L.A. I. F. SRL
LAVORAZIONE INERTI FLUVIALI - CALCESTRUZZI

COMPARTO ESTRATTIVO C06BN_01, UBICATO NEL COMUNE DI PONTELANDOLFO (BN), PERIMETRATO CON DELIBERAZIONE DI GIUNTA REGIONALE N. 385 DEL 02/09/2015

PROGETTO DI COLTIVAZIONE
DI UNA CAVA DI CALCARE ALLA LOCALITA' CIARLI

TAVOLA N. INT.	DATA: Aprile 2016	SCALA: 1:---

ELABORATO: **RISCONTRO ALLA NOTA REGIONE CAMPANIA - Direzione Generale Politiche Agricole, Alimentari e Forestali**

INTEGRAZIONE ALLA NOTA REGIONE CAMPANIA
PROT. n. 2017.0375037 DEL 26.05.17

PROGETTAZIONE:

Ing. Barbato Iannella

Arch. Vittorio Giangregorio

Agr. Angelo Iride

Geol. Nicola Colangelo

ORDINE DEI GEOLOGI - Regione Campania - Geol. NICOLA COLANGELO - Albo N. 208

L.A.I.F. s.r.l.
Dott. Gabriele Rillo

L.A. I. F. Srl
Via Statale 372
82030 PONTE (BN)
C.F. - P.I. 00041050626

CONSULENZA AMBIENTALE
Prof. Francesco Napolitano - Naturalista

CONSULENZA SCIENTIFICA
Prof.ssa Libera Esposito
Professore associato di geologia applicata e idrogeologia
Dipartimento di Scienze e Tecnologie
Università degli Studi del Sannio

La presente relazione integrativa fa seguito alla precedente nota ed afferisce ad approfondimenti richiesti dal Servizio Territoriale Provinciale di Benevento della Direzione Generale per le Politiche Agricole, Alimentari e Forestali della Regione Campania con nota prot. 2017.0125221 del 21.02.2017.

In particolare detti approfondimenti riguardano gli aspetti di seguito indicati:

a) dalla analisi degli elaborati geologici, è emersa la necessità che gli stessi vengano integrati con una caratterizzazione delle famiglie di discontinuità più puntuale per la verifica del cuneo critico;
b) per quanto attiene alla regimazione delle acque, si chiede che venga evidenziato il percorso del deflusso dalle vasche di accumulo previste in progetto verso il recapito finale;
c) con la impermeabilizzazione del fondo cava mediante materiali argillosi ed il conseguente accumulo delle acque, occorre prevedere opere atte ad assicurare il regolare deflusso verso recapiti naturali.

Riscontro punto a):

In riferimento alla specifica richiesta circa la caratterizzazione delle famiglie di discontinuità più puntuale dell'ammasso roccioso e le condizioni di stabilità dei fronti conseguenti all'attività di cava, si è proceduto ad integrare l'analisi strutturale condotta riportando la *Scheda di raccolta dati* e la rappresentazione degli stessi riferita alla stazione di misura St02, ritenuta la più significativa.

Scheda di raccolta dati rilevamento geomeccanco

Numero	*Discontinuità*	*Imm(°N)/incl(°)*	*Apertura*	*JRC*	*Riempimento*
1	K1	029/69	0,9 cm	12-14	Assente
2	K1	038/64	3,0 cm	12-14	Assente
3	K1	038/51	1,1 cm	12-14	Assente
4	K1	033/63	0,5 cm	12-14	Assente
5	K1	022/64	1,5 cm	12-14	Assente
6	K1	064/53	0,5 cm	12-14	Assente
7	K1	042/45	1,9 cm	12-14	Assente
8	K1	033/52	2,1 cm	12-14	Assente
9	K1	009/62	1,7 cm	12-14	Assente
10	K1	028/50	0,9 cm	12-14	Assente
11	K1	040/50	0,8 cm	12-14	Assente
12	K1	019/61	1,0 cm	12-14	Assente
13	K1	035/69	1,0 cm	12-14	Assente
14	K1	030/60	1,2 cm	12-14	Assente
15	K1	018/54	0,1 cm	12-14	Assente

16	K2	185/70	1,5 cm	12-14	Assente
17	K2	190/65	0,2 cm	12-14	Assente
18	K2	193/65	5,6 cm	12-14	Assente
19	K2	195/71	3,4 cm	12-14	Assente
20	K2	165/57	2,0 cm	12-14	Assente
21	K2	190/60	0,2 cm	12-14	Assente
22	K2	179/59	3,7 cm	12-14	Assente
23	K2	166/59	0,1 cm	12-14	Assente
24	K2	188/60	0,7 cm	12-14	Assente
25	K2	177/63	3,0 cm	12-14	Assente
26	K2	181/53	1,3 cm	12-14	Assente
27	K2	190/58	1,7 cm	12-14	Assente
28	K2	159/73	2,9 cm	12-14	Assente
29	K2	158/59	1,1 cm	12-14	Assente
30	K2	164/64	1,9 cm	12-14	Assente
31	K2	170/57	0,1 cm	12-14	Assente
32	S	120/43	0,3 cm	12-14	Assente
33	S	111/49	0,3 cm	12-14	Assente
34	S	109/41	0,1 cm	12-14	Assente
35	S	113/45	0,5 cm	12-14	Assente
36	S	119/48	1,0 cm	12-14	Assente
37	S	137/43	0,9 cm	12-14	Assente
38	S	119/48	0,1 cm	12-14	Assente

L'orientazione delle discontinuità è definita attraverso l'angolo di inclinazione (angolo misurato sul piano verticale tra la retta di massima pendenza e la sua proiezione sul piano orizzontale) e dall'angolo di immersione (angolo misurato sul piano orizzontale tra la proiezione della retta di massima pendenza sul piano orizzontale e la direzione Nord, misurato in senso orario) calcolati attraverso l'utilizzo di una bussola professionale.

L'analisi dei dati acquisiti durante la fase del rilevamento geomeccanico ha permesso di individuare due principali famiglie di discontinuità (K1 e K2) ed una terza famiglia di discontinuità da attribuire alla stratificazione (S).

Sono state rilevate in totale n° 38 giaciture di discontinuità.

Per la rappresentazione e l'elaborazione dei dati inerenti l'orientazione delle discontinuità sono state utilizzate le proiezioni stereografiche che hanno consentito di redigere proiezioni equiareali dei poli, proiezioni della distribuzione percentuale e diagrammi a rosa delle direzioni azimutali.

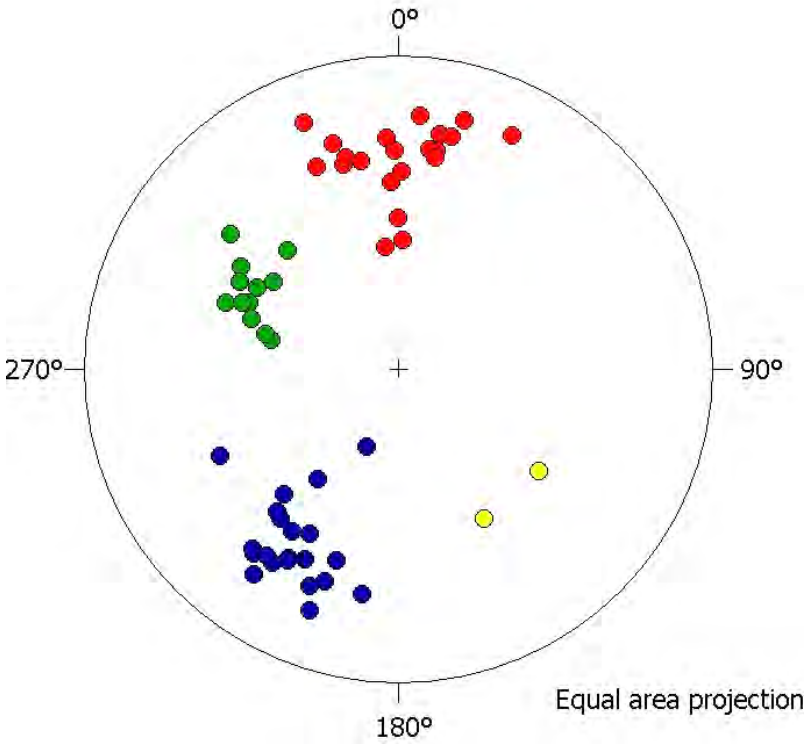
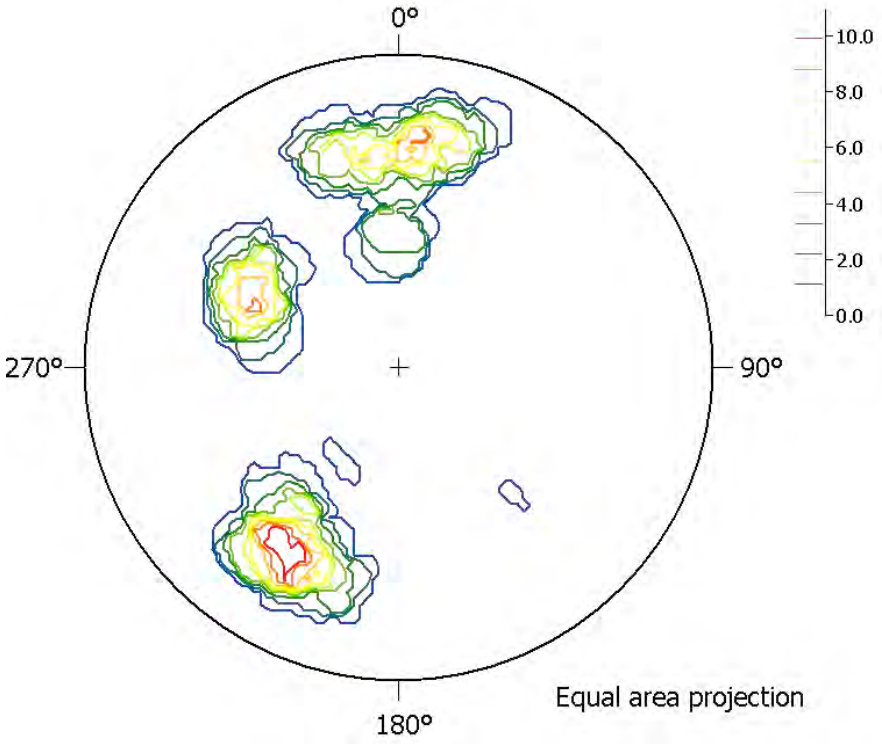


Fig. 3: Proiezione equiareale dei poli; Famiglia k1 (blu), K2 (rosso) e S (verde)



Proiezione della distribuzione percentuale dei poli.

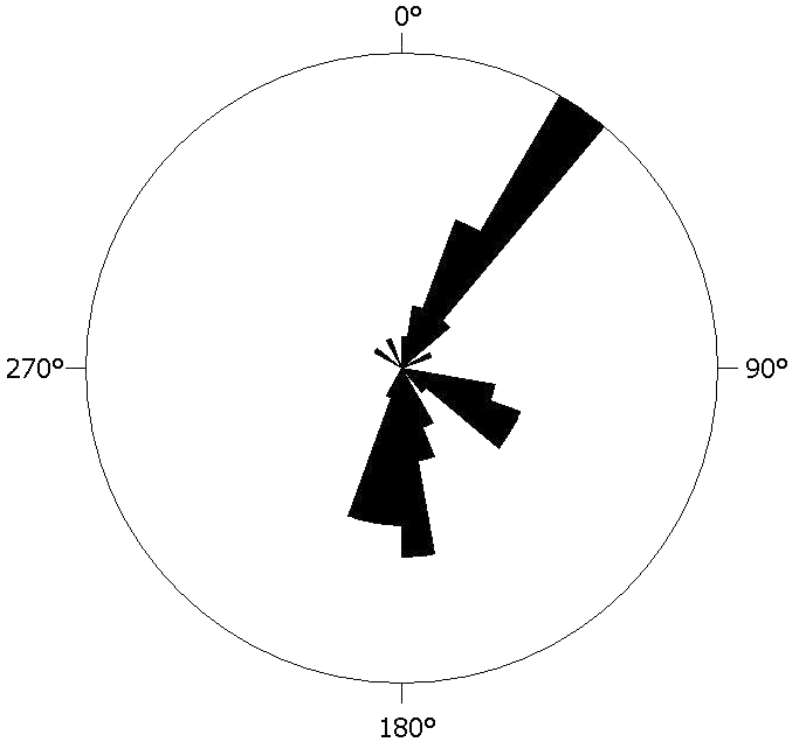


Diagramma a rosa delle direzione azimutali.

In particolare, dalla distribuzione percentuale dei poli di proiezione è possibile definire gli addensamenti medi per ciascuna famiglia di discontinuità rilevata.
Nella seguente tabella sono riportate le orientazioni medie per ciascuna delle tre famiglie rilevate:

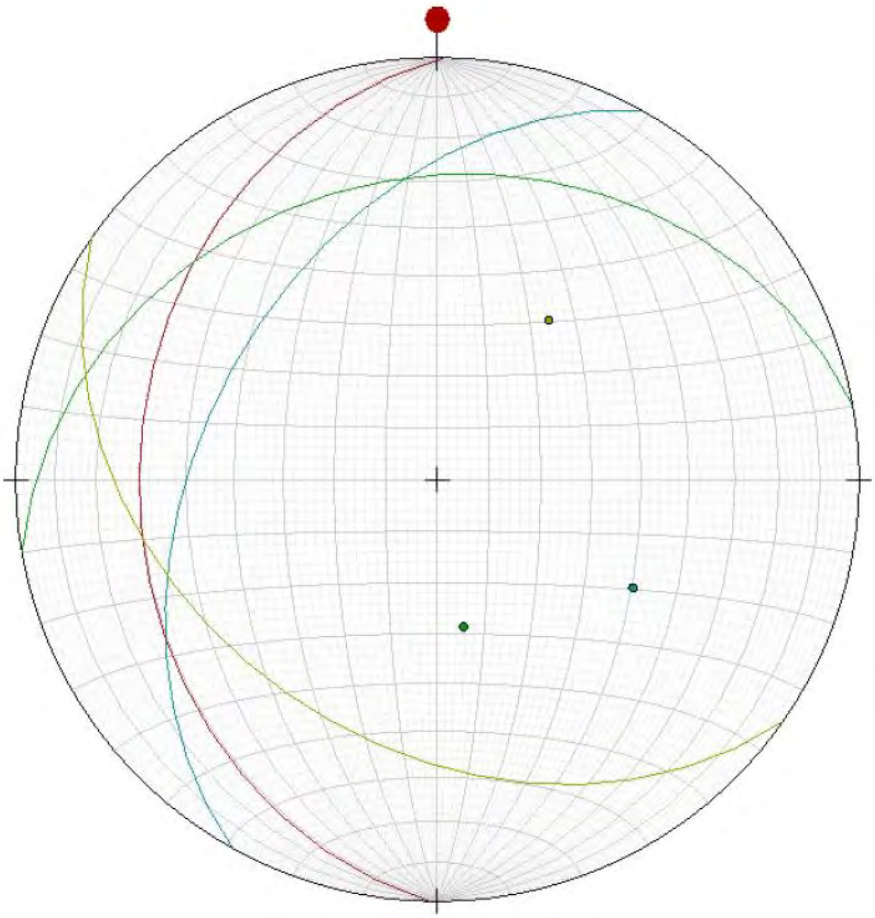
Famiglia	*Orientazione media polare*	*Orientazione ciclografica media*
K1	033/57°	215/38°
K2	174/51°	350/29°
S	109/41°	299/44°

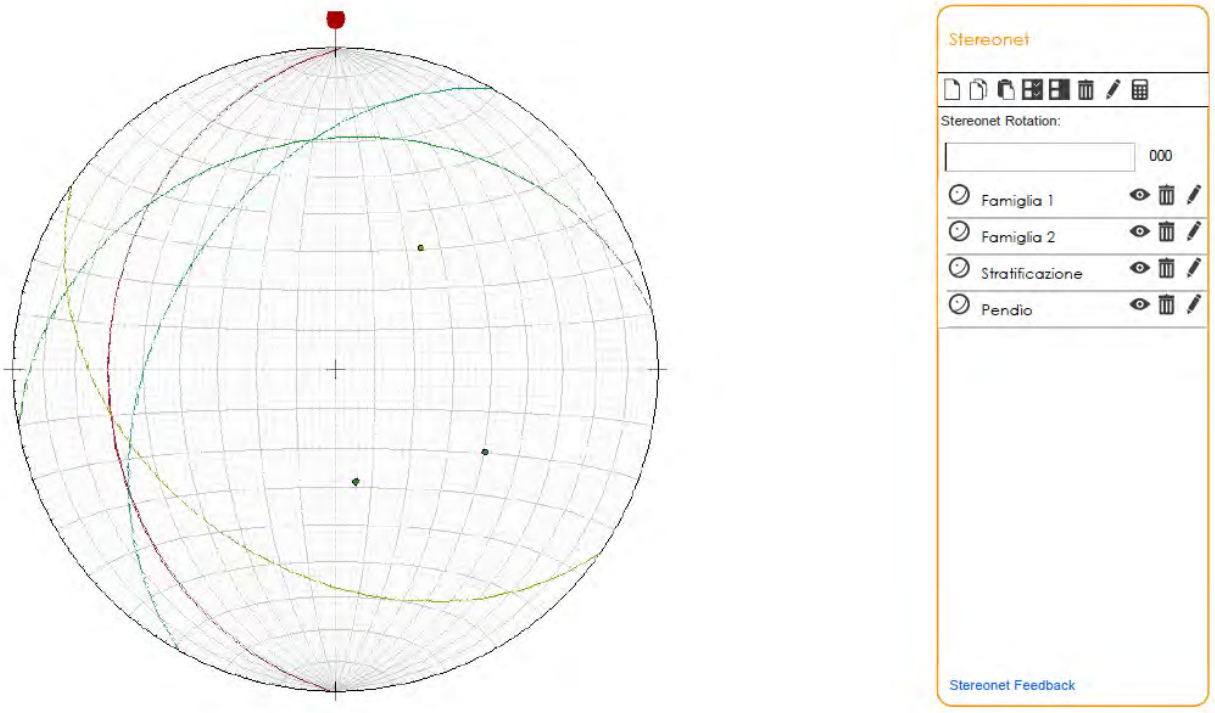
Gli addensamenti più evidenti, in cui si concentrano la maggior parte delle orientazioni, corrispondono rispettivamente alla famiglie di discontinuità K1, K2 e S; inoltre, è possibile affermare che le famiglie di discontinuità K1 e K2 presentano un'orientazione prevalentemente in senso appenninico (NO – SE) a conferma del fatto che esiste una certa congruenza con i lineamenti tettonici a scala regionale.

In sostanza, partendo dalle giaciture delle tre famiglie di discontinuità (K1-K2-Stratificazione) rispetto alla giacitura del pendìo, sono stati riportati i valori di immersione e di inclinazione media nel software free "stereonet" con i risultati di cui alla tabella che segue.

Famiglia	Giacitura	Intersezione Pendìo N 270/30	Tipologia movimento
K 1	N 215/38	N 242/30	Limite di stabilità critico
K2	N 350/29	N 308/34	Limite di stabilità critico
Stratificazione	N 299/44	N 242/35	Limite di stabiità critico
K1 + K2	Intersezione	N 286/20	Scivolamento cuneo

Alla luce delle risultanze innanzi esposte, si può affermare che l'ammasso, nel suo insieme, può essere considerato stabile salvo le singolarità che saranno affrontate e risolte nella fase di esecuzione degli scavi durante la coltivazione della cava, attraverso le osservazioni dirette delle fratture venute a "giorno" e le conseguenti misure di sicurezza che saranno adottate (disgaggi controllati, chiodature, tirantature) sia per la incolumità degli operatori che per la stabilità del sito.





In generale, un ammasso roccioso può essere fatto rientrare nell'ambito di due strutture limite:

- *"Se il volume roccioso unitario è molto grande e i sistemi di giunti sono caratterizzati da modesta frequenza e continuità l'ammasso roccioso si può assimilare ad un sistema monocorpo le cui caratteristiche meccaniche sono simili a quelle della roccia che ne costituisce la matrice lapidea.*
- *Se il volume roccioso unitario ha dimensioni molto piccole ed i sistemi di giunti che interessano la matrice lapidea sono caratterizzati da alta frequenza e continuità l'ammasso roccioso assume l'identità di un terreno granulare.*

In generale un ammasso roccioso si presenta come un sistema multicorpo a diverso grado di separazione che può essere inserito entro i due suddetti casi limite.

Se la struttura di un ammasso roccioso si può generalmente ritenere intermedia tra quella di un sistema monocorpo e quella di un terreno granulare allora anche le proprietà meccaniche di un ammasso roccioso si possono ritenere intermedie tra quelle della roccia che ne costituisce la matrice lapidea e quelle riferibili alle discontinuità da cui essa è attraversata" (R. Berardi - Meccanica delle rocce e degli ammassi rocciosi – Università di Genova).

Nel caso in questione, come si evince dalla predetta *Scheda di raccolta dati*, risultando il membro calcareo caratterizzato da un elevato grado di fratturazione, con conseguenti volumi rocciosi unitari aventi dimensioni molto piccole e con sistemi di giunti che interessano la matrice lapidea con alta frequenza e continuità, l'ammasso roccioso può essere assimilato ad un terreno granulare, a vantaggio della sicurezza.

Per quanto riguarda la caratterizzazione fisico-meccanica del predetto ammasso roccioso, allo stesso modo essa può essere definita ritenendo le sue proprietà meccaniche "*intermedie tra quelle della roccia che ne*

costituisce la matrice lapidea e quelle riferibili alle discontinuità da cui essa è attraversata" (R. Berardi - Meccanica delle rocce e degli ammassi rocciosi – Università di Genova) e valutata così come si è proceduto e riportato nella relazione geologica allegata al Progetto di coltivazione.

Infatti, risultando l'ammasso, come innanzi riferito, caratterizzato dalla presenza di molti sistemi di discontinuità variamente orientati, il meccanismo di rottura che si instaura in seguito ad un fenomeno di instabilità è simile a quello di un terreno omogeneo in cui la superficie di scorrimento si genera all'interno dell'ammasso, che si comporta come un continuo, ed assume la forma più o meno circolare.

In tal caso, per verifica la stabilità di un pendio con queste caratteristiche si utilizzano i metodi basati sull'equilibrio limite globale tipici della meccanica delle terre.

Per tutto quanto innanzi riportato e con specifico riferimento alle condizioni geologico-strutturali e geomeccaniche ed ai profili che si verranno a determinare lungo i versanti di cava con l'attività di coltivazione, si conferma la metodologia adottata per le verifiche analitiche di stabilità ritenendo la stessa quella che offre migliori garanzie in termini di sicurezza.

Per le stesse motivazioni (presenza di numerosi sistemi di discontinuità variamente orientati), eventuali fenomeni di scivolamento di blocchi isolati, scorrimento lungo un piano e scorrimento a cuneo potranno solo interessare volumi di roccia di dimensioni sempre molto modeste e tali da non compromettere le condizioni di sicurezza dei luoghi di lavoro.

Si ripropongono, di seguito, le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso e le verifiche analitiche di stabilità effettuate.

CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

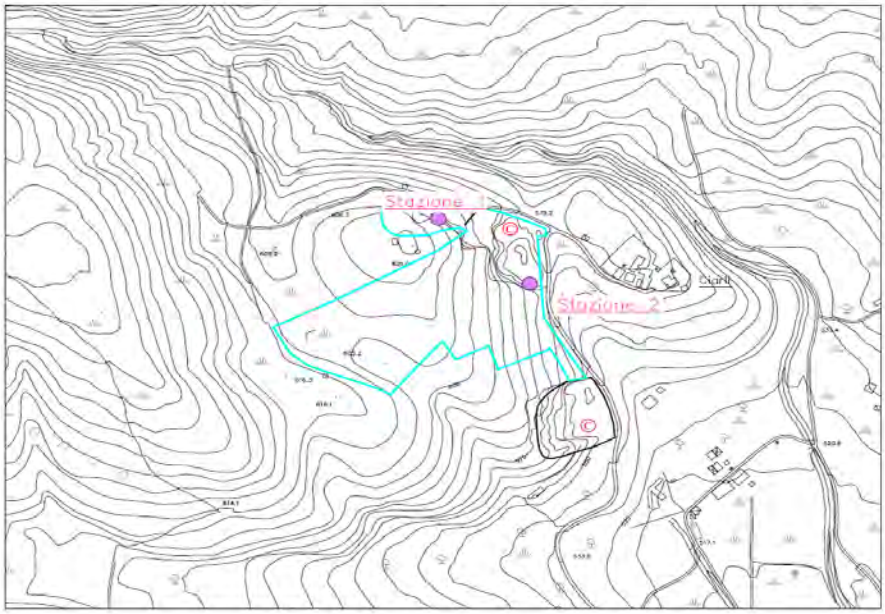
La spiccata anisotropia, che caratterizza gli ammassi calcarei fessurati e che si riflette sulle proprietà geomeccaniche degli ammassi stessi, è difficilmente determinabile su modelli sperimentali, onde occorre affidarsi a metodi d'indagine in situ che consentono l'acquisizione di taluni indici (RQD. RMR - System, Q – System, ecc.) correntemente in uso nella meccanica delle rocce.

In particolare, per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei termini litoidi caratterizzanti il locale ambiente geologico si è proceduto secondo le seguenti distinte fasi:

- Analisi strutturale degli ammassi rocciosi;
- Determinazione delle caratteristiche meccaniche della roccia intatta;
- Caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi.
-

La definizione delle strutture degli ammassi rocciosi è consistita nelle individuazione delle principali famiglie di discontinuità individuate.

Il primo punto è stato sviluppato secondo l'analisi dei dati di giacitura delle discontinuità rilevate lungo gli stendimenti predisposti in due stazioni di rilievo, la cui ubicazione è riportata nella figura che segue:



Nei siti esaminati si è riscontrato che i giunti di strato sono disposti a franapoggio, con inclinazione prossima a quella del pendio e, quindi, in condizioni indifferenti o piuttosto sfavorevoli nei riguardi della stabilità dei tagli.

Tali giunti sono stati, pertanto, considerati come elementi di suddivisione che, associati alle altre famiglie di discontinuità, fratture e faglie, attraversano l'ammasso.

Successivamente, una volta individuati i sistemi principali di discontinuità, si è proceduto alla descrizione dei sistemi in termini di spaziatura, scabrezza in termini di JRC, apertura, presenza d'acqua e di riempimento.

La determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti l'ammasso roccioso è avvenuta mediante l'esecuzione di n. 5 prove di resistenza a compressione su campioni prelevati nel corso dei sondaggi geognostici. Dette prove, i cui rapporti si riportano in allegato, hanno fatto registrare valori di resistenza unitaria della roccia (N/mm^2), compresi tra 40,6 e 61,4 da cui scaturisce un valore medio di 52,38 N/mm^2.

I dati dei rilievi e delle prove così eseguite sono stati utilizzati per la determinazione della qualità degli ammassi rocciosi.

Tra le diverse classificazioni tecniche note in letteratura, in questo lavoro si è scelta quella di Bieniawski del 1989 che fornisce un valore numerico (RMR) derivato dalla somma di indici parziali stimati attraverso la valutazione qualitativa e quantitativa dei parametri e delle condizioni citate precedentemente.

PARAMETRI			INTERVALLI DI VALORI						
1	RESISTENZA ROCCIA INTATTA	Carico puntuale(Mpa)	>10	4-10	2-4	1-2	Non applicabile		
		Compressione monoassiale(MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	Indice		**15**	**12**	**7**	**4**	**2**	**1**	**0**
2	RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Indice		**20**	**17**	**13**	**8**	**3**		
3	SPAZIATURA GIUNTI (m)		>2	0,6-2	0,6-0,2	0,06-0,2	<0,06		
	Indice		**32**	**15**	**10**	**8**	**5**		
4	CONDIZIONE GIUNTI		Superfici molto scabre non continue. Pareti roccia non alterate	Superfici scabre. Apertura <1mm. Pareti roccia leg. alterate	Superfici scabre. Apertura <1mm. Pareti roccia molto alterate	Superfici lisce o laminate o riempimento <5mm o apertura 1-5mm. Giunti continui	Riempimento tenero con spessore >5mm o giunti aperti>5 mm. Giunti continui		
	Indice		**30**	**25**	**20**	**10**	**0**		
		Afflusso per 10m di lunghezza del tunnel (litri/min)	Assente	<10	10-25	25-125	>125		

5	CONDIZIONI IDRAULICHE	Rapporto Pressione acqua nei giunti/Pressione naturale in sito	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5
		Condizioni generali	Giunti asciutti	Umidi	Bagnati	Stillicidio	Venute d'acqua
	Indice		**15**	**10**	**7**	**4**	**0**

La classificazione di Bieniawski, infatti, tiene conto di 5 parametri relativi allo stato della roccia e dell'ammasso roccioso e di un indice di correzione il cui valore è funzione dell'orientamento delle discontinuità e del problema affrontato (gallerie, versanti e fondazioni):

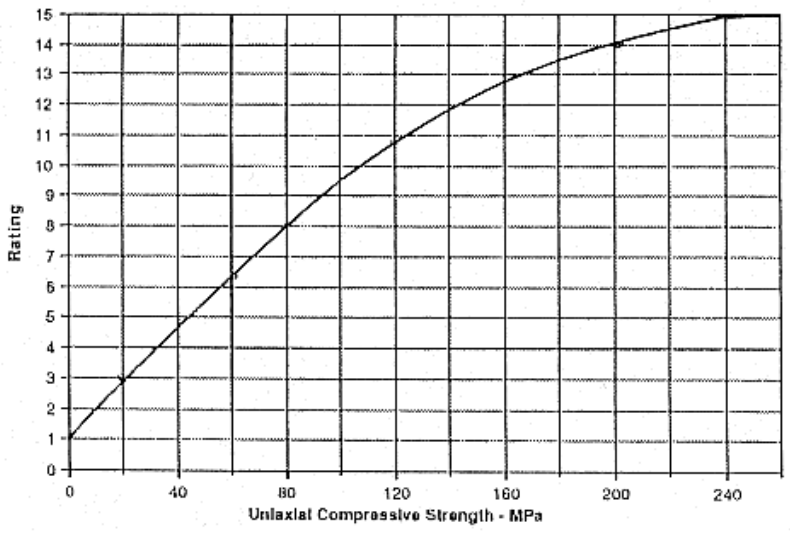
RMR = (A1 + A2 + A3 + A4 + A5) - Ic;

I parametri sono:

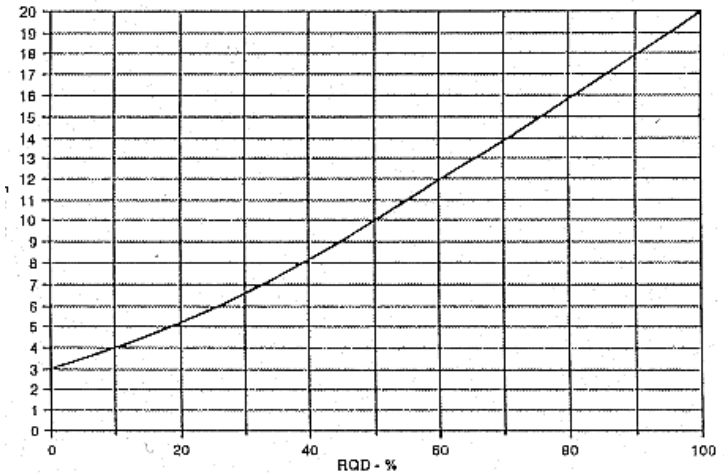
A1	<Co> (Resistenza a compressione monoassiale);
A2	<RQD%> (Rock Quality Designation);
A3	<s> (Spaziatura delle discontinuità);
A4	Condizioni dei giunti
A5	Condizioni idrauliche dei giunti
Ic	Indice di correzione

I parametri A1, A2, A3 possono essere ricavati direttamente attraverso i seguenti grafici:

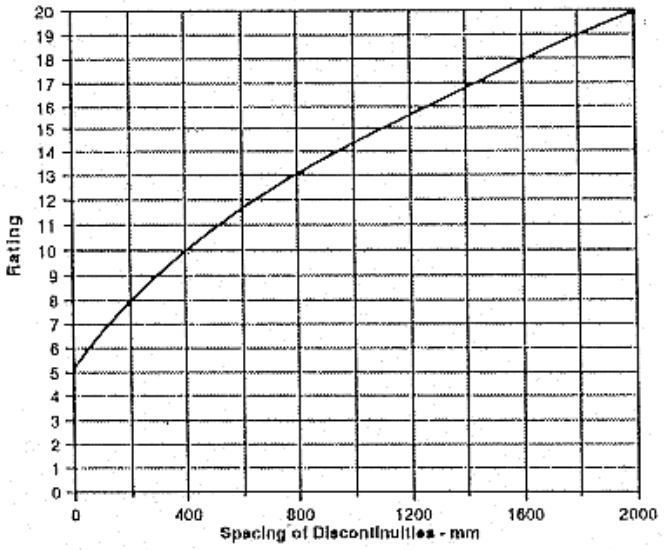
A1 =


Rating
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
0
40
80
120
160
200
240
Uniaxial Compressive Strength - MPa

A2 =


0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0
20
40
60
80
100
RQD - %

A3 =



Il parametro A4 viene ricavato attraverso la sommatoria di una serie di indici parziali, che tengono in considerazione la rugosità, l'apertura, la persistenza lineare, il riempimento e il grado di alterazione dei giunti.

PARAMETRI	INTERVALLI DI VALORI				
Lunghezza giunto	<1m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	>20 m
Indice	6	4	2	1	0
Apertura giunto	Chiuso	<0,1 mm	0,1-1 mm	1-5 mm	>5 mm
Indice	6	5	4	1	0
Rugosità giunto	Molto rugoso	Rugoso	Leggerm. rugoso	Liscio	Laminato
Indice	6	5	3	1	0
Riempimento	Nessuno	Compatto<5mm	Compatto>5 mm	Molle<5mm	Molle>5mm
Indice	6	4	2	2	0
Alterazione giunti	Non alterati	Legg.alterati	Mediam.alterati	Molto alterati	Decomposti
Indice	6	5	3	1	0

Infine, il parametro A5 (condizioni idrauliche) andrà calcolato come nella seguente tabella:

5	CONDIZIONI IDRAULICHE	Afflusso per 10m di lunghezza del tunnel (litri/min)	Assente	<10	10-25	25-125	>125
		Rapporto Pressione acqua nei giunti/Pressione naturale in sito	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5
		Condizioni generali	Giunti asciutti	Umidi	Bagnati	Stillicidio	Venute d'acqua
	Indice		**15**	**10**	**7**	**4**	**0**

La somma dei 5 indici parziali fornisce il Basic RMR (BRMR).

Il Basic RMR può essere anche correlato al parametro G.S.I. (Geological Strenght Index), grandezza collegata ai fattori **m, a** ed **s** dell'ammasso roccioso integro.

Infatti si ha:

$GSI = BRMR_{79} - 5$ (solo per BRMR>23)

Per la stima dell'indice di correzione Ic si deve fare riferimento, anche in questo caso, alla seguente tabella:

Orientamento dei giunti		Molto favorevole	Favorevole	Discreto	Sfavorevole	Molto sfavorevole
Gallerie e miniere	Indice	0	-2	-5	-10	-12
Fondazioni		0	-2	-7	-15	-25
Versanti		0	-5	-25	-50	-60

Applicando alla BRMR la correzione Ic si ottiene l'indice RMR, correlato alla qualità dell'ammasso roccioso secondo la seguente tabella:

RMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
CLASSE	V	IV	III	II	I
QUALITA'	Molto scadente	Scadente	Discreta	Buona	Ottima

Infine, i parametri geomeccanici possono essere correlati direttamente a BRMR attraverso le relazioni:

$$\varphi(°) = 5 + \frac{BRMR}{2}$$

$$c(MPa) = 0{,}005 * BRMR$$

$$E(GPa) = 10^{\frac{BRMR-10}{40}}$$

dove:

φ(°) = Angolo d'attrito dell'ammasso roccioso;

c(Mpa) = Coesione dell'ammasso roccioso;

E(Gpa) = Modulo elastico dell'ammasso roccioso;

Per l'area in studio le indagini condotte nelle due stazioni di misura, secondo la metodologia innanzi descritta, hanno permesso di riconoscere lungo i versanti di interesse situazioni a comportamento geomeccanico piuttosto omogenee, considerato che l'ammasso roccioso evidenzia sempre un grado di fratturazione sempre elevato.

Il rilievo geomeccanico ha interessato i litotipi calcarei appartenenti al membro calcareo del Flysch Rosso.

E' stata applicata la classificazione Bieniawski (1989) per la stima dell'indice RMR base.

Dalle due stazioni geomeccaniche sono stati acquisiti i dati e le relative elaborazioni, descritte nelle apposite schede di rilevamento geologico-strutturale che seguono.

Si riporta la sintesi dei dati acquisiti.

Giacitura

L'ammasso carbonatico risulta interessato da tre principali set di discontinuità dall'andamento all'incirca ortogonali tra loro.

Spaziatura

Lo stato di fratturazione della roccia dovuto ai disturbi tettonici ha fatto optare per il rilievo sistematico delle fratture e dei relativi parametri lungo una singola linea di scansione.

Persistenza

La stratificazione influisce sicuramente sulla persistenza dei giunti, che terminano spesso contro le superfici di strato, lungo le quali si può facilmente ripartire parte della deformazione.

Scabrezza

Le caratteristiche di rugosità del giunto sono state definite sulla base dei profili di rugosità di Barton, con valori di JRC (Joint Roughness Coefficient) variabili in multipli di 2 da 0 a 20.

In linea di massima i giunti presentano valori mediamente elevati, talvolta per la presenza anche di giunti stilolitici.

Apertura

In genere i giunti sono più aperti per fenomeni di alterazione e rilascio dell'ammasso roccioso, mentre in profondità i valori di apertura tendono a ridursi; inoltre, il carsismo genera cavità e spazi vuoti lungo le fratture, distribuiti in maniera del tutto imprevedibile.

Riempimento

In genere non sono stati rilevati riempimenti significativi.

Alterazione

L'alterazione è mediamente sviluppata per effetto del carsismo nell'ammasso roccioso in esame; alla base dei versanti, invece, dove i fenomeni di dissoluzione sono meno pronunciati, l'alterazione è poco sviluppata.

Resistenza a compressione monoassiale

Sono state effettuate prove di laboratorio per la determinazione della resistenza a compressione monoassiale su n° 5 campioni derivanti da carote di sondaggio.

Come riportato nel certificato allegato, si rileva che il valore di resistenza a compressione è risultato compreso tra 40,6 e 61,4 N/mm^2.

Densità della roccia

Dal certificato innanzi richiamato si evince che i valori di densità sono risultati mediamente pari a 2.3 t/m^3.

Densità di fratturazione

La densità di fratturazione è stata misurata mediante il parametro Jv (volumetric joint count), cioè il numero di discontinuità mediamente presenti in un volume unitario (1 m^3) di ammasso roccioso.

Il parametro Jv è stato valutato partendo dai dati di spaziatura secondo quanto definito da Palmstron (1982).

In linea di massima il valore di Jv è basso per gli affioramenti superficiali, compreso tra 4 e 9.

Ovviamente in prossimità di discontinuità tettoniche e faglie, il valore tende a salire notevolmente.

RQD

L'RQD (Rock Quality Designation) è un coefficiente indicativo della qualità dell'ammasso roccioso che esprime il valore percentuale dei frammenti di roccia di lunghezza superiore a 10 cm presenti in un tratto lungo 1 metro di sondaggio carotato.

Per gli affioramenti, il valore di RQD è stato calcolato nelle schede di classificazione geomeccanica presentate tramite la relazione di Palmstrom (1982):

RQD = 115 – 3.3 Jv

Nei sondaggi effettuati, come riportato nelle stratigrafie, la stima di RQD ha dato valori molto bassi, per la maggior parte compresi tra il 20 ed il 40%. Solo in corrispondenza di pacchi di strato mediamente fratturati il valore di RQD è risultato ≥ 60%.

Classificazione RMR

In linea di massima le elaborazioni portano alla definizione di un indice RMR compreso tra 53 e 48, indicativo di roccia competente qualora non interessata da faglie o disturbi tettonici.

Di seguito si riportano sinteticamente i dati relativi alle singole stazioni di misura.

STAZIONE N° 1

Ammasso costituito da calcari molto fratturati, con resistenza media a compressione monoassiale di 52 MPa e RQD = 50%.

- Classe di appartenenza = IV
- Qualità scadente
- BRMR 53
- Coesione = 265 kPa
- Angolo di attrito = 31°

STAZIONE N° 2

Ammasso costituito da calcari intensamente fratturati, con resistenza media a compressione monoassiale di 52 MPa e RQD = 20%.

- Classe di appartenenza IV
- Qualità scadente
- BRMR 48
- Coesione = 240 kPa
- Angolo di attrito = 29°

Si riportano, poi, le schede con le elaborazioni effettuate relativamente alle due stazioni di rilievo.

Alla luce di quanto innanzi riportato, applicando criteri di massima cautela a favore di sicurezza, in sintesi, all'ammasso roccioso interessato vengono assegnati i seguenti parametri fisico-meccanici, da utilizzare nelle verifiche e calcolazioni geotecniche, competenti alla condizione più sfavorevole con riguardo al grado di fratturazione della roccia:

PARAMETRI	VALORI
Peso dell'unità di volume	$\gamma = 23\ kN/m^3$
Coesione	c = 240 kPa
Angolo d'attrito interno	$\varphi = 29°$

Modulo elastico dell'ammasso	E = 1 GPa
Coefficiente di Poisson	ν = 0. 25

METODOLOGIA E PROCEDURA DI COLTIVAZIONE

STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO

Tenendo presenti le caratteristiche morfologiche del versante e geomeccaniche dei materiali da estrarre, la tipologia di coltivazione è **cava di versante ad anfiteatro, a gradoni multipli**.

La tecnica di coltivazione di tale tipologia di cava si sviluppa attraverso la definizione di gradoni partendo dall'alto e procedendo verso il basso, consentendo, in tal modo, la contestuale e progressiva ricomposizione ambientale dell'area.

Questa metodologia ha il vantaggio di una maggiore elasticità nell'adeguarsi a rapide variazioni e permettere un facile abbattimento dei materiali.

Dato l'elevato grado di fratturazione manifestato complessivamente dall'ammasso roccioso (cataclasite), per la escavazione è sufficiente l'uso di un escavatore meccanico; allorquando si intercettano banchi calcarei micritici, molto spessi o massivi, meno fratturati, potrà rendersi necessario ricorrere ad un martello demolitore.

L'altezza massima da assumere per ogni gradone è condizionata dalla natura, disposizione secondo il versante, caratteristiche del materiale e dai mezzi impiegati per l'escavazione.

Nel caso in esame si ipotizza di non superare i 5.00 metri.

La larghezza dei gradoni dev'essere proporzionata all'altezza degli stessi e, considerato che ogni gradone costituirà un cantiere indipendente dagli altri, per permettere un agevole movimento dei mezzi impiegati, non dovrà essere inferiore ai 3.00 m.

Ai singoli fronti dei gradoni si dovrà assegnare una inclinazione non superiore al rapporto 3/1 (v/o), onde garantirne la stabilità.

A fine coltivazione, in tal modo, si otterranno pareti della cava con inclinazioni mediamente pari ai 45° ovvero con rapporto 1/1 (v/o), valori che assicurano ampi margini di sicurezza per la stabilità nel tempo.

La fattibilità dell'ipotesi innanzi avanzata è stata verificata attraverso apposite analisi di stabilità condotte nelle condizioni più gravose e prendendo in esame i parametri geotecnici assegnati alla roccia intensamente fratturata, trascurando il positivo contributo dei banchi meno fratturati, a vantaggio della sicurezza.

Le verifiche analitiche, di seguito riportate, sono state condotte con la metodologia di Bishop, considerando le azioni dinamiche dovute ad eventi sismici adottando una accelera-zione sismica di picco ag pari a 0.265.

Per i profili prescelti, i coefficienti di sicurezza ottenuti dai calcoli presentano valori sempre maggiori di 1.44 e, tali, pertanto, da conferire assoluta sicurezza ai fronti di cava in tutti i casi esaminati.

Infine, un riferimento particolare va effettuato alla cava abbandonata ricadente nel comparto la quale costituisce una priorità nella programmazione delle attività di lavorazioni in quanto necessita della sua messa in sicurezza atteso che in essa sono presenti pareti ad andamento sub-verticale che versano in condizioni di precaria stabilità.

In tal caso si renderà necessario abbattere gli speroni rocciosi emergenti lungo le pareti ed abbassare l'attuale angolo di scarpa.

A seguire si procederà con la rimozione della roccia calcarea e la formazione dei gradoni come innanzi dimensionati.

A fine coltivazione si opererà con la impermeabilizzazione del fondo mediante la posa in opera di terreno di natura argillosa.

La stessa impermeabilizzazione dovrà interessare anche il fondo della cava di progetto al fine di tutelare nel tempo la risorsa idrica sotterranea.

Particolare riguardo va dato alla regimentazione delle acque meteoriche sia al contorno dell'area di cava attraverso la realizzazione di un fosso di guardia, sia nell'ambito della stessa area di cava con canalette in terra sui gradoni posizionate alla base delle singole scarpate e canali di raccolta nell'ambito del fondo cava, le quali andranno così raccolte, canalizzate e smaltite utilizzando la locale rete idrografica.

VERIFICHE DI STABILITA' ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Per i pendii naturali o artificiali in zona sismica, le norme vigenti (NTC-2008) hanno introdotto nuove disposizioni che consentono l'uso dei metodi di verifica pseudo-statici già noti (Fellenius, Bishop, Jambu, Morgestern, ecc.), valutando, in modo opportuno, le azioni indotte dalle vibrazioni sismiche.

Per i pendii naturali, le verifiche di stabilità possono essere condotte normalmente utilizzando i parametri di resistenza meccanici caratteristici e, quindi, ponendo coefficienti parziali dei materiali uguale a 1; nel presente caso, invece, trattandosi di pendii e fronti di scavo artificiali, come prescritto dalle NTC08, sono stati adottati coefficienti di sicurezza parziali, conducendo le verifiche secondo l'Approccio di Verifica 1 – Combinazione 2: (A2+M2+R2), utilizzando coefficienti di sicurezza parziali geotecnici ridotti, come appresso specificato.

I calcoli sono stati eseguiti, secondo il metodo dell'equilibrio limite, applicando la formulazione di Bishop, considerando le forze sismiche orizzontali e verticali.

VALUTAZIONE DELLE FORZE SISMICHE AGENTI SUL PENDIO

- Longitudine = 14,6891°
- Latitudine = 41,31079°
- Periodo di ritorno, Tr = 474,6 anni
- Categoria di suolo di fondazione = "A"
- Categoria Topografica "T2"
- Ag/g (Tr=474,6 SLU) = 0,265
- F_0 (Tr=474,6 SLU) = 2,306
- Amax = Ss x St x ag = 0,318 g (accelerazione massima attesa al sito).
- Ss = 1,0 (Fattore stratigrafico)
- St = 1,2 (Fattore topografico)

PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

a) Terreni di copertura

γ = 17 KN/m^3 φ' = 18° c' = 20 kPa

b) Substrato calcareo da molto fratturato a intensamente fratturato

γ = 23 KN/m^3 φ' = 29° c' = 240 kPa

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

a) Terreni di copertura di progetto

γ = 17 KN/m^3 $\varphi'k$ = 14.6° c'K = 16 kPa

b) Substrato calcareo da molto fratturato a intensamente fratturato

γ = 23 KN/m^3 $\varphi'k$ = 23,9° c'k = 192 kPa

PROCEDURE DI CALCOLO

Le procedure di analisi di stabilità di un pendio in terra, attraverso la valutazione dell'equilibrio limite, consistono nella stima di un coefficiente di sicurezza alla traslazione e/o alla rotazione del volume di terra compreso fra la superficie del versante ed una superficie di taglio potenziale imposta.

La procedura di calcolo prende in considerazione tutte le forze e/o i momenti agenti lungo il piano di taglio, fornendo una valutazione della stabilità globale attraverso le equazioni d'equilibrio fornite dalla statica.

Il coefficiente di sicurezza globale del pendio viene calcolato attraverso il rapporto fra la resistenza di taglio massima disponibile lungo la superficie di rottura e gli sforzi tangenziali mobilitati lungo tale piano:

$F_{sic} = T_{max} / T_{mob}$

con

F_{sic}= coefficiente di sicurezza;

T_{max}= resistenza di taglio massima;

T_{mob}= sforzo tangenziale mobilitato.

All'equilibrio(T_{max}=T_{mob}) F_{sic} deve essere ovviamente uguale a 1.

Il pendio potrebbe essere considerato in teoria stabile, quando F_{sic} risulta maggiore di 1 (T_{max}>T_{mob}), instabile in caso contrario (T_{max}<T_{mob}). In realtà, per tener conto dell'incertezza introdotta dalle ipotesi semplificatrici nella procedura di calcolo e soprattutto dell'approssimazione con cui sono noti i parametri geotecnici del terreno, la stabilità può dirsi raggiunta solo nel caso in cui F_{sic} sia maggiore di **1,1** (D.M.14.01.2008).

IMPOSTAZIONE DELLA PROCEDURA DI CALCOLO

Nell'applicare le equazioni della statica al problema dell'analisi di stabilità di un pendio in terra occorre ipotizzare che siano verificate le seguenti condizioni:

a) la verifica va eseguita prendendo in esame una striscia di versante di larghezza unitaria (solitamente di 1 metro), trascurando l'interazione laterale fra tale striscia ed il terreno contiguo;

b) la resistenza al taglio lungo la superficie potenziale di rottura deve essere esprimibile attraverso la legge di Coulomb:

$T_{max} = c + \gamma\ h\ tg\ \varphi$;

con

T_{max} = resistenza di taglio massima del terreno;

c = coesione del terreno;

γ = peso di volume del terreno;

h = profondità della superficie di rottura;

φ = angolo di resistenza al taglio del terreno.

c) la precisione con cui vengono stimati in sito o in laboratorio i parametri geotecnici coesione e angolo di resistenza al taglio deve essere la stessa: in caso contrario la resistenza al taglio mobilitata dovrebbe essere espressa nel seguente modo:

$T_{mob} = (c/F_{sicc}) + (\gamma\ h\ tg\ \varphi/F_{sicp})$;

con

F_{siic} =coefficiente di sicurezza legato a c';

F_{sicp} =coefficiente di sicurezza legato a φ';

Con il D.M.14.01.2008 i due fattori di sicurezza parziali sono uguali rispettivamente a **(Approccio I combinazione 2):**

F_{siic} = 1,25 *(C'_k coesione drenata)* o 1,40 (coesione non drenata);

F_{sicp} = 1,25 (tan φ' tangente dell'angolo di resistenza al taglio).

d) deve aversi una distribuzione omogenea degli sforzi tangenziali mobilitati (T_{mob}) lungo la superficie potenziale di rottura. Questo significa che in ogni punto del piano ipotetico di scivolamento i parametri dell'equazione di Coulomb c, φ, γ ed h devono avere lo stesso valore.

Per limitare l'errore introdotto nel calcolo da quest'ultima ipotesi, la superficie di scivolamento viene, nella maggior parte delle procedure di calcolo note in letteratura, suddivisa in più settori (conci), all'interno dei quali si considera realizzata la condizione di omogeneità di T_{mob}. Nella pratica i limiti dei conci vengono fatti cadere dove vi sia una variazione significativa di γ, c e φ del terreno o in corrispondenza di variazioni significative nel profilo topografico del versante.

Questo modo d'impostare il problema conduce, però, all'introduzione nella risoluzione analitica di nuove incognite che esprimono il modo in cui interagiscono fra loro, lungo le superfici divisorie, i vari conci.

In definitiva nel calcolo del valore di F_{sic} intervengono le seguenti incognite (n = numero dei conci preso in considerazione):

a) le forze normali (N) agenti sulla base del concio (n incognite);

b) le forze tangenziali (T) agenti sulla base dei conci (n incognite);

c) i punti, sulla base del concio, di applicazione delle forze normali e tangenziali (n incognite);

d) le forze orizzontali agenti lungo le superfici di separazione dei conci (n-1 incognite);

e) le forze verticali agenti lungo le superfici di separazione dei conci (n-1 incognite);

f) i punti di applicazione, sulle superfici di separazione dei conci, delle forze d) ed e) (n-1 incognite);

g) il coefficiente di sicurezza F_{sic} (1 incognita).

In totale il problema comporta l'introduzione di 6n-2 incognite.

Per la sua risoluzione sono disponibili:

a) 3n equazioni d'equilibrio;

b) n equazioni del tipo:

$T = (c\,l + N \operatorname{tg} \varphi)/F_{sic}$;

con

l = lunghezza del concio;

che collegano fra loro, per ogni concio, le incognite N, T ed F_{sic}.

c) n equazioni ottenute ponendo che il punto di applicazione di N e T cada a metà della base del concio.

In totale quindi sono disponibili 5n equazioni per la soluzione analitica del problema.
Perchè si possa arrivare alla determinazione di F_{sic} occorrerebbero ovviamente tante equazioni quante sono le incognite.
In realtà, perchè il problema sia staticamente determinato, e quindi risolvibile, mancano ancora n-2 equazioni (la differenza fra il numero delle incognite, 6n-2, ed il numero delle equazioni disponibili, (5n).
Le equazioni mancanti possono essere ottenute introducendo nell'analisi ulteriori ipotesi semplificatrici. Tali ipotesi riguardano generalmente la distribuzione delle forze lungo le superfici di separazione dei conci. Le varie procedure di risoluzione del problema differiscono essenzialmente per la schematizzazione che viene fatta di questa distribuzione.

METODO DI RISOLUZIONE UTIZZATO (BISCHOP)

Con il **metodo di Bishop** semplificato si pone la condizione che le forze verticali agenti sulle superfici di separazione dei conci siano trascurabili. Di conseguenza i conci interagiscono fra di loro solo attraverso forze orientate lungo l'orizzontale.
E' anche questo un metodo basato sull'equilibrio dei momenti agenti.
Viene supposto che la superficie potenziale di scivolamento sia circolare.
La resistenza al taglio massima disponibile lungo la superficie potenziale di rottura è data, per ogni concio da:

$T_i \max = X_i / (1 + Y_i / F_S)$;

con $X_i = (c + (g \times h - g_W \times h_W) \times tg\, \varphi) \times dx / \cos \alpha$

con g_W = peso di volume dell'acqua;

h_W = altezza dell'acqua sulla base del concio;

dx = lunghezza del concio lungo l'orizzontale;

α = inclinazione del concio sull'orizzontale.

$Y_i = tg\, \alpha \times tg\, \varphi$

La resistenza al taglio mobilitabile lungo il piano di taglio è per ogni concio data da:

$T_i \text{ mob} = Z_i$

con $Z_i = g \times h \times dx \times sen\, \alpha$

Il coefficiente di sicurezza del pendio viene espresso come segue:

$F_S = \sum(i=1\text{-}n)\, T_i \max / \sum(i=1\text{-}n)\, T_i \text{ mob}$

Si noti che il coefficiente di sicurezza Fs, che è la grandezza da determinare, viene a comparire anche al numeratore attraverso l'espressione della T max. Di conseguenza non sarà possibile la determinazione diretta di Fs.

La procedura da adottare dovrà essere di tipo iterativo, fino all'ottenimento della convergenza su un valore praticamente costante di Fs.

Questi sono i passi da seguire:

1. si introduce un valore iniziale di Fs e si calcola un primo valore del coefficiente di sicurezza;
2. il nuovo valore di Fs (Fs') ottenuto viene confrontato col valore di partenza;
3. se la differenza supera un limite prefissato (es. Fs'-Fs>0.001), si ritorna al passo a), inserendo, al posto del valore di partenza di Fs, il nuovo valore calcolato;
4. se la differenza rimane contenuta nel limite indicato, l'elaborazione va interrotta: il coefficiente di sicurezza cercato è Fs'.

Generalmente il procedimento richiede dalle quattro alle otto iterazioni per con-vergere.

Il metodo di Bishop richiede che siano, per tutti i conci, rispettate le due seguenti condizioni:

- $s' = (g \times h - g_W \times h_W - c \times tg\,\alpha / Fs)/(1+Y / Fs) > 0$

  con s' = pressione normale agente sulla base del concio;
- $\cos\alpha \times (1 + Y/Fs) > 0.2$.

In caso contrario il metodo può condurre a valori del coefficiente di sicurezza non realistici.

RISULTATI DELLE VERIFICHE

Le verifiche analitiche hanno riguardato due profili significativi.

Il primo profilo ha interessato il fronte di scavo di progetto con il maggior numero di gradoni previsti, intagliati esclusivamente nell'ammasso roccioso.

Il secondo, invece, si riferisce ad un profilo con il gradone sommitale intagliato nei terreni di copertura.

L'esame dei risultati ha permesso di derivare che i fronti di cava considerati godono di sicura stabilità; infatti, il coefficiente di sicurezza minimo calcolato risulta essere Fs = 1,44.

In allegato, di seguito, vengono riportati i tabulati di calcolo e le sezioni litologi-che schematiche dei profili interessati, con l'andamento sia dei cerchi di scorri-mento con Fs minimo, che di tutti i cerchi verificati.

Riscontro punto b):

Per quanto attiene il secondo punto, in allegato si rimette la tavola in cui su base aerofotogrammetrica (v. allegato 2), sono state riportate i percorsi di deflusso sia delle acque raccolte dal fosso di guardia che quelle drenate nell'ambito dell'area di cava, le quali vengono prima convogliate in apposite vasche di accumulo/decantazione e poi canalizzate lungo il cunettone in cls ed, a seguire, nei naturali fossi iemali/valloni per confluire infine nel canale Acqua del Conte.

Riscontro punto c):

Il progetto di coltivazione, nell'ambito della sistemazione idrologica dell'area di cava, prevede adeguate opere di convogliamento delle acque idrometeoriche.

In proposito al piano finale del fondo cava è stato assegnato una pendenza di circa il 4%, tale da creare un regolare deflusso delle acque meteoriche verso la strada di accesso dove si è previsto un cunettone di raccolta per il convogliamento verso il recapito finale.

Inoltre, dalle tavole progettuali si può osservare che ogni gradone ha un sistema di drenaggio e una direzione del deflusso idrico così come indicano i simboli di direzione di scorrimento.

Nel piazzale di cava sono previste canalette di drenaggio in corrispondenza della fascia perimetrale posta alla quota minore del piazzale in prossimità delle vasche di raccolta acque. In base ai dati del calcolo idraulico, tali opere risultano sufficienti a garantire il regolare drenaggio delle acque dilavanti ed evitare il ristagno senza compromettere lo stato vegetativo della copertura vegetale arboreo-arbustiva prevista per il piazzale.

All'uopo, si sottolinea che, proprio perché è stata prevista una maggiore presenza di umidità edafica, il modulo di impianto progettato per il piazzale di cava, contempla la piantumazione di specie dotate di una maggiore resistenza alle condizioni di mesiche.

Tuttavia, onde fugare la paventata possibilità di ristagni d'acqua, in grado di compromettere la corretta crescita della copertura vegetale, stando attenti però a non creare l'effetto contrario, cioè un eccesivo drenaggio e quindi condizioni xeriche, è stata aggiunta una ulteriore rete scolante così come riportato nell'allegato n. 3.

La rete scolante aggiuntiva, prevede la creazione di un canale principale, lungo la linea di maggiore pendenza e di canali minori, disposti a spina di pesce rispetto all'asse principale.

ALLEGATI

ALLEGATO 1

PROGETTO: Coltivazione di una cava di calcare alla Località "Ciarli" del Comune di Pontelandolfo (BN)

COMMITTENTE: LA.I.F. S.r.l.

1. VERIFICHE DI STABILITA' ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Per i pendii naturali o artificiali in zona sismica, le norme vigenti (NTC-2008) hanno introdotto nuove disposizioni che consentono l'uso dei metodi di verifica pseudo-statici già noti (Fellenius, Bishop, Jambu, Morgestern, ecc.), valutando, in modo opportuno, le azioni indotte dalle vibrazioni sismiche.

Per i pendii naturali, le verifiche di stabilità possono es-sere condotte normalmente utilizzando i parametri di resistenza meccanici caratteristici e, quindi, ponendo coefficienti parziali dei materiali uguale a 1; nel presente caso, invece, trattandosi di pendii e fronti di scavo artificiali, come prescritto dalle NTC08, sono stati adottati coefficienti di sicurezza parziali, conducendo le verifiche secondo l'Approccio di Verifica 1 – Combinazione 2: (A2+M2+R2), utilizzando coefficienti di sicurezza parziali geotecnici ridotti, come appresso specificato.

I calcoli sono stati eseguiti, secondo il metodo dell'equilibrio limite, applicando la formulazione di Bischop, considerando le forze sismiche orizzontali e verticali.

2. VALUTAZIONE DELLE FORZE SISMICHE AGENTI SUL PENDIO

- Longitudine = 14,6891°
- Latitudine = 41,31079°
- Periodo di ritorno, Tr = 474,6 anni
- Categoria di suolo di fondazione = "A"
- Categoria Topografica "T2"
- Ag/g (Tr=474,6 SLU) = 0,265
- F_0 (Tr=474,6 SLU) = 2,306
- Amax = Ss x St x ag = 0,318 g (accelerazione massima attesa al sito).
- Ss = 1,0 (Fattore stratigrafico)
- St = 1,2 (Fattore topografico)

PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

a) Terreni di copertura

γ = 17 KN/m^3 φ' = 18° c' = 20 kPa

b) Substrato calcareo da molto fratturato a intensamente fratturato

γ = 23 KN/m^3 φ' = 29° c' = 240 kPa

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

a) Terreni di copertura di progetto

γ = 17 KN/m^3 $\varphi'k$ = 14.6° c'K = 16 kPa

b) Substrato calcareo da molto fratturato a intensamente fratturato

γ = 23 KN/m^3 $\varphi'k$ = 23,9° c'k = 192 kPa

3. PROCEDURE DI CALCOLO

Le procedure di analisi di stabilta' di un pendio in terra, attraverso la valutazione dell'equilibrio limite, consistono nella stima di un coefficiente di sicurezza alla traslazione e/o alla rotazione del volume di terra compreso fra la superficie del versante ed una superficie di taglio potenziale imposta.

La procedura di calcolo prende in considerazione tutte le forze e/o i momenti agenti lungo il piano di taglio, fornendo una valutazione della stabilita' globale attraverso le equazioni d'equilibrio fornite dalla statica.

Il coefficiente di sicurezza globale del pendio viene calcolato attraverso il rapporto fra la resistenza di taglio massima disponibile lungo la superficie di rottura e gli sforzi tangenziali mobilitati lungo tale piano:

$$F_{sic} = T_{max} / T_{mob};$$

con

F_{sic}= coefficiente di sicurezza;

T_{max}= resistenza di taglio massima;

T_{mob}= sforzo tangenziale mobilitato.

All'equilibrio(T_{max}=T_{mob}) F_{sic} deve essere ovviamente uguale a 1.

Il pendio potrebbe essere considerato in teoria stabile, quando F_{sic} risulta maggiore di 1 ($T_{max}>T_{mob}$), instabile in caso contrario ($T_{max}<T_{mob}$). In realta', per tener conto dell'incertezza introdotta dalle ipotesi semplificatrici nella procedura di calcolo e soprattutto dell'approssimazione con cui sono noti i parametri geotecnici del terreno, la stabilita' puo' dirsi raggiunta solo nel caso in cui F_{sic} sia maggiore di **1,1** (D.M.14.01.2008).

4. IMPOSTAZIONE DELLA PROCEDURA DI CALCOLO.

Nell'applicare le equazioni della statica al problema dell'analisi di stabilita' di un pendio in terra occorre ipotizzare che siano verificate le seguenti condizioni:

a) la verifica va eseguita prendendo in esame una striscia di versante di larghezza unitaria (solitamente di 1 metro), trascurando l'interazione laterale fra tale striscia ed il terreno contiguo;

b) la resistenza al taglio lungo la superficie potenziale di rottura deve essere esprimibile attraverso la legge di Coulomb:

$$T_{max} = c + \gamma\ h\ tg\ \varphi;$$

con

T_{max} = resistenza di taglio massima del terreno;

c = coesione del terreno;

γ = peso di volume del terreno;

h = profondita' della superficie di rottura;

φ = angolo di resistenza al taglio del terreno.

c) la precisione con cui vengono stimati in sito o in laboratorio i parametri geotecnici coesione e angolo di resistenza al taglio deve essere la stessa: in caso contrario la resistenza al taglio mobilitata dovrebbe essere espressa nel seguente modo:

$$T_{mob} = (c/F_{sicc}) + (\gamma\ h\ tg\ \varphi/F_{sicp});$$

con

F_{siic} =coefficiente di sicurezza legato a c';

F_{sicp} =coefficiente di sicurezza legato a φ';

Con il D.M.14.01.2008 i due fattori di sicurezza parziali sono uguali rispettivamente a **(Approccio I combinazione 2):**

F_{siic} = 1,25 *(C'$_k$ coesione drenata)* o 1,40 (coesione non drenata);

F_{sicp} = 1,25 (tan φ' tangente dell'angolo di resistenza al taglio).

d) deve aversi una distribuzione omogenea degli sforzi tangenziali mobilitati (T_{mob}) lungo la superficie potenziale di rottura. Questo significa che in ogni punto del piano ipotetico di scivolamento i parametri dell'equazione di Coulomb c, φ, γ ed h devono avere lo stesso valore.

Per limitare l'errore introdotto nel calcolo da quest'ultima ipotesi, la superficie di scivolamento viene, nella maggior parte delle procedure di calcolo note in letteratura, suddivisa in piu' settori (conci), all'interno dei quali si considera realizzata la condizione di omogeneita' di T_{mob}. Nella pratica i limiti dei conci vengono fatti cadere dove vi sia una variazione significativa di γ, c e φ del terreno o in corrispondenza di variazioni significative nel profilo topografico del versante.

Questo modo d'impostare il problema conduce, pero', all'introduzione nella risoluzione analitica di nuove incognite che esprimono il modo in cui interagiscono fra loro, lungo le superfici divisorie, i vari conci.

In definitiva nel calcolo del valore di F_{sic} intervengono le seguenti incognite (n = numero dei conci preso in considerazione):

a) le forze normali (N) agenti sulla base del concio (n incognite);

b) le forze tangenziali (T) agenti sulla base dei conci (n incognite);

c) i punti, sulla base del concio, di applicazione delle forze normali e tangenziali (n incognite);

d) le forze orizzontali agenti lungo le superfici di separazione dei conci (n-1 incognite);

e) le forze verticali agenti lungo le superfici di separazione dei conci (n-1 incognite);

f) i punti di applicazione, sulle superfici di separazione dei conci, delle forze d) ed e) (n-1 incognite);

g) il coefficiente di sicurezza F_{sic} (1 incognita).

In totale il problema comporta l'introduzione di 6n-2 incognite.

Per la sua risoluzione sono disponibili:

a) 3n equazioni d'equilibrio;

b) n equazioni del tipo:

$$T = (c\,l + N\,tg\,\varphi)/F_{sic};$$

con

l = lunghezza del concio;

che collegano fra loro, per ogni concio, le incognite N, T ed F_{sic}.

c) n equazioni ottenute ponendo che il punto di applicazione di N e T cada a meta' della base del concio.

In totale quindi sono disponibili 5n equazioni per la soluzione analitica del problema.

Perche' si possa arrivare alla determinazione di F_{sic} occorrerebbero ovviamente tante equazioni quante sono le incognite.

In realta', perche' il problema sia staticamente determinato, e quindi risolvibile, mancano ancora n-2 equazioni (la differenza fra il numero delle incognite, 6n-2, ed il numero delle equazioni disponibili, (5n).

Le equazioni mancanti possono essere ottenute introducendo nell'analisi ulteriori ipotesi semplificatrici. Tali ipotesi riguardano generalmente la distribuzione delle forze lungo le superfici di separazione dei conci. Le varie procedure di risoluzione del problema differiscono essenzialmente per la schematizzazione che viene fatta di questa distribuzione.

5. METODO DI RISOLUZIONE UTILIZZATO (BISCHOP)

Con il **metodo di Bishop** semplificato si pone la condizione che le forze verticali agenti sulle superfici di separazione dei conci siano trascurabili. Di conse-

guenza i conci interagiscono fra di loro solo attraverso forze orientate lungo l'orizzontale.

E' anche questo un metodo basato sull'equilibrio dei momenti agenti.

Viene supposto che la superficie potenziale di scivolamento sia circolare.

La resistenza al taglio massima disponibile lungo la superficie potenziale di rottura e' data, per ogni concio da:

$$T_i \max = X_i / (1 + Y_i / F_s);$$

con $X_i = (c + (g \times h - g_W \times h_W) \times tg\, \varphi) \times dx / \cos \alpha$

con g_W = peso di volume dell'acqua;

h_W = altezza dell'acqua sulla base del concio;

dx = lunghezza del concio lungo l'orizzontale;

α = inclinazione del concio sull'orizzontale.

$Y_i = tg\, \alpha \times tg\, \varphi$

La resistenza al taglio mobilitabile lungo il piano di taglio e' per ogni concio data da:

$$T_i \text{ mob} = Z_i$$

con $Z_i = g \times h \times dx \times \text{sen}\, \alpha$

Il coefficiente di sicurezza del pendio viene espresso come segue:

$$F_s = \sum(i=1\text{-}n)\, T_i \max / \sum(i=1\text{-}n)\, T_i \text{ mob}$$

Si noti che il coefficiente di sicurezza Fs, che e' la grandezza da determinare, viene a comparire anche al numeratore attraverso l'espressione della T max. Di conseguenza non sarà possibile la determinazione diretta di Fs.

La procedura da adottare dovra' essere di tipo iterativo, fino all'ottenimento della convergenza su un valore praticamente costante di Fs.

Questi sono i passi da seguire:

1. si introduce un valore iniziale di Fs e si calcola un primo valore del coefficiente di sicurezza;
2. il nuovo valore di Fs (Fs') ottenuto viene confrontato col valore di partenza;

3. se la differenza supera un limite prefissato (es. Fs'-Fs>0.001), si ritorna al passo a), inserendo, al posto del valore di partenza di Fs, il nuovo valore calcolato;
4. se la differenza rimane contenuta nel limite indicato, l'elaborazione va interrotta: il coefficiente di sicurezza cercato e' Fs'.

Generalmente il procedimento richiede dalle quattro alle otto iterazioni per convergere.

Il metodo di Bishop richiede che siano, per tutti i conci, rispettate le due seguenti condizioni:

- $s' = (g \times h - g_W \times h_W - c \times tg\ \alpha / Fs)/(1+Y / Fs) > 0$

  con s' = pressione normale agente sulla base del concio;
- $\cos \alpha \times (1 + Y/Fs) > 0.2$.

In caso contrario il metodo puo' condurre a valori del coefficiente di sicurezza non realistici.

6. RISULTATI DELLE VERIFICHE

Le verifiche analitiche hanno riguardato due profili significativi.

Il primo profilo ha interessato il fronte di scavo di progetto con il maggior numero di gradoni previsti, intagliati esclusivamente nell'ammasso roccioso.

Il secondo, invece, si riferisce ad un profilo con il gradone sommitale intagliato nei terreni di copertura.

L'esame dei risultati ha permesso di derivare che i fronti di cava considerati godono di sicura stabilità; infatti, il coefficiente di sicurezza minimo calcolato risulta essere Fs = 1,44.

In allegato, di seguito, vengono riportati i tabulati di calcolo e le sezioni litologiche schematiche dei profili interessati, con l'andamento sia dei cerchi di scorrimento con Fs minimo, che di tutti i cerchi verificati.

Committente: LA.I.F. S.r.l. - Progetto di coltivazione di una cava di calcare

Località: Ciarli - Pontelandolfo (BN) Data:

Riferimenti: VEIFICA N. 1

Coordinate del profilo topografico

Ascisse X (m)	*Ordinate Y (m)*
30	0
47,85	0,96
49,49	6,19
52,49	6,09
54,09	11,09
57,09	10,99
58,69	15,99
61,69	15,89
63,29	20,89
66,29	20,79
67,89	25,79
70,89	25,69
72,49	30,69
75,49	30,59
77,09	35,59
80,09	35,49
81,69	40,49
84,69	40,39
86,29	45,39
89,29	45,29
90,89	50,29
93,89	50,19
95,49	55,19
98,49	55,09
99,28	57,56
110	57,6

Committente: LA.I.F. S.r.l. - Progetto di coltivazione di una cava di calcare

Località: Ciarli - Pontelandolfo (BN) Data:

Riferimenti: VEIFICA N. 1

Parametri geotecnici degli strati

Strato n. 1

Descrizione litologica:

Roccia calcarea intensamente fratturata

Angolo di attrito (°):	29
Densità relativa (%):	0
Coesione(kg/cmq):	2,4
Peso di volume sopra falda(kg/mc):	2300
Peso di volume sotto falda(kg/mc):	2300
Modulo di Young o edometrico (terreni coesivi) (kg/cmq):	0
Coefficiente di Poisson:	0
O.C.R.:	0
Angolo di attrito residuo (°)	0
Coefficiente di pressione neutra:	0
Modulo dinamico di taglio (kg/cmq):	0
Comportamento meccanico:	Livello incoerente
Caratteristiche idrogeologiche:	Livello permeabile

Committente: LA.I.F. S.r.l. - Progetto di coltivazione di una cava di calcare

Località: Ciarli - Pontelandolfo (BN) Data:

Riferimenti: VEIFICA N. 1

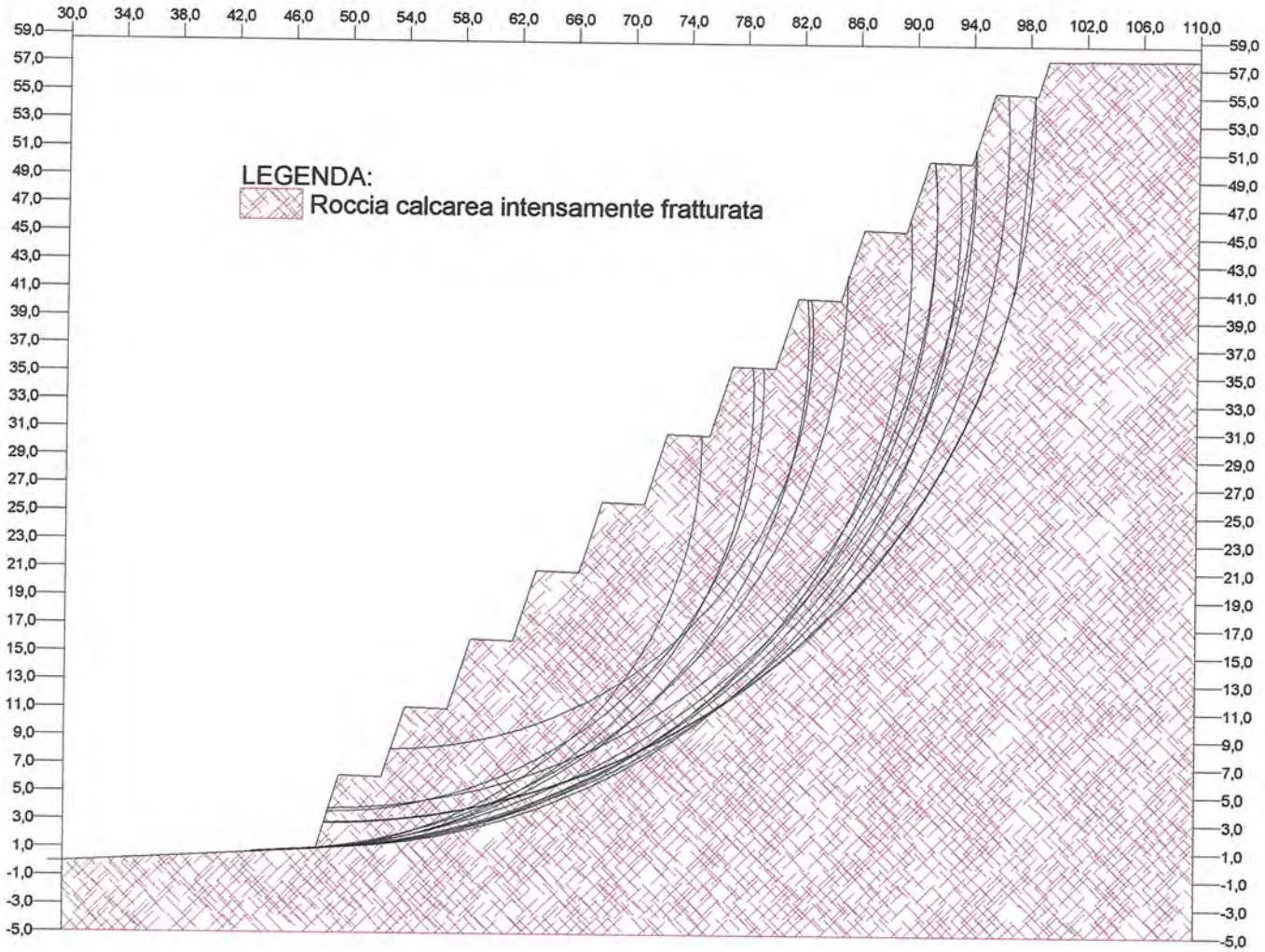
Analisi di stabilità: riepilogo dei coefficienti di sicurezza

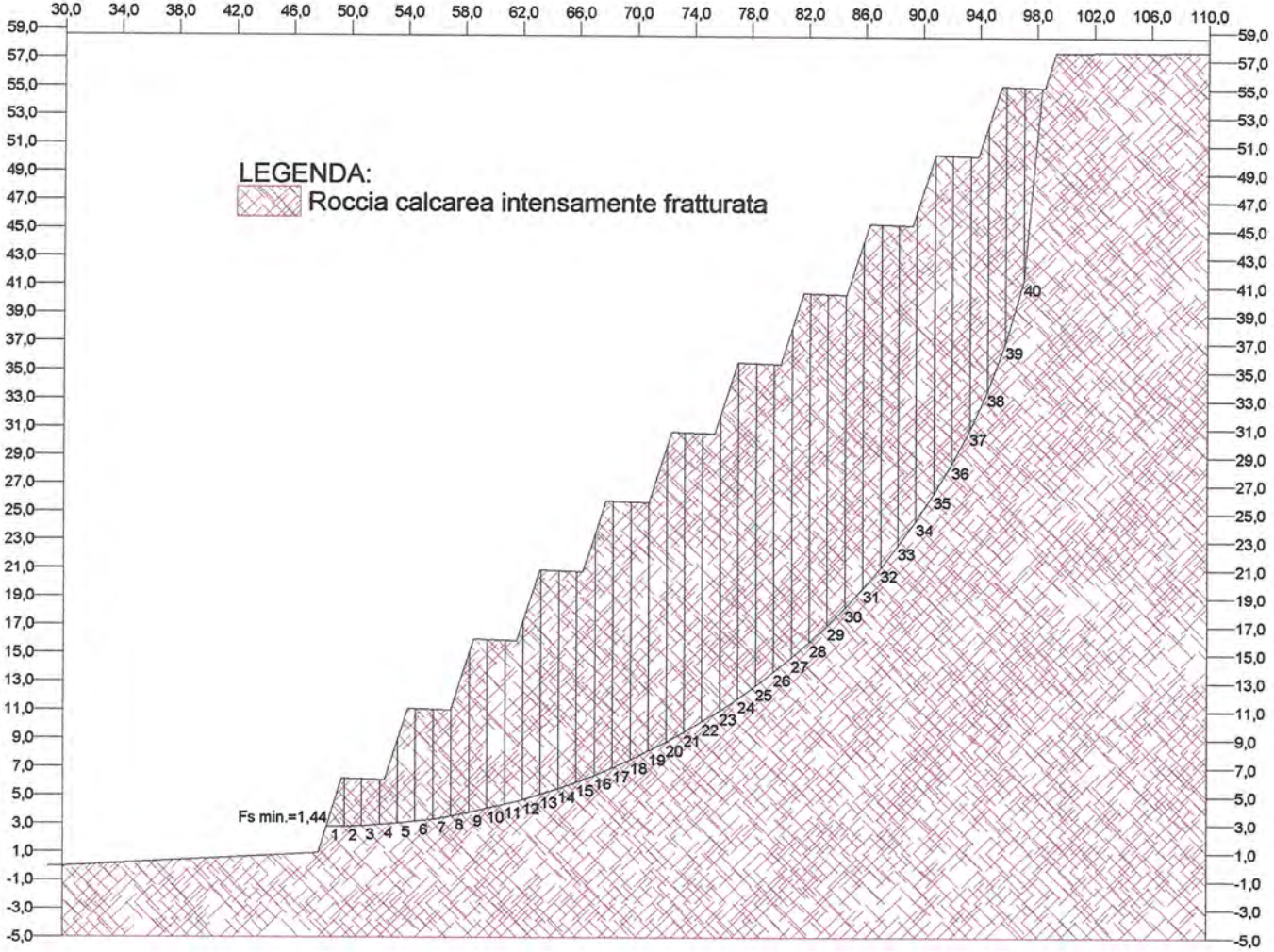
N.	X valle m	Y valle m	X monte m	Y monte m	Fellenius	Bishop	Janbu	G.L.E.	Sarma	Spencer	Kc
1	48,67	3,57	79,32	35,52		2,077					
2	45,41	0,83	96,45	55,16		1,48					
3	45,85	0,85	74,93	30,61		2,224					
4	53,12	8,06	82,66	40,46		2,078					
5	45,59	0,84	82,4	40,47		1,843					
6	49,68	6,18	64,48	20,85							
7	42,76	0,69	66,95	22,84							
8	49,92	6,18	70,83	25,69							
9	43,72	0,74	85,26	42,18		1,878					
10	40,19	0,55	72,26	29,97							
11	47,47	0,94	93,05	50,22		1,482					
12	50,92	6,14	81,83	40,49							
13	45,06	0,81	94,22	51,22		1,539					
14	46,17	0,87	78,59	35,54		1,969					
15	46,29	0,88	91,32	50,28		1,566					
16	47,35	0,93	89,61	46,3		1,567					
17	40,33	0,56	95,29	54,57							
18	43,34	0,72	94,2	51,15		1,602					
19	48,43	2,8	98,36	55,09		1,441					
20	48,73	3,78	91,35	50,27		1,648					

Accelerazione sismica orizzontale (g):..... 0,32

Coefficiente beta.....: 0,5

Accelerazione sismica verticale (g):..... 0,16


LEGENDA:
Roccia calcarea intensamente fratturata
30,0 34,0 38,0 42,0 46,0 50,0 54,0 58,0 62,0 66,0 70,0 74,0 78,0 82,0 86,0 90,0 94,0 98,0 102,0 106,0 110,0
59,0 57,0 55,0 53,0 51,0 49,0 47,0 45,0 43,0 41,0 39,0 37,0 35,0 33,0 31,0 29,0 27,0 25,0 23,0 21,0 19,0 17,0 15,0 13,0 11,0 9,0 7,0 5,0 3,0 1,0 -1,0 -3,0 -5,0


LEGENDA:
Roccia calcarea intensamente fratturata
Fs min.=1,44
30,0 34,0 38,0 42,0 46,0 50,0 54,0 58,0 62,0 66,0 70,0 74,0 78,0 82,0 86,0 90,0 94,0 98,0 102,0 106,0 110,0
59,0 57,0 55,0 53,0 51,0 49,0 47,0 45,0 43,0 41,0 39,0 37,0 35,0 33,0 31,0 29,0 27,0 25,0 23,0 21,0 19,0 17,0 15,0 13,0 11,0 9,0 7,0 5,0 3,0 1,0 -1,0 -3,0 -5,0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40

Committente: LA.I.F. S.r.l. - Progetto di coltivazione di una cava di calcare

Località: Ciarli - Pontelandolfo (BN) Data:

Riferimenti: VEIFICA N. 1

Analisi di stabilità: riepilogo delle superficie con coefficiente di sicurezza minimo

Superf.	Fs minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghezza m	Inclinazione °	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm	du (m)
19	1,441	Bishop semplificato		48,427	2,799										
			1	49,675	2,815	1,25	0,7	2,103	4593,88	0	0	0	23,9	1,92	0
			2	50,923	2,862	1,25	2,1	4,15	9187,76	0	0	0	23,9	1,92	0
			3	52,172	2,94	1,25	3,6	4,02	8900,64	0	0	0	23,9	1,92	0
			4	53,42	3,05	1,25	5	5,685	12633,16	0	0	0	23,9	1,92	0
			5	54,669	3,191	1,26	6,5	8,631	19523,97	0	0	0	23,9	1,92	0
			6	55,917	3,364	1,26	7,9	9,703	22108,02	0	0	0	23,9	1,92	0
			7	57,165	3,569	1,27	9,3	9,563	21820,91	0	0	0	23,9	1,92	0
			8	58,414	3,807	1,27	10,8	11,843	26988,99	0	0	0	23,9	1,92	0
			9	59,662	4,078	1,28	12,3	14,479	33018,45	0	0	0	23,9	1,92	0
			10	60,91	4,383	1,29	13,7	14,613	33305,57	0	0	0	23,9	1,92	0
			11	62,159	4,723	1,29	15,2	15,083	34454,03	0	0	0	23,9	1,92	0
			12	63,407	5,097	1,3	16,7	17,739	40483,47	0	0	0	23,9	1,92	0
			13	64,655	5,507	1,31	18,2	19,428	44216,02	0	0	0	23,9	1,92	0
			14	65,904	5,954	1,33	19,7	18,841	43067,55	0	0	0	23,9	1,92	0
			15	67,152	6,439	1,34	21,2	19,906	45651,53	0	0	0	23,9	1,92	0
			16	68,4	6,963	1,35	22,8	22,379	51394,01	0	0	0	23,9	1,92	0
			17	69,649	7,528	1,37	24,3	23,102	53116,68	0	0	0	23,9	1,92	0
			18	70,897	8,135	1,39	25,9	22,333	51106,87	0	0	0	23,9	1,92	0
			19	72,145	8,785	1,41	27,5	23,971	54839,33	0	0	0	23,9	1,92	0
			20	73,394	9,481	1,43	29,1	26,219	60007,47	0	0	0	23,9	1,92	0
			21	74,642	10,225	1,45	30,8	25,948	59146,09	0	0	0	23,9	1,92	0
			22	75,89	11,02	1,48	32,5	25,724	58858,91	0	0	0	23,9	1,92	0
			23	77,139	11,868	1,51	34,2	27,801	63739,9	0	0	0	23,9	1,92	0
			24	78,387	12,773	1,54	35,9	29,02	66323,96	0	0	0	23,9	1,92	0
			25	79,635	13,739	1,58	37,7	27,801	63452,89	0	0	0	23,9	1,92	0
			26	80,884	14,77	1,62	39,6	28,067	64027,06	0	0	0	23,9	1,92	0
			27	82,132	15,872	1,67	41,4	29,837	68333,99	0	0	0	23,9	1,92	0
			28	83,38	17,052	1,72	43,4	29,95	68620,98	0	0	0	23,9	1,92	0
			29	84,629	18,317	1,78	45,4	28,372	64888,39	0	0	0	23,9	1,92	0
			30	85,877	19,678	1,85	47,5	29,021	66611,12	0	0	0	23,9	1,92	0
			31	87,125	21,146	1,93	49,6	30,358	69769,44	0	0	0	23,9	1,92	0
			32	88,374	22,737	2,02	51,9	29,211	66898,24	0	0	0	23,9	1,92	0

Superf.	Fs minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghezza m	Inclinazione °	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm	du (m)
			33	89,622	24,473	2,14	54,3	27,736	63452,88	0	0	0	23,9	1,92	0
			34	90,87	26,381	2,28	56,8	28,525	65462,8	0	0	0	23,9	1,92	0
			35	92,119	28,502	2,46	59,5	28,458	65175,55	0	0	0	23,9	1,92	0
			36	93,367	30,899	2,7	62,5	25,625	58571,98	0	0	0	23,9	1,92	0
			37	94,615	33,673	3,04	65,8	23,776	54265,03	0	0	0	23,9	1,92	0
			38	95,864	37,025	3,58	69,6	23,054	52542,51	0	0	0	23,9	1,92	0
			39	97,112	41,454	4,6	74,3	19,871	45364,58	0	0	0	23,9	1,92	0
			40	98,36	55,093	13,7	84,8	8,541	19523,98	0	0	0	23,9	1,92	0

LEGENDA

Carichi N= Carichi normali (kg) Carichi T= Carichi tangenziali (kg)

Phi= Angolo di resistenza al taglio (°) C= Coesione (kg/cmq)

Accelerazione sismica orizzontale (g):..... 0,32

Accelerazione sismica verticale (g):..... 0,16

Coefficiente beta.....: 0,5

Committente: LA.I.F. S.r.l. - Progetto di coltivazione di una cava di calcare

Località: Ciarli - Pontelandolfo BN Data:

Riferimenti: VERIFICA PROFILO N. 2

Coordinate del profilo topografico

Ascisse X (m)	*Ordinate Y (m)*
0	0
16,87	0,89
18,66	5,05
22,58	4,95
24,18	11,06
27,15	10,96
28,71	15,96
31,7	15,86
33,24	20,86
36,23	20,76
38,77	23,47
52,04	23,29

Committente: LA.I.F. S.r.l. - Progetto di coltivazione di una cava di calcare

Località: Ciarli - Pontelandolfo BN Data:

Riferimenti: VERIFICA PROFILO N. 2

Parametri geotecnici degli strati

Strato n.	1

Descrizione litologica:

Copertura eluvio-colluviale

Angolo di attrito (°):	18
Densità relativa (%):	0
Coesione(kg/cmq):	0,2
Peso di volume sopra falda(kg/mc):	1700
Peso di volume sotto falda(kg/mc):	1800
Modulo di Young o edometrico (terreni coesivi) (kg/cmq):	0
Coefficiente di Poisson:	0
O.C.R.:	0
Angolo di attrito residuo (°)	0
Coefficiente di pressione neutra:	0
Modulo dinamico di taglio (kg/cmq):	0
Comportamento meccanico:	Livello incoerente
Caratteristiche idrogeologiche:	Livello permeabile

Strato n.	2

Descrizione litologica:

Roccia calcarea intensamente fratturata

Angolo di attrito (°):	29
Densità relativa (%):	70
Coesione(kg/cmq):	2,4
Peso di volume sopra falda(kg/mc):	2300
Peso di volume sotto falda(kg/mc):	2300
Modulo di Young o edometrico (terreni coesivi) (kg/cmq):	1000
Coefficiente di Poisson:	0,3
O.C.R.:	1
Angolo di attrito residuo (°)	0
Coefficiente di pressione neutra:	0
Modulo dinamico di taglio (kg/cmq):	0
Comportamento meccanico:	Livello incoerente
Caratteristiche idrogeologiche:	Livello permeabile

Committente: LA.I.F. S.r.l. - Progetto di coltivazione di una cava di calcare

Località: Ciarli - Pontelandolfo BN Data:

Riferimenti: VERIFICA PROFILO N. 2

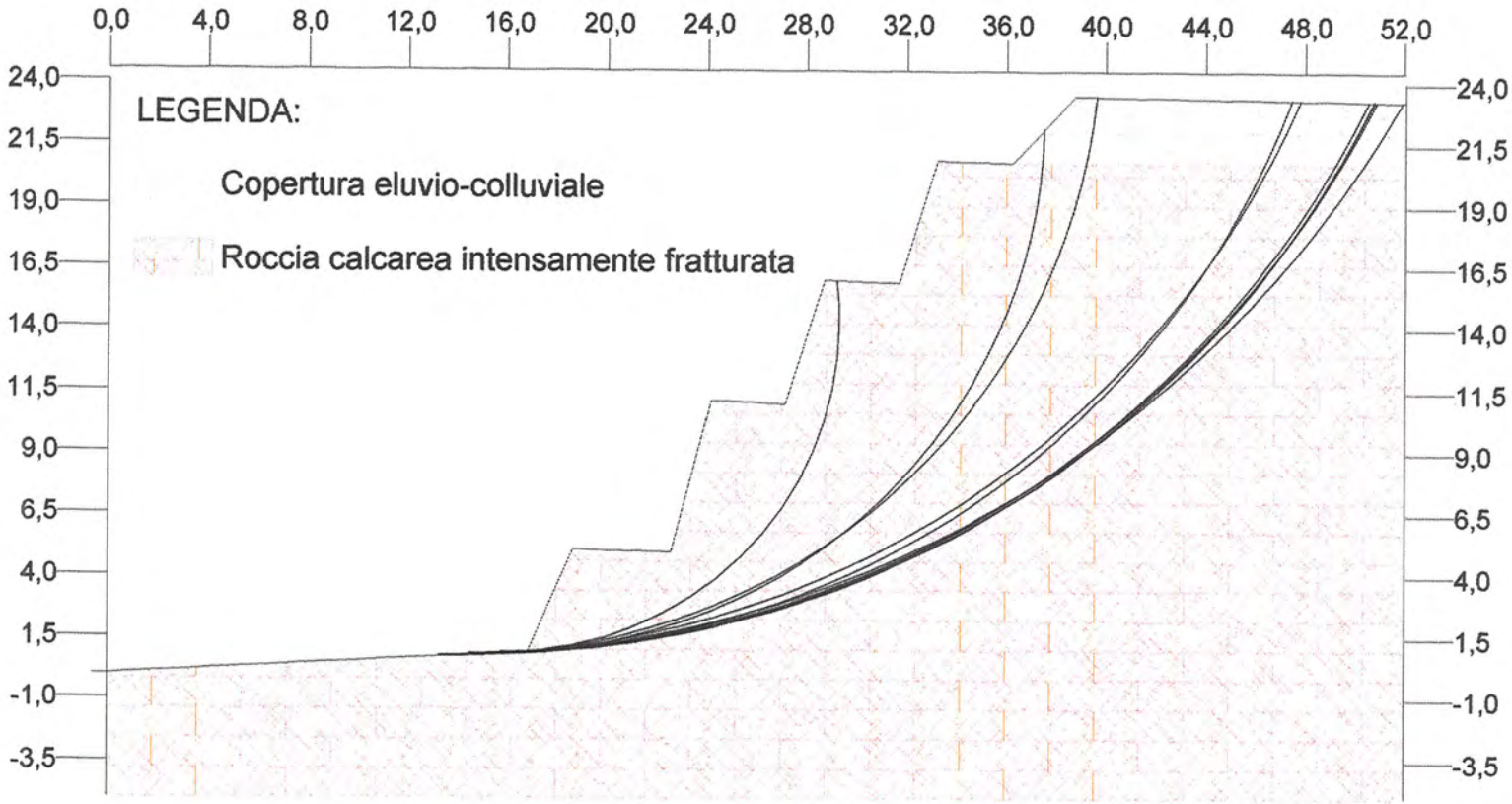
Analisi di stabilità: riepilogo dei coefficienti di sicurezza

N.	X valle m	Y valle m	X monte m	Y monte m	Fellenius	Bishop	Janbu	G.L.E.	Sarma	Spencer	Kc
1	8,17	0,43	34,13	20,83							
2	15,79	0,83	37,53	22,15		2,958					
3	13,72	0,72	47,8	23,35		2,463					
4	5,62	0,3	31,01	15,88							
5	14,85	0,78	50,56	23,31		2,338					
6	9,99	0,53	39,9	23,45							
7	11,02	0,58	25,4	11,02							
8	12,74	0,67	31,69	15,86							
9	14,98	0,79	50,78	23,31		2,33					
10	13,31	0,7	51,91	23,29		2,367					
11	15,2	0,8	47,45	23,35		2,357					
12	6,51	0,34	34,05	20,83							
13	15,96	0,84	29,19	15,94		4,492					
14	14,45	0,76	39,65	23,46		2,839					
15	9,24	0,49	31,51	15,87							
16	9,45	0,5	28,74	15,96							
17	6,37	0,34	35,19	20,79							
18	8,46	0,45	32,84	19,57							
19	11,54	0,61	29,5	15,93							
20	14,52	0,77	50,89	23,31		2,359					

Accelerazione sismica orizzontale (g):..... 0,32

Coefficiente beta.....: 0,5

Accelerazione sismica verticale (g):..... 0,16


0,0
4,0
8,0
12,0
16,0
20,0
24,0
28,0
32,0
36,0
40,0
44,0
48,0
52,0
24,0
21,5
19,0
16,5
14,0
11,5
9,0
6,5
4,0
1,5
-1,0
-3,5
LEGENDA:
Copertura eluvio-colluviale
Roccia calcarea intensamente fratturata

Committente: LA.I.F. S.r.l. - Progetto di coltivazione di una cava di calcare

Località: Ciarli - Pontelandolfo BN Data:

Riferimenti: VERIFICA PROFILO N. 2

Analisi di stabilità: riepilogo delle superficie con coefficiente di sicurezza minimo

Superf.	Fs minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghezza m	Inclinazione °	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm	du (m)
9	2,33	Bishop semplificato		14,984	0,79										
			1	15,879	0,801	0,9	0,6	0,017	0	0	0	0	23,9	1,92	0
			2	16,774	0,831	0,9	1,9	0,041	0	0	0	0	23,9	1,92	0
			3	17,669	0,881	0,9	3,2	0,859	1852,68	0	0	0	23,9	1,92	0
			4	18,564	0,952	0,9	4,5	2,568	5763,9	0	0	0	23,9	1,92	0
			5	19,459	1,043	0,9	5,8	3,518	7822,44	0	0	0	23,9	1,92	0
			6	20,354	1,155	0,9	7,1	3,507	7822,44	0	0	0	23,9	1,92	0
			7	21,249	1,288	0,9	8,4	3,378	7616,59	0	0	0	23,9	1,92	0
			8	22,144	1,441	0,91	9,7	3,229	7204,88	0	0	0	23,9	1,92	0
			9	23,039	1,616	0,91	11	3,851	8645,85	0	0	0	23,9	1,92	0
			10	23,934	1,812	0,92	12,4	5,994	13586,34	0	0	0	23,9	1,92	0
			11	24,829	2,03	0,92	13,7	7,749	17703,4	0	0	0	23,9	1,92	0
			12	25,724	2,27	0,93	15	7,941	18115,09	0	0	0	23,9	1,92	0
			13	26,619	2,533	0,93	16,4	7,689	17497,53	0	0	0	23,9	1,92	0
			14	27,514	2,819	0,94	17,7	7,944	18115,09	0	0	0	23,9	1,92	0
			15	28,409	3,128	0,95	19,1	9,476	21614,61	0	0	0	23,9	1,92	0
			16	29,304	3,462	0,96	20,4	10,895	24908,23	0	0	0	23,9	1,92	0
			17	30,199	3,82	0,96	21,8	10,994	25114,11	0	0	0	23,9	1,92	0
			18	31,094	4,204	0,97	23,2	10,635	24290,7	0	0	0	23,9	1,92	0
			19	31,989	4,615	0,98	24,6	10,677	24290,71	0	0	0	23,9	1,92	0
			20	32,884	5,053	1	26,1	12,009	27378,44	0	0	0	23,9	1,92	0
			21	33,779	5,519	1,01	27,5	13,414	30672,17	0	0	0	23,9	1,92	0
			22	34,674	6,015	1,02	29	13,479	30672,12	0	0	0	23,9	1,92	0
			23	35,569	6,541	1,04	30,5	12,995	29642,9	0	0	0	23,9	1,92	0
			24	36,464	7,1	1,06	32	12,598	28765,8	0	0	0	23,9	1,92	0
			25	37,359	7,693	1,07	33,5	12,612	28497,26	0	0	0	23,9	1,92	0
			26	38,254	8,321	1,09	35,1	12,92	28631,49	0	0	0	23,9	1,92	0
			27	39,149	8,988	1,12	36,7	13,012	28407,75	0	0	0	23,9	1,92	0
			28	40,044	9,694	1,14	38,3	12,636	27423,23	0	0	0	23,9	1,92	0
			29	40,939	10,444	1,17	40	11,973	25776,43	0	0	0	23,9	1,92	0
			30	41,834	11,241	1,2	41,7	11,27	24129,59	0	0	0	23,9	1,92	0
			31	42,729	12,088	1,23	43,4	10,524	22482,77	0	0	0	23,9	1,92	0
			32	43,624	12,99	1,27	45,2	9,73	20889,66	0	0	0	23,9	1,92	0

Superf.	Fs minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghezza m	Inclinazione °	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cm	du (m)
			33	44,519	13,953	1,31	47,1	8,885	19090,68	0	0	0	23,9	1,92	0
			34	45,414	14,983	1,36	49	7,982	16826,27	0	0	0	23,9	1,92	0
			35	46,309	16,09	1,42	51	7,014	14561,89	0	0	0	23,9	1,92	0
			36	47,204	17,284	1,49	53,1	5,974	12297,51	0	0	0	23,9	1,92	0
			37	48,099	18,579	1,57	55,3	4,85	9621,41	0	0	0	23,9	1,92	0
			38	48,994	19,994	1,67	57,7	3,626	6739,47	0	0	0	23,9	1,92	0
			39	49,889	21,557	1,8	60,2	2,282	3866,47	0	0	0	23,9	1,92	0
			40	50,784	23,307	1,97	62,9	0,789	1217,22	0	0	0	14,6	0,16	0

LEGENDA

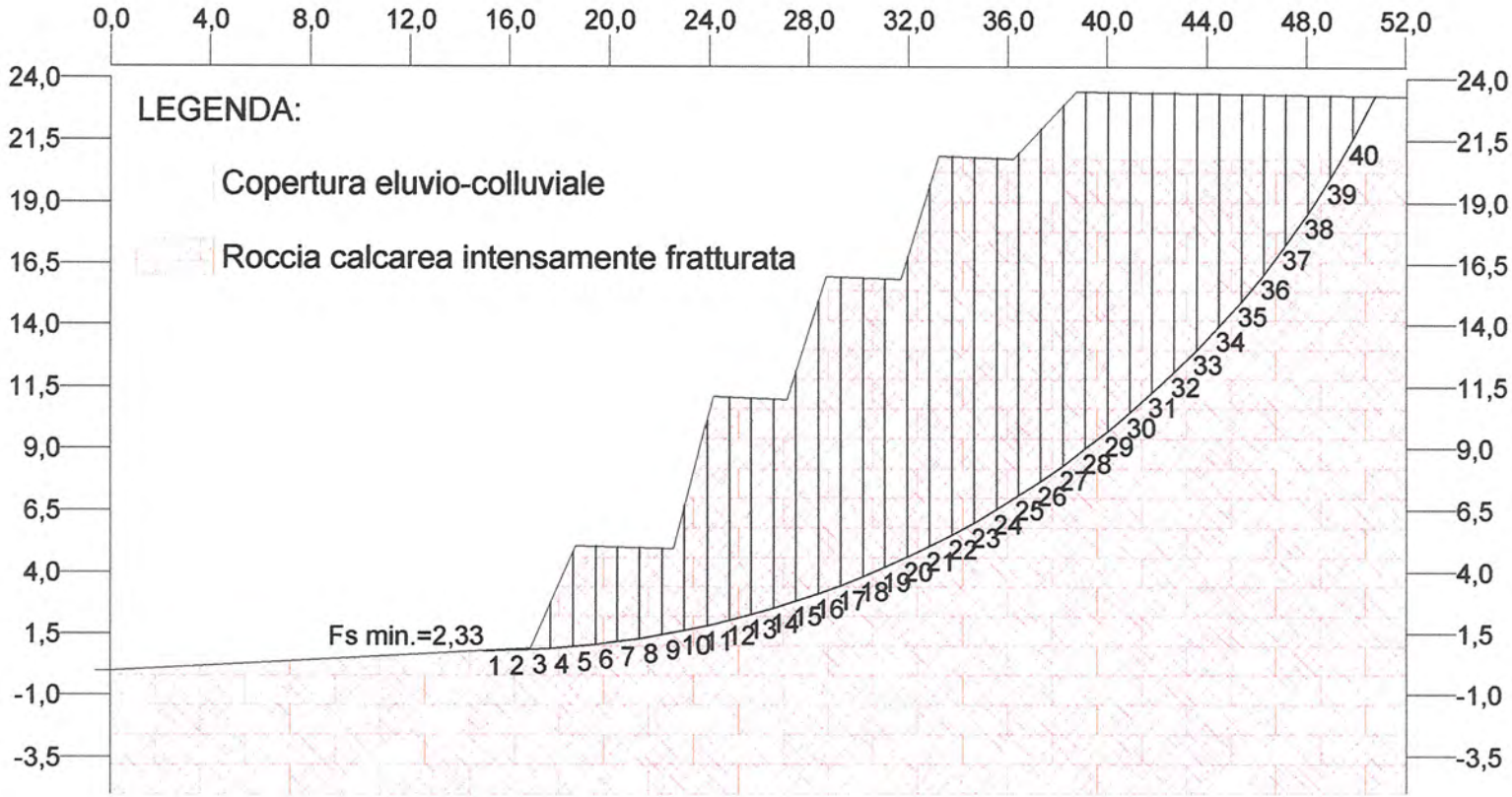
Carichi N= Carichi normali (kg) Carichi T= Carichi tangenziali (kg)

Phi= Angolo di resistenza al taglio (°) C= Coesione (kg/cmq)

Accelerazione sismica orizzontale (g):..... 0,32

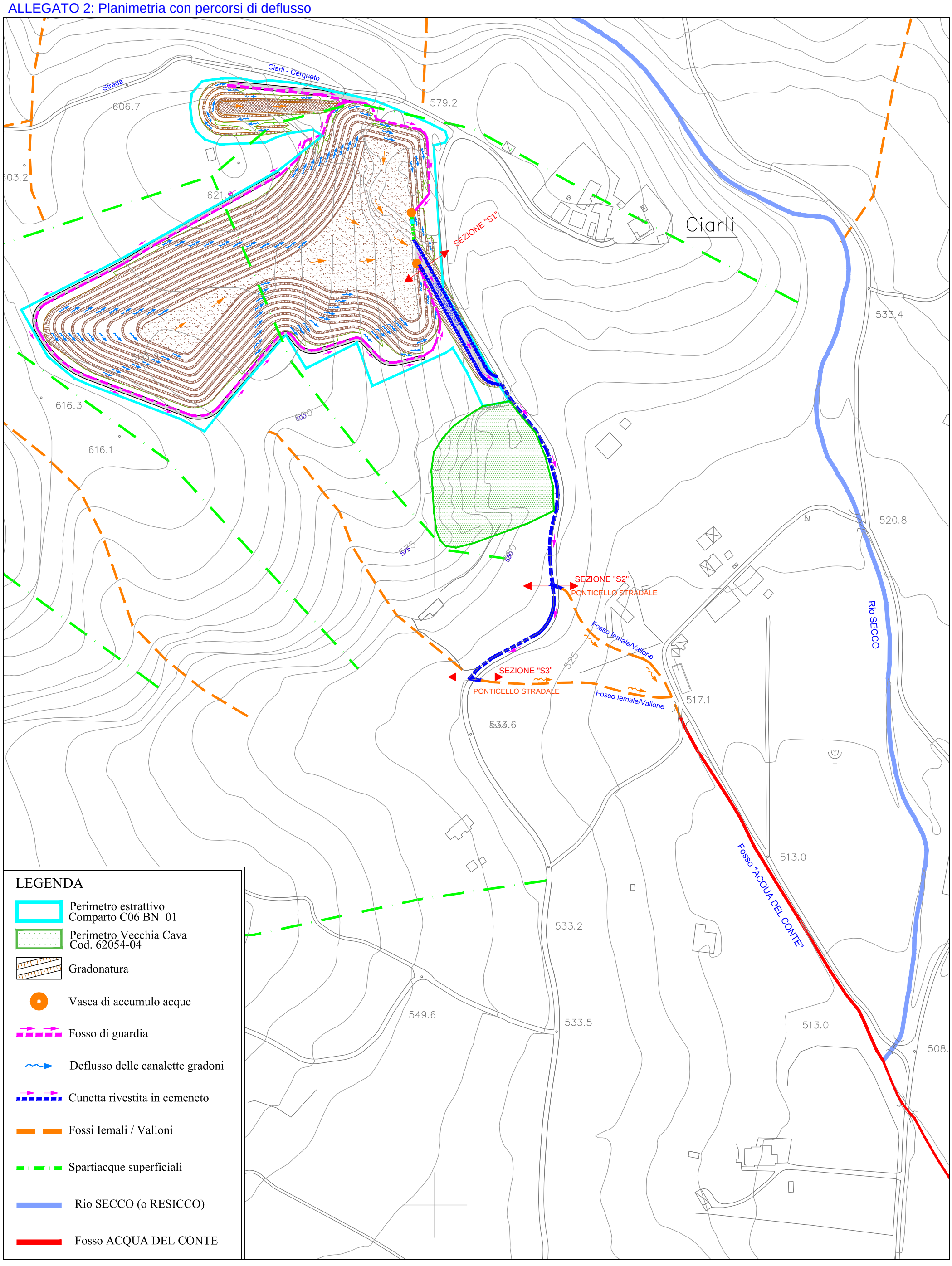
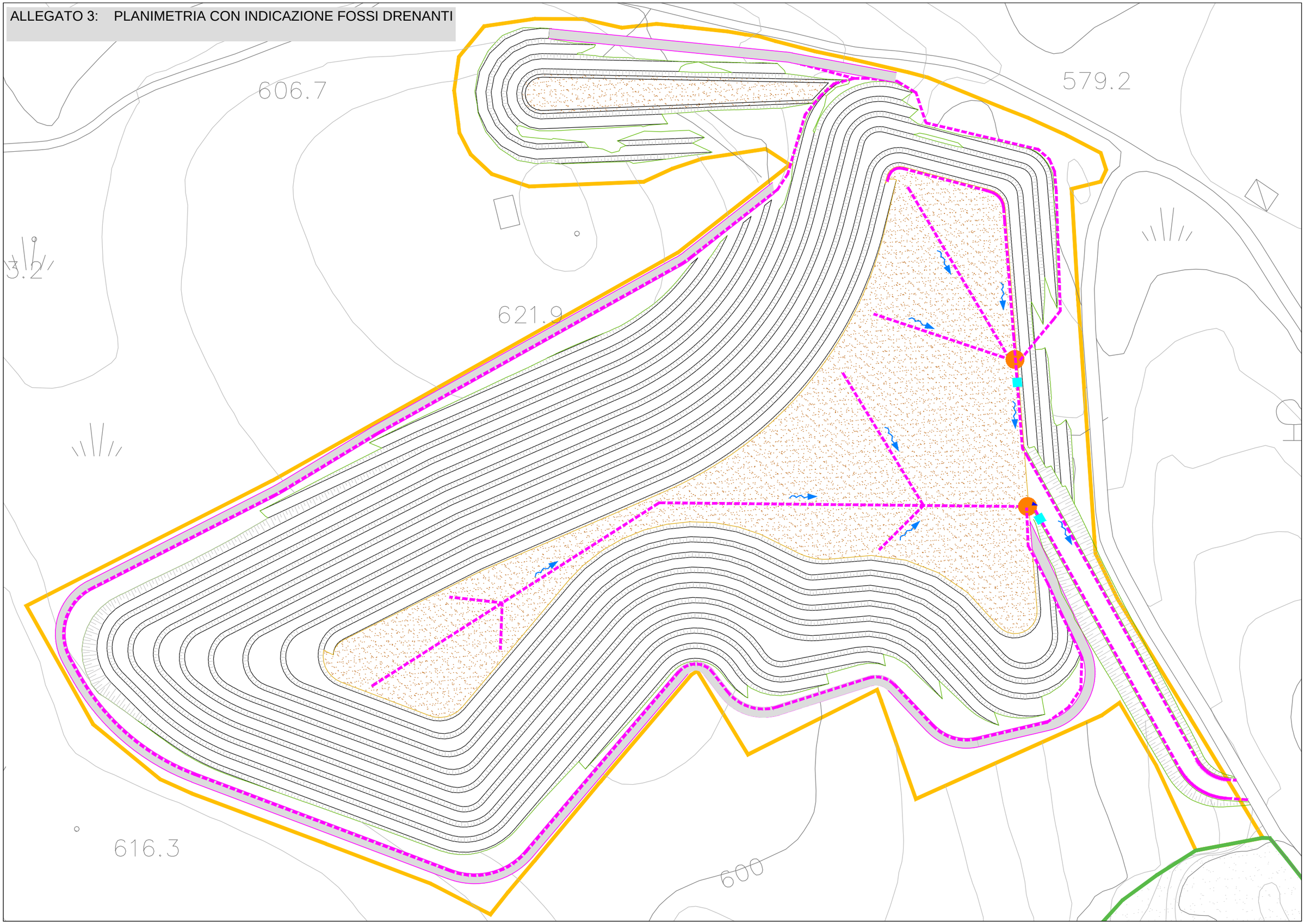
Accelerazione sismica verticale (g):..... 0,16

Coefficiente beta.....: 0,5


LEGENDA:
Copertura eluvio-colluviale
Roccia calcarea intensamente fratturata
Fs min.=2,33
0,0
4,0
8,0
12,0
16,0
20,0
24,0
28,0
32,0
36,0
40,0
44,0
48,0
52,0
24,0
21,5
19,0
16,5
14,0
11,5
9,0
6,5
4,0
1,5
-1,0
-3,5

STRALCIO AEREOFOTOGRAMMETRICO CON INDICAZIONE DEI PROFILI DELLE VERIFICHE DI STABILITA'

ALLEGATO 2: Planimetria con percorsi di deflusso



ALLEGATO 3: PLANIMETRIA CON INDICAZIONE FOSSI DRENANTI