

# COMUNE DI EDOLO

Provincia di Brescia



**Progetto:**

**Definitivo esecutivo**

**MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO  
IDROGEOLOGICO IN VIA OGLIO.**

**Contenuto:**

**RELAZIONE TECNICA/ECONOMICA**

**Committente:**

**COMUNE DI EDOLO**

Via Largo Mazzini n° 1 25048 .

Tel: 0364-773036 -

Fax: 0364-71162.

e-mail : [protocollo@comune.edolo.bs.it](mailto:protocollo@comune.edolo.bs.it)

				Scala:
				Tavola n°:
0				
Rev.	Descrizione	Elaborato	Controllato	
<b>STUDIO dott. Ing. Fabio A. Fanetti</b> 25048 Sonico Bs Via Tonolini n° 2 tel/fax: 0364/75028 e-mail: <a href="mailto:fabio@studiofanetti.it">fabio@studiofanetti.it</a> pec.: <a href="mailto:fabioangelo.fanetti@ingpec.eu">fabioangelo.fanetti@ingpec.eu</a>				<b>Progettista</b> 

## INDICE

<b>1</b>	<b>Premessa;</b>
<b>2</b>	<b>Stato attuale della zona di intervento;</b>
<b>3</b>	<b>Vincoli;</b>
<b>4</b>	<b>Progetto:</b>
4.1	Consolidamento versante zona 1 e 3;
4.2	Realizzazione di barriera paramassi zona 4;
<b>5</b>	<b>Conclusione;</b>
<b>6</b>	<b>Bibliografia;</b>
<b>7</b>	<b>Quadro economico;</b>

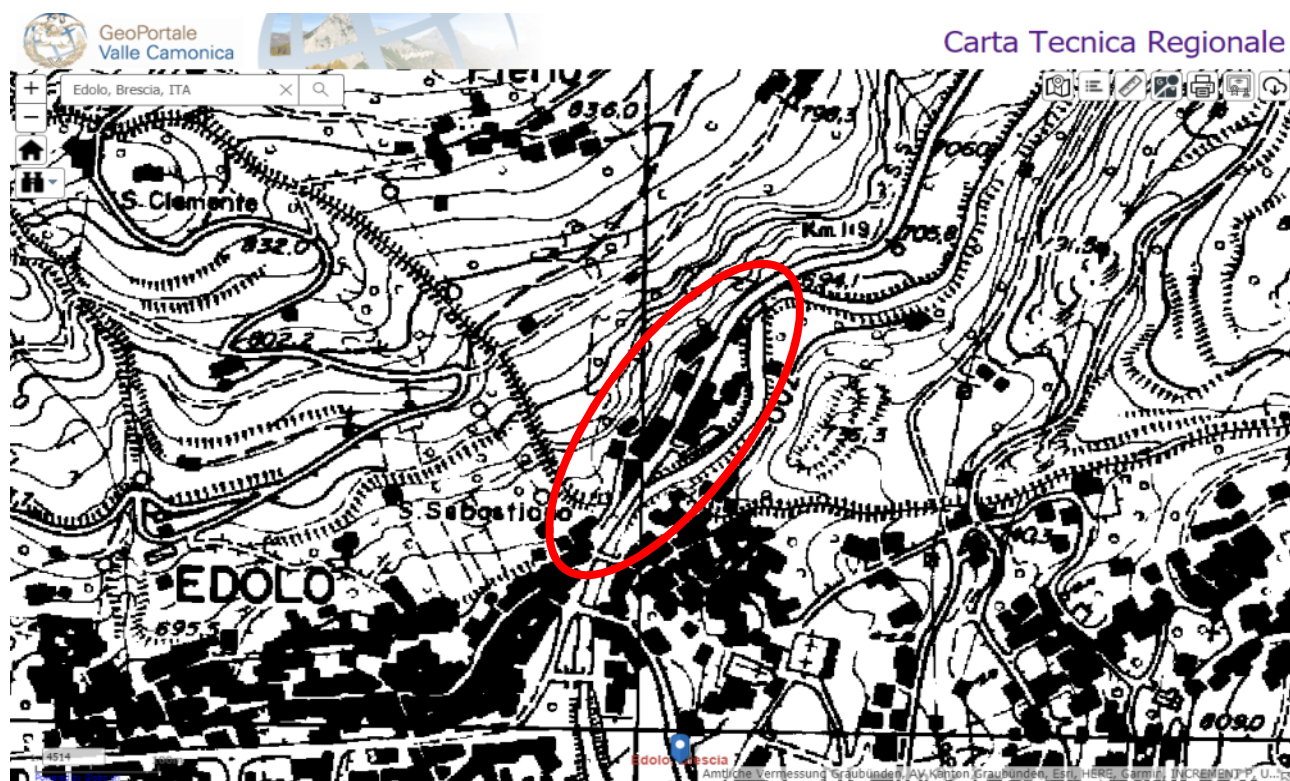
## 1. Premessa;

Edolo è il cuore dell'Alta Valle Camonica, si trova all'estremità settentrionale della provincia di Brescia, quasi al confine con le province di Sondrio e Trento. La superficie del comune di Edolo è di 8.907,47 ha. L'altitudine sul livello del mare misurata nel centro del comune è di 699 m.s.l.m., quella minima è pari a 640 m.s.l.m., mentre quella massima è pari a 3.534,66 m.s.l.m. Il comune di Edolo sorge all'inizio dell'Alta Val Camonica (provincia di Brescia), alla confluenza con la Val di Corteno, lungo la Linea Insubrica. Incastonato in una corona di monti, l'abitato partecipa al paesaggio alpino circostante, vocato al turismo, è centro attivo e ricco di servizi. Il paese conserva ancora un aspetto nobile, ricco di palazzi antichi disposti lungo vie suggestive. Edolo, costituisce la cerniera tra territori diversi: il passo dell'Aprica e la Valtellina si raggiungono in una quindicina di chilometri, mentre Ponte di Legno ed il Tonale distano poco più e rappresentano la "porta" verso il Trentino. Grazie alla sua posizione geografica ed alla quota moderata, gode di un favorevole clima, con estati fresche ed inverni non troppo rigidi. Il paese vanta un presidio ospedaliero, un eliporto dei soccorsi alpino e ospita rilevanti manifestazioni fieristiche e commerciali. Gran parte del territorio circostante è salvaguardato attraverso l'istituzione di parchi naturali: il Parco dell'Adamello e il vicino Parco Nazionale dello Stelvio.

A seguito dell'incarico conferitomi dall'Amministrazione Comunale di Edolo (Bs) per la progettazione definitiva ed esecutiva della messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in via Oglio, finalizzato alla sistemazione del versante, si redige la presente relazione tecnico economica che costituisce supporto al progetto stesso. In data 10 ottobre 2015 lungo il tratto di parete rocciosa che insiste su via Oglio si è verificato un distacco di un blocco del volume stimato di circa 1,6 m<sup>3</sup> che ha raggiunto la sede stradale di via Oglio arrestandosi a ridosso dell'accesso agli edifici.

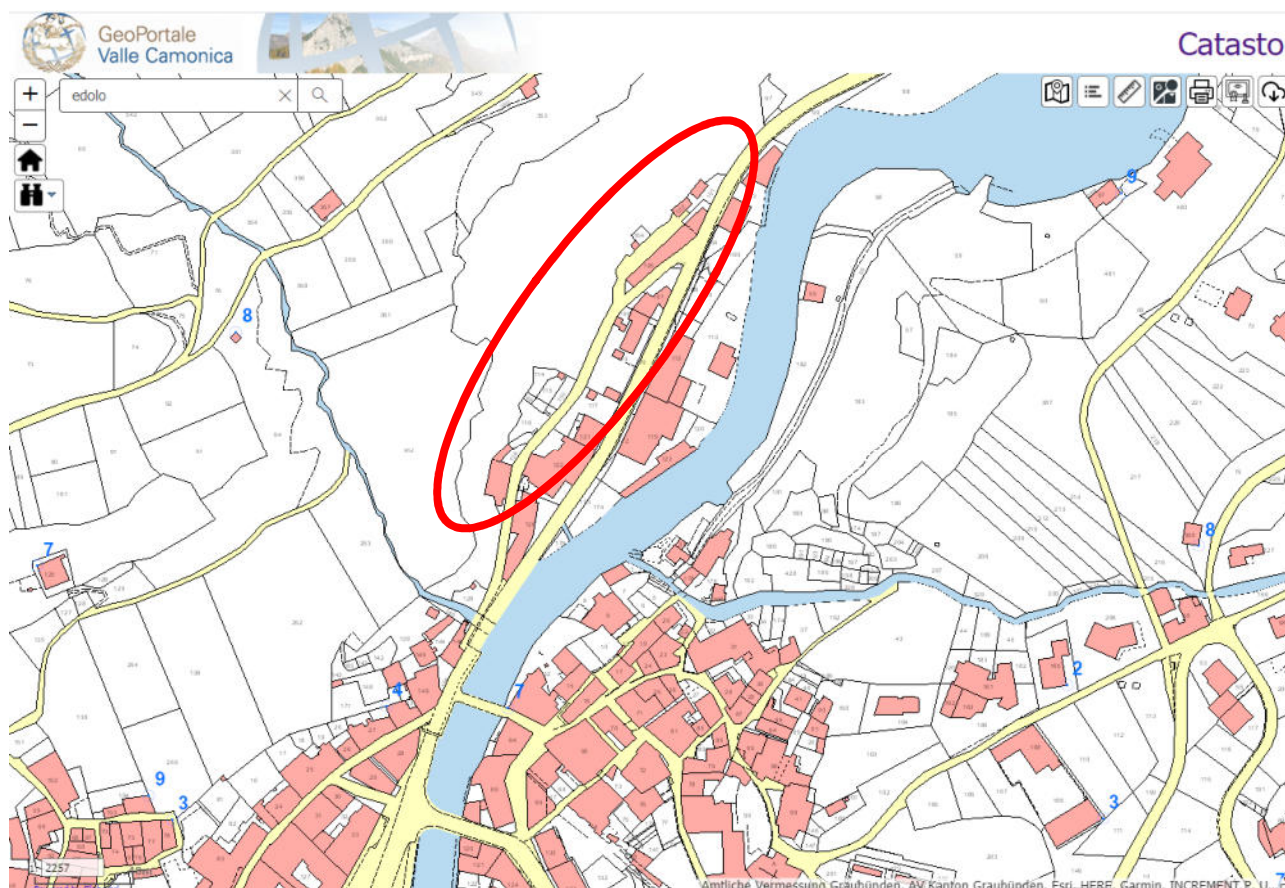


**Zona dell'intervento.**



## Cartografia

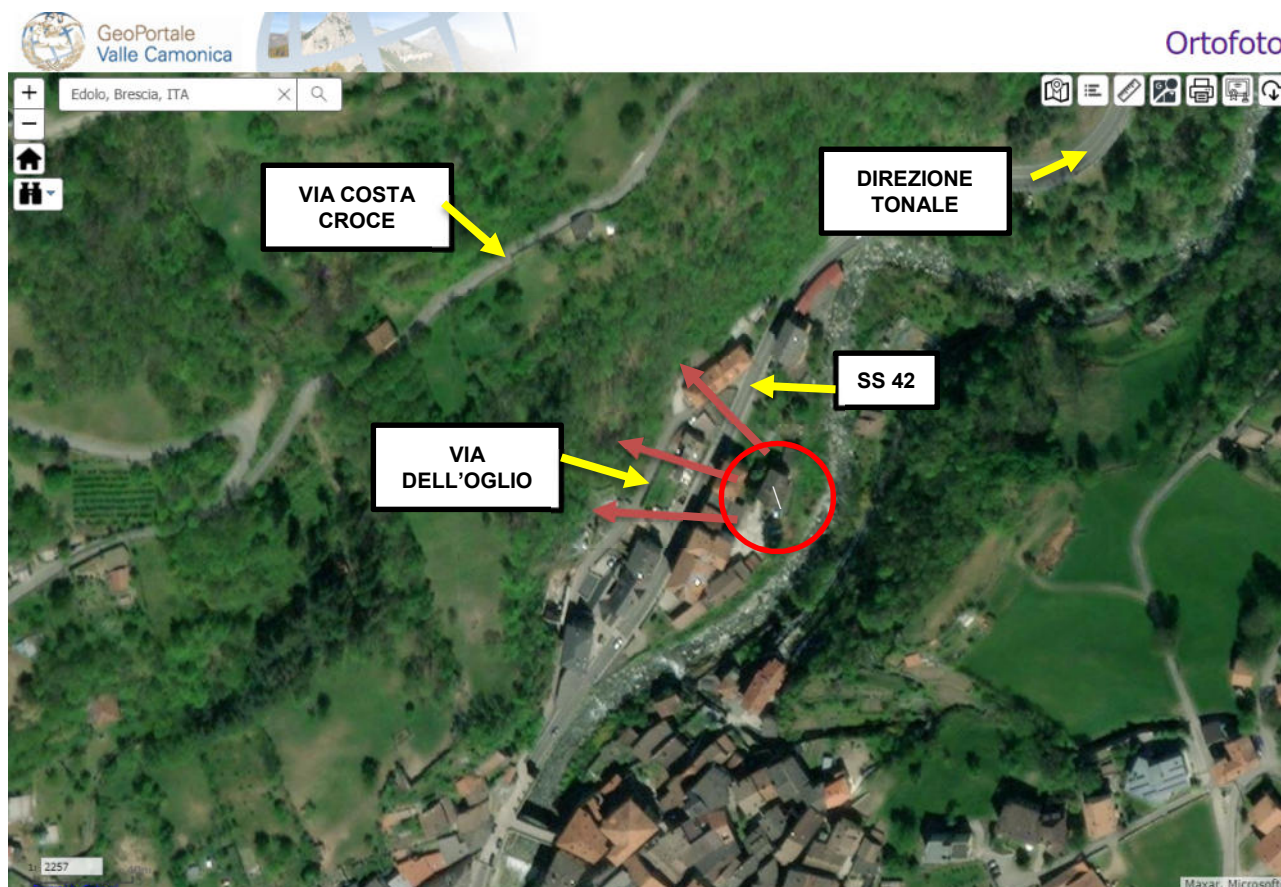




**Catasto.**

## 2 Stato attuale della zona di intervento;

Il progetto riguarda parte del versante in roccia interessato dal fenomeno di distacco del masso roccioso nel 2015. L'area di dissesto si trova in destra orografica ed esattamente sopra la via Oglio.



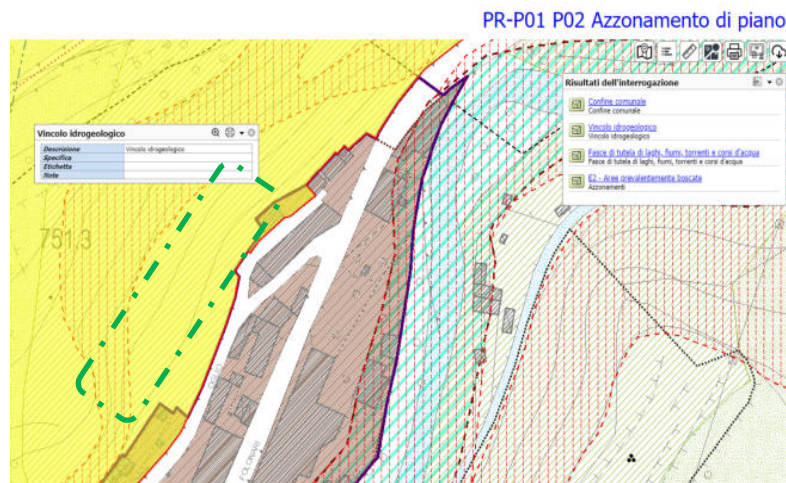
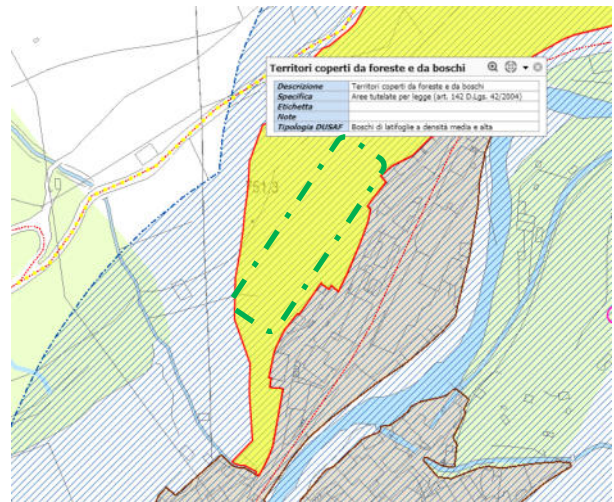
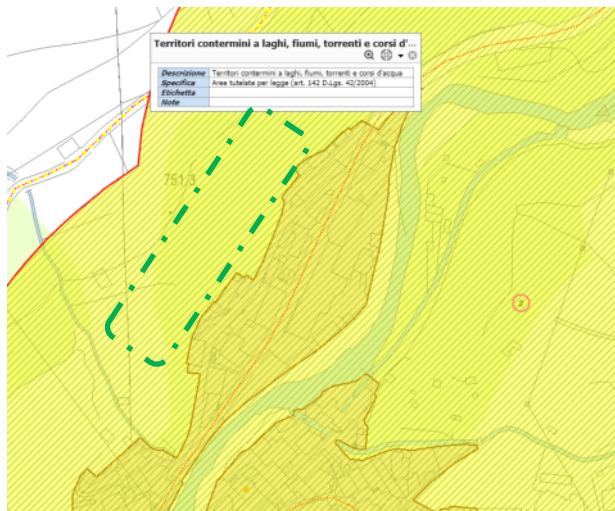
La zona oggetto del progetto è immediatamente a nord – est dopo l'abitato di Edolo in direzione Tonale della Mendola. Il tratto in esame è delimitato dalla strada Comunale di Via Oglio (nella parte sud) e dalla statale 42 del Tonale della Mendola nella parte nord e, nella parte superiore nel terrazzamento dalla via Costa Croce.



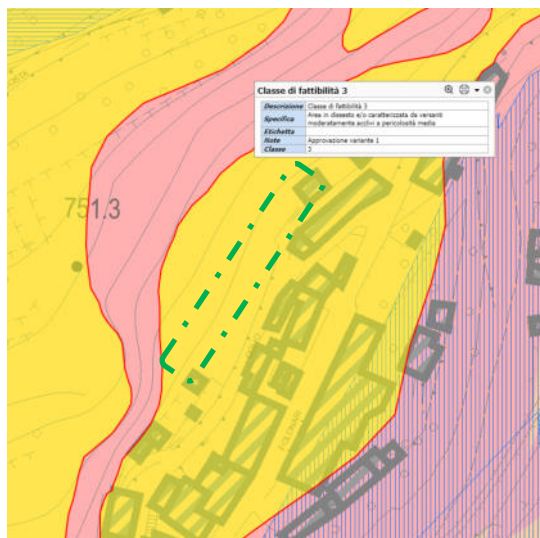
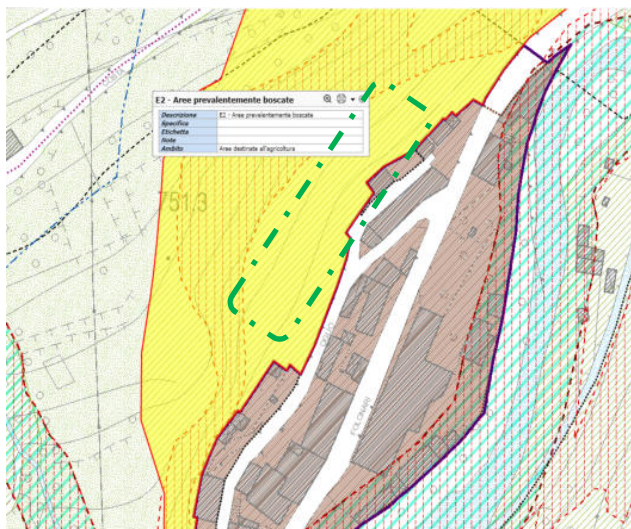
### 3 Vincoli;

L'area oggetto di progettazione è assoggettata ai seguenti vincoli:

- Territorio contermini a fiumi e laghi, torrenti e corsi d'acqua, classe di sensibilità elevata (4) ; paesitico;
- Territori coperti da foreste e boschi, area di tutela per legge (art. 142 D.lgs n° 42/2004); ambientale;
- Azzonamento di piano – vicolo idrogeologico; E2 area prevalentemente boscata;
- Geologia classe id fattibilità 3;

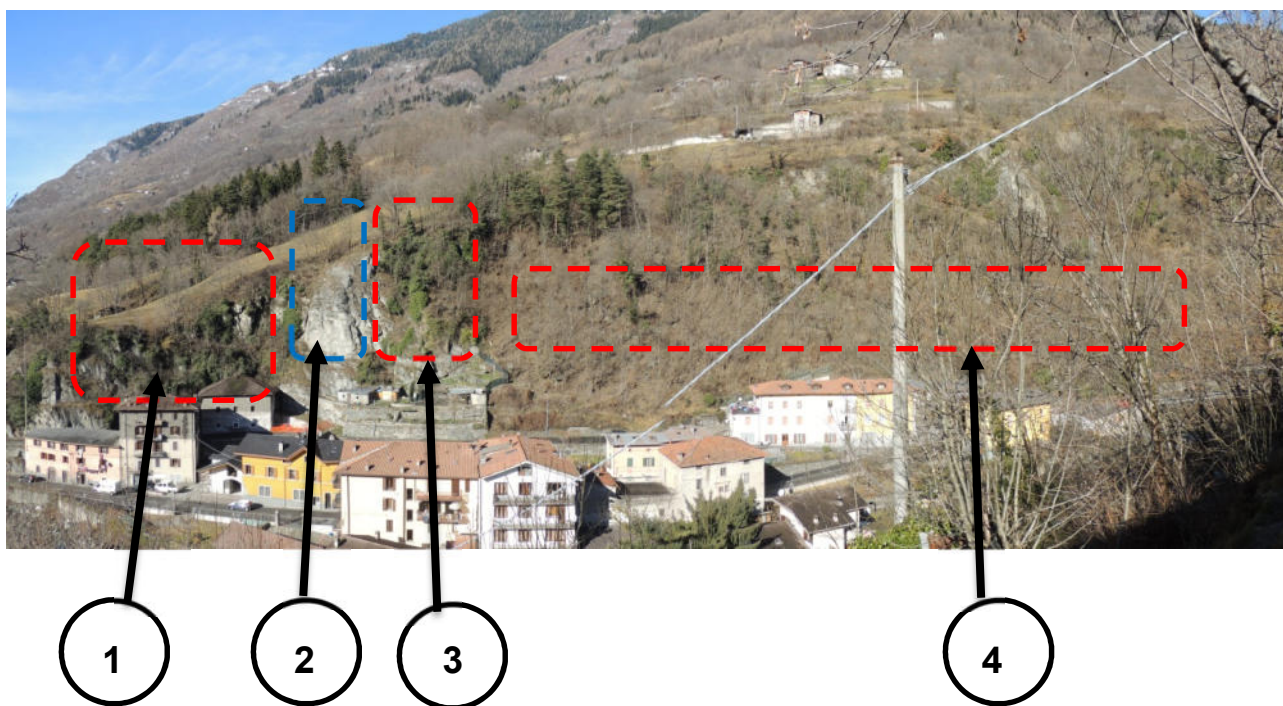






#### 4 Progetto;

La stabilizzazione del versante soggetto a caduta massi richiede che si operi un primo intervento di bonifica necessario a rimuovere gli elementi instabili mediante disgaggio controllato e, successivi interventi di difesa attivi e passivi. I primi si riferiscono a opere che impediscono il distacco degli elementi lapidei (imbracatura mediante pannelli in fune) e, i secondi si riferiscono a sistemi atti ad intercettare e fermare gli elementi già in movimento di caduta (reti paramassi –barriere).





Il versante oggetto del progetto è rappresentato nella fotografia sopra riportata dove sono indicate le zone di intervento con riquadri in rosso e, blu. Il riquadro con contorno blu (2) rappresenta un intervento di consolidamento effettuato in passato a seguito dell'evento verificatosi in data 10 ottobre 2015 all'altezza dell'abitazione n° 16 e, non riguarda il presente progetto. I riquadri in rosso (1 – 3 – 4) rappresentano le zone di intervento, esattamente per 1- 3 si prevedono interventi di difesa attiva con reti e, per 4 un sistema di difesa passiva con realizzazione di una barriera paramassi. Le zone di versante indicate con zona 1 e 3 vengono messi in sicurezza adottando sistemi difesa attiva con rete in funi spirodali in acciaio. Per la messa in sicurezza della zona 1 si sono proposte delle rete Spider S3-130 certificata ancorata al versante come da caratteristiche elaborate nel paragrafo "consolidamento versante zona 1 e 3", per la zona 3 si propone la rete Tecco G 65/4 certificata ancorata al versante come da caratteristiche elaborate nel paragrafo "consolidamento versante zona 1 e 3". Nella zona 1 vi è la presenza di un manufatto artigianale realizzato in passato (barriera con traverse in legno) che non è a norma, si dovrà in fase di direzione lavori verificare l'asportazione e, la stesura della rete di placcaggio. Si predisporranno un numero di sensori non inferiore a 4 per monitorare l'opera ai fini del controllo da remoto di eventuali sollecitazioni che potrebbero interessare la rete. Tali sensori potranno essere attivati a discrezione del proprietario dell'intervento in caso si dotasse di un impianto di monitoraggio comprendente centralina di acquisizione e trasmissione dati, impianto di alimentazione, eccetera. Per la zona 4 è stata proposta una difesa passiva a barriera paramassi per la trattenuta di energia fino a 2000 kJ con un'altezza utile pari a 4,0 m GBE- 2000 classe 5 certificata .

#### **4.1 Consolidamento versante zona 1 e 3;**

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 van 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).

#### Inquadramento geologico;

Si fa riferimento alla RELAZIONE GEOLOGICA redatta dalla società **GEO.TE.C.**

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	A	B
Tipo di terreno	Quarzomicascisti	Quarzomicascisti
Spessore $t$ instabile [m]	0,60	0.80
Peso volume [kN/m <sup>3</sup> ]	23	23
Angolo d'attrito [°]	35	35
Coesione $c$ [kPa]	3	3
Inclinazione del versante $\alpha$ [°]	80	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 per lo scenario A e con spessore 0.80 per lo scenario B, in quanto si ritiene che possa rispecchiare in maniera realistica le possibili instabilità di versante.

#### 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.

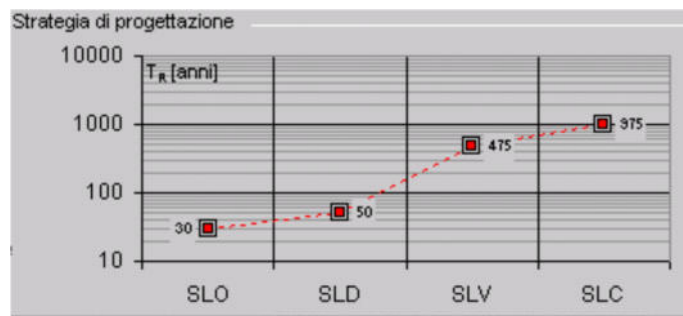
Le forze pseudostatiche  $F_H$  e  $F_V$  vengono anche espresse nel modo seguente:

$$F_H = k_H \cdot W$$

$$F_V = k_V \cdot W$$

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 (Fig 3).



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	0.025	2.575	0.181
Danno (SLD)	50	0.031	2.610	0.200
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.060	2.739	0.293
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.072	2.799	0.309
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 0.060 g. In base a quanto indicato nella relazione geologica, si evince la presenza di un terreno di categoria di sottosuolo di tipo B: rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto 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 360 m/s e 800 m/s. Nel caso specifico, viste le caratteristiche morfologiche dell'area, è possibile inserire il sito nella categoria topografica T4, ossia pendii con inclinazione media  $i > 30^\circ$ .

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

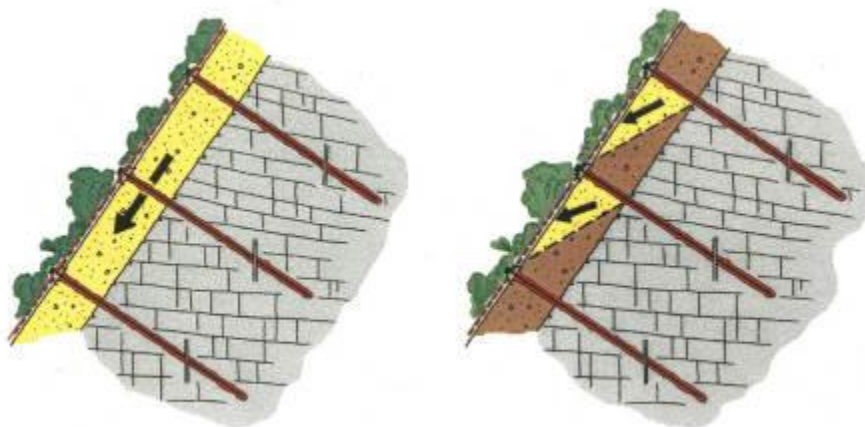
	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
topografica				
<input type="checkbox"/> Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]				0.6
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.008	0.009	0.018	0.022
kv	0.004	0.005	0.009	0.011
Amax [m/s²]	0.410	0.503	0.985	1.192
Beta	0.180	0.180	0.180	0.180

**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 0.018 e un valore di  $k_v$  pari a 0.009.

#### **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 (Fig. 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.

#### **Scenario A**

La rete in acciaio, costituita da un trefolo di fili ciascuno avente diametro 3 mm, ha le seguenti caratteristiche:

- resistenza della rete allo sforzo di trazione parallelamente al versante, che per la rete è  $Z_R = 45$  kN;
- resistenza della rete allo sforzo di pressione nella direzione dell'ancoraggio, che per la rete è  $D_R = 230$  kN;
- resistenza della rete allo sforzo di taglio nella direzione dell'ancoraggio (immediatamente al di sopra della piastra romboidale), che per la rete è  $P_R = 115$  kN;

## **Scenario B**

La rete in acciaio con filo avente diametro 4 mm ha le seguenti caratteristiche:

- resistenza della rete allo sforzo di trazione parallelamente al versante, che per la rete è  $Z_R = 50$  kN;
- resistenza della rete allo sforzo di pressione nella direzione dell'ancoraggio, che per la rete è  $D_R = 280$  kN;
- resistenza della rete allo sforzo di taglio nella direzione dell'ancoraggio (immediatamente al di sopra della piastraromboidale), 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  $V_d$  (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  $c'$  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 8), si ricava lo sforzo di taglio sopportato dall'ancoraggio come:

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

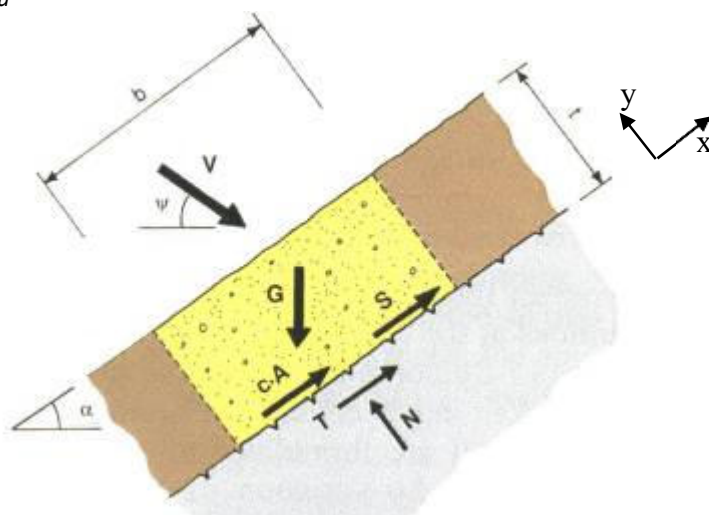
Dove:

$G$  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

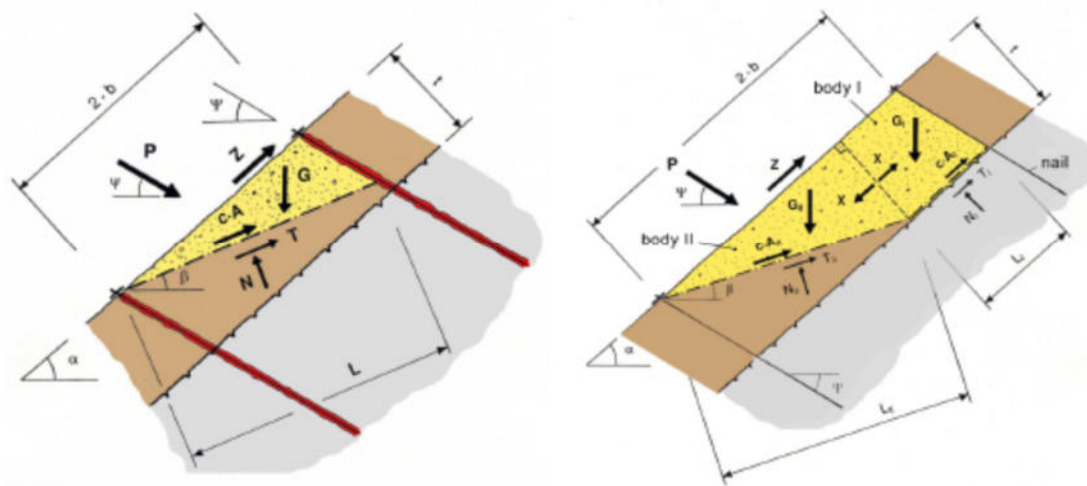
$\gamma_{mod}$  è un fattore di riduzione che tiene conto delle incertezze del modello di calcolo.



**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  $\alpha$  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.



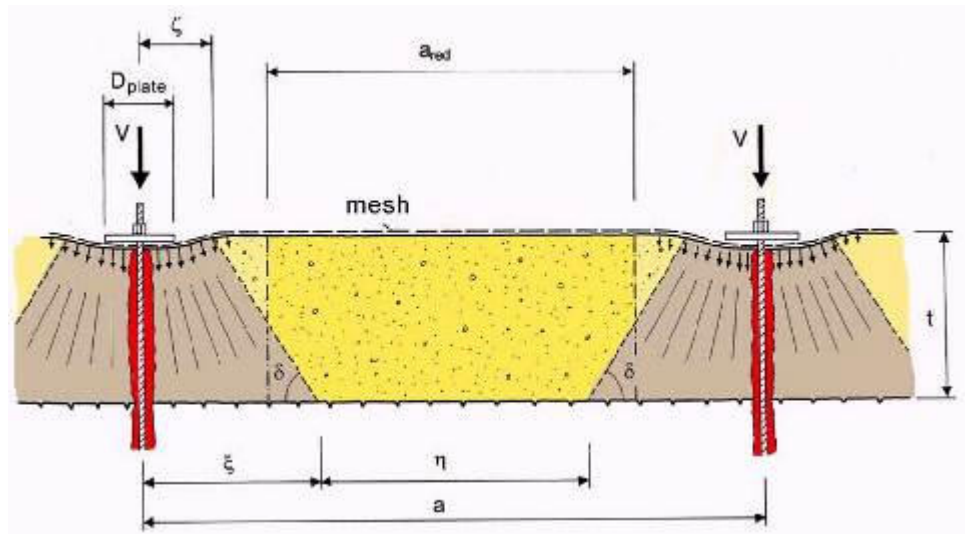


Figura 9. Sezione trasversale del corpo instabile tra gli ancoraggi; cono di pressione attivo.

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

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

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 è calcolata come:

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

Dove:

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

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

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.

## Dimensionamento;

Nel seguito si illustrano i dati di input di due scenari presenti in sito per l'analisi della soluzione per il consolidamento superficiale:

Scenario	Spessore instabile	Inclinazione versante	$\phi_k$	$c_k$	$\gamma$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$	$\gamma_\gamma$	$\gamma_{mod}$	Inclin. Ancor.
	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kN/m³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]
<b>A</b>	<b>0.60</b>	80	35	3	23	1,25	1,25	1,00	1,10	5
<b>B</b>	<b>0.80</b>	80	35	3	23	1,25	1,25	1,00	1,10	5

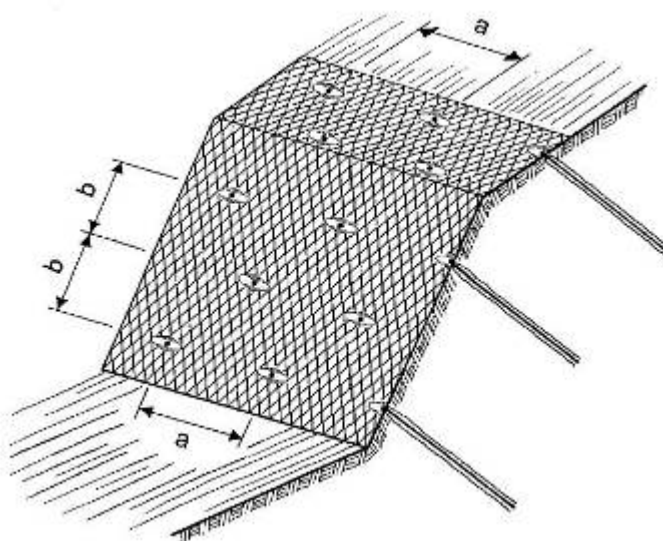
**Tabella 4. Riassunto dei dati di input per il dimensionamento in esame.**

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 per lo scenario A e fino a 0,80 m per lo scenario B.
- 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 sono del tipo Gewi con diametro pari a 28 mm per lo scenario A e del tipo Gewi con diametro pari a 32 mm per lo scenario B. 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).

## Risultati;

Per effetto delle considerazioni sopra espresse, in riferimento agli allegati tabulati ed allo schema sottostante (vedi Figura 1),



**Figura 1. Rappresentazione schematica per l'interpretazione dei risultati.**

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

Scenari	Tipologia di rete	a = H	b = V	Ancoraggi
	[-]	[m]	[m]	[-]
A	SPIDER S3-130	3.00	3.00	Gewi 28 mm
B	TECCO G65/4	3.00	3.00	Gewi 32 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  $P_R=85$  kN) per spessori di meccanismi di rottura locale fino a 0.60 m per lo scenario A e fino a 0.80 m per lo scenario B. 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 28 mm per lo scenario A e Gewi 32 mm per lo scenario B.

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
A - Gewi 28 mm	500	616	339	308
B - Gewi 32 mm	500	804	442	402

**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 contropinta 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 centratori;
- 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.

#### **Lunghezza degli ancoraggi;**

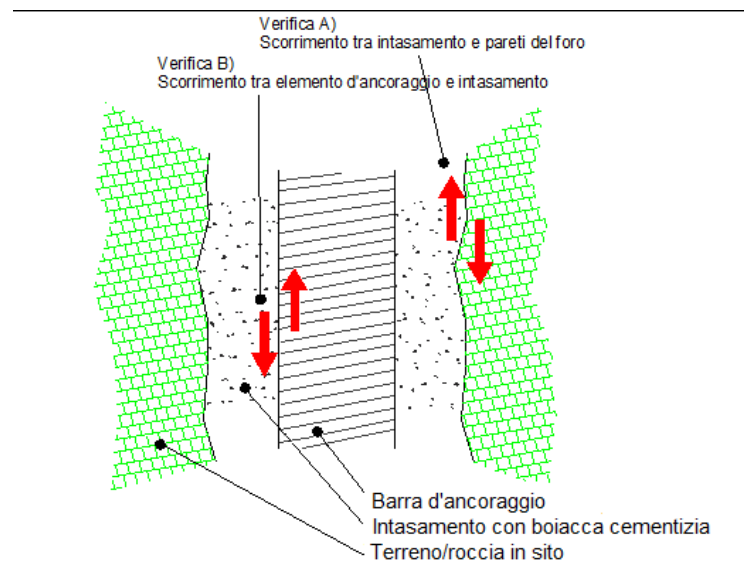
Il calcolo è stato sviluppato in accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC, DM 17.01.2018), utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC). Gli Eurocodici sono stati sviluppati in ambito europeo, per armonizzare gli aspetti progettuali dei paesi membri, utilizzando come approccio la progettazione 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.

### Scenario A

Il valore di TD che si ottiene è quello che si utilizza per il calcolo della lunghezza degli ancoraggi e che risulta pari a 92,3 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:

$$F_D \text{ Progetto} = 120 \text{ kN}$$

Vengono effettuate tre differenti verifiche per il dimensionamento degli ancoraggi (vedi Figura 2): della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio malta e dell'interfaccia malta terreno.



**Figura 2. Verifiche rispetto allo sfilamento dell'ancoraggio.**

### Dati di progetto

Azione di progetto	$F_D = 120 \text{ kN}$
Angolo di inclinazione del versante	$\alpha = 80.0^\circ$
Spessore dello strato	$t = 0.60 \text{ m}$
Angolo di attrito del terreno	$\Phi_k = 35^\circ$
Peso di volume	$\gamma_k = 23 \text{ kN/m}^3$
Diametro di perforazione	$D_{\text{perf}} = 80 \text{ mm}$

### 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 (Gewi 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:

$120 \leq 267.8$  per cui la disequazione è verificata.

### 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.

$D_{perf} = 80 \text{ mm}$

$\tau_{s-m} = 0,50 \text{ N/mm}^2$ ; 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:

$$L_A \geq \frac{1.25 \cdot 1.7 \cdot 120}{\pi \cdot 80 \cdot 0.50} = 2030 \text{ mm}$$

#### **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:

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

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:

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

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

$$L_B = \frac{120 \cdot 1.5}{88 \cdot 2.32} = 881 \text{ mm}$$

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

$$L_1 = \max(L_A; L_B); \text{ per cui } L_1 = 2030 \text{ mm}$$

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  $\psi = 5^\circ$ ;

$$L_2 = 0.60 \text{ m}$$

E approssimando all'unità superiore, per tenere 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 = 3.00 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]
Gewi 28 mm	3.00

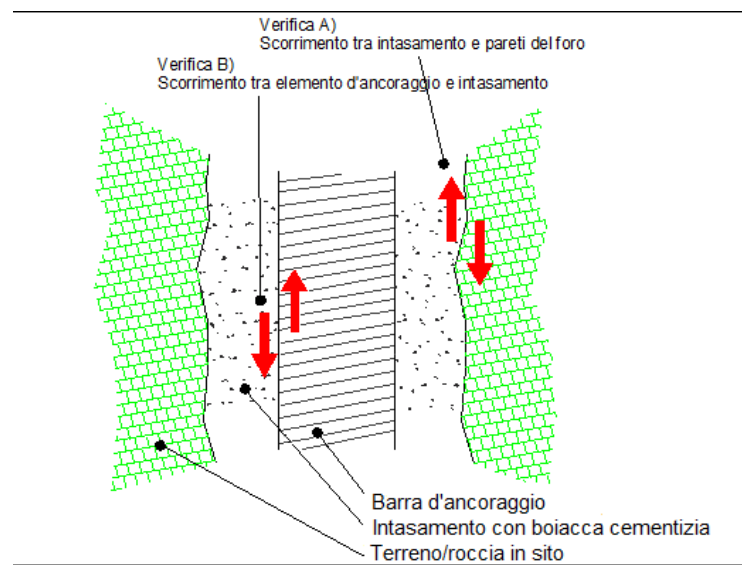
**Tabella 7. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.**

## Scenario B

Il valore di TD che si ottiene è quello che si utilizza per il calcolo della lunghezza degli ancoraggi e che risulta pari a 144.8 kN. Tale azione viene incrementata mediante un fattore di amplificativo pari a 1,3 (carichi permanenti, effetto sfavorevole, NTC 2018 – tab. 6.2.1) e risulta pari a:

$$F_D \text{ Progetto} = 188.24 \text{ kN}$$

Vengono effettuate tre differenti verifiche per il dimensionamento degli ancoraggi (vedi Figura 2): della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio malta e dell'interfaccia malta terreno.



**Figura 3. Verifiche rispetto allo sfilamento dell'ancoraggio.**

## Dati di progetto

Azione di progetto	$F_D = 188.24 \text{ kN}$
Angolo di inclinazione del versante	$\alpha = 80.0^\circ$
Spessore dello strato	$t = 0.80 \text{ m}$
Angolo di attrito del terreno	$\Phi_k = 35^\circ$
Peso di volume	$\gamma_k = 23 \text{ kN/m}^3$
Diametro di perforazione	$D_{\text{perf}} = 80 \text{ mm}$

### 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 (Gewi 32 mm), pari a 500 N/mm<sup>2</sup>;

$A_{barra}$  è la sezione della barra, pari a 804 mm<sup>2</sup>;

$\gamma_s$  è il fattore riduttivo dell'acciaio, pari a 1.15 (secondo NTC 2008).

$$\frac{500 \cdot 804}{1.15 \cdot 1000} = 349.5$$

Da cui ne deriva che:

$$188.24 \leq 349.5 \text{ per cui la disequazione è verificata.}$$

### 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:

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

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  $\zeta_{a3}$  sono i coefficienti di sicurezza da considerare, secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche.

$$D_{perf} = 80 \text{ mm}$$

$$\tau_{s-m} = 0,5 \text{ N/mm}^2; \quad \text{desunto dalle tabelle A.I.C.A.P 2012 viste le condizioni di sito.}$$

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:

$$L_A \geq \frac{1.25 \cdot 1.7 \cdot 188.24}{\pi \cdot 80 \cdot 0.50} = 3184 \text{ mm}$$

#### **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:

$$S_{lat} = 2 \cdot \pi \cdot 16 = 101 \text{ mm}, \text{ per barre Gewi 32 mm}$$

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:

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

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

$$L_B = \frac{188.4 \cdot 1.5}{101 \cdot 2.32} = \mathbf{1206 \text{ mm}}$$

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

$$L_1 = \max(L_A; L_B); \text{ per cui } L_1 = 3184 \text{ mm}$$

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  $\psi = 5^\circ$ ;

$$L_2 = 0,80 \text{ m}$$

E approssimando all'unità superiore, per tenere 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 = 4.00 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]
Gewi 32 mm	4.00

**Tabella 8. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.**

#### **4.2 Realizzazione di barriera paramassi zona 4;**

La messa in sicurezza della zona 4 viene realizzata costruendo una barriera paramassi (difesa passiva) capace di assorbire un'energia di 2000 kJ e dell'altezza utile di 4 metri. Nel presente paragrafo viene affrontato il calcolo delle fondazioni necessarie per installare una barriera paramassi GBE – 2000 A omologata per una energia di assorbimento fino a 2000 kJ in possesso di marcatura CE e relativo ETA.

##### **Quadro normativo:**

Il dimensionamento di un ancoraggio passivo rientra nelle *“Norme per le opere interagenti con i terreni e con le rocce, per gli interventi nei terreni e per la sicurezza dei pendii”* delle NTC, mentre è normato dall'Eurocodice 7 *“Progettazione geotecnica”*.

Le norme cui si fa riferimento sono le seguenti:

- D.M 17.01.2018 – Norme tecniche per le costruzioni
- EN1997-1 Progettazione Geotecnica
- ETAG 027 – Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits da metà 2018 sostituito con il Documento europeo di valutazione EAD DP 340059-00-0106
- Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” giugno 2012

##### **Nota sugli eurocodici:**

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 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 Norme Tecniche, che ne recepiscono non solo lo spirito ma anche l'impostazione. L'applicazione degli Eurocodici deve essere fatta con conoscenza del fenomeno e con cognizione di causa, in quanto la scelta dell'approccio progettuale e dei coefficienti di sicurezza può influire molto sul risultato finale.

##### **Modello di riferimento;**

Per la realizzazione degli elementi di connessione tra terreno e struttura nella messa in opera delle barriere paramassi si opera nel seguente modo:

1. Si realizza un foro di lunghezza e diametro adeguati
2. Si inserisce nel foro un elemento metallico
3. Si inietta miscela cementizia per riempire l'intercapedine tra elemento metallico e foro

Per il corretto dimensionamento bisogna quindi considerare i seguenti elementi:

- la verifica della sezione di acciaio
- la verifica dell'adesione acciaio – malta
- la verifica dell'adesione malta – substrato

Per la progettazione strutturale degli ancoraggi si deve verificare la seguente diseuguaglianza:

$$a) \quad F_D \leq R_D$$

dove:

- $F_D$  sono le azioni o gli effetti delle azioni di progetto
- $R_D$  sono le resistenze o gli effetti delle resistenze di progetto

#### Azioni:

Le azioni che sollecitano l'ancoraggio sono azioni che non derivano dallo stato di esercizio della struttura metallica quanto piuttosto da un evento eccezionale (in termini di probabilità di accadimento), ovvero l'urto del "masso di progetto".

Ci si riferisce quindi alla combinazione eccezionale 2.5.6 delle Norme Tecniche, ovvero:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{jk} \Psi_{jk} Q_{jk}$$

Si deve inoltre notare che i valori delle azioni agenti sugli ancoraggi sono misurati durante i test in vera grandezza, come prescritto dalle norme di riferimento EAD DP 340059-00-0106. I carichi massimi agenti sulle fondazioni durante la prova in vera grandezza secondo EAD DP 340059-00-0106 corrispondono al MEL ("maximum energy level") e sono queste le azioni che si prendono in considerazione per la determinazione del tipo e lunghezza degli ancoraggi, con approccio a SLU.

#### Resistenza:

Le resistenze considerate nella a) hanno significati diversi in funzione della verifica che si sta analizzando. Fattori di resistenza parziale possono essere applicati sia alle proprietà del terreno ( $X$ ), sia alle resistenze ( $R$ ) o a entrambi i parametri. Come anticipato si prendono in considerazione tre verifiche: della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio-malta e dell'interfaccia malta- substrato.

In generale si ha:

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_M; a_D)$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k; a_D) / \gamma_R$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_M; a_D) / \gamma_R$$

dove:

- $F_{Rep}$  sono le azioni rappresentative (se influenzano la resistenza)
- $X_k$  sono i parametri dei materiali
- $a_D$  è l'accelerazione di progetto, nel caso sismico
- $\gamma_M$  sono i fattori parziali per il terreno
- $\gamma_R$  sono i fattori parziali per le resistenze



La resistenza di progetto degli ancoraggi  $R_d$ , è determinata in questo caso con metodi di calcolo, basati sui risultati di prove in sito e di laboratorio.

Si differenziano gli approcci utilizzati per gli ancoraggi flessibili (di monte e laterali) e per le fondazioni dei montanti; i primi sono assimilati a tiranti passivi mentre i secondi a pali di fondazione. Le verifiche vengono eseguite per entrambe le tipologie considerando l'approccio A1+M1+R3.

Per gli ancoraggi flessibili, assimilati a tiranti di ancoraggio (cap. 6.6 delle NTC) si utilizza il coefficiente  $\gamma_R$  relativo all'approccio A1+M1+R3, nel caso di tiranti permanenti e che risulta pari a 1,2.

	SIMBOLO	COEFFICIENTE PARZIALE
	$\gamma_R$	
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

**Tabella 9. Coefficiente parziali  $\gamma_R$  da applicare alla resistenza per gli ancoraggi flessibili.**

Per le fondazioni alla base dei montanti si utilizza l'approccio indicato per i pali trivellati, sempre considerando approccio A1+M1+R3 (Tabella 6.4.II – Cap. 6 – Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018); per cui  $\gamma_R$  vale 1,25 a trazione e 1,15 a compressione.

**Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

**Tabella 10. Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**

Inoltre deve essere valutata la resistenza a sfilamento e ridurre il valore caratteristico di un fattore di correlazione ( $\xi_a$ ) che dipende sia della modalità con cui è stata definita la resistenza allo sfilamento ( a. dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova; b. con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio) sia della tipologia di ancoraggi considerati.

#### Modello di calcolo:

Si riassumono nel seguito i modelli di calcolo per ogni verifica considerata:

1. verifica della sezione di acciaio
2. verifica dell'interfaccia acciaio – malta
3. verifica dell'interfaccia malta – substrato

Dopo aver eseguito le verifiche (2) e (3) si considera la lunghezza di ancoraggio maggiore, a favore di sicurezza.

#### Verifica sezione acciaio:

Per questa verifica, essendo la tipologia di ancoraggio definita dal costruttore ed essendo le azioni agenti altrettanto fornite dal costruttore, ci si preoccupa semplicemente di verificare che la formula a) sia soddisfatta come disequazione, che nel caso specifico si esplicita nel seguente modo:

$$F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = R_d \quad \text{per la verifica a trazione e compressione}$$

$$\text{b) } F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = R_d \quad \text{per la verifica a taglio}$$

dove:

- $F_D$  è il valore di progetto dell'azione sollecitante
- $f_{yc}$  è il valore rappresentativo della resistenza a snervamento dell'ancoraggio
- $A$  rappresenta la sezione dell'acciaio
- $\gamma_s$  è il valore del fattore parziale dell'acciaio, pari a 1,15
- $R_D$  la resistenza di progetto dell'ancoraggio

#### Verifica dell'interfaccia acciaio – malta:

In questo caso la formula a) si esplicita nel seguente modo:

$$\text{c) } F_D \leq \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_M} \cdot S_{Lat} \cdot L$$

dove:

- $F_D$  è l'azione di progetto
- $\gamma_M$  è il fattore parziale per l'adesione acciaio - malta, pari a 1,5
- $\tau_{a-m}$  è l'adesione acciaio-malta
- $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio

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

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

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.

In caso di ancoraggi in barra la superficie laterale è quella nominale:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d$$

dove  $d$  è il diametro della barra.

In caso di ancoraggio flessibili si ha la seguente equazione:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d_{ancoraggi}$$

Dove  $d_{ancoraggio}$  è il diametro utile dell'ancoraggio flessibile considerato.

Dalla c), inserendo la formula d), in funzione del caso analizzato, si ricava la lunghezza dell'ancoraggio.

$$e) \quad L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{a-m}}$$

#### Verifica dell'interfaccia malta – substrato;

In questo caso la formulazione a) assume la seguente forma:

$$f) \quad F_D \leq \frac{R_{ac}}{\gamma_R}$$

dove:

- $R_{ac}$  valore massimo di resistenza a sfilamento
- $\gamma_R$  è il fattore di sicurezza parziale
- $F_D$  è l'azione di progetto sull'ancoraggio

Mentre  $R_{ac}$  è pari a:

$$g) \quad R_{ac} = \pi \cdot D_s \cdot L \cdot \frac{q_s}{\zeta_a}$$

Dove:

- $D_s$  è il diametro reale del bulbo, considerando un coefficiente maggiorativo a seconda del substrato presente e il tipo di iniezione utilizzato;
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio
- $q_s$  è la resistenza unitaria limite allo scorrimento;
- $\zeta_a$  è il fattore parziale sulla determinazione di  $q_s$ .

Il diametro reale del bulbo viene calcolato con la seguente formula, inserendo il coefficiente maggiorativo  $\alpha_d$  (a seconda della tecnica di iniezione utilizzata) e il diametro di perforazione  $D_d$ .

$$D_s = \alpha_d \cdot D_d$$

Sostituendo la formula g) nella f) e risolvendola per la lunghezza di ancoraggio, si ottiene:

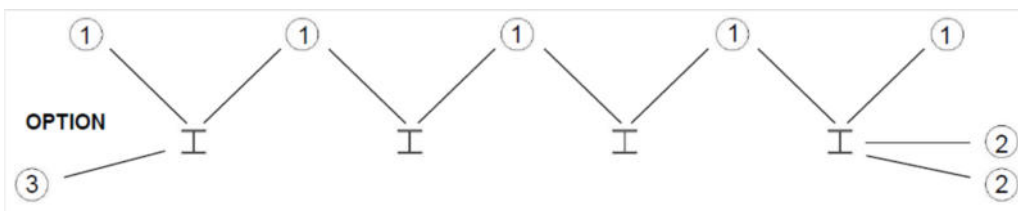
$$h) \quad L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \zeta_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot q_s}$$

#### Carichi agenti sugli ancoraggi:

Per il dimensionamento degli ancoraggi delle barriere si fa riferimento ai valori misurati nel corso della prova in vera grandezza MEL (Maximum Energy Level) eseguita al campo prove di Walenstadt, in accordo alle procedure normate nelle EAD DP 340059-00-0106.

#### Carichi agenti sugli ancoraggi laterali e di monte;

Gli ancoraggi di monte e laterali sono distribuiti come rappresentato nello schema sotto indicato. Nella tabella sottostante il disegno sono riportati i carichi agenti a seconda della configurazione considerata.

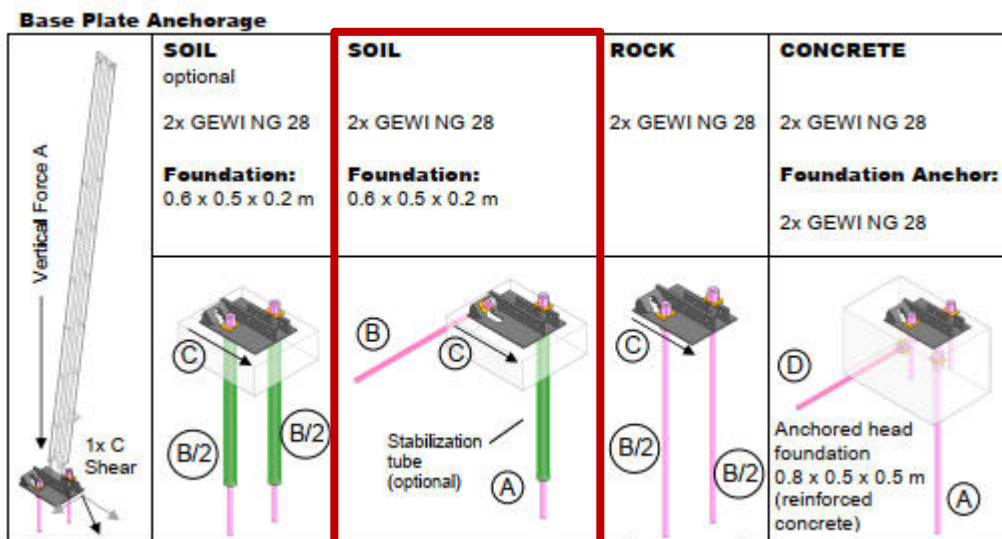


No.	Anchorage Type	Characteristic Load
1	Upslope Anchors (Retaining Ropes)	240 kN
2 (3)	Lateral Anchors (Support Ropes, Lateral Ropes)	230 kN

Questi sono i carichi definiti durante le prove e corrispondono ai carichi massimi misurati in campo prove, durante il test al MEL (Maximum Energy Level), amplificati di un coefficiente correttivo per tener conto della variabilità delle condizioni di sito. Secondo l'approccio utilizzato (carico eccezionale, par. 2.5.6 NTC), questi sono i valori da utilizzare per il calcolo e la verifica.

### Carichi agenti sulle barre di fondazione dei montanti:

A seconda del tipo di substrato su cui si installano le fondazioni, le azioni agenti variano come illustrato nella figura sottostante. Per il sito in esame si è scelta la configurazione 2, con la presenza di una barra verticale e una obliqua.



Secondo quanto riportato nell'allegato con i carichi sugli ancoraggi, le azioni agenti sulle barre di fondazione assumono i valori riportati in funzione del terreno di fondazione e del tipo di fondazione realizzata (interazione terreno-struttura); le lettere A, B, C e D identificano le azioni e i rispettivi valori:

A	Max. Vertical Force	70 kN
B	Normal Force in Anchor	80 kN
C	Shear Force, parallel to base plate	130 kN
D	Anchored Head Foundation (>0.1m <sup>3</sup> )	80 kN

Tali azioni sono ricavate in backanalysis dai risultati delle prove in vera grandezza, durante le quali le celle di carico registrano le azioni scaricate sulla piastra di base. A partire da queste evidenze vengono definite le azioni sopra indicate, tramite modelli numerici agli elementi finiti tarati sulle evidenze del campo prove. Come già esposto, considerando i carichi come azioni eccezionali, i valori riportati sono valori di progetto da utilizzare nei calcoli.



### Dimensionamento degli ancoraggi flessibili e delle barre di fondazione:

Il presente capitolo si propone di stabilire e definire le caratteristiche delle fondazioni e degli ancoraggi. Di seguito vengono ripresi nuovamente i parametri necessari per il dimensionamento, riassumendo i valori utilizzati nei calcoli.

#### 1) $F_d$ azione di progetto;

Ancoraggi flessibili laterali:

Azione a trazione = 230 kN;

Ancoraggi flessibili di monte:

Azione a trazione = 240 kN;

Ancoraggi in barra:

Azione di taglio [C] = 130 kN

Azione a compressione sulla singola barra verticale [A] = 70 kN

Azione a trazione sulla barra obliqua [B] = 80 kN

#### 2) $R_d$ resistenza di progetto ancoraggi (già ridotta di un fattore pari a 1.15);

Ancoraggi flessibili laterali e di monte:

GA-7016 / 250 = 250 kN

Ancoraggi in barra GEWI 28 mm ( $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ):

Resistenza a trazione = 268 kN  $R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = \frac{500 \cdot 616}{1.15}$

Resistenza a taglio = 155 kN  $R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = \frac{500 \cdot 616}{1.15 \cdot \sqrt{3}}$

#### 3) $\tau_{a-m}$ adesione acciaio-malta;

Dalla formulazione d), considerando un valore di  $f_{ck}$  pari a  $20 \text{ N/mm}^2$ , si ottiene  $\tau_{a-m} = 2.32 \text{ N/mm}^2$  e barre con diametro  $\leq 32 \text{ mm}$ .

#### 4) $\gamma_M$ fattore parziale per l'adesione malta – acciaio

Pari a 1,5.

#### 5) $S_{Lat}$ è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio

$S_{Lat}$  barre GEWI 28 mm = 88 mm ( $\pi d$ )

$S_{Lat}$  ancoraggi flessibili GA-7016 / 250 = ( $\pi d$ ) =  $\pi \cdot 38,1 = 119 \text{ mm}$

#### 6) $R_{ac}$ valore massimo di resistenza a sfilamento

Calcolato con la formula g) e dipendente dai seguenti parametri 7), 8), 9), 10):

#### 7) $D_s$ è il diametro reale del bulbo considerando un coefficiente maggiorativo ( $\alpha_s$ )

Ancoraggi flessibili:

$D_d$  [diametro di perforazione] = 90 mm

Ancoraggi in barra:

$D_d$  [diametro di perforazione] = 50 mm

$\alpha_s$  a favore di sicurezza si ipotizza pari a 1,0; qualora si abbiano indicazioni specifiche si può valutare la tabella delle Raccomandazioni AICAP, nel caso di iniezione globale con processo di messa in pressione unico (IGU).

TERRENO	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcarei mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

8)  $L$ , lunghezza degli ancoraggi

9)  $\xi_a$  fattore parziale sulla determinazione di  $q_s$

$\xi_a$  pari a 1,7 per i pali.

$\xi_a$  pari a 1,8 per i tiranti.

Tali valori sono i valori massimi possibili in quanto non presenti prove di estrazione da cui ricavare un parametro di adesione malta-substrato.

10)  $q_s$  è la resistenza unitaria limite allo scorrimento

La resistenza unitaria viene ricavata valutando le caratteristiche litologiche del substrato e da queste tramite riferimenti bibliografici (Es. AICAP 2012, tabelle comparative tipo di suolo-aderenza, etc) si è ricavato il valore di resistenza unitaria che risulta essere pari a 0,4 N/mm<sup>2</sup>. Tale valore è valido per un substrato detritico o con roccia fratturata.

11)  $\gamma_R$  fattore di sicurezza parziale sulla resistenza caratteristica

Pari a 1.2 per gli ancoraggi flessibili

Pari a 1,25 per gli ancoraggi in barra in trazione

Pari a 1,15 per gli ancoraggi in barra in compressione.

### Ancoraggi flessibili:

Ancoraggi laterali:

Verifica della sezione di acciaio:

$$F_d \leq R_d \quad 230 \text{ kN} \leq 250 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 230000}{119 \cdot 2.32} = 1249 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione – substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.2 \cdot 1.8 \cdot 230000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.4} = 4394 \text{ mm}$$

**Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$  ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio risulta pari a 5.0 m.**

Ancoraggi di monte

$$F_d \leq R_d \quad 240 \text{ kN} \leq 250 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 240000}{119 \cdot 2.32} = 1303 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione – substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.2 \cdot 1.8 \cdot 240000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.4} = 4585 \text{ mm}$$

**Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$ , ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio risulta pari a 5.0 m.**

### **Barre di fondazione dei montanti**

#### Verifica a trazione e compressione della sezione di acciaio

Valida rispettivamente per la barra verticale e per la barra obliqua

$$F_d \leq R_d \quad 70 \text{ kN} \leq 268 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatta la verifica a compressione}]$$

$$F_d \leq R_d \quad 80 \text{ kN} \leq 268 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatta la verifica a trazione}]$$

#### Verifica a taglio della sezione di acciaio

Si ipotizza che il carico si ripartisca in maniera equivalente su entrambe le barre di ancoraggio per cui l'azione viene divisa per due e si ha:

$$F_d \leq R_d \quad \frac{130}{2} = 65 \text{ kN} \leq 155 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

#### Verifica sfilamento acciaio-malta

La verifica viene fatta per la barra soggetta al carico maggiore (barra obliqua) il valore determinato si considera, a favore di sicurezza, valido anche per la barra verticale.

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 80000}{88 \cdot 2.32} = 588 \text{ mm}$$

#### Verifica sfilamento malta di iniezione-substrato

La verifica viene fatta per la barra soggetta al carico maggiore (barra obliqua) il valore determinato si considera, a favore di sicurezza, valido anche per la barra verticale.

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.25 \cdot 1.7 \cdot 80000}{\pi \cdot 50 \cdot 0.4} = 2707 \text{ mm}$$

**Considerando il valore massimo tra  $L_1$  e  $L_2$ , ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio risulta pari a 3.0 m.**

### **Influenza delle azioni sismiche**

Per quanto riguarda l'influenza delle azioni sismiche sulle fondazioni si valuta quanto e se queste debbano essere considerate nel dimensionamento. In pratica per il calcolo delle azioni sulle fondazioni in caso di sisma si ricade nella situazione delle combinazioni rare di forze, quindi si considerano solo la forza peso e le azioni indotte dal sisma, con i coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa in vigore. Tale azione, che dipende principalmente dal peso stesso della barriera e dai coefficienti sismici del luogo, risulta significativamente inferiore rispetto alle azioni sollecitanti nel caso di impatto di un masso. Si parla di rapporto tra le azioni di circa 1 a 20; per tale ragione le azioni sismiche possono essere trascurate nel calcolo delle fondazioni. Si può quindi concludere che se le fondazioni sono calcolate tenendo conto della natura dei terreni e delle azioni di progetto fornite dai risultati dei test in vera grandezza, non sussiste alcun pericolo per la struttura indotto dalla sollecitazione sismica definita per la zona in esame.

### **5 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 del tipo Gewi 28 per lo scenario A quindi zona 1 e del tipo Gewi 32 mm per lo scenario B zona 3, 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 1, 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. La tabella riportata in seguito illustra in maniera riepilogativa i risultati di cui si dà conto nella relazione.

Scenario	Tipologia di rete	Tipologia ancoraggi	Interasse H ancoraggi	Interasse V ancoraggi	Lunghezza ancoraggi
		[m]	[m]	[m]	[m]
A Zona 1	Spider S3-130	Gewi 28 mm	3.00	3.00	3.0
B Zona 2	TECCO G65/4	Gewi 32 mm	3.00	3.00	4.0

**Tabella 11. 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).

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.

Alla luce delle nuove Norme Tecniche, sono state verificate le sezioni di acciaio e le lunghezze di ancoraggio del sistema di fondazioni della barriera paramassi per la **trattenuta di energie fino a 2000 kJ e con una altezza utile pari a 4,0 m**, certificate secondo le norme di prodotto vigenti a livello europeo (intra CEE) e italiano.

La scelta delle barriere suddette è motivata dal fatto che esse godono della marcatura CE e relativo ETA e rappresentano come tali lo stato dell'arte della qualità nell'ambito della protezione di uomini e cose.

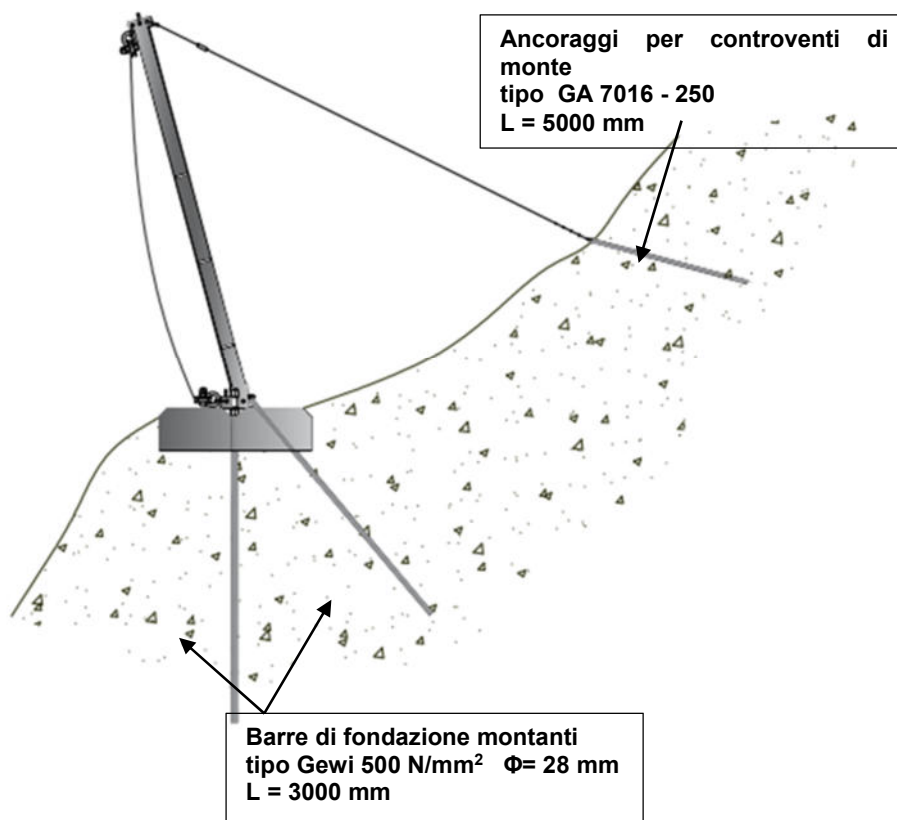
Il calcolo è stato svolto avendo come dati i valori delle azioni scaricate dalla struttura alle fondazioni per la prova al "MEL" secondo le EOTA ETAG 027, (EAD 340059-00-0106 sostituisce ETAG 027 "Kit di protezione caduta massi", edizione aprile 2013), nonché le caratteristiche dei terreni presenti in sito. Di seguito si illustra il riassunto dei risultati:

Descrizione	Tipologia ancoraggio	Lunghezza [m]
Ancoraggio laterale	GA – 7016 / 250	5,00
Ancoraggio monte		5,00
Ancoraggi di fondazione	GEWI 28 mm	3,00

**Tabella 12. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.**

Nella figura seguente il riepilogo grafico di tipologia e dimensioni delle fondazioni della barriera GBE – 2000A di progetto.





## **6 Bibliografia;**

### **Relazione geologica società GEO.TE.C.**

*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. **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.**

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

## 7 Quadro economico;

### Comune di Edolo (BS)

Messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico in via Oglio

## PROGETTO

### Quadro economico

#### Importo lavori

Lavori € 473.844.73

Totale lavori **473844.73**

Oneri per l'attuazione dei piani di sicurezza € 8.008.29

IMPORTO COMPRESI ONERI PER LA SICUREZZA **€ 481.853.02**

#### **Somme a disposizione dell'Amministrazione**

a) Acquisizione aree espropri	€ 7.000,00
b) Imprevisti	€ 2.211.97
c) Spese tecniche per la Direzione lavori contabilità, compresa cassa e iva ;	€ 13.500.00
d) Spese tecniche per coordinamento della sicurezza in fase di esecuzione compresa cassa e iva ;	€ 6.500.00
e) Incentivi per funzioni tecniche di cui all'art.113 del D.Lgs. 50/2016 e s.m.i. (2% sui lavori).	€ 9.637.06
Spese di gara quale	
f) contributo ANAC	€ 225.00
g) Spese per funzionamento della Centrale unica di committenza 0,50 % sui lavori	€ 2.409.27
h) Relazione forestale compresi iva e cassa	€ 976.00
i) Spese per collaudi compresa iva e cassa	€ 3.800.00
l) Iva sui lavori 22%	€ 106.007.66
m) <b>Totale somme a disposizione dell'amministrazione</b>	<b>€ 152.266.96</b>

n) **Spese tecniche per la progettazione definitiva ed esecutiva, finanziate dal Ministero dell'interno di concerto con il Ministero dell'economia e delle Finanze del 31/08/2020, compresa cassa al 4% e iva 22%;** **€ 35.880.02**

o) Totale somme finanziate dalla Regione Lombardia Piano l.r. 9/2020 d-g-r. 3671 del 13 ottobre 2020 Programma regionale 2021- 2022 634119.98

**TOTALE COMPLESSIVO € 670.000.00**

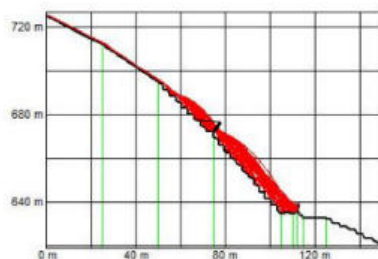
**Il Progettista**

Dott. Ing. Fabio A. Fanetti

## PRINCIPI GENERALI RELATIVI AL TRACCIAMENTO

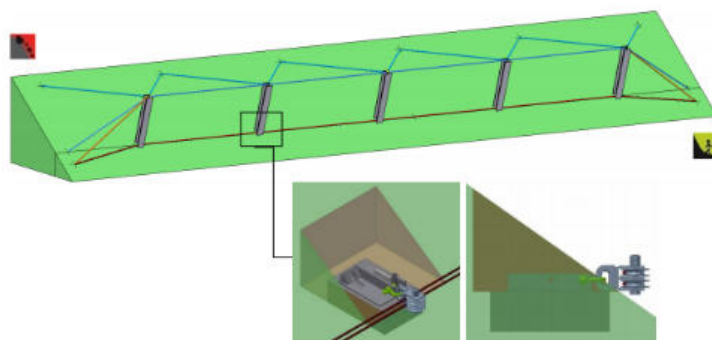
### Posizione della barriera

Per calcolare la posizione ottimale della barriera, sono disponibili collaudati programmi di simulazione. Sono identificati posizionamenti sfavorevoli, con eccessivi dossi o avvallamenti.



### Linea della barriera

E' necessario prevedere una linea della barriera il più orizzontale e dritta possibile. Evitare e correggere il più possibile irregolarità tra i montanti, quali avvallamenti e convessità del terreno.

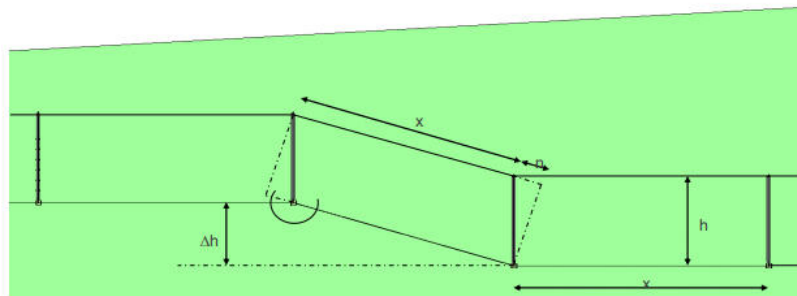


### Posizionamento delle fondazioni

La piastra di base del plinto di fondazione deve essere adattata al terreno in maniera tale che la fune di supporto inferiore resti posizionata vicino al terreno.

I plinti di fondazione devono essere posizionati in maniera tale che la fune di supporto inferiore corra oltre i bordi del plinto stesso, senza venisse danneggiata.

#### Differenza di quote lungo la linea della barriera

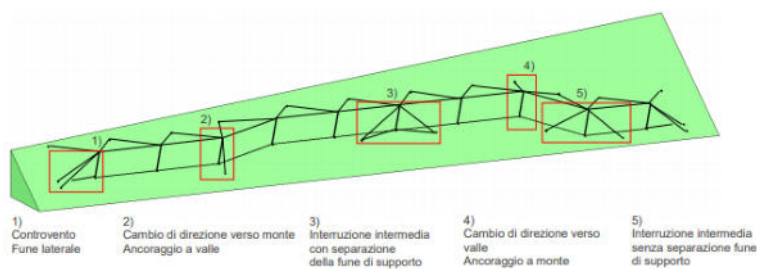


- h:** Altezza della barriera  
**x:** Interasse tra montanti  
**n:** Regolazione della lunghezza della rete  
**Δh:** Differenza di quota tra montanti adiacenti

**Tab. 2**

Interasse tra montanti	6-8 m	8-10 m	10-12 m	
$\Delta h$	< 0.50 m	< 1.00 m	< 1.50 m	Non richiede alcun adattamento
$\Delta h$	> 0.50 m	> 1.00 m	> 1.50 m	E' necessario regolare la rete

#### PRINCIPI GENERALI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DI TRACCIAMENTO



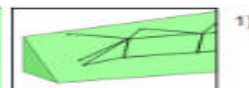
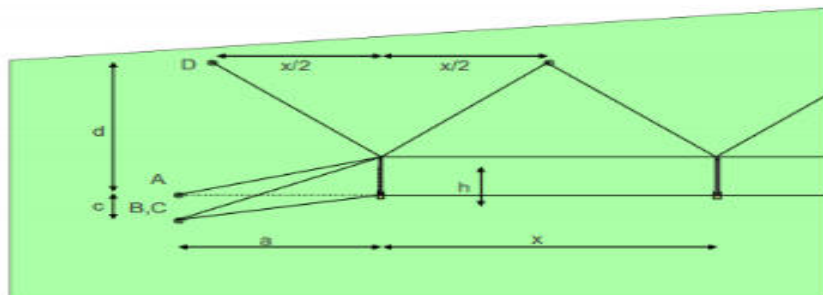
#### Dimensioni di tracciamento standard

Se sono rispettate le dimensioni di tracciamento standard, indicate nelle pagine che seguono, e le rispettive tolleranze dimensionali, la barriera fornita può essere installata senza problemi, assicurando il corretto funzionamento di ogni singolo componente in caso di caduta massi.

#### Adattamento al terreno

Il tipo di terreno potrebbe impedire il rispetto dei parametri standard di tracciamento. Il corretto funzionamento della barriera sarà garantito, anche in questi casi, con una serie di piccole rettifiche alla sezione, o alla lunghezza delle reti, nonché alle funi, o ai montanti, ecc.

# PARAMETRI STANDARD DI TRACCIAMENTO PER UNA LINEA DI BARRIERA DRITTA



## Lunghezza

- h:** Altezza della barriera
- x:** Interasse tra montanti
- a:** cfr Tab.3
- c:** cfr Tab.3
- d:** cfr Tab.3

## Punto di ancoraggio

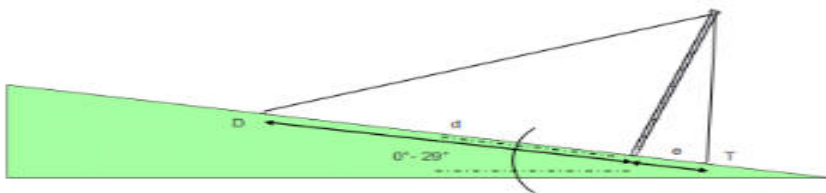
- A:** Fune di supporto superiore
- B:** Fune di supporto inferiore
- C:** Fune laterale
- D:** Controvento

La tabella qui di seguito è valida per versanti con una pendenza di 30°-90°

Dimensioni in metri; Tolleranza dimensionale ± 0,20 m

**Tab. 3**

h	a	c	d	e
3,00	4,50	1,00	5,10	1,50
4,00	6,00	1,30	6,80	2,00
5,00	7,50	1,65	8,50	2,50

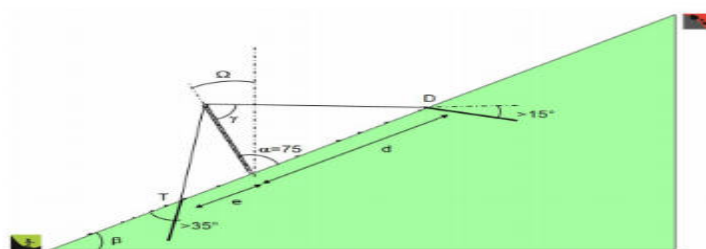


## Lunghezza

- d:** cfr Tab.3
- e:** cfr Tab.3

## Punto di ancoraggio

- D:** Controvento
- T:** Ancoraggio in fune a valle



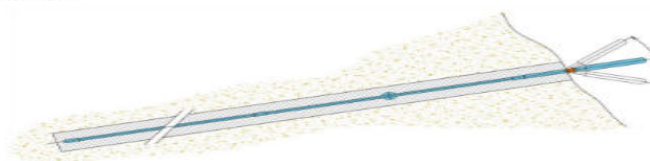
- T:** L'angolo deve essere compreso tra 60° e 85°.
- α:** L'angolazione standard tra pendio e montante è 75°.



L'inclinazione del montante dipende dal pendio, vedi tabella 4.

Per inclinazioni di β < 30° e > 45° è possibile effettuare piccole modifiche nella tracciatura quali la lunghezza dei controventi, l'angolazione tra controvento e inclinazione del montante rispetto alla piastra al suolo, ecc.

I fori per gli ancoraggi in fune sono predisposti nella direzione di trazione con angolo minimo > 15° rispetto al piano orizzontale.



**Tab. 4**

β	Ω
0°-30°	15°
32°	17°
34°	19°
36°	21°
38°	23°
40°	25°
42°	27°
44°	29°
45°	30°