

REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA-GIULIA  
COMUNE DI VENZONE


Lavoro:

**LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA  
DELLA STRADA COMUNALE  
CARNIA-TUGLIEZZO - 2° LOTTO**

**(FRANA PAI N. 0301310200)**

CUP: I47H23001570002

**Progetto Esecutivo**

Progettazione:  P.I. Giovanni Battista De Prato  Ing. Massimo Blasone  Ing. Andrea Miniussi  <small>(copia cartacea conforme all'originale firmata digitalmente)</small>	Committente:    Comunità di MONTAGNA del GEMONESE Via C. Caneva n. 25 - 33013 - Gemona del Friuli (UD) C.F. 94140650303 - P.IVA 02878510300 PEC: comunita.gemonese@certgov.fvg.it Tel. 0432 971160   Fax. 0432 971358
	Responsabile del Progetto:  dott. Fabio Zoz

N°  <b>7</b>	Elaborato:  <b>- RELAZIONE DI CALCOLO - RELAZIONE SUI MATERIALI - RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA - RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZ. - GIUDIZIO MOTIVATO DI ACC. DEI RISULTATI - PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE</b>	Scala/e:	Tavola/elaborato:  <b>RM.01.01</b>
--------------------	---	----------	--

PM\_0100000\_r00\_d00\_20250107\_relazione\_strutturale

0	07/01/2025	emissione	AM	MB	DPGB
revisione	data	descrizione	redatto	approvato	autorizzato

## INDICE

<b>1. GENERALITÀ</b> .....	3
<b>2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b> .....	4
<b>3. RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI</b> .....	5
3.1. ACCIAIO DA COSTRUZIONE .....	5
3.2. CHIODATURE.....	5
3.3. COLLEGAMENTI BULLONATI .....	5
3.4. COLLEGAMENTI SALDATI .....	5
<b>4. IPOTESI DI CALCOLO</b> .....	6
<b>5. RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA</b> .....	7
<b>6. RELAZIONE GEOTECNICA</b> .....	8
6.1. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DELLE CHIODATURE IN BARRE.....	10
<b>7. ANALISI DEI CARICHI</b> .....	12
7.1. AZIONI PERMANENTI.....	12
7.1.1. Peso proprio degli elementi strutturali .....	12
7.2. DEFORMAZIONI IMPRESSE .....	12
7.2.1. Variazioni termiche differenziali .....	12
7.2.2. Cedimenti vincolari.....	12
7.3. AZIONI VARIABILI .....	12
7.3.1. Azioni dovute alla neve.....	12
7.4. AZIONI DOVUTE AL SISMA.....	12
<b>8. ANALISI STRUTTURALE</b> .....	14
8.1. SEZIONE T1.....	18
8.1.1. Dati di input .....	18
8.1.2. Verifiche strutturali .....	19
8.2. SEZIONE T2.....	20
8.2.1. Dati di input .....	20
8.2.2. Verifiche strutturali .....	21
8.3. SEZIONE T3.....	22
8.3.1. Dati di input .....	22
8.3.2. Verifiche strutturali .....	23
8.4. CONCLUSIONI.....	23
<b>9. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI</b> .....	24
<b>10. PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE</b> .....	26
10.1. RETI IN ADERENZA E ANCORAGGI.....	26
10.1.1. Anomalie riscontrabili.....	26
10.1.2. Controlli da eseguire .....	26
10.1.3. Manutenzioni su base di controllo .....	27
10.2. CONTROLLI IN SEGUITO AD EVENTO SISMICO.....	28

## 1. GENERALITÀ

La presente Relazione riguarda la progettazione e la verifica di rinforzi corticali di pareti rocciose tramite geocompositi o pannelli in funi d'acciaio, all'interno del progetto "Lavori di messa in sicurezza della strada comunale Carnia-Tugliezzo – 2° lotto (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 predimensionamento strutturale; al termine viene anche inserito il piano di manutenzione delle strutture.

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 nella zona di intervento urgente, 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).

Nella zona si prevede il disgrego di uno sperone roccioso di circa 32mc che risulta, da sopralluogo visivo, particolarmente instabile a causa di un progressivo dilavamento alla base e laterale; la posa in opera di rete armata, geocomposito metallico tipo SteelGrid 50HR o equivalente, per rinforzo corticale di un'area complessiva di circa 2990mq sulle parti di parete con pendenze comprese tra i 55° e i 70° e la posa in opera di pannelli in fune metallica, tipo HEA Panels 300 o equivalente, per rinforzo corticale di un'area di circa 108mq (6 pannelli 6x3m) con pendenze di circa 75° e potenzialmente più pericolose rispetto a quelle rinforzate con semplice geocomposito, oltreché sottostanti un traliccio di media tensione. 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.

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 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

#### 3.2. CHIODATURE

Per le chiodature 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.

#### 3.3. 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”.

#### 3.4. 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, pannelli in fune di acciaio e ancoranti (chiodature) 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.

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.

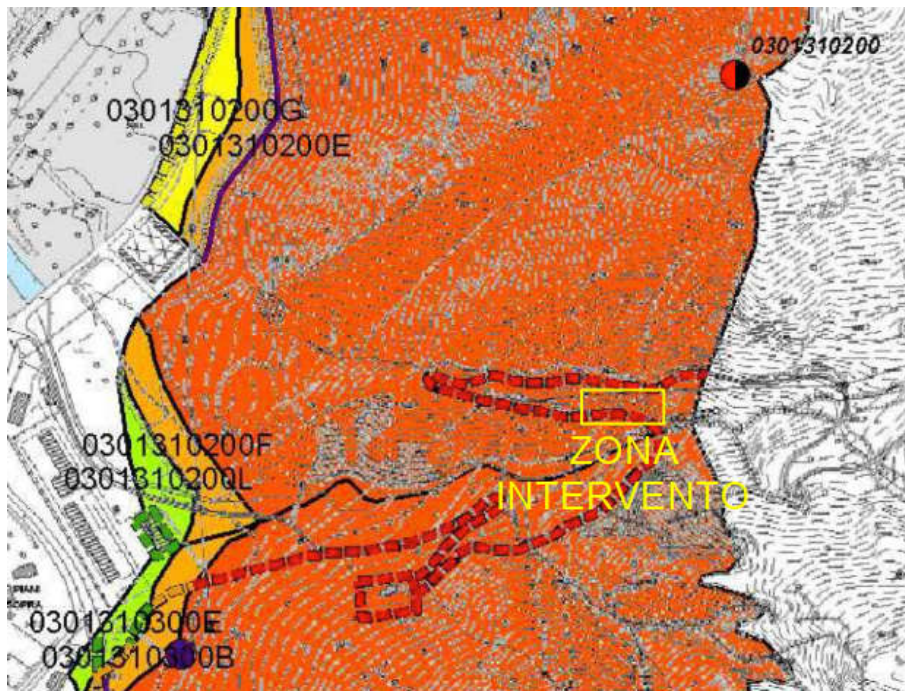
I parametri sismici che ne derivano, da prendere in considerazione come base per il calcolo, conformemente a quanto previsto dal punto 3.2 del D.M. 17/01/2018, sono:

	$T_R$ (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:..... geocomposito tipo SteelGrid HR50 o equivalente

Unità litologica: ..... UL2

Inclinazione caratteristica pendio: ... 55°

Inclinazione media fratture: ..... 40°

#### Sezione T3:

Rinforzo corticale:..... pannelli in fune tipo HEA 300 e equivalente

Unità litologica: ..... UL1

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 T2) e per almeno 3.85m per le zone rinforzate con fune di acciaio (sezione T3). 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.

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 nella roccia di base (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) i il seguente parametro di resistenza tangenziale caratteristica minima (estremamente cautelativo):

Tensione tangenziale caratteristica: .....  $\tau_{s,k}$  = 0.45 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  $\gamma_{\tau R} = 1.25$ .

### 6.1. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DELLE CHIODATURE IN BARRE

Le chiodature di fondazione previste sono ancorate all'interno della stratificazione litoide di base per almeno 2.85m nelle sezioni T1 e T2 e per almeno 3.85m nella sezione T3. 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, considerando cautelativamente il solo contributo dato dalla 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  $\phi 32$ 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:

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

$$N_{T2} = 28.0 \text{ kN}$$

$$N_{T3} = 70.0 \text{ kN}$$

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:

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

dove:

$$N_T \quad \text{sforzo di progetto sul tirante}$$

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

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

$$\gamma = 1.5 \quad \text{coefficiente dipendente dallo stato delle superfici}$$

$$\delta = 1.0 \quad \text{coefficiente dipendente dal numero di trefoli elementari o barre}$$

#### Aderenza terreno - malta di iniezione:

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

dove:

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

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

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:

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

$$L_{min,T2} = 1.80 \cdot 1.20 \cdot L_{Cmin} = 56.3 \text{ cm}$$

$$L_{min,T3} = 1.80 \cdot 1.20 \cdot L_{Cmin} = 140.6 \text{ cm}$$

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 T2) e non inferiore a 150cm per le chiodature del rinforzo in pannelli di fune d'acciaio (sezione T3). 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. ANALISI DEI CARICHI

Vengono di seguito analizzate le azioni verticali ed orizzontali agenti sulle strutture in esame, al fine di verificare i principali elementi di progetto.

### 7.1. AZIONI PERMANENTI

#### 7.1.1. 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 ( $\gamma = 27.0 \text{ kN/m}^3$ ).

### 7.2. DEFORMAZIONI IMPRESSE

#### 7.2.1. Variazioni termiche differenziali

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

#### 7.2.2. 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.

### 7.3. AZIONI VARIABILI

#### 7.3.1. 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.

### 7.4. 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.

## 8. ANALISI STRUTTURALE

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 2990 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 108 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:

$$W = i_x \cdot i_y \cdot s \cdot \gamma$$

$$E$$

$$W_h = W \cdot k_h$$

$$W_v = W \cdot k_v$$

$$E_h = E \cdot k_h$$

$$E_v = E \cdot k_v$$

Dove:

$i_x, i_y$  ..... 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

$k_h$  ..... coefficiente orizzontale dell'azione sismica

$k_v$  ..... 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:

$$\tau_{D,d} = (W_P \cdot \gamma_D + E_P \cdot \gamma_D + W_{hP} + W_{V_P} + E_{hP} + E_{V_P})$$

$$\tau_{S,d} = ((W_O + E_O) / \gamma_R + W_{hO} + W_{V_O} + E_{hO} + E_{V_O}) \cdot \tan(\phi)$$

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:

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

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

$$\delta = 1/3 \cdot JRC_n \cdot \log(JCS_n / \sigma_n)$$

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

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  
 $JRC_n$  ..... coefficiente funzione della scabrezza della superficie del giunto  
 $JCS_n$  ..... 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:

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

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

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.

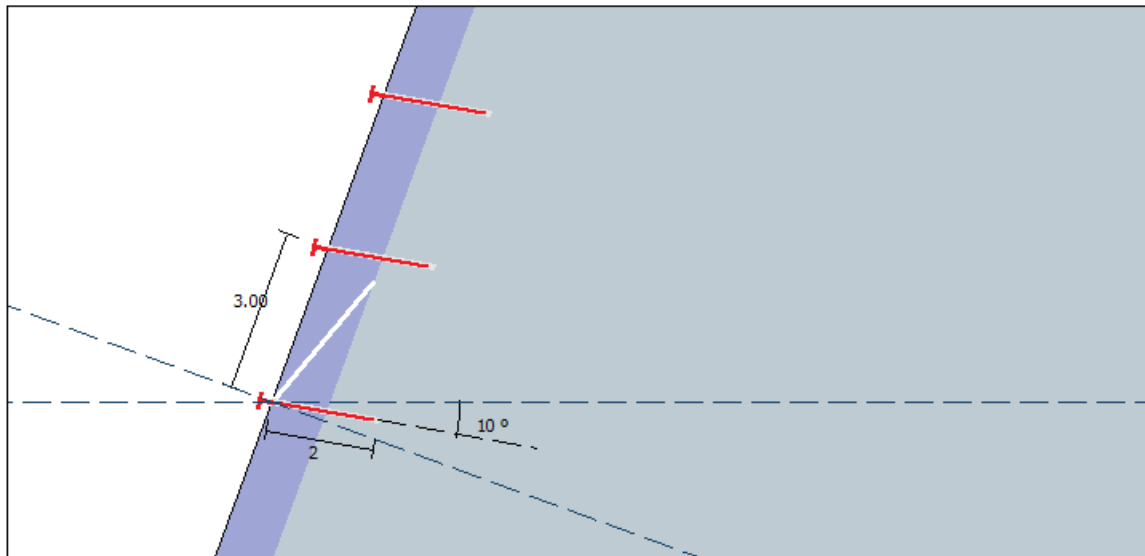
Di seguito si riportano le analisi e le verifiche effettuate per le tre sezioni di analisi T1, T2 e T3 già introdotte al precedente capitolo 6.

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 perciò accettabile.

## 8.1. SEZIONE T1

### 8.1.1. 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	$ch$	0.17
Vertical seismic coefficient	$cv$	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

## 8.1.2. 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	$FOS_{R \text{ slope}}$	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**

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

**Mesh**

<b>Punching</b>		
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	$FOS_{R \text{ Defl}}$	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**

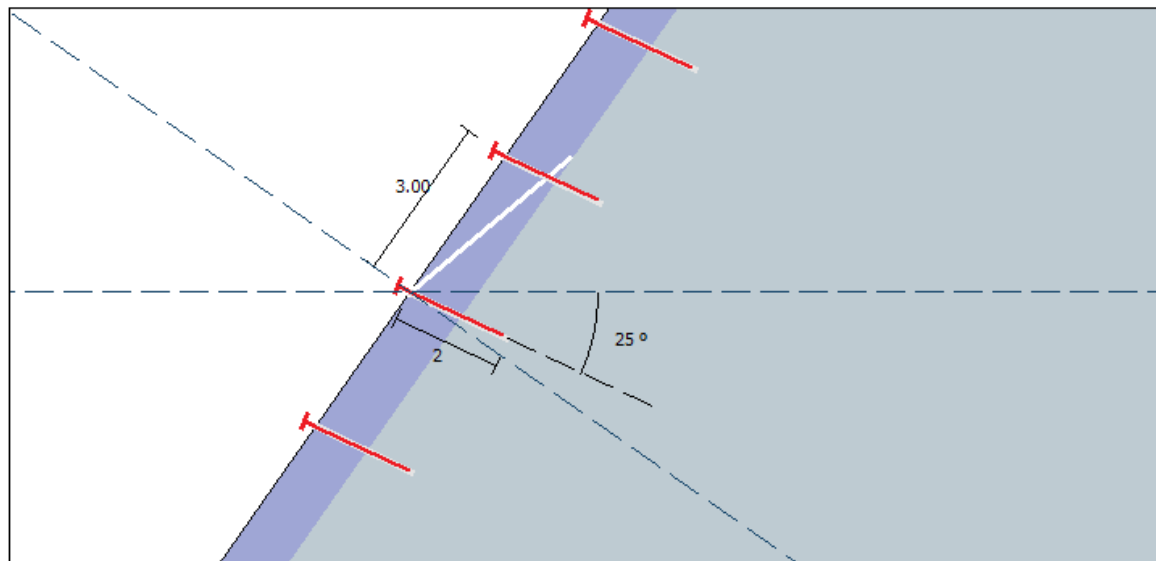
Coefficient applied on the punch resistance	$\gamma_{MESH}$	1.50
---	-----------------	------

**Anchor type**

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

## 8.2. SEZIONE T2

### 8.2.1. Dati di input



#### Rock Slope

Inclination of the slope [°]	$\beta$	55
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 [°]	$\alpha$	40
Compressive strength of the critical joint [MPa]	$JCS_0$	38.00
Roughness Coefficient of the critical joint	$JRC_0$	5.00

#### Seismicity

Horizontal seismic coefficient	$ch$	0.17
Vertical seismic coefficient	$cv$	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]	$\alpha$	3.00
Vertical spacing between the anchors [m]	$\alpha_y$	3.00
Inclination of bar to the horizontal [°]	$\varepsilon$	25

##### 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

## 8.2.2. Verifiche strutturali

### Analysis of sliding of the surficial zone

$FOS_R$	<b>1.10</b>
Anchor working rate	<b>85.36</b> %

### Analysis of sliding of the surficial zone

Sum of the stabilizing forces, design value [kN]	$\tau_{S,d} + F_{Y,d}$	308.12
Force acting on the anchor, design value [kN]	$\tau_{D,d}$	280.47
Factor of resistance	$FOS_{R\ slope}$	1.10

### Anchor Bar

Sum of the stabilizing forces, design value [kN]	$R_{STAB,d}$	161.19
Capacity of the anchor, design value [kN]	$F_{Y,d}$	188.84
Anchor working rate	$\eta A$	85.36

### Bar design

Angle between anchor axis and horizontal [°]	$\epsilon$	25
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]	$F_{Y,d}$	188.84
Nominal diameter of drilling [mm]	$\phi_{drill}$	76.00
Pullout force related to the mesh [A] [kN]	$P_2$	20.14
Pullout force related to the sliding of the surficial zone [B] [kN]	$P_1$	27.99
Maximum pullout force (greater between A and B) [kN]	$P$	27.99
Length of the anchor in the stable zone [m]	$L_S$	0.47
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

		<i>Punching</i>
$FOS_R$	<b>2.72</b>	
Working rate	<b>36.78</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]	$M_d$	12.34
Factor of resistance	$FOS_{R\ Del1}$	2.72

### Mesh design

Rock volume that can slide among the anchors [m <sup>3</sup> ]	$V_b$	3.80
Rock weight that can slide among anchors [kN]	$B_k$	102.51
Sum of driving forces acting on the sliding plane, design value [kN]	$B_{D,d}$	98.35
Sum of resisting forces acting on the sliding plane, design value [kN]	$B_{R,d}$	50.69
Punch force acting on the mesh, design value [kN]	$M_d$	12.34
Nominal displacement calculated [m]	$Z_M$	0.592

### Mesh

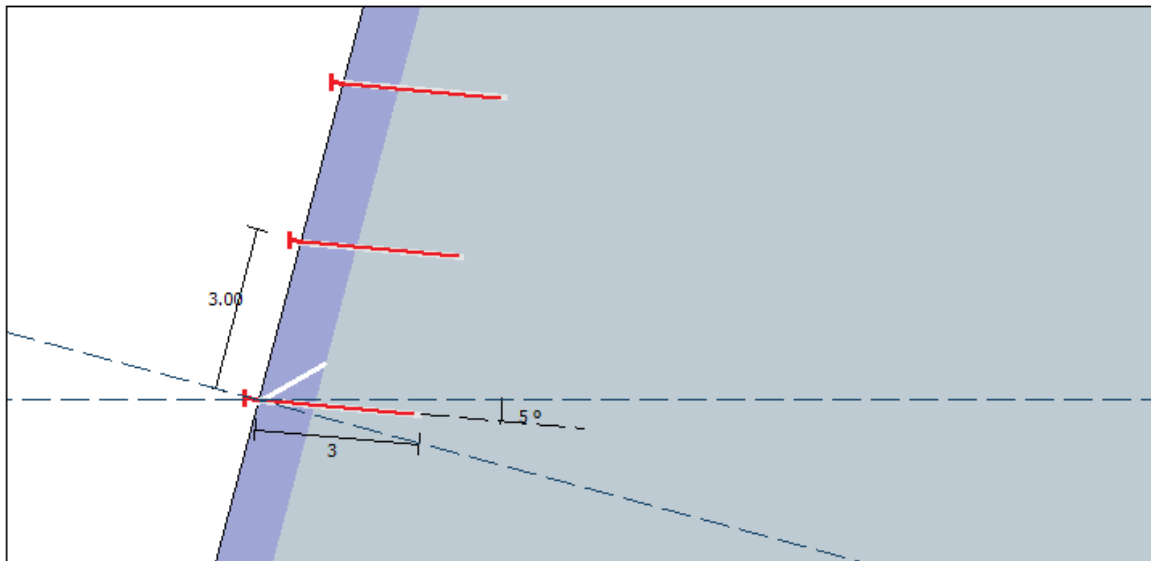
Coefficient applied on the punch resistance	$\gamma_{MESH}$	1.50
---	-----------------	------

### Anchor type

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

### 8.3. SEZIONE T3

#### 8.3.1. Dati di input



#### Rock Slope

Inclination of the slope [°]	$\beta$	75
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 [°]	$\alpha$	30
Compressive strength of the critical joint [MPa]	JCS <sub>o</sub>	21.00
Roughness Coefficient of the critical joint	JRC <sub>o</sub>	6.00

#### Seismicity

Horizontal seismic coefficient	$ch$	0.17
Vertical seismic coefficient	$cv$	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]	$ix$	3.00
Vertical spacing between the anchors [m]	$iy$	3.00
Inclination of bar to the horizontal [°]	$\varepsilon$	5

##### 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>HEA 300 Ø 10</b>	
Nominal punching resistance in lab test [kN]	$M0$	400.00

### 8.3.2. Verifiche strutturali

#### Analysis of sliding of the surficial zone

<i>FOS<sub>R</sub></i>	<b>1.05</b>
<i>Anchor working rate</i>	<b>91.59</b> %

#### Analysis of sliding of the surficial zone

Sum of the stabilizing forces, design value [kN]	$\tau_{S,d} + F_{Y,d}$	329.34
Force acting on the anchor, design value [kN]	$\tau_{D,d}$	313.48
Factor of resistance	$FOS_{R \text{ slope}}$	1.05

#### Anchor Bar

Sum of the stabilizing forces, design value [kN]	$R_{STAB,d}$	172.83
Capacity of the anchor, design value [kN]	$F_{Y,d}$	188.69
Anchor working rate	$\eta_A$	91.59

#### Bar design

Angle between anchor axis and horizontal [°]	$\varepsilon$	5
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]	$F_{Y,d}$	188.69
Nominal diameter of drilling [mm]	$\phi_{drill}$	76.00
Pullout force related to the mesh [A] [kN]	$p_2$	70.00
Pullout force related to the sliding of the surficial zone [B] [kN]	$p_1$	30.01
Maximum pullout force (greater between A and B) [kN]	$p$	70
Length of the anchor in the stable zone [m]	$L_S$	1.17
Length of the anchor in the unstable zone [m]	$L_i$	1.23
Minimum length of the anchor [m]	$L_t$	3.00

#### 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

<i>FOS<sub>R</sub></i>	<b>2.02</b>
<i>Working rate</i>	<b>49.61</b> %

#### Mesh

<i>Punching</i>		
Punch resistance of the mesh, design value [kN]	$M_{MESH} / \gamma_{MESH}$	121.80
Punch force acting on the mesh, design value [kN]	$M_d$	60.42
Factor of resistance	$FOS_{R \text{ Mesh}}$	2.02

#### Mesh design

Rock volume that can slide among the anchors [m <sup>3</sup> ]	$V_b$	7.76
Rock weight that can slide among anchors [kN]	$B_k$	209.64
Sum of driving forces acting on the sliding plane, design value [kN]	$B_{D,d}$	166.08
Sum of resisting forces acting on the sliding plane, design value [kN]	$B_{R,d}$	80.63
Punch force acting on the mesh, design value [kN]	$M_d$	60.42
Nominal displacement calculated [m]	$Z_M$	0.470

#### 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

### 8.4. 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.

## 9. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

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 T3, di cui risultati di calcolo sono riportati al paragrafo 8.3.2., 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 8..

### 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	$\delta =$	23.81 °
Forza resistente ancoraggio	$F_{y,d} =$	189.82 kN
Forza stabilizzante richiesta	$R_{stab,d} =$	178.47 kN
Coefficiente sicurezza	$FOS_{R,slope} =$	1.04
Coefficiente di sfruttamento	$\eta_A =$	94.02 %

### 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	$F_{y,d} =$	188.69 kN	Differenza 0.60 %
Forza stabilizzante richiesta	$R_{stab,d} =$	172.83 kN	Differenza 3.16 %
Coefficiente sicurezza	$FOS_{R,slope} =$	1.05	Differenza 0.95 %
Coefficiente di sfruttamento	$\eta_A =$	91.59 %	Differenza 2.58 %

### 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 3.00%. Perciò si possono ritenere affidabili le analisi condotte con il software di calcolo utilizzato.

## 10. PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

Vengono riportate le indicazioni relative al piano di manutenzione delle strutture di rinforzo corticale. Le quali 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.

### 10.1. 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.

#### 10.1.1. 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.

#### 10.1.2. 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 anomali 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.

### **10.1.3. 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.

#### **10.2. CONTROLLI IN SEGUITO AD EVENTO SISMICO**

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

Il Progettista

PER PRESA VISIONE:

Il Committente

Il Direttore dei Lavori