



REGIONE LOMBARDIA - PROVINCIA DI BRESCIA

COMUNE DI PISOGNE

OGGETTO:

MESSA IN SICUREZZA SCARPATA A MONTE DELL'ALBERGO
RIZZI IN LOCALITA' VAL PALOT

CUP: D58H24001150002

COMMITTENTE:

Comune di Pisogne
Viale Vallecamonica 2
25055 - Pisogne - BS

COMMESSA:

L.424.25

ELABORATO:

L.424.25.PE.A.005

DATA:

DICEMBRE 2025

TITOLO:

RELAZIONE DI CALCOLO

SCALA:

doc.

VERSIONE:

DATA

DESCRIZIONE

RED.

VER.

APP.

SPAZIO
RISERVATO
ALL'UFFICIO
TECNICO:

PROGETTO:

TECNICO INCARICATO:

Ing. Luca Vitali

via Mazzini, 12/a 25043 - Breno (Brescia)

tel. 0364.21166 - cell. 3939263222

info@ingvitali.it - www.studioingegneriavitali.it

p.iva 02266370986 - c.f. VTLLGR73S11B149F



IL R.U.P.:

IL SINDACO:

TOLLERANZE:

TUTTE LE MISURE SI INTENDONO +/- 0.01 MT, SE NON DIVERSAMENTE SPECIFICATO



Sommario

1	Premessa.....	2
2	Introduzione	2
3	Modello geotecnico.....	3
4	Caratterizzazione sismica dell'area.....	3
5	Descrizione del metodo di dimensionamento.....	5
6	Dimensionamento.....	11
7	Risultati	12
8	Lunghezza degli ancoraggi.....	14
9	Verifica della sezione d'acciaio dell'ancoraggio	15
10	Lunghezza ancoraggio - Verifica A sfilamento malta – substrato	16
11	Lunghezza ancoraggio – Verifica B sfilamento malta - acciaio	17
12	Conclusioni.....	18
13	Bibliografia	20
14	Disegno di sistema.....	21
15	Scheda tecnica.....	22



1 Premessa

La presente relazione riguarda la verifica di calcolo del sistema di consolidamento di versante che consiste nell'impiego di rete in acciaio ad alta resistenza abbinata ad un anti-erosivo per evitare il dilavamento superficiale, idoneo per scarpate costituite prevalentemente da materiale altamente fratturato in cui è necessario contenere anche le particelle di dimensioni ridotte. La rete sarà corredata di ancoraggi in barra d'acciaio, di cui verrà esposto il dimensionamento nella presente relazione.

In Figura 1 viene riportata la planimetria dell'intervento in cui è evidenziato in rosso la porzione di versante da stabilizzare.

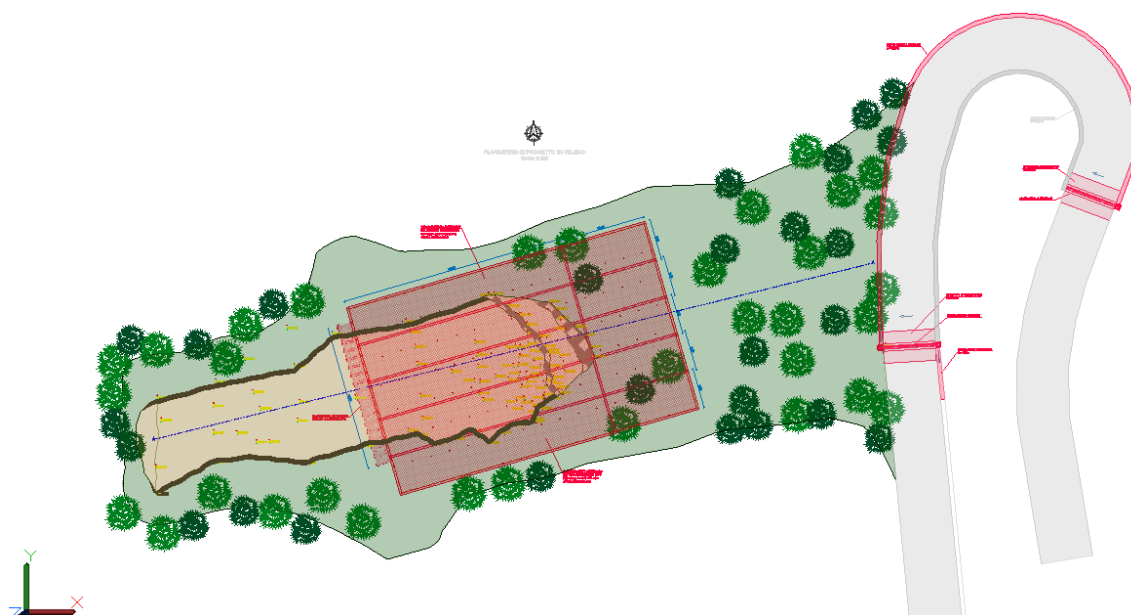


Figura 1. Planimetria intervento

2 Introduzione

A seguito dei sopralluoghi svolti e delle analisi geotecniche effettuate presso la pertinenza delle aree interessate, è apparsa la criticità del versante circa le possibili instabilità 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 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 di merito sulle differenze che intercorrono tra i vari materiali, 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);
- 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 Modello geotecnico

Secondo quanto riportato in relazione geotecnica l'area in esame è stata identificata attraverso due litologie: un livello di circa 1,5 m di depositi (Livello 1) adagiato su di un substrato molto fratturato.

Tipo di terreno:	Livello 1
Spessore t instabile [m]	1.50
Peso volume [kN/m ³]	18.0
Angolo d'attrito [°]	34
Coesione c [kPa]	0
Inclinazione del versante α [°]	50

Tabella 1. Caratterizzazione geotecnica del terreno affiorante

Le analisi di stabilità vengono condotte soltanto sulle possibili instabilità all'interno dello strato superficiale di materiale, si studia quindi la stabilità di uno strato con spessore compreso fino a 1.50 m, in quanto ritenuto realistico delle 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:

- β_s è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, i cui valori dipendono dalla categoria del suolo e dall'accelerazione massima al sito;
- S_S è il fattore di amplificazione per effetto della stratigrafia;
- S_T è il fattore di amplificazione per effetto della topografia;
- a_g è l'accelerazione di picco su roccia affiorante in assenza di effetti topografici (espressa come una parte dell'accelerazione di gravità g);
- W è il peso della massa stessa.

La forza pseudostatica F_V è calcolata come:

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

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

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

$$F_H = k_H \cdot W$$

$$F_V = k_V \cdot W$$

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

Gli stati di verifica d'accordo alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018) e i tempi di ritorno cui essi fanno riferimento sono illustrati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

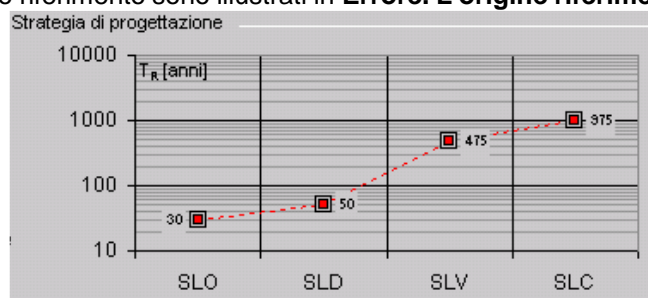


Figura 2. Stati di verifica sismica.

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



Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.034	2.468	0.203
Danno (SLD)	50	0.044	2.468	0.224
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.114	2.453	0.279
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.147	2.466	0.289

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

Nel caso in esame il valore di accelerazione orizzontale di picco su strato roccioso affiorante per un periodo di ritorno di 475 anni (SLV) è pari a 0.114 g.

Nel caso specifico, l'area è classificata nella categoria di sottosuolo E ed in quella topografica T2. Si hanno quindi i seguenti coefficienti sismici:

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
k_h	0.013	0.017	0.052	0.068
k_v	0.007	0.008	0.026	0.034
A_{max} [m/s ²]	0.646	0.825	2.140	2.765
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

Tabella 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 0.052 e un valore di k_V pari a 0.026.

5 Descrizione del metodo di dimensionamento

Per il dimensionamento dell'intervento di consolidamento è stato impiegato un sistema di calcolo che modella la scarpata analizzandone la stabilità superficiale (intesa come scorrimento probabile di uno strato di terreno, o roccia alterata, su un substrato ritenuto stabile) e la stabilità locale (intesa come contenimento delle porzioni dello strato superficiale comprese nel reticolo degli elementi di ancoraggio, normalmente barre in acciaio ad alta resistenza). I meccanismi di rottura suddetti sono graficamente illustrati in Figura 3.

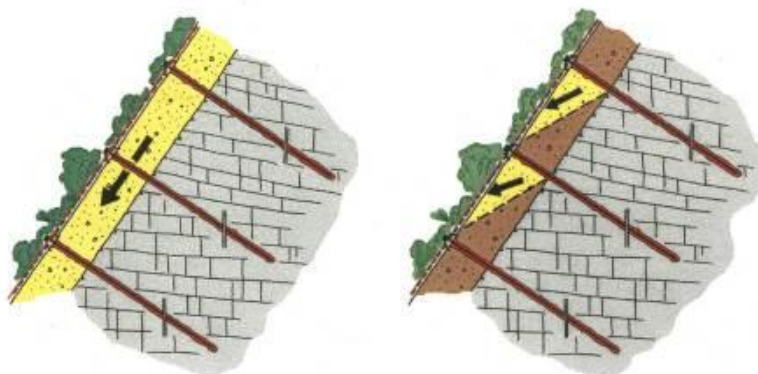


Figura 3. Meccanismi di rottura considerati per il dimensionamento

Il software utilizzato per il dimensionamento – RUVOLUM® di Ruegger e Flum – tiene conto del contributo del rivestimento superficiale del versante nel calcolo della stabilizzazione e/o consolidamento del versante stesso, che avviene per mezzo di ancoraggi strutturali, attivi e passivi.

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 apprezzabile, 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 filo d'acciaio ad alta resistenza di diametro pari a 3 mm e tessuta in maglie romboidali a semplice torsione, ha le seguenti caratteristiche:

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

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

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

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



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

Dove:

- S_d è la forza di taglio calcolata in funzione di V_{dl} (valore di dimensionamento della forza di pre-tensionamento dalla positiva influenza di V);
 - S_{Rred} resistenza degli ancoraggi agli sforzi di taglio;
 - γ_{SR} fattore di sicurezza per la resistenza al taglio degli ancoraggi.
- 2) prova di resistenza della rete contro lo scorrimento del terreno al di sopra delle piastre di ripartizione citate;

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

Dove:

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

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

Dove:

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

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

Dove:

- V_{dl} è il valore di dimensionamento della forza di pre-tensionamento risultante dalla negativa influenza di V (forza di pre-tensionamento);
 - D_R resistenza della rete agli sforzi di punzonamento in direzione dell'ancoraggio;
 - γ_{DR} fattore di sicurezza per la resistenza al punzonamento.
- 5) prova della resistenza dell'ancoraggio sotto l'azione combinata di taglio (data dalla sollecitazione indotta dallo strato instabile) e trazione (data dal pre-carico dell'ancoraggio).

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



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

Dove:

- V_{dII} 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;
- γ_{TR} fattore di sicurezza per la resistenza a trazione dell'ancoraggio;
- S_d forza di taglio calcolata in funzione di V_{dII} ;
- S_{Rred} resistenza dell'ancoraggio agli sforzi di taglio;
- γ_{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 ϕ' e della coesione c' mentre mantiene inalterato il peso di volume γ . Un ulteriore Fattore di Sicurezza parziale ($F_{mod}=1.10$) viene applicato in caso per limitare l'aleatorietà delle assunzioni.

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 4), si ricava l'azione di taglio agente sull'ancoraggio come:

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

Dove:

- G è il peso del corpo in giallo della figura sottostante
- V è il precarico dell'ancoraggio dovuto alla pretensione dello stesso
- Ψ è l'inclinazione degli ancoraggi rispetto all'orizzontale
- γ_{mod} è un fattore di riduzione che tiene conto delle incertezze del modello di calcolo.

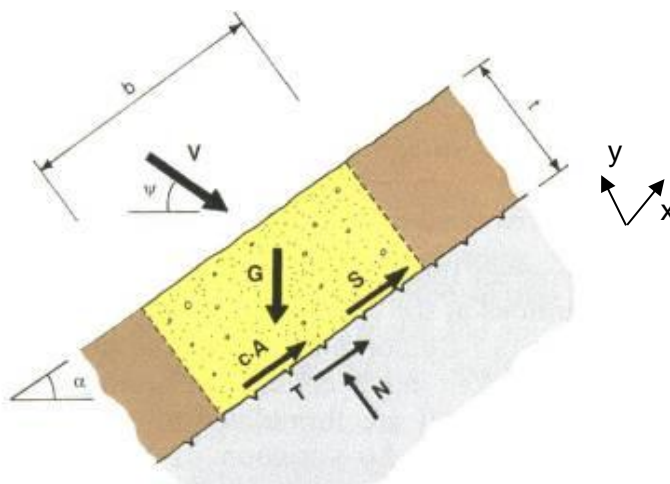


Figura 4. Azione di taglio S sull'ancoraggio (meccanismo di rottura globale).

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

Sono assunti 2 tipi di meccanismi locali di rottura (vedi Figura 5). A sinistra s'ipotizza un meccanismo di rottura che coinvolge un singolo corpo instabile che scivola su una discontinuità avente un'inclinazione β sull'orizzontale. A destra s'ipotizza un meccanismo di rottura locale che coinvolge due corpi, dove il corpo I spinge sul corpo II.

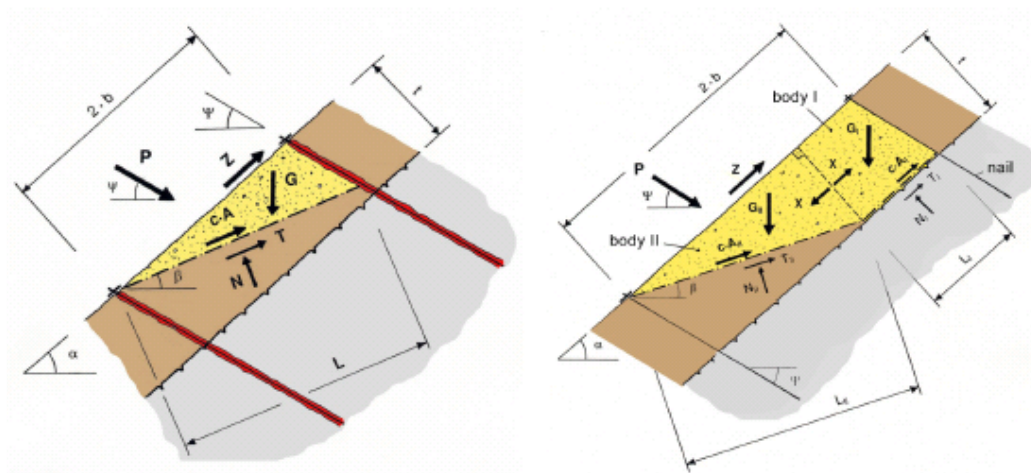


Figura 5. Meccanismi di rottura locale.

In Figura 6 si osserva una vista di fronte del corpo instabile tra gli ancoraggi, e la presenza del cono di pressione (zona stabile). L'angolo δ diminuisce con la consistenza del terreno o roccia.

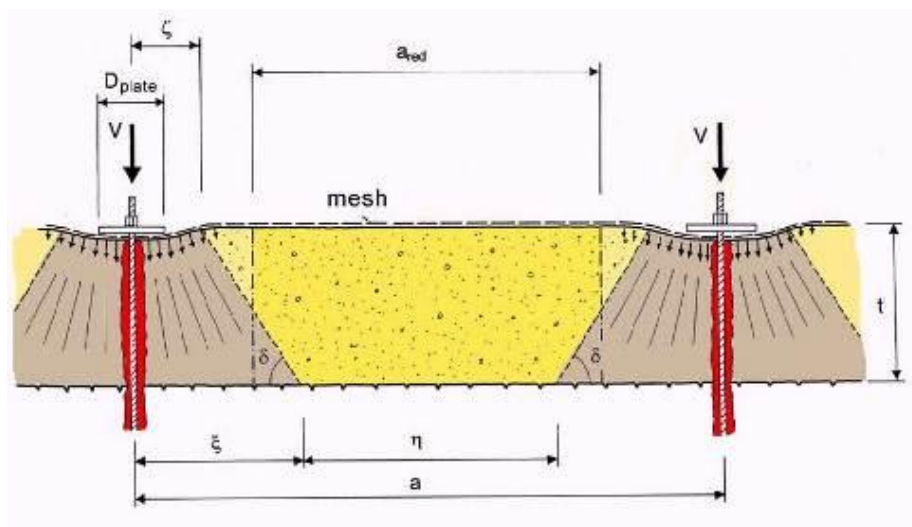


Figura 6. Sezione trasversale del corpo instabile tra gli ancoraggi; cono di pressione attivo.

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

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

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:



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

Dove:

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

$$X = \frac{1}{\gamma_{mod}} \cdot \{G_I \cdot (\gamma_{mod} \cdot \sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \varphi) - c' \cdot A_I\}$$

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

6 Dimensionamento

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

Tipo terreno	Spessore instabile	Inclinazione versante	ϕ_k	c_k	γ	γ_ϕ	γ_c	γ_γ	γ_{mod}	Inclin. Ancor.
[-]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kN/m³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]
Livello 1	1.50	50	34	0	18.0	1,25	1,25	1,00	1,10	25

Tabella 2. Riassunto dei dati di input per il dimensionamento in esame.

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

- Lo spessore t instabile, cioè la profondità della coltre instabile viene valutata considerando una profondità fino a 1.50 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 γ_ϕ , γ_c e γ_γ della tangente dell'angolo d'attrito, della coesione e del peso unitario, rispettivamente, in applicazione dell'Eurocodice 7.
- Gli ancoraggi ipotizzati sono del tipo Gewi con diametro pari a 28 mm. Essi sono stati ipotizzati ad azione passiva con un'inclinazione rispetto l'orizzontale di 25°, 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),

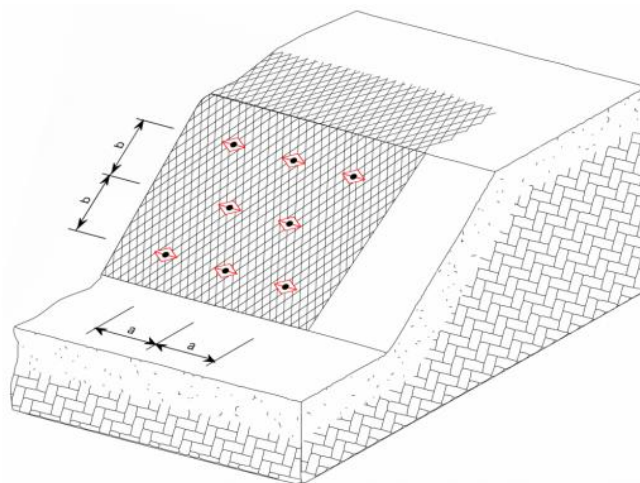


Figura 7. Rappresentazione schematica per l'interpretazione dei risultati.

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

Tipologia di rete	$a = H$	$b = V$	Ancoraggi
$[-]$	$[m]$	$[m]$	$[-]$
TECCOGREEN G65/3	3.00	3.00	Gewi 28 mm

Tabella 3. Riepilogo degli interassi tra ancoraggi.

La rete individuata in fase progettuale, le cui prestazioni di elevata resistenza concorrono al dimensionamento, mobilita nel caso in esame la sua resistenza al taglio nella direzione parallela all'ancoraggio (90 kN) per spessori di meccanismi di rottura locale fino a 1.50 m. Per contro reti più deboli giungerebbero a rottura per spessori di terreno instabile decisamente inferiori, con la conseguenza che per tali reti occorrerebbe, a parità di spessore instabile, realizzare un numero di ancoraggi molto più elevato, con evidente ricaduta negativa sull'aspetto economico del progetto.

Il meccanismo di rottura parallelo al versante è stabilizzato per mezzo di barre in acciaio, grazie alla loro resistenza al taglio e in minor grado al loro pretensionamento. Gli ancoraggi necessari per resistere le azioni combinate di taglio e trazione secondo il meccanismo di instabilità allo scorrimento parallelo al versante sono del tipo GEWI 28 mm.

Degli ancoraggi ipotizzati sono riportati in seguito (vedi



Tabella 4) le resistenze caratteristiche dichiarate dai produttori. I valori di progetto della resistenza a trazione e taglio secondo le Nuove Norme Tecniche risultano dalla applicazione di un fattore di riduzione pari a 1,15 (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.

Tipologia di barra	Snervamento	Area	Res. trazione	Res.taglio
	N/mm ²	mm ²	kN	kN
Gewi 28 mm	500	616	308	178

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

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

Come citato in precedenza, il dimensionamento adotta un sistema di rivestimento delle superfici particolarmente innovativo, i cui punti essenziali sono riassumibili sia nell'elevata resistenza intrinseca del materiale costituente la rete superficiale (filo in acciaio da 1770 N/mm²), sia nelle elevate prestazioni in termini di resistenza alla trazione e 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. Rispettare 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. Mantenere gli ancoraggi in posizione centrata rispetto al foro per mezzo di opportuni dispositivi centratrici;
4. Realizzare gli ancoraggi fino ad 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. Verificare che la boiaccia cementizia sia confezionata con additivi antiritiro e sia sufficientemente fluida per intasare completamente il foro;
6. Pretensionare gli ancoraggi con accortezza 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, viene poi 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 fare ciò si ricalcola il valore di T_D dal software facendo una simulazione impostando gli stessi valori di interasse degli ancoraggi e la stessa tipologia ottenuta e ponendo pari a 1,0 i fattori di sicurezza sui parametri geotecnici.



Il valore di T_D che si ottiene è quello che si utilizza per il calcolo della lunghezza degli ancoraggi e che risulta pari a 112.2 kN.

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

$$F_D \text{ Progetto} = 146 \text{ kN}$$

Vengono effettuate tre differenti verifiche per il dimensionamento degli ancoraggi (vedi Figura 8): della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio malta e dell'interfaccia malta substrato.

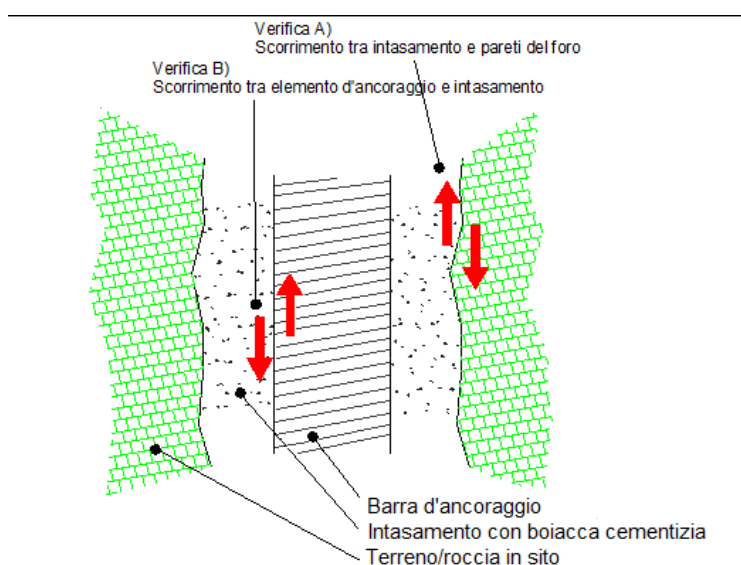


Figura 8. Verifiche rispetto allo sfilamento dell'ancoraggio.

Dati di progetto

Azione di progetto	$F_D = 146 \text{ kN}$
Spessore dello strato	$t = 1.50 \text{ m}$
Diametro di perforazione	$D_{\text{perf}} = 76.5 \text{ mm}$

9 Verifica della sezione d'acciaio dell'ancoraggio

Nella verifica della sezione di acciaio viene valutata 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/mm²;
- A_{barra} è la sezione della barra pari a 616 mm²;
- γ_s è il fattore riduttivo dell'acciaio, pari a 1.15 (secondo NTC 2018).



$$146 \text{ kN} \leq \frac{500 \cdot 616}{1.15 \cdot 1000} = 267.8 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

10 Lunghezza ancoraggio - Verifica A sfilamento malta – substrato

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 (α_s), variabile a seconda della tipologia di terreno;
- τ_{s-m} è il valore di progetto dello sforzo unitario trasmissibile dall'interfaccia considerata, calcolato applicando al valore caratteristico gli opportuni coefficienti di sicurezza;
- γ_R e ξ_{a3} sono i coefficienti di sicurezza da considerare, secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche.

$$D_{\text{perf}} = 76.5 \text{ mm}$$

$\alpha_s = 1$; per il substrato in sito (considerando le tabelle A.I.C.A.P 2012) e nel caso di iniezione in un'unica soluzione.

$$D_s = 76.5 \cdot 1 = 76.5 \text{ mm};$$

$$\tau_{s-m} = 0,40 \text{ N/mm}^2; \quad \text{desunto dalle tabelle A.I.C.A.P 2012 in riferimento alle condizioni del sito.}$$

Il parametro di aderenza malta-substrato 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.

$$\gamma_R = 1,25$$

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:

$$L_A \geq \frac{1.25 \cdot 1.7 \cdot 146}{\pi \cdot 76.5 \cdot 0.40} = 3224 \text{ mm}$$

11 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
- γ_{a-m} è il fattore parziale per l'adesione malta – acciaio
- τ_{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:

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

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 ≤ 32 e pari a $\eta = \frac{(132-\varphi)}{100}$ 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/mm², si ottiene: $\tau_{a-m} = 2,32$ N/mm².

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

$$L_B = \frac{146 \cdot 1.5}{88 \cdot 2.32} = 1072 \text{ mm}$$

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

$$L_1 = \max(L_A; L_B); \text{ per cui } L_1 = 3224 \text{ mm}$$

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

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

Per $\alpha = 50^\circ$ e $\psi = 25^\circ$;

$$L_2 = 1553 \text{ mm}$$

Note le caratteristiche meccaniche dello strato superficiale 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:

$$L = 5.00 \text{ m}$$

possa essere adeguata a 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	5.00

Tabella 5. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.

12 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 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. Inoltre,



l'abbinamento della rete con la geostuoia anti-erosiva migliora il controllo dell'erosione, supportando la crescita della vegetazione oltre a facilitare l'integrazione estetica nel contesto paesaggistico.

La disposizione degli ancoraggi deve seguire tendenzialmente lo schema rappresentato nella Figura 7, 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 letteratura¹.

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

Tipologia di rete	Tipologia ancoraggi	Interasse H ancoraggi	Interasse V ancoraggi	Lunghezza ancoraggi
	[m]	[m]	[m]	[m]
TECCOGREEN®	Gewi 28 mm	3.00	3.00	5.00

Tabella 6. 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 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.

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



13 Bibliografia

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**

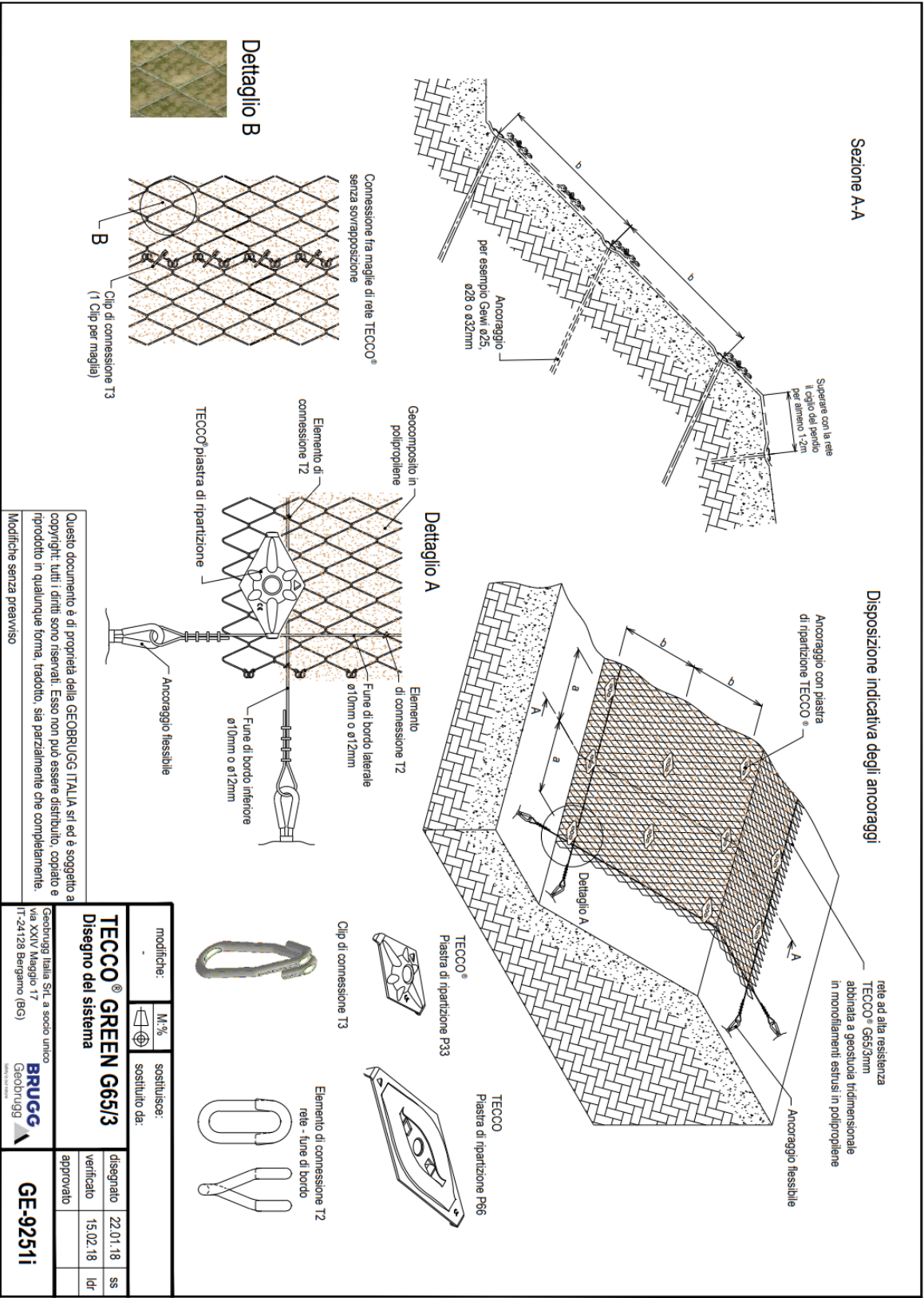
Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti in terreno. 2008. **Bessegghini et al.** GEAM, p. 25-29.

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.**



14 Disegno di sistema





15 Scheda tecnica



DATI TECNICI

Sistema per il controllo dell'erosione / rinverdimento con rete in filo d'acciaio ad alta resistenza TECCO® GREEN G65/3

Il sistema TECCO® GREEN G65/3 per il controllo dell'erosione e per il rinverdimento è l'integrazione tra la rete TECCO® G65/3 in acciaio ad alta resistenza ed una stuoia tridimensionale di monofilamenti di PP. La combinazione di queste due componenti da origine ad un geocomposito molto semplice e rapido da installare, in grado di offrire le condizioni ottimali per il rinverdimento di aree degradate.

TECCO® GREEN
G65/3



Caratteristiche della rete TECCO®		CE European Technical Approval ETA-17/0118
Diametro del filo:	d = 3.0 mm	
Classe di resistenza del filo:	f _t ≥ 1'770 N/mm ²	
Resistenza a trazione longitudinale:	Z ₄ ≥ 150 kN/m*)	
Resistenza a trazione trasversale:	Z ₃ ≥ 55 kN/m*)	
Resistenza a punzonamento:	R _D ≥ 237 kN**)	
Struttura della maglia:	Romboidale 83 x 143 mm (+/- -3%)	
Protezione contro la corrosione:	GEOBRUGG SUPERCOATING A	
Rivestimento:	min. 255 g/m ²	
Proprietà della maglia in PP		
Fibre:	Monofilamenti estrusi	
Spessore del singolo monofilamento:	0.6 mm	
Materiale:	Polipropilene (PP)	
Temperatura di fusion del polimero:	160 °C	
Struttura:	Struttura irregolare	
Colore:	Verde curry ***)	
Spessore:	14 mm	
Rapporto dei vuoti:	> 90 %	
Peso per m ² :	400 g/m ²	
TECCO® GREEN G65/3 rotolo standard		
Ampiezza del rotolo:	b _{Roll} = 3.9 m	
Lunghezza del rotolo:	l _{Roll} = 25.0 m	
Superficie totale del rotolo:	A _{Roll} = 97.5 m ²	
Peso per rotolo:	G _{Roll} = 200 kg	
Diametro del rotolo:	D _{Roll} = circa 0.6 m	

*) Conforme con EAD 230025-00-0106 e in riferimento al test report 01/2014TÜV Rheinland LGA con piastre P33

**) Conforme a test secondo UNI 11437

***) Leggere variazioni di colore sono normali e non possono essere considerate come difetti di prodotto

Sebbene non garantiti, questi risultati frutto delle migliori nostre conoscenze, offrono una veritiera ed accurata documentazione delle performance dei prodotti. È riservato il diritto di modificare le specifiche del prodotto senza preavviso.

Le cadute di massi, gli scossoni, le colate di fango o di detrito e le valanghe sono eventi naturali sporadici non prevedibili. La causa scatenante può essere di origine umana (edificazioni,...) o naturale (clima, terremoti,...). L'incolumità delle persone e delle cose, essendo molteplici ed imprevedibili le cause dirompenti, non può essere garantita solo facendo affidamento alle conoscenze scientifiche. Procedimenti di calcolo ingegneristici che fanno riferimento a parametri noti e la messa in sicurezza di zone a rischio, riducono considerevolmente il pericolo. Regolari interventi di controllo e manutenzione delle opere di protezione sono però indispensabili per garantire lo standard di protezione il cui degrado può essere causato da impatti di massi o piante, dalla corrosione degli agenti atmosferici aggressivi o da manomissioni.

L1_TECCO GREEN G65_3_TechData_191111_it_SUPERCOATING A.docx

Modifiche senza preavviso.