

Studio di Geologia  
dr Geologo Roberto Andrei  
Via Spondarella, 10/e – 54033 Carrara  
tel 0585/842411  
e-mail : roberto.andrei3@gmail.com

Comune di Carrara

Società C.M.M. S.r.l.

## VARIANTE AL PIANO DI COLTIVAZIONE

(art. 17, comma 1, punto c, della L.R. n. 35/15)  
(art. 23, comma 1, della L.R. n. 35/15)



DOCUMENTAZIONE INTEGRATIVA PER SETTORE SERVIZI AMBIENTALI/MARMO DEL  
COMUNE DI CARRARA

### RELAZIONE DI STABILITÀ DEI RAVANETI

il Tecnico

ORDINE DEI GEOLOGI DELLA TOSCANA n. 427  
Dott. Geologo ROBERTO ANDREI

ORDINE NAZIONALE DEI GEOLOGI n. 675

settembre '21

## 1) INTRODUZIONE

All'interno dell'accumulo detritico sul quale è impostata la strada di arroccamento un'area a pericolosità geologica molto elevata (G.4) mentre la restante parte dell'area in disponibilità, che comprende l'area di variante, è inserita in area a pericolosità geologica medio-elevata (G.3a); nell'area a pericolosità G.4 non sono previsti interventi di progetto.

A monte ed a valle dell'area di progetto sono presenti due ravaneti classificati R1 (c.3) mentre a valle dell'area di progetto è presente un ravaneto classificato R2 (c.4).

Le aree R1 possono essere suddivise in:

- area R1 sommitale, situata a monte della strada di ingresso al piazzale basale a cielo aperto della cava 61; essa non sarà interessata dalle lavorazioni di variante e non subirà modificazioni di alcun genere.

Il ravaneto nell'area in disponibilità alla Società C.M.M. è inutilizzato da almeno 20 anni: esso è completamente rinaturalizzato e la strada di arroccamento in esso presente è inagibile

- area R1 basale, interessa parte della strada di arroccamento e del ravaneto sottostante; in essa è compresa parte dell'area di rallentamento delle acque meteoriche di scorrimento superficiale in corrispondenza del tornante a quota 442.0 m s.m.

Come riportato ai paragrafi 3.1.4) e 4.2.3) della *Relazione Tecnica di variante*, le soluzioni progettuali prevedono che parte dell'area sarà interessata da un intervento di regimazione idraulica e quindi, ai sensi dell'art. 31, comma 3, sono ammesse.

Le aree R2 occupano la metà settentrionale del ravaneto che ricopre il pendio originario nel tratto a valle dell'area impianti e fino al fondovalle; al suo interno è presente il tracciato della strada di arroccamento per il complesso estrattivo.

L'area R2 non è interessata dalle soluzioni progettuali e pertanto non è prevista la sua modifica.

## 2) ANALISI DI STABILITÀ DEGLI ACCUMULI DETRITICI

Nel presente paragrafo sarà analizzata la stabilità, di tipo previsionale, della scarpata di valle del terrapieno; essa è stata effettuata ai sensi del D.M. 17/01/2018 agli Stati Limite Ultimi (SLU) in situazione di "Prevenzione del collasso" (SLC).

### 2.1) **CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEGLI ACCUMULI DETRITICI**

#### 2.1.1) Metodologia

Per la determinazione dei parametri geotecnici dell'accumulo detritico, di origine antropica, sono stati utilizzati dati disponibili da archivio riferiti ad un litotipo di analoghe caratteristiche litologiche e caratterizzato dalla stessa metodica di messa in posto (detrito di varia granulometria derivato dall'attività estrattiva e scaricato dall'alto).

Per la determinazione dei parametri geotecnici dell'accumulo è stato utilizzato il seguente procedimento:

- a) da prospezioni sismiche MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) e sondaggi in sismica passiva a stazione singola HVSR da archivio è stata determinata la velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), ed utilizzata la relazione che intercorre tra le  $V_s$  ed il valore del modulo di taglio G dei vari litotipi

- b) utilizzando la correlazione con il modulo di taglio G, sono state determinate le resistenze penetrometriche  $N_{SPT}$  del litotipo detritico
- c) utilizzando le relazioni che li correlano le resistenze penetrometriche  $N_{SPT}$ , sono stati determinati i parametri geotecnici del litotipo detritico.

### 2.1.2) **Determinazione dei parametri geotecnici**

Le indagini sismiche da archivio hanno permesso di determinare il valore di  $V_s$  relativo all'accumulo detritico di progetto e risultato pari a 380.0 m/sec mentre le  $V_s$  relative all'ammasso roccioso sottostante sono risultate pari a 1200 m/sec.

Il modulo di taglio G è stato determinato mediante la formula (Ohta e Goto, 1978):

$$G = (\gamma / g) \times V_s^2 \quad (1)$$

dove:

$\gamma$  : peso di volume, pari a 2.0 Ton/mc in condizioni asciutte ( $\gamma_d$ ) e pari a 2.2 in condizioni sature ( $\gamma_s$ )

$g$  : accelerazione di gravità

$V_s$  : velocità onde di taglio

sostituendo nella (1) è stato determinato il valore del modulo di taglio trasversale G, risultato pari a 294.39 Mpa.

Utilizzando la formula di Ohsaki e Iwasaki (1973) :

$$G = aN_{SPT}^b \quad (2)$$

dove:

a, b : parametri dipendenti dalla natura dei litotipi e dal loro comportamento geotecnico  
è stata determinata la resistenza penetrometrica standard  $N_{SPT}$  dei vari litotipi, risultata pari a 61. Come affermato al paragrafo precedente, i rilevati detritici analizzati sono caratterizzati da una sostanziale eterogeneità con presenza di una percentuale di materiale a granulometria fine o molto fine che, al fine di conferire all'indagine un carattere estremamente cautelativo, è stata considerata di consistente entità.

Nei litotipi a granulometria mista la componente granulometricamente più fine condiziona il comportamento geotecnico del litotipo, pertanto, il litotipo detritico è considerato, cautelativamente, a comportamento geotecnico incoerente ( $\phi > 0$  e  $C = 0$ ); nota la resistenza penetrometrica  $N_{SPT}$ , è stato possibile determinare i parametri geotecnici caratteristici del litotipo di origine antropica.

La tabella che segue illustra i valori caratteristici dei parametri geotecnici dell'accumulo detritico, oltre ai valori corretti tenendo conto dei coefficienti parziali illustrati nella Tabella 6.2.II delle N.T.C. 2018

Tab. 1

Litologia	Comp. geotecnico.	$\phi'_k$	$\tan \phi'_k$	$\phi_k$ (M1)	$\phi_k$ (M2)	$c_{uk}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$c_u$ (M1) Kg/cm <sup>2</sup>	$c_u$ (M2) Kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_d$ Ton/mc	$\gamma_s$ Ton/mc
litotipo detritico di origine antropica (dt)	incoerente	42.6°	0.92	42.6°	36.5°	0.0	0.0	0.0	2.00	2.20

dove:

$\phi'_k$ : valore caratteristico dell'angolo di attrito

$\phi_k$  (M1): valore corretto dell'angolo di attrito (Approccio 1)

$\phi_k$  (M2) : valore corretto dell'angolo di attrito (Approccio 2)

$c_{uk}$  : valore caratteristico della coesione non drenata

$c_u$  (M1) : valore corretto della coesione non drenata (Approccio 1)

$c_u$  (M2): valore corretto della coesione non drenata (Approccio 2)

$\gamma_d$  : peso di volume secco

$\gamma_s$  : peso di volume saturo

La tabella 1 illustra i parametri geotecnici del deposito detritico e tali valori saranno utilizzati nell'analisi di stabilità.

È necessario precisare che, in corrispondenza della sede stradale e dei tornanti, il materiale è stato compattato dai mezzi meccanici che vi hanno operato e che vi operano attualmente; la compattazione del materiale con mezzi pesanti (20 tons ed oltre) determina il miglioramento delle sue caratteristiche di resistenza al taglio: da dati di archivio è risultato che la compattazione determina un aumento della resistenza SPT compresa tra 20 e 30 colpi  $N_{SPT}$  corrispondenti a "rifiuto" con considerevole aumento dell'angolo di attrito (il materiale è stato considerato cautelativamente a comportamento geotecnico incoerente) e del peso di volume.

Per tuttavia, al fine di conferire all'indagine un carattere estremamente cautelativo per l'analisi di stabilità saranno utilizzati i valori di tabella 1.

### 2.1.3) **Classificazione del terreno ai sensi della normativa vigente: categoria topografica e di sottosuolo (approccio semplificato)**

#### 2.1.3.1) CATEGORIA TOPOGRAFICA

Analizzando le caratteristiche topografiche e la pendenza media dell'area esaminata in funzione della Tabella 3.2.III del D.M. 17/01/2018 si evince che il versante è inserito in categoria topografica T4 così definita: "Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $> 30^\circ$ ".

#### 2.1.3.2) CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (approccio semplificato)

Il valore della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definito dalla seguente formula 3.2.1 del D.M. 17/01/18:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{N} \quad (m/sec) \quad (3)$$
$$\sum_{i=1} h_i / V_{s,i}$$

dove:

$h_i$ : spessore (in metri) dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$  : velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N: numero di strati;

H: profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/sec (bedrock sismico).

Sostituendo nella (3) è risultato un valore di  $V_{s,eq}$  pari a 380.0 m/sec.

Le Norme Tecniche sulle Costruzioni, espresse dal D.M. 17/01/2018, al paragrafo 3.2.II.

definiscono 7 categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

è, a mio parere, classificabile in **Categoria B**, così definita: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/sec e 800 m/sec".

## 2.2) ANALISI DI STABILITÀ DEGLI ACCUMULI DETRITICI

Per l'esecuzione dell'analisi di stabilità sono stati utilizzati i parametri geotecnici riportati in tabella 1.

La verifica numerica di stabilità è stata condotta agli stati limite rispettando la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

$E_d$  : valore di progetto dell'azione

$R_d$  : valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico costituito dall'accumulo detritico, tenendo conto di un coefficiente  $\gamma_R$  pari a 1.2.

### 2.2.1) Determinazione dei coefficienti sismici

L'analisi di stabilità permette di determinare il coefficiente di sicurezza dell'accumulo detritico considerato prendendo in considerazione, oltre ai parametri geotecnici anche lo sforzo sismico tenendo conto delle forze d'azione sismica orizzontale, così definita al paragrafo 7.11.3.5.2 del D.M. 17/01/18:

$$F_H = k_h \times W \quad (4)$$

dove:

$F_H$  : risultante orizzontale della forza d'azione sismica applicata al baricentro della massa potenzialmente instabile

$W$  : peso del cuneo potenzialmente instabile

$k_h$  : coefficiente sismico orizzontale così definito:

$$k_h = \beta_s \times a_{max}/g \quad (5)$$

nella quale:

$\beta_s$  : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, riportato nella tabella 7.11.1 del D.M. 17/01/18 pari a 0.28

$g$  : accelerazione di gravità

$a_{max}$  : accelerazione orizzontale massima attesa al sito, definita dalla relazione

$$a_{max} = S \times a_g \quad (6)$$

in cui:

$$S = S_s \times S_T \quad (7)$$

$S_s, S_T$  : coefficienti relativi rispettivamente all'effetto dell'amplificazione stratigrafica e dell'amplificazione topografica, illustrati alle tabelle 3.2.IV e 3.2.V del D.M. 18/01/08

$a_g$  : accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

sostituendo nella (6) è risultato  $a_{max} = 0.30$

e delle forze d'azione sismica verticali, così definite così definite all'articolo 7.11.3.5.2 del D.M. 17/01/18:

$$F_v = k_v \times W \quad (8)$$

dove:

$F_v$  : risultante verticale della forza d'azione sismica applicata al baricentro della massa potenzialmente instabile

$W$  : peso del cuneo potenzialmente instabile

$k_v$  : coefficiente sismico verticale così definito

$$k_v = \pm 0.5 k_h \quad (9)$$

per l'elaborazione numerica dei dati sismici è stato utilizzato il programma "EdiLus – MS" che ha permesso di determinare i parametri di pericolosità sismica del sito esaminato riportati in figura 1:

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g/g[-]$	$F_o[-]$	$T^*_c$ [s]
Operatività	30	0.051	2.450	0.240
Danno	50	0.064	2.466	0.252
Salvaguardia Vita	475	0.161	2.395	0.288
Prevenzione Collasso	975	0.207	2.384	0.296

Fig. 1 – tabella di output del programma EdiLus – MS

Al fine di conferire all'indagine un carattere estremamente cautelativo, per l'analisi sismica sono stati utilizzati i parametri riportati in figura 1 in condizioni di "Prevenzione collasso".

Sostituendo nelle (5) e (9) sono stati determinati i coefficienti sismici orizzontale e verticale, risultati rispettivamente pari a 0.084 ( $k_h$ ) e 0.042 ( $k_v$ ).

## 2.2.2) Verifica di stabilità

Nella carta geomorfologica di Tav. RV3 int, in scala 1:2000, sono illustrate le tracce delle sezioni lungo le quali è stata eseguita l'analisi di stabilità che rappresentano, all'interno del ravaneto a valle del complesso estrattivo, le peggiori condizioni geomorfologiche delle varie aree a differente classe di pericolosità geologica e/o a differenti classi di tutela.

In particolare:

- ✓ la sezione 1 – 1 è stata utilizzata per l'analisi della stabilità del ravaneto R1 sommitale
- ✓ la sezione 2 – 2 è stata utilizzata per l'analisi della stabilità del tratto di ravaneto a monte ed a valle del piazzale detritico nel quale è situata l'area impianti, nella parte sommitale dell'area a pericolosità geomorfologica G.4
- ✓ la sezione 3 – 3 è stata utilizzata per l'analisi della stabilità dell'area secondaria di stoccaggio dei blocchi, le cui risultanze sono riportate al par. 3.6.2) della Relazione Analisi delle caratteristiche del luogo di intervento, citata, nel prosieguo della presente trattazione come Relazione geologica
- ✓ la sezione 4 – 4 è stata utilizzata per l'analisi della stabilità del ravaneto R1 basale
- ✓ la sezione 5 – 5 è stata utilizzata per l'analisi della stabilità della parte basale dell'area a pericolosità geomorfologica G.4
- ✓ la sezione 6 – 6 è stata utilizzata per l'analisi della stabilità del tratto di ravaneto a monte ed a valle dell'area impianti s.s.

La stabilità degli accumuli detritici è condizionata:

- dai parametri geotecnici del deposito; l'analisi di stabilità viene pertanto eseguita utilizzando un metodo pseudostatico che fornisce il valore del coefficiente di sicurezza  $F$  valutando la stabilità secondo il "Metodo Svedese o dei Conci" e prendendo in considerazione, oltre ai parametri geotecnici dei litotipi presenti (Tab. 1), anche lo sforzo sismico tenendo conto delle forze d'azione sismica orizzontale e verticale
- dall'andamento del contatto bedrock-copertura detritica; l'analisi di stabilità viene pertanto eseguita utilizzando sia il metodo svedese che il metodo *ISM* (Infinite Slope Method) e prendendo in considerazione, oltre ai parametri geotecnici dei litotipi presenti (Tab. 1), anche lo sforzo sismico tenendo conto delle forze d'azione sismica orizzontale e verticale.

Nelle sezioni della stabilità di Tav. ST1, in scala 1:500, sono illustrati:

- i "cerchi minimi" del "Metodo Svedese o dei Conci" (a differente colorazione) definiti come le curve di potenziale scivolamento per le quali si ha il minimo coefficiente di stabilità  $F$  che comprendono anche le superfici di potenziale scivolamento situate al contatto bedrock-copertura detritica; per ogni curva è indicato il relativo coefficiente di stabilità
- le superfici di potenziale instabilità indicate con la sigla *ISM*, oggetto di analisi con il metodo omonimo, unitamente al relativo coefficiente di sicurezza.

#### 2.2.2.1) **Verifica di stabilità con il Metodo Svedese o dei Conci**

L'analisi allo stato limite di prevenzione collasso (SLC) dei "cerchi minimi", definiti come le curve di potenziale scivolamento per le quali si ha il minimo coefficiente di stabilità  $F$  e che quindi analizza le peggiori condizioni geomorfologiche e geotecniche del pendio detritico, è stata eseguita lungo le sezioni di Tav. ST1, in scala 1:500, valutando anche l'eventuale sovraccarico sulle strade determinato:

- dai blocchi costituenti le bastionature presenti nell'area esaminata
- dei mezzi meccanici pesanti (pala meccanica o escavatore) operanti lungo il versante e/o degli automezzi in transito o in sosta lungo il versante;

#### 2.2.2.2) **Verifica di stabilità con il metodo *ISM***

Il metodo *ISM* (Infinite Slope Method) risulta idoneo per litotipi a comportamento incoerente, cautelativamente associato ai litotipi individuati, e per piani di scivolamento paralleli al pendio.

Il metodo si basa sulla valutazione delle tensioni normali totali ( $\sigma$ ) e degli sforzi di taglio ( $\tau$ ) su una superficie parallela al pendio, considerando anche lo sforzo sismico ed i terreni di copertura in condizioni sature, espressi dalle seguenti relazioni:

$$\sigma = \gamma z \cos^2 \beta \quad (10)$$

e

$$\tau = \gamma z \cos \beta \sin \beta \quad (11)$$

dove:

$\gamma$  : peso di volume

$z$  : profondità della superficie di scivolamento

$\beta$  : angolo di inclinazione del pendio

e, tenendo conto delle forze d'azione sismica orizzontale  $kh$  e verticale  $kv$ , determinati allo stato limite "Prevenzione collasso" al paragrafo 9.2.1) e pari a 0.090 ( $kh$ ) e 0.045 ( $kv$ ), permette di esprimere il coefficiente di stabilità  $F$  con la seguente relazione:

$$F = \frac{\sigma}{\tau} = \frac{(\sigma - u) \tan \phi}{\tau} \quad (12)$$

dove:

$\sigma$  : resistenza al taglio disponibile

$\phi$  : angolo di attrito del litotipo sopra la superficie di scivolamento

$u$  : pressione neutra

ponendo  $r_u = u/\gamma z$  e sostituendo si ha:

$$F = \frac{\sigma}{\tau} = \frac{(\cos^2 \beta - r_u) \tan \phi}{\cos \beta \sin \beta} = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} [1 - r_u (1 + \tan^2 \beta)] \quad (13)$$

il metodo *ISM* (*Infinite Slope Method*) è stato utilizzato per determinare il coefficiente di stabilità di superfici di scivolamento situate al contatto bedrock-copertura detritica.

#### 2.2.2.3) Risultati della verifica di stabilità

Nell'analisi di stabilità sono state individuate n. 3 diverse tipologie di superficie di scivolamento:

- a) superficie di potenziale scivolamento al contatto tra il substrato roccioso ed il sovrastante deposito detritico
- b) cerchi minimi parzialmente all'interno dell'accumulo detritico ed in parte al contatto bedrock – detrito
- c) cerchi minimi interamente all'interno dell'accumulo detritico.

Le numerose iterazioni hanno permesso di determinare le relative superfici di potenziale scivolamento.

Nella Tav. ST1, per motivi di ordine grafico sono state proposte, separatamente, le curve di potenziale scivolamento che hanno fornito il più basso valore del coefficiente di stabilità  $F$  relative ad ogni tipologia (a, b e c) sopra descritta.

In tabella 3 sono riassunti i valori del coefficiente di stabilità per le diverse superfici di potenziale scivolamento illustrate nella tavola sopra citata, riferite a ciascuna sezione di riferimento, che hanno determinato il minor valore di  $F$ :

Tab. 2

Sezione (Tav. ST1)	Superficie	Coefficiente di stabilità F
1 – 1	ISM1	1.31
	ISM2	1.25
	ISM3	1.25
	ISM4	1.78
	blu	1.73
	arancio	1.40
2 – 2	ISM	1.35
	blu	1.23
	arancio	1.46
	azzurra	2.13
4 – 4	verde	1.92
	blu	1.21
	arancio	3.24
5 – 5	blu	1.21
	arancio	1.45
	azzurra	1.40
	magenta	1.75
6 – 6	blu	1.88
	arancio	1.78

Analizzando la tabella 3 e considerando che:

- il versante è stato considerato cautelativamente a comportamento incoerente;
  - in via cautelativa, non è stata considerata la compattazione del materiale dovuta al passaggio dei mezzi meccanici sulla strada ed in corrispondenza dei tornanti
  - per la determinazione dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  è stato utilizzato il valore di  $a_g/g$  (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido) in condizioni di “prevenzione collasso” pari a 0.207, corrispondente al valore massimo riscontrabile per il sito esaminato;
  - il litotipo detritico è stato considerato in condizioni sature e quindi valutata la presenza di scorrimento idrico all'interno dell'accumulo;
  - sono stati considerati i sovraccarichi massimi agenti contemporaneamente;
  - le bastionature e le file di blocchi sono state considerate come un sovraccarico; le bastionature si comportano esclusivamente come barriere paramassai e non hanno funzione di sostegno dei tratti di versante sovrastanti;
- si può affermare che l'analisi di stabilità generale del pendio detritico nel quale ricade il terrapieno di stoccaggio dei blocchi è stata caratterizzata dal minor grado di sicurezza nei

confronti della stabilità del pendio; pertanto quale valore limite del coefficiente di stabilità può essere assunto  $F = 1.2$ .

Alla luce di tutto quanto esposto si può affermare che, poiché il coefficiente di stabilità è sempre risultato superiore al valore limite di 1.2, i ravaneti sono in condizioni di stabilità.

Le soluzioni progettuali di variante non prevedono modifiche morfologiche degli accumuli detritici pertanto le risultanze dell'analisi di stabilità è riferita anche alla situazione di progetto.

Carrara, li 10/09/2021

il Tecnico