

# COMUNE DI MORLUPO

Città Metropolitana di Roma Capitale



RUP:  
Arch. Tonino Assogna

RICHIEDENTE:  
Comune di Morlupo

CUP: E37H21000900002

CIG: 8688836E48

OGGETTO:

LAVORI URGENTI DI RISANAMENTO DEL DISSESTO  
IDROGEOLOGICO IN ATTO IN VIA DOMENICO BENEDETTI  
E MESSA IN SICUREZZA DEL COSTONE TUFACEO

PROGETTISTA:  
Arch. Angelo Severini

STUDIO DI FATTIBILITÀ  
TECNICA ED ECONOMICA

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO ESECUTIVO

RILIEVO

ARCHITETTURA

STRUTTURE

IMPIANTI

APPROVAZIONE DEL:

DATA:

LUGLIO 2021

REVISIONE 1:

REVISIONE 2:

ELABORATO:

**All.**

N.:

**S12**

DESCRIZIONE ELABORATO:

**RELAZIONE DI CALCOLO  
ANCORAGGI RETE**

**COMUNE di MORLUPO (RM)**  
**Città Metropolitana di Roma Capitale**

LAVORI URGENTI DI RISANAMENTO DEL DISSESTO  
IDROGEOLOGICO IN ATTO IN VIA DELLE FONTANELLE E  
MESSA IN SICUREZZA DEL COSTONE TUFACEO

**RELAZIONE DI CALCOLO ANCORAGGI RETE**



## INDICE

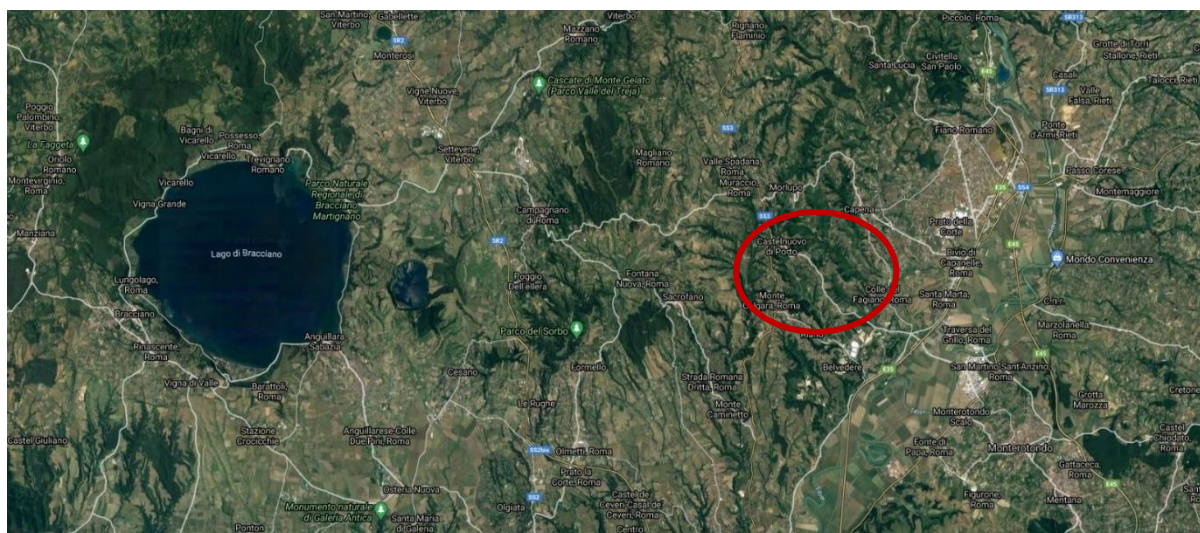
<b>1</b>	<b><i>Premessa</i></b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b><i>Introduzione</i></b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b><i>Inquadramento geologico e geotecnico</i></b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b><i>Caratterizzazione sismica dell'area</i></b>	<b>5</b>
<b>5</b>	<b><i>Descrizione del metodo di dimensionamento</i></b>	<b>7</b>
<b>6</b>	<b><i>Dimensionamento</i></b>	<b>14</b>
<b>7</b>	<b><i>Risultati</i></b>	<b>14</b>
<b>8</b>	<b><i>Lunghezza degli ancoraggi</i></b>	<b>17</b>
<b>8.1</b>	<b><i>Verifica della sezione d'acciaio dell'ancoraggio</i></b>	<b>19</b>
<b>8.2</b>	<b><i>Lunghezza ancoraggio - Verifica A sfilamento malta – terreno</i></b>	<b>19</b>
<b>8.3</b>	<b><i>Lunghezza ancoraggio – Verifica B sfilamento malta - acciaio</i></b>	<b>20</b>
<b>9</b>	<b><i>Conclusioni</i></b>	<b>22</b>
<b>10</b>	<b><i>Bibliografia</i></b>	<b>23</b>

# 1 Premessa

Il versante in esame è caratterizzato da forte acclività ed è costituito prevalentemente da depositi vulcanici granulari che poggiano su depositi di sabbie e sabbie limose. Tali condizioni, in particolare l'elevata pendenza, provocano fenomeni gravitativi di crollo che vedono il distacco di porzioni di versante di volume considerevole.

La soluzione progettuale individuata consiste nell'impiego di rete in acciaio ad alta resistenza, corredata di ancoraggi in barra d'acciaio, di cui verrà esposto il dimensionamento nella presente relazione.

In Figura 1 viene evidenziato il Comune di Morlupo (Roma)



**Figura 1. Collocazione Comune di Morlupo (Roma)**

Mentre in Figura 2 si riporta un'immagine del versante dove si ha intenzione di eseguire l'intervento.



**Figura 2. Parete oggetto dell'intervento**

## **2 Introduzione**

A seguito dei sopralluoghi svolti e delle analisi geotecniche presso la pertinenza delle aree studiate, è apparsa la criticità dell'area con la presenza di instabilità di versante di tipo superficiale. Per questa tipologia di fenomeni, l'orientamento che anima la scelta progettuale è quello di un consolidamento diffuso del versante.

Per quanto attiene al consolidamento superficiale di versanti, sono largamente adottate soluzioni che impiegano reti in acciaio.

Essi possono essere genericamente elencati in pannelli di rete a trefolo, pannelli di rete a semplice torsione, rotoli 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 una rete a singola torsione 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 vanno sin da subito chiariti 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).

## **3 Inquadramento geologico e geotecnico**

Si fa riferimento alla RELAZIONE GEOLOGICA redatta dalla **Dott. Geol. Roberto Troncarelli**

Per valutare la stabilità ed eseguire il dimensionamento del sistema proposto si sono valutati i parametri geotecnici di seguito riportati, ricavati dalla suddetta relazione.

Scenario	
Tipo di terreno	Depositi vulcanici
Spessore $t$ instabile [m]	0.60
Peso volume [kN/m <sup>3</sup> ]	16
Angolo d'attrito [°]	21.5

Coesione $c$ [kPa]	0
Inclinazione del versante $\alpha$ [°]	80

**Tabella 1. Caratterizzazione geotecnica del terreno affiorante**

Le analisi vengono condotte soltanto sulle possibili instabilità presenti all'interno dello strato di materiale più superficiale. Pertanto si studia la stabilità di uno strato con spessore di circa 0.60 m in quanto si ritiene che possa rispecchiare in maniera realistica le possibili instabilità di versante.

#### **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:

$\beta_s$  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;

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.

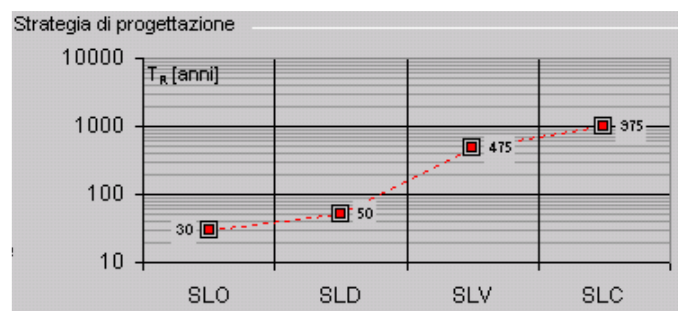
Le forze pseudostatiche  $F_H$  e  $F_V$  vengono anche espresse nel modo seguente:

$$F_H = k_H \cdot W$$

$$F_V = k_V \cdot W$$

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. 17.01.2018) e i tempi di ritorno cui essi fanno riferimento sono illustrati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**



**Tabella 2. 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 3):

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.041	2.577	0.257
Danno (SLD)	50	0.050	2.578	0.272
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.112	2.559	0.325
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.142	2.531	0.333
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

**Tabella 3. 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 0.112 g.

In base a quanto indicato nella relazione geologica, si evince la presenza di un terreno di categoria di sottosuolo di tipo C: depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Nel caso specifico, viste le caratteristiche morfologiche dell'area, è possibile inserire il sito nella categoria topografica T2, pendii con inclinazione media > 15°.

Per il sito in esame si hanno quindi i seguenti coefficienti sismici:

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,48
CC Coeff. funz categoria	1,64	1,61	1,52	1,51
ST Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
$k_h$	0.015	0.018	0.048	0.061
$k_v$	0.007	0.009	0.024	0.030
$A_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	0.731	0.891	1.971	2.482
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

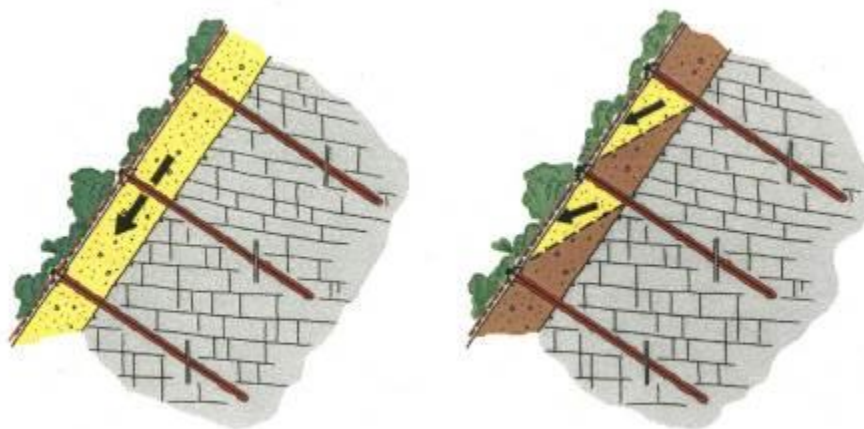
**Figura 3. Coefficienti sismici secondo le Nuove Norme Tecniche per l'opera di consolidamento superficiale.**

Tenendo conto delle condizioni locali del versante in esame e della normativa vigente, si ottiene un valore di  $k_H$  pari a 0.048 e un valore di  $k_V$  pari a 0.024.



## **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). I meccanismi di rottura suddetti sono graficamente illustrati in 6.



**Figura 6. 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 ad alta resistenza, costituita da un filo avente diametro 4 mm, ha le seguenti caratteristiche:

- resistenza della rete allo sforzo di trazione parallelamente al versante, che per la rete è  $Z_R = 50 \text{ kN}$ ;
- resistenza della rete allo sforzo di pressione nella direzione dell'ancoraggio, che per la rete è  $D_R = 280 \text{ kN}$ ;

- resistenza della rete allo sforzo di taglio nella direzione dell'ancoraggio (immediatamente al di sopra della piastra romboidale), che per la rete è  $P_R = 140$  kN;

I valori di resistenza ottenuti da prove di laboratorio d'accordo con l'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 cinque 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;
- $\gamma_{SR}$  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;
- $\gamma_{PR}$  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;
- $\gamma_{ZR}$  il fattore di sicurezza alla trasmissione della forza  $Z$ ;

4) prova della rete rispetto al punzonamento

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

Dove:

- $V_{dll}$  è il valore di dimensionamento della forza di pre-tensionamento risultante dalla negativa influenza di  $V$  (forza di pre-tensionamento);
- $D_R$  resistenza della rete agli sforzi di punzonamento in direzione dell'ancoraggio;
- $\gamma_{DR}$  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).

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

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

Dove:

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

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  $\phi'$  e della coesione  $c'$ , mentre mantiene inalterato il peso di volume  $\gamma$ , rispettivamente. Un ulteriore Fattore di Sicurezza parziale ( $F_{mod}=1.10$ ) viene applicato in caso per limitare l'incertezza del modello assunto.

Il lavorare con dei coefficienti di sicurezza parziali equivale all'impiego di un fattore di sicurezza globale che è maggiore di 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 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 ), si ricava lo sforzo di taglio sopportato dall'ancoraggio come:

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

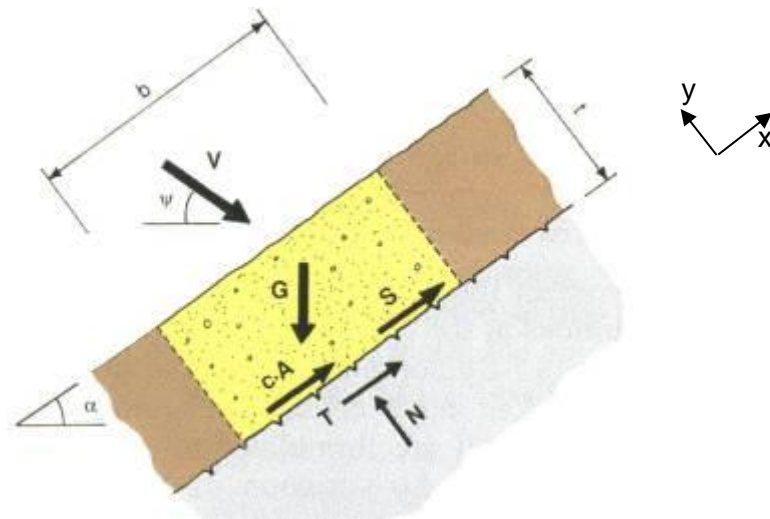
Dove:

G è il peso del corpo in giallo della figura sottostante

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

$\psi$  è l'inclinazione degli ancoraggi rispetto all'orizzontale

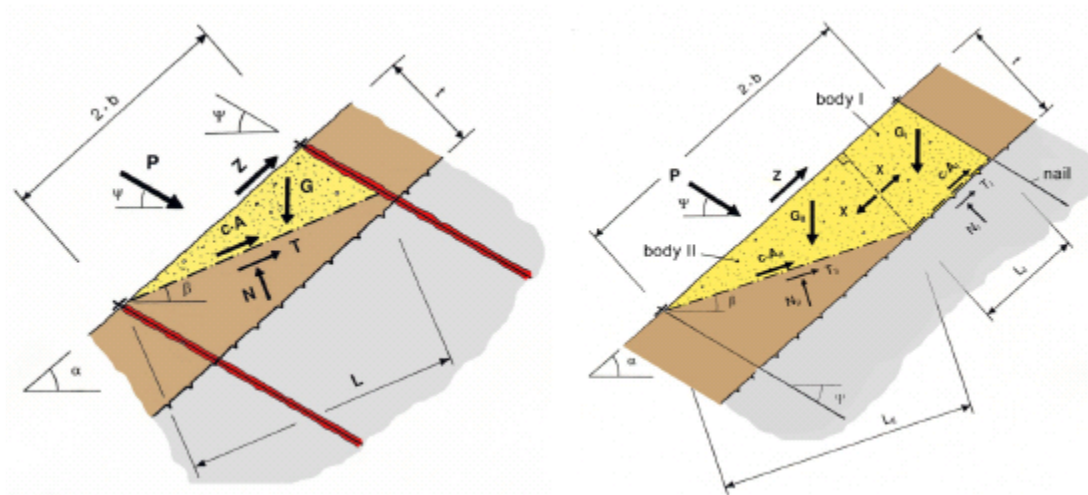
$\gamma_{mod}$  è un fattore di riduzione che tiene conto delle incertezze del modello di calcolo.



**Figura 7. 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 ). A sinistra s'ipotizza un meccanismo di rottura che coinvolge un singolo corpo instabile che scivola su una discontinuità avente un'inclinazione  $\beta$  sull'orizzontale. A destra s'ipotizza un meccanismo di rottura locale che coinvolge 2 corpi, dove il corpo I spinge sul corpo II.



**Figura 8. Meccanismi di rottura locale.**

In Figura 9 si osserva una vista di trasversale del corpo instabile tra gli ancoraggi, e la presenza del cono di pressione (zona stabile). L'angolo  $\delta$  diminuisce con l'addensamento del terreno o roccia.

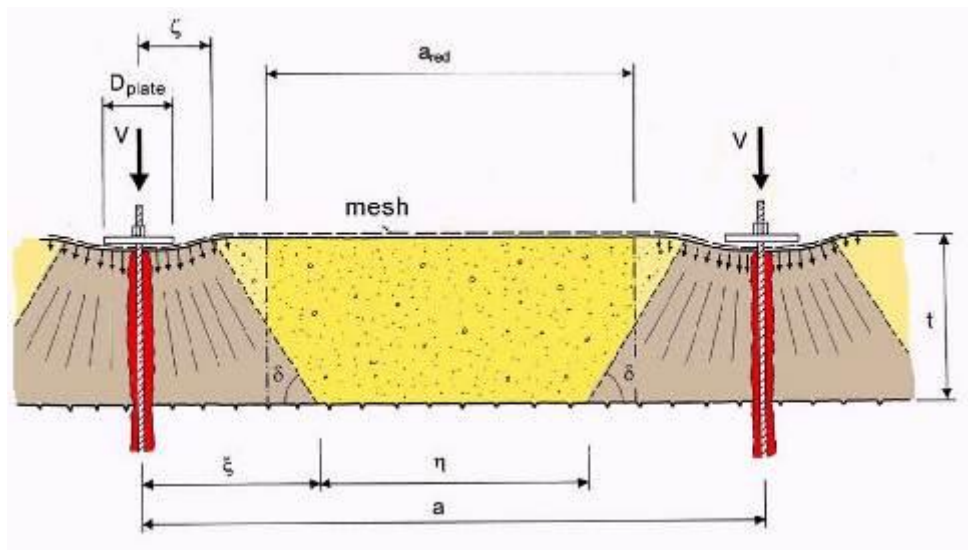


Figura 9. Sezione trasversale del corpo instabile tra gli ancoraggi; cono di pressione attivo.

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

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

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 è calcolata come:

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

Dove:

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

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

Il programma di calcolo utilizzato fa variare l'inclinazione  $\beta$  della discontinuità all'interno dello strato instabile in modo da trovare la forza stabilizzante massima. In altre parole il programma ricava la

profondità tale per cui si ha la massima richiesta di stabilizzazione dal sistema di consolidamento, ovvero la profondità critica.

## **6 Dimensionamento**

Nel seguito si illustrano i dati di input dello scenario studiato per l'analisi della soluzione per il consolidamento superficiale:

<i>Scenario</i>	<i>Spessore instabile</i>	<i>Inclinazione versante</i>	$\phi_k$	$c_k$	$\gamma$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$	$\gamma_\gamma$	$\gamma_{mod}$	<i>Inclin. Ancor.</i>
	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]
	<b>0.60</b>	80	21.5	0	16	1,25	1,25	1,00	1,10	5

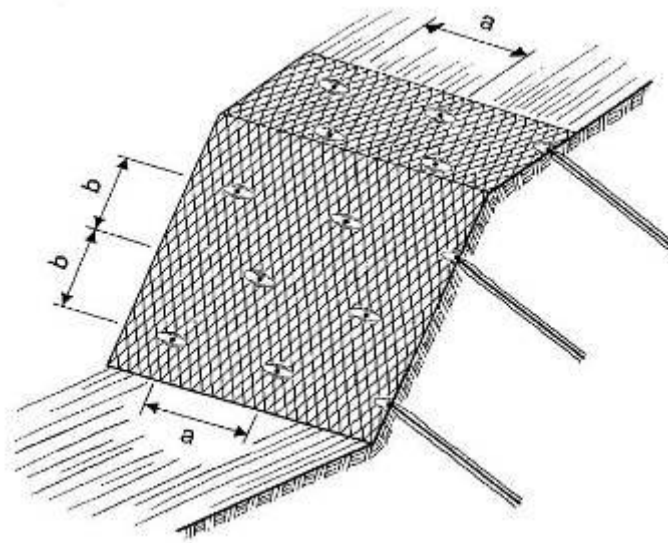
**Tabella 4. Riassunto dei dati di input per il dimensionamento in esame.**

Per maggiore chiarezza della tabella riguardante gli 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 una profondità fino a 0.60 m.
- Della coesione, di angolo di attrito e peso di volume i valori assunti sono quelli supposti in base alle osservazioni geologiche del versante affiorante; su tali valori operano i coefficienti riduttivi  $\gamma_\phi$ ,  $\gamma_c$  e  $\gamma_\gamma$  della tangente dell'angolo d'attrito, della coesione e del peso unitario, rispettivamente, in applicazione dell'Eurocodice 7.
- Gli ancoraggi ipotizzati hanno diametro pari a 28 mm. Essi sono stati ipotizzati ad azione passiva con un'inclinazione rispetto l'orizzontale di 5° 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).

## **7 Risultati**

Per effetto delle considerazioni sopra espresse, in riferimento agli allegati tabulati ed allo schema sottostante (vedi Figura 4),



**Figura 4. Rappresentazione schematica per l'interpretazione dei risultati.**

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

$a = H$	$b = V$	Ancoraggi
[m]	[m]	[-]
2.90	2.90	28 mm

**Tabella 5. 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 allo sforzo di taglio nella direzione dell'ancoraggio (immediatamente al di sopra della piastra  $P_R=140$  kN) per spessori di meccanismi di rottura locale fino a 0.60 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 da 28 mm.

Degli ancoraggi ipotizzati sono riportati in seguito (vedi



Tabella 6) 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 1,15 (sulla resistenza a snervamento). I valori di seguito riportati sono le resistenze teoriche senza considerare la corrosione; gli effetti sulla riduzione delle resistenze sono considerati nelle verifiche del software.

Snervamento	Area	Res. trazione	Res.taglio
N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	kN	kN
500	616	339	308

**Tabella 6. 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/mm<sup>2</sup>), 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.

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

1. Seguire puntualmente 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 controspinta diffusa su tutto l'areale;
2. Realizzare gli ancoraggi 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 devono avere una posizione centrata rispetto al foro che può essere mantenuta per mezzo di opportuni dispositivi centratrici;

4. gli ancoraggi devono avere una 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 deve essere confezionata con additivi antiritiro, e sufficientemente fluida per intasare completamente il foro;
6. il pre-tensionamento degli ancoraggi deve essere 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 Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC, DM 17.01.2018), 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 e viene lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità.

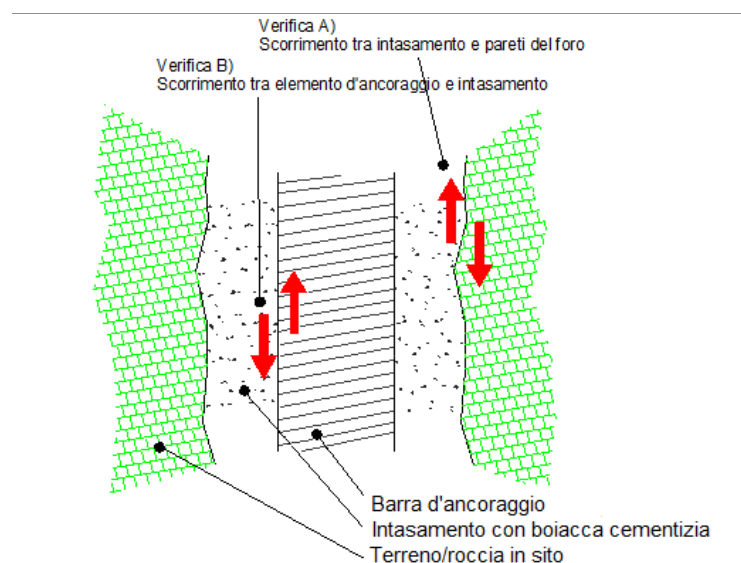
Il carico massimo che si può trasferire all'ancoraggio corrisponde all'azione  $T_D$  che viene indicata dal software di calcolo utilizzato. Per le verifiche sulle lunghezze degli ancoraggi si utilizza l'approccio 2 (A1+M1+R3) riportato nelle NTC 2018, indicato nel cap. 6.4.3 "fondazioni sui pali". Si considerano quindi pari ad 1 i fattori di sicurezza sui parametri geotecnici; per far questo si ricalcola il valore di  $T_D$  dal software mediante una simulazione e impostando gli stessi valori di interasse degli ancoraggi e la stessa tipologia ottenuta però ponendo pari a 1,0 i fattori di sicurezza sui parametri geotecnici.

Il valore di TD che si ottiene è quello che si utilizza per il calcolo della lunghezza degli ancoraggi e che risulta pari a 169.1 kN.

Tale azione viene incrementata mediante un fattore di amplificativo pari a 1,3 (carichi permanenti, effetto sfavorevole, NTC 2018 – tab. 6.2.I) e risulta pari a:

$$F_{D \text{ Progetto}} = 219.8 \text{ kN}$$

Vengono effettuate tre differenti verifiche per il dimensionamento degli ancoraggi (vedi Figura 5): della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio malta e dell'interfaccia malta terreno.



**Figura 5. Verifiche rispetto allo sfilamento dell'ancoraggio.**

#### **Dati di progetto**

Azione di progetto	$F_D = 219.8 \text{ kN}$
Angolo di inclinazione del versante	$\alpha = 80^\circ$
Spessore dello strato	$t = 0.60 \text{ m}$
Angolo di attrito del terreno	$\Phi_k = 21.5^\circ$
Peso di volume	$\gamma_k = 16 \text{ kN/m}^3$
Diametro di perforazione	$D_{\text{perf}} = 100 \text{ mm}$

## 8.1 Verifica della sezione d'acciaio dell'ancoraggio

Nella verifica della sezione di acciaio viene verificata la seguente disequazione:

$$F_D \leq \frac{R_{yk} \cdot A_{barra}}{\gamma_s \cdot 1000}$$

Dove:

$F_D$  è l'azione di progetto [kN];

$R_{yk}$  è la resistenza a snervamento della barra (28 mm), pari a 500 N/mm<sup>2</sup>;

$A_{barra}$  è la sezione della barra, pari a 616 mm<sup>2</sup>;

$\gamma_s$  è il fattore riduttivo dell'acciaio, pari a 1.15 (secondo NTC 2018).

$$\frac{500 \cdot 616}{1.15 \cdot 1000} = 267.8$$

Da cui ne deriva che:

219.8 ≤ 267.8 per cui la disequazione è verificata.

## 8.2 Lunghezza ancoraggio - Verifica A sfilamento malta – terreno

Il modello concettuale di riferimento è quello di Bustamante – Doix (1985), in cui gli elementi di ancoraggio vengono dimensionati in base alla capacità delle interfacce di trasmettere le azioni cui l'ancoraggio è sottoposto.

La disequazione che definisce la capacità dell'elemento di fondazione è la seguente:

$$L_A \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_{a3} \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{s-m}}$$

Dove:

- $F_d$  è l'azione di progetto
- $D_s$  è il diametro reale del bulbo, ottenuto moltiplicando il diametro di perforazione ( $D_{perf}$ ) per un coefficiente maggiorativo ( $\alpha_s$ ), variabile a seconda della tipologia di terreno;
- $\tau_{s-m}$  è il valore di progetto dello sforzo unitario trasmissibile dall'interfaccia considerata, calcolato applicando al valore caratteristico gli opportuni coefficienti di sicurezza;
- $R_{a,p}$  e  $\xi_{a3}$  sono i coefficienti di sicurezza da considerare, secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche.

$$D_{\text{perf}} = 100 \text{ mm}$$

$T_{s-m} = 0,35 \text{ N/mm}^2$ ; desunto dalle tabelle A.I.C.A.P 2012 viste le condizioni di sito.

Il parametro di aderenza malta-terreno dipende dal tipo di terreno in posto e dal tipo di malta utilizzata, ed è determinabile in modo univoco solo con prove di estrazione di ancoraggi appositamente realizzati. In mancanza di ciò si utilizzano valori desunti dalla letteratura, applicando poi i coefficienti riduttivi previsti dalle norme tecniche.

Le resistenze vengono approcciate secondo quanto previsto dal paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC, tab. 6.4.II, per pali trivellati.

$$R_{a,p} = 1,25$$

Mentre la resistenza caratteristica dell'ancoraggio viene valutata tenendo in considerazione il fatto che non si hanno prove di estrazione e che i dati di aderenza malta-substrato sono determinati tramite riferimenti bibliografici (A.I.C.A.P. "Ancoraggi nelle terre e nelle rocce 2012"). Per cui il fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica considerato è il seguente:

$$\xi_{a,3} = 1,70$$

Tale valore è il massimo possibile in quanto non sono disponibili indagini specifiche.

In questo caso si hanno tutti gli elementi per procedere alla risoluzione dell'equazione rispetto alla lunghezza, che risulta pari a:

$$L_A \geq \frac{1.25 \cdot 1.7 \cdot 219.8}{\pi \cdot 100 \cdot 0.35} = 4249 \text{ mm}$$

### **8.3 Lunghezza ancoraggio – Verifica B sfilamento malta - acciaio**

Nella seguente verifica deve essere soddisfatta la seguente equazione:

$$F_D = \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_{a-m}} \cdot S_{Lat} \cdot L_B$$

dove:

- $F_D$  è l'azione di progetto
- $\gamma_{a-m}$  è il fattore parziale per l'adesione malta – acciaio
- $\tau_{a-m}$  è l'adesione malta – acciaio
- $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio
- $L_B$  è la lunghezza dell'ancoraggio

Si considera un fattore parziale per l'adesione malta-acciaio pari a 1,5.

Mentre la superficie di contatto per le barre in progetto è pari a:

$$S_{lat} = 2 \cdot \pi \cdot 14 = 88 \text{ mm, per barre 28 mm}$$

Per l'adesione acciaio - malta si ha la seguente formulazione:

$$\tau_{a-m} = \frac{f_{bk}}{1.5}$$

Da cui sostituendo le equazioni sotto riportate diventa:

$$\tau_{a-m} = \frac{2.25 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1.5}$$

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk};$$

dove  $\eta = 1$  per diametri  $\leq 32$  e pari a  $\eta = \frac{(132 - \phi)}{100}$  per barre con diametro superiore.

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica della malta di iniezione. Considerando un  $f_{ck}$  pari a 20 N/mm<sup>2</sup>, si ottiene:

$$\tau_{a-m} \text{ è } = 2,32 \text{ N/mm}^2$$

Risolviendo l'equazione rispetto alla lunghezza dell'ancoraggio si ottiene:

$$L_B = \frac{219.8 \cdot 1.5}{88 \cdot 2.32} = 1614 \text{ mm}$$

Valutando la lunghezza di progetto come quella massima ottenuta nelle due verifiche:

$$L_1 = \max(L_A; L_B); \text{ per cui } L_1 = 4249 \text{ mm}$$

A cui deve essere sommato lo spessore instabile che risulta pari a:

$$L_2 = t / \cos(90^\circ - \alpha - \psi)$$

Per  $\alpha = 80^\circ$  e  $\psi = 5^\circ$ ;

$L_2 = 0.60 \text{ m}$

tenendo conto della situazione più critica oltre che del decadimento dei parametri di resistenza nella zona della superficie di scorrimento, si ritiene che una profondità di:

**L = 5.00 m**

possa essere adeguata per far fronte a fenomeni franosi di carattere superficiale. Tuttavia, si demanda a Impresa e Direzione dei Lavori di optare per soluzioni più cautelative se le prime perforazioni dovessero suggerire diversamente.

Di seguito si riporta una tabella con il riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.

Tipologia ancoraggi	Lunghezza [m]
28 mm	5.00

**Tabella 7. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.**

## **9 Conclusioni**

Si ritiene opportuno che il consolidamento del versante possa essere conseguito con la posa di ancoraggi strutturali, in barra d'acciaio ad alta resistenza da 28 mm, 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. 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 4, ma la scelta della tipologia di rete, di fatto senza soluzione 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 letteratura<sup>1</sup>.

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

---

<sup>1</sup> 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

Tipologia di rete	Tipologia ancoraggi	Interasse H ancoraggi	Interasse V ancoraggi	Lunghezza ancoraggi
	[m]	[m]	[m]	[m]
filo in acciaio da 1770 N/mm <sup>2</sup>	28 mm	2.90	2.90	5.00

**Tabella 8. Riepilogo dei risultati.**

La frequenza degli ancoraggi in abbinamento alla rete ad alta resistenza, introdotta 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).

Per la redazione del computo metrico e segnatamente per la quantificazione del numero degli ancoraggi, in accordo a quanto già sottolineato sopra, si dovrà tenere conto della maggiore incidenza degli ancoraggi perimetrali.

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. È 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.

## **10 Bibliografia**

Relazione geologica **Dott. Geol. Roberto Troncarelli**

*Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo.* 2004. **CEN - Comitato Europeo di Normazione.**

*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. 17.01.2018**



*Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti in terreno.* 2008. **Bessegghini 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.**

*Raccomandazioni AICAP 2012: Ancoraggi nei terreni e nelle rocce.* **Associazione A.I.C.A.P.**