



**LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DELLA STRADA COMUNALE  
CARNIA-TUGLIEZZO – 2° LOTTO  
INTERVENTO INTEGRATIVO  
(FRANA PAI n. 0301310200)  
CUP: I47H23001570002**

---

**PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA**

---

RELAZIONE DI CALCOLO  
RELAZIONE SUI MATERIALI  
RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA  
RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI  
GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI  
PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

---

## INDICE

<b>1. GENERALITÀ</b>	4
<b>2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b>	5
<b>3. RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI</b>	6
3.1. ACCIAIO PER C.A.	6
3.2. ACCIAIO DA COSTRUZIONE	6
3.3. CHIODATURE GEOCOMPOSITO E PANNELLI IN FUNE	6
3.4. MICROPALI IN BARRE BARRIERA PARAMASSI	7
3.5. ANCORAGGI IN TREFOLI BARRIERA PARAMASSI	7
3.6. COLLEGAMENTI BULLONATI	7
3.7. COLLEGAMENTI SALDATI	8
<b>4. IPOTESI DI CALCOLO</b>	9
<b>5. RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA</b>	10
<b>6. RELAZIONE GEOTECNICA</b>	11
6.1. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO CHIODATURE GEOCOMPOSITO	13
6.2. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO MICROPALI BARRIERA PARAMASSI	14
6.3. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO TREFOLI BARRIERA PARAMASSI	15
<b>7. DATI DI CALCOLO PER GLI ANCORAGGI DELLA BARRIERA PARAMASSI</b>	17
<b>8. ANALISI DEI CARICHI GEOCOMPOSITI E PANNELLI IN FUNE</b>	18
8.1. AZIONI PERMANENTI	18
8.1.1. Peso proprio degli elementi strutturali	18
8.2. DEFORMAZIONI IMPRESSE	18
8.2.1. Variazioni termiche differenziali	18
8.2.2. Cedimenti vincolari	18
8.3. AZIONI VARIABILI	18
8.3.1. Azioni dovute alla neve	18
8.4. AZIONI DOVUTE AL SISMA	18
<b>9. ANALISI STRUTTURALE GEOCOMPOSITI E PANNELLI IN FUNE</b>	20
9.1. SEZIONE T1	24
9.1.1. Dati di input	24
9.1.2. Verifiche strutturali	25
9.2. SEZIONE T2	26
9.2.1. Dati di input	26
9.2.2. Verifiche strutturali	27
9.3. CONCLUSIONI	27
<b>10. GIUDIZIO MOTIVATO</b>	28
<b>11. PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE</b>	30
11.1. RETI IN ADERENZA E ANCORAGGI	30
11.1.1. Anomalie riscontrabili	30
11.1.2. Controlli da eseguire	30
11.1.3. Manutenzioni su base di controllo	31

11.2. BARRIERA PARAMASSI .....	32
11.2.1. Anomalie riscontrabili .....	32
11.2.2. Controlli da eseguire .....	32
11.2.3. Manutenzioni su base di controllo.....	33
11.3. CONTROLLI IN SEGUITO AD EVENTO SISMICO .....	34
<b>12. CERTIFICAZIONI BARRIERA MACCAFERRI RB 3000 .....</b>	<b>35</b>

## 1. GENERALITÀ

La presente Relazione riguarda la progettazione e la verifica di rinforzi corticali di pareti rocciose tramite geocompositi o pannelli in fune d'acciaio e degli ancoraggi di una barriera paramassi, previsti all'interno del progetto "Lavori di messa in sicurezza della strada comunale "Stazione di Carnia-Tugliezzo – 2° Lotto" presso il comune di Venzone, intervento integrativo (frana PAI n. 0301310200)" CUP: I47H23001570002, in comune di Venzone (Ud).

La relazione, unica, comprende al suo interno i capitoli previsti anche da Norma e relativi alla parte geotecnica e di modellazione sismica, oltre che di dimensionamento strutturale.

In base al PAI del bacino idrografico del fiume Tagliamento e dai sopralluoghi effettuati dal Servizio Geologico, si è rilevata una situazione di potenziale pericolo di rilascio di massi e detriti da affioramenti rocciosi e pareti rocciose presenti lungo la strada comunale per la località Tugliezzo. Tra i siti segnalati, l'intervento in oggetto si attua come integrazione di quello urgente già in corso nella zona segnalata dal comune di Venzone, riguardo una parete rocciosa a monte strada sita in sponda idrografica destra del rio Tugliezzo, alle coordinate 46° 22' 43.327" N; 13° 8' 33.986" E (WGS84).

L'intervento prevede l'integrazione del rinforzo corticale del progetto originario con la posa in opera di rete armata, geocomposito metallico tipo SteelGrid 50HR o equivalente, su parete con pendenze comprese tra i 55° e i 70° su un'area adiacente a quella dell'intervento originale, per una superficie aggiuntiva di circa 780mq. Inoltre, si prevede anche la posa di pannelli in fune metallica, tipo HEA Panels 300 o equivalente, per rinforzo corticale di un area di circa 54mq (3 pannelli 6x3m) con pendenze di circa 75° in una nuova zona di intervento. Il geocomposito ed i pannelli in fune sono vincolati alla parete rocciosa tramite chiodature in barre metalliche, tipo GEWI diametro 32mm o equivalenti, ancorate per almeno 2.85m per il geocomposito e per almeno 3.85m per i pannelli in fune con perforazioni di diametro 76mm.

Ulteriore integrazione è data dall'installazione di una barriera paramassi ad alta resistenza a protezione della strada da possibili cadute nella zona di uscita dalla galleria presente a valle dell'area dell'intervento originario. La barriera identificata è del tipo Maccaferri RB 3000 o equivalente, capace di resistere all'urto di un corpo roccioso con energia cinetica pari a 3000kJ, avente altezza di circa 5.0m per una lunghezza di circa 32.0m. L'intervento va a sostituire il compito di protezione di una vecchia barriera rigida presente a bordo strada, della quale si eliminano le sommità aggettanti sulla strada, in quanto non più utili.

Si ricorda che, per quanto attiene alle barriere paramassi di tipo passivo, la Norma prevede la certificazione CE delle stesse conseguentemente a quanto prescritto dalla ETAG 27, quindi possono essere posizionate solo barriere certificate. La stessa certificazione individua le procedure per garantire la classe di dissipazione energetica prevista da progetto, quindi il complesso di strutture costituente la barriera paramassi nel suo specifico non è oggetto di dimensionamento strutturale ma semplicemente di certificato di idoneità; la verifica strutturale della barriera viene assicurata da apposite prove di crash test.

Le strutture vengono analizzate adottando un'azione sismica di dimensionamento pari ad una vita nominale di 50 anni e una classe d'uso II, in accordo con quanto disposto dal punto 2.4.2. del D.M. 17/01/2018 ([...] *reti viarie non ricadenti in Classe d'Uso III o IV [...]*).

Alla presente relazione sono allegate le tavole strutturali di progetto, alle quali si rimanda per una descrizione più completa e dettagliata delle opere strutturali previste.

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La presente relazione è redatta in conformità alle seguenti Leggi e Normative:

1. L. 5 novembre 1971 n. 1086 - “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
2. L. 2 febbraio 1974 n. 64 - “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
3. Deliberazione della G.R. 01/08/2003 n° 2325 - “Recepimento dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003 in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
4. UNI EN 1991-1 - Eurocodice 1 “Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 1: basi di calcolo”.
5. UNI EN 1992-1 - Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo”.
6. UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 “Progettazione Geotecnica - Parte 1: regole generali”.
7. UNI EN 1998-5 - Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
8. Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 - “Norme tecniche per le costruzioni”.
9. Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 21 gennaio 2019 n° 7 - “Istruzioni per l’applicazione dello Aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>> di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018”.

### 3. RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI

Di seguito vengono elencate le caratteristiche tecniche e i requisiti richiesti per i materiali da impiegare nelle opere in progetto.

#### 3.1. ACCIAIO PER C.A.

Per le armature si prevede l'impiego di un acciaio in barre del tipo:

B450C

come definito al punto 11.3.2.1. del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 - "Norme Tecniche per le Costruzioni", che soddisfi le seguenti condizioni ed i seguenti rapporti minimi:

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \geq 450/1.15 = 391.3 \text{ MPa}$
Rapporto sulla tensione di snervamento:	$(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1.25$
Rapporto rottura/snervamento:	$1.15 \leq (f_t / f_y)_k < 1.35$

dove  $f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$ .

#### 3.2. ACCIAIO DA COSTRUZIONE

Per i profilati e il piastrame della carpenteria metallica si impiega un acciaio tipo:

S 235 UNI EN 10025

come definito al punto 11.3.4.1. del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 - "Norme Tecniche per le Costruzioni", che soddisfi le seguenti condizioni e i seguenti rapporti minimi:

Tensione di rottura a trazione:	$f_t \geq 430 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento:	$f_y \geq 235 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo:	$f_d = f_y / \gamma_M \geq 235/1.05 = 223.8 \text{ MPa}$

Grado di resilienza minimo: J2

#### 3.3. CHIODATURE GEOCOMPOSITO E PANNELLI IN FUNE

Per le chiodature del geocomposito e dei pannelli in fune si impiega un acciaio in barre con le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di rottura:	$f_{ptk} = 550 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{pyk} = 500 \text{ MPa}$
Modulo elastico acciaio:	$E_s = 210000 \text{ MPa}$

L'iniezione delle chiodature, verrà eseguita con malta cementizia di classe di resistenza minima C32/40, con resistenza cubica caratteristica a 28 giorni:

$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$

realizzata in base alle prescrizioni di cui alla classe di esposizione **XC2** UNI EN 206-1 con cemento tipo 425 Pozzolanico e con additivo antiritiro tipo MasterRoc FLC 100 o equivalente in dosaggio del 6% sul peso di cls.

### 3.4. MICROPALI IN BARRE BARRIERA PARAMASSI

Per gli ancoraggi dati da micropali in barre della barriera paramassi si impiega un acciaio in barre (acciaio da precompressione) con le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di rottura:	$f_{ptk} = 1050 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{pyk} = 950 \text{ MPa}$
Modulo elastico acciaio:	$E_s = 210000 \text{ MPa}$

conforme alle caratteristiche previste dal punto 11.3.3 del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 - “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

L'iniezione verrà eseguita con pasta di cemento (boiaccia cementizia) così costituita:

- cemento tipo 325 pozzolanico;
- additivo antiritiro (minimo 3% del peso cemento)
- rapporto A/C = 0,5 (dosaggio di circa 10 q.li/m<sup>3</sup> di cemento);

o equivalente, per raggiungere una resistenza cubica minima caratteristica a 28 gg.:

$$R_{ck} \geq 30 \text{ MPa.}$$

### 3.5. ANCORAGGI IN TREFOLI BARRIERA PARAMASSI

Per gli ancoraggi in trefoli della barriera paramassi si impiega acciaio in trefoli (acciaio stabilizzato a basso rilassamento) delle seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di rottura:	$f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$
Modulo elastico acciaio:	$E_s = 200000 \text{ MPa}$
Allungamento sotto carico massimo	$A_{gt} \geq 3.5$

conforme alle caratteristiche previste dal punto 11.3.3 del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 - “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

L'iniezione verrà eseguita con pasta di cemento (boiaccia cementizia) così costituita:

- cemento tipo 325 pozzolanico;
- additivo antiritiro (minimo 3% del peso cemento)
- rapporto A/C = 0,5 (dosaggio di circa 10 q.li/m<sup>3</sup> di cemento);

o equivalente, per raggiungere una resistenza cubica minima caratteristica a 28 gg.:

$$R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$$

### 3.6. COLLEGAMENTI BULLONATI

Si prevedono connessioni bullonate composte da viti di classe minima 8.8 conformi a quanto previsto al punto 11.3.4.6 del Decreto Ministeriale delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 – “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

### **3.7. COLLEGAMENTI SALDATI**

Conformi al punto 11.3.4.4 del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 – “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

#### 4. IPOTESI DI CALCOLO

Le azioni sulle strutture vengono cumulate secondo le condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche.

Il calcolo viene condotto con i metodi della scienza delle costruzioni, basati sull'ipotesi dell'elasticità dei materiali. Le strutture di progetto sono costituite da geocompositi in rete di acciaio, barriera paramassi in acciaio, pannelli in fune di acciaio e ancoranti (chiodature, micropali e trefoli) per fondazioni profonde, ai quali viene affidato il compito di resistere alle sollecitazioni verticali e orizzontali dovute ai carichi permanenti ed accidentali oltre che alle forze orizzontali e verticali generate dall'azione sismica.

Le verifiche geotecniche sono state condotte seguendo i criteri dell'ingegneria geotecnica (in particolare secondo il metodo dei "coefficienti di sicurezza parziali" applicato all'ingegneria geotecnica come introdotto al punto 6.2.4 del D.M. 17/1/2018, "Norme Tecniche per le Costruzioni" e dall'Eurocodice 7 "Progettazione Geotecnica" - UNI EN 1997-1).

Per quanto riguarda l'analisi delle struttura di sostegno di progetto, le principali verifiche strutturali e geotecniche agli SLU vengono condotte seguendo l'**Approccio 2** indicato nel D.M. 17/01/2018, che prevede una combinazione di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1), per i parametri geotecnici e la resistenza dei materiali (M1) e per la resistenza globale del sistema (R3).

Per quanto riguarda la "vita nominale" dell'opera e la "classe d'uso" della stessa (punto 2.4 del D.M. 17 gennaio 2018), la struttura che non interessa in alcun modo viabilità, infrastrutture o fabbricati strategici o rilevanti può essere catalogata nelle "*reti viarie non ricadenti in Classe d'Uso III o IV*"; perciò si adotta **vita nominale  $V_N$**  pari a **50 anni** e una **classe d'uso II**.

## 5. RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA

La struttura in progetto viene realizzata in Comune di Venzone (Ud), inserito in zona sismica denominata “Zona 1” dalla Deliberazione della Giunta Regionale del Friuli Venezia Giulia del 06/05/2010 n° 845.

La “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

La struttura in esame presenta le seguenti caratteristiche necessarie per determinare gli spettri sismici di risposta in accelerazione:

- coordinate del sito: Lat. 46.379496 - Long. 13.144092
- vita nominale dell’opera: 50 anni
- classe d’uso dell’opera: II
- categoria del sottosuolo: A
- categoria topografica: T2

L’adozione di una **vita nominale dell’opera di 50** anni è conforme al disposto della tabella 2.4.I del D.M. 17/01/2018 (“Opere ordinarie ...”), trattandosi di una strada comunale non di importanza strategica e non inserita nei piani di emergenza comunali.

L’adozione di una **classe d’uso II** è l’ipotesi di progetto adottata anch’essa in quanto strada comunale non di importanza strategica ed in accordo con il punto 2.4.2. del D.M. 17/01/2018.

L’adozione di una **categoria del sottosuolo “A”**, congruentemente con quanto indagato della dr. geol. Maria Nagostinis di Tolmezzo e riassunto nella “Relazione Geologica”, è conforme al disposto della tabella 3.2.II del D.M. 17/01/2018 (“*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche scadenti con spessore massimo pari a 3 m*”).

L’adozione di una **categoria topografica T2** è conforme al disposto della tabella 3.2.III del D.M. 17/01/2018 (“Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$ ”), trattandosi di un pendio con inclinazione media superiore a  $15^\circ$ . In particolare, le opere sono posizionate poco al disopra della base del pendio, per cui si può assumere un decremento lineare del coefficiente 1.20 della categoria assegnata fino ad un valore di 1.05.

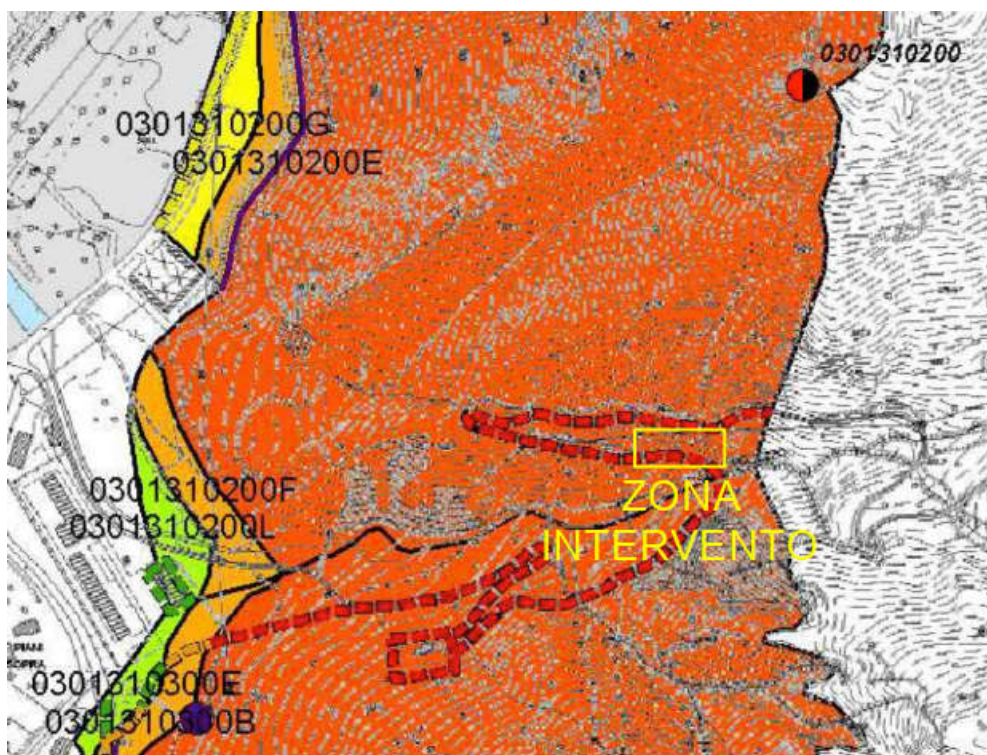
I parametri sismici che ne derivano, da prendere in considerazione come base per il calcolo, conformemente a quanto previsto dal punto 3.2 del D.M. 17/01/2018, sono:

	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$	$T^*c$
SLO	30	0.064	2.503	0.239
SLD	50	0.088	2.448	0.255
SLV	475	0.249	2.412	0.329
SLC	975	0.337	2.406	0.348

## 6. RELAZIONE GEOTECNICA

L'intervento in progetto è localizzato lungo un tratto della strada comunale Carnia-Tugliezzo, in comune di Venzone (UD).

Per quanto riguarda vincoli idrogeologici e di possibili fenomeni valanghivi, l'area rientra in zona P4 del P.A.I. del bacino idrografico del fiume Tagliamento, con riferimento alla fenomeno franoso 0301310200, di cui si riporta un estratto successivamente. Per quanto riguarda i fenomeni valanghivi invece, questi possono interessare sembrano poter interessare l'area posta prima dell'intervento, dove sono già state realizzate una galleria ed una barriera paramassi, mentre non sembra possano interessare direttamente l'area in esame.



Estratto P.A.I. bacino idrografico fiume Tagliamento (Tav. 1 di 4)

Nell'area in esame, come riassunto dall'allegata "Relazione Geologica" a firma della dr. geol. Maria Nagostinis di Tolmezzo sono state rilevate due possibili unità litotecniche rocciose caratterizzate entrambe da uno strato superficiale fratturato ed uno strato profondo integro di dolomia, differenziate dal grado di fratturazione dello strato superficiale. Le indagini hanno identificato uno strato di alterazione di spessore pari ad 1.0m.

### Unità litologica 1: strato roccioso intensamente fratturato

Peso di volume: .....  $\gamma$  = 27.0 kN/m<sup>3</sup>

Resistenza a compressione: .....  $\sigma$  = 21.0 MPa

Spessore fessurato instabile: ..... s = 1.0 m

Resistenza a compressione delle fratture:..... JCS = 21.0 MPa

Rugosità delle fratture: ..... JRC = 6

Unità litologica 2: strato roccioso fratturato

Peso di volume: .....	$\gamma$	= 27.0 kN/m <sup>3</sup>
Resistenza a compressione: .....	$\sigma$	= 38.0 MPa
Spessore fessurato instabile: .....	s	= 1.0 m
Resistenza a compressione delle fratture:.....	JCS	= 38.0 MPa
Rugosità delle fratture: .....	JRC	= 5

Le caratteristiche del materiale roccioso, l'inclinazione caratteristica del pendio rispetto all'orizzontale e quella delle fessure dello strato alterato possono venire divise in tre determinate sezioni tipo, a seconda anche del tipo di rinforzo corticale che si va ad effettuare.

Sezione T1:

Rinforzo corticale:.....	geocomposito tipo SteelGrid HR50 o equivalente	
Unità litologica: .....	UL1	
Inclinazione caratteristica pendio: ...	70°	
Inclinazione media fratture: .....	50°	

Sezione T2:

Rinforzo corticale:.....	pannelli in fune tipo HEA 300 o equivalente	
Unità litologica: .....	UL2	
Inclinazione caratteristica pendio: ...	75°	
Inclinazione media fratture: .....	30°	

La lunghezza delle barre di chiodatura, inclinate di 10° rispetto alla normale al pendio (80° rispetto alla superficie), consente un ancoraggio nella stratificazione rocciosa per almeno 2.85m per le zone rinforzate con geocomposito (sezioni T1) e per almeno 3.85m per le zone rinforzate con fune di acciaio (sezione T2). La soluzione progettuale apporta un miglioramento alla stabilità dell'ammasso litoide fratturato in quanto i geocompositi ed i pannelli in fune d'acciaio, adeguatamente chiodati, preservano dall'eventualità di una instabilità di pendio degli strati più superficiali.

Per quanto riguarda invece la barriera paramassi, la lunghezza dei micropali di base consente un ancoraggio nella stratificazione rocciosa per almeno 4.50m per quelli in compressione verticali e per almeno 7.0m per quelli in trazione inclinati di 30° sulla verticale. La lunghezza dei trefoli degli ancoraggi laterali e di monte, con inclinazioni variabili rispetto al pendio, garantisce sempre un ancoraggio nella stratificazione rocciosa di almeno 4.50m per ogni tipologia.

Ai fini della valutazione delle azioni sismiche, ai sensi di quanto previsto al punto 3.2.2. del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 - "Norme Tecniche per le Costruzioni", il terreno di fondazione viene catalogato, in conformità a quanto assunto in sede di Relazione Geologica, come di categoria A.

Per il calcolo dell'ancoraggio delle chiodature del geocomposito e dei pannelli in fune e dei micropali e trefoli della barriera paramassi (punto 6.2.2. D.M. 17/01/2018 - "Norme Tecniche per le Costruzioni"), si assume per gli strati litoidi di base (roccia tipo dolomia principale) il seguente parametro di resistenza tangenziale caratteristica minima (estremamente cautelativo):

Tensione tangenziale caratteristica: .....  $\tau_{s,k} = 0.45 \text{ MPa}$

dove, in conformità con quanto riportato al punto 6.2.4.1.2., il valore di tensione caratteristica è già afflitto del coefficiente parziale  $\gamma_{tR} = 1.25$ .

### 6.1. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO CHIODATURE GEOCOMPOSITO

Le chiodature di fondazione previste per il geocomposito sono ancorate all'interno della stratificazione litoide di base per almeno 2.85m nella sezione T1 e per almeno 3.85m nella sezione T2. In tutte le combinazioni di calcolo le chiodature sono sempre soggette a sforzi di taglio e di trazione; perciò, si riporta in particolare il calcolo della capacità portante a trazione per sfilamento, escludendo cautelativamente il contributo della parte di barra immersa nello strato litoide non fessurato superficiale (spessore 1.0m). Le caratteristiche generali delle chiodature di progetto sono il diametro di perforazione di 76mm, l'armatura tubolare in barra piena  $\phi 32\text{mm}$ , l'interasse trasversale e longitudinale di 3.00m.

Dalle analisi del software di calcolo condotte sulla chiodatura, gli sforzi di trazione massimi che devono essere ripresi per le tre sezioni sono pari a:

$$N_{T1} = 35.3 \text{ kN}$$

$$N_{T2} = 70.0 \text{ kN}$$

La lunghezza minima di ancoraggio delle chiodature nel terreno di base in cui si intesta con un'inclinazione di  $10^\circ$  rispetto alla normale, dipende dai due parametri di seguito specificati:

#### Aderenza acciaio - malta di iniezione:

$$L_{Amin} = N_T / (d \cdot \pi \cdot f_{bd} \cdot \gamma \cdot \delta)$$

dove:

$N_T$  sforzo di progetto sul tirante

$d = 32 \text{ mm}$  diametro barra

$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot [0.7 \cdot 0.3 \cdot (0.83 \cdot R_{ck})^{2/3}] / 1.50 = 3.124 \text{ MPa}$  (riferito a  $R_{ck} = 40\text{MPa}$ )

$\gamma = 1.5$  coefficiente dipendente dallo stato delle superfici

$\delta = 1.0$  coefficiente dipendente dal numero di trefoli elementari o barre

#### Aderenza terreno - malta di iniezione:

$$L_{Bmin} = N_T / (D \cdot \pi \cdot \tau_T)$$

dove:

$D = 76 \text{ mm}$  diametro della perforazione

$\tau_T = 0.45 \text{ MPa}$  tensione tangenziale limite di aderenza malta-terreno

Dai risultati ottenuti, applicando alla lunghezza di ancoraggio dipendente dai parametri geotecnici ( $L_{Bmin}$ ) determinata, i fattori di correlazione per la derivazione della resistenza caratteristica dalle prove geotecniche  $\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1.80$  e il valore del coefficiente parziale per la resistenza degli ancoraggi  $\gamma_{Ra,p} = 1.20$ , come definiti al punto 6.6.2 del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 - "Norme Tecniche per le Costruzioni", si ottiene la lunghezza minima di progetto dell'ancoraggio:

$$L_{\min,T1} = 1.80 \cdot 1.20 \cdot L_{B\min} = 70.9 \text{ cm}$$

$$L_{\min,T2} = 1.80 \cdot 1.20 \cdot L_{B\min} = 140.6 \text{ cm}$$

Tale valore è il più cautelativo per la determinazione della lunghezza minima di ancoraggio (le lunghezze di ancoraggio per aderenza acciaio-malta sono afflitte solo dal coefficiente parziale  $\gamma_{Ra,p} = 1.20$  e quindi non sono dimensionanti).

Si prescrive una lunghezza di ancoraggio del bulbo di fondazione del tirante non inferiore a 75cm per le chiodature del rinforzo in geocomposito (sezioni T1) e non inferiore a 150cm per le chiodature del rinforzo in pannelli di fune d'acciaio (sezione T2). Si ricorda in ogni caso che la lunghezza di ancoraggio del tirante dovrà essere verificata, come previsto dal punto 6.6.4 del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 – “Norme Tecniche per le Costruzioni”, da prove di carico in situ.

## 6.2. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO MICROPALI BARRIERA PARAMASSI

Gli ancoraggi di fondazione previsti alla base della barriera paramassi in micropali presentano una lunghezza di ancoraggio all'interno della stratificazione litoide di base di almeno 4.50m per le barre in compressione frontali verticali e di almeno 7.0m per le barre in trazione posteriori inclinate di 30°. Si procede calcolando la lunghezza minima escludendo cautelativamente il contributo della parte di barra immersa nello strato litoide non fessurato superficiale (spessore 1.0m). Le caratteristiche generali degli ancoraggi di progetto sono il diametro di perforazione di 114mm e l'armatura tubolare in barra piena rispettivamente  $\phi 32\text{mm}$  e  $\phi 26.5\text{mm}$ .

Dai risultati dei test della barriera fornito dal produttore nell'ambito della certificazione CE del prodotto (si veda Capitolo seguente e allegati alla presente relazione), si hanno i seguenti valori massimi a compressione dei micropali anteriori,  $N_c$ , e a trazione dei micropali posteriori  $N_T$  (nell'ipotesi cautelativa in cui i primi riprendono totalmente l'azione di compressione alla base dei montanti della barriera e che i secondi riprendano a trazione l'intera componente di taglio):

$$N_c = 263 \text{ kN}$$

$$N_T = 412 \text{ kN}$$

La lunghezza minima di ancoraggio dei micropali nel terreno di base in cui si intestano, dipende dai due parametri di seguito specificati:

### Aderenza acciaio - malta di iniezione:

$$L_{A\min} = N / (d \cdot \pi \cdot f_{bd} \cdot \gamma \cdot \delta)$$

dove:

$N$  sforzo di progetto sul micropalo

$d = 26.5 \div 32 \text{ mm}$  diametro barra

$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot [0.7 \cdot 0.3 \cdot (0.83 \cdot R_{ck})^{2/3}] / 1.50 = 2.578 \text{ MPa}$  (riferito a  $R_{ck} = 30\text{MPa}$ )

$\gamma = 1.5$  coefficiente dipendente dalla stato delle superfici

$\delta = 1.0$  coefficiente dipendente dal numero di trefoli elementari o barre

**Aderenza terreno - malta di iniezione:**

$$L_{Bmin} = N / (D \cdot \pi \cdot \tau_T)$$

dove:

$$D = 114 \text{ mm} \quad \text{diametro della perforazione}$$

$$\tau_T = 0.45 \text{ MPa} \quad \text{tensione tangenziale limite di aderenza malta-terreno}$$

Dai risultati ottenuti, applicando alla lunghezza di ancoraggio dipendente dai parametri geotecnici ( $L_{Bmin}$ ) determinata, i fattori di correlazione per la derivazione della resistenza caratteristica dalle prove geotecniche  $\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1.80$  e il valore del coefficiente parziale per la resistenza degli ancoraggi  $\gamma_{Ra,p} = 1.20$ , come definiti al punto 6.6.2 del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 - “Norme Tecniche per le Costruzioni”, si ottiene la lunghezza minima di progetto dell’ancoraggio:

$$L_{min,Nc} = 1.80 \cdot 1.20 \cdot L_{Bmin} = 352 \text{ cm}$$

$$L_{min,Nt} = 1.80 \cdot 1.20 \cdot L_{Bmin} = 552 \text{ cm}$$

Tale valore è il più cautelativo per la determinazione della lunghezza minima di ancoraggio (le lunghezze di ancoraggio per aderenza acciaio-malta sono afflitte solo dal coefficiente parziale  $\gamma_{Ra,p} = 1.20$  e quindi non sono dimensionanti).

Si prescrive una lunghezza di ancoraggio del bulbo di fondazione del tirante non inferiore a 450cm per i micropali frontali in compressione verticali e non inferiore a 700cm per i micropali posteriori in trazione inclinati di 30° sulla verticale. Si ricorda in ogni caso che la lunghezza di ancoraggio del tirante dovrà essere verificata, come previsto dal punto 6.6.4 del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 – “Norme Tecniche per le Costruzioni”, da prove di carico in situ.

**6.3. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO TREFOLI BARRIERA PARAMASSI**

Gli ancoraggi di fondazione previsti a lato e a monte della barriera paramassi in trefoli presentano una lunghezza di ancoraggio all’interno della stratificazione litoide di base di almeno 4.50m. Si procede calcolando la lunghezza minima escludendo cautelativamente il contributo della parte di barra immersa nello strato litoide non fessurato superficiale (spessore 1.0m). Le caratteristiche generali delle chiodature di progetto sono il diametro di perforazione di 114mm e il diametro nominale dei tiranti costituiti da due trefoli di diametro pari a  $\phi 16$ mm affiancati.

Dai risultati dei test della barriera fornito dal produttore nell’ambito della certificazione CE del prodotto si hanno i seguenti valori massimi a trazione degli ancoraggi in fune di monte e laterali (si veda Capitolo seguente e allegati alla presente relazione):

$$N_T = 264 \text{ kN}$$

La lunghezza minima di ancoraggio dei trefoli nel terreno di base in cui si intestano, dipende dai due parametri di seguito specificati:

**Aderenza acciaio - malta di iniezione:**

$$L_{Amin} = N_T / (d \cdot \pi \cdot f_{bd} \cdot \gamma \cdot \delta)$$

dove:

$N_T$	sforzo di progetto sul tirante
$d = 32 \text{ mm}$	diametro nominale tirante
$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot [0.7 \cdot 0.3 \cdot (0.83 \cdot R_{ck})^{2/3}] / 1.50 = 2.578 \text{ MPa}$	(riferito a $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$ )
$\gamma = 1.5$	coefficiente dipendente dalla stato delle superfici
$\delta = 0.89$	coefficiente dipendente dal numero di trefoli elementari o barre

**Aderenza terreno - malta di iniezione:**

$$L_{Bmin} = N_T / (D \cdot \pi \cdot \tau_T)$$

dove:

$D = 114 \text{ mm}$	diametro della perforazione
$\tau_T = 0.45 \text{ MPa}$	tensione tangenziale limite di aderenza malta-terreno

Dai risultati ottenuti, applicando alla lunghezza di ancoraggio dipendente dai parametri geotecnici ( $L_{Bmin}$ ) determinata, i fattori di correlazione per la derivazione della resistenza caratteristica dalle prove geotecniche  $\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1.80$  e il valore del coefficiente parziale per la resistenza degli ancoraggi  $\gamma_{Ra,p} = 1.20$ , come definiti al punto 6.6.2 del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 - “Norme Tecniche per le Costruzioni”, si ottiene la lunghezza minima di progetto dell’ancoraggio:

$$L_{min,N_T} = 1.80 \cdot 1.20 \cdot L_{Bmin} = 354 \text{ cm}$$

Tale valore è il più cautelativo per la determinazione della lunghezza minima di ancoraggio (le lunghezze di ancoraggio per aderenza acciaio-malta sono afflitte solo dal coefficiente parziale  $\gamma_{Ra,p} = 1.20$  e quindi non sono dimensionanti).

Si prescrive una lunghezza di ancoraggio del bulbo di fondazione degli ancoraggi di monte e laterali in fune non inferiore a 450cm.

Si ricorda in ogni caso che la lunghezza di ancoraggio del tirante dovrà essere verificata, come previsto dal punto 6.6.4 del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 – “Norme Tecniche per le Costruzioni”, da prove di carico in situ.

## 7. DATI DI CALCOLO PER GLI ANCORAGGI DELLA BARRIERA PARAMASSI

Come già indicato ai paragrafi precedenti, mentre la barriera paramassi nel suo insieme rappresenta un elemento strutturale unico certificato fornito dalla ditta costruttrice e soggetto alla Norma sulla marcatura CE dei materiali da costruzione e alla relativa specifica tecnica ETAG27 e quindi non deve essere oggetto di un dimensionamento apposito (in quanto i criteri di dimensionamento e verifica, stabiliti dal documento tecnico stesso, vengono assolti dalla ditta costruttrice nell'ambito del processo di certificazione, mediante anche prove reali e crash-test), l'ancoraggio della struttura stessa con il terreno è oggetto di dimensionamento specifico strutturale e geotecnico.

A questo proposito, ogni barriera paramassi certificata in commercio presenta azioni specifiche in funzione dell'altezza e dell'energia da riprendere.

Nelle finalità del presente progetto, si adotta per il dimensionamento strutturale degli ancoraggi la barriera Maccaferri RB3000 da 5.0m di altezza, con l'avvertenza che potrà essere posizionata qualsiasi altra barriera certificata di pari altezza e capacità energetica, per la quale dovranno essere riverificati i dispositivi di ancoraggio.

Facendo quindi riferimento alla barriera Maccaferri RB3000 da 5.0m di altezza, i dati di dimensionamento degli ancoraggi, forniti dal produttore nell'ambito della certificazione CE del prodotto, sono i seguenti (valori riferiti a prove dinamiche in vera grandezza, da considerare come azioni impulsive d'urto per le quali si possono adottare coefficienti parziali di sicurezza unitari):

Carico assiale sugli ancoraggi laterali:  $T_{TL} = 264 \text{ kN}$  (trazione)

Carico assiale sugli ancoraggio di monte:  $T_{TM} = 262 \text{ kN}$  (trazione)

Carico assiale base montanti:  $N_{BM} = 263 \text{ kN}$  (compressione)

Carico tagliante base montanti:  $V_{BM} = 206 \text{ kN}$

In allegato alla presente relazione si riportano le certificazioni messe a disposizione dal produttore per la barriera certificata per la quale sono stati verificati gli ancoraggi.

## 8. ANALISI DEI CARICHI GEOCOMOPOSITI E PANNELLI IN FUNE

Vengono di seguito analizzate le azioni verticali ed orizzontali agenti sulle strutture in esame, al fine di verificare i principali elementi di progetto in riferimento ai geocompositi e ai pannelli in fune.

### 8.1. AZIONI PERMANENTI

#### 8.1.1. Peso proprio degli elementi strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato in funzione del peso specifico delle possibili parti di ammasso roccioso instabili ( $\gamma = 27.0 \text{ kN/m}^3$ ).

### 8.2. DEFORMAZIONI IMPRESSE

#### 8.2.1. Variazioni termiche differenziali

Non vi sono azioni termiche differenziali significative per la struttura in esame.

#### 8.2.2. Cedimenti vincolari

Non si considera la possibilità di un cedimento relativo significativo delle strutture in oggetto, vista la ripartizione uniforme delle azioni su ogni chiodatura garantita dal geocomposito o dal pannello fune e vista la buona resistenza del materiale litoide di fondazione.

### 8.3. AZIONI VARIABILI

#### 8.3.1. Azioni dovute alla neve

Il carico da neve al suolo, in accordo con il punto 3.4.2. del D.M. 17/01/2018, data l'altitudine massima del sito (circa 380m s.l.m.) e la zona di appartenenza (zona 1), assume un valore pari a circa  $1.77 \text{ kN/m}^2$ .

Data l'inclinazione delle pareti rinforzate, non si ritiene rilevante considerare il carico da neve in quanto questa non può accumularsi.

### 8.4. AZIONI DOVUTE AL SISMA

L'opera in esame, da realizzare nel Comune di Venzone (UD), presenta le seguenti caratteristiche al fine di determinare i parametri sismici utilizzati nel calcolo:

- coordinate geografiche (longitudine, latitudine): **13.1441, 46.3795**
- vita nominale dell'opera: **50 anni**
- classe d'uso dell'opera: **II**
- categoria del sottosuolo: **A**
- categoria topografica: **T2**
- accelerazione orizzontale SLC mediata sul ret. di rif. per sito di rif. rigido:  **$a_g = 0.337 \cdot g$**
- accelerazione verticale SLV mediata sul ret. di rif. per sito di rif. rigido:  **$a_g = 0.249 \cdot g$**
- accelerazione orizzontale SLD mediata sul ret. di rif. per sito di rif. rigido:  **$a_g = 0.088 \cdot g$**
- accelerazione verticale SLO mediata sul ret. di rif. per sito di rif. rigido:  **$a_g = 0.064 \cdot g$**
- coefficiente di amplificazione stratigrafica (riferito a suolo tipo "A" - SLV):  **$S_s = 1.000$**
- coefficiente di amplificazione topografica (categoria T2,  $h/H = 0.25$ ):  **$S_T = 1.050$**

I parametri sismici sono riferiti ad una “vita nominale” dell’opera (cfr. punto 2.4.1. del DM 17/01/2018)  $V_N=50$ anni (opere infrastrutturali di importanza normale) e classe d’uso II; il valore riportato è quindi riferito alla verifica agli SLV con un periodo di riferimento  $V_R = V_N \cdot 1.0 = 50$  anni, per il quale si ipotizza un tempo di ritorno  $T_R$  di circa 475 anni.

La pericolosità sismica del sito di costruzione è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Sulla base della pericolosità sismica del sito e delle caratteristiche dell’opera in esame, sono stati ricavati gli spettri di risposta in accelerazione relativi allo stato limite ultimo SLV (e verificati con l’ausilio del documento Excel “SPETTRI-NTC” ver. 1.0.3, redatto a cura del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici); tali spettri di risposta vengono utilizzati al fine di ricavare i parametri sismici necessari al calcolo delle forze inerziali.

Le azioni sismiche agenti sulle strutture di sostegno di progetto vengono valutate conformemente a quanto previsto dal punto 3.2.3. e 7.11 del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 - “Norme Tecniche per le Costruzioni”. In particolare, si utilizza l’analisi “pseudo-statica” definita al punto 7.11.6.2.1 delle Norme citate, che indica di rappresentare l’azione sismica come una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k_h$ .

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticali  $k_v$ , in assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g = \beta_m \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g / g = 0.17g$$

$$k_v = \pm 0.50 \cdot k_h = 0.08g$$

dove:

$a_g = 0.249 \cdot g$  accelerazione orizzontale mediata sul reticolo di riferimento per sito di riferimento rigido;

$S_S = 1.200$  coefficiente di amplificazione stratigrafica (riferito a suolo tipo “A”);

$S_T = 1.050$  coefficiente di amplificazione topografica (categoria T2,  $h/H = 0.25$ );

$\beta_m = 0.65$  coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito per uno spostamento massimo possibile della struttura pari a 1.0cm (valore ricavato da Rampello et al. 2008).

Si precisa che, l’assunzione che la struttura possa muoversi è fatta considerando uno spostamento molto contenuto, vicino a quello elastico sotto il massimo carico agente, e perciò si ritiene plausibile il valore scelto, coerente con la rigidità delle chiodature.

## 9. ANALISI STRUTTURALE GEOCOMPOSITI E PANNELLI IN FUNE

Il progetto prevede il rinforzo corticale di una parte rocciosa instabile a ridosso della strada comunale Carnia-Tugliezzo tramite la posa di geocomposito e pannelli in fune adeguatamente chiodati alla parete.

La parte in geocomposito, che copre un'area di circa 780 m<sup>2</sup>, è composta da un geocomposito metallico tipo SteelGrid 50HR, o equivalente, che consiste in una rete metallica a doppia torsione in cui longitudinalmente sono intessuti dei cavi metallici ad interasse di 50cm, in modo che questi siano immediatamente solidali alla rete stessa. Il geocomposito viene reso solidale alla parete rocciosa tramite delle chiodature composte da barre metalliche tipo GEWI, o equivalenti, poste su una maglia 3.00x3.00m. Le barre hanno lunghezza di 3.00m, diametro pari a 32mm e sono inserite nella roccia con un'inclinazione di 80° rispetto al pendio tramite perforazione di diametro circa 76mm e di lunghezza minima pari a 2.85m; per garantire un ancoraggio nello strato non fessurato di almeno 1.83m circa.

La parte in pannelli fune, che copre un'area di circa 54 m<sup>2</sup>, è composta da pannelli in fune metallica tipo HEA Panels 300, o equivalente, intessuta a maglie romboidali di dimensioni 30x30cm con collegamenti agli incroci con doppio filo metallico, in modo da avere oltre ad un'elevata resistenza anche un'elevata rigidità. I pannelli in fune, cui viene accoppiata una rete metallica, vengono resi solidali alla parete rocciosa con chiodature composte da barre metalliche tipo GEWI, o equivalenti, poste su una maglia 3.00x3.00m. Le barre hanno lunghezza di 4.00m, diametro pari a 32mm e sono inserite nella roccia con un'inclinazione di 80° rispetto al pendio tramite perforazione di diametro circa 76mm e di lunghezza minima pari a 3.85m; per garantire un ancoraggio nello strato non fessurato di almeno 2.83m circa.

Il calcolo è stato condotto con l'ausilio del software di calcolo MACRO Studio - MACRO 1, sviluppato da Officine Maccaferri. Il programma di calcolo procede ad effettuare due calcoli distinti, uno riguardo alla capacità delle chiodature ed uno riguardo alla capacità della mesh di rinforzo.

Per il calcolo delle chiodature il programma stima l'entità delle forze stabilizzanti ed instabilizzanti che agiscono sul singolo ancorante considerando il peso proprio, W, una forzante esterna, E, e le possibili azioni simiche dovute a queste, Wh, Wv, Eh ed Ev:

$$W = ix \cdot iy \cdot s \cdot \gamma$$

E

$$Wh = W \cdot kh$$

$$Wv = W \cdot kv$$

$$Eh = E \cdot kh$$

$$Ev = E \cdot kv$$

Dove:

ix, iy ..... interassi longitudinali e trasversali delle chiodature

s ..... spessore dello strato instabile

$\gamma$  ..... peso specifico dello strato roccioso instabile

E ..... forzante esterna inclinata di un angolo  $\omega$  rispetto all'asse del tirante

kh ..... coefficiente orizzontale dell'azione sismica

kv ..... coefficiente verticale dell'azione sismica

Scomponendo le forze in componenti parallele ed ortogonali al pendio, segnate come P e O, ottiene le forze destabilizzanti  $\tau_{D,d}$  e stabilizzanti  $\tau_{S,d}$  come:

$$\tau_{D,d} = (W_P + E_P + Wh_P + Wv_P + Eh_P + Ev_P) \cdot \gamma_D$$

$$\tau_{S,d} = (W_O + E_O + Wh_O + Wv_O + Eh_O + Ev_O) \cdot \tan(\phi) / \gamma_R$$

Dove:

$\gamma_D$  ..... coefficiente parziale azioni destabilizzanti

$\gamma_R$  ..... coefficiente parziale azioni stabilizzanti

$\phi$  ..... angolo d'attrito parete, assunto pari a 45° come valore conservativo  
secondo il criterio di rottura di Barton-Bandis

La forza resistente data dalla chiodatura tiene conto dell'inclinazione di questa rispetto alla superficie di scorrimento, che è data dall'inclinazione della barra rispetto al pendio più una componente dovuta alla plasticizzazione della roccia all'interfaccia tra strato fratturato e non. A seconda di questa angolazione la chiodatura varia dal resistere puramente per trazione al resistere puramente per taglio, ed in particolare la forza resistente è pari a:

$$F_{y,d} = [ ((1+m^2/16) / (1+m^2/4))^{0.5} \cdot N_e ] / \gamma_A$$

$$m = \cotan(\theta_0 + \delta)$$

$$\delta = 1/3 \cdot JRCn \cdot \log(JCSn / \sigma_n)$$

$$\sigma_n = s \cdot \gamma \cdot \cos(\alpha)$$

Dove:

$\gamma_A$  ..... coefficiente parziale riduzione resistenza del materiale

$N_e$  ..... resistenza elastica caratteristica della chiodatura a trazione considerante anche il grado di corrosione dato dall'ambiente

$\theta_0$  ..... inclinazione del tirante rispetto alla normale alla parete

$\delta$  ..... dilatanza della superficie di scorrimento

JRCn ..... coefficiente funzione della scabrezza della superficie del giunto

JCSn ..... coefficiente funzione della resistenza a compressione del giunto

$\sigma_n$  ..... sforzo normale agente sul giunto più critico

$\alpha$  ..... angolo rispetto all'orizzontale del giunto più critico

Il programma procede quindi a calcolare il coefficiente di sicurezza della chiodatura rispetto allo scorrimento della parete rocciosa instabile ed il coefficiente di sfruttamento della chiodatura:

$$R_{stab,d} = \tau_{D,d} - \tau_{S,d}$$

$$FOS_{R,slope} = (F_{y,d} + \tau_{S,d}) / \tau_{D,d} > 1.00$$

$$\eta_A = R_{stab,d} / F_{y,d} * 100$$

Per il calcolo della mesh (geocomposito o pannello fune) il programma stima l'entità delle forze di punzonamento agenti per peso proprio,  $B_k$ , nel caso in cui il blocco che tenderebbe a scivolare abbia forma triangolare o trapezoidale, considerando eventualmente l'azione sismica agente,  $B_{kh}$ ,  $B_{kv}$ :

$$B_k = ix \cdot h \cdot ((iy + b)/2) \cdot \gamma$$

$$B_{kh} = B_k \cdot kh$$

$$B_{kV} = B_k \cdot k_V$$

Dove:

- ix, iy ..... interassi longitudinali e trasversali delle chiodature  
 b,h ..... dimensioni del blocco instabile (triangolare o trapezoidale)  
 $\gamma$  ..... peso specifico dello strato roccioso instabile  
 kh ..... coefficiente orizzontale dell'azione sismica  
 kv ..... coefficiente verticale dell'azione sismica

Scomponendo le forze in componenti parallele ed ortogonali al giunto fratturato più critico, segnate come P e O, ottiene le forze destabilizzanti  $B_{D,d}$  e stabilizzanti  $B_{S,d}$  come:

$$B_{D,d} = (B_{kP} + B_{khP} + B_{kVP}) \cdot \gamma_D$$

$$B_{S,d} = (B_{kO} + B_{khO} + B_{kVO}) \cdot \tan(\phi) / \gamma_R$$

Dove:

- $\gamma_D$  ..... coefficiente parziale azioni destabilizzanti  
 $\gamma_R$  ..... coefficiente parziale azioni stabilizzanti  
 $\phi$  ..... angolo d'attrito parete, assunto pari a 45° come valore conservativo  
 secondo il criterio di rottura di Barton-Bandis

La forza di punzonamento agente sulla mesh, considerandola in direzione ortogonale al pendio iniziale e non più rispetto al giunto fratturato più critico, è pari a:

$$F_d = B_{D,d} - B_{S,d}$$

$$M_d = F_d \cdot \sin(\beta - \alpha)$$

Per ogni mesh presente nel programma è disponibile una curva sperimentale di prove di punzonamento che ne descrive il legame deformazione - forza di punzonamento e fornisce il valore limite di resistenza caratteristica  $M_{mesh}$ . Il programma procede quindi a calcolare la deformazione nominale della mesh sotto la forza di punzonamento agente e fornisce il coefficiente di sicurezza della mesh rispetto allo scorrimento del giunto più critico ed il coefficiente di sfruttamento della mesh:

$$FOS_{R,Defl} = (M_{Mesh} / \gamma_{Mesh}) / M_D > 1.00$$

$$\eta_{def} = M_D / (M_{Mesh} / \gamma_{Mesh}) * 100$$

Dove:

- $\gamma_{Mesh}$  ..... coefficiente parziale resistenza della mesh (cautelativamente pari a 1.50)

Riguardo la lunghezza delle chiodature, questa non entra direttamente nei calcoli appena espressi e viene calcolata successivamente in base alla massima forza di sfilamento della chiodatura tra quella dovuta allo scivolamento dell'intero ammasso instabile,  $R_{stab,d}$ , e quella di punzonamento della mesh,  $M_D$ . Il programma procede ad un calcolo della lunghezza minima da garantire per riprendere questa forza all'interno dell'ammasso roccioso non fratturato,  $L_s$ , e poi trova la lunghezza minima da garantire all'interno di tutto l'ammasso roccioso,  $L_t$ , sommando quella dovuta allo strato fessurato,  $L_i$ , e quella in cui avvengono i fenomeni di plasticizzazione dovuta allo scorrimento delle superfici,  $L_p$ .

$$P = \max( R_{stab,d} \cdot \cos(90 - \theta_0) ; M_D \cdot \cos(\theta_0) )$$

$$L_s = P / (\pi \cdot \phi_{drill} \cdot \alpha_B \cdot \tau_{lim} / \gamma_T)$$

$$L_i = s \cdot \gamma_D / \cos(\theta_0)$$

$$L_p = 0.10 \div 0.45 \text{ m a seconda del tipo di roccia}$$

$$L_t = L_s + L_i + L_p$$

Essendo sempre il risultato calcolato inferiore a quello della lunghezza di ancoraggio calcolata precedentemente al paragrafo 6.1, si fa riferimento a quest'ultima e non a quella del software. Questo accade in quanto si utilizzano differenti coefficienti di sicurezza, il software non considera il coefficiente di sicurezza  $\gamma_R = 1.20$  imposto dal punto 6.6.2. del D.M. 17/01/2018 riguardo agli ancoraggi permanenti.

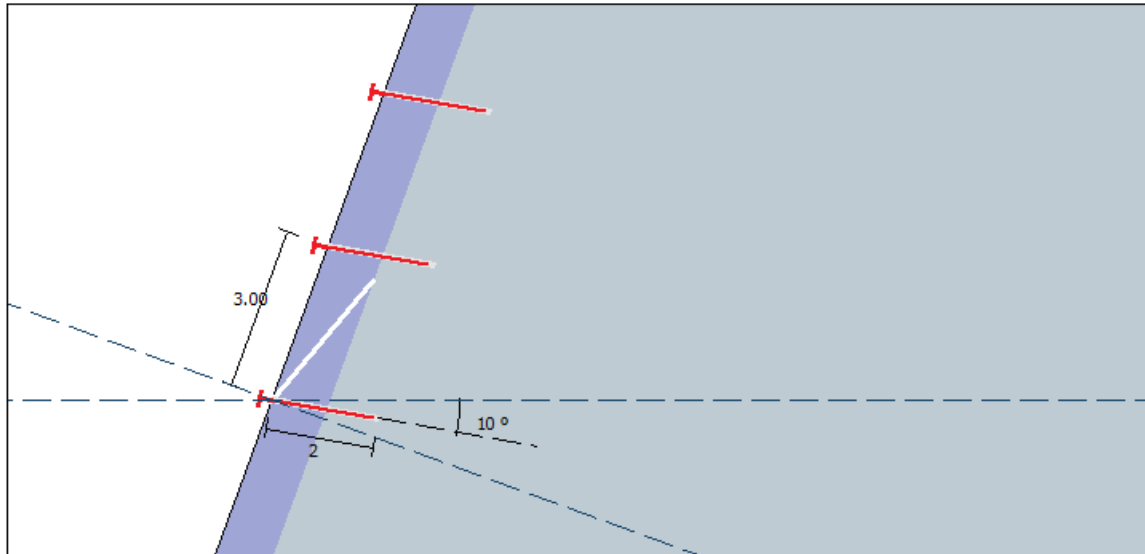
Di seguito si riportano le analisi e le verifiche effettuate per le due sezioni di analisi T1 e T2 già introdotte al precedente capitolo 6.

Il calcolo viene condotto per una lunghezza unitaria di parete pari a 1.0m. I coefficienti parziali vengono scelti secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3), in accordo con il punto 6.6.2. del D.M. 17/01/2018 considerando le chiodature come ancoranti permanenti.

In particolare, il programma permette di pesare determinati coefficienti di sicurezza sulla azioni stabilizzanti e destabilizzanti in base alle condizioni del pendio e di omogeneità del materiale roccioso, oltreché in base alla variabilità dei carichi. Nel caso in oggetto, in base alla situazione che si può riscontrare in situ, si sono scelti determinati coefficienti di sicurezza ottenendo un valore complessivo equivalente sulle risultati globali instabilizzanti pari a 1.57, maggiore rispetto a quanto indicato dal D.M. 17/01/2018 e quindi accettabile.

## 9.1. SEZIONE T1

### 9.1.1. Dati di input



#### Rock Slope

Inclination of the slope [°]	$\beta$	70
Thickness of the surficial instability [m]	$S$	1.00
Density of the rock [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$	27.00
Assumed plasticization between rock and anchor [m]	$Lp$	0.15

#### Most critical set of joints

Dip of the set of joints [°]	$\alpha$	50
Compressive strength of the critical joint [MPa]	$JCS_0$	21.00
Roughness Coefficient of the critical joint	$JRC_0$	6.00

#### Seismicity

Horizontal seismic coefficient	$c_h$	0.17
Vertical seismic coefficient	$c_v$	0.08

#### External Loads

External force [kN]	$E$	0.00
Angle between the force and the slope [°]	$\omega$	90.00

#### Anchor Bar

##### Geometry

Horizontal spacing between the anchors [m]	$i_x$	3.00
Vertical spacing between the anchors [m]	$i_y$	3.00
Inclination of bar to the horizontal [°]	$\varepsilon$	10

##### Anchor Type

Anchor type	<b>Fully threaded steel bars 500/550</b>	
Inner diameter of the anchor bar [mm]	$\phi_i$	0
External diameter of the anchorbar [mm]	$\phi_e$	32
Thickness of the crown of corrosion [mm]	$\tau_c$	1.14
Yield tensile stress of the anchor [MPa]	$F_{y,k}$	500.00
Bond stress between grout and rock [MPa]	$\tau_{lim}$	0.45

##### Mesh

Mesh type	<b>Steelgrid HR 50</b>	
Nominal punching resistance in lab test [kN]	$M_0$	125.00

### 9.1.2. Verifiche strutturali

#### Analysis of sliding of the surficial zone

$FOS_R$	<b>1.06</b>
Anchor working rate	<b>90.73</b> %

#### Analysis of sliding of the surficial zone

Sum of the stabilizing forces, design value [kN]	$\tau_{S,d} + F_{Y,d}$	326.25
Force acting on the anchor, design value [kN]	$\tau_{D,d}$	308.69
Factor of resistance	$FOS_{R, slope}$	1.06

#### Anchor Bar

Sum of the stabilizing forces, design value [kN]	$R_{STAB,d}$	171.86
Capacity of the anchor, design value [kN]	$F_{Y,d}$	189.42
Anchor working rate	$\eta_A$	90.73

#### Bar design

Angle between anchor axis and horizontal [°]	$\varepsilon$	10
Yield stress, design value [MPa]	$f_{Ynd}$	434.78
Effective area of the anchor bar [mm <sup>2</sup> ]	$S_d$	693.34
Sliding plane stabilizing forces - per anchorage [kN]	$F_{Y,d}$	189.42
Nominal diameter of drilling [mm]	$\phi_{drill}$	76.00
Pullout force related to the mesh [A] [kN]	$P_2$	35.29
Pullout force related to the sliding of the surficial zone [B] [kN]	$P_1$	29.84
Maximum pullout force (greater between A and B) [kN]	$p$	35.29
Length of the anchor in the stable zone [m]	$L_S$	0.59
Length of the anchor in the unstable zone [m]	$L_i$	1.23
Minimum length of the anchor [m]	$L_t$	2.00

#### Safety Coefficients

Safety coefficient to reduce stabilizing forces	$\gamma_R$	1.30
Safety coefficient to increase the driving forces	$\gamma_D$	1.21

#### Mesh Analysis

$FOS_R$	<b>1.39</b>
Working rate	<b>71.96</b> %

#### Mesh

##### Punching

Punch resistance of the mesh, design value [kN]	$M_{MESH} / \gamma_{MESH}$	33.54
Punch force acting on the mesh, design value [kN]	$M_d$	24.14
Factor of resistance	$FOS_{R, Defl}$	1.39

#### Mesh design

Rock volume that can slide among the anchors [m <sup>3</sup> ]	$V_b$	5.14
Rock weight that can slide among anchors [kN]	$B_k$	138.87
Sum of driving forces acting on the sliding plane, design value [kN]	$B_{D,d}$	152.40
Sum of resisting forces acting on the sliding plane, design value [kN]	$B_{R,d}$	81.83
Punch force acting on the mesh, design value [kN]	$M_d$	24.14
Nominal displacement calculated [m]	$Z_M$	0.734

#### Mesh

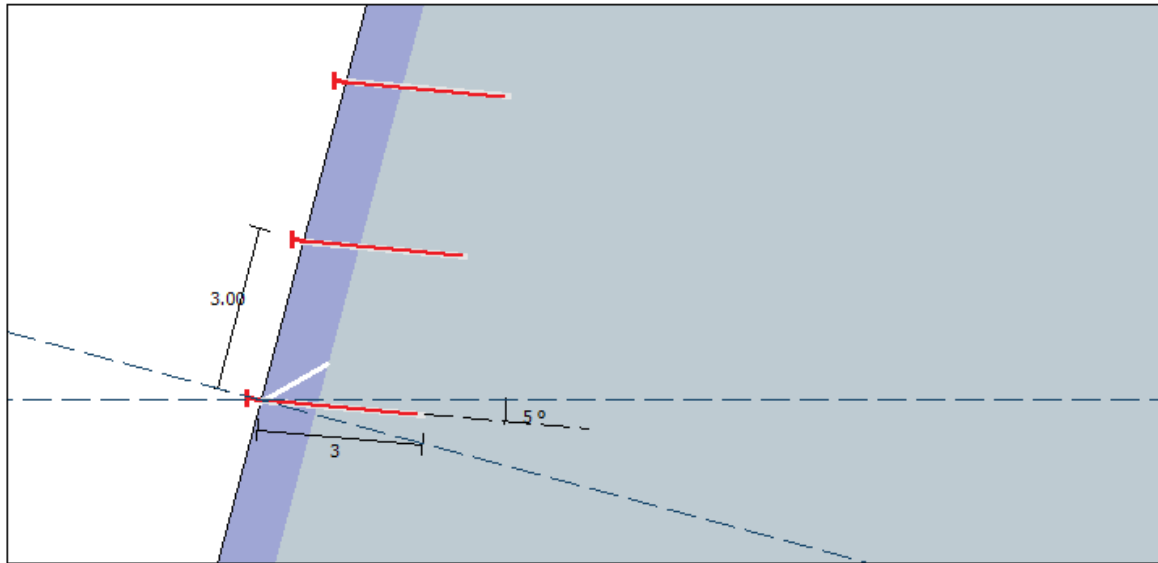
Coefficient applied on the punch resistance	$\gamma_{MESH}$	1.50
---	-----------------	------

#### Anchor type

Coefficient applied on the yield stress of the bar	$\gamma_A$	1.15
Coefficient applied on bond stress	$\gamma_T$	1.80

## 9.2. SEZIONE T2

### 9.2.1. Dati di input



#### Pendio roccioso

Inclinazione del pendio [°]	$\beta$	75
Spessore dell'ammasso roccioso superficiale instabile [m]	$S$	1.00
Peso unitario di volume della roccia [kN/m³]	$\gamma$	27.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	$Lp$	0.15

#### Famiglia di giunti più sfavorevoli

Inclinazione del giunto critico [°]	$\alpha$	30
Resistenza a compressione semplice del giunto critico [MPa]	$\sigma_{CS0}$	38.00
Coefficiente di rugosità del giunto critico	$JRC_0$	5.00

#### Sismicità

Coefficiente sismico orizzontale	$ch$	0.17
Coefficiente sismico verticale	$cv$	0.08

#### Sovraccarichi esterni sul pendio

Forza esterna applicata sull'ancoraggio [kN]	$E$	0.00
Inclinazione della forza rispetto all'orizzontale [°]	$\omega$	90.00

#### Ancoraggi

##### Geometria

Interasse orizzontale degli ancoraggi [m]	$ix$	3.00
Interasse verticale degli ancoraggi [m]	$iy$	3.00
Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale	$\varepsilon$	5

##### Tipo di ancoraggio

Tipo di ancoraggio	<b>Barre ad alta resistenza in acciaio 950/111</b>	
Diametro interno della barra di ancoraggio [mm]	$\phi_i$	0
Diametro esterno della barra di ancoraggio [mm]	$\phi_e$	32
Spessore della corona di corrosione [mm]	$\tau_c$	1.14
Tensione di snervamento dell'acciaio [MPa]	$F_{y,k}$	500.00
Tensione limite di aderenza malta-roccia [MPa]	$\tau_{lim}$	0.45

#### Rete

Tipo di rete	<b>HEA 300 Ø 10</b>	
Resistenza nominale a punzonamento [kN]	$M_0$	400.00

### 9.2.2. Verifiche strutturali

#### Analisi di stabilità della porzione superficiale

FOS <sub>R</sub>	<b>1.05</b>
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	<b>91.65</b> %

#### Analisi di stabilità della porzione superficiale

Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio [kN]	$T_{B,d} + F_{Y,d}$	329.23
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento [kN]	$T_{D,d}$	313.48
Fattore di sicurezza	FOS <sub>R slope</sub>	1.05

#### Ancoraggi

Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio [kN]	R <sub>STAB,d</sub>	172.83
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio [kN]	F <sub>Y,d</sub>	188.57
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	$\eta A$	91.65

#### Progettazione degli ancoraggi

Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale [°]	$\epsilon$	5
Tensione di snervamento di progetto dell'acciaio [MPa]	f <sub>ynd</sub>	434.78
Sezione efficace della barra di ancoraggio [mm <sup>2</sup> ]	S <sub>d</sub>	693.34
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio [kN]	F <sub>Y,d</sub>	188.57
Diametro nominale di perforazione [mm]	$\phi_{dIII}$	76.00
Forza di sfilamento dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	P <sub>2</sub>	70.00
Forza di sfilamento dovuta all'instabilità della porzione superficiale dell'ammasso roccioso [B] [kN]	P <sub>1</sub>	30.01
Massima forza di sfilamento (maggiore tra A e B) [kN]	P	70
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona stabile [m]	L <sub>S</sub>	1.17
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona instabile [m]	L <sub>I</sub>	1.23
Lunghezza minima dell'ancoraggio [m]	L <sub>t</sub>	3.00

#### FS Fattore di Sicurezza

Coefficiente applicato alle resistenze (forze stabilizzanti)	$\gamma_R$	1.30
Coefficiente applicato alle azioni (forze destabilizzanti)	$\gamma_D$	1.21

#### Analisi della Rete

FOS <sub>R</sub>	<b>2.02</b>
Tasso di lavoro	<b>49.61</b> %

#### Rete

<b>Punzonamento</b>		
Resistenza a punzonamento di progetto [kN]	M <sub>MESH</sub> / $\gamma_{MESH}$	121.80
Forza di punzonamento di progetto [kN]	M <sub>d</sub>	60.42
Fattore di sicurezza	FOS <sub>R Defl</sub>	2.02

#### Progettazione della rete

Volume massimo del blocco roccioso che si può mobilizzare tra gli ancoraggi [m <sup>3</sup> ]	V <sub>B</sub>	7.76
Peso massimo del blocco roccioso che si può mobilizzare tra gli ancoraggi [kN]	B <sub>K</sub>	209.64
Sommatoria delle forze agenti di progetto [kN]	B <sub>D,d</sub>	166.08
Sommatoria delle forze resistenti di progetto [kN]	B <sub>R,d</sub>	80.63
Forza di punzonamento di progetto [kN]	M <sub>d</sub>	60.42
Deformazione nominale della rete [m]	Z <sub>M</sub>	0.470

#### Rete

Coefficiente applicato alla resistenza della rete	$\gamma_{MESH}$	1.50
---	-----------------	------

#### Ancoraggio

Coefficiente applicato alla tensione di snervamento dell'acciaio	$\gamma_A$	1.15
Coefficiente applicato alla tensione limite di aderenza malta-roccia	$\gamma_T$	1.80

### 9.3. CONCLUSIONI

Come risulta dalle elaborazioni di calcolo riportate ai paragrafi precedenti, tutte le verifiche strutturali e geotecniche sono soddisfatte ai sensi di quanto richiesto dalle Norme vigenti.

## 10. GIUDIZIO MOTIVATO

Di seguito si eseguono dei semplici controlli, eseguiti anche con metodi tradizionali e di larga massima, per valutare la correttezza dei calcoli eseguiti dal software di calcolo MACRO Studio - MACRO 1 (ottemperanza a quanto richiesto dal punto 10.2 del D.M. 17/01/2018).

In particolare, si calcolano per la sezione di analisi T2, di cui risultati di calcolo sono riportati al paragrafo 9.2.2., le azioni instabilizzanti e stabilizzanti per la verifica dell'ancoraggio e le azioni instabilizzanti per la verifica della rete attraverso le formule esplicitate al capitolo 9..

### Analisi di scivolamento della zona superficiale (verifica ancoraggio) – calcolo manuale

Peso area singolo ancoraggio	$W =$	243.0 kN
Forzante esterna	$E =$	0.0 kN
Peso sismico orizzontale	$W_h =$	41.30 kN
Peso sismico verticale	$W_v =$	20.65 kN
Azioni instabilizzanti	$\tau_{D,d} =$	314.06 kN
Azioni stabilizzanti	$\tau_{S,d} =$	135.59 kN
Resistenza caratt ancoraggio	$N_e =$	346.86 kN
Dilatanza sup di scorrimento	$\delta =$	3.65 °
Forza resistente ancoraggio	$F_{y,d} =$	189.12 kN
Forza stabilizzante richiesta	$R_{stab,d} =$	178.47 kN
Coefficiente sicurezza	$FOS_{R,slope} =$	1.03
Coefficiente di sfruttamento	$\eta_A =$	94.36 %

### Analisi di scivolamento della zona superficiale (verifica ancoraggio) – calcolo MACRO Studio

Azioni instabilizzanti	$\tau_{D,d} =$	313.48 kN	Differenza 0.18 %
Forza resistente ancoraggio	$F_{y,d} =$	188.57 kN	Differenza 0.29 %
Forza stabilizzante richiesta	$R_{stab,d} =$	172.83 kN	Differenza 3.26 %
Coefficiente sicurezza	$FOS_{R,slope} =$	1.05	Differenza 1.90 %
Coefficiente di sfruttamento	$\eta_A =$	91.65 %	Differenza 2.96 %

### Analisi rete (verifica rete) – calcolo manuale

Peso instabile tra ancoraggi	$B_k =$	209.64 kN
Peso sismico orizzontale	$B_{kh} =$	35.63 kN
Peso sismico verticale	$B_{kv} =$	17.81 kN
Azioni instabilizzanti	$B_{D,d} =$	166.33 kN
Azioni stabilizzanti	$B_{S,d} =$	80.75 kN
Forza punzonamento agente	$M_d =$	60.51 kN

### Analisi rete (verifica rete) – calcolo MACRO Studio

Peso instabile tra ancoraggi	$B_k =$	209.64 kN	Differenza 0.00 %
------------------------------	---------	-----------	-------------------

Azioni instabilizzanti	$B_{D,d} =$	166.08 kN	Differenza 0.15 %
Azioni stabilizzanti	$B_{S,d} =$	80.63 kN	Differenza 0.15 %
Forza punzonamento agente	$M_d =$	60.42 kN	Differenza 0.15 %

Osservazioni: Come si può osservare, per tutte le calcolazioni confrontate i risultati praticamente coincidono, con una differenza massima minore del 3.50%. Perciò si possono ritenere affidabili le analisi condotte con il software di calcolo utilizzato.

## 11. PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

Vengono riportate le indicazioni relative al piano di manutenzione delle strutture di rinforzo corticale ed alle barriere di sicurezza paramassi. Le prime assolvono al compito principale di sostenere lo strato superficiale fratturato della parete rocciosa, riprendendo le azioni orizzontali e verticali dovute ad eventuali scivolamenti di blocchi instabili o ad eventi sismici mentre la seconda assolve al compito di intercettare e contenere eventuali blocchi instabili distaccatisi dalla parete rocciosa, anche in seguito ad eventi sismici, ed in corsa verso le opere protette dalla barriera.

### 11.1. RETI IN ADERENZA E ANCORAGGI

Le reti in aderenza e i relativi ancoraggi/chiodature di fondazione in progetto sono elementi in acciaio, svolgenti la funzione di trasmettere allo strato di roccia compatta di base le sollecitazioni derivanti da possibili scivolamenti di parti dello strato superficiale fratturato. Le azioni permanenti sopportate sono essenzialmente dovute al peso proprio mentre le azioni variabili sono invece generalmente indotte da azioni sismiche.

#### 11.1.1. Anomalie riscontrabili

##### Perdita di integrità delle reti

Rottura o deformazione eccessiva delle maglie delle reti in aderenza, rilevante soprattutto nel caso si rilevino gruppi di maglie vicine con lo stesso problema.

##### Corrosione delle reti e delle chiodature

Fenomeni di corrosione dovuti al contatto diretto delle parti metalliche con l'atmosfera esterna o con il terreno e quindi al decadimento dei materiali a causa della combinazione con sostanze presenti nell'ambiente (ossigeno, acqua, anidride carbonica, ecc.) o nel terreno (nitrati, cloruri, solfati).

##### Presenza a terra di blocchi di roccia caduti

Presenza di blocchi di roccia caduti dalla parete oltre le reti in aderenza, sintomo di un mancato o parziale funzionamento del sistema di ritenzione verso le possibili instabilità della parete rocciosa.

##### Fessurazioni

Presenza di rotture singole, ramificate, ortogonale o parallele all'armatura che possono interessare parte e/o l'intero spessore dell'opera.

##### Principi di scorrimento

Fenomeni di spostamento di blocchi instabili nelle parti di struttura che dovrebbero garantire maggior rigidità (pannelli fune) in seguito ad eventi straordinari (azioni sismiche, fenomeni atmosferici eccezionali) e/o in conseguenza di errori di progettazione strutturale.

##### Mancanze

Mancanza di elementi integrati le strutture.

#### 11.1.2. Controlli da eseguire

Cadenza: 2 anni

Tipologia: controllo generale

Elemento/sottoelemento: intera opera

Controllare la stabilità delle strutture e l'assenza di eventuali anomalie. In particolare, la comparsa di segni di dissesti evidenti (fratturazioni, lesioni, principi di scorrimento, ecc.).

Verifica dello stato dei componenti metallici a vista e controllo del degrado e/o di eventuali processi di corrosione. Controllo della corretta funzionalità delle reti in aderenza e dell'assenza di danneggiamenti, perdita di tesatura di bulloni e tirafondi, piegature e deformazioni plastiche degli elementi dissipativi, da effettuarsi in particolare alla fine del periodo invernale.

Controllare eventuali fenomeni di degradamento a causa di particolari percorsi di ruscellamento delle acque meteoriche.

Controllare l'eventuale presenza di vegetazione infestante.

Controllare lo stato del pendio, anche in prossimità del bordo dell'intervento, per verificare la presenza di eventuali materiali caduti o instabili che non sono stati stabilizzati o che sono diventati instabili nel tempo a causa del degrado ambientale.

Cadenza: quando serve

Tipologia: controllo strumentale strutturale

Elemento/sottoelemento: parti ammalorate identificate dal controllo generale

Solo successivamente all'osservazione della formazione di deformazioni o anomalie e strappi, anche per gruppi di maglie di rete, messa in opera di misuratori analogici o digitali (con registrazione automatica delle letture giornaliera).

Cadenza: quando serve

Tipologia: controllo strumentale topografico

Elemento/sottoelemento: verifica della stabilità generale dell'opera

Controlli topografici mediante livellazioni di precisione, triangolazioni, sistemi GPS per individuare con precisione eventuali dissesti eccessivi della parete rocciose, anche in relazione alle parti di struttura che dovrebbero garantire maggior rigidità (pannelli fune), evidenziati dai controlli precedenti.

Cadenza: 2 anni

Tipologia: controllo strumentale andamento cedimenti chiodature

Attenta osservazione della stabilità delle superfici e di eventuali segnali di cedimento sulla superficie corrispondente all'infissione dei chiodi nella parete rocciosa; controllo con strumento ottico della posizione dell'opera e del cedimento assoluto della parete (sommità, posizione di ogni chiodo), rispetto ad un caposaldo definito in sede di esecuzione dell'opera.

### **11.1.3. Manutenzioni su base di controllo**

Se l'esito dei controlli generali e strumentali lo richiede, si procede alla seguente manutenzione:

Elemento: parti ammalorate identificate dai controlli

Descrizione manutenzione: anomalia generica, perdita di stabilità

Gli interventi di riparazione dovranno generalmente effettuarsi in funzione del tipo di anomalia riscontrata e dei fenomeni di instabilità in corso, e previa diagnosi delle cause del difetto riscontrato.

Elemento: parti ammalorate identificate dai controlli

Descrizione manutenzione: ripristino reti in aderenza

Dopo aver appurato le cause del degrado e avervi posto rimedio, si procede alla ricostruzione delle parti di rete degradate, lesionate o eccessivamente deformate.

## **11.2. BARRIERA PARAMASSI**

La barriera paramassi è composta da reti e relativi ancoraggi/chiodature di fondazione, i quali sono tutti elementi in acciaio, svolgenti la funzione di trasmettere allo strato di roccia compatta di base le sollecitazioni derivanti da possibili impatti di massi rotolanti verso la barriera. Le azioni permanenti sopportate sono essenzialmente dovute agli impatti di questi blocchi in movimento contro la barriera.

### **11.2.1. Anomalie riscontrabili**

#### Perdita di integrità delle reti

Rottura o deformazione eccessiva delle maglie delle reti a causa di impatti sulla barriera, rilevante soprattutto nel caso si rilevino gruppi di maglie vicine con lo stesso problema.

#### Corrosione delle reti e delle chiodature

Fenomeni di corrosione dovuti al contatto diretto delle parti metalliche con l'atmosfera esterna o con il terreno e quindi al decadimento dei materiali a causa della combinazione con sostanze presenti nell'ambiente (ossigeno, acqua, anidride carbonica, ecc.) o nel terreno (nitrati, cloruri, solfati).

#### Presenza a terra di blocchi di roccia caduti

Presenza di blocchi di roccia al di là della barriera, sintomo di un mancato o parziale funzionamento del sistema di ritenzione verso possibili linee di caduta di massi in movimento.

#### Fessurazioni

Presenza di rotture singole, ramificate, ortogonale o parallele all'armatura che possono interessare parte e/o l'intero spessore dell'opera.

#### Principi di scorrimento

Fenomeni di spostamento degli ancoraggi o di scorrimento della rete principale o degli elementi che dovrebbero garantire la rigidità e l'ancoraggio della barriera in seguito ad eventi straordinari (azioni sismiche, fenomeni atmosferici eccezionali) e/o in conseguenza di errori di progettazione strutturale.

#### Mancanze

Mancanza di elementi integrati le strutture.

### **11.2.2. Controlli da eseguire**

Cadenza: 6 mesi

Tipologia: controllo generale

Elemento/sottoelemento: intera opera

Controllo visivo della stabilità della barriera nel suo complesso, dell'assenza di materiale di grosso diametro alla sua base, di assenza di deformazioni geometriche permanenti e di rottura di reti, tiranti, ancoraggi. Controllo dell'efficacia del drenaggio, della stabilità del terreno di base e in prossimità degli ancoraggi. Controllo dell'integrità delle strutture cementizie di fondazione, assenza di fessurazioni

significative, assenza di degradi dovuti ad ossidazioni delle armature per mancato copriferro o per demolizione del copriferro a seguito di cadute di materiale detritico

Cadenza: annuale

Tipologia: controllo strumentale strutturale

Elemento: Bulloni piastra di base e connessioni

Verifica del serraggio con chiave dinamometrica

Cadenza: annuale

Tipologia: controllo strumentale strutturale

Elemento: Sistemi frenanti

Verifica dello stato di conservazione ed efficienza

Cadenza: annuale

Tipologia: controllo strumentale strutturale

Elemento: Rete maglia fine

Verifica delle condizioni e rimozione di eventuali detriti accumulati a tergo.

Cadenza: annuale

Tipologia: controllo strumentale strutturale

Elemento: Rete ad anelli a quattro punti di contatto, con diametro 350mm, in filo d'acciaio

Verifica delle condizioni e rimozione di eventuali detriti accumulati a tergo.

Cadenza: annuale

Tipologia: controllo strumentale strutturale

Elemento: Ancoraggi

Verifica dello stato di conservazione e delle condizioni.

### **11.2.3. Manutenzioni su base di controllo**

Gli interventi di riparazione dovranno generalmente effettuarsi in funzione del tipo di anomalia riscontrata e dei fenomeni di instabilità in corso e previa diagnosi delle cause del difetto riscontrato. Gli interventi sugli elementi della barriera certificata devono essere condotti sotto il controllo della ditta fornitrice/certificatrice della barriera o, comunque, sulla base del manuale di uso/manutenzione fornito con la stessa.

Elemento: Bulloni piastra di base e connessioni

Descrizione manutenzione: serraggio bulloni con chiave dinamometrica alla misura indicata dal fornitore

Elemento: Sistemi frenanti

Descrizione manutenzione: se deteriorati per usura o urto devono essere sostituiti. Fare riferimento ai dati del manuale della ditta fornitrice controllo strumentale strutturale

Elemento: Rete maglia fine

Descrizione manutenzione: se deteriorata va sostituita integralmente o operando per singoli pezzi che devono essere poi diligentemente cuciti

Elemento: Rete ad anelli a quattro punti di contatto, con diametro 350mm, in filo d'acciaio

Descrizione manutenzione: se deteriorata va sostituita integralmente o operando per singoli pezzi che devono essere poi assemblati con morsettature o dispositivi analoghi certificati

Elemento: Ancoraggi

Descrizione manutenzione: se risultano essere deteriorati per urti o per particolari sollecitazioni della barriera devono essere ricostruiti (nelle immediate vicinanze, onde non compromettere eccessivamente la geometria della barriera, peraltro evitando interferenze con le perforazioni già effettuate)

Elemento: plinto di fondazione montanti barriera

Descrizione manutenzione: fessurazioni

Si procede al controllo strumentale dell'entità e del procedere delle fessurazioni; la manutenzione si basa sulla ripresa delle fessure di spessore superiore a 0.5mm con pulizia accurata e iniezione locale di resine epossidiche.

Elemento: plinto di fondazione montanti barriera

Descrizione manutenzione: Ripristino del calcestruzzo

Dopo aver appurato le cause del distacco e avervi posto rimedio, si procede alla ricostruzione della sezione con l'applicazione di resine epossidiche per ripresa di getto e stuccatura con malte reoplastiche fibrorinforzate.

Elemento: plinto di fondazione montanti barriera

Descrizione manutenzione: Ripristino armatura metallica

Dopo aver appurato le cause del degrado e avervi posto rimedio, si procede alla pulizia accurata delle armature con demolizione locale di tutte le zone di cls degradate, alla protezione delle armature con malta cementizia anticorrosiva e alla ricostruzione della sezione con l'applicazione di resine epossidiche per ripresa di getto e stuccatura con malte reoplastiche fibrorinforzate.

### 11.3. CONTROLLI IN SEGUITO AD EVENTO SISMICO

Nell'evenienza di un evento sismico tutte le attività di controllo devono essere eseguite sia sulle reti in aderenza che sulla barriera paramassi, con particolare riferimento a quelle relative al controllo di verticalità delle pareti, di cedimenti degli ancoranti/chiodature, lesioni e cedimenti delle maglie delle reti etc..., per evidenziare eventuali deformazioni permanenti residue o danneggiamenti in genere.

Il Progettista

PER PRESA VISIONE:

Il Committente

Il Direttore dei Lavori

## **12. CERTIFICAZIONI BARRIERA MACCAFERRI RB 3000**

Si riportano di seguito le certificazioni messe a disposizione dal produttore per la barriera certificata adottata in progetto (Maccaferri RB 3000 H=5.0m prodotta dalla Officine Maccaferri SpA, livello energetico certificato pari a 3000kJ), della quale sono stati verificati, nella presente relazione, i sistemi di ancoraggio di monte, laterali e dei montanti.

**MAC.RO™ SYSTEM - RB 3000 - 3000 kJ**  
**BARRIERA PARAMASSI DEFORMABILE AD ASSORBIMENTO DI ENERGIA**

La **RB 3000** è una barriera paramassi in grado di resistere all'urto di un corpo roccioso animato di una energia cinetica pari a 3000 kJ.

**Standard e Norme di Riferimento**

**EAD 340059-00-0106** "Falling Rock Protection Kits", Luglio 2018 (ex ETAG 027).

**Normative tecniche sui materiali impiegati:**

**UNI EN 10210** "Profilati cavi in acciaio laminati a caldo per impieghi strutturali";

**UNI EN ISO 1461** "Rivestimenti di zincatura per l'immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli di acciaio - Specificazione e metodi di prova";

**UNI EN 12385** "Funi di acciaio - Sicurezza";

**UNI EN 10264-2** "Filo di acciaio per funi - Filo di acciaio non legato trafilato a freddo per funi per applicazioni generali";

**UNI EN 10244-2** "Fili e prodotti trafilati di acciaio - Rivestimenti metallici non ferrosi sui fili di acciaio - Rivestimenti di zinco o leghe di zinco.



**Tecnologia del sistema**

Lo schermo di intercettazione è situato a valle della barriera. I montanti sono staticamente indipendenti dalla rete e possono essere investiti dall'impatto del masso senza alterare il processo d'arresto.

Lo schermo di intercettazione, formato da pannelli di rete ad anelli, è continuo e non permette la formazione di varchi a seguito dell'impatto.

Non vi sono controventi di valle.

I freni garantiscono prestazioni elevate e costanti nel tempo perché lavorano per deformazione e non per attrito.

La barriera è studiata, prodotta e commercializzata in regime di qualità UNI EN ISO 9001.

**Caratteristiche principali**

La barriera può essere montata su terreni sciolti o in roccia, su pendii verticali o inclinati. Le ampie tolleranze ammesse per il tracciamento agevolano la posa in opera su pendii irregolari.

Le forze sviluppate sui controventi sono basse e richiedono ancoraggi non eccessivamente lunghi.

Il plinto dei montanti ha solo funzione di livellamento. Le sollecitazioni sono scaricate tramite micropali o tirafondi.

La struttura è semplice da montare, anche in situazioni ambientali difficili; i tempi di installazione sono minimizzati.

La struttura è di facile manutenzione.

La struttura di intercettazione principale è composta costituita da pannelli di rete ad anelli.

**Progettazione**

Nella configurazione standard la lunghezza ottimale della barriera è compresa tra 30 e 100 m. Per barriere che in planimetria formano un angolo che si chiude verso monte, potrebbe essere necessario disporre un controvento di valle. Il progettista definisce la lunghezza delle fondazioni in funzione della natura dei terreni e delle forze agenti misurate durante il crash test.

All'ordine dichiarare la tipologia in fondazione necessaria (per terreni rocciosi o terreni sciolti).

**Test e dati principali**

Collaudo dinamico secondo EAD 340059-00-0106 "Falling Rock Protection Kits", ed. Luglio 2018 (ex ETAG 027)

Risultati del test MEL (Maximum Energy Level):

Livello di Energia assorbita: 3000 kJ

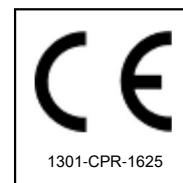
**Categoria 6** secondo EAD 340059-00-0106 (ex ETAG 027)

Altezza residua: 68.6% dell'altezza nominale

**Categoria A** secondo EAD 340059-00-0106 (ex ETAG 027)

Allungamento massimo: 7,06 m

ETA n. 20/0520



La barriera paramassi RB 3000 è proprietà del Gruppo Officine Maccaferri.

**AVVERTENZA:** La posa del prodotto deve avvenire in accordo alle norme di sicurezza nazionali. Quando il lavoro è eseguito con funi di sospensione o posizionamento, i dispositivi di protezione individuale contro le cadute dall'alto devono essere collegati a punti di ancoraggio sicuri conformi alla norma EN 795.

**Maccaferri** si riserva la facoltà di modificare gli standard e le caratteristiche dei prodotti senza alcun preavviso. In ogni modo nessuna responsabilità per un errato utilizzo progettuale delle stesse dovrà essere imputata al produttore o ai suoi distributori.

**Officine Maccaferri Italia S.r.l.**

Via JF Kennedy 10, 40069 Zola Predosa (BO) - Italy

T: (+39) 051 643 6000 F: (+39) 051 643 6201

E: info@it.maccaferri.com [www.maccaferri.com/it](http://www.maccaferri.com/it)

Azienda con Sistema Qualità Certificato da Bureau Veritas con accreditamento Accredia e Ukas.

# MACCAFERRI

Via Kennedy, 10  
40069 Zola Predosa (BO) – ITALY  
Tel: +39 051 6436000  
Fax: +39 051 6436201  
Web Site: [www.officinemaccafferri.com](http://www.officinemaccafferri.com)

## BARRIERA PARAMASSI AD ALTA RESISTENZA (3000 kJ) RB 3000

## CARICHI DI PROGETTO E FONDAZIONI TIPOLOGICHE

MODIFICA / REVISIONE No.		DESCRIZIONE MODIFICA / REVISIONE			DATA / FIRMA
Rev. 3 – 26 Aprile 2020					
SOSTITUISCE		DATA	SOSTITUISCE		DATA
		FIRMA			FIRMA
	DISEGNATO	CONTROLLATO	APPROVATO	SCALA	FOGLIO
					NUMERO
DATA					
FIRMA					

## Barriera paramassi

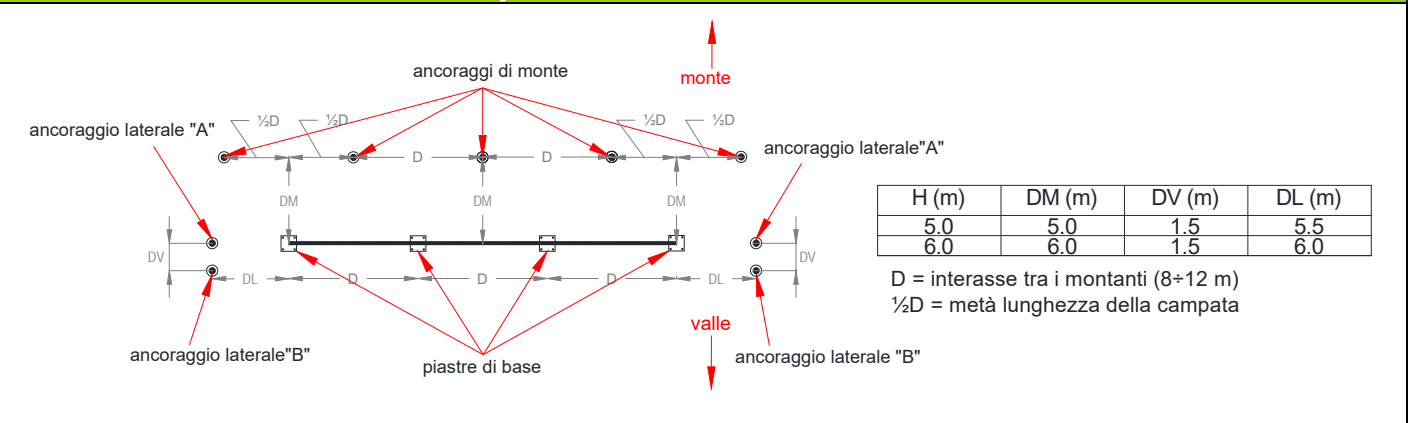
## RB 3000

### Carichi di progetto

(risultanti dalle forze registrate dalle celle di carico durante il test MEL)

Carico di trazione sugli ancoraggi laterali - (valore max)	264 kN
Carico di trazione sugli ancoraggi di monte - (valore max)	262 kN
Carico di compressione alla base dei montanti - (valore max)	263 kN
Carico di taglio alla base dei montanti - (valore max)	206 kN

### Schema delle fondazioni in pianta



### Caratteristiche delle fondazioni standard

#### Fondazioni per TERRENO SCIOLTO

Ancoraggio laterale (tipo, lunghezza, diam. perforaz.)	ancoraggi in doppia fune spiroidale $\phi 16$ mm* 6.0 m, 102 mm
Ancoraggio di monte (tipo, lunghezza, diam. perforaz.)	ancoraggi in doppia fune spiroidale $\phi 16$ mm* 6.0 m, 102 mm
Barre di fondazione del montante (tipo, lunghezza, diam. perforaz.)	n.2 barre tipo Dywidag in acciaio 950/1050 MPa $\phi 26.5$ mm 4.0 m, 89 mm

#### Fondazioni per ROCCIA

Ancoraggio laterale (tipo, lunghezza, diam. perforaz.)	ancoraggi in doppia fune spiroidale $\phi 16$ mm* 4.0 m, 89 mm
Ancoraggio di monte (tipo, lunghezza, diam. perforaz.)	ancoraggi in doppia fune spiroidale $\phi 16$ mm* 4.0 m, 89 mm
Barre di fondazione del montante (tipo, lunghezza, diam. perforaz.)	n.2 barre tipo Dywidag in acciaio 950/1050 MPa $\phi 26.5$ mm 3.0 m, 76 mm

\* Per maggiori informazioni, si prega di fare riferimento alla relativa scheda tecnica degli ancoraggi tipo "C-FAST".

#### NOTE:

- 1) I carichi di progetto indicati in tabella rappresentano i carichi massimi agenti, desunti dalle forze di picco registrate dalle celle di carico installate sulle funi e/o sulle fondazioni (ancoraggi), durante il test MEL (Massimo Livello Energetico), eseguito in accordo a EAD 340059-00-0106.
- 2) Le fondazioni indicate rappresentano le opzioni tipologiche che possono essere fornite con il kit, progettate sulla base di assunzioni di carattere generale; in particolare, le fondazioni suddette sono state dimensionate considerando una tensione limite di aderenza tra malta e terreno pari a 250 kPa e 500 kPa rispettivamente per terreno sciolto e per roccia. Le caratteristiche delle fondazioni, in particolare la lunghezza e il diametro di perforazione, possono essere modificate e progettate in caso di condizioni particolari e necessità specifiche.

Maccaferri si riserva la facoltà di modificare gli standard e le specifiche dei prodotti senza alcun preavviso; ad ogni modo nessuna responsabilità per un errato utilizzo progettuale degli stessi potrà essere imputata al produttore o ai suoi distributori.