

Comune di SPECCHIA

Provincia di LECCE

RECUPERO AMBIENTALE E RIUSO DELLA CAVA IN CONTRADA MAGNONE PER DESTINARLA ALLA ORGANIZZAZIONE DI SPETTACOLI (CENTRO EVENTI)

Intervento comportante variante urbanistica al vigente P.U.G.
Richiesta attivazione procedura di cui al D.P.R. 160/2010

Proprietà:

- Masciali Pasqualina nata a Miggiano il 12/05/1951 ed ivi residente alla via Prov.le Miggiano - Taurisano n.1 con C.F. MSCPQL51E52F194Z
- Masciali Vincenzo nato a Miggiano il 25/05/1953 ed ivi residente alla via D. Aligheri n. 111 con C.F. MSCVCN53E25F194N

Ubicazione:

Strada Prov.le n°75 - Contrada Magnone 73040 Specchia (LE)

Elaborato

7.b

PROGETTO PER IL CONSOLIDAMENTO DELLA CAVA
- Relazione Tecnica - Sistema degli ancoraggi (del Soil Nailing)

PROGETTISTI

CAPUTO PARTNERSHIP s.r.l. - Arch. Paolo CAPUTO

Ing. Vito Antonio GIANGRECO



Geol. Marcello DE DONATIS

DATA: Giugno 2015

I Proprietari:

Masciali Pasqualina

Masciali Vincenzo

SOMMARIO

1.	<i>Premessa</i>	3
2.	<i>Introduzione</i>	4
3.	<i>Caratteristiche geotecniche della coltre superficiale</i>	4
4.	<i>Caratterizzazione sismica dell'area</i>	5
5.	<i>Descrizione del metodo di dimensionamento</i>	8
6.	<i>Dimensionamento</i>	13
7.	<i>Risultati</i>	14
8.	<i>Lunghezza degli ancoraggi</i>	17
9.	<i>Conclusioni</i>	22
10.	<i>Bibliografia</i>	23

1. Premessa

Nella presente relazione viene trattato il consolidamento di parte dei fronti della cava Specchia, situata presso l'omonimo comune in provincia di Lecce.

Lo scrivente, sulla base dell'assetto geologico e geomorfologico dell'area, ha scelto la soluzione progettuale del consolidamento con l'impiego di rete in acciaio ad alta resistenza, corredata da ancoraggi in barre d'acciaio, di cui verrà esposto il dimensionamento.

La localizzazione del comune di Specchia è evidenziata in Figura 1. L'area interessata dal presente studio riguarda parte dei fronti rappresentati in Figura 2 e in particolare la zona di Figura 3.



Figura 1. Localizzazione area da consolidare.



Figura 2. Fotografia di parte dei versanti da consolidare.



Figura 3. Ingrandimento sul versante da consolidare.

2. Introduzione

Nel settore della geotecnica superficiale, e segnatamente nel settore dei consolidamenti per mezzo di reti in acciaio, lo scrivente ha individuato diverse proposte ad opera dei maggiori operatori.

Essi possono essere genericamente elencati in pannelli di rete a trefolo, pannelli di rete a semplice torsione, rotoli di rete a doppia torsione.

Per il versante in esame è stato individuato un sistema di consolidamento attivo che adotta, come detto, una rete in filo di acciaio temprato ad alta resistenza, ancoraggi in barra con relative speciali piastre di ripartizione, nonché dispositivi di giunzione specificamente studiati per il sistema.

Senza entrare in questa nota nel merito delle differenze van sin da subito chiarito i criteri che hanno animato la scelta tra le varie proposte:

- possibilità di un effettivo dimensionamento del sistema che adotti le più recenti indicazioni in tema (Eurocodici);
- idoneità del sistema al trattamento di versanti caratterizzati da litotipi teneri (come ad esempio nel caso in esame, coltri di alterazione delle rocce di origine metamorfica);
- rapidità di installazione;
- impatto ambientale a breve termine (paesaggistico) e a lungo termine (durata e efficienza nel tempo);
- performances in esercizio (resistenza a trazione e al punzonamento).

Conseguentemente a tali criteri il sistema è stato considerato come il più soddisfacente, anche in rapporto ai costi a breve e lungo termine per la pubblica amministrazione

3. Caratteristiche geotecniche della coltre superficiale

In base a quanto riportato nella relazione geologica la zona in esame risulta caratterizzata da calcareniti di Gravina e calcari di Altamura, tuttavia i risultati presenti nelle analisi dei sondaggi effettuati in sito riportano la presenza di sabbia limosa debolmente ghiaiosa i calcoli verranno effettuati tenendo conto dei parametri ottenuti dai risultati dei sondaggi.

In base ai dati ricavati da prove di laboratorio e riportati nella relazione di " Indagine geognostica, sismica e relazione geologico-tecnica" È possibile riassumere in generale le caratteristiche del terreno su cui si intende eseguire l'intervento:

Tipo di terreno da consolidare	Sabbia limosa debolmente ghiaiosa		
Spessore t instabile [m]	1,50 – 2,70	Peso volume [kN/m ³]	17,0
Dislivello H del pendio [m]		Angolo d'attrito [°]	30
Coesione c [kg/cm ²]	0,05	Inclinazione del versante α [°]	

Tabella 1. Caratterizzazione geotecnica del terreno affiorante

Le analisi di stabilità vengono condotte soltanto sulle possibili instabilità all'interno dello strato superficiale di materiale, così come si sono verificate in passato, si studia quindi la stabilità di uno strato di terreno con spessore compreso tra 1,5 e 2,7 m.

In particolare ci si concentra sulla parte di cava evidenziata in precedenza e si trascurava la parte di versanti caratterizzati da massi di volumetrie maggiori che verranno consolidati con altri sistemi.

4. Caratterizzazione sismica dell'area

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica di progetto può essere verificata con metodi semplificati di tipo pseudo-statico, salvo nei casi in cui la superficie topografica ed il profilo stratigrafico presenti irregolarità molto marcate. (Ordinanza PCM n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica").

L'analisi viene effettuata in condizioni pseudo-statiche, imponendo un sistema di forze inerziali F_H e F_V sul baricentro del corpo analizzato secondo il meccanismo di instabilità studiato. Le direzioni delle forze pseudo statiche sono tali da massimizzare la componente di forza instabilizzante. La forza pseudostatica F_H viene calcolata come:

$$F_H = \pm \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g \cdot W$$

Dove:

β_s è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, i cui valori dipendono dalla categoria del suolo e dall'accelerazione massima al sito;

S_s è il fattore di amplificazione per effetto della stratigrafia;

S_T è il fattore di amplificazione per effetto della topografia;

a_g è l'accelerazione di picco su roccia affiorante in assenza di effetti topografici (espressa come una parte dell'accelerazione di gravità g);

W è il peso della massa stessa;

La forza pseudostatica F_V è calcolata come:

$$F_V = \pm 0,5 F_H$$

Essendo F_V la risultante verticale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile. In particolare le forze verticali vengono automaticamente scelte in modo tale che la direzione (verso l'alto o verso il basso) sia tale da produrre il minimo fattore di sicurezza; le forze orizzontali sono ovviamente sempre rivolte verso valle.

Le forze pseudostatiche F_H e F_V vengono anche espresse nel modo seguente:

$$F_H = k_H \cdot W$$

$$F_V = k_V \cdot W$$

Dove k_H e k_V sono i coefficienti di spinta sismica in direzione orizzontale.

Gli stati di verifica d'accordo alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008) e i tempi di ritorno cui essi fanno riferimento sono illustrati in Figura 4.

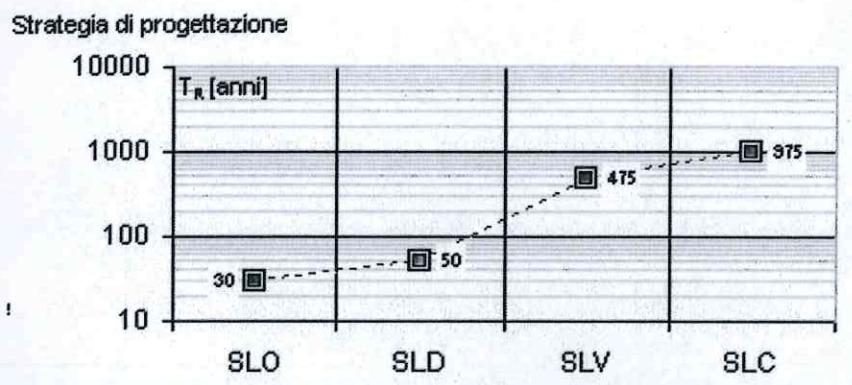


Figura 4. Stati di verifica sismica.

I valori del parametro a_g preso dai valori di pericolosità sismica del territorio nazionale sono forniti nel seguito (vedi Tabella 2):

Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_o	T_c [s]
Operatività (SLO)	30	0,016	2,388	0,160
Danno (SLD)	50	0,021	2,413	0,215
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,061	2,627	0,438
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,086	2,609	0,484
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Tabella 2. Valori dei parametri a_g per i periodi di ritorno T_R di riferimento.

Nel caso in esame, il valore di accelerazione orizzontale di picco su strato roccioso affiorante per un periodo di ritorno di 475 anni (SLV) è pari a 0,061 g.

E' stata ipotizzata una categoria di sottosuolo A, ossia, di ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m;

Nel caso specifico, viste le caratteristiche morfologiche dell'area, è possibile inserire il sito nella categoria topografica T1. Il fattore di amplificazione S_T è pari a 1,0 per la categoria T1.

Valutando che gli interventi di progetto riguardano opere ordinarie, con vita nominale di almeno 50 anni e classe d'uso di tipo II (costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali) si ottengono i seguenti parametri sismici:

Calcolo dei coefficienti sismici

☐ Muri di sostegno
 ☐ Paratie

☒ Stabilità dei pendii e fondazioni

Unità: scegliere che unità usare in grado di scrivere i pendii

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	1.00	1.00	1.00	1.00
Cc * Coeff. funz. categoria	1.00	1.00	1.00	1.00
St * Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00

☐ Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
k_h	0.003	0.004	0.012	0.017
k_v	0.002	0.002	0.006	0.009
A_{max} [m/s²]	0.157	0.210	0.600	0.848
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

Calcola

* I valori di Ss, Cc ed St possono essere variati.

Figura 5. Coefficienti sismici secondo le Nuove Norme Tecniche per l'opera di consolidamento superficiale.

Tenendo conto delle condizioni locali del versante in esame e della normativa vigente, si ottiene un valore di k_h pari a 0.012 e un valore di k_v pari a 0.006.

In Figura 6 si presenta la carta di pericolosità sismica della Regione Puglia in termini di accelerazione massima del suolo (categoria sottosuolo A) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (SLV) (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

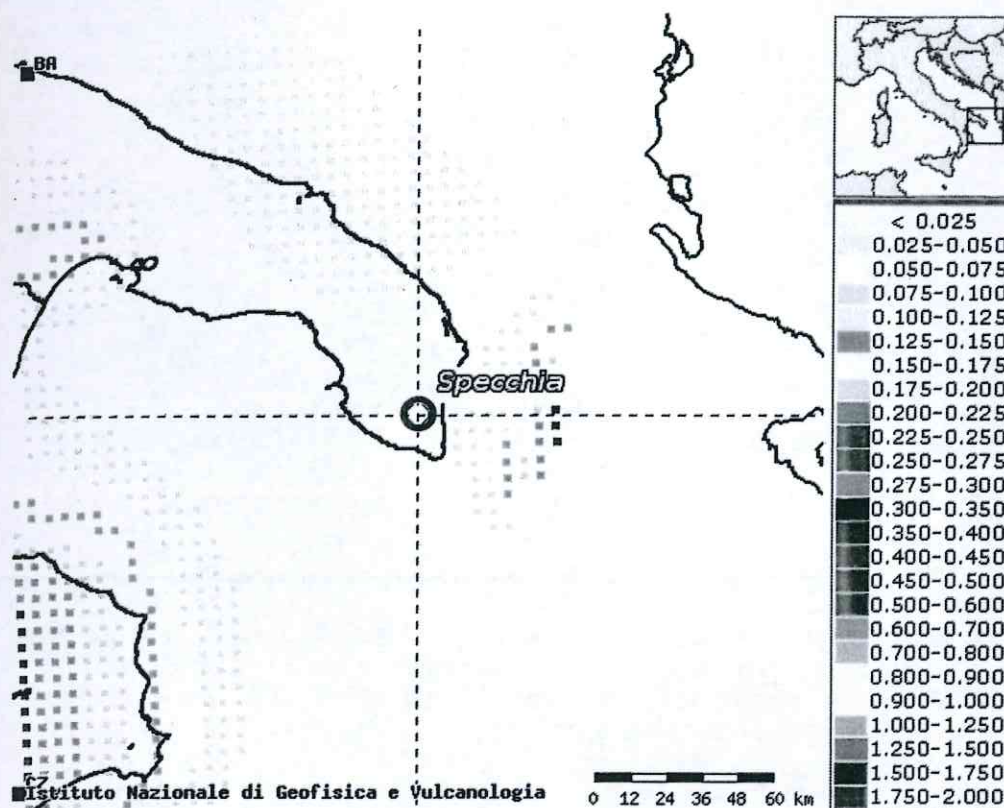


Figura 6. Carta di pericolosità sismica regione Puglia; il Comune di Specchia è cerchiato in rosso.

5. Descrizione del metodo di dimensionamento

Le condizioni di carattere eminentemente geologico e geotecnico sono sufficientemente omogenee e di conseguenza per il dimensionamento dell'intervento di consolidamento è stato impiegato un sistema di calcolo che modella la scarpata analizzandone la stabilità superficiale (intesa come scorrimento probabile di uno strato di terreno, o roccia alterata, su un substrato ritenuto stabile) e la stabilità locale (intesa come contenimento delle porzioni dello strato superficiale comprese nel reticolo degli elementi di ancoraggio, normalmente barre in acciaio ad alta resistenza).

Come anticipato, il programma utilizzato non verifica l'instabilità globale in termini di ricerca di cerchi o superfici di scorrimento profonde, con emergenza al piede del versante o lungo esso.

Tale analisi deve essere fatta ma solo con adeguate informazioni di carattere geologico e geotecnico, non disponibili al momento della redazione della presente nota.

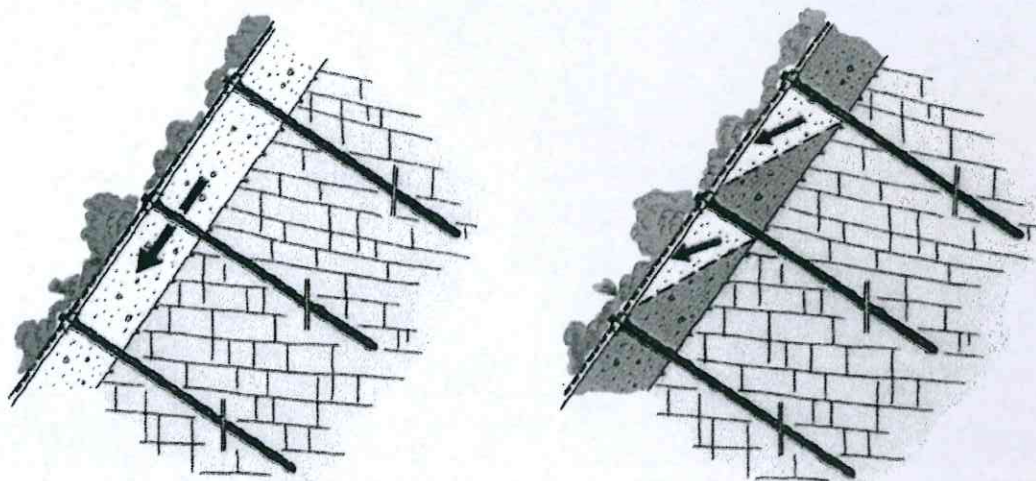


Figura 7. Meccanismi di rottura considerati per il dimensionamento

Il sistema utilizzato per il dimensionamento – concetto RUVOLUM® di Ruegger e Flum, è uno tra i pochi software esistenti in cui la stabilizzazione e/o il consolidamento di un versante, che avviene per mezzo di ancoraggi strutturali, attivi e passivi, tiene conto del contributo del rivestimento superficiale del versante stesso, ossia della rete in acciaio ad alta resistenza.

Chiaramente, affinché il contributo sia sensibile, il materiale che riveste il versante, avente la funzione di distribuire lateralmente i carichi e le sollecitazioni, deve essere di caratteristiche tali da poter essere apprezzabili, ovvero, in altre parole, avere una resistenza a trazione intrinseca elevata nelle due direzioni, ma anche una resistenza al punzonamento nota ed elevata.

La rete in acciaio, di diametro 3 mm, ha le seguenti caratteristiche:

- resistenza della rete allo sforzo di trazione parallelamente al versante, che per la rete è $Z_R = 30 \text{ kN}$;
- resistenza della rete allo sforzo di pressione nella direzione dell'ancoraggio, che per la rete è $D_R = 180 \text{ kN}$;
- resistenza della rete allo sforzo di taglio nella direzione dell'ancoraggio (immediatamente al di sopra della piastra romboidale), che per la rete è $P_R = 90 \text{ kN}$;

I valori di resistenza ottenuti da prove di laboratorio d'accordo all'Eurocodice sono definiti come valori caratteristici; i valori di progetto sono ottenuti applicando un fattore di sicurezza riduttivo (tipicamente uguale a 1.5).

I valori di resistenza sopra riportati nascono dalla sperimentazione in laboratorio del sistema e dei suoi singoli componenti; il programma ne tiene conto nella verifica che le sollecitazioni non superino le capacità del sistema stesso. Essi intervengono nel dimensionamento che opera nello spirito della verifica di quattro prove:

- 1) prova di stabilizzazione dello strato instabile per mezzo degli ancoraggi secondo l'interasse calcolato (metodo del pendio indefinito);

$$S_d \leq S_{Rred} / \gamma_{SR}$$

Dove:

- S_d è la forza di taglio calcolata in funzione di V_{dl} (valore di dimensionamento della forza di pre-tensionamento dalla positiva influenza di V);
- S_{Rred} resistenza degli ancoraggi agli sforzi di taglio;

- γ_{SR} fattore di sicurezza per la resistenza al taglio degli ancoraggi.

- 2) prova di resistenza della rete contro lo scorrimento del terreno al di sopra delle piastre di ripartizione citate;

$$P_d \leq P_R / \gamma_{PR}$$

Dove:

- P_d è il massimo sforzo sulla rete per taglio in direzione parallela all'ancoraggio al bordo superiore della piastra;
 - P_R è la resistenza della rete al taglio in direzione parallela all'ancoraggio al bordo superiore della piastra;
 - γ_{PR} correzione per la resistenza della rete per taglio;
- 3) prova di resistenza della rete alla trasmissione del pre-carico dell'elemento di ancoraggio (normalmente mai superiore ai 30 kN);

$$Z_d \leq Z_R / \gamma_{ZR}$$

Dove:

- Z_d è la forza parallela al versante (in condizioni di equilibrio);
- Z_R la resistenza della rete agli sforzi di trazione paralleli al versante;
- γ_{ZR} il fattore di sicurezza alla trasmissione della forza Z ;

- 4) prova della rete rispetto al punzonamento

$$V_{dl} \leq D_R / \gamma_{DR}$$

Dove:

- V_{dl} è il valore di dimensionamento della forza di pre-tensionamento risultante dalla positiva influenza di V (forza di pre-tensionamento);
- D_R resistenza della rete agli sforzi di punzonamento in direzione dell'ancoraggio;
- γ_{DR} fattore di sicurezza per la resistenza al punzonamento.

- 5) prova della resistenza dell'ancoraggio sotto l'azione combinata di taglio (data dalla sollecitazione indotta dallo strato instabile) e trazione (data dal pre-carico dell'ancoraggio).

$$\left\{ \left[V_{dl} / (T_{Rred} / \gamma_{TR}) \right]^2 + \left[S_d / (S_{Rred} / \gamma_{SR}) \right]^2 \right\}^{0.5} \leq 1.0$$

$$\left\{ \left[P_d / (T_{Rred} / \gamma_{TR}) \right]^2 + \left[S_d / (S_{Rred} / \gamma_{SR}) \right]^2 \right\}^{0.5} \leq 1.0$$

Dove:

- V_{dl} è il valore di dimensionamento della forza di pre-tensionamento risultante dalla positiva influenza di V (forza di pre-tensionamento);
- T_{Rred} resistenza dell'ancoraggio agli sforzi di trazione;
- γ_{TR} fattore di sicurezza per la resistenza a trazione dell'ancoraggio;
- S_d forza di taglio calcolata in funzione di V_{dl} ;
- S_{Rred} resistenza dell'ancoraggio agli sforzi di taglio;
- γ_{SR} fattore di sicurezza per la resistenza al taglio dell'ancoraggio.

Una delle peculiarità del sistema scelto per il consolidamento del versante è anche quello della durata nei confronti della corrosione: la protezione è garantita dalla galvanizzazione che abbina allo Zinco una percentuale significativa di Alluminio, tale da implementare sensibilmente la durata anche in ambienti aggressivi.

In abbinamento alla rete in acciaio, è stata studiata un'apposita piastra di ripartizione dei carichi trasferiti dagli ancoraggi alla rete e viceversa, in grado in sostanza di conferire, in abbinamento alla rete, in maniera omogenea i carichi con i quali gli ancoraggi sono serrati.

Il modello di calcolo applica l'Eurocodice 7 in tema di progettazione geotecnica, ossia introducendo Fattori di Sicurezza parziali, come meglio specificato in seguito, e dunque tiene conto di:

1. inclinazione del versante
2. spessore dello strato instabile
3. angolo di attrito caratteristico del terreno
4. coesione caratteristica del terreno
5. peso di volume caratteristico del terreno

Alle voci 3, 4 e 5 può essere applicato, in accordo all'Eurocodice 7, un Fattore di Sicurezza parziale ($F_\phi=1.25$ applicato alla tangente dell'angolo, $F_c=1.25$ $F_\gamma=1.0$) che ne riduce il valore dell'angolo d'attrito ϕ' e della coesione c' , mentre mantiene inalterato il peso di volume γ , rispettivamente.

Il lavorare con dei coefficienti di sicurezza parziali equivale all'impiego di un fattore di sicurezza globale che è maggiore a quello considerato nelle vecchie normative ($F_s = 1.3$), ma comunque in termini pratici vuol dire che la condizione di stabilità del versante è soddisfatta perché lontano dalla rottura. Da ciò si evince come il modello lavori in condizioni normalmente conservative.

Il programma permette poi di scegliere quale elemento di ancoraggio e consolidamento profondo sia ritenuto adatto al caso in esame; in particolare si deve individuare la tipologia, l'eventuale pre-tensione dell'elemento, l'angolo di applicazione del carico rispetto all'orizzontale e può essere imposto un decadimento delle proprietà meccaniche dell'acciaio a seguito di corrosione che può avvenire se la cementazione dell'armatura del foro non viene eseguita in maniera corretta. In accordo alle RECOMMENDATIONS CLOUTERRE 1991 (francesi), il degrado per ossidazione porta l'acciaio in barre immerso in terreni aggressivi a perdere, dopo 100 anni, 4 mm di diametro.

Calcolo della stabilità parallela al versante:

Considerando l'equilibrio nella direzione x (vedi Figura 8), si ricava l'azione di taglio agente sull'ancoraggio come:

$$S = G \cdot \sin \alpha - V \cdot \cos(\psi + \alpha) - \frac{c \cdot A + [G \cdot \cos \alpha + V \cdot \sin(\psi + \alpha)] \cdot \tan \phi'}{\gamma_{\text{mod}}}$$

Dove:

G è il peso del corpo in giallo della figura sottostante

V è il precarico dell'ancoraggio dovuto alla pretensione dello stesso

ψ è l'inclinazione degli ancoraggi rispetto all'orizzontale

γ_{mod} è un fattore di riduzione che tiene conto delle incertezze del modello di calcolo.

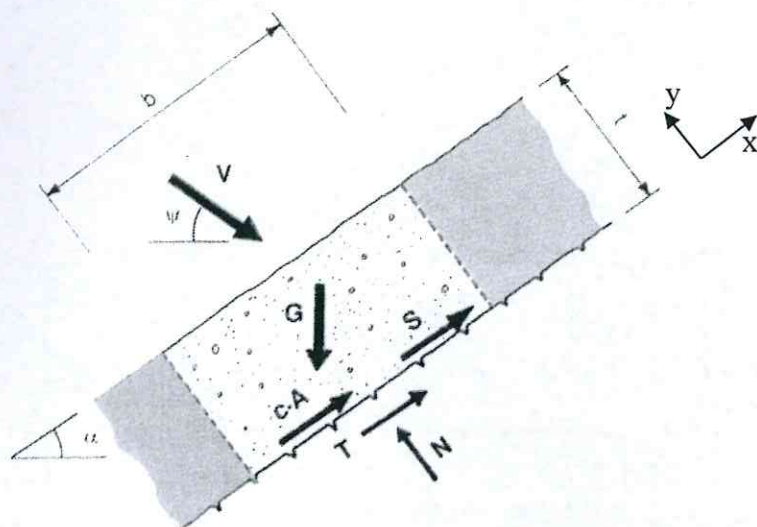


Figura 8. Azione di taglio S sull'ancoraggio (meccanismo di rottura globale).

Calcolo della stabilità locale (meccanismi di rottura tra gli ancoraggi):

Sono assunti 2 tipi di meccanismi locali di rottura (vedi Figura 9). A sinistra s'ipotizza un meccanismo di rottura che coinvolge un singolo corpo instabile che scivola su una discontinuità avente un'inclinazione β sull'orizzontale. A destra s'ipotizza un meccanismo di rottura locale che coinvolge 2 corpi, dove il corpo I spinge sul corpo II.

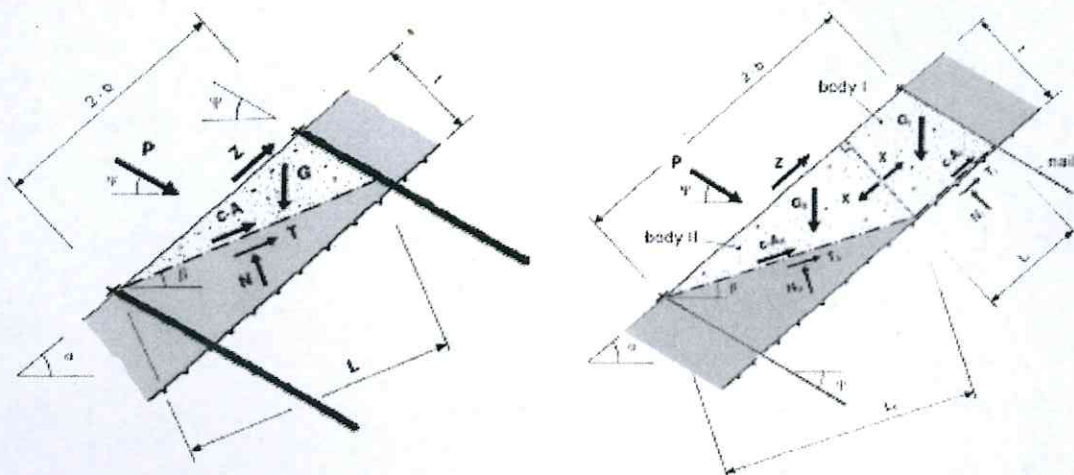


Figura 9. Meccanismi di rottura locale.

In Figura 10 si osserva una vista di fronte del corpo instabile tra gli ancoraggi, e la presenza del cono di pressione (zona stabile). L'angolo δ diminuisce con la consistenza del terreno o roccia.

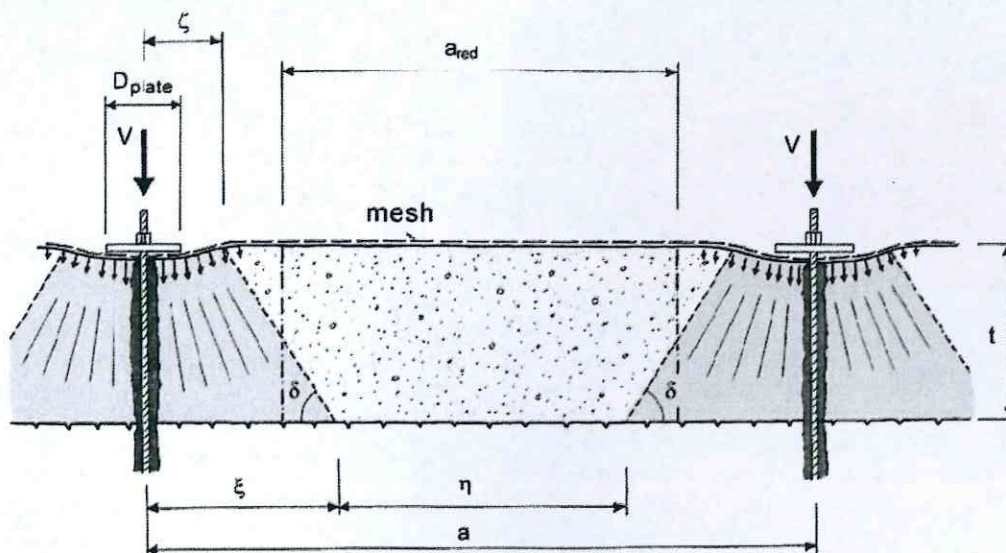


Figura 10. Sezione trasversale del corpo instabile tra gli ancoraggi; cono di pressione attivo.

La forza stabilizzante P per il meccanismo instabile mostrato a sinistra in Figura 8 è calcolata come:

$$P_1 = \frac{G \cdot \sin \alpha - c \cdot A - G \cdot \cos \beta \cdot \tan \phi' - Z \cdot [\cos(\alpha - \beta) + \sin(\alpha - \beta) \cdot \tan \phi']}{\sin(\psi + \beta) \cdot \tan \phi' + \cos(\psi + \beta)}$$

Dove:

Z è la forza trasmessa dalla rete sull'ancoraggio di monte

Invece la forza stabilizzante P per il meccanismo instabile mostrato a destra sempre in Figura 9 è calcolata come:

$$P_2 = \frac{G_{II} \cdot [\gamma_{\text{mod}} \cdot \sin \beta - \cos \beta \cdot \tan \phi'] + (X - Z) \cdot [\cos(\alpha - \beta) + \sin(\alpha - \beta) \cdot \tan \phi'] - c' \cdot A_{II}}{\sin(\psi + \beta) \cdot \tan \phi' + \cos(\psi + \beta) \cdot \gamma_{\text{mod}}}$$

Dove:

X è la forza di contatto del corpo I sul corpo II, calcolata come:

$$X = 1/\gamma_{\text{mod}} \cdot [G_I \cdot (\gamma_{\text{mod}} \cdot \sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi') - c' \cdot A_I]$$

Il programma di calcolo utilizzato fa variare l'inclinazione β della discontinuità a modo di trovare la forza stabilizzante massima. In altre parole il programma ricava la profondità della coltre superficiale, tale per cui si ha la massima richiesta di stabilizzazione del sistema di consolidamento, ovvero la profondità critica.

6. Dimensionamento

Nel seguito si illustrano i dati di input per l'analisi della soluzione; vengono considerati diversi scenari variando la profondità dello spessore instabile.

Scenario	Sp. Inst.	Inclin. Vers.	ϕ_k	c_k	γ	γ_ϕ	γ_c	γ_γ	Inclin. Ancor.
[-]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kN/m³]	[-]	[-]	[-]	[°]
1	0,4	80	30	0	19	1,25	1,25	1,00	15
2	0,8	80	30	0	19	1,25	1,25	1,00	15
3	1,2	80	30	0	19	1,25	1,25	1,00	15
4	1,6	80	30	0	19	1,25	1,25	1,00	15

Per maggiore chiarezza della tabella riguardante i diversi scenari analizzati, a completamento di quanto citato nel paragrafo precedente rispetto alla descrizione del metodo di dimensionamento, si precisa che:

- Lo spessore t instabile, cioè la profondità della coltre instabile viene valutata considerando diversi possibili scenari con profondità variabile da 0,4 a 1,6 m. Nel caso si constati la presenza di meccanismi di rottura profondi, si deve valutare l'efficienza delle barre per la stabilizzazione profonda e l'eventuale necessità di tiranti attivi; è evidente che un maggiore dettaglio geotecnico si rende necessario per procedere ad un'analisi di stabilità secondo metodi classici (Bishop, Morgenstern o altri) che al momento esulano dalla presente nota.
- Della coesione, di angolo di attrito e peso di volume i valori sono assunti quelli ricavati dalle prove in laboratorio; su tali valori operano i coefficienti riduttivi γ_ϕ , γ_c (nella presente analisi la coesione è nulla) e γ_γ della tangente dell'angolo d'attrito, della coesione e del peso unitario, rispettivamente, in applicazione dell'Eurocodice 7.
- Gli ancoraggi ipotizzati sono del tipo Swiss GEWI con diametro variabile a seconda dello spessore instabile. Essi sono stati ipotizzati ad azione passiva con un'inclinazione rispetto l'orizzontale di 15°, pur avendo attribuito un pre-carico di tensionamento pari a 30 kN (affinché non si abbia a disperdere parte della loro resistenza per la reazione al movimento incipiente).

Le analisi per il dimensionamento del sistema sono state svolte non considerando la pressione di flusso nel terreno.

7. Risultati

Per effetto delle considerazioni sopra espresse, in riferimento agli allegati tabulati ed allo schema sottostante (vedi Figura 11),

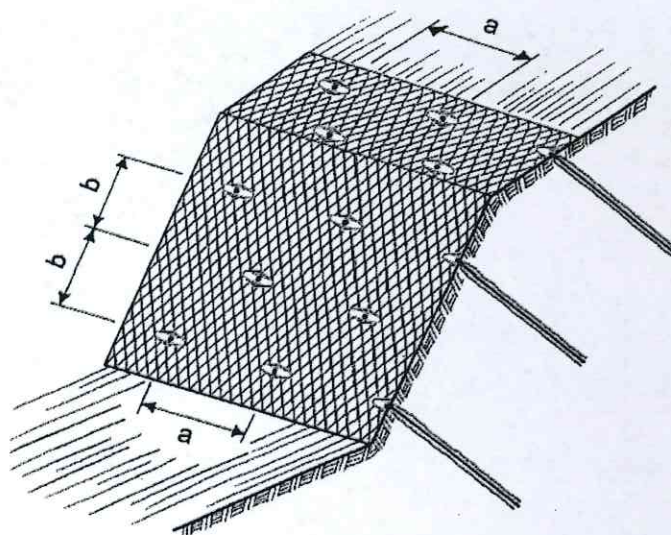


Figura 11. Rappresentazione schematica per l'interpretazione dei risultati.

si ottiene il seguente riepilogo degli interassi (a = orizzontale, b = verticale) tra ancoraggi e tipologia di ancoraggio:

Scenario	$a = H$	$b = V$	Ancoraggi
[-]	[m]	[m]	[-]
1 - $t = 0,4$	2,55	2,55	GEWI 25 mm
2 - $t = 0,8$	2,40	2,40	GEWI 25 mm
3 - $t = 1,2$	2,35	2,35	GEWI 28 mm
4 - $t = 1,6$	2,35	2,35	GEWI 32 mm

Tabella 3. Riepilogo degli interassi tra ancoraggi.

La rete individuata in fase progettuale, le cui prestazioni di elevata resistenza concorrono al dimensionamento, mobilita nel caso in esame la sua resistenza al taglio nella direzione parallela all'ancoraggio (90 kN) per spessori di meccanismi di rottura locale compresi tra 1,5 e 2,7 m. Per contro reti più deboli, giungerebbero a rottura per spessori di terreno instabile decisamente inferiori, con la conseguenza che per tali reti occorrerebbe, a parità di spessore instabile, realizzare un numero di ancoraggi molto più elevato, con evidente ricaduta negativa sull'aspetto economico del progetto.

Il meccanismo di rottura parallelo al versante è stabilizzato per mezzo di barre in acciaio, grazie alla loro resistenza al taglio e in minor grado al loro pretensionamento.

Gli ancoraggi necessari per resistere le azioni combinate di taglio e trazione secondo il meccanismo di instabilità allo scorrimento parallelo al versante sono del tipo GEWI 25, 28 e 32 mm.

Ulteriore variabile in seno agli ancoraggi è il decadimento meccanico legato alla corrosione per ossidazione, come anticipato in precedenza. Il decadimento non è stato ammesso, ovvero, in altre parole, è stata considerata applicata ogni misura necessaria per realizzare l'ancoraggio a perfetta regola d'arte.

Degli ancoraggi ipotizzati sono riportati in seguito (vedi Tabella 4) le resistenze caratteristiche dichiarate dai produttori. I valori di progetto della resistenza a trazione e taglio secondo le Nuove Norme Tecniche risultano dalla applicazione di un fattore di riduzione pari a 1,25, il che a favore di sicurezza è stato approssimato a 1,3 per i calcoli sviluppati.

Ulteriore variabile in seno agli ancoraggi è il decadimento meccanico legato alla corrosione per ossidazione, come anticipato in precedenza. Il decadimento non è stato ammesso, ovvero, in altre parole, è stata considerata applicata ogni misura necessaria per realizzare l'ancoraggio a perfetta regola d'arte.

	Snervamento	Area	Res. trazione	Taglio	Res.taglio
	N/mm ²	mm ²	kN	N/mm ²	kN
GEWI 25 mm	500	491	245	289	142
GEWI 28 mm	500	616	308	289	178
GEWI 32 mm	500	804	402	289	232

Tabella 4. Caratteristiche dell'ancoraggio necessario per la stabilizzazione del meccanismo di rottura parallelo al versante, valori caratteristici di resistenza.

Le condizioni di stabilità dei versanti sono ottenute per mezzo di quella coesione virtuale supplementare, ovvero l'incremento della resistenza al taglio, che il sistema (rete ad alta resistenza ed ancoraggi) è in grado di fornire all'interfaccia tra la coltre superficiale (alterata) e il substrato stabile, se la rete viene debitamente tensionata e "vincolata" agli ancoraggi strutturali.

Come citato in precedenza, il dimensionamento adotta un sistema di rivestimento delle superfici particolarmente innovativo, i cui punti essenziali sono riassumibili sia nell'elevata resistenza intrinseca del materiale costituente la rete superficiale (filo in acciaio da 1770 N/mm²), sia nelle elevate prestazioni in termini di resistenza alla trazione e nella resistenza al punzonamento, prestazioni che in ultima analisi permettono di trasferire le sollecitazioni lateralmente facendo collaborare più ancoraggi, senza giungere alla rottura.

In tutti i casi, per garantire la stabilità devono essere rispettate le seguenti condizioni di posa in opera:

1. vengano rispettate le modalità di posa della rete in acciaio suggerite dal produttore, ossia facendo aderire il più possibile la rete alla parete in maniera da esercitare una contropinta diffusa su tutto l'areale;
2. gli ancoraggi siano realizzati secondo una maglia più o meno regolare, e che siano realizzati ancoraggi supplementari per la stabilizzazione di porzioni di versante palesemente instabili, pericolose principalmente per gli operatori impegnati in parete;
3. gli ancoraggi siano mantenuti in posizione centrata rispetto al foro per mezzo di opportuni dispositivi centratrici;
4. gli ancoraggi siano realizzati di profondità adeguata allo spessore ritenuto instabile, previo adeguato dimensionamento tenendo conto di:
 - carico massimo di esercizio per il sistema impiegato
 - condizioni geotecniche dei terreni attraversati
 - diametro di perforazione
5. la boiaccia cementizia sia confezionata con additivi antiritiro, e sufficientemente fluida per intasare completamente il foro;
6. il pre-tensionamento degli ancoraggi sia effettuato con cura, per non eccedere mai i 30 kN previsti dal presente dimensionamento e a maturazione della boiaccia avvenuta, previa la posa in opera delle piastre speciali in senso ortogonale alla maglia della rete in acciaio.

Il pregio della rete individuata è infatti di potere essere tensionata e dunque essere fatta aderire al versante in maniera molto precisa. A tale scopo, pertanto, sarà necessario individuare i punti di ancoraggio/perforazione nelle cavità o depressioni eventualmente realizzate, con scavo, allo scopo. Laddove questo non risultasse possibile pena il mancato rispetto della disposizione a quinconce degli ancoraggi e soprattutto degli interassi calcolati, il ricorso a elementi di fissaggio a secco quali picchetti sagomati a manico di ombrello, di profondità compatibile con la loro infissione, potrebbe essere indispensabile.

8. Lunghezza degli ancoraggi

Il calcolo è stato sviluppato in accordo con le nuove Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC, DM 14.01.2008), utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC). Gli Eurocodici sono stati sviluppati in ambito europeo, per armonizzare gli aspetti progettuali dei paesi membri, utilizzando come approccio la progettazione agli stati limite.

Negli Eurocodici, così come nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, si utilizzano dei coefficienti di sicurezza parziali, da applicare o alle azioni, o alle resistenze o ad entrambi, in funzione dell'approccio utilizzato. Il valore dei coefficienti di sicurezza utilizzato è indicato a livello Europeo, viene poi lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità.

Gli Eurocodici sono stati la base per la redazione delle nuove Norme Tecniche, che ne recepiscono non solo lo spirito ma anche l'impostazione.

Il dimensionamento di seguito riportato viene eseguito considerando lo scenario 3, per chiarezza nella visualizzazione i calcoli di seguito riportati si riferiscono a tale scenario; alla fine del paragrafo si riportano i risultati per tutti gli altri casi indagati.

Il carico massimo applicato F_D (valore di progetto) è il maggiore tra i seguenti casi:

Caso A

P_D : l'azione in direzione dell'ancoraggio necessaria per stabilizzare il meccanismo critico di instabilità locale (vedi Figura 12).

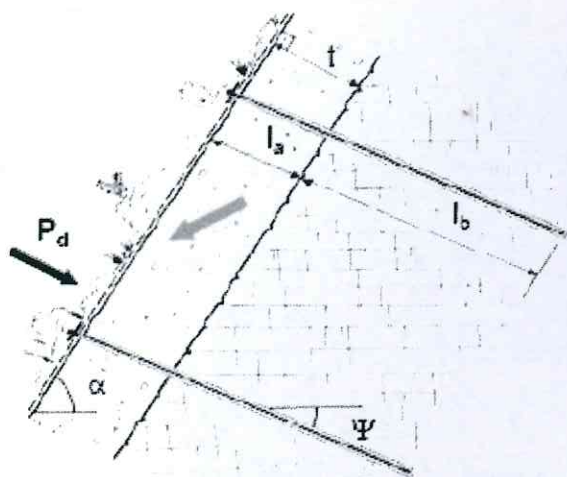


Figura 12. Caso A - verifica dell'ancoraggio soggetto al carico P_d .

Caso B

V_d : l'azione di tiro sull'ancoraggio che contribuisce alla stabilizzazione del meccanismo di rottura parallelo al versante (vedi Figura 13)

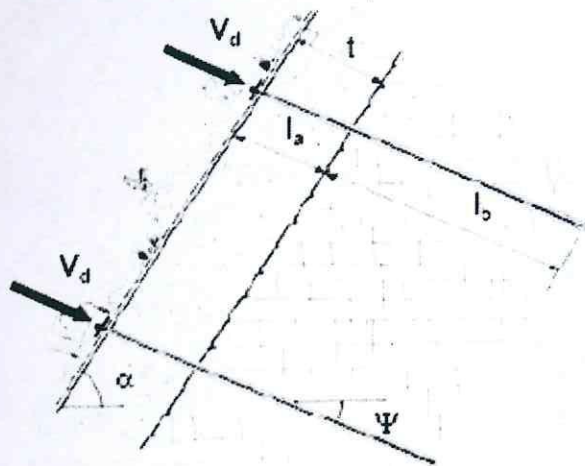


Figura 13. Caso B - verifica dell'ancoraggio soggetto al carico V_d .

Caso C

Z_D : la forza di trazione derivata dall'equilibrio, cioè il valore di taglio diviso la tangente dell'angolo d'attrito (vedi Figura 14)

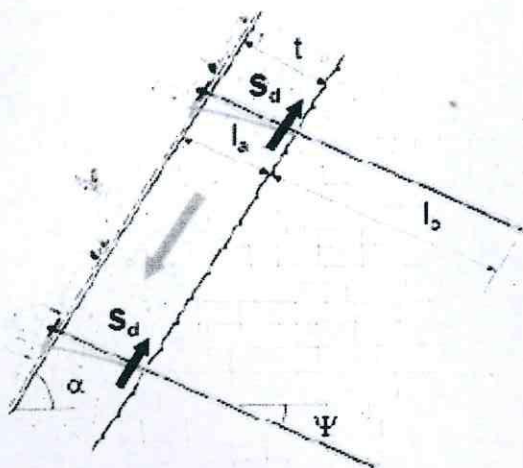


Figura 14. Caso C - verifica dell'ancoraggio soggetto al carico Z_d .

Vengono effettuate tre differenti verifiche per il dimensionamento degli ancoraggi (vedi Figura 15): della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio malta e dell'interfaccia malta-terreno; le prime due faranno riferimento agli eurocodici strutturali (EC2), l'ultima a quello che si occupa della progettazione geotecnica (EC7).

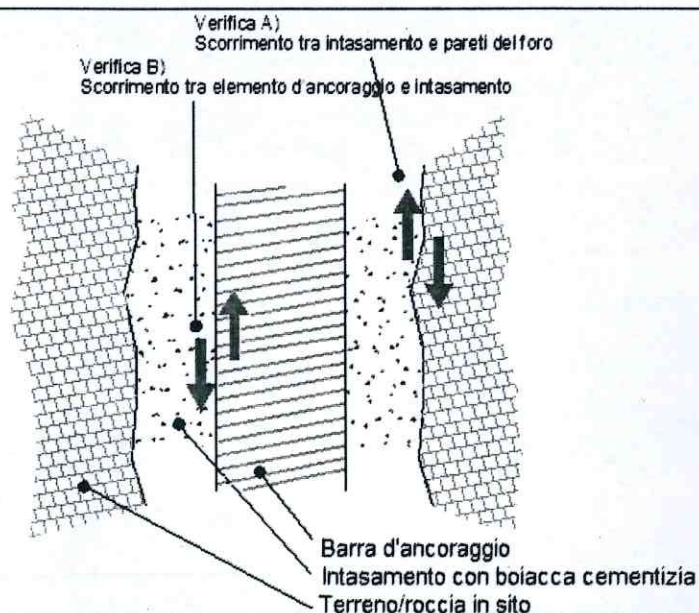


Figura 15. Verifiche rispetto allo sfilamento dell'ancoraggio

Verifica della sezione d'acciaio dell'ancoraggio

Il carico applicato P_R (90 kN per $\phi = 3$ mm) corrisponde secondo la nomenclatura dell'Eurocodice al valore di progetto F_D del carico a trazione della barra.

Dall'altro canto la resistenza della barra GEWI 28 mm a un carico di trazione R_k è pari a 308 kN. Ma secondo l'Eurocodice, la resistenza di progetto è pari a:

$$R_D = \frac{R_k}{\gamma_s}$$

Per il caso in esame:

$$\gamma_s = 1.5$$

Pertanto la resistenza di progetto risultante è:

$$R_D = \frac{R_k}{\gamma_s} = \frac{308 \text{ kN}}{1.5} = 205 \text{ kN}$$

Secondo l'Eurocodice dopo l'applicazione dei fattori parziali e quindi dopo che sono stati ottenuti i valori di progetto, si svolge la seguente verifica:

$$F_D \leq R_D$$

La quale in questo caso è soddisfatta.

Verifica B sfilamento malta - acciaio

Nella seguente verifica deve essere soddisfatta la seguente equazione:

9. Conclusioni

I risultati del dimensionamento, che tiene conto delle prestazioni del sistema di consolidamento individuato dallo scrivente sono applicabili al versante illustrato in Figura 3 presso il comune di Specchia (LE).

Si ritiene opportuno che il consolidamento del versante possa essere conseguito con la posa di ancoraggi strutturali, in barra d'acciaio ad alta resistenza del tipo GEWI con diametro variabile a seconda dello spessore instabile, interconnessi in maniera solidale per mezzo di una rete in acciaio ad alta resistenza, che combina alta resistenza a trazione ma al tempo stesso una adeguata flessibilità tale da permettere una disposizione molto aderente alle superfici naturali. La scelta dello scenario adatto dovrà essere fatta dallo scrivente in base alle ulteriori analisi di sito, valutando quale possa essere lo spessore dello strato instabile. L'elevata resistenza della rete fa sì che non si rendano necessari reticoli di funi supplementari, di fatto spesso adottate quale rinforzo di reti commerciali molto meno robuste.

La disposizione degli ancoraggi deve seguire tendenzialmente lo schema rappresentato nella Figura 11, ma la scelta della tipologia di rete, di fatto senza soluzioni di continuità per quanto attiene alla resistenza a trazione, permette una certa variabilità nella collocazione degli ancoraggi, che dunque saranno di preferenza realizzati nelle concavità naturali della parete per favorire maggiore aderenza e, quindi, un maggiore contributo attivo come descritto in letteratura¹.

La tabella sotto riportata illustra in maniera riepilogativa i risultati di cui si dà conto nella relazione.

Zona	Tipologia di rete	Interasse H	Interasse V	Lunghezza ancoraggi	Tipologia ancoraggi
		[m]	[m]	[m]	[m]
Scenario 1 t = 0,4 m	Alta resistenza* 3G65	2,55	2,55	2	GEWI 25 mm
Scenario 2 t = 0,8 m	Alta resistenza* 3G65	2,40	2,40	3	GEWI 25 mm
Scenario 3 t = 1,2 m	Alta resistenza* 3G65	2,35	2,35	5	GEWI 28 mm
Scenario 4 t = 1,6 m	Alta resistenza* 3G65	2,35	2,35	6	GEWI 32 mm

Tabella 6. Riepilogo dei risultati; *resistenza maggiore o uguale a 1770 N/mm² con filo elementare d=3 mm.

La frequenza degli ancoraggi in abbinamento alla rete ad alta resistenza individuata dallo scrivente per diverse ragioni, tiene già conto della maggiore incidenza degli ancoraggi perimetrali, ma potrebbe variare in funzione di eventuali condizioni locali riscontrate all'atto dell'avvio dell'intervento stesso. Sotto tali valori di frequenza tuttavia non è possibile scendere affinché siano verificate le condizioni di stabilità:

- o tra i singoli ordini di chiodi (instabilità locale)
- o dell'intero strato ritenuto instabile (instabilità globale nell'accezione del pendio indefinito).

Il sistema proposto è quindi in grado di mettere in sicurezza la porzione di versante interessata dal sistema stesso con i fattori di sicurezza previsti dall'Eurocodice. E' chiaro che il risultato ottenuto in termini di sicurezza e di stabilità del fronte dipende strettamente dalla tecnologia scelta, in particolare dalle possibilità della rete di essere tensionata e quindi di trasmettere un'azione stabilizzante al terreno. Altri tipi di intervento difficilmente possono essere altrettanto efficaci, soprattutto a parità di densità di ancoraggi.

Il progettista
Dott. Geol. Marcello De Benedetti


¹ Besseghini et. al. Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti in terreno. GEAM n. 125 – Dic.2008 pagg.25-30

10. Bibliografia

Eurocodice 7: Progettazione Geotecnica. 2004. **CEN - Comitato Europeo di Normazione**.

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. 2003. **Ordinanza PCM n. 3274** del 20 marzo 2003

Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. **D.M. 14.01.2008**

Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti in terreno. 2008. **Besseghini et al.** GEAM, p. 25-30.

Recommendations clouterre 1991: soil nailing recommendations for designing, calculating, constructing and inspecting earth support systems using soil nailing. 1993. **U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Presses de L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussees**.

ATTENZIONE:

GEOBRUGG non deve essere ritenuta responsabile per la precisione e l'affidabilità dei risultati ottenuti da questo concetto di dimensionamento, anche se, al meglio delle nostre conoscenze, i risultati ottenuti con questo programma sono accurati.

Il programma esegue una verifica di stabilità globale secondo le modalità specificate nel testo, restituendo la griglia degli ancoraggi prescelti in funzione delle assunzioni geotecniche comunicate o ipotizzate.

I dati dei calcoli devono essere verificati da un ingegnere professionista, che deve esaminare il calcolo prima della realizzazione dell'opera, allo scopo di assicurarsi che ogni dettaglio sia stato correttamente valutato.

L'ingegnere, se necessario, secondo il proprio giudizio tecnico, può eseguire una analisi di stabilità globale che tenga conto dei meccanismi di rottura e delle superfici di scivolamento più indicati, tenendo conto di condizioni idrauliche, sismicità, manufatti eccetera.