

PROGETTO DI AMPLIAMENTO DELLA CAVA
DI SCAGLIA ROSSA "CASOLO"
POLO ESTRATTIVO SAA027 MONTE ROMANO
COMUNE DI PERGOLA - LOC. BELLISIO SOLFARE

ALLEGATO E.1

ANALISI STABILITA' FRONTI DI SCAVO

PROGETTO ESECUTIVO

REVISIONE	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	APPROVATO
C				
B				
A	EMMISSIONE	MAGGIO 2015		



Buzzi Unicem

COMUNE DI PERGOLA

***Progetto di ampliamento
della cava di scaglia rossa***

"CASOLO"

Fraz. Bellisio Solfare

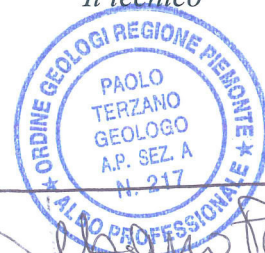
Polo SAA027 "Monte Romano"

L.R. 71/97 – art. 9

**Relazione di meccanica delle rocce
[L.R. 71/97-art.9-comma 2-lett.e)]**

**Analisi di stabilità dei fronti di scavo
(art. 52 – D.Lgs 624/96)**

Il tecnico



Paolo Terzano

1	PREMESSA	1
2	RILIEVO GEOSTRUTTURALE.....	3
3	CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO	7
3.1	Classificazioni di Beniawsky e Romana	7
3.1.1	Input dati per il calcolo di Rock Mass Rating (RMR).....	8
3.1.2	Risultati relativi a Rock Mass Rating (RMR)	8
3.2	CLASSIFICAZIONE DI BARTON (SISTEMA Q).....	10
3.2.1	Calcolo dei parametri della classificazione di Barton	10
4	PROVE DI LABORATORIO	11
5	INQUADRAMENTO SISMICO.....	1
5.1.1	Individuazione della pericolosità del sito	2
5.1.2	Scelta della strategia di progettazione	2
5.1.3	Determinazione dell'azione di progetto	5
6	STUDIO GEOMECCANICO DELL'AMMASSO ROCCIOSO E ANALISI DI STABILITÀ	6
6.1	Analisi di stabilità dei fronti in progetto	7
6.1.1	Analisi stabilità fronte principale rivolto a SO (240°).....	8
6.1.2	Analisi stabilità fronte rivolto a S (195°)	10
6.1.3	Analisi stabilità fronte rivolto a SE (130°)	11
6.1.4	Analisi stabilità fronte rivolto a E (95°)	13
7	ANALISI DI STABILITÀ PISTA DI ARROCCAMENTO	15
7.1.1	Analisi stabilità fronte sezione A	15
7.1.2	Analisi stabilità fronte sezione B.....	16
7.1.3	Analisi di stabilità dei fronti soggetti a sovraccarico	18
8	CONCLUSIONI	19

ALLEGATI

- Stralcio planimetrico in scala 1:1000 con ubicazione stendimenti
- Fotografie stendimenti e stazione
- Stereogrammi
- Stralcio planimetrico con ubicazione pista arroccamento
- Elaborazione dati da “*Spettri NTC 2008*”
- Prove di laboratorio su roccia eseguite da SGAILab

1 PREMESSA

La società BUZZI UNICEM S.p.A. è proprietaria della cava di calcare denominata “Casolo” sita in località Bellisio Solfare del comune di Pergola da cui si estrae il materiale che la propria consociata Unical S.p.a. utilizza come inerte per il confezionamento del calcestruzzo.

L’attività estrattiva è compresa all’interno del Polo Estrattivo SAA027 individuato dal Piano Cave provinciale (PPAE) ed è autorizzata dal Comune di Pergola con provvedimento n.73 del 20/05/2009.

Stante l’approssimarsi della conclusione dell’attuale progetto autorizzato, la ditta intende proporre l’ampliamento delle coltivazioni di cava, proseguendo verso Nord lo sfruttamento della stessa Formazione della Scaglia Rossa, sempre all’interno del perimetro del Polo Estrattivo e della UMI autorizzata.

Dal punto di vista geologico il versante SO del Monte Romano su cui è aperta la cava, appartiene a una vasta struttura anticlinale, il cui nucleo è costituito dai calcari della Corniola. L’anticlinale è interessata da un sistema principale di faglie inverse con direzione NO-SE , e da un sistema di litoclasti secondarie orientate sempre NO-SE. L’area di cava dista all’incirca 800 m dal nucleo anticlinale e non risulta interessata da dislocazioni importanti. La litologia oggetto di coltivazione è attribuita alla Formazione della Scaglia Rossa ed è costituita da un’alternanza di strati calcarei talvolta selciosi e calcareo-marnosi di colore biancastro-rossiccio, fittamente stratificati con immersione generale verso SO. Nell’area estrattiva l’ammasso roccioso è caratterizzato dalla presenza di un sistema di discontinuità pervasivo inclinato di $50^{\circ}\div 55^{\circ}$ sull’orizzontale su cui viene configurato il fronte finale di cava rivolto a SO.

L’ammasso roccioso, ampiamente esposto e coltivato da molti anni, non presenta zone marcatamente disomogenee tali da richiedere una classificazione separata ai fini delle analisi di stabilità, pertanto i risultati ottenuti dall’applicazione dei metodi di classificazione si può considerare ampiamente valida anche per l’area di ampliamento dove, sulla base dei dati geologici di letteratura, di campagna e di quelli emersi dai sondaggi geognostici, prosegue l’affioramento della stessa litologia con caratteristiche geomeccaniche sostanzialmente simili.

Come si può vedere dalle immagini seguenti, l’attuale fronte di cava non è interessato da fenomeni gravitativi superficiali o profondi, si può segnalare solo il distacco di modesti frammenti di roccia dalle pareti in conseguenza all’azione degli agenti atmosferici.



Stato dell'ammasso roccioso esposto lungo gli attuali fronti di cava



L'ammasso roccioso esposto sul lato Sud dell'ampliamento



Particolare dello stato di alterazione dell'ammasso roccioso

2 RILIEVO GEOSTRUTTURALE

L'esame visivo preliminare del sito attualmente in coltivazione, ha evidenziato come si presenti sostanzialmente in buone condizioni di stabilità globale. Solo lungo i fronti in configurazione finale si riscontrano modesti e localizzati distacchi di frammenti rocciosi legati all'azione modellatrice degli agenti atmosferici.

Dal punto di vista idrogeologico la Formazione della Scaglia Rossa ha permeabilità secondaria legata alla fratturazione e a disturbi di natura tettonica. Durante il sopralluogo condotto per la redazione di questo studio e in quelli precedenti condotti nel corso dell'anno, l'ammasso roccioso si presentava completamente asciutto. Ciò fa ragionevolmente concludere che l'eventuale circolazione delle acque sotterranee avvenga a quote non raggiunte dall'intervento estrattivo.

Non sono state individuate zone evidentemente disomogenee dal punto di vista geomeccanico.

Per determinare i parametri dell'ammasso roccioso e dei sistemi di discontinuità che lo interessano, sono stati eseguiti lungo i gradoni del versante esposto a Sud dell'area di ampliamento, n.2 stendimenti denominati ST1 e ST2 e n.1 stazione strutturale sul lato Ovest dell'area in coltivazione, come indicati nello stralcio planimetrico allegato fuori testo.



Stendimento ST1



Stendimento ST2



Ubicazione stazione strutturale STZ 3

Per le discontinuità incontrate lungo gli stendimenti e nella stazione strutturale, sono stati misurati la giacitura, la persistenza, l'inclinazione, l'eventuale presenza di acqua e la scabrezza (mediante profilometro o "pettine di Barton"). Oltre ai dati di laboratorio ottenuti sui campioni prelevati dai sondaggi geognostici, sulle discontinuità principali sono state eseguite alcune prove con sclerometro di tipo N per ottenere la resistenza a compressione monoassiale. I valori di resistenza a compressione così ottenuti, sono stati poi correlati a quelli ottenibili con uno sclerometro di tipo L per poterli utilizzare nelle diverse relazioni elaborate per questo sclerometro. In particolare, è stata utilizzata la relazione di Katz et al. (2000) per correlare la lettura al rimbalzo di uno sclerometro N con la resistenza a compressione monoassiale.

Nel settore di cava oggetto del rilievo geomeccanico e corrispondente alla zona di sovrapposizione dei due progetti, l'ammasso roccioso si presenta sempre interessato dal già noto pervasivo sistema di discontinuità, inclinato di $50^{\circ} \div 55^{\circ}$ verso SO, che ha condizionato l'attuale coltivazione di cava costringendo la ditta a variare il primo progetto approvato apportando una riduzione dei volumi estraibili.



Particolare della roccia in cui si evidenzia il sistema discontinuità principale e un blando fenomeno plicativo

Il sistema principale mostra giunti con spaziatura decimetrica (0,26 m) frequenza di 3÷4 giunti/metro come visibile nell' immagine seguente.



Particolare della spaziatura decimetrica tra i giunti del sistema principale

Sul principale sistema di discontinuità non si riconoscono evidenti segni di movimento, mentre se ne riscontrano alcuni, sotto forma di strie su calcite, sul sistema disposto circa perpendicolarmente al primo.



Strie di movimento su calcite

3 CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

3.1 Classificazioni di Beniauskis e Romana

Nel campo della progettazione di infrastrutture di ingegneria civile, siano esse legate alla stabilità di un versante o alla stabilità di un'opera in sotterraneo, difficilmente si possono avere informazioni dettagliate sulle caratteristiche di resistenza e di deformabilità dell'ammasso roccioso interessato alla progettazione. Allora diventa importante poter utilizzare uno schema che possa soddisfare le richieste, un metodo empirico che permetta di risolvere i problemi dovuti alla scarsa conoscenza o esperienza di una determinata area. Le classificazioni di Beniauskis e Romana (la seconda è derivata dalla prima, che risultava troppo "conservativa") consentono di soddisfare i quesiti richiesti e le problematiche che si presentano. La classificazione di Beniauskis si basa sul rilievo, in campagna o in laboratorio, di sei parametri:

- A1 = resistenza a compressione uniassiale;**
- A2 = Rock Quality Designation Index (Indice RQD);**
- A3 = spaziatura delle discontinuità;**
- A4 = condizioni delle discontinuità;**
- A5 = condizioni idrauliche;**
- A6 = orientamento delle discontinuità.**

Da questi sei parametri si ricava l'Rock Mass Rating (RMR, Beniawsky) e con le dovute correzioni apportate da Romana nel 1985 lo Slope Mass Rating (SMR).

3.1.1 Input dati per il calcolo di Rock Mass Rating (RMR)

Indice di rimbalzo (R) = 45
 Numero medio di giunti per metro (n) = 4
 Spaziatura delle discontinuità (s) = 0,24 m
 Persistenza (continuità) del giunto = 3 - 10 m
 Apertura del giunto = 1 - 5 mm
 Giunto leggermente rugoso
 Pareti leggermente alterate
 Riempimento compatto < 5 mm
 Roccia asciutta
 Orientamento delle discontinuità applicato alle fondazioni
 Orientamento mediocre

3.1.2 Risultati relativi a Rock Mass Rating (RMR)

Resistenza a compressione Su (MPa)	Rock Quality Designation (RQD)
56,175	93,84

V1	V2	V3	V4	V5
2	1	3	5	4

V1 è un parametro che dipende dalla persistenza (continuità) del giunto
 V2 è un parametro che dipende dall'apertura del giunto
 V3 è un parametro che dipende dalla rugosità del giunto
 V4 è un parametro che dipende dal grado di alterazione delle pareti
 V5 è un parametro che dipende dal materiale di riempimento presente

A1	A2	A3	A4	A5	A6
5,93	18,68	8,4	15	15	-7

A1 è un valore numerico derivato dalla resistenza della roccia intatta
 A2 è un valore numerico derivato dall'indice RQD
 A3 è un valore numerico derivato dalla spaziatura delle discontinuità
 A4 è un valore numerico derivato dalle condizioni delle discontinuità
 A5 è un valore numerico derivato dalle condizioni idrauliche
 A6 è un indice di correzione per la giacitura delle discontinuità

Classificazione dell'ammasso roccioso

RMRbase	RMRcorretto	Classe	Descrizione
63,02	56,02	Terza	Mediocre

Caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso

Modulo di deformazione (GPa)	Geological Strength Index (GSI)	Coesione di picco (kPa)	Angolo di attrito di picco (°)	Coesione residua (kPa)	Angolo di attrito residuo (°)
26,04	58,02	315,1	36,51	252,08	30,21

Input dati per il calcolo di Slope Mass Rating (SMR)

Rottura: planare o a cuneo

Parallelismo fra l'immersione dei giunti e quella del pendio: condizione mediocre (20°-10°)

Inclinazione dei giunti: condizione mediocre (30°-35°)

Relazione fra inclinazione del fronte e quella dei giunti: condizione mediocre (0°)

Metodo di scavo: Abbattimento controllato

Risultati relativi a Slope Mass Rating (SMR)

Fattori di aggiustamento

F1	F2	F3	F4
0,7	0,7	-25	8

F1 dipende dal parallelismo fra l'immersione del fronte e l'immersione dei giunti

F2 è riferito all'inclinazione del giunto

F3 mette in relazione l'inclinazione del fronte e quella dei giunti

F4 è legato al metodo di scavo

Classificazione corretta dell'ammasso roccioso

SMR	Classe	Descrizione
58,77	Terza	Mediocre

Grado di stabilità, tipo di cinematismo di rottura, eventuali interventi di stabilizzazione

Stabilità	Modo di rottura	Stabilizzazione
Parzialmente stabile	Lungo piani o per cunei	Sistematica

3.2 CLASSIFICAZIONE DI BARTON (SISTEMA Q)

Sviluppata nel 1974 al Norwegian Geotechnical Institute essenzialmente per l'applicazione in campo sotterraneo, negli ultimi anni è stata estesa a diversi campi e di recente, nel 2002, lo stesso Barton ha proceduto ad una revisione totale del sistema.

Il valore di Q si calcola da:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

In cui i vari indici sono:

RQD (Rock Quality Designation), che tiene conto della suddivisione della massa rocciosa

J_n (Joint Set Number), che dipende dal numero di famiglie di giunti presenti nell'ammasso roccioso

J_r (Joint Roughness Number), che dipende dalla rugosità della famiglia più sfavorevole

J_a (Joint Alteration Number), che dipende dal grado di alterazione delle fratture, dallo spessore e dalla natura del riempimento, e che viene ugualmente determinato sulla famiglia più sfavorevole

J_w (Joint Water Number), che dipende dalle condizioni idrogeologiche

SRF (Stress Reduction Factor), che è funzione dello stato tensionale in rocce massive o dal disturbo tettonico.

Di recente Q è stato normalizzato nei confronti della resistenza a compressione monoassiale della roccia:

$$Q_c = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \times \frac{\sigma_c}{100}$$

3.2.1 Calcolo dei parametri della classificazione di Barton

Input dati per la definizione di Q

Numero medio di giunti per metro (n)=4

Tre serie di discontinuità

Spaziatura media della famiglia principale < 3 m

Giunti levigati, ondulati

Giunti con spalmature limose, frazione argillosa limitata non plastica

Acqua assente o scarsa, localmente venute < 5 l/min

Condizioni tensionali favorevoli

Risultati per la definizione di Q

Parametri

RQD	J _n	J _r	J _a	J _w	SRF
93,84	9	1,5	3	1	1

Indice Q e classi di ammasso roccioso

Indice Q	Classe	Descrizione
5,21	V	Mediocre

Indice Q normalizzato nei confronti della resistenza alla compressione monoassiale della roccia

Resistenza alla compressione uniassiale (MPa)	Indice Qc
88	4,588

Caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso

Componente attritiva FC (°)	Componente coesiva CC (MPa)	Modulo di deformazione statico (GPa)
26,57	9,1759	16,6166

Entrambi i metodi utilizzati classificano l'ammasso roccioso come "mediocre", in particolare il valore dell'indice Q si posiziona verso la parte bassa della classe V, mentre il valore di SMR si posiziona al centro della classe IV.

Tali valori sono confrontabili, anche se appena migliorativi, con la classificazione di ammasso "scadente" ottenuto in precedenza sull'ammasso roccioso attualmente coltivato e con il valore RQD pari a 42 ("ammasso scadente" secondo Deere) ottenuto dalle carote ricavate dai sondaggi geognostici.

4 PROVE DI LABORATORIO

In seguito all'esecuzione di 2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, la cui ubicazione è riportata nello stralcio planimetrico allegato fuori testo, su 4 campioni di carote sono state eseguite dal laboratorio SGAILAb di Morciano di Romagna le prove su roccia allegate fuori testo.

Di seguito è riportata la tabella riassuntiva dei risultati dalla quale si evince che l'ammasso roccioso, in profondità, presenta buone caratteristiche geomeccaniche.

COMMITTENTE: BUZZI UNICEM S.p.a.				TABELLA RIASSUNTIVA PROVE DI LABORATORIO SU:										SGAILAB – Laboratori e Ricerche S.r.l.									
LAVORO: Cava di Pergola (PU)				LOCALITA': Cava Casolo-Pergola(PU)		TERRE TERRE		ROCCE		MATER. STRADALI		Via Mariotti, 18/a - 47833 - Morciano di Romagna (RN) - ITALY Tel./Fax. +39 0541988972 - e.mail: info@sgailab.net REA: RN-304214 – C.F. e P.IVA 03688910401											
DATA: 08/04/15				N° COMMESSA: 15.012.01																			
SOND. n.	CAMP. n.	Prof. mt.	STATO DEL CAMP.	PESO DELL'UNITA' DI VOLUME γ kN/m ³	CONTEN. D'ACQUA W %	TENORE CARBON. %	PARAM. DINAMICI		COMPRESSIONE SEMPLICE					TAGLIO SU ROCCIA	TRIASSIALE SU ROCCIA					RUGOS. J.R.C.	TILT TEST °		
							Vel. Vp m/s	Ultra Vs m/s	Sforzi σc N/mm ²	Def.vert. εv %	Def.oriz. εo %	C.Poiss ν /	E Tang. E Sec. KN/mm ²		σ1 N/mm ²	σ3 N/mm ²	Def.vert. εv %	Def.oriz. εh %	C.Poiss ν /			E Tang. E Sec. KN/mm ²	Ind. stand. Is(50) MPa
S1	C1	1.37 5.00	P	2.463			4713	3166							93.05	1			0.237	33.00 35.43	4	51.06	
															142.10	3			0.217	30.55 33.65			
															165.57	5			0.246	32.94 35.37			
S1	C2	16.24 18.70	P	2.459			4821	2621							121.91	1			0.161	26.64 29.58	7	72.01	
															149.10	3			0.241	27.69 30.82			
															174.38	5			0.244	29.09 32.40			
S2	C1	3.50 8.00	P	2.447			4762	2817							114.77	1			0.221	25.73 28.50	5	59.06	
															146.92	3			0.221	26.45 29.94			
															93.77	5			0.185	25.09 25.94			
S2	C2	10.88 11.86	P	2.442			4675	3972							54.67	1			0.098	38.94 23.98	6	51.96	
															164.54	3			0.217	32.63 37.60			
															157.79	5			0.241	30.94 34.28			

LEGENDA : **ROCCE**
I = INTATTO
F = FRATTURATO
P = PIANI DI ROTTURA PREFERENZIALE (LINEE DI DEBOLEZZA)
D = DEBOLMENTE CEMENTATA

5 INQUADRAMENTO SISMICO

La sismicità della Penisola italiana è legata alla sua particolare posizione geografica, perché è situata nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica ed è sottoposta a forti spinte compressive. La sismicità più elevata si concentra nella parte centro-meridionale della penisola, lungo la dorsale appenninica (Val di Magra, Mugello, Val Tiberina, Val Nerina, Aquilano, Fucino, Valle del Liri, Beneventano, Irpinia), in Calabria e Sicilia, ed in alcune aree settentrionali, tra le quali il Friuli, parte del Veneto e la Liguria occidentale.

Dal punto di vista normativo, a seguito dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 (“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”), è stata introdotta una nuova classificazione sismica. Essa suddivide il territorio nazionale in 4 zone omogenee: le prime tre corrispondono, dal punto di vista della relazione con gli adempimenti previsti dalla Legge 64/74, alle zone di sismicità alta ($S=12$), media ($S=9$) e bassa ($S=6$), mentre per la zona 4, di nuova introduzione, si dà facoltà alla regioni di imporre l'obbligo della progettazione antisismica.

Viene anche introdotto, con la nuova normativa, un riferimento agli intervalli di accelerazione orizzontale, con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (ag/g), attesi per ogni zona.

Con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 sono stati approvati i criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone, nonché la mappa di pericolosità sismica di riferimento a scala nazionale.

A seguito dell'entrata in vigore il 1° luglio 2009 del Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 (approvazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"), viene resa obbligatoria la progettazione antisismica per tutto il territorio nazionale. Tale obbligo si applica indistintamente a tutte le costruzioni, indipendentemente dalla zona di classificazione sismica in cui sono realizzate ed è da ritenersi concluso il periodo transitorio durante il quale era consentito alle Regioni di non introdurre la progettazione antisismica in zona 4.

Con le D.G.R. n. 1046 del 29/07/2003 e n.136 del 17/02/2004 la Regione Marche ha provveduto all'aggiornamento ed adeguamento dell'elenco delle zone sismiche. Il territorio regionale è classificato assegnando ciascun Comune ad una zona sismica ed individuando l'area di alta e bassa sismicità di appartenenza e il comune di Pergola è classificato in zona 2. Di questo dato si è tenuto conto per la verifica di stabilità dei fronti di scavo, come meglio qui di seguito illustrato.

Le N.T.C. 2008 prevedono che l'analisi di un pendio in condizioni sismiche possa essere eseguita mediante metodi pseudostatici e che, nelle verifiche allo stato limite ultimo in mancanza di studi specifici, l'azione sismica possa essere rappresentata da

un'azione statica equivalente le cui componenti orizzontale e verticale possono essere espresse come:

$$F_h = k_h * W \quad (1)$$

$$F_v = k_v * W \quad (2)$$

dove

W = peso di volume di terreno potenzialmente instabile

$$k_h = \beta_s * (a_{max}/g) \quad (3)$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h \quad (4)$$

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g = accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche i coefficienti k_h e k_v possono essere calcolati utilizzando le indicazioni del paragrafo 7.11.3.5.2 delle N.T.C. ed eventualmente utilizzando il programma “Spettri di risposta” il quale “fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontale e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. L'utente potrà visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni – in forma sia grafica che numerica – nonché i relativi riferimenti alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n. 29 del 04.02.2008 Suppl. Ordinario n.30.” Tale programma è scaricabile dal sito www.cslp.it “(Spettri-NTC ver 1.03)”.

5.1.1 Individuazione della pericolosità del sito

La stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene effettuata, calcolandoli direttamente per il sito in esame, utilizzando come riferimento le informazioni disponibili nel *reticolo di riferimento* (Tabella 1 dell'Allegato B al D.M. 14 gennaio 2008). Il territorio nazionale è stato suddiviso in una maglia di punti quadrata i cui nodi non distano più di 10 km. I nodi del reticolo comprensivo del comune di Pergola sono: 20969, 20970, 21192, 21191 le cui coordinate sono riassunte nella seguente tabella.

Tabella 2/1: identificazione dei nodi del reticolo nazionale

Id. nodo	Longitudine	Latitudine
20969	12.800	43.583
20970	12.869	43.583
21192	12.869	43.533
21191	12.800	43.533

5.1.2 Scelta della strategia di progettazione

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo

scopo alla quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di è quella qui di seguito riportata.

Tabella 2/2: Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

Tipi di costruzione		Vita nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

In presenza di azioni sismiche, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Tabella 2/3: Classi d'uso

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso <i>III</i> o in Classe d'uso <i>IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso <i>IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

$$V_R = V_N * C_U$$

Il coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente tabella.

Tabella 2/4: Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1	1,5	2

Nel caso in oggetto, l'intervento viene cautelativamente considerato come un'opera ordinaria (2) che ricade in classe d'uso I, il cui periodo di riferimento è

$$V_R = (50 * 0,7) = 35 \text{ anni.}$$

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente nei vari stati limite definiti dalla normativa vigente, sono riportate nella Tab. 3.2.I delle NTC-08, qui di seguito integralmente riportata.

Tabella 2/5: Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato.

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO – Stato Limite di Operatività	81%
	SLD – Stato Limite di Danno	63%
Stati limite ultimi	SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC – Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale. I valori dei parametri a_g , F_o , T_c per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno Stato Limite sono riportati nella seguente tabella.

Tabella 2/6: Valori dei parametri a_g , F_o , T_c per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno Stato Limite

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g , [g]	F_o [-]	T_c [s]
SLO	30	0,056	2,454	0,271
SLD	35	0,060	2,448	0,276
SLV	332	0,152	2,435	0,324
SLC	682	0,198	2,450	0,332

dove:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

5.1.3 Determinazione dell'azione di progetto

La categoria di sottosuolo presente nel sito di interesse e rappresentativa del volume di terreno significativo, è quella individuata dalle N.T.C. come A (vedi tabella seguente).

Tabella 2/7: Categorie di sottosuolo

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s, 30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>

L'accelerazione orizzontale massima nel sito utilizzata per le verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi (SLV) risulta, dalla tabella 2/6, $a_g = 0,152$ g.

Ponendo $\beta_s = 0,30$ il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito (Tabella 7.11.I per la stabilità dei versanti delle N.T.C. – 2008) nella formula (3), ed essendo g l'accelerazione di gravità, l'accelerazione a_{max} (accelerazione orizzontale massima attesa nel sito) è data dall'espressione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove si sono posti :

S = coefficiente che comprende l'amplificazione stratigrafica (S_S) e topografica (S_T). Il caso specifico viene classificato come Categoria T2 – pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.

Sulla base del substrato interessato, della tipologia dell'opera, importanza e ubicazione della stessa, si assume il coefficiente S_S pari a 1,00 e il coefficiente S_T pari a 1,20.

I valori che si ottengono per lo SLV sono riportati nella seguente tabella.

Tabella 2/8: Accelerazione orizzontale massima e componenti orizzontale e verticale dell'accelerazione sismica per il sottosuolo per lo stato limite SLV

SLV	a_{max}	0,182	S	S_S	S_T	a_g
			1,20	1,00	1,20	0,152
k_h	0,0546					
k_v	$\pm 0,0273$					

6 STUDIO GEOMECCANICO DELL'AMMASSO ROCCIOSO E ANALISI DI STABILITÀ

Quando si hanno più sistemi di discontinuità diversamente orientate, tali discontinuità possono intersecarsi e formare un cuneo di roccia che può dar luogo a un meccanismo tridimensionale di rottura: questa è la situazione tipica a cui possono essere imputati i casi di dissesto di fronti di escavazione. L'analisi di stabilità dei cunei di roccia è stata eseguita mediante il programma di calcolo "CLU_STAR", prodotto dalla Società Geo & Soft di Torino, opportunamente verificato e confrontato con altri metodi di calcolo.

Questo tipo di analisi di stabilità per gli ammassi rocciosi, risponde inoltre quanto previsto dalla "Direttiva recante norme di attuazione per una razionale coltivazione, [...] della cave" all'art.6 punti 8 e 9.

L'elaborazione statistica delle giaciture rilevate è stata eseguita prendendo come campioni di popolazione le giaciture rilevate lungo i fronti in coltivazione alle quote 470, 435 e 420 m.s.l.m. circa (cfr stralcio planimetrico).

Attualmente il fronte principale coltivato e in recuperato, è esposto a SO e si allunga in direzione NNO-SSE così come il fronte principale del progetto di ampliamento che prevede di proseguire lo sfruttamento minerario del giacimento calcareo nella stessa direzione.

Come premesso, sono state eseguiti 2 stendimenti e 1 stazione strutturale, in particolare nelle analisi di stabilità, sono stati considerati separatamente fronti con differente orientazione, adottando cautelativamente di volta in volta i valori più sfavorevoli.

Nei calcoli di stabilità sono stati inoltre introdotti i parametri sismici calcolati nel capitolo precedente, coerentemente con quanto stabilito dalla Ordinanza P.C.M. del 20 marzo 2003 (G.U. n.105 del 08/05/2003 – Supplemento ordinario n.72) e dalla Ordinanza P.C.M. del 28/04/2006 (G.U. n. 108 del 11/05/2006) – criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone, e con quanto stabilito dal D.M. 14 Gennaio 2008 (Norme Tecniche Costruzioni), considerando un periodo di riferimento per l'opera (VR) di 35 anni, allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) per un sottosuolo di categoria A (ammassi rocciosi), classe d'uso dell'opera I.

Come premesso, l'analisi di stabilità dei cunei di roccia è stata eseguita utilizzando mediante il programma di calcolo denominato "CLU_STAR". I volumi, espressi in m³, indicati nelle tabelle che riepilogano i risultati delle analisi di stabilità dei fronti, si riferiscono al potenziale cuneo isolato dalle due famiglie prese in considerazione. Il programma sovrastima tali cubature in quanto prende in considerazione solo due sistemi per volta; in questo modo due sistemi sub-ortogonali al fronte e con direzione di immersione opposta possono generare cunei teoricamente molto grandi. In realtà i potenziali blocchi sono isolati da più di due discontinuità; nel nostro caso ad esempio quelli a franapoggio o a reggipoggio riducono le dimensioni dei cunei generati da

sistemi ortogonali al fronte. Per ovviare a tale inconveniente s'è ipotizzata la presenza di un *tension crack* parallelo al fronte.

Le discontinuità presenti nell'ammasso roccioso, i fronti di scavo e la stratificazione sono state rappresentate sul equatoriale equiareale di Schmidt sotto forma di cerchi meridiani e di aree a isodensità dei poli dei piani di seguito allegati.

Nel calcolo di stabilità è stato inoltre introdotto un coefficiente sismico orizzontale pari a 0,06 ricavato dall'elaborazione dei valori degli *Spettri di risposta delle NTC* e opportunamente adattato alle esigenze del programma di calcolo "CLU_STAR".

La stabilità dei fronti di scavo è stata verificata in condizioni drenate e non drenate, è stata inoltre verificata la stabilità dei fronti della pista di arroccamento in condizioni di carico.

6.1 Analisi di stabilità dei fronti in progetto

Come premesso, i parametri delle principali famiglie di discontinuità, adottati per le verifiche di stabilità sono stati ricavati da uno studio geomeccanico effettuato in occasione delle procedure di ampliamento del sito nel 2005.

Per la presente analisi di stabilità sono stati considerati i dati raccolti lungo il fronte principale, rivolto a SO e nella stazione ST4 per il fronte esposto a NE. I valori sono stati successivamente elaborati dal programma "Clu_Star". Come anticipato, i dati a nostra disposizione sono stati giudicati altamente affidabili, pertanto non state effettuate ulteriori prove finalizzate ad una nuova determinazione di tali parametri.

I parametri geomeccanici sono stati ridotti in osservanza alle linee guida dettate dalla **N.T.C.** (norme tecniche per le costruzioni, D.M. 14 gennaio 2008, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30). Per le verifiche di stabilità di un pendio, in caso di presenza di interventi antropici quale una cava, si prevede di ridurre tali parametri secondo l'**Approccio 1 – Combinazione 2** tramite l'applicazione dei coefficienti parziali indicati nella **Tabella 6.2.II – Colonna M2**. La normativa prevede inoltre l'applicazione di un ulteriore parametro riduttivo, ossia il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza delle resistenze della **Tabella 6.8.I – Colonna R2**. È possibile considerare il valore del coefficiente parziale **R2 (1,1)** come rappresentativo del coefficiente di sicurezza minimo richiesto.

In questo caso i valori di angolo di attrito, di coesione efficace e di resistenza al taglio non drenata saranno calcolati rispettivamente come:

- Angolo d'attrito espresso in gradi = $\text{atan} [\tan \phi / (1,25)]$
- Coesione efficace espressa in kPa = $c' / (1,25)$
- Resistenza a taglio non drenata espressa in kPa = $c_u / (1,40)$
- Peso del volume espresso in kN/m^3 = valore caratteristico non ridotto

ed il fattore di sicurezza assumerà invece il valore di **1,1**.

La serie calcarea coltivata nella cava "Casolo" è stata monitorata dettagliatamente nel corso degli anni dal punto di vista della stabilità e i valori dei parametri estrapolati in questa sede e riassunti nella tabella seguente sono altamente cautelativi, in particolare i

parametri geomeccanici adottati sono stati ricavati dalle prove di laboratorio allegate e condotte su campioni di roccia provenienti dai sondaggi; in particolare, per le verifiche di stabilità sono stati adottati parametri ridotti perché ritenuti più cautelativi rispetto ai valori dei parametri geomeccanici ottenuti dalle prove stesse:

Tabella 6.1

Parametro	Unità di misura	Valori adottati
γ = peso di volume	kN/ m ³	24,5
ϕ = angolo di attrito	°	35*
c = coesione	kPa	10*

*Parametri ulteriormente ridotti come da N.T.C. 2008

Le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso sono nell'insieme favorevoli alla stabilità del fronte. Non è possibile individuare zone evidentemente disomogenee dal punto di vista geomeccanico degli strati e delle discontinuità nelle aree di cava indagate.

Ad ulteriore favore della sicurezza, tutte le verifiche sono state eseguite utilizzando un angolo di attrito (ϕ) delle discontinuità pari a 35° e coesione $c = 10$ come; in questo caso il fattore di sicurezza assumerà il valore di **1,1**.

Il progetto prevede la realizzazione di gradoni alti al massimo 8 m separati da pedate di 3 m di larghezza con pendenza di abbandono dei fronti conforme all'inclinazione del clivaggio che interessa il fronte di cava e quindi intorno a 50°. Nei confronti delle azioni sismiche sono stati presi in considerazione gli Stati Limite Ultimi (SLU), condizione estremamente cautelativa in termini di sicurezza.

La stabilità dei fronti di scavo è stata verificata in condizioni drenate e con presenza d'acqua.

Come previsto dalla normativa, è stata inoltre verificata la stabilità della pista di arroccamento.

6.1.1 Analisi stabilità fronte principale rivolto a SO (240°)

Il fronte principale in progetto rappresenta il proseguimento di quello attuale ed è rivolto a SO con direzione di immersione 240° (cfr. stralcio planimetrico allegato) e inclinazione di 50° corrispondente all'inclinazione del sistema di discontinuità principale parallela al fronte, per questa verifica sono stati utilizzati i dati rilevati lungo gli Stendimenti 1 e 2.

Tabella 6.2 - PARAMETRI DELLE FAMIGLIE PRINCIPALI DI DISCONTINUITA'

N. Fam.	Immers. [°]	Inclinaz. [°]	Frequenza [1/m]	Phi [°]	Coesione [kN/m ²]
1	100.0	46.0	1.29	35.00	10.00
2	227.0	45.0	1.36	35.00	10.00
3	9.0	76.0	0.29	35.00	10.00
4	131.0	73.0	0.34	35.00	10.00

Tabella 6.3 - GEOMETRIA DEL FRONTE E CONDIZIONI DI CARICO

Inclinazione fronte [°]	50.00
Immersione fronte [°]	240.00
Inclinazione piano monte [°]	1.00
Immersione piano monte [°]	240.00
Coesione [kN/m ²]	10.00
Angolo di attrito [°]	35.00
Gamma roccia [kN/m ³]	24.50
Gamma acqua [kN/m ³]	0.00
Altezza ciglio [m]	8.00
Distanza t.crack - fronte [m]	3.00
Inclinazione t.crack [°]	89.00
Immersione t.crack [°]	240.00
Coefficiente sismico [-]	0.06

Tabella 6.4- FATTORI DI SICUREZZA DEI CUNEI DISPOSTI A FRANAPOGGIO

imm.P1 [°]	inc.P1 [°]	sciv.P1	imm.P2 [°]	inc.P2 [°]	sciv.P2	F.S. [-]	Volume [m ³]
227.0	45.0	SI	9.0	76.0	SI	3.19	57.55

VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE (SATURO)

Per questo tipo di verifica, il programma CLU_STAR offre la possibilità di assegnare al peso di volume dell'acqua un valore pari a zero se il pendio risulta completamente drenato, mentre assegnando il valore 10 il pendio risulta completamente saturo, valori intermedi possono simulare un parziale drenaggio del gradone

Tabella 6.5 - GEOMETRIA DEL FRONTE E CONDIZIONI DI CARICO

Inclinazione fronte [°]	50.00
Immersione fronte [°]	240.00
Inclinazione piano monte [°]	1.00
Immersione piano monte [°]	240.00
Coesione [kN/m ²]	10.00
Angolo di attrito [°]	35.00
Gamma roccia [kN/m ³]	24.00
Gamma acqua [kN/m ³]	10.00
Altezza ciglio [m]	8.00
Distanza t.crack - fronte [m]	3.00
Inclinazione t.crack [°]	89.00
Immersione t.crack [°]	240.00
Coefficiente sismico [-]	0.06

Tabella 6.6 - FATTORI DI SICUREZZA DEI CUNEI DISPOSTI A FRANAPOGGIO

imm.P1 [°]	inc.P1 [°]	sciv.P1	imm.P2 [°]	inc.P2 [°]	sciv.P2	F.S. [-]	Volume [m ³]
227.0	45.0	SI	9.0	76.0	SI	2.26	57.55

6.1.2 Analisi stabilità fronte rivolto a S (195°)

I tratta del fronte che verrà modellati al limite Nord dell'intervento, anche per questa verifica sono stati utilizzati i dati rilevati lungo gli Stendimenti 1 e 2.

Tabella 6.7 - PARAMETRI DELLE FAMIGLIE PRINCIPALI DI DISCONTINUITA'

N. Fam.	Immers. [°]	Inclinaz. [°]	Frequenza [1/m]	Phi [°]	Coesione [kN/m ²]
1	100.0	46.0	1.29	35.00	10.00
2	227.0	45.0	1.36	35.00	10.00
3	9.0	76.0	0.29	35.00	10.00
4	131.0	73.0	0.34	35.00	10.00

Tabella 6.8 - GEOMETRIA DEL FRONTE E CONDIZIONI DI CARICO

Inclinazione fronte [°]	70.00
Immersione fronte [°]	195.00
Inclinazione piano monte [°]	1.00
Immersione piano monte [°]	195.00
Coesione [kN/m ²]	10.00
Angolo di attrito [°]	35.00
Gamma roccia [kN/m ³]	24.50
Gamma acqua [kN/m ³]	0.00
Altezza ciglio [m]	8.00
Distanza t.crack - fronte [m]	3.00
Inclinazione t.crack [°]	89.00
Immersione t.crack [°]	195.00
Coefficiente sismico [-]	0.06

Tabella 6.9 - FATTORI DI SICUREZZA DEI CUNEI DISPOSTI A FRANAPOGGIO

imm.P1 [°]	inc.P1 [°]	sciv.P1	imm.P2 [°]	inc.P2 [°]	sciv.P2	F.S. [-]	Volume [m ³]
100.0	46.0	SI	227.0	45.0	SI	2.24	191.75

VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE (SATURO)

Tabella 6.10 - GEOMETRIA DEL FRONTE E CONDIZIONI DI CARICO

Inclinazione fronte [°]	70.00
Immersione fronte [°]	195.00
Inclinazione piano monte [°]	1.00
Immersione piano monte [°]	195.00
Coesione [kN/m ²]	10.00
Angolo di attrito [°]	35.00
Gamma roccia [kN/m ³]	24.50
Gamma acqua [kN/m ³]	10.00
Altezza ciglio [m]	8.00
Inclinazione carico est. [°]	0.00
Direzione carico est. [°]	0.00
Resistenza tirante [kN]	0.00
Inclinazione tirante [°]	0.00
Direzione tirante [°]	0.00
Distanza t.crack - fronte [m]	3.00
Inclinazione t.crack [°]	89.00
Immersione t.crack [°]	195.00
Coefficiente sismico [-]	0.06

Tabella 6.11 - FATTORI DI SICUREZZA DEI CUNEI DISPOSTI A FRANAPOGGIO

imm.P1 [°]	inc.P1 [°]	sciv.P1	imm.P2 [°]	inc.P2 [°]	sciv.P2	F.S. [-]	Volume [m ³]
100.0	46.0	SI	227.0	45.0	SI	1.31	191.75

6.1.3 Analisi stabilità fronte rivolto a SE (130°)

Si tratta della porzione nord del fronte che, con orientazione differente, verrà modellati sul lato Ovest della cava. Per queste verifiche sono stati utilizzati i dati della stazione strutturale STZ 3.

Tabella 6.12 - PARAMETRI DELLE FAMIGLIE PRINCIPALI DI DISCONTINUITA'

N. Fam.	Immers. [°]	Inclinaz. [°]	Phi [°]	Coesione [kN/m ²]
1	14.0	58.0	35.00	10.00
2	225.0	55.0	35.00	10.00
3	108.0	57.0	35.00	10.00
4	311.0	87.0	35.00	10.00

Tabella 6.13 - GEOMETRIA DEL FRONTE E CONDIZIONI DI CARICO

Inclinazione fronte [°]	70.00
Immersione fronte [°]	130.00

Inclinazione piano monte [°]	1.00
Immersione piano monte [°]	130.00
Coesione [kN/m ²]	10.00
Angolo di attrito [°]	35.00
Gamma roccia [kN/m ³]	24.50
Gamma acqua [kN/m ³]	0.00
Altezza ciglio [m]	8.00
Distanza t.crack - fronte [m]	3.00
Inclinazione t.crack [°]	89.00
Immersione t.crack [°]	130.00
Coefficiente sismico [-]	0.06

Tabella 6.14 - FATTORI DI SICUREZZA DEI CUNEI DISPOSTI A RANAPOGGIO

imm.P1 [°]	inc.P1 [°]	sciv.P1	imm.P2 [°]	inc.P2 [°]	sciv.P2	F.S. [-]	Volume [m ³]
225.0	55.0	SI	108.0	57.0	SI	1.74	84.34

VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE (SATURO)

Tabella 6.15 - GEOMETRIA DEL FRONTE E CONDIZIONI DI CARICO

Inclinazione fronte [°]	70.00
Immersione fronte [°]	130.00
Inclinazione piano monte [°]	1.00
Immersione piano monte [°]	130.00
Coesione [kN/m ²]	10.00
Angolo di attrito [°]	35.00
Gamma roccia [kN/m ³]	24.50
Gamma acqua [kN/m ³]	10.00
Altezza ciglio [m]	8.00
Distanza t.crack - fronte [m]	3.00
Inclinazione t.crack [°]	89.00
Immersione t.crack [°]	130.00
Coefficiente sismico [-]	0.06

Tabella 6.16 - FATTORI DI SICUREZZA DEI CUNEI DISPOSTI A FRANAPOGGIO

imm.P1 [°]	inc.P1 [°]	sciv.P1	imm.P2 [°]	inc.P2 [°]	sciv.P2	F.S. [-]	Volume [m ³]
225.0	55.0	SI	108.0	57.0	SI	1.37	84.34

6.1.4 Analisi stabilità fronte rivolto a E (95°)

Si tratta della prosecuzione verso sud del fronte precedente, l'altezza prevista è di 6 m.

Tabella 6.17 - PARAMETRI DELLE FAMIGLIE PRINCIPALI DI DISCONTINUITA'

N. Fam.	Immers. [°]	Inclinaz. [°]	Phi [°]	Coesione [kN/m ²]
1	14.0	58.0	35.00	10.00
2	225.0	55.0	35.00	10.00
3	108.0	57.0	35.00	10.00
4	311.0	87.0	35.00	10.00

Tabella 6.18 - GEOMETRIA DEL FRONTE E CONDIZIONI DI CARICO

Inclinazione fronte [°]	70.00
Immersione fronte [°]	95.00
Inclinazione piano monte [°]	1.00
Immersione piano monte [°]	95.00
Coesione [kN/m ²]	10.00
Angolo di attrito [°]	35.00
Gamma roccia [kN/m ³]	24.50
Gamma acqua [kN/m ³]	0.00
Altezza ciglio [m]	6.00
Distanza t.crack - fronte [m]	3.00
Inclinazione t.crack [°]	89.00
Immersione t.crack [°]	95.00
Coefficiente sismico [-]	0.06

Tabella 6.19 - FATTORI DI SICUREZZA DEI CUNEI DISPOSTI A FRANAPOGGIO

imm.P1 [°]	inc.P1 [°]	sciv.P1	imm.P2 [°]	inc.P2 [°]	sciv.P2	F.S. [-]	Volume [m ³]
108.0	57.0	SI	311.0	87.0	SI	4.34	28.03

VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE (SATURO)

Tabella 6.20 - GEOMETRIA DEL FRONTE E CONDIZIONI DI CARICO

Inclinazione fronte [°]	70.00
Immersione fronte [°]	95.00
Inclinazione piano monte [°]	1.00
Immersione piano monte [°]	95.00
Coesione [kN/m ²]	10.00
Angolo di attrito [°]	35.00
Gamma roccia [kN/m ³]	24.50
Gamma acqua [kN/m ³]	10.00
Altezza ciglio [m]	6.00
Distanza t.crack - fronte [m]	3.00
Inclinazione t.crack [°]	89.00
Immersione t.crack [°]	95.00
Coefficiente sismico [-]	0.06

Tabella 6.21 - FATTORI DI SICUREZZA DEI CUNEI DISPOSTI A FRANAPOGGIO

imm.P1 [°]	inc.P1 [°]	sciv.P1	imm.P2 [°]	inc.P2 [°]	sciv.P2	F.S. [-]	Volume [m ³]
108.0	57.0	SI	311.0	87.0	SI	2.71	28.03

7 ANALISI DI STABILITÀ PISTA DI ARROCCAMENTO

La stabilità della pista di arroccamento è stata verificata lungo le sezioni riportate nello stralcio planimetrico allegato, per le verifiche sono stati utilizzati i dati degli Stendimenti 1 e 2. I profili di scavo, collocati in corrispondenza ai due tornanti della pista sono risultati potenzialmente i più critici per la stabilità del pendio, la direzione di immersione è la stessa mentre varia l'altezza prevista.

La stabilità della pista è stata inoltre verificata in condizioni di sovraccarico.

7.1.1 Analisi stabilità fronte sezione A

Tabella 6.22 - GEOMETRIA DEL FRONTE E CONDIZIONI DI CARICO

Inclinazione fronte [°]	70.00
Immersione fronte [°]	205.00
Inclinazione piano monte [°]	20.00
Immersione piano monte [°]	205.00
Coesione [kN/m ²]	10.00
Angolo di attrito [°]	35.00
Gamma roccia [kN/m ³]	24.50
Gamma acqua [kN/m ³]	0.00
Altezza ciglio [m]	4.50
Distanza t.crack - fronte [m]	3.00
Inclinazione t.crack [°]	89.00
Immersione t.crack [°]	205.00
Coefficiente sismico [-]	0.06

Tabella 6.23 - PARAMETRI DELLE FAMIGLIE PRINCIPALI DI DISCONTINUITA'

N. Fam.	Immers. [°]	Inclinaz. [°]	Frequenza [1/m]	Phi [°]	Coesione [kN/m ²]
1	100.0	46.0	1.29	35.00	10.00
2	227.0	45.0	1.36	35.00	10.00
3	9.0	76.0	0.29	35.00	10.00
4	131.0	73.0	0.34	35.00	10.00

Tabella 6.22 - FATTORI DI SICUREZZA DEI CUNEI DISPOSTI A FRANAPOGGIO

imm.P1 [°]	inc.P1 [°]	sciv.P1	imm.P2 [°]	inc.P2 [°]	sciv.P2	F.S. [-]	Volume [m ³]
100.0	46.0	SI	227.0	45.0	SI	2.60	57.02
227.0	45.0	SI	131.0	73.0	SI	1.60	22.12

VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE (SATURO)

Tabella 6.23 - GEOMETRIA DEL FRONTE E CONDIZIONI DI CARICO

Inclinazione fronte [°]	70.00
Immersione fronte [°]	205.00
Inclinazione piano monte [°]	20.00
Immersione piano monte [°]	205.00
Coesione [kN/m ²]	10.00
Angolo di attrito [°]	35.00
Gamma roccia [kN/m ³]	24.50
Gamma acqua [kN/m ³]	10.00
Altezza ciglio [m]	4.50
Distanza t.crack - fronte [m]	3.00
Inclinazione t.crack [°]	89.00
Immersione t.crack [°]	205.00
Coefficiente sismico [-]	0.06

Tabella 6.24 - FATTORI DI SICUREZZA DEI CUNEI DISPOSTI A FRANAPOGGIO

imm.P1 [°]	inc.P1 [°]	sciv.P1	imm.P2 [°]	inc.P2 [°]	sciv.P2	F.S. [-]	Volume [m ³]
100.0	46.0	SI	227.0	45.0	SI	1.80	50.77
227.0	45.0	SI	131.0	73.0	SI	1.29	17.02

7.1.2 Analisi stabilità fronte sezione B

Tabella 6.25 - PARAMETRI DELLE FAMIGLIE PRINCIPALI DI DISCONTINUITA'

N. Fam.	Immersione [°]	Inclinazione [°]	Frequenza [1/m]	Phi [°]	Coesione [kN/m ²]
1	100.0	46.0	1.29	35.00	10.00
2	227.0	45.0	1.36	35.00	10.00
3	9.0	76.0	0.29	35.00	10.00
4	131.0	73.0	0.34	35.00	10.00

Tabella 6.26 - GEOMETRIA DEL FRONTE E CONDIZIONI DI CARICO

Inclinazione fronte [°]	70.00
Immersione fronte [°]	205.00
Inclinazione piano monte [°]	20.00
Immersione piano monte [°]	205.00
Coesione [kN/m ²]	10.00
Angolo di attrito [°]	35.00
Gamma roccia [kN/m ³]	24.50
Gamma acqua [kN/m ³]	0.00
Altezza ciglio [m]	3.50
Distanza t.crack - fronte [m]	3.00
Inclinazione t.crack [°]	89.00
Immersione t.crack [°]	205.00
Coefficiente sismico [-]	0.06

Tabella 6.27 - FATTORI DI SICUREZZA DEI CUNEI DISPOSTI A FRANAPOGGIO

imm.P1 [°]	inc.P1 [°]	sciv.P1	imm.P2 [°]	inc.P2 [°]	sciv.P2	F.S. [-]	Volume [m ³]
100.0	46.0	SI	227.0	45.0	SI	2.85	31.62
227.0	45.0	SI	131.0	73.0	SI	1.85	11.59

VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE (SATURO)**Tabella 6.28 - GEOMETRIA DEL FRONTE E CONDIZIONI DI CARICO**

Inclinazione fronte [°]	70.00
Immersione fronte [°]	205.00
Inclinazione piano monte [°]	20.00
Immersione piano monte [°]	205.00
Coesione [kN/m ²]	10.00
Angolo di attrito [°]	35.00
Gamma roccia [kN/m ³]	24.50
Gamma acqua [kN/m ³]	10.00
Altezza ciglio [m]	3.50
Distanza t.crack - fronte [m]	3.00
Inclinazione t.crack [°]	89.00
Immersione t.crack [°]	205.00
Coefficiente sismico [-]	0.06

Tabella 6.29 - FATTORI DI SICUREZZA DEI CUNEI DISPOSTI A FRANAPOGGIO

imm.P1 [°]	inc.P1 [°]	sciv.P1	imm.P2 [°]	inc.P2 [°]	sciv.P2	F.S. [-]	Volume [m ³]
100.0	46.0	SI	227.0	45.0	SI	2.01	31.62
227.0	45.0	SI	131.0	73.0	SI	1.40	11.59

7.1.3 Analisi di stabilità dei fronti soggetti a sovraccarico

Per la verifica si è considerato il passaggio sulla pista dell'attuale autocarro da cava tipo MAN TGS 41.480, che verrà utilizzato per il trasporto del tout venant all'impianto di frantumazione, il cui peso a vuoto è di 15 tonn. e di circa 52 tonn. a pieno carico.

Nello stralcio planimetrico allegato è indicata la sezione C lungo la quale è stata verificata la stabilità della pista in presenza di sovraccarico. Il fronte ha direzione d'immersione circa OSO (255°) e pendenza di 25°.

Tabella 6.30 - GEOMETRIA DEL FRONTE E CONDIZIONI DI CARICO

Inclinazione fronte [°]	25.00
Immersione fronte [°]	255.00
Inclinazione piano monte [°]	2.00
Immersione piano monte [°]	255.00
Coesione [kN/m ²]	10.00
Angolo di attrito [°]	35.00
Gamma roccia [kN/m ³]	24.50
Gamma acqua [kN/m ³]	0.00
Altezza ciglio [m]	5.00
Carico esterno [kN]	255.00
Distanza t.crack - fronte [m]	3.00
Inclinazione t.crack [°]	89.00
Immersione t.crack [°]	255.00
Coefficiente sismico [-]	0.06

Tabella 6.30 - PARAMETRI DELLE FAMIGLIE PRINCIPALI DI DISCONTINUITA'

N. Fam.	Immers. [°]	Inclinaz. [°]	Frequenza [1/m]	Phi [°]	Coesione [kN/m ²]
1	100.0	46.0	1.29	35.00	10.00
2	227.0	45.0	1.36	35.00	10.00
3	9.0	76.0	0.29	35.00	10.00
4	131.0	73.0	0.34	35.00	10.00

Tabella 6.31 - FATTORI DI SICUREZZA DEI CUNEI DISPOSTI A FRANAPOGGIO

imm.P1 [°]	inc.P1 [°]	sciv.P1	imm.P2 [°]	inc.P2 [°]	sciv.P2	F.S. [-]	Volume [m ³]
IN QUESTO CASO NON SI FORMANO CUNEI DATA LA MODESTA INCLINAZIONE DEL PENDIO (25°)							

8 CONCLUSIONI

Sulla base delle verifiche effettuate sia sui fronti di scavo in progetto sia per i fronti della pista di arroccamento, si può concludere che i fronti di cava previsti nel piano di coltivazione sono stabili nella configurazione proposta.

L'adozione di un metodo di coltivazione che prevede il progressivo abbassamento per fette verticali con altezza massima del fronte di m 8 e inclinazione in fase sia di scavo sia di abbandono di 50° circa sull'orizzontale, consente di ottenere sia fattori di sicurezza del pendio ampiamente superiori a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 11/3/88 e D.M. 14 Gennaio 2008 - N.T.C.) sia di aumentare la sicurezza globale delle lavorazioni e, in particolare, delle operazioni di recupero ambientale e ricomposizione morfologica.

La circolazione delle acque superficiali non sembra condizionare le fasi di scavo. Bisogna tuttavia impedire sia fenomeni di ristagno nelle zone a monte dei fronti, sia l'infiltrazione di acque di ruscellamento provenienti da zone soprastanti. L'infiltrazione di acque non controllate può facilitare eventi franosi nei fronti in roccia; esse saranno pertanto allontanate con le opere di drenaggio superficiale descritte, questo per impedire sia che l'acqua s'infiltri nei giunti detensionati dallo scavo, con aumento pericoloso delle pressioni interstiziali, sia per impedire fenomeni di erosione superficiale.

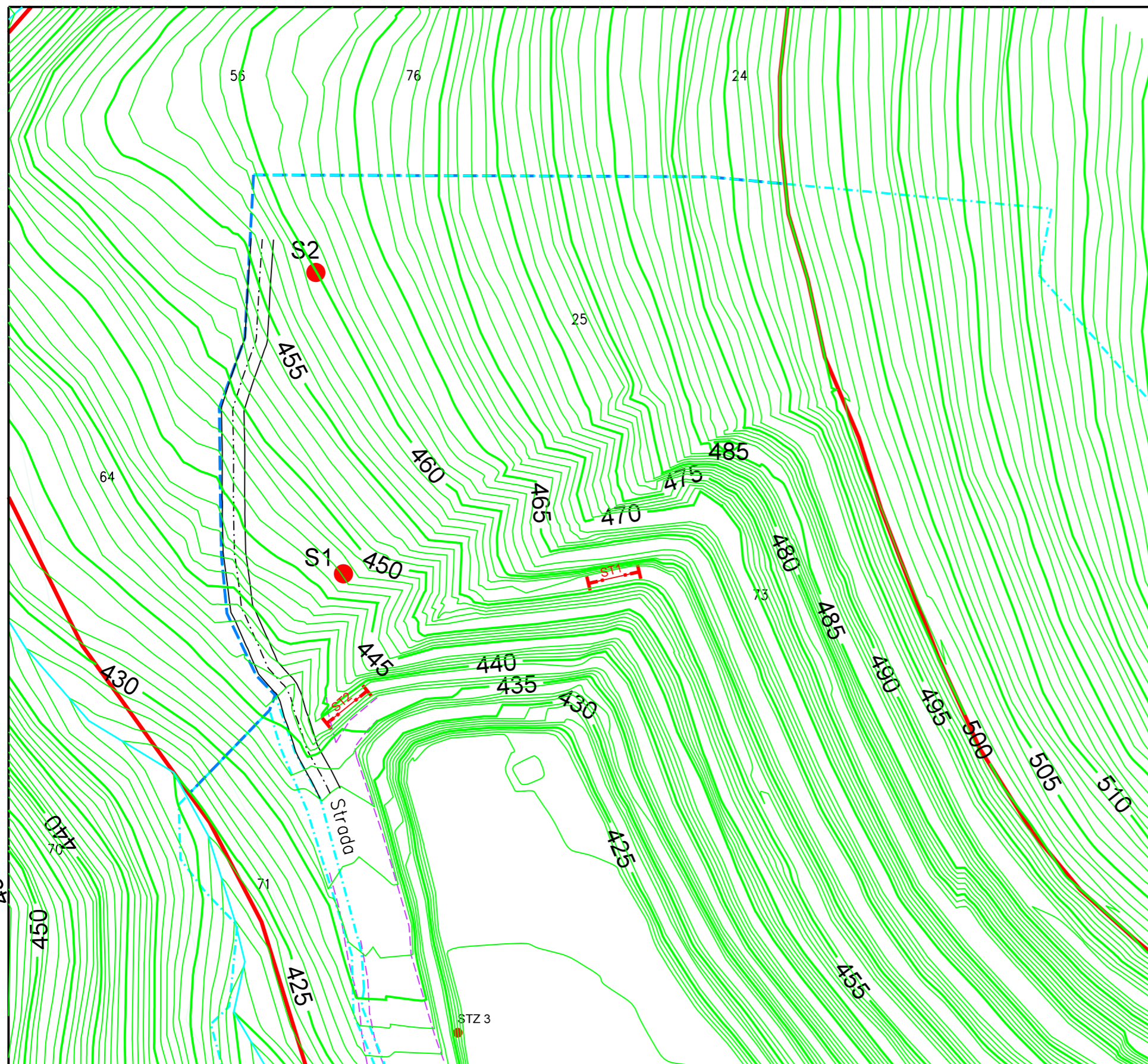
Inoltre, nel caso in cui venisse riscontrata la presenza di fenomeni dislocativi macroscopici (faglie) con andamento parallelo al fronte in coltivazione, fatto attualmente non preventivabile, dovrà essere data da parte della Direzione dei Lavori opportuna e tempestiva segnalazione, per una corretta valutazione del caso.

Si raccomanda infine di procedere sempre al disaggio delle fronti di scavo prima di accedervi per proseguire i lavori di coltivazione (art.129 del DPR 128/59).

ALLEGATI

UBICAZIONE STENDIMENTI SONDAGGI

Scala 1:1.000



LEGENDA

- S2 ● Sondaggi
- ST2 Stendimenti
- STZ3 ● Stazione strutturale



Foto n. 1: stendimento ST11



Foto n. 2: stendimento ST2



Foto n. 3: stendimento ST3



Foto n. 4: ubicazione stazione strutturale STZ 4

RILIEVO STRUTTURALE

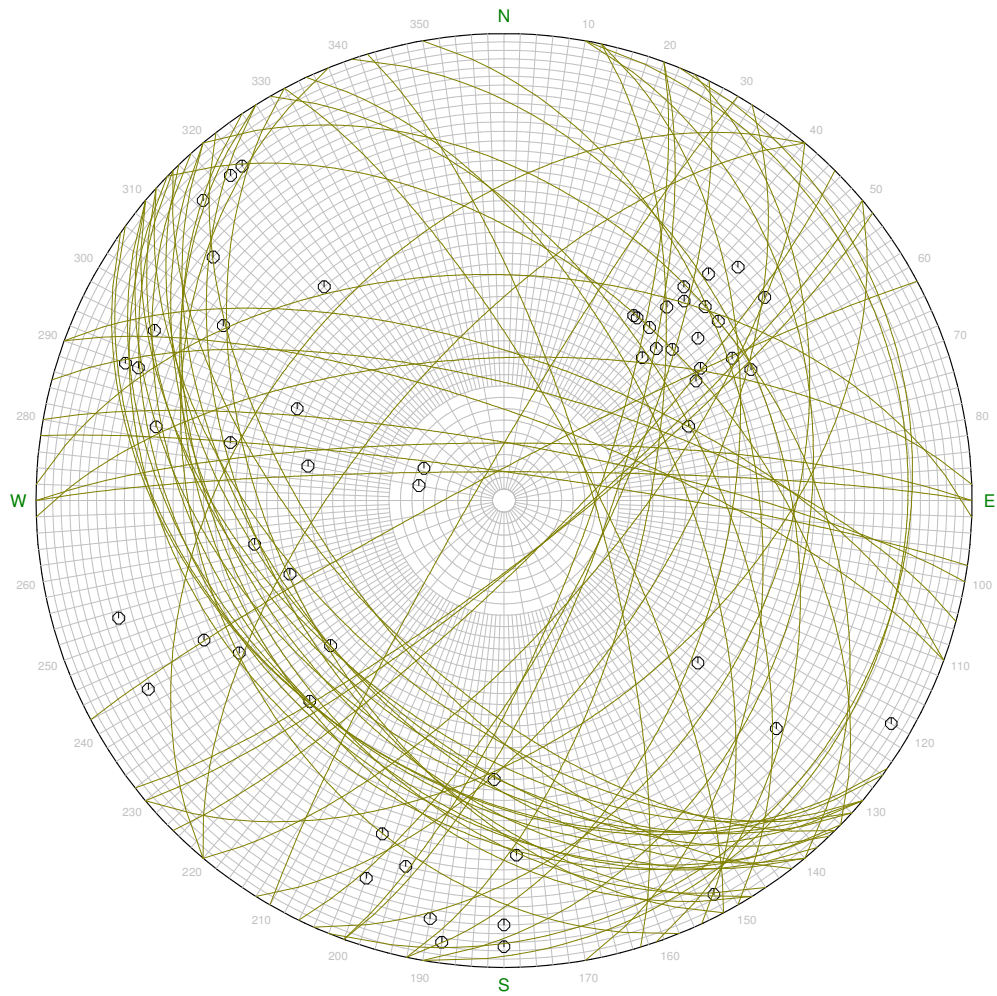
proiezione stereografica

BUZZI UNICEM S.p.a.

Cava Casolo - Pergola (PU)

Ampliamento

Discontinuità dell'ammasso roccioso



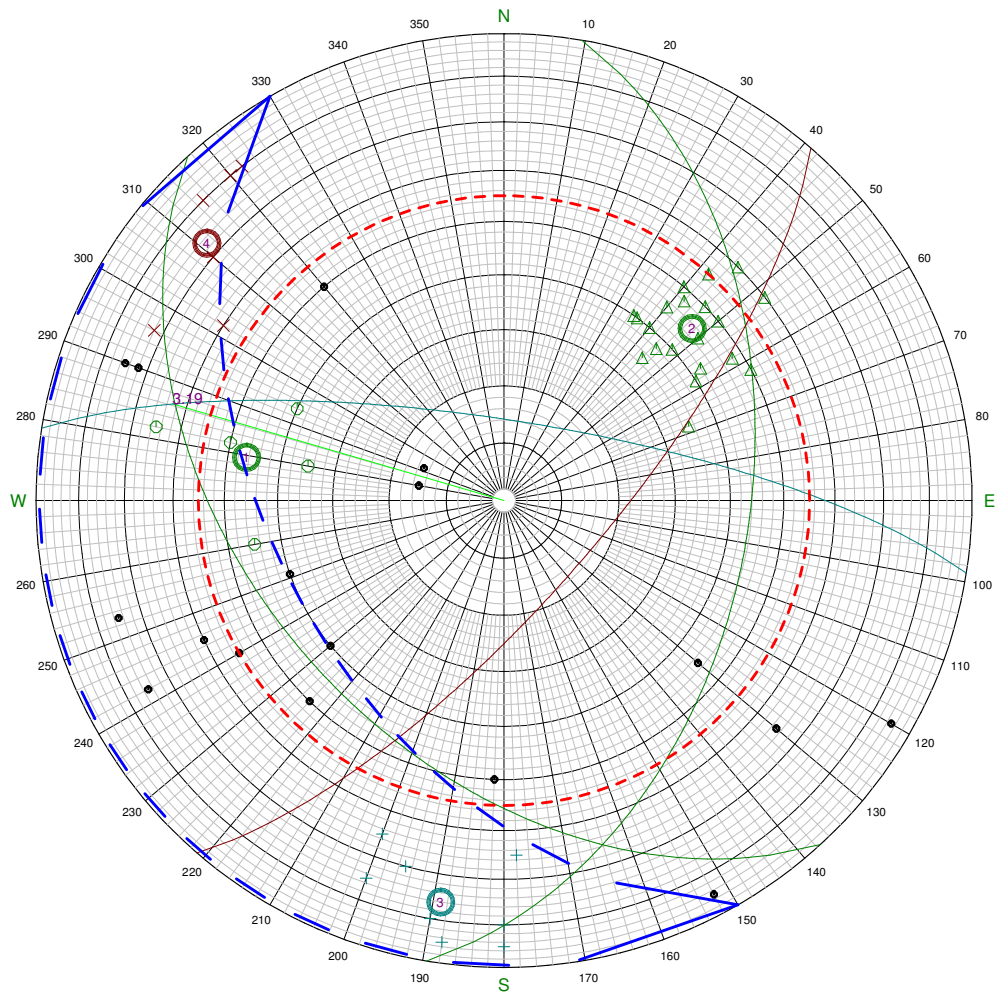
www.geoandsoft.com

RILIEVO STRUTTURALE

cluster analysis

BUZZI UNICEM S.p.a.
Cava Casolo - Pergola (PU)

Ampliamento
Verifica fronte 240°/50°



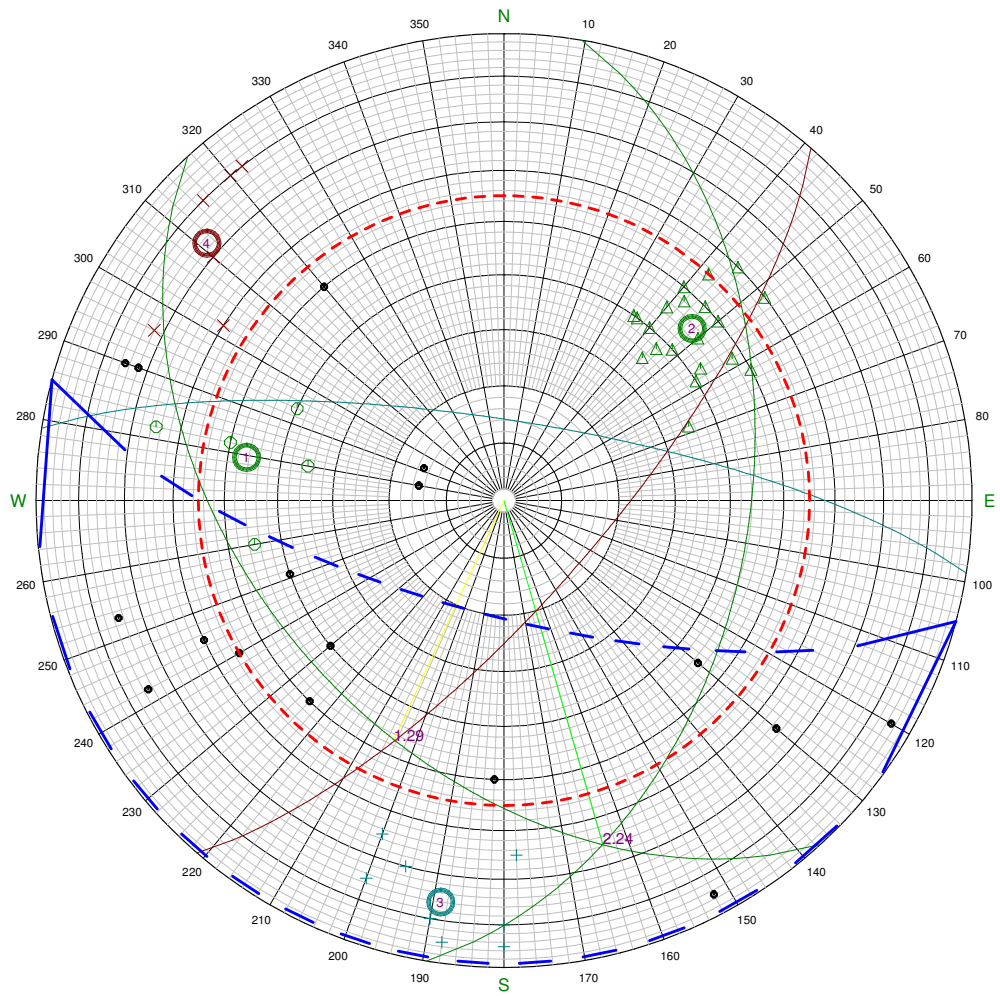
www.geoandsoft.com

RILIEVO STRUTTURALE

cluster analysis

BUZZI UNICEM S.p.a.
Cava Casolo - Pergola (PU)

Ampliamento
Verifica fronte 195°/70°



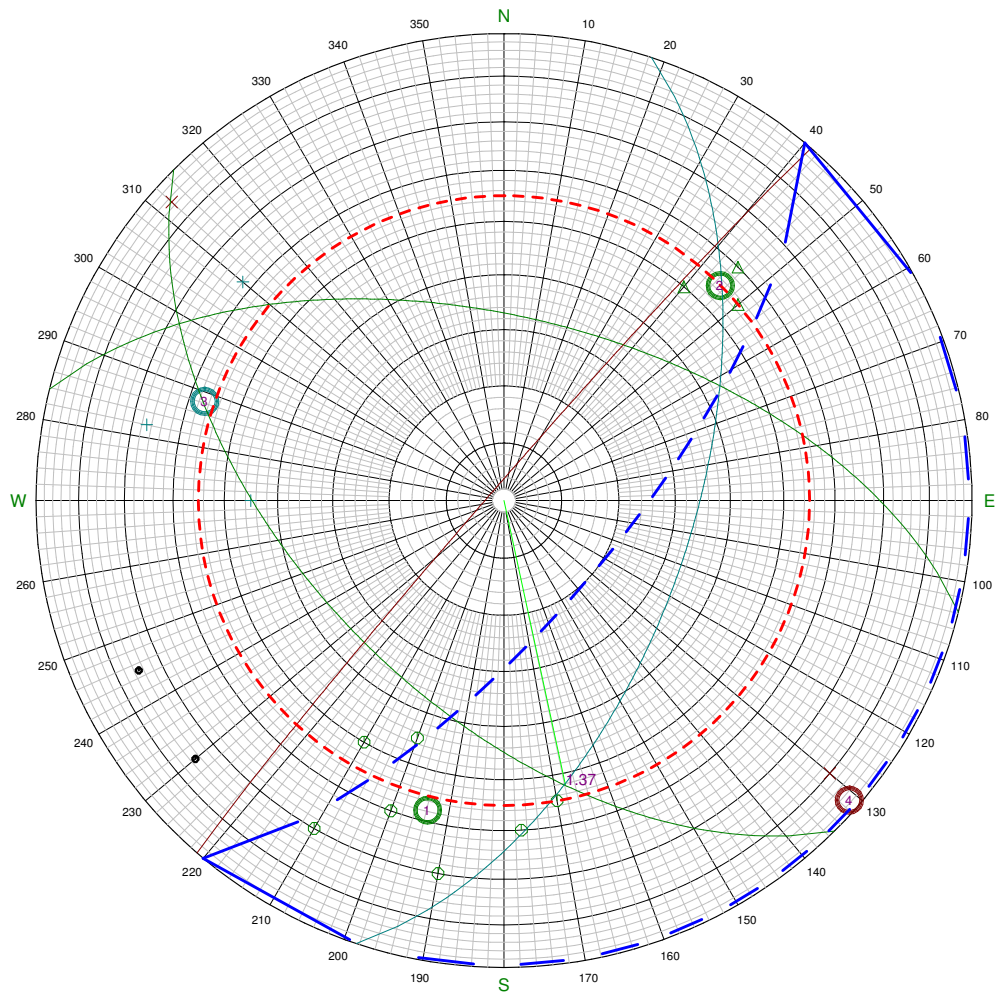
www.geoandsoft.com

RILIEVO STRUTTURALE

cluster analysis

BUZZI UNICEM S.p.a.
Cava Casolo - Pergola (PU)

Ampliamento
Verifica fronte 130°/70°



www.geoandsoft.com

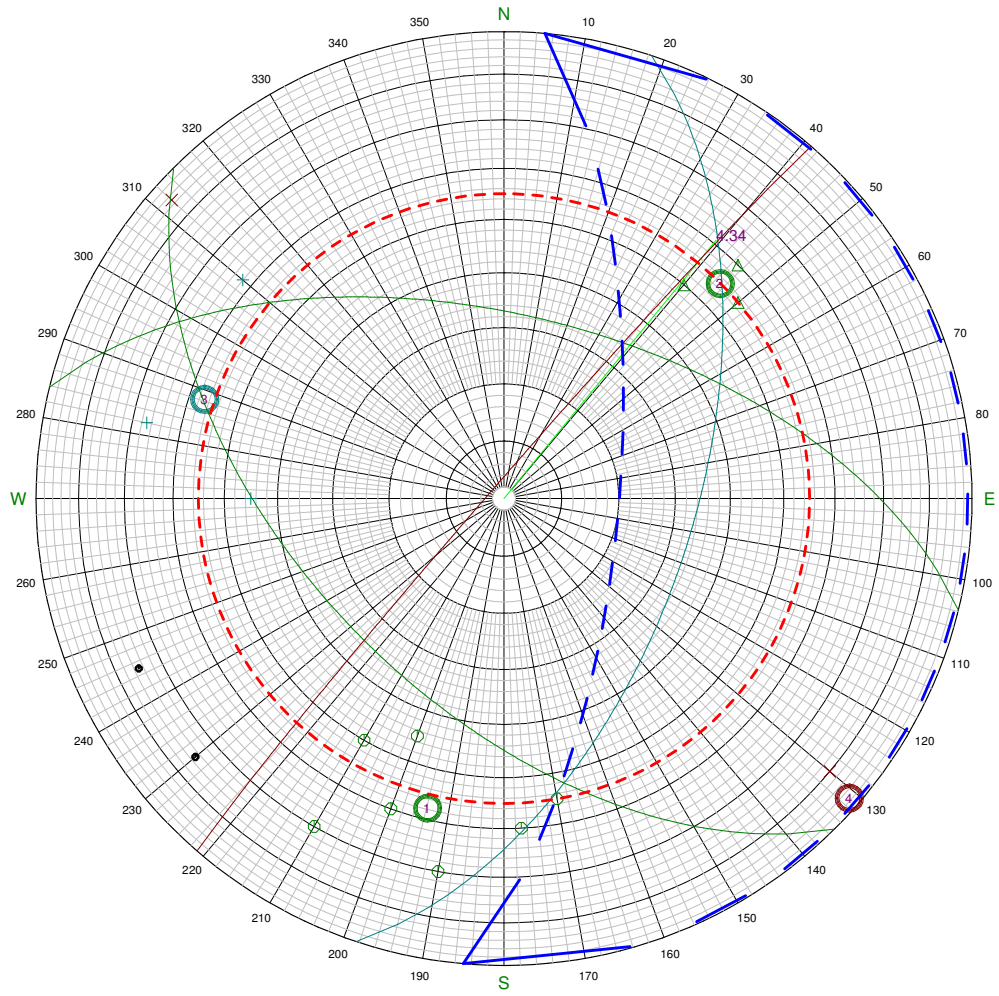
RILIEVO STRUTTURALE

cluster analysis

BUZZI UNICEM S.p.a.
Cava Casolo - Pergola (PU)

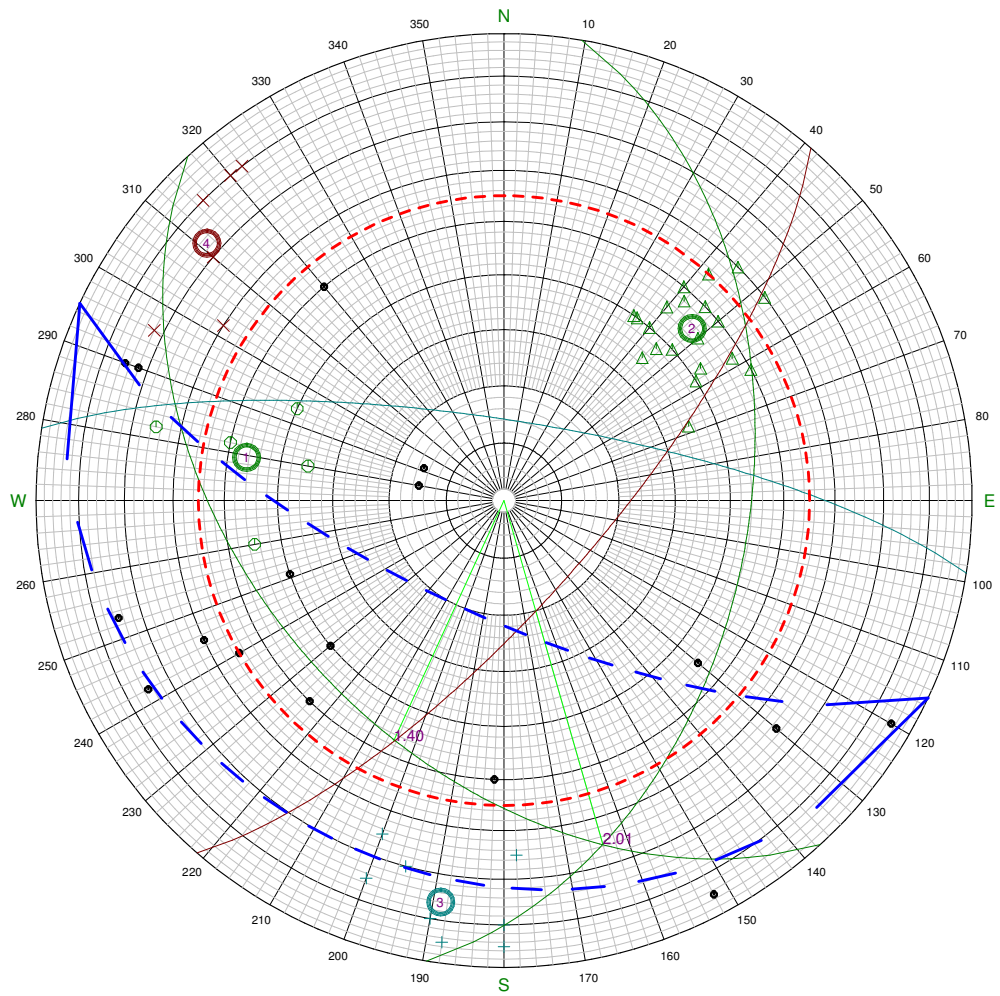
Ampliamento

Verifica fronte 95°/70°



www.geoandsoft.com

RILIEVO STRUTTURALE
cluster analysis
BUZZI UNICEM S.p.a.
Cava Casolo - Pergola (PU)
Ampliamento
Verifica fronti pista arroccamento (sez.B)



www.geoandsoft.com

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE: 12,8358
LATITUDINE: 43,5575

Ricerca per comune
 REGIONE: Marche
PROVINCIA: Pesaro e Urbino
COMUNE: Pergola

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

Nodi del reticolo intorno al sito



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="35"/>
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="332"/>
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="682"/>

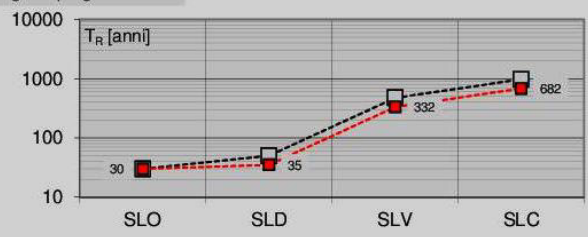
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** ▼ info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **A** ▼ info $S_S = 1,000$ ▼ info $C_C = 1,000$ ▼ info
 Categoria topografica: **T2** ▼ info $h/H = 0,000$ ▼ info $S_T = 1,000$ ▼ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Sincronismo ξ (%) $\eta = 1,000$ ▼ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore $q_0 = 3$ Regol. in altezza: **no** ▼ info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore $q = 1,5$ $\eta = 0,667$ ▼ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta ▶▶▶
 Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

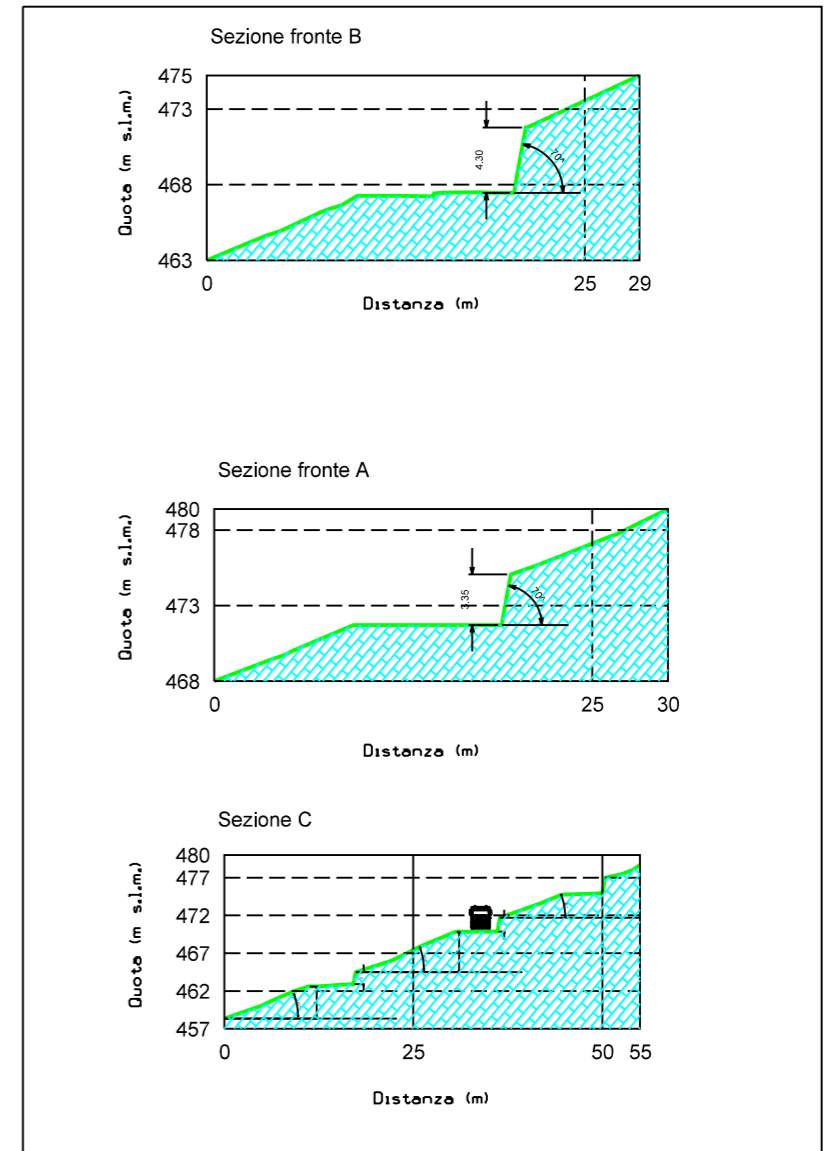
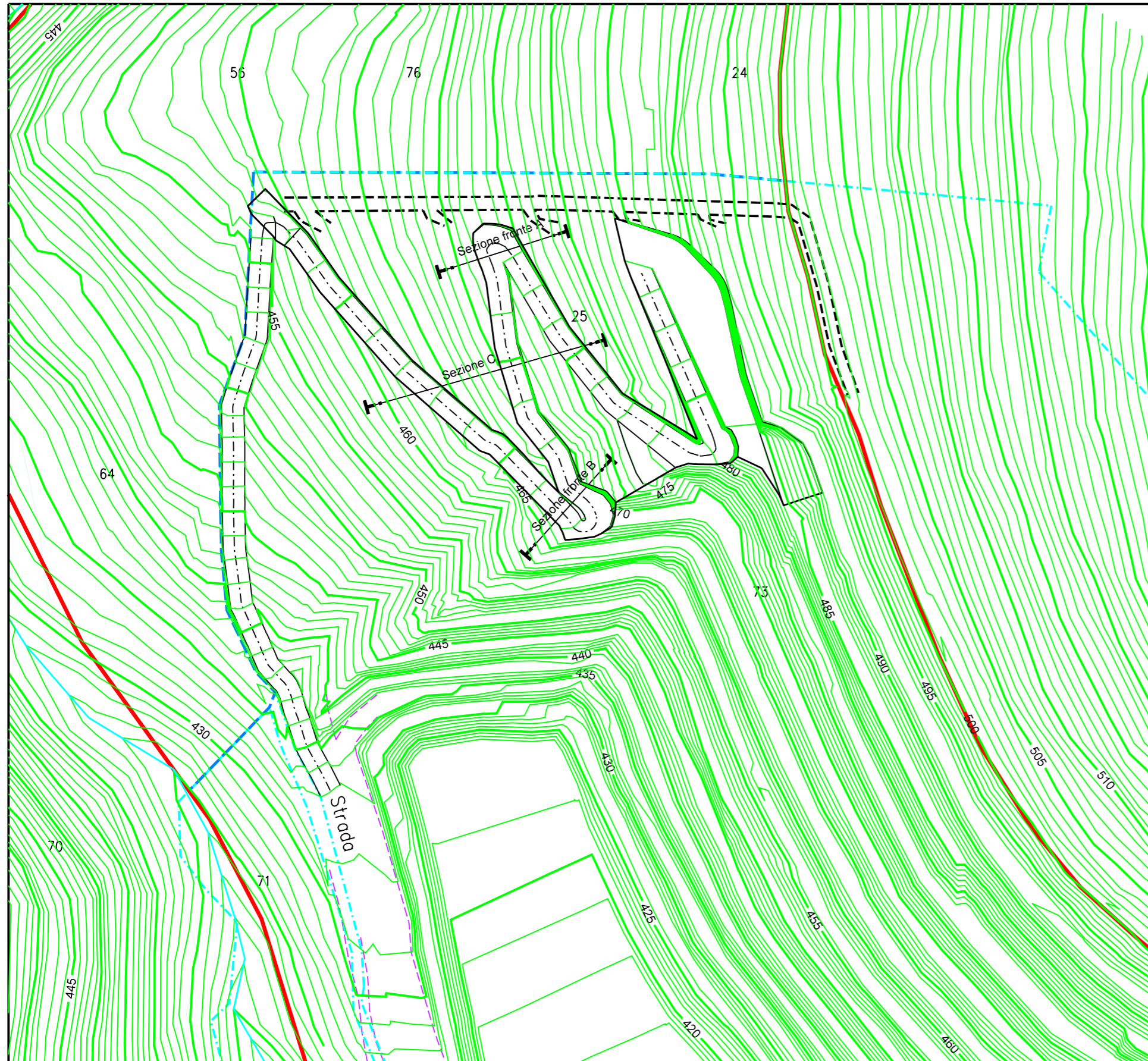
Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver. 1.0.2"

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,056	2,454	0,271
SLD	35	0,060	2,448	0,276
SLV	332	0,152	2,435	0,324
SLC	682	0,198	2,450	0,332

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Stralcio planimetria e sezioni di scavo
 Scala 1:1.000



Scale 1:500