuoriesce il fluido di perforazione ha dimensione variabile da 5 a 15 mm² in funzione della dimensione che si intende raggiungere come diametro della colonna di jet. Naturalmente sezioni più ridotte consentono lo sviluppo di diametri maggiori.

Nel momento in cui la miscela viene immessa all'interno del foro, incontra il terreno circostante che viene disgregato dalla forza della pressione e costretto a miscelarsi con il fluido cementizio.

Con la rotazione della batteria di aste si ottiene così un cilindro di terreno miscelato con cemento, la cui sezione è in relazione alla resistenza del terreno stesso e alla quantità e qualità di energia che il sistema è in grado di trasmettere al punto di applicazione.

Nel caso in esame, considerato che l'obiettivo finale è quello di realizzare un diaframma d'impermeabilizzazione, le colonne di jet grouting che verranno realizzate avranno una profondità massima di circa 14 -15 metri (a contatto con il substrato basaltico) e saranno disposte a fila singola secante per una lunghezza complessiva di circa 172 metri.

Naturalmente, considerato che la conformazione delle sponde ha una forma trapezoidale, la lunghezza delle colonne di jet grouting sarà tanto minore quanto più ci si avvicina agli estremi della diga. Un aspetto che si intende precisare è il campo di applicazione di questa tecnologia, che risulta essere limitato dal principio di disgregazione e di parziale sostituzione del terreno.

Al processo di disgregazione effettuato dall'azione del fluido cementizio si oppone la resistenza del terreno che, di fatto, rappresenta la sola limitazione all'applicazione di questo sistema.

Considerato che il corpo del rilevato è costituito da materiali argillosi debolmente sabbiosi, la resistenza che essi offrono all'azione di disgregazione meccanica è determinata dalla coesione stessa, che è stata fissata in ≈ 41 Kpa, che equivalgono a ≈ 0.40 bar.

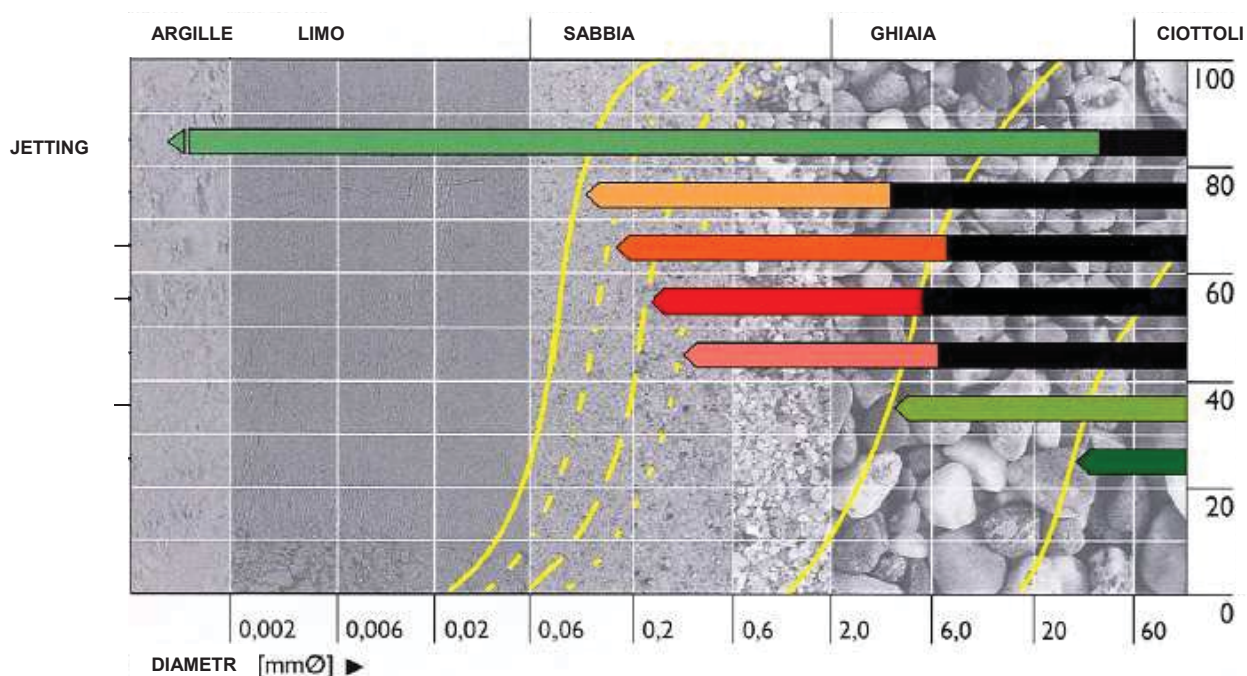


Fig. 53: Campi di applicabilità delle tecnologie di consolidamento mediante jet-grouting (Keller)

Generalmente, i parametri controllabili che possono determinare la qualità esecutiva degli elementi jetting sono:

- la velocità di rotazione delle aste d'iniezione,
- la velocità di ritiro delle stesse,
- la pressione d'iniezione e
- la sezione degli ugelli d'iniezione.

Parametro	Metodo jetting		
	Monofase	Bifase	Trifase
Pressione miscela cementizia [MPa]	30 - 50	30 - 50	1 – 10
Portata miscela [l/s]	1.5 – 4	1 – 4	1 – 3
Velocità di rotazione [rpm]	10 - 20	5 - 10	3 – 8
Velocità di risalita [m/h]	20 - 60	10 - 30	3 – 8
Diametro ugelli miscela [mm]	2 - 4	2 - 4	3 – 9
Pressione aria [MPa]	-	0.6 – 1.2	0.6 – 1.2
Portata aria [l/min]	-	6'000 – 15'000	6'000 – 15'000
Pressione acqua [MPa]	-	-	30 – 50
Portata acqua [l/s]	-	-	1 – 3

Nella tabella sopra riportata vengono riportate le caratteristiche dei parametri utilizzati durante i metodi jetting: monofase - bifase – trifase.

Considerato che il corpo del rilevato è costituito da argilla, il quale essendo scarsamente permeabile ha maggiori quantità di riflusso, si è optato di realizzare le colonne jet grouting con il metodo monofase, anche per i minori volumi movimentati e per il minore raggio d'azione

Per quanto concerne la determinazione del diametro finale delle colonne jet grouting, per il jetting monofase è possibile approssimare il diametro delle colonne in modo teorico.

Per determinare con un'accettabile approssimazione il diametro delle colonne Jetting monofase è necessario conoscere alcune caratteristiche fondamentali del terreno.

A riguardo, si fa riferimento alla tabella sottostante (C.Kutzner) che in funzione del tipo di terreno presente e metodo utilizzato fornisce i valori indicativi dei diametri di colonna

Metodo	Tipo di terreno		
	Argille/limi	Sabbie limose	Ghiaia con sabbia
Monofase	0.4 – 0.5	0.8 – 0.9	0.9 – 1.0
Bifase	0.6 – 0.8	1.1 – 1.3	1.3 – 1.5
Trifase	0.8 – 1.7	1.4 – 2.3	2.0 – 2.8

Pertanto, ipotizzando un diametro di perforazione di 600 mm, nel caso di argille debolmente limose, il diametro finale del jet grouting sarà pari a:

$$600 \text{ mm} + (600 \text{ mm} \cdot 0.40) = 840 \text{ mm}$$

In merito alle caratteristiche di resistenza delle colonne jet grouting, così come per la determinazione del diametro delle colonne, anche la resistenza degli elementi jetting non è determinabile a priori.

A riguardo, si fa riferimento alla tabella sottostante che in funzione delle esperienze maturate da imprese del settore fornisce le resistenze caratteristiche dei materiali in funzione della tipologia di terreno attraversata.

Terreno prevalente	Resistenza a 28 giorni [MPa]	Modulo elastico E [MPa]
Ghiaia e sabbia pulita	7 – 15	400 – 1'000
Sabbie limose e limi sabbiosi	4 - 8	400 – 8.000
Limi e argille mediamente compatte	1 – 3	200 – 500
Argille plastiche soffici o morbide	0.5 – 1.5	100 – 300
Argille compatte	3 – 5	200 – 500

Pertanto, considerato che il nucleo della diga risulta essere costituito da argille compatte, ci si aspetta una resistenza della miscela acqua- cemento – terreno variabile da un minimo di 3 Mpa ad un massimo di 5 Mpa

15. Considerazioni conclusive

Nell'ambito del Programma di sviluppo rurale 2014-2020 – Reg. (UE) n. 1305/2013 – Misura 4 “Investimenti in immobilizzazioni materiali” – Sottomisura 4.3 “Sostegno a investimenti

nell'infrastruttura necessaria allo sviluppo, all'ammodernamento e all'adeguamento dell'agricoltura e della silvicoltura" – Tipo di intervento 4.3.2 "Efficientamento delle reti e risparmio idrico" – bando 2017 – procedura di autorizzazione alla prosecuzione dell'esercizio ex Art. 25 dell'Allegato A – L.R. 12/2017, è stato conferito incarico allo scrivente Dott. Geol. Simone Manconi, iscritto al n° 513 dell'Ordine dei Geologi della Sardegna per la redazione della relazione geotecnica a supporto degli interventi previsti. La presente relazione è stata redatta al fine di esaminare le questioni di carattere geotecnico connesse con il progetto definitivo ed esecutivo relativo alle opere e interventi per la messa in sicurezza della Diga di Mura Cabonis in territorio di Milis (OR).

Lo sbarramento in questione è caratterizzato da copiose emergenze sul paramento di valle che ne hanno compromesso la tenuta idraulica, pertanto è stato ipotizzato un intervento tipo jet-grouting avente il doppio obiettivo di ripristinare le condizioni di impermeabilità iniziali e nel contempo migliorare le condizioni di stabilità del corpo diga.

A tal fine sono state eseguite una serie di indagini indirette e dirette per verificare le reali condizioni della diga, la cui costruzione risale agli anni '50.

Nel complesso la diga è costituita da un nucleo in argilla limosa scarsamente permeabile, avente un'altezza complessiva di circa 14 metri nel punto più alto dello sbarramento e piano di appoggio costituito da un substrato basaltico da poco a mediamente alterato con livelli argillificati superficiali.

Attraverso le indagini indirette (misurazioni geofisiche) è stato accertato che le perdite idriche sono raggruppate nella parte centrale del paramento di valle, così come dimostrato dalle indagini dirette (sondaggi geognostici).

Relativamente alle caratteristiche idrogeologiche del sito sono state eseguite due prove di permeabilità, di cui una destinata al substrato basaltico alterato ed una destinata al corpo del rilevato.

Relativamente al substrato roccioso basaltico, è stato rilevato un coefficiente scarso di permeabilità, pertanto da giudicarsi idoneo per il tipo di opera ad esso collegata. Per quanto concerne il corpo del rilevato, il materiale utilizzato per la formazione del nucleo in argilla, pur risultando scarsamente impermeabile non mostra i connotati tipici dei materiali argillosi francamente impermeabili, pertanto, relativamente alla presenza delle emergenze sul paramento di valle, le stesse possono essere ricondotte alla tipologia di materiale utilizzato durante la formazione del nucleo in argilla, il quale è da intendersi scarsamente permeabile ma non impermeabile come al contrario ci si sarebbe aspettati.

Nell'ambito dell'analisi geotecnica dell'invaso, in riferimento a quanto stabilito dalle nuove norme tecniche sulle costruzioni (NTC 2018) e sulla base di quanto disposto dal D.M. 26 giugno 2014, è stata eseguita la verifica di sicurezza e l'analisi di stabilità del corpo diga.

Relativamente alle verifiche di sicurezza nelle condizioni di: serbatoio pieno, serbatoio vuoto, serbatoio rapidamente svuotato e verifica idraulica a sifonamento e sollevamento, è stato verificato che i coefficienti di sicurezza ottenuti sono maggiori rispetto alle condizioni di equilibrio limite.

Per quanto concerne le caratteristiche geotecniche e idrogeologiche del corpo del rilevato costituente la Diga di Mura Cabonis è stato dimostrato come l'argine esistente abbia necessità di interventi di somma urgenza a causa delle emergenze rilevate nel paramento di valle.

Le fuoriuscite d'acqua sono riconducibili a moti di filtrazione all'interno del nucleo di argilla il quale risulta costituito da argille marnose debolmente sabbiose, con concrezioni e qualche ciottolo, le cui caratteristiche geotecniche rilevate in sito e laboratorio la rendono tale da essere giudicata inadeguata a garantire un idoneo schermo all'acqua.

A tal fine, si è optato per la realizzazione di uno schermo impermeabile costituito da colonne secanti di Jet-grouting, in modo tale da garantire oltre che il ripristino delle condizioni di impermeabilità anche un'azione di consolidamento dell'intero corpo del rilevato.