



**A.I.A. PROGETTO DI COMPLETAMENTO DELLA DISCARICA  
PER RIFIUTI SPECIALI NON PERICOLOSI SITA IN LOC. PORTA**

**Variante al progetto approvato con D.D. 8576 della Provincia di Massa-Carrara  
e D.D. 88 della Provincia di Lucca**

**Pronuncia di compatibilità ambientale Provincia di Massa Carrara D.D. 656/2011**

Titolo documento:

**RELAZIONE TECNICA – VERIFICHE DI STABILITA’**

Data:

**Maggio 2011**

Documento n°:

**R11**

Scala:

File:

Il Committente:

Il Progettista:

Progettista specialista:



*via Cafaggio, 208a 55047 Querceta (LU) - via Mazzini, 9 54033 Carrara (MS)  
Tel. 0585 093077 e fax 0585 779227 e-mail: studio@rocsrl.it*

**STUDIO DI GEOLOGIA**  
**Dott. Geol. Carlo Alberto Turba**  
*Via Tinelli, 25/a 54100 Massa  
Tel. e fax 0585 40997  
e-mail: carlo.alberto.turba@fastwebnet.it*

**Dott. Agr. Francesco Lunardini**  
**Agronomo Paesaggista**  
*Via della Cavallerizza, 37 55100 Lucca  
Tel. e fax 0583 490989  
e-mail: f.lunardini@gmail.com*

## **RELAZIONE TECNICA – VERIFICHE DI STABILITA'**

### **Premessa**

Sulla scorta delle indicazioni della Conferenza dei Servizi che hanno condotto alla approvazione dello studio di V.I.A. della discarica di rifiuti speciali non pericolosi di Porta e delle prescrizioni finali, il layout della discarica è stato nuovamente studiato al fine di verificarne le condizioni di stabilità nel transiente della coltivazione e nello stato finale di lungo termine.

In particolare il layout è stato nel corso del procedimento adeguato come di seguito riassunto:

- a. attestazione dell'altezza massima alle indicazioni di C.d.S.
- b. attestazione dell'inclinazione alle indicazioni di C.d.S.
- c. adozione della configurazione di piede come da indicazioni di C.d.S.
- d. introduzione di un nuovo fondo a quota 25/26m.
- e. aggiornamento forma costruttiva del paramento esterno come da prescrizioni

Sulla scorta di quanto sopra si sono aggiornati i calcoli di stabilità già redatti in sede di V.I.A. utilizzando le vigenti normative sismiche (c.d. Eurocodici).

### **Verifiche di stabilità - Normativa**

Per la verifica della sicurezza ci si rifà a quanto riportato nel D.M. LL.PP. del 14/01/2008 di cui di seguito si dà una breve e sintetica descrizione.

Le indicazioni descritte nel D.M. LL.PP. del 14/01/2008 stabiliscono che la sicurezza e le prestazioni di un'opera devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la loro vita nominale.

In particolare le opere e le tipologie di intervento devono possedere il requisito di *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*, vale a dire: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera.

Per le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) deve essere rispettata la condizione  $E_d \leq R_d$  dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \left[ \gamma_F F_K; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto delle azioni.

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_K; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diversi coefficienti parziali, definiti sia per le azioni, sia per i parametri geotecnici e sia per le resistenze.

Effettuando la verifica tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze in quanto i valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma$ .

In particolare si distinguono due approcci progettuali distinti ed alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la

prima combinazione è generalmente la più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Operando in tal modo si determinano i coefficienti di sicurezza a partire da valori delle azioni maggiorate e/o valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari. I coefficienti da utilizzare per le azioni nelle verifiche successive nei confronti degli stati limite ultimi sono:

### **Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

| <i>Carichi</i> | <i>Effetto</i> | $\gamma_f$ o $\gamma_e$ | <i>EQU</i> | <i>A1</i> | <i>A2</i> |
|----------------|----------------|-------------------------|------------|-----------|-----------|
| Permanenti     | Favorevole     | $\gamma_{Gfav}$         | 0,90       | 1,00      | 1,00      |
| Permanenti     | Sfavorevole    | $\gamma_{Gsfav}$        | 1,10       | 1,30      | 1,00      |
| Variabili      | Favorevole     | $\gamma_{Qfav}$         | 0,00       | 0,00      | 0,00      |
| Variabili      | Sfavorevole    | $\gamma_{Qsfav}$        | 1,50       | 1,50      | 1,30      |

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

| <i>Parametri</i>                     | $\gamma_m$           | <i>M1</i> | <i>M2</i> |
|--------------------------------------|----------------------|-----------|-----------|
| Tangente dell'angolo di attrito      | $\gamma_{\tan\phi'}$ | 1,00      | 1,25      |
| Coesione efficace                    | $\gamma_{c'}$        | 1,00      | 1,25      |
| Resistenza non drenata               | $\gamma_{cu}$        | 1,00      | 1,40      |
| Resistenza a compressione uniassiale | $\gamma_{qu}$        | 1,00      | 1,60      |
| Peso dell'unità di volume            | $\gamma_\gamma$      | 1,00      | 1,00      |

### *Simbologia adottata*

|                      |   |
|----------------------|---|
| $\gamma_{Gsfav}$     | Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti                                 |
| $\gamma_{Gfav}$      | Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti                                  |
| $\gamma_{Qsfav}$     | Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili                                  |
| $\gamma_{Qfav}$      | Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili                                   |
| $\gamma_{\tan\phi'}$ | Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato                         |
| $\gamma_{c'}$        | Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata                                 |
| $\gamma_{cu}$        | Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata                             |
| $\gamma_{qu}$        | Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo                                      |
| $\gamma_\gamma$      | Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce |

E' quindi ovvio che per quanto riguarda il valore di progetto della resistenza  $R_d$  la Normativa afferma che esso può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;

Per quanto riguarda i coefficienti  $\gamma_R$ , che agiscono direttamente sulla Resistenza del sistema, variano in funzione dell'opera che si realizza e in assenza di specifiche indicazioni tali coefficienti sono da considerarsi unitari, per cui per le discariche controllate di rifiuti e depositi di inerti, il suddetto coefficiente parziale  $\gamma_R$  da adottare per le verifiche di sicurezza agli Stati Limite Ultimi si assume pari a 1.

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di un approccio progettuale secondo cui la combinazione di questi è generalmente la più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Risulta evidente che il coefficiente di sicurezza non è espresso mediante un coefficiente globale di sicurezza, ma mediante più coefficienti parziali che incrementano le azioni e riducono contestualmente le resistenze.

Nelle verifiche condotte nel seguito sarà adottato la combinazione 2 dell'approccio 1 (dunque la combinazione di coefficienti A2 - M2 – R2) in cui vengono lasciati inalterate le azioni e ridotte le resistenze.

### ***Valutazione coefficienti sismici***

Al fine della determinazione della stabilità della discarica in condizioni dinamiche è necessario determinare in primis i coefficienti di intensità sismica da applicare alla formulazione generale di cui sopra. Con il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, pubblicato sulla GU n.29 del 04/02/2008, sono state approvate le "*Norme tecniche per le costruzioni*" che recepiscono ed integrano le indicazioni contenute nell'O.P.C.M. n.3274 modificando l'approccio alla classificazione sismica del territorio. La valutazione della "pericolosità sismica di base", intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido con superficie topografica orizzontale è

adesso definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente" così come adottato dalle precedenti normative.

Per il generico sito in esame la stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene infatti effettuata utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (riportato nella Tabella 1 dell'Allegato B del D.M.).

Le forme spettrali sono definite in funzione dei seguenti tre parametri:

$a_g$  = 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

Le forme spettrali previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione.
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{V_R}$  associate a ciascuno degli statti limite considerati,

per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

Come detto le azioni sismiche vengono valutate su ciascuna costruzione in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava moltiplicando la vita nominale  $V_N$  dell'opera per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N * C_U$$

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella seguente tabella e deve essere precisata nei documenti di progetto.

| TIPI DI COSTRUZIONE |  | Vita Nominale<br>$V_N$ (in anni) |
|---------------------|--|----------------------------------|
| 1                   | Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva                                | $\leq 10$                        |
| 2                   | Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale | $\geq 50$                        |
| 3                   | Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica    | $\geq 100$                       |

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* 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 *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* 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.

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della class d'uso, come mostrato nella seguente tabella:

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

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$ .

Il sito in esame si può ipotizzare, ai fini delle azioni sismiche, appartenente alla classe d'uso III in quanto ricade in attività che potrebbero essere pericolose per l'ambiente per cui il valore del coefficiente  $C_U$  che si utilizzerà nel seguito sarà pari a 1,5.

L'individuazione delle azioni sismiche deve essere possibile per tutte le vite di riferimento e tutti gli stati limite considerati dalle NTC; a tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{V_R}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Il valore di  $P_{V_R}$  varia in funzione degli stati limite, quali Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD) per quanto riguarda gli stati limite di esercizio; Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC) per quanto riguarda gli stati limite ultimi, i quali devono essere individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito nei confronti di tutti gli stati limite ultimi qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Lo SLV sta ad indicare che a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella successiva.



| Stati Limite              |     | $P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$ |
|---------------------------|-----|--|
| Stati limite di esercizio | SLO | 81%  |
|                           | SLD | 63%  |
| Stati limite ultimi       | SLV | 10%  |
|                           | SLC | 5%   |

Qualora la attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno  $T_R$  corrispondente alla  $V_R$  e alla  $P_{VR}$  fissate, il valore del generico parametro  $p(a_g, F_0, T_C^*)$  ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai  $T_R$  previsti nella pericolosità sismica, utilizzando la seguente espressione:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) * \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) * \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

$p$  è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato

$T_{R1}, T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone dei valori  $p_1, p_2$  del generico parametro  $p$

Relativamente al sito in esame i valori dei parametri  $a_g, F_0, T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono riportati nella seguente tabella:

| $T_R$<br>[anni] | $a_g$<br>[g] | $F_0$<br>[-] | $T_C^*$<br>[s] |
|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| 30              | 0,044        | 2,503        | 0,235          |
| 50              | 0,055        | 2,514        | 0,250          |
| 72              | 0,064        | 2,520        | 0,263          |
| 101             | 0,073        | 2,508        | 0,270          |
| 140             | 0,083        | 2,514        | 0,276          |
| 201             | 0,097        | 2,464        | 0,281          |
| 475             | 0,135        | 2,412        | 0,291          |
| 975             | 0,174        | 2,371        | 0,299          |
| 2475            | 0,231        | 2,393        | 0,315          |

Per il sito in esame si è considerata una vita nominale dell'opera  $V_N \geq 50$  anni, e ricordando che il coefficiente  $C_U$  è pari a 1.5, si ha che la vita di riferimento  $V_R = 75$  anni.

Ponendo il valore sopra ricavato nell'equazione per ottenere il tempo di ritorno  $T_R$  e ricordando che la verifica di sicurezza deve essere effettuata riguardo gli SLV, vale a dire una probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R} = 10\%$ , otteniamo un valore di  $T_R$  pari a circa 712 anni.

Il valore del generico parametro  $p(a_g, F_0, T_C^*)$ , relativo a suddetto tempo di ritorno, è stato ottenuto per interpolazione con l'utilizzo della formula precedentemente riportata i cui risultati sono riportati di seguito:

| $T_R$<br>[anni] | $a_g$<br>[g] | $F_0$<br>[-] | $T_C^*$<br>[s] |
|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| <b>712</b>      | <b>0,156</b> | <b>2,389</b> | <b>0,295</b>   |

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale del sito in esame. In assenza di analisi più dettagliate si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento come mostrato dalla seguente tabella:

| <b>Categoria</b> | <b>Descrizione</b>   |
|------------------|--|
| A                | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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.   |
| B                | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).      |
| C                | <i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina). |
| D                | <i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).                |
| E                | <i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).  |

Le categorie sono definite sulla base della velocità equivalente  $V_{s30}$  di propagazione delle onde di taglio entro i primi trenta metri di sottosuolo, che si calcola con la seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}} \text{ (m/sec)}$$

L'indagine con onde SH, appositamente eseguita all'interno dell'area di discarica, ha permesso di ricostruire la seguente situazione sismostratigrafica:

- Per spessori variabili da 14.0 a 18.0m sono presenti i rifiuti già abbancati in discarica, caratterizzati da una velocità media di 220m/sec.
- Al di sotto è presente il substrato roccioso, caratterizzato da una velocità media di 1600m/sec.

Per il sito di discarica, stando ai risultati ottenuti e rifacendosi alla tabella precedente, si può supporre che la categoria di sottosuolo varierà con il progredire delle fasi vale a dire man mano che il rifiuto sarà abbancato sui gradoni, in quanto la categoria del sottosuolo passerà da “E” nella fase iniziale, a “C”, durante le fasi di realizzazione della discarica.

Ovvero:

**Categoria "E"**: terreni dei sottosuoli di tipo C o D, per spessore non superiore a 20m, posti sul substrato di riferimento (con  $V_S > 800\text{m/sec}$ ).

**Categoria "C"**: depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250\text{kPa}$  nei terreni a grana fine).

Nello spettro di risposta di progetto le caratteristiche di sito sono introdotte tramite un coefficiente S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione:

$$S = S_S \times S_T$$

dove  $S_S$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica. Il coefficiente  $S_S$  si può ricavare dalla seguente tabella che lo lega alla categoria di sottosuolo di riferimento.

| Categoria di sottosuolo | $S_s$                                 |
|-------------------------|---------------------------------------|
| A                       | 1,00                                  |
| B                       | $1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g / g$ |
| C                       | $1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g / g$ |
| D                       | $2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g / g$ |
| E                       | $2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g / g$ |

Relativamente al coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ , si può fare riferimento alla seguente tabella dove sono indicate le varie caratteristiche della superficie topografica che possono generare amplificazione sismica.

| Categoria topografica | Caratteristiche della superficie topografica  | Coefficiente topografico $S_T$ |
|-----------------------|---|--------------------------------|
|                       |   |                                |
| T1                    | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$                      | 1,0                            |
| <b>T2</b>             | <b>Pendii con inclinazione media <math>i &gt; 15^\circ</math></b>   | <b>1,2</b>                     |
| T3                    | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ | 1,2                            |
| T4                    | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$                  | 1,4                            |

Nel caso iniziale in cui la categoria di sottosuolo appartiene alla *Categoria E*, utilizzando i valori del parametro  $p$  ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$ ) precedentemente ottenuti, il coefficiente stratigrafico  $S_s$  è uguale a 1.59, quello topografico  $S_T$  a 1,2 per cui il coefficiente  $S$  vale 1,91.

Nel caso in cui la categoria di sottosuolo appartiene alla *Categoria C*, ovvero in fase2 e configurazione finale di progetto, con i valori del parametro  $p$  ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$ ) ricavati in precedenza, si ha che il coefficiente stratigrafico  $S_s$  è uguale a 1.48, quello topografico  $S_T$  a 1.2 per cui il coefficiente  $S$  vale 1.77.

Nel § 7.11.3.5.2 delle Norme Tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008) vengono definite le modalità di esecuzione delle analisi di stabilità di fronti di scavo e quindi quelle relative al caso in esame delle discariche controllate di rifiuti e depositi di inerti, in condizioni sismiche, con metodi pseudostatici. In questi metodi l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso ( $W$ ) del volume potenzialmente instabile.

Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

dove:

$\beta_s$  = 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 della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \times a_g = S_s \times S_T \times a_g$$

che nella fase 2 e in configurazione finale di scavo sarà pari a 0,276 mentre nella fase 1 di progetto assumerà il valore di 0,297.

Nel caso in esame, essendo le categorie di sottosuolo la E e la C, dalla seguente tabella possiamo estrapolare il valore del coefficiente  $\beta_s$ :

|                         | Categoria di sottosuolo |                |
|-------------------------|-------------------------|----------------|
|                         | <b>A</b>                | <b>B,C,D,E</b> |
|                         | $\beta_s$               | $\beta_s$      |
| $0.2 < a_g(g) \leq 0.4$ | 0.30                    | 0.28           |
| $0.1 < a_g(g) \leq 0.2$ | 0.27                    | <b>0.24</b>    |
| $a_g(g) \leq 0.1$       | 0.20                    | 0.20           |

Dai valori dell'accelerazione  $a_g(g)$  ricavati nel caso del profilo di fase 1 si utilizzerà un valore di  $\beta_s$  pari a 0.28, per cui:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.24 \times S_s \times S_T \times \frac{a_g}{g} = 0.24 \times 0.297 = 0.071$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h = \pm 0.5 \times 0.071 \cong \pm 0.036$$

Per quel che riguarda la fase 2 ed il profilo finale di progetto si utilizzerà un valore di  $\beta_s$  pari a 0.28 per cui i valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale da utilizzare in questa configurazione saranno:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.24 \times S_s \times S_T \times \frac{a_g}{g} = 0.24 \times 0.276 \cong 0.066$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h = \pm 0.5 \times 0.077 \cong \pm 0.033$$

### **Caratterizzazione geotecnica del materiale del corpo di discarica**

Come già descritto nel progetto sottoposto a VIA sono state studiate mediante prove di laboratorio due miscele secondo diverse percentuali di classi di rifiuto così da avere una gamma di possibili combinazioni di assortimento rifiuti in grado di simulare con efficacia il futuro corpo di discarica e sono stati valutati con maggior precisione e pertinenza le caratteristiche di resistenza e, quindi, di stabilità del corpo di rifiuti.

Le miscele sono state prodotte artificialmente in discarica, quindi, la loro composizione è nota a priori e corrisponde alle seguenti percentuali:

#### **Miscela 1**

|                                  |     |
|----------------------------------|-----|
| Marmettola                       | 50% |
| Fanghi dragaggio                 | 5%  |
| Scorie di caldaia e inceneritori | 10% |
| Terra e rocce da bonifica        | 30% |
| Baritina                         | 5%  |

#### **Miscela 2**

|                                  |     |
|----------------------------------|-----|
| Marmettola                       | 30% |
| Fanghi dragaggio                 | 10% |
| Scorie di caldaia e inceneritori | 10% |

|                           |     |
|---------------------------|-----|
| Terra e rocce da bonifica | 45% |
| Baritina                  | 5%  |

Per tutti i necessari ulteriori dettagli si rimanda allo specifico studio redatto dal Dott. Geol. Carlo Alberto Turba allegato.

Per quel che concerne la caratteristiche di resistenza utilizzate nelle successive verifiche si è fatto riferimento a quanto contenuto nella relazione di cui sopra che indica, a seguito di prove di laboratorio, come i valori di resistenza al taglio caratteristici della miscela di rifiuto, con ampia cautela, siano pari a 35° per l'angolo di attrito e a 23 kPa per la coesione.

In merito al nuovo strato di fondo si è fatto riferimento a recenti studi, di cui si darà sunto a seguire. Nelle Tabelle seguenti sono riportati alcuni valori dei parametri di resistenza all'interfaccia tra differenti tipi di materiali utilizzati per la realizzazione dei rivestimenti compositi delle discariche. I risultati, ricavati da prove in laboratorio o in vera grandezza, sono stati ottenuti da differenti autori (Mitchell, 1991; Pasqualini et al., 1993; Manassero et al., 1996; Pasqualini et al., 2003).

*Tabella 1. Caratteristiche di resistenza al taglio all'interfaccia terreno - geosintetico.*

| Interfaccia                                | Angolo di attrito [°] |
|--|-----------------------|
| geomembrana HDPE - sabbia                  | 15÷28                 |
| geomembrana HDPE - argilla                 | 5÷29                  |
| geotessile - sabbia                        | 22÷44                 |
| geocomposito bentonitico - sabbia          | 20÷25                 |
| geocomposito bentonitico - argilla         | 14÷16                 |
| geomembrana HDPE A.M. - ghiaia             | 20÷25                 |
| geomembrana HDPE A.M. - sabbia             | 30÷43                 |
| geomembrana HDPE A.M. – argilla compattata | 7÷35 (c= 20-30 kPa)   |
| geotessile - argilla                       | 15÷33                 |

(A.M. = aderenza migliorata)

*Tabella 2. Caratteristiche di resistenza al taglio all'interfaccia geosintetico - geosintetico.*

| Interfaccia                                      | Angolo di attrito [°] |
|--|-----------------------|
| georete - geomembrana HDPE                       | 6÷10                  |
| geomembrana HDPE - geotessile                    | 8÷18                  |
| geotessile - georete                             | 10÷27                 |
| geocomposito bentonitico - geomembrana HDPE A.M. | 10÷25                 |

|   |                    |
|---|--------------------|
| geocomposito bentonitico - geomembrana HDPE | 8÷16               |
| georete - geomembrana HDPE A.M.             | 10÷25              |
| geotessile - geomembrana HDPE               | 14÷52              |
| geocomposito bentonitico*                   | 8÷25 (c= 8-50 kPa) |

\* *geotessili non collegati tra di loro e agugliati/cuciti*

Le variazioni dipendono dai vari tipi di materiali in commercio, dalle condizioni all'interfaccia (pulita, parzialmente pulita, sporca) e dalle condizioni di prova (temperatura e pressioni verticali).

Un metodo pratico per aumentare la resistenza all'interfaccia tra argilla e geomembrana, ad esempio, consiste nello spargere un modesto quantitativo di polvere di cemento (100-200 g/m<sup>2</sup>) sulla superficie dell'argilla compattata (Pasqualini et al., 1996).

Per questi motivi all'intero strato di 1 metro di spessore rappresentante il nuovo fondo, costituito dallo strato minerale compattato, dal tessuto non tessuto e dal telo HDPE, sono stati assegnati i valori cautelativi di coesione nulla ed angolo di attrito pari a 10°.

Per quel che riguarda la cella di amianto, vedasi dettaglio costruttivo P10 e relazione del progetto, essa verrà costruita per strati includendo l'amianto, conferito in forma di big bags preconfezionate, entro strati miscele di rifiuto che suddividono sia i piani di successivo conferimento che le file di materiale. Pertanto il complesso della cella d'amianto può, cautelativamente, essere considerata come un insieme di corpi discreti compresi all'interno della matrice rifiuto misto. La rottura potrà pertanto avvenire lungo un involuppo di micro piani compresi all'interno di questa matrice. In via altamente cautelativa la cella d'amianto verrà, quindi, analizzata considerando le caratteristiche di resistenza minime delle miscele di rifiuto misto che con ampia cautela sono state assunte come in precedenza pari a 35° per l'angolo di attrito e a 23 kPa per la coesione.



### **Verifica di stabilità globale e locale del corpo di rifiuti**

Sulla scorta delle analisi, dei principi e delle considerazioni di carattere generale, sviluppate nello studio allegato al progetto originario cui si rimanda, nel seguente paragrafo verrà studiata la stabilità globale del corpo di discarica nelle tre configurazioni di progetto: Fase 1, Fase 2 e Fase finale, nonché nella configurazione locale di un singolo gradone seguendo come detto in precedenza le "*Norme tecniche per le costruzioni*" (D.M. 14/01/2008). Inoltre si verificherà la stabilità lungo una nuova sezione A' – A' nella configurazione di Fase 1, sezione costruita ad hoc in quanto passante per la linea di massima pendenza del corpo di discarica e attraversante la cella di amianto al di sotto del nuovo fondo (ex lotto A1).

Inoltre le verifiche sono state ripetute, come anticipato sopra, lungo le sezioni B – B, D - D ed E – E in quanto la prima transitante per la linea di massima pendenza ed altezza del corpo di discarica, mentre le altre includono i lotti in cui si conferisce rifiuto contenente amianto che verrà abbancato sopra il nuovo strato di fondo. Per la costruzione della sezione di calcolo è stato utilizzato l'involuppo medio della superficie esterna del rifiuto nelle tre fasi di conferimento progettuali fase 1, fase 2 e fase finale, trascurando in favore di sicurezza il materiale di migliori caratteristiche generali esterno. Per la verifica locale è stato verificato il singolo gradone di altezza 5 m così come da particolare costruttivo D1 riportato nella Tav. P11.1, inserendo cioè i vari strati di materiale con le proprie caratteristiche di resistenza. Per la nuova sezione A' – A' si sono introdotti i diversi materiali utilizzati nella costruzione reale e la cella di amianto situata sotto il nuovo fondo, ognuno dei quali con le proprie caratteristiche di resistenza ridotte con gli opportuni coefficienti

Il metodo utilizzato nella valutazione di stabilità è il metodo di Bishop, basato sul concetto dell'equilibrio limite globale, con superficie di scivolamento assimilabile ad un arco di circonferenza dove il livello di sicurezza può essere espresso in termini di momenti rispetto al centro della circonferenza stessa:

$$\frac{\frac{1}{\gamma_R} * M_S}{\gamma_{G1} * M_R}$$

in cui  $M_R$  è il momento delle forze ribaltanti,  $M_S$  il momento stabilizzante calcolato utilizzando i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno divisi i loro coefficienti parziali  $\gamma_M$ , mentre  $\gamma_R$  e  $\gamma_{G1}$  i rispettivi coefficienti parziali per le azioni e per le resistenze.

Come detto in precedenza, nelle verifiche condotte sarà adottato la combinazione 2 dell'approccio 1, vale a dire la combinazione di coefficienti A2 - M2 - R2 in cui vengono lasciati inalterate le azioni ( $\gamma_{GI}=1$ ) e ridotte le resistenze caratteristiche ( $\gamma_R=1$ ).

Il metodo di Bishop ha il vantaggio della semplicità in quanto, rispetto a metodi più complessi e completi quali quello di Morgenstern-Price, differisce nei risultati di poche unità percentuali.

La ricerca della superficie procede considerando una serie di cerchi di scorrimento aventi il medesimo centro di rotazione, ma di raggio diverso, tracciando un grafico rispetto al raggio fino a trovare un "fattore di sicurezza minimo". Esaminando un insieme analogo di cerchi di scorrimento (una griglia rettangolare è molto adatta) si ottiene un fattore di sicurezza minimo per ogni punto: quello col fattore più basso darà il fattore di sicurezza per l'intero corpo di discarica.

L'analisi può essere compiuta tanto in condizioni drenate e in condizioni non drenate. Dal punto di vista teorico, le due tipologie di analisi di stabilità menzionate possono essere effettuate in entrambi i casi in termini di tensioni efficaci. In pratica, però, risulta estremamente difficile conoscere con precisione i valori delle sovrappressioni interstiziali indotte dalla variazione dello stato tensionale, per cui non è realisticamente possibile analizzare le condizioni a breve termine (condizioni non drenate) in termini di tensioni efficaci. Tale problema non sussiste nelle analisi a lungo termine (condizioni drenate) dal momento che in tale situazione le sovrappressioni interstiziali si sono annullate e le pressioni interstiziali sono tornate all'equilibrio.

Nel software la pressione dovuta all'acqua viene stabilita per mezzo dell'introduzione della superficie piezometrica della falda e valutata attraverso un parametro chiamato generalmente  $R_u$  che individua la pressione nei pori come aliquota percentuale del peso del materiale valutato concio per concio ossia:

$$R_u = \frac{u}{\sum \gamma_i \times h_i}$$

dove:

$u$  = pressione dell'acqua;

$\gamma_i$  = peso di volume dell'iesimo strato al di sotto della falda;

$h_i$  = spessore dell'iesimo strato.

Ai fini della verifica della stabilità per quanto riguarda il corpo di discarica in fase 1 e fase 2 è stato impostato un valore di  $R_u$  pari al 10%, valore ritenuto più che sufficiente a rappresentare questo

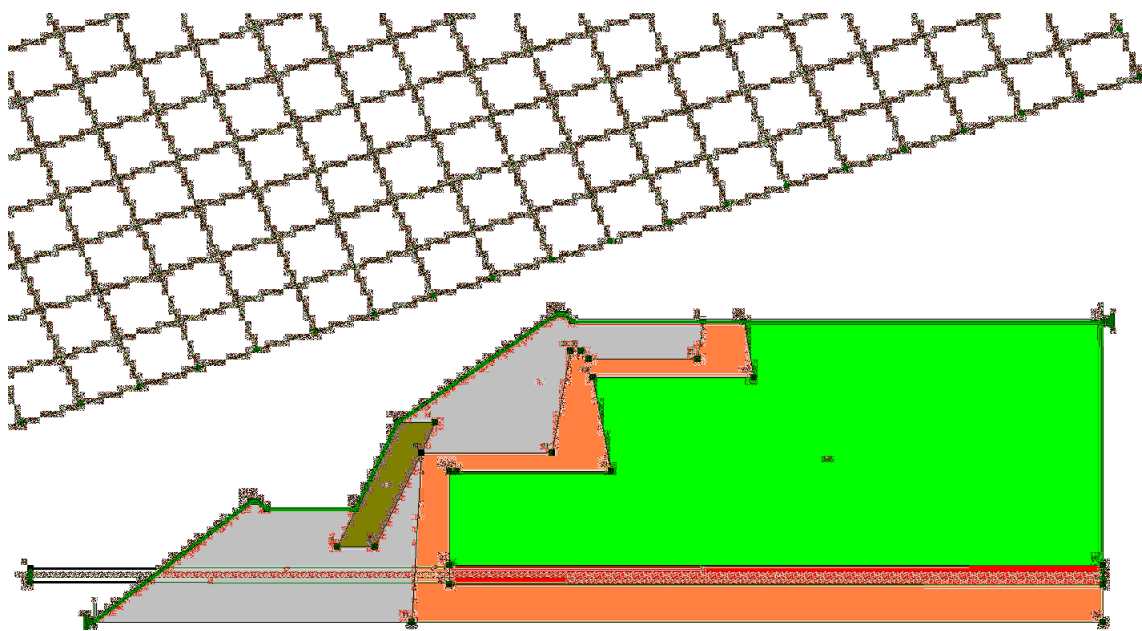
materiale in quanto dotato di elevata permeabilità. Nella fase finale, o di lungo termine, non si è considerata la presenza dell'acqua in quanto, una volta completata la copertura, il corpo detritico già soggetto a progressivo drenaggio delle acque presenti a mezzo del sistema di raccolta, rimarrà impermeabilizzato e non sarà perciò possibile una infiltrazione di acqua al suo interno.

Come si osserva nelle immagini riportate di seguito, in tutte le configurazioni analizzate, sono garantite le minime condizioni di stabilità sia in fase 1, sia in fase 2 che nel profilo finale di progetto.

### **Stabilità del gradone di progetto**

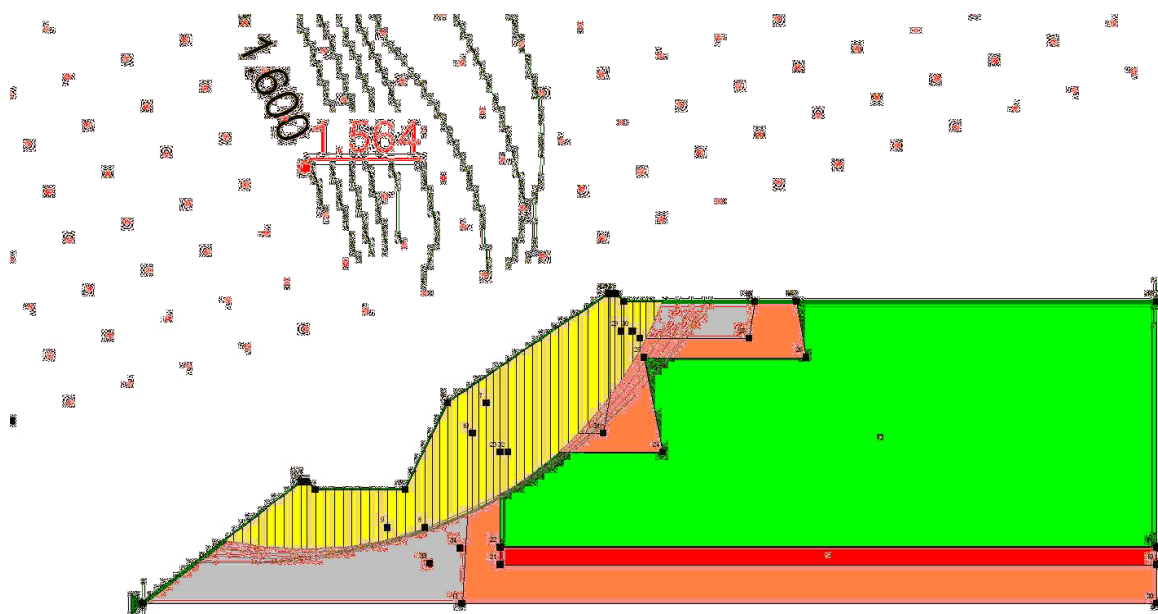
Dalla sezione di progetto è stato quindi costruito il nuovo modello con il software già utilizzato in passato, distinguendo i diversi materiali utilizzati nella costruzione reale (vedasi tavola P12.4i) ed assegnando ad essi le rispettive caratteristiche tecniche.

Ovviamente è stato analizzato il primo gradone di progetto nella nuova configurazione dove lo strato di fondo comprendente il telo HDPE presenta valori di resistenza minori rispetto al corpo dei rifiuti e, quindi, un'ideale ipotetica superficie di debolezza per le rotture di taglio ( $c = 0$  e angolo di attrito  $\phi = 10^\circ$  come da paragrafo precedente strato indicato in rosso nell'immagine successiva). Per lo strato minerale compattato, costituente il paramento esterno (rappresentato in arancione nell'immagine successiva), è stato prudenzialmente utilizzato un valore di coesione non drenata pari a 20 kPa ed un valore di angolo di attrito pari a  $30^\circ$ , così come reperito in bibliografia e tra l'altro già utilizzato nello studio allegato a VIA. Per lo strato vegetale di copertura (rappresentato in grigio nell'immagine successiva), necessario alla rinaturazione, è stato invece utilizzato un minore valore di coesione, in quanto materiale leggermente più grossolano e non compattato rispetto al materiale costituente il paramento esterno (1 kPa) ed un angolo di attrito leggermente maggiore, proprio per la natura più granulare del materiale. Per la parte basale del gradone (rappresentata in marrone) ove si realizza una sorta di terra rinforzata con utilizzo di una cassetta in acciaio e materiale di riempimento grossolano, dove quindi l'acciaio fornisce una elevata resistenza di taglio si è ipotizzato, sempre in via prudenziale, un materiale fittizio equivalente cui è stato assegnato un valore di coesione pari a 100 kPa, ed un valore di angolo di attrito pari a  $45^\circ$ . Per il rifiuto misto (area rappresentata in verde) si sono utilizzati invece i parametri già discussi in precedenza e vale a dire un angolo di attrito di  $35^\circ$  ed una coesione di 23 kPa.

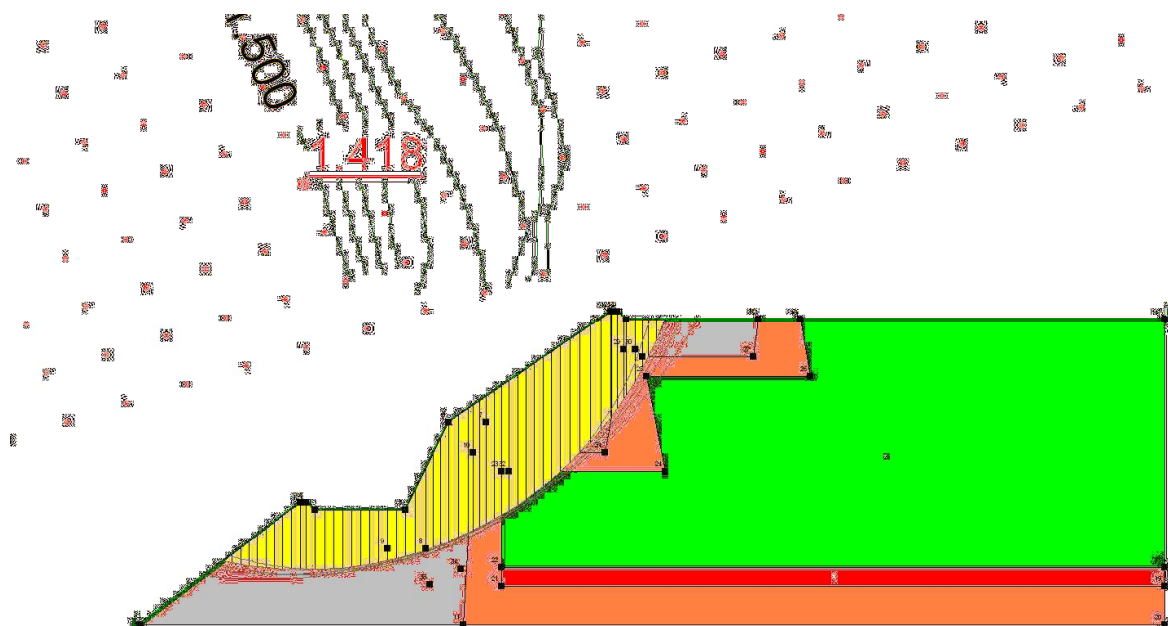


Gradone basale nella configurazione di progetto.

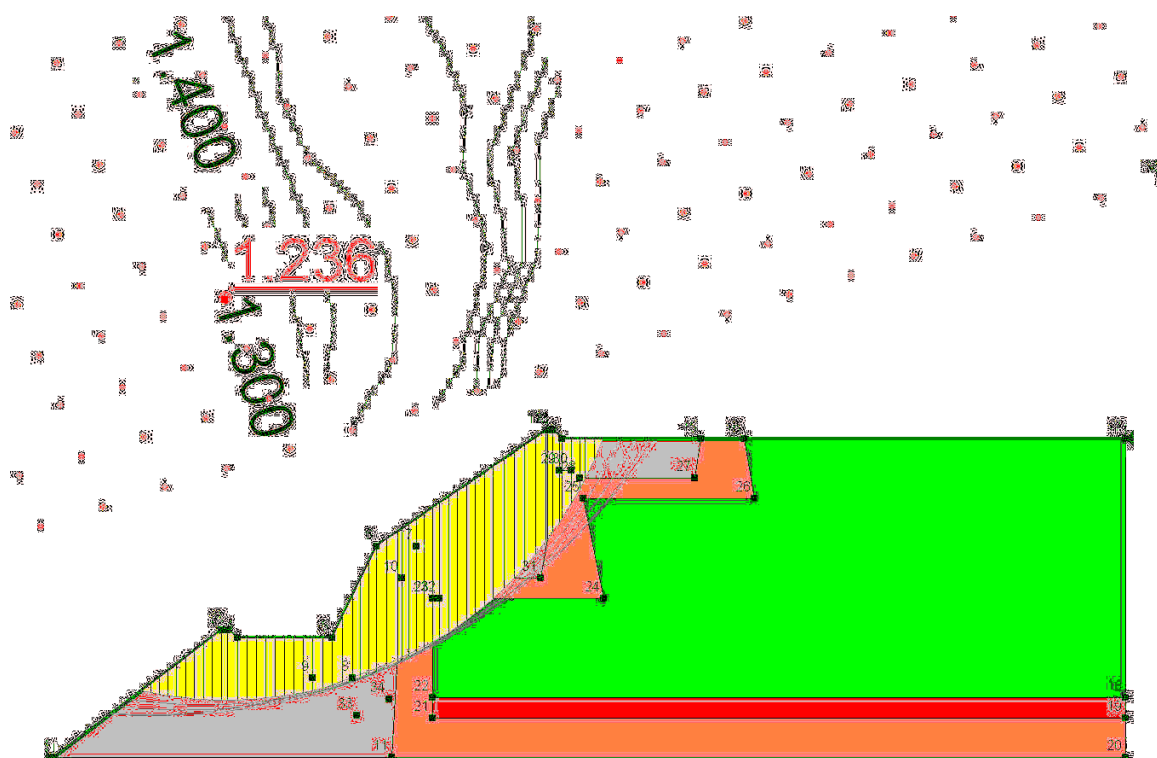
L'analisi è stata eseguita nel primo caso in condizioni drenate, poi si è aggiunta la presenza di acqua nei pori attraverso il parametro chiamato  $R_u$  definito in precedenza e infine si è ulteriormente aggiunto il contributo del sisma attraverso i coefficienti sismici già riportati.



Analisi gradone singolo altezza 5 m in condizioni drenate.



Analisi gradone singolo altezza 5 m in condizioni drenate + acqua.



Analisi gradone singolo altezza 5 m in condizioni drenate + acqua + sisma.

### **Stabilità complessiva del corpo di discarica**

Come accennato in precedenza, nelle sezioni A' – A', B – B, D – D, E – E è stato analizzato l'involuppo del profilo esterno del rifiuto. Nella suddette sezioni il rifiuto è stato considerato con le caratteristiche di resistenza, ridotte con gli opportuni coefficienti, del rifiuto misto emerse dalle analisi condotte nel campo sperimentale (strati rappresentati in verde nelle immagini successive), mentre nelle sezioni A' – A', D – D ed E – E, il corpo di discarica è stato suddiviso in zone aventi diverse caratteristiche in quanto tale sezione comprende anche i lotti contenenti amianto.

Come descritto nella specifica relazione le celle di amianto verranno costruite per strati includendo l'amianto entro strati di rifiuto misto che suddividono sia i piani di successivo conferimento che le file di materiale. Pertanto il complesso della cella d'amianto può cautelativamente essere considerata come un'insieme di corpi discreti compresi all'interno della matrice rifiuto misto. La rottura potrà pertanto avvenire lungo un involuppo di micro piani compresi all'interno della matrice rifiuto misto. In via altamente cautelativa la cella d'amianto verrà pertanto analizzata considerando i parametri di resistenza caratteristici del rifiuto misto già descritti con l'accorgimento di utilizzare il vero peso specifico medio che in questo caso sarà pari a  $1,3 \text{ t/m}^3$ , valore ottenuto attraverso la valutazione proporzionale della quantità di amianto e di rifiuto misto che si stoccherà in queste aree (strato rappresentato in celeste nelle immagini successive).

Inoltre, sono state analizzate tutte le sezioni nelle varie configurazioni considerando il nuovo strato di fondo comprendente il telo HDPE i cui valori di resistenza sono anch'essi stati ridotti con gli opportuni coefficienti (strato indicato in rosso nelle immagini successive).

Come già effettuato in passato per le sezioni B – B, D – D, E – E, non è stato considerato il paramento esterno che nella realtà è costituito da materiali che, anche in virtù della lavorazione, assumono caratteristiche di resistenza maggiori rispetto a quelle del rifiuto. In altri termini al paramento è stato affidato il compito di garantire nel tempo la stabilità di forma della superficie del pendio e non quello di fornire un contributo al sostegno del rifiuto.

Per la sezione A' – A' riguardante la stabilità della cella di amianto sotto il nuovo fondo (ex lotto A1) si sono introdotti i diversi materiali utilizzati nella costruzione reale come da particolare costruttivo D1 riportato nella Tav. P11.1. In tutte le situazioni analizzate in favore di sicurezza non si è tenuto conto del miglioramento delle caratteristiche di resistenza del materiale depositato che sarà determinato dal progressivo costipamento e drenaggio durante la crescita del deposito, così come evidenziano tutte le prove descritte nella allegata relazione del Dott. Geol. C.A. Turba. Di

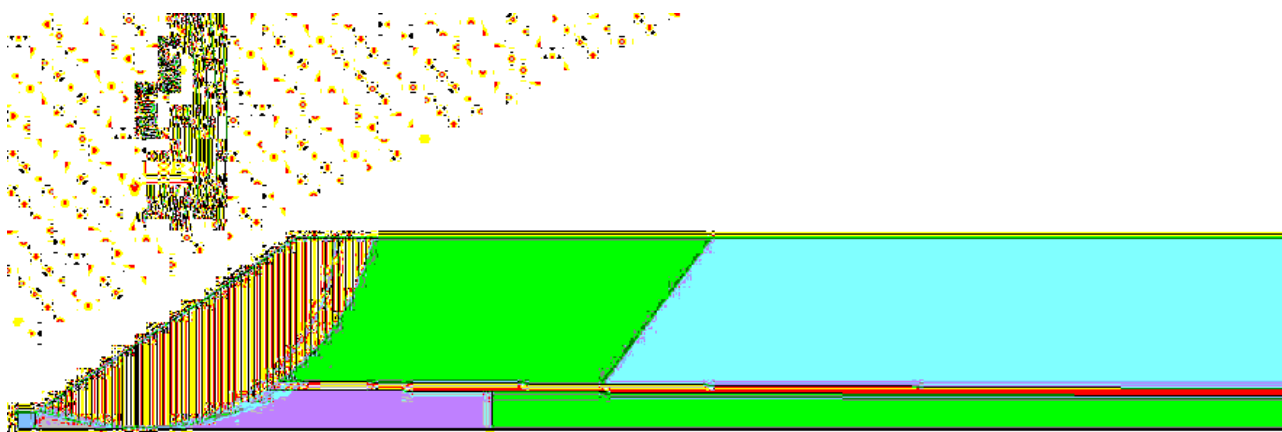
questo potrà esserne dato conto in future prove su campioni reali di rifiuto stagionato al momento dell'aggiornamento periodico delle autorizzazioni.

Alle pagine che seguono si hanno gli output di calcolo del software relativi alle sezioni B – B, D – D ed E – E nelle varie configurazioni di progetto e nelle tre diverse condizioni di analisi (condizioni drenate, condizioni drenate più presenza di acqua, condizioni drenate + acqua + sisma sia in Fase 1 che Fase 2 e condizioni drenate + sisma in fase finale di lungo periodo). Per quanto riguarda la sezione A' – A' si è considerata solo la Fase 1 nelle diverse condizioni di analisi (condizioni drenate, condizioni drenate più presenza di acqua, condizioni drenate + acqua + sisma) in quanto, già con questi presupposti, i fattori di sicurezza risultano più elevati di quelli ricavati per il singolo gradone nelle stesse condizioni ed inoltre con il progredire delle fasi la stabilità interesserà sempre più il corpo centrale della discarica piuttosto che il fondo studiata nelle altre sezioni più rappresentative.

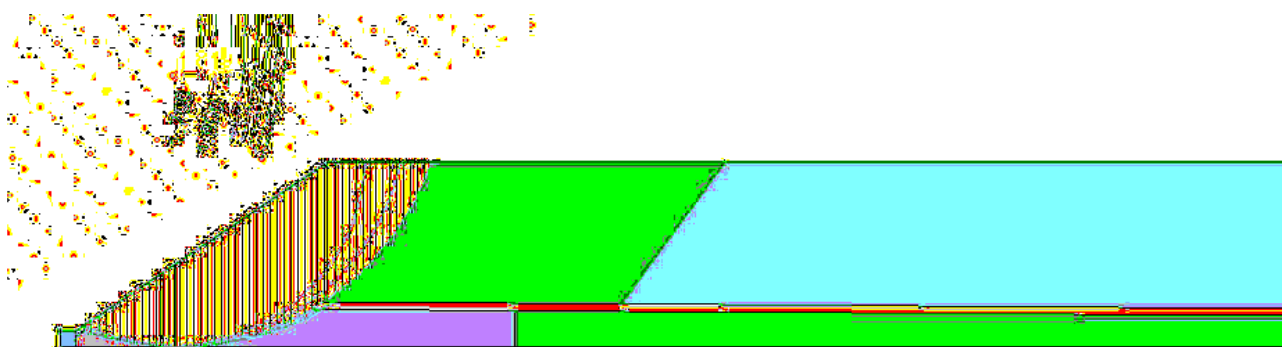
Come si può osservare nei grafici successivi, nonostante le ipotesi altamente cautelative utilizzate, i risultati sono soddisfacenti in tutte le configurazioni di progetto ed in tutte le condizioni di analisi. I fattori di sicurezza maggiori si hanno ovviamente nella prima fase progettuale, mentre vanno diminuendo in seconda fase per raggiungere il minimo fattore di sicurezza nella fase finale ed in condizione di evento sismico che è stato il valore preso come riferimento nel disegno del layout progettuale. Le analisi di stabilità potranno e dovranno comunque essere nel tempo aggiornate, in occasione dei rinnovi quinquennali delle autorizzazioni, anche in ragione di ulteriori analisi delle caratteristiche geotecniche da eseguire sui rifiuti conferiti, che potranno modificare le ipotesi progettuali sul profilo morfologico finale della discarica. In questa fase, come detto precedentemente, è stata fatta una scelta conservativa, utilizzando il limite inferiore dei parametri di resistenza emersi nei diversi tipo di prove sin qui eseguite.



Sezione A' – A' – Analisi fase 1 in condizioni drenate.

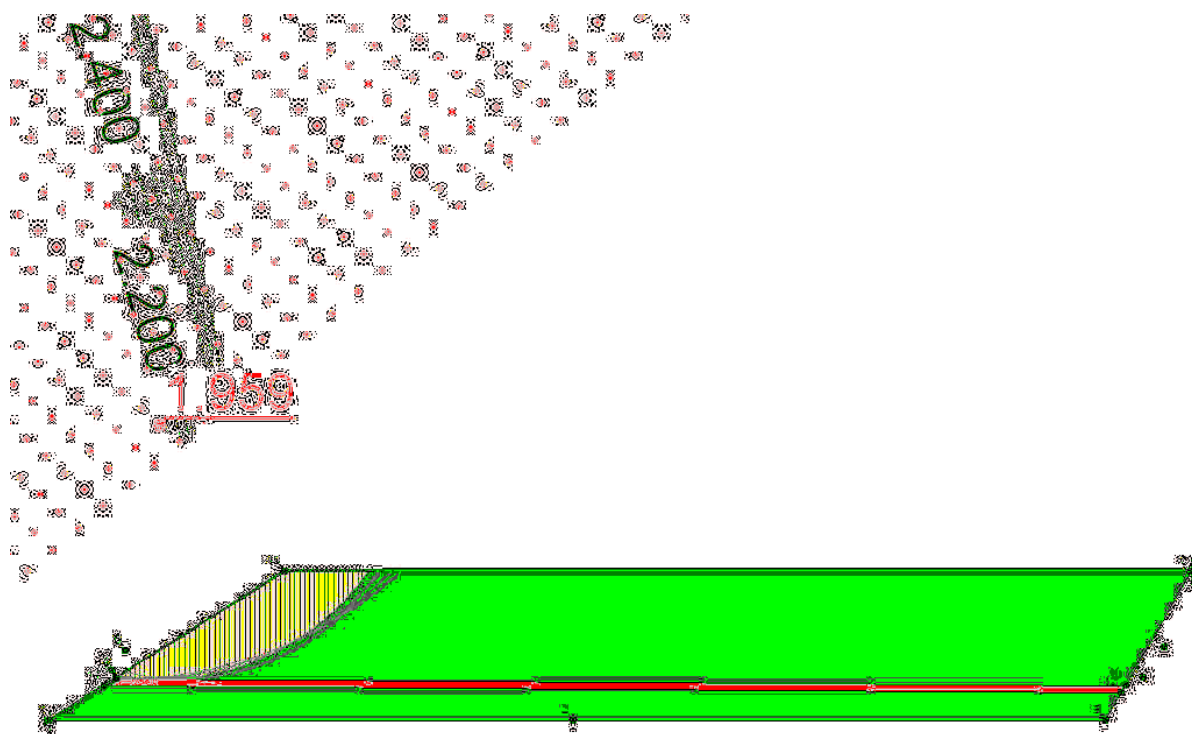


Sezione A' – A' – Analisi fase 1 in condizioni drenate + acqua.

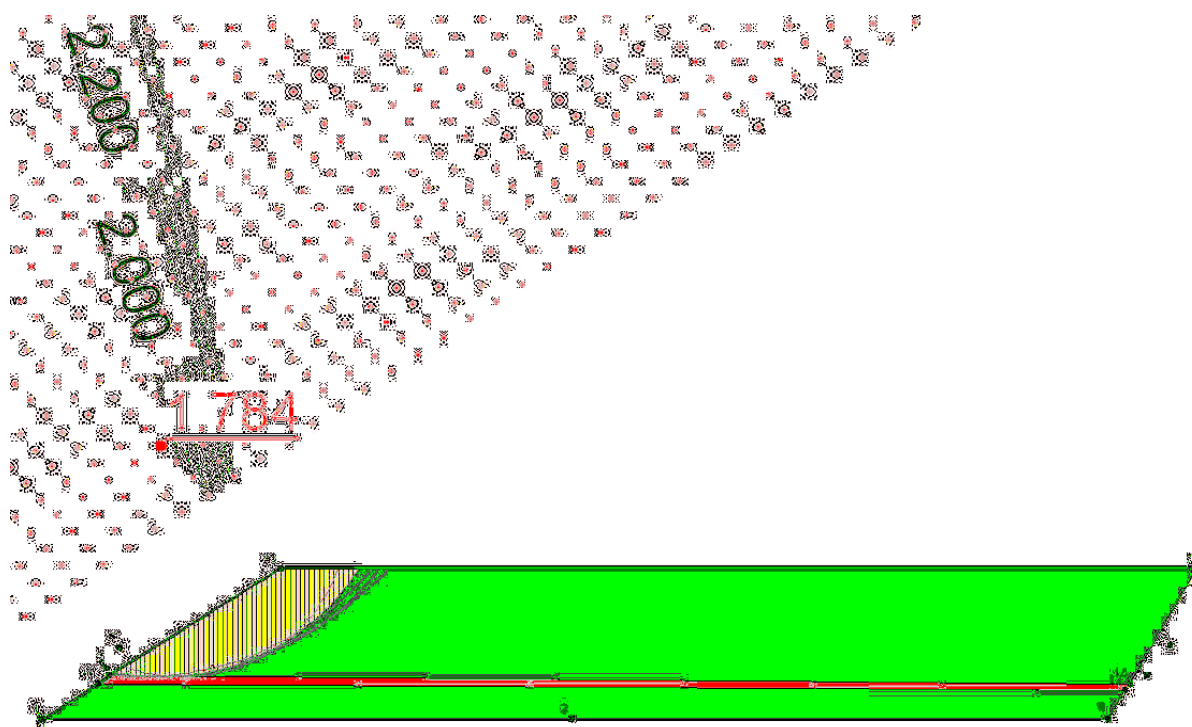


Sezione A' – A' – Analisi fase 1 in condizioni drenate + acqua + sisma.

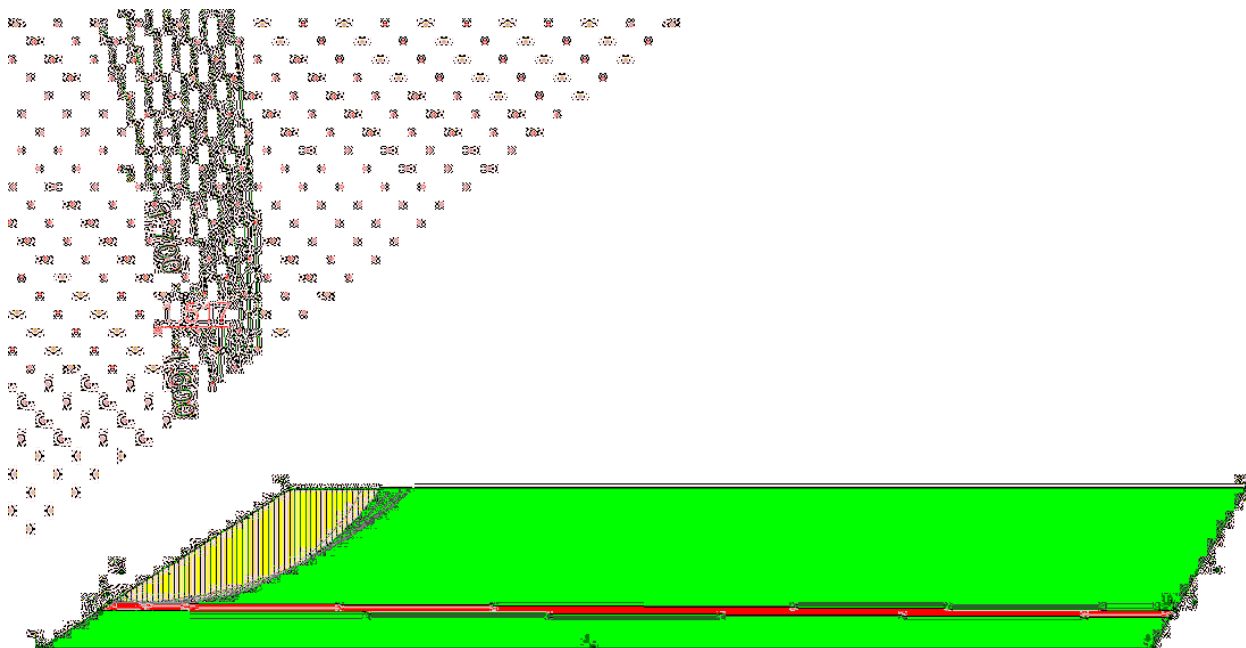




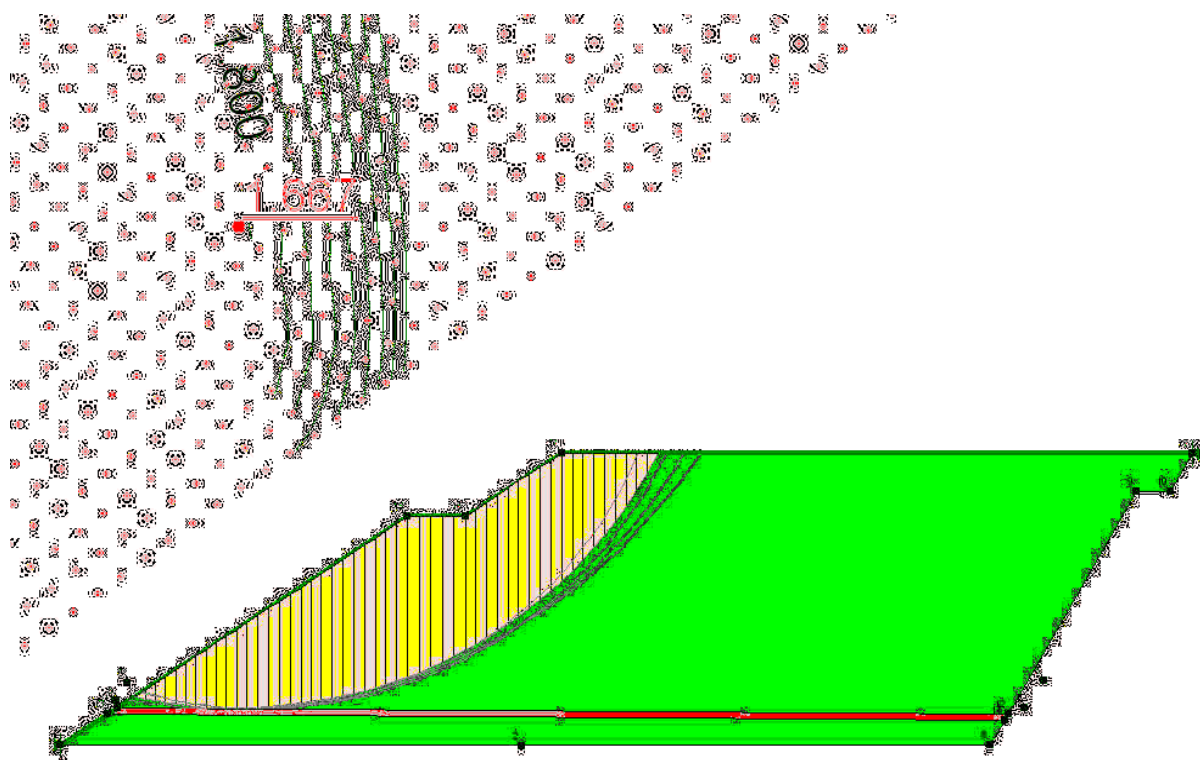
Sezione B – B – Analisi fase 1 in condizioni drenate.



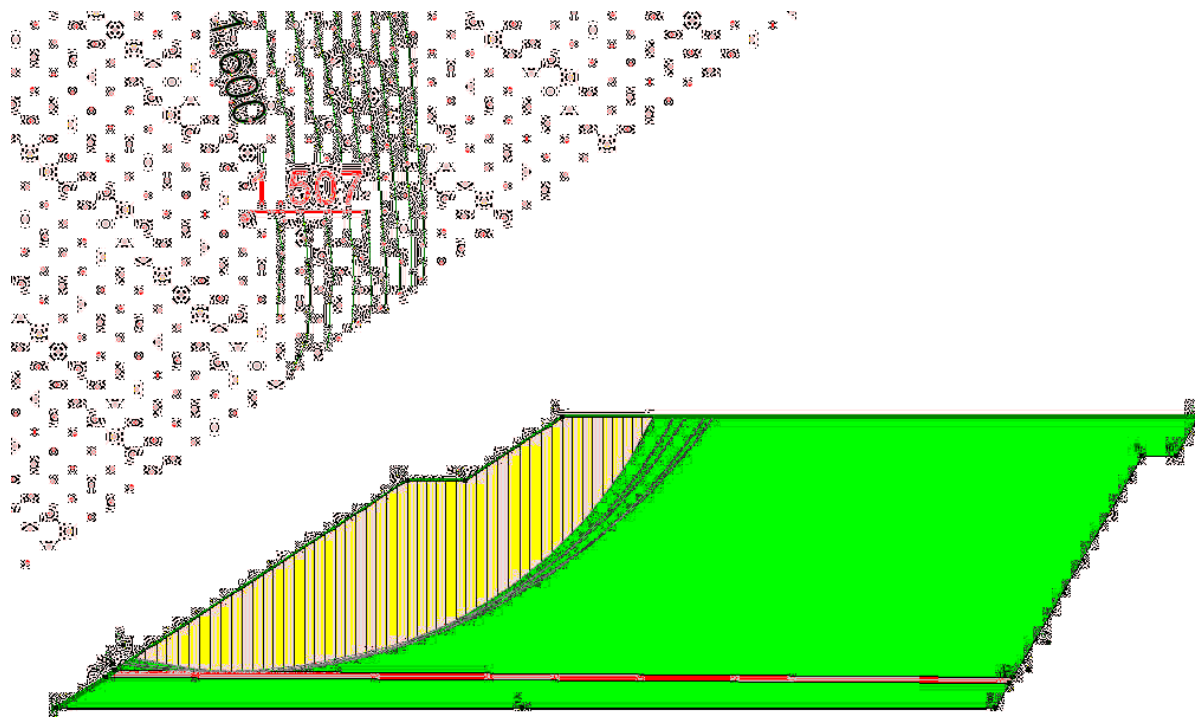
Sezione B – B – Analisi fase 1 in condizioni drenate + acqua.



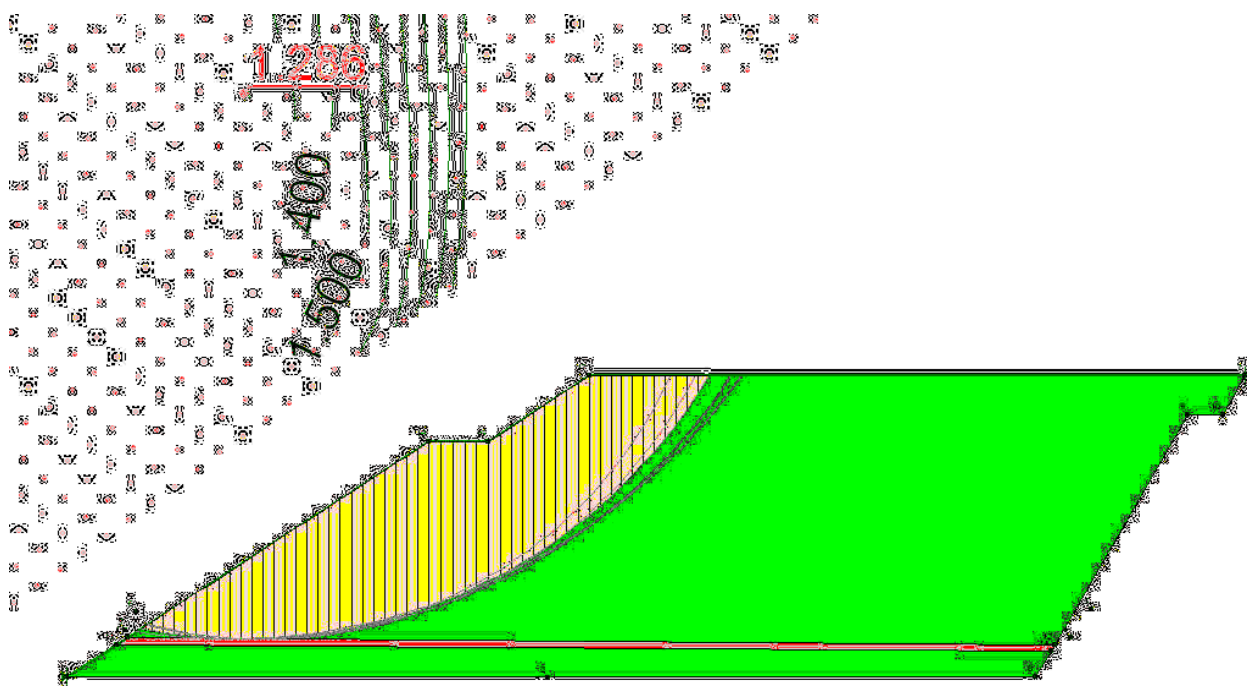
Sezione B – B – Analisi fase 1 in condizioni drenate + acqua + sisma.



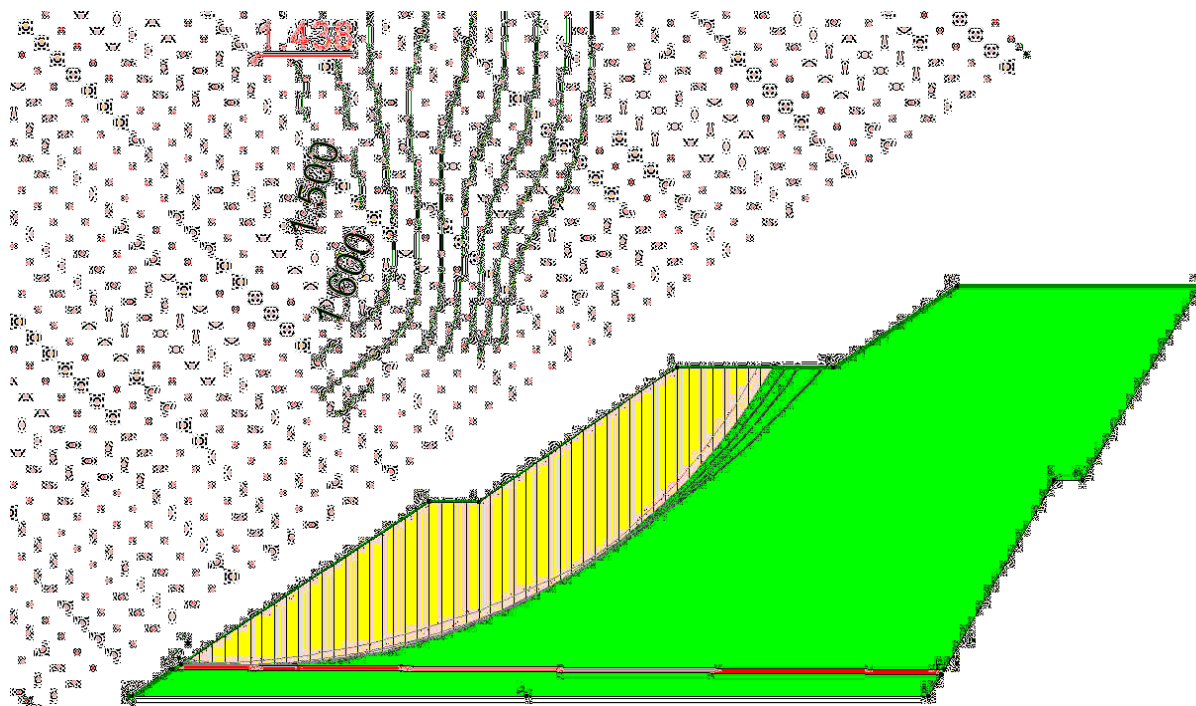
Sezione B – B – Analisi fase 2 in condizioni drenate.



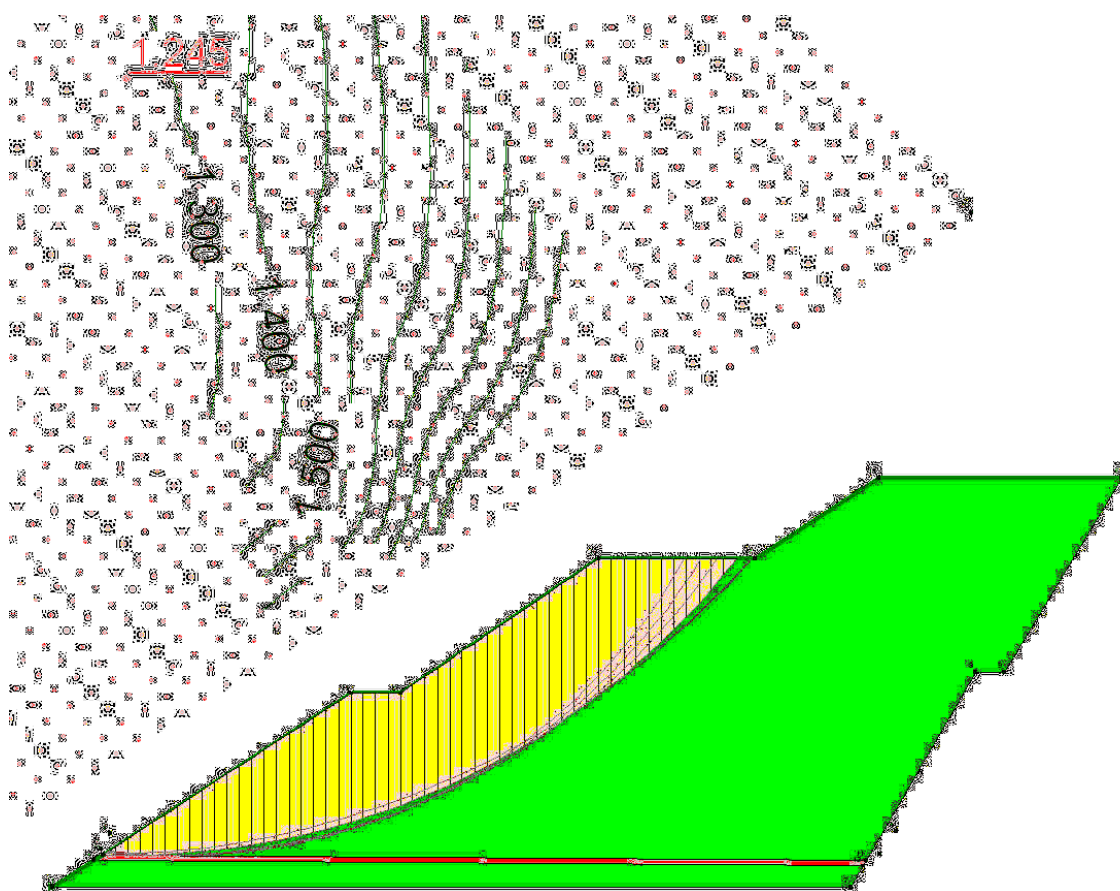
Sezione B – B – Analisi fase 2 in condizioni drenate + acqua.



Sezione B – B – Analisi fase 2 in condizioni drenate + acqua + sisma.

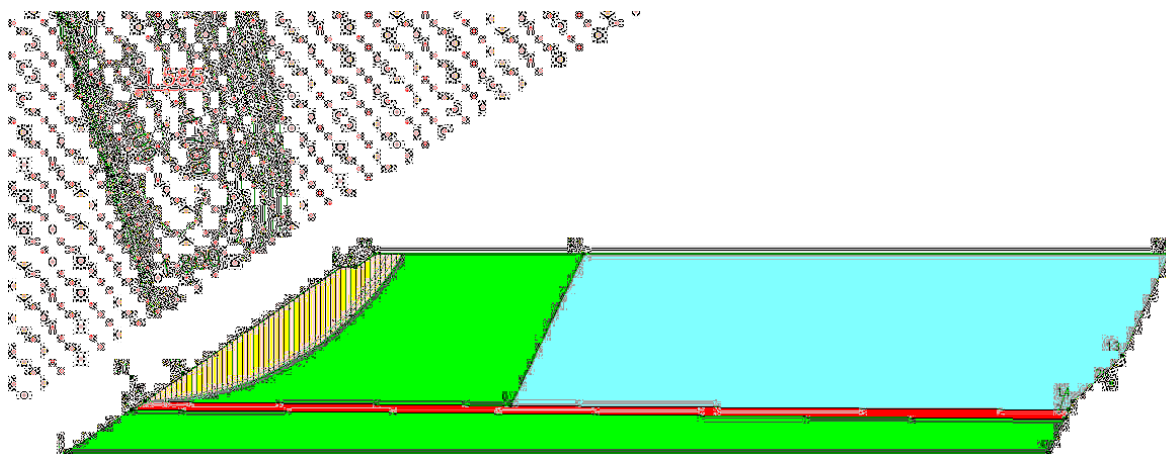


Sezione B – B – Analisi fase finale in condizioni drenate.

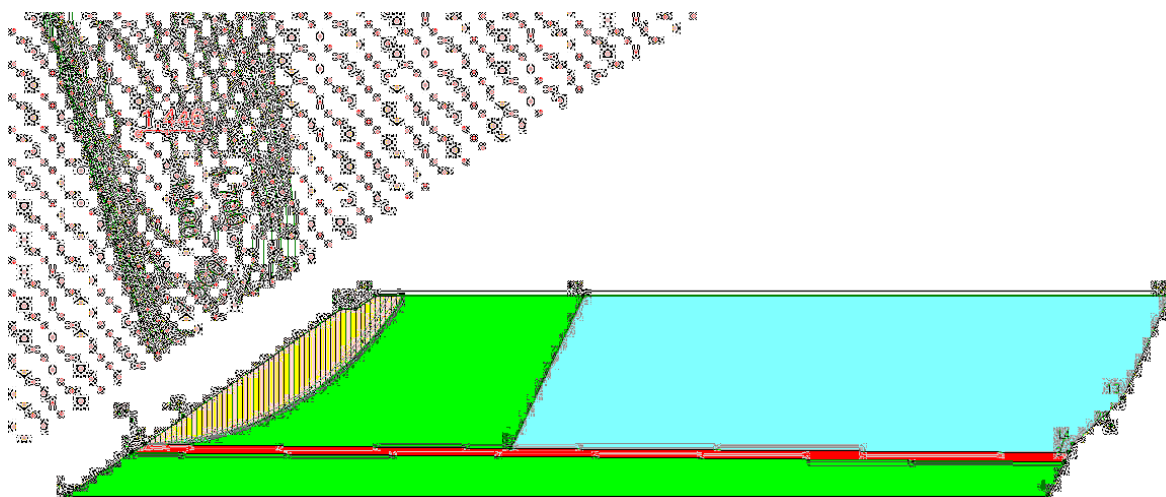


Sezione B – B – Analisi fase finale in condizioni drenate + sisma.

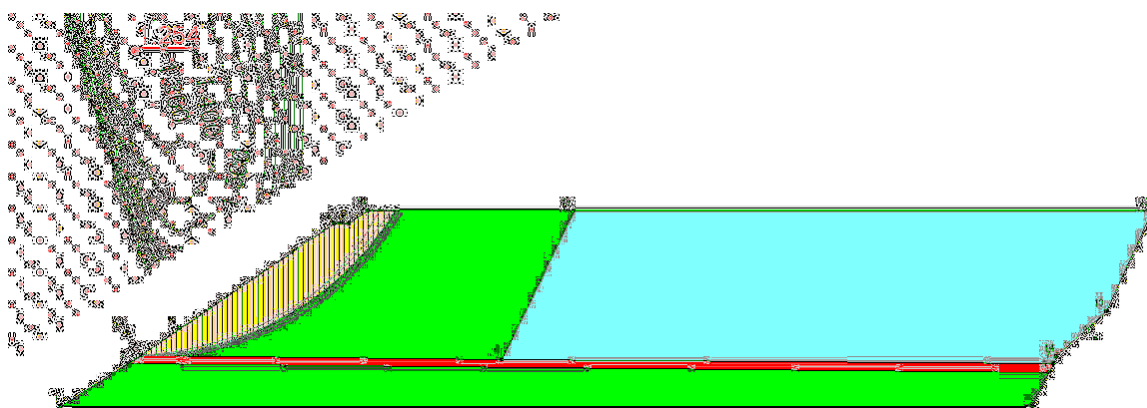




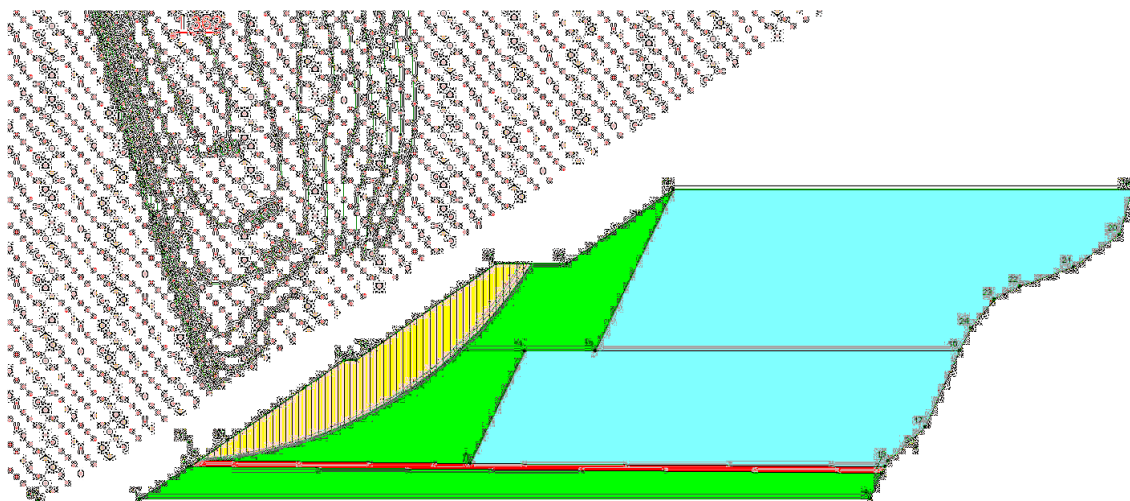
Sezione D – D – Analisi fase 1 in condizioni drenate.



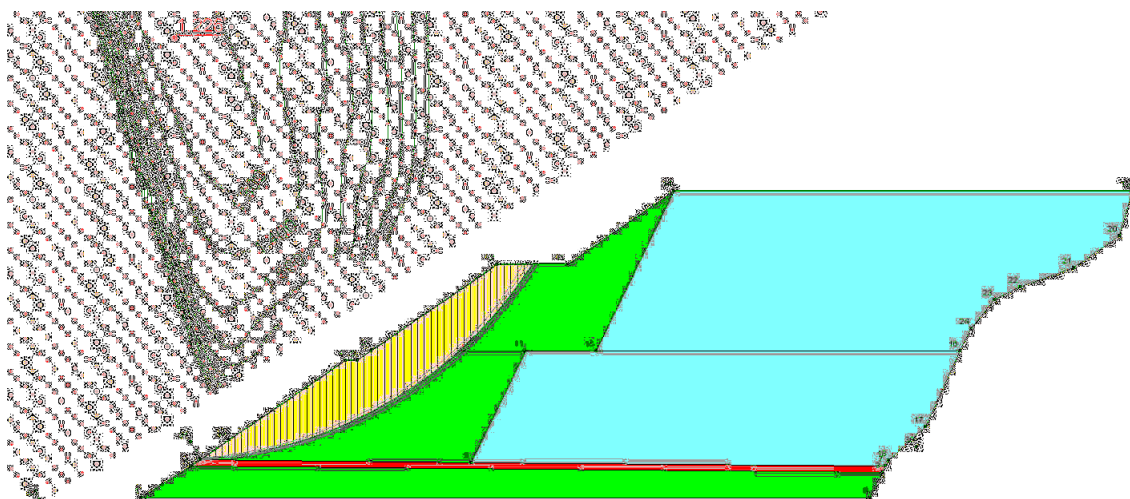
Sezione D – D – Analisi fase 1 in condizioni drenate + acqua.



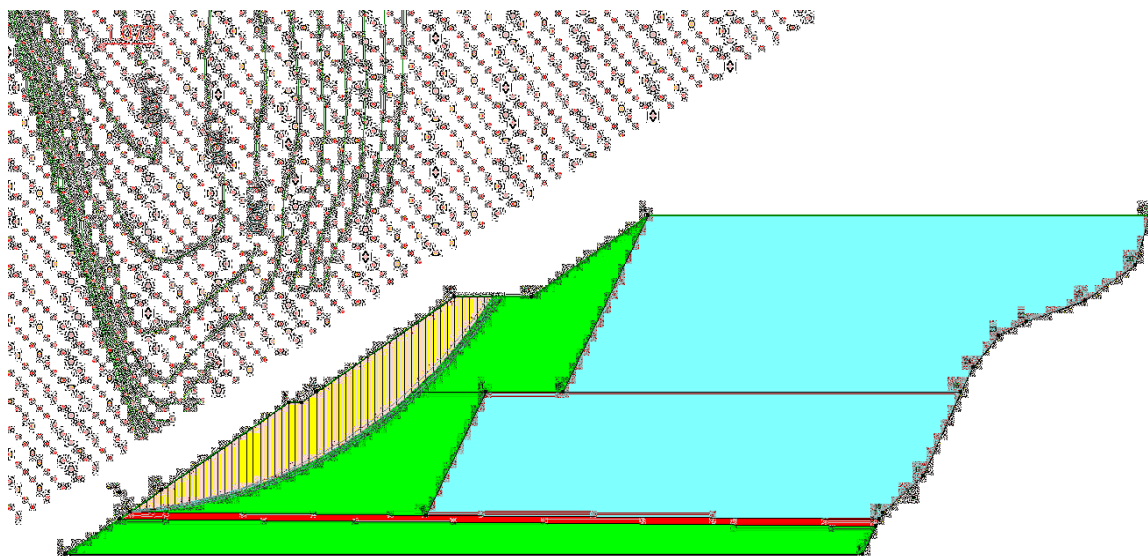
Sezione D – D – Analisi fase 1 in condizioni drenate + acqua + sisma.



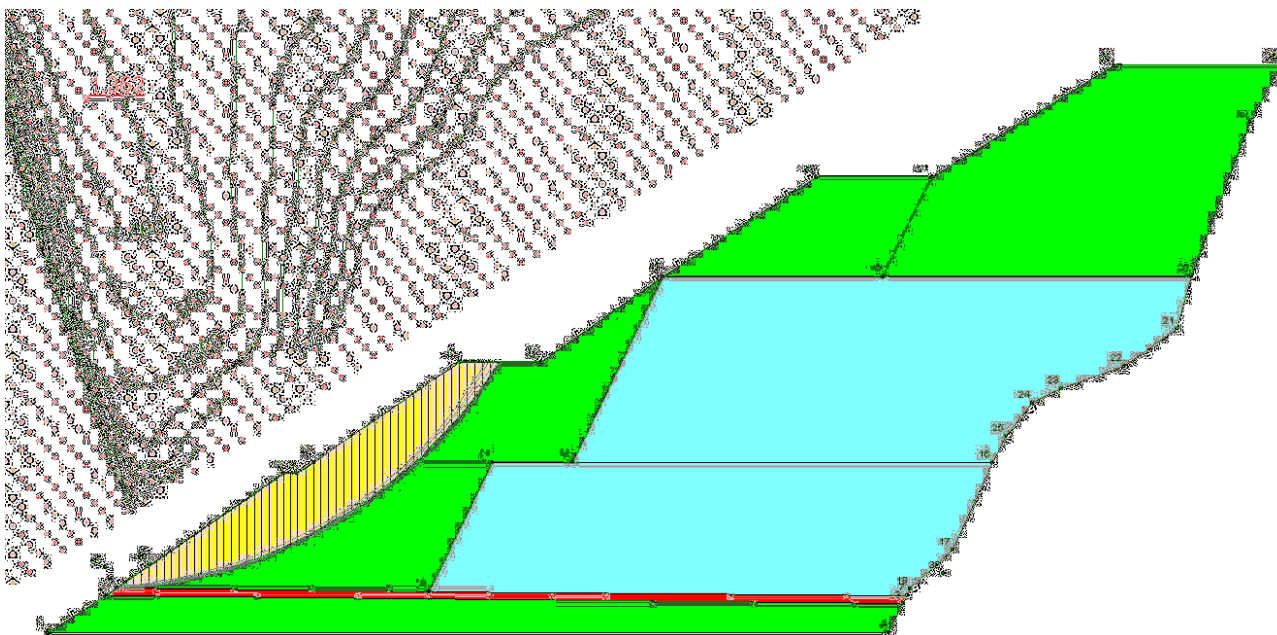
Sezione D – D – Analisi fase 2 in condizioni drenate.



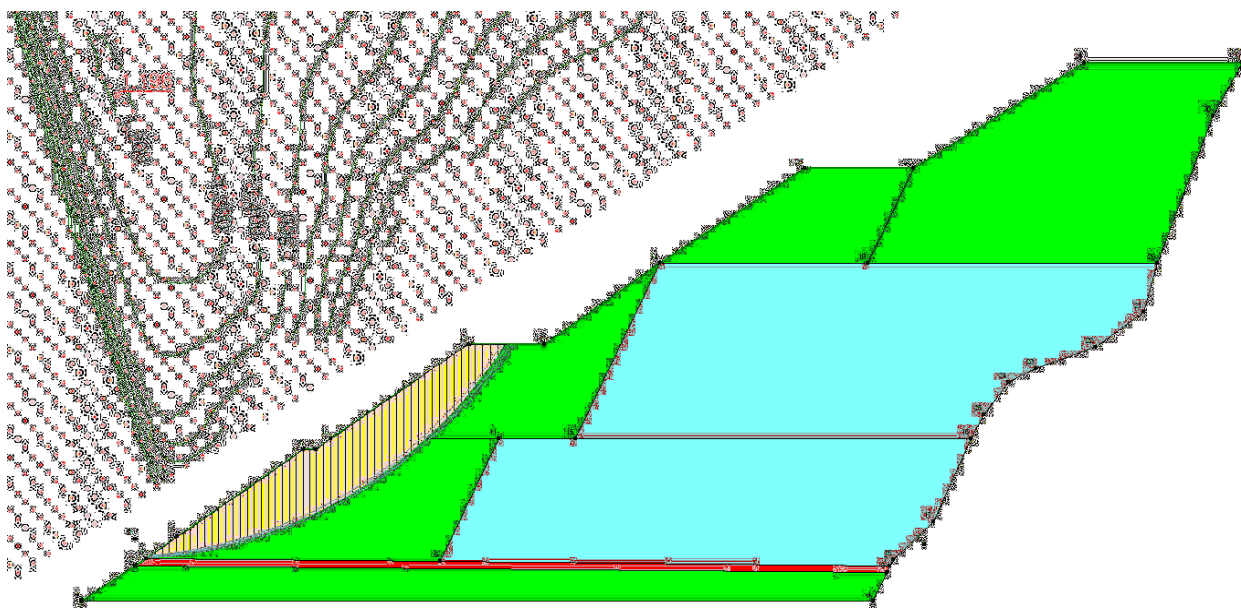
Sezione D – D – Analisi fase 2 in condizioni drenate + acqua.



Sezione D – D – Analisi fase 2 in condizioni drenate + acqua + sisma.

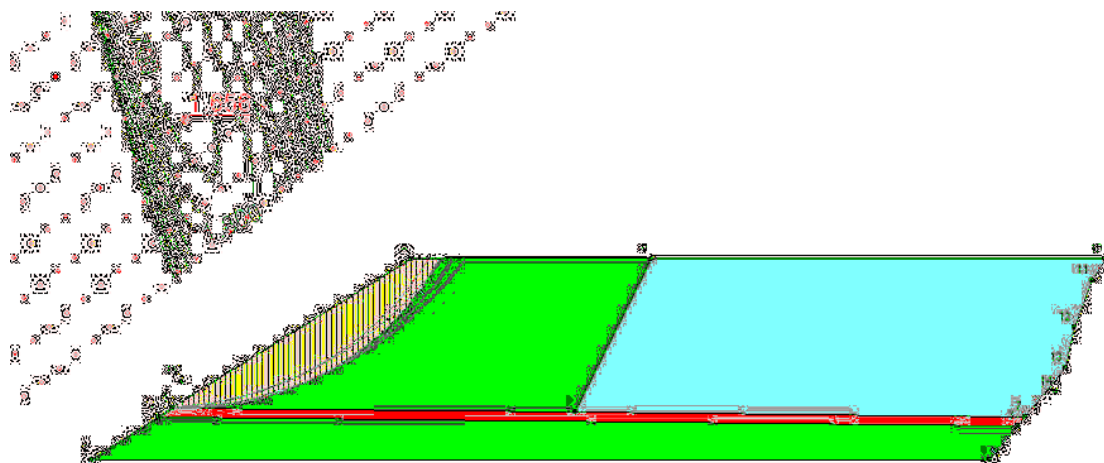


Sezione D – D – Analisi fase finale in condizioni drenate.

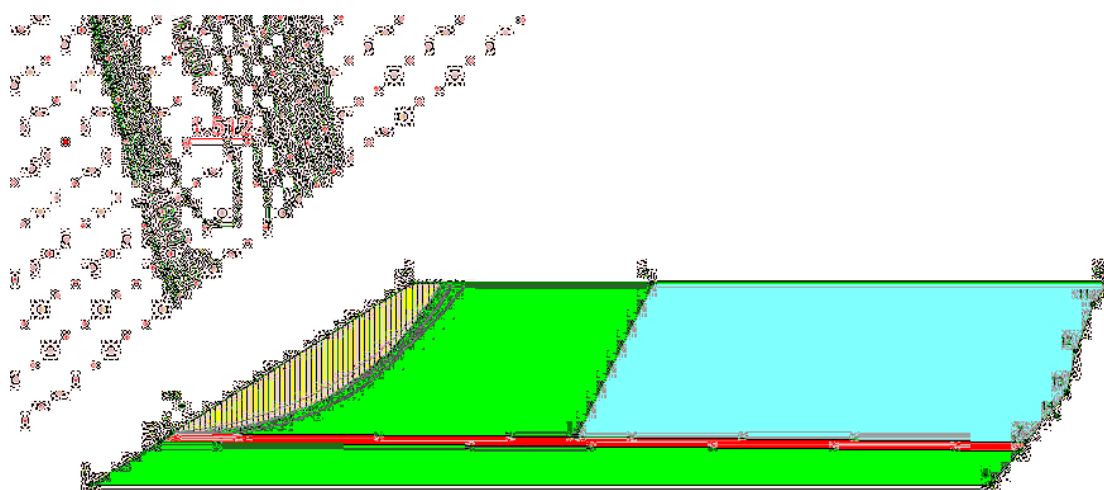


Sezione D – D – Analisi fase finale in condizioni drenate + sisma.

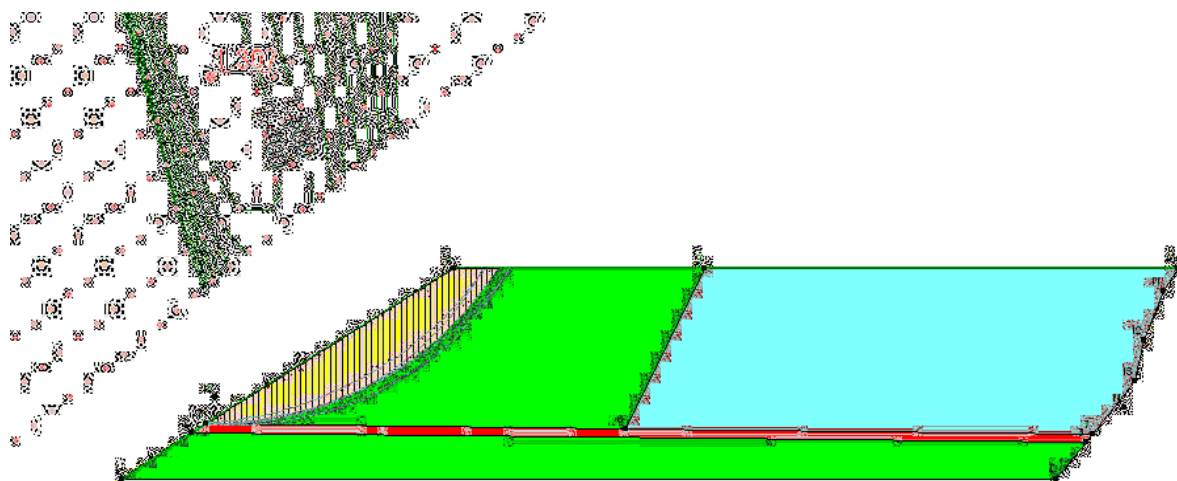




Sezione E – E – Analisi fase 1 in condizioni drenate.

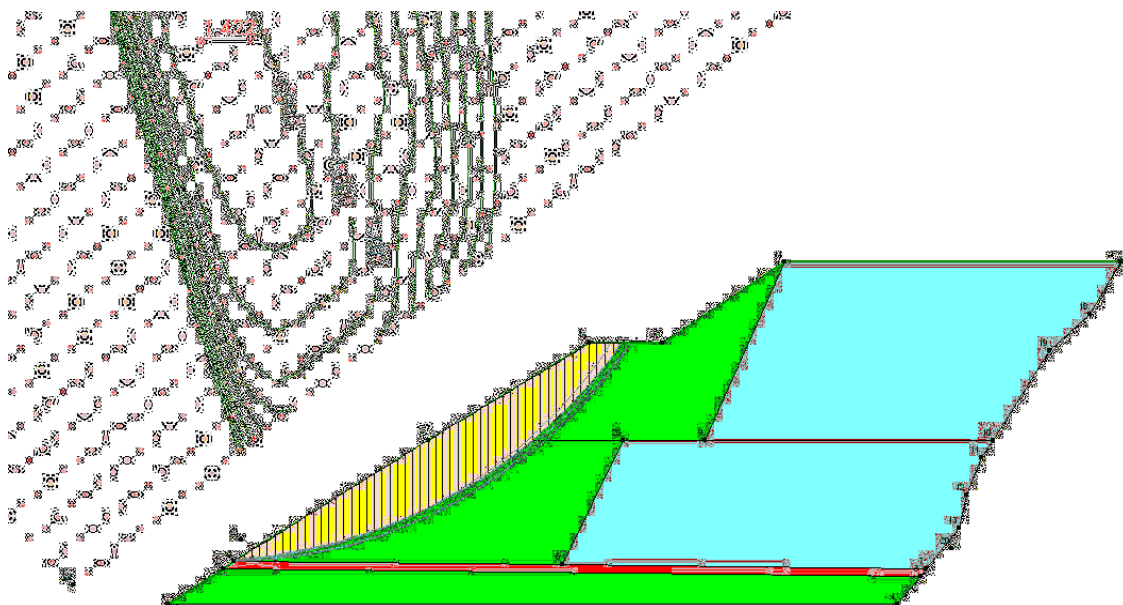


Sezione E – E – Analisi fase 1 in condizioni drenate + acqua.

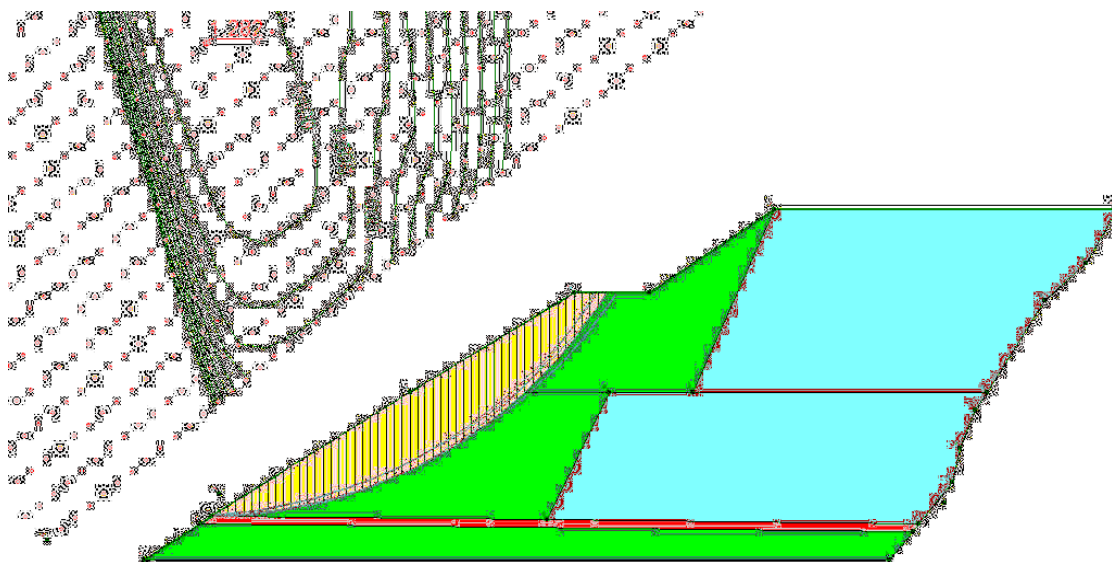


Sezione E – E – Analisi fase 1 in condizioni drenate + acqua + sisma.

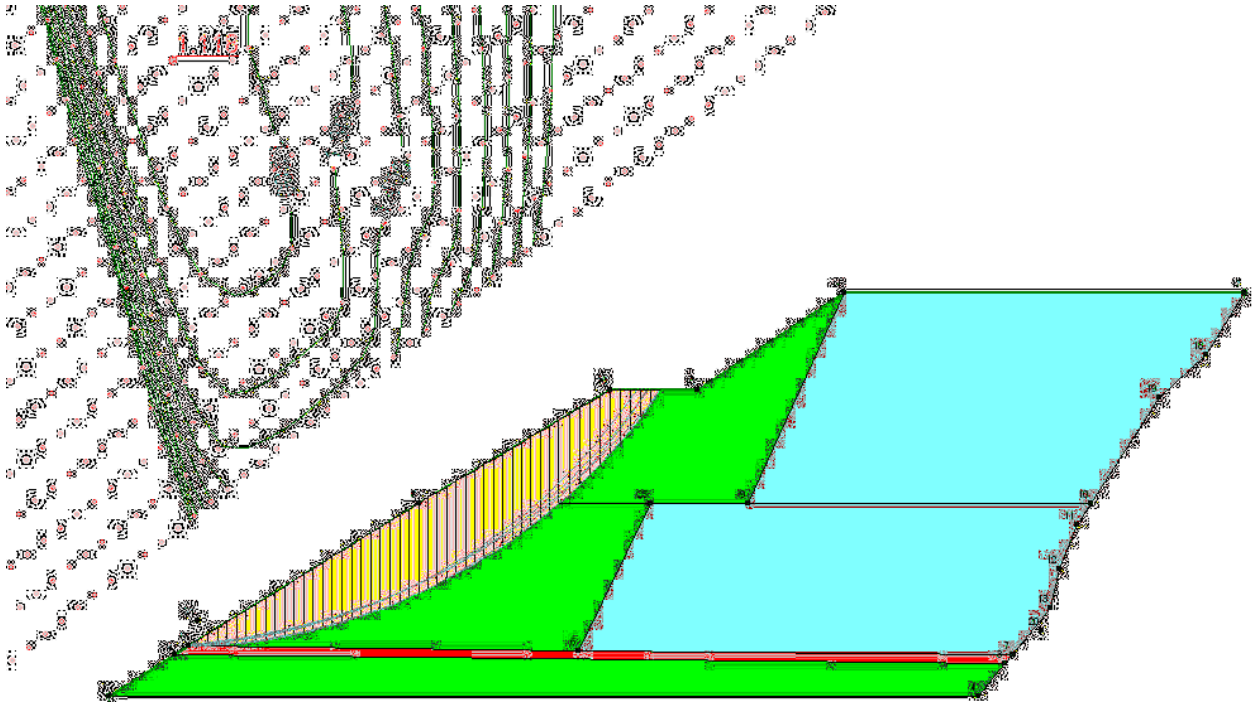




Sezione E – E – Analisi fase 2 in condizioni drenate.



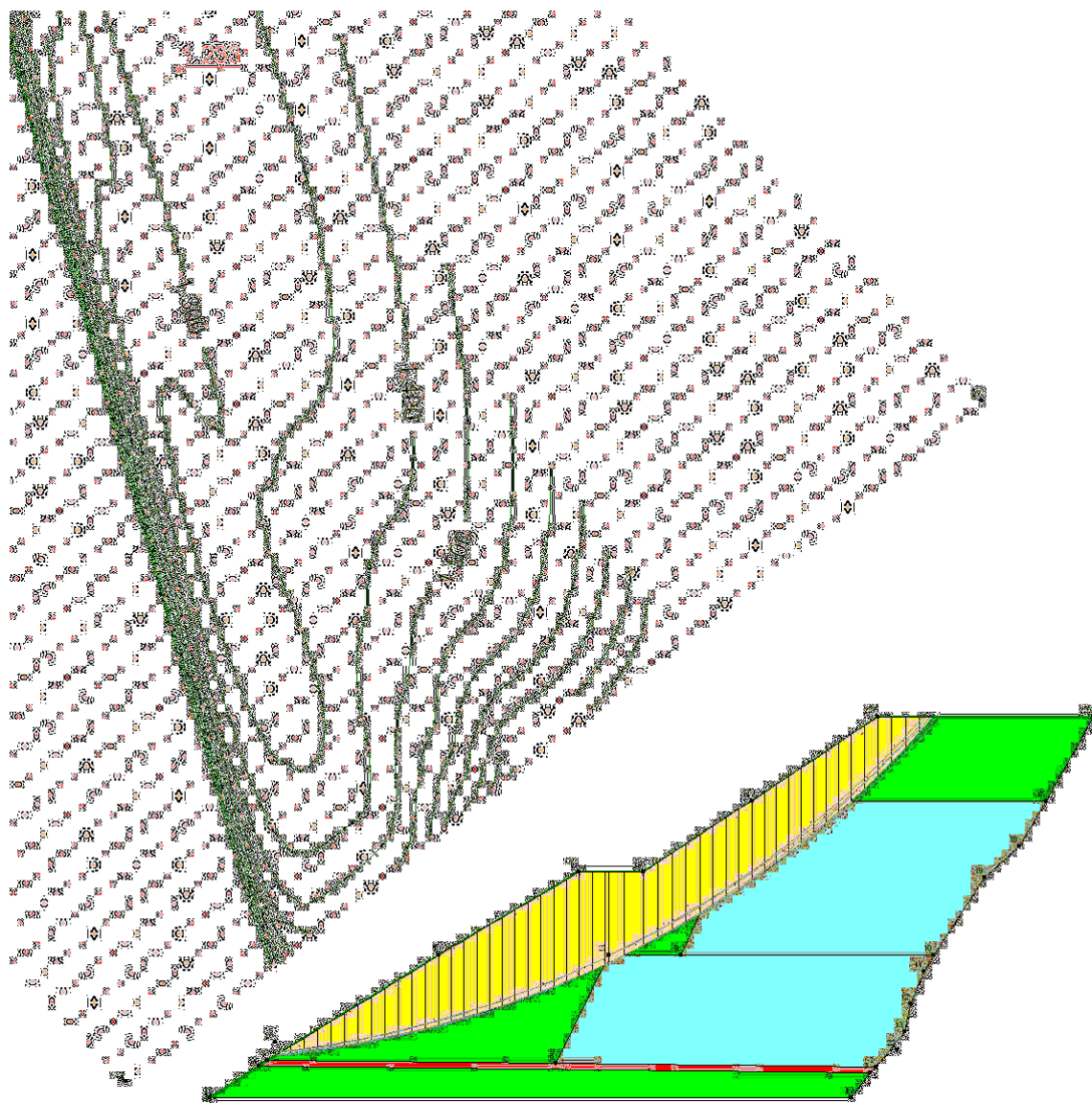
Sezione E – E – Analisi fase 2 in condizioni drenate + acqua.



Sezione E – E – Analisi fase 2 in condizioni drenate + acqua + sisma.



Sezione E – E – Analisi fase finale in condizioni drenate.



Sezione E – E – Analisi fase finale in condizioni drenate + sisma.

Sulla scorta di quanto emerso dalle verifiche sono state quindi elaborate le previsioni progettuali con il fine di garantire nel tempo un'elevata sicurezza della discarica, anche in fase post operativa.

Si sottolinea ancora come il sistema costruttivo porterà in realtà nel tempo ad un aumento dei fattori di sicurezza in relazione al miglioramento delle caratteristiche geotecniche del deposito, conseguenza del costipamento e del drenaggio ragion per cui si ritiene importante eseguire nel tempo con cadenza periodica, ad esempio quinquennale, una misura delle caratteristiche di resistenza del rifiuto via via consolidato per aggiornare verifiche di stabilità. Il sistema di copertura, nella fase post operam, consentirà poi di evitare l'infiltrazione di acque nel corpo dei rifiuti e, quindi, di mantenere nel tempo le buone condizioni di stabilità acquisite.

### **Portanza di base e assestamenti del corpo di discarica**

L'argomento è stato trattato nelle sue linee essenziali già nel progetto sottoposto a VIA. Tutte le analisi condotte, sia nei rifiuti già abbancati che per le miscele sul campo sperimentale, hanno dato indicazioni concordanti su un comportamento che tende ad esaurire l'assestamento principale entro breve tempo (elevati valori dei coefficienti di consolidazione), certamente entro il periodo di conferimento del gradone successivo, pari a 1-1.5 anni, e che quindi può essere recuperato, in termini di quota progettuale, integralmente nel corso dell'esecuzione del successivo gradone. Nel progetto sopra citato, per favorire tale assestamento, si era altresì modificato l'intervallo in altezza dei successivi strati drenanti, abbassandolo a 5 m, così da aumentare l'efficacia dell'espulsione d'acqua dallo strato dei rifiuti quale principale elemento di realizzazione dell'assestamento. Inoltre si era valutato in massimo 13 cm l'assestamento ipotizzabile nel periodo di costruzione di un gradone valore non in grado di compromettere in alcun modo la continuità sia del vecchio fondo che del nuovo, anche in considerazione delle elevate caratteristiche di portanza sia dei rifiuti abbancati attualmente. I dati ricavati in laboratorio e le verifiche riportate nella relazioni allegate al progetto sottoposto a VIA confermavano infatti come le capacità portanti, ovvero la resistenza a rottura del fondo e del materiale abbancato, siano significativamente più elevati dei carichi trasmessi dal materiale che verrà ad essere accumulato al termine della fase 3.

Inoltre in questa trattazione si sono valutate le sollecitazioni che agiscono nella cella di amianto presente al di sotto del nuovo strato di fondo in maniera tale da verificarne la sua integrità con il procedere del conferimento dei rifiuti.

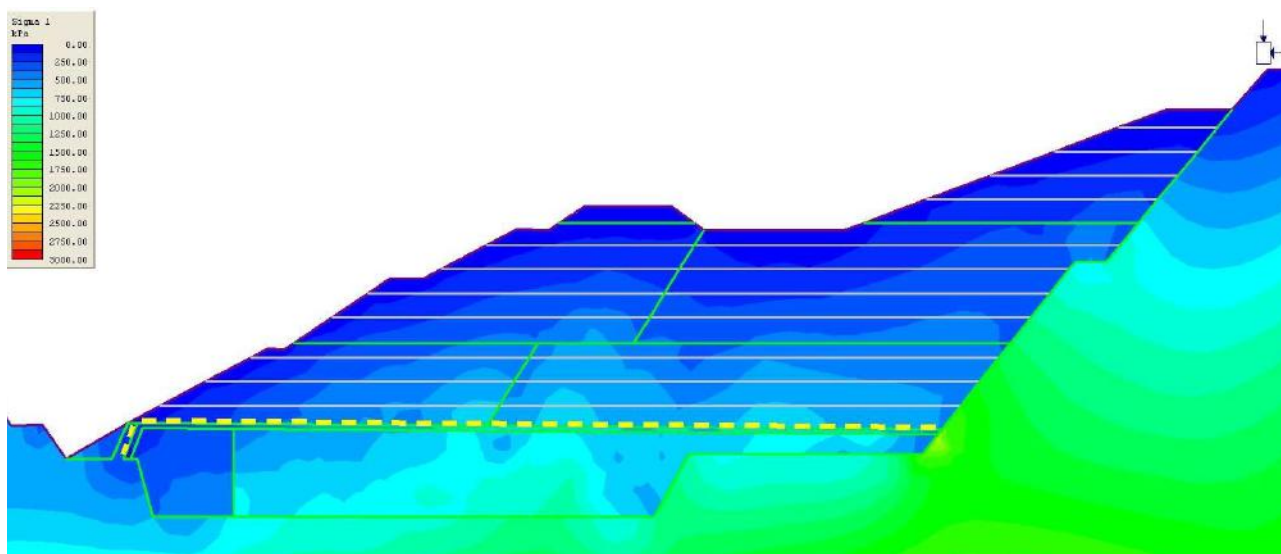
Allo scopo è stata eseguita anche una modellazione fem della discarica nella sua configurazione finale lungo la sezione A – A che contiene come detto anche la cella di amianto che si trova al di sotto del nuovo fondo, introducendo tutti gli strati di progetto ed i materiali costruttivi con le loro caratteristiche fisiche e di resistenza già note e discusse. Nelle figure a seguire si riportano quindi le sollecitazioni principali, medie e verticali conseguenti, e l'andamento di queste lungo tre query orizzontali di analisi che evidenziano tali variazioni nei tre piani più significativi costituiti dal nuovo strato di fondo (sezione orizzontale 1 – 1), dal piano mediano del materiale abbancato ad oggi (sezione orizzontale 2 – 2) e dal piano mediano del materiale contenente amianto al di sotto del nuovo fondo (sezione orizzontale 3 – 3).

Come si osserva dal complesso delle figure riportate successivamente, in nessun caso e in nessun punto si raggiungono sollecitazioni che si avvicinano in modo significativo a quelle ammissibili determinate nello studio allegato al progetto redatto dal Dott. C.A. Turba.

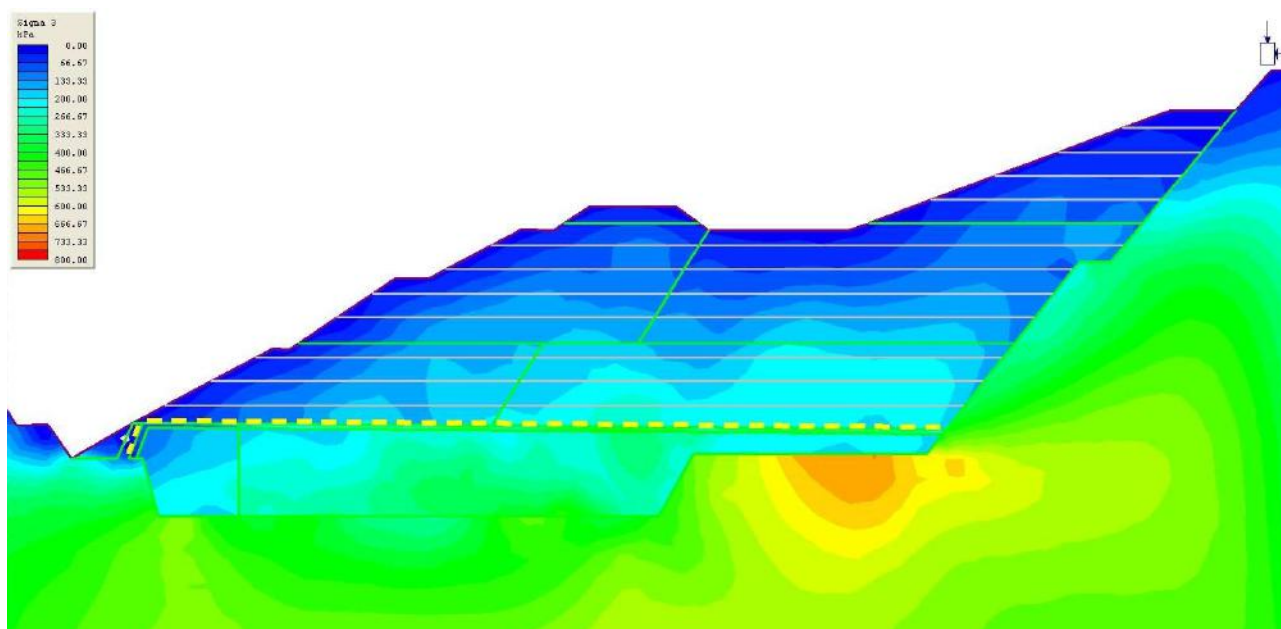
Analizzando in particolare l'andamento delle sollecitazioni lungo la sezione 3 – 3 (zona contenente amianto) si può osservare come queste risultino di entità minore rispetto a quelle valutate nelle precedenti zone esaminate, attestandosi su valori massimi di ca. 3,8 kg/cmq, valori che risultano essere molto inferiori a quelle ammissibili sia per quanto riguarda il materiale di copertura dei big bags (sabbia-marmettola) sia per quanto riguarda loro stessi.

Per quanto concerne la valutazione dei cedimenti di questi rifiuti occorre fare alcune considerazioni preliminari in merito alle caratteristiche del rifiuto conferito in discarica ed alle modalità di conferimento e gestione.

La cella destinata allo smaltimento dell'amianto è riempita con big bags, contenenti rifiuti provenienti da attività di dismissione e bonifica da amianto, conferiti in discarica su palletts. Lo stoccaggio all'interno di questa cella è effettuato per strati ed al termine di ciascuno strato si provvede alla copertura con materiale inerte opportunamente selezionato costituito da terreni non contaminati a granulometria medio fine (sabbia-marmettola). Gli strati di materiale inerte hanno spessore di 15-20 cm e si procede alla compattazione del rifiuto solamente al termine della posa dello strato di materiale inerte e comunque solo quando lo strato di rifiuto contenente amianto risulta completamente coperto da tale copertura intermedia. Durante le operazioni di riempimento con il materiale inerte si procede preliminarmente al ricoprimento degli eventuali vuoti presenti tra big bags adiacenti in maniera tale da creare una struttura quanto più rigida e confinata al fine di limitare gli spostamenti delle big bags. Dunque, operando in questo modo si può ritenere che al momento del conferimento del rifiuto nel livello successivo sopra il nuovo fondo i cedimenti e gli assestamenti dei livelli sottostanti si siano completamente esauriti: gli strati sottostanti si comporteranno in modo pressoché rigido dando origine solamente a cedimenti secondari.

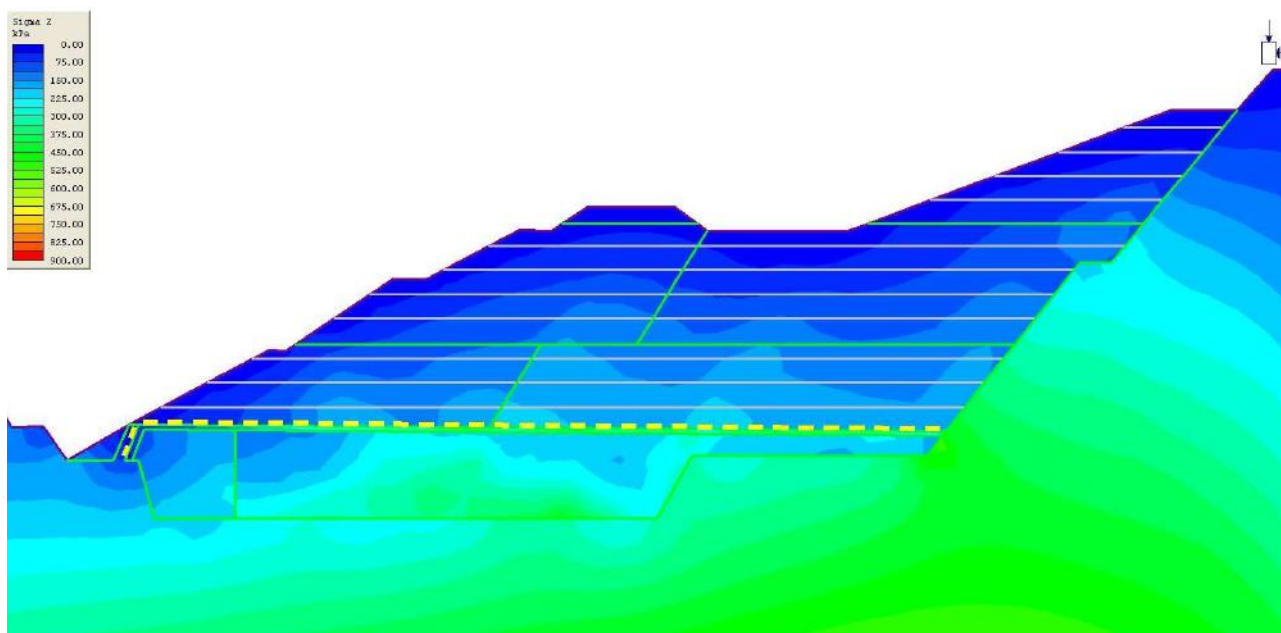


Andamento della tensione principale Sigma 1 nella sezione di progetto A – A.

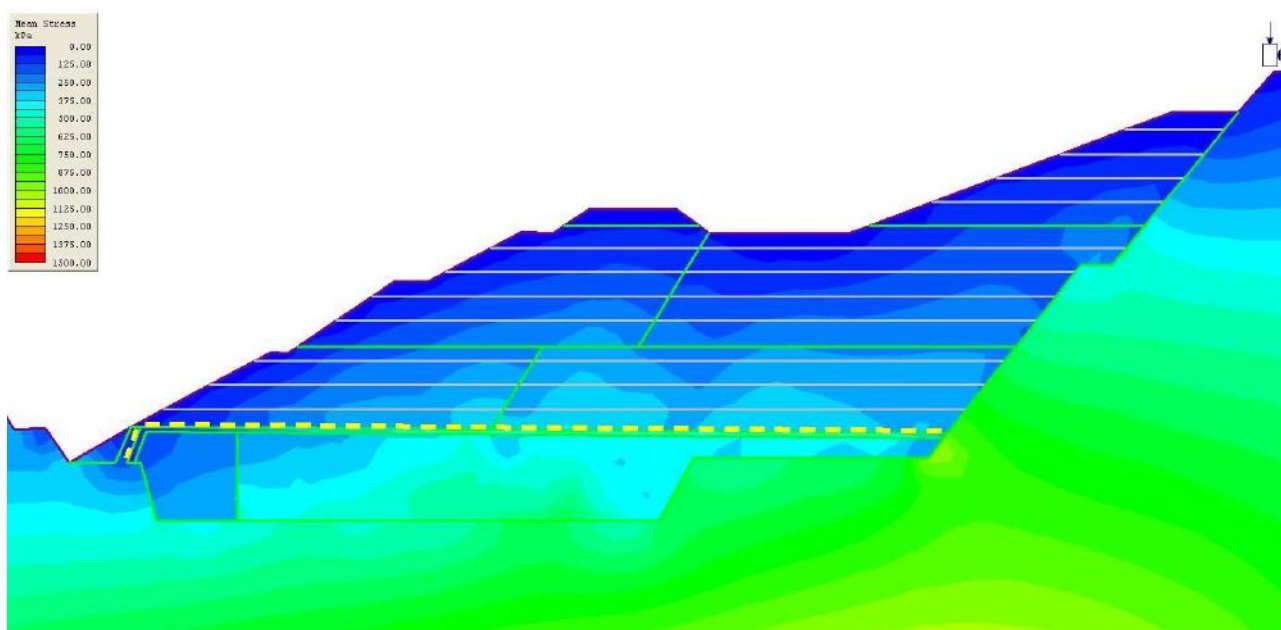


Andamento della tensione principale Sigma 3 nella sezione di progetto A – A.

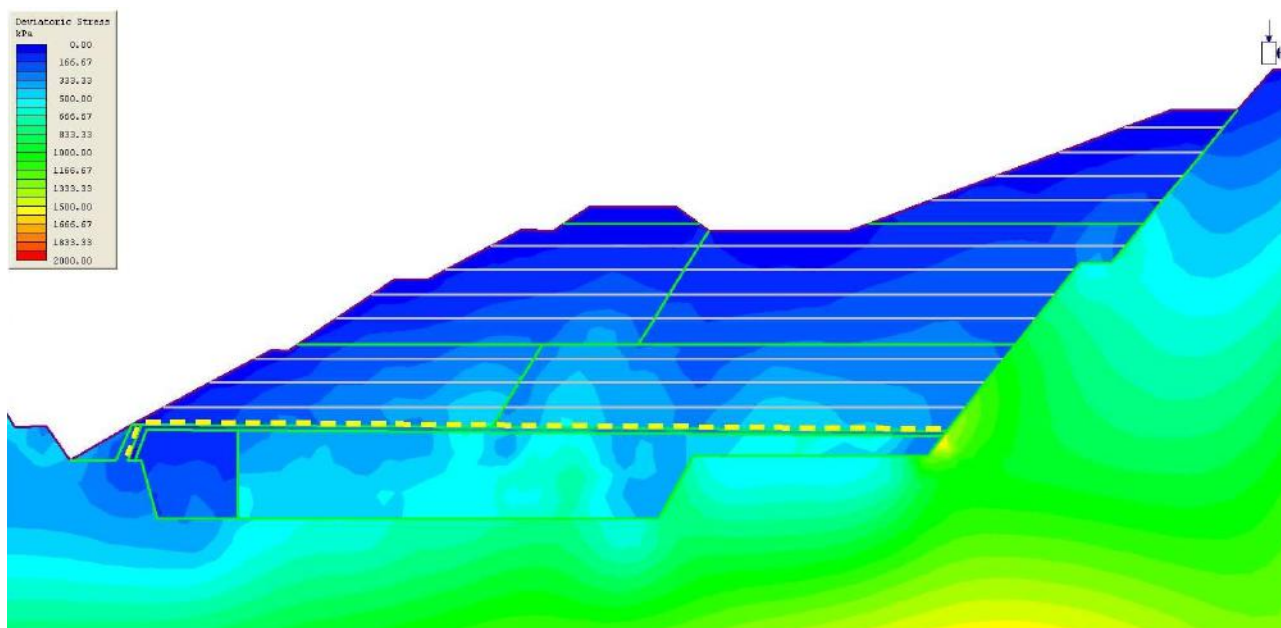




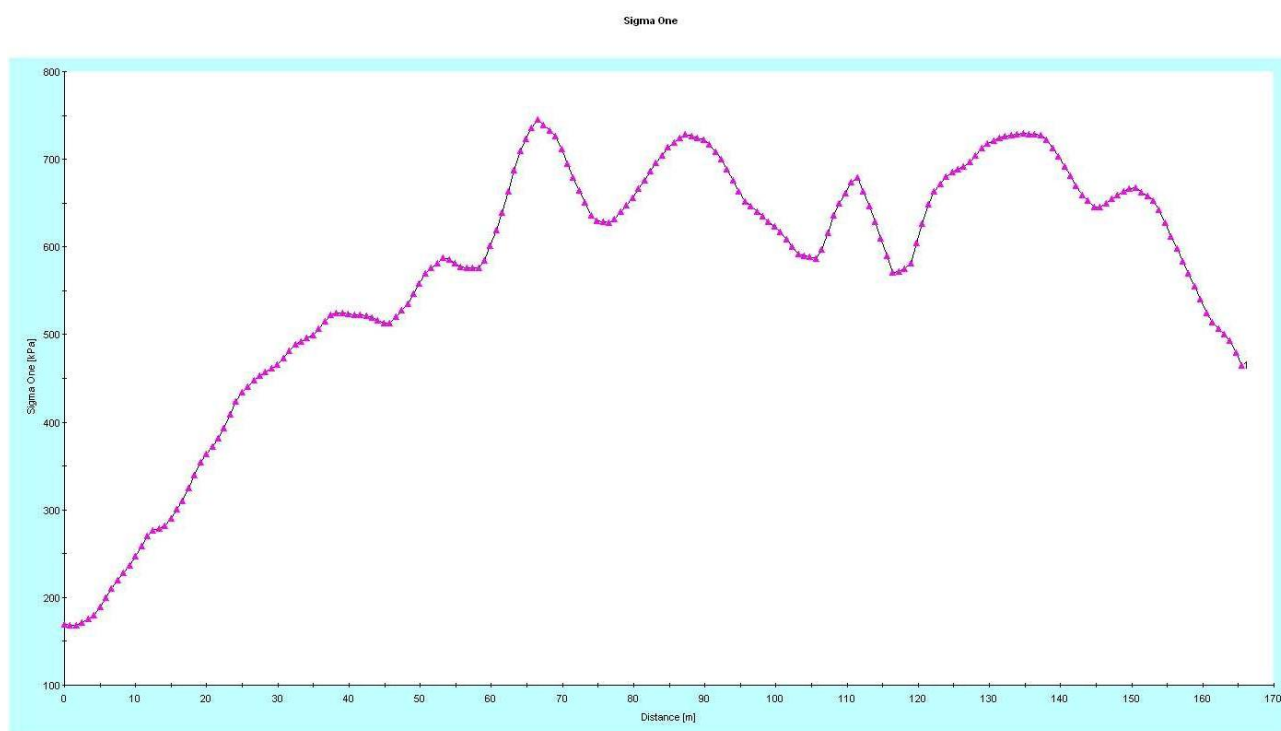
Andamento della tensione verticale Sigma Z nella sezione di progetto A – A.



Andamento della tensione media (mean stress) nella sezione di progetto A – A.

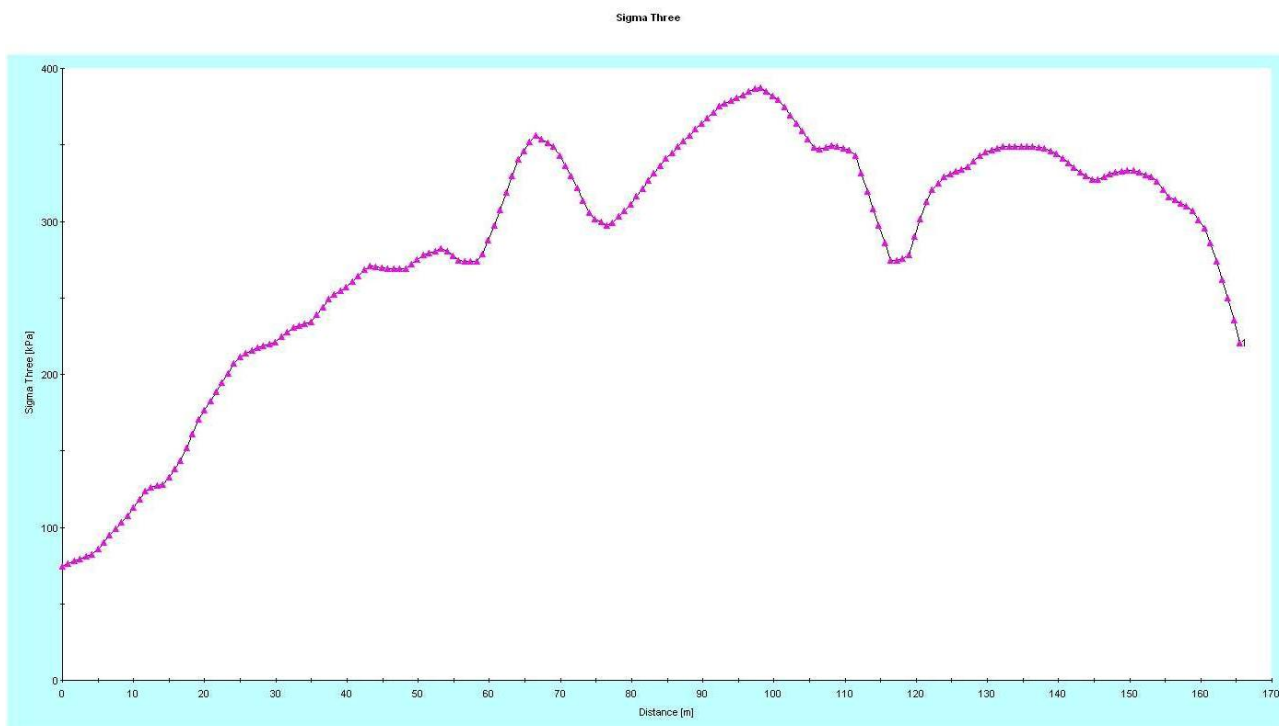


Andamento dello sforzo deviatorico (deviatoric stress) nella sezione di progetto A – A.

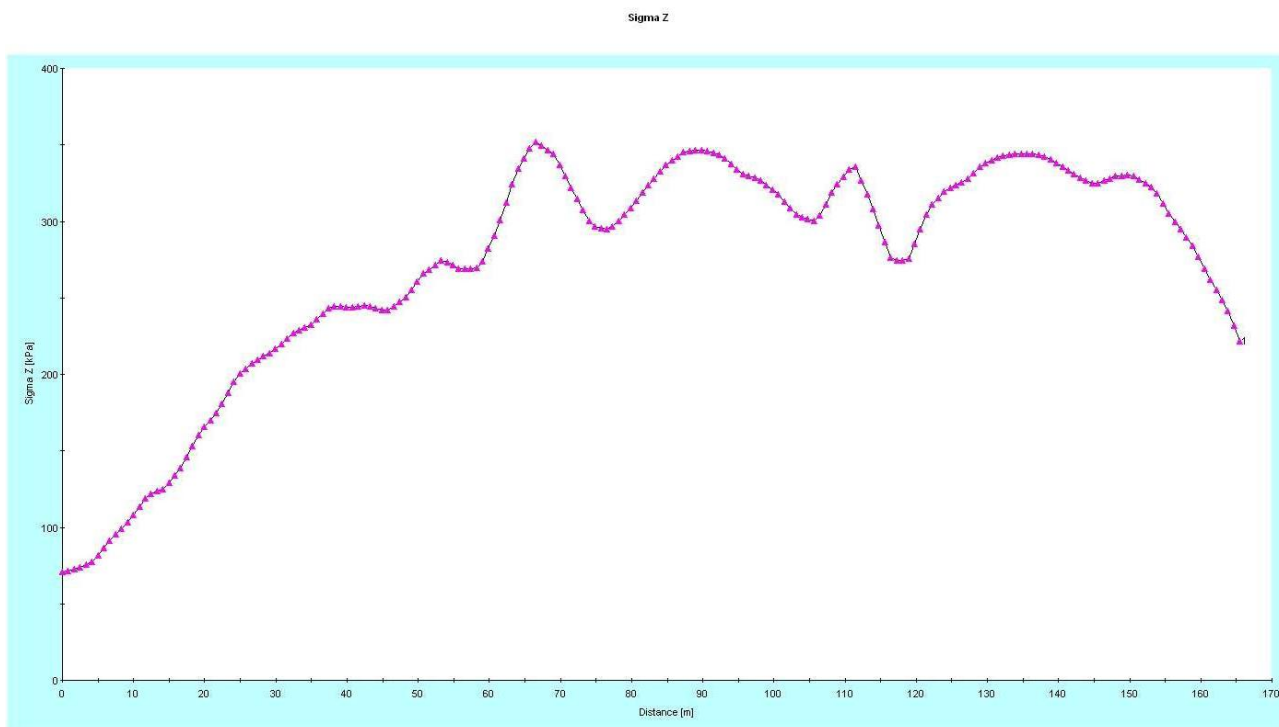


Andamento della tensione principale Sigma 1 lungo il nuovo fondo (sezione 1 – 1)

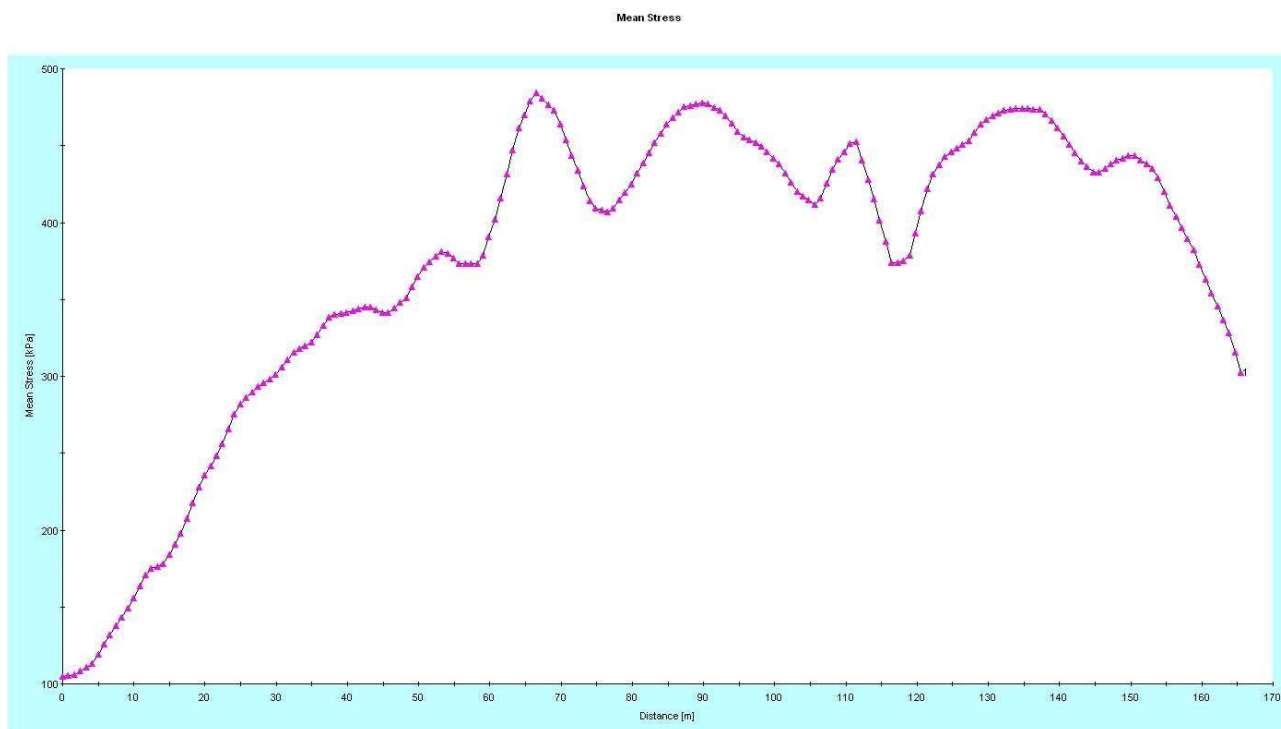




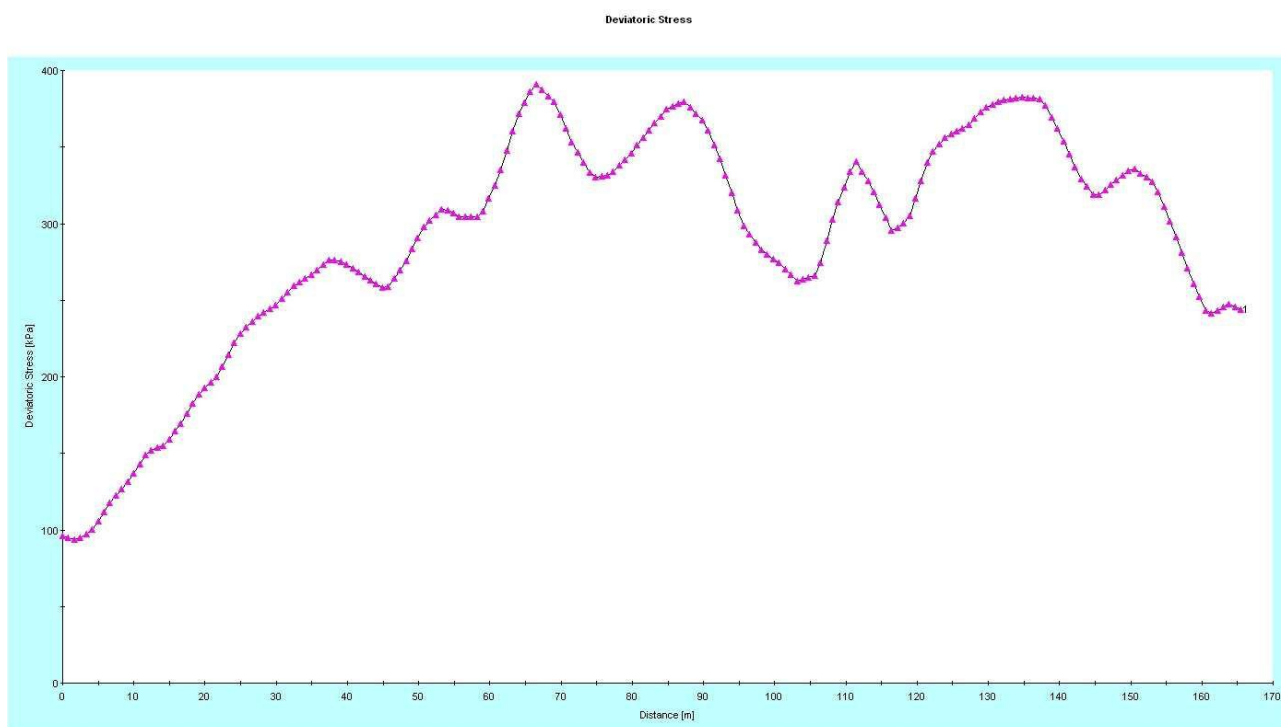
Andamento della tensione principale Sigma 3 lungo il nuovo fondo (sezione 1 – 1)



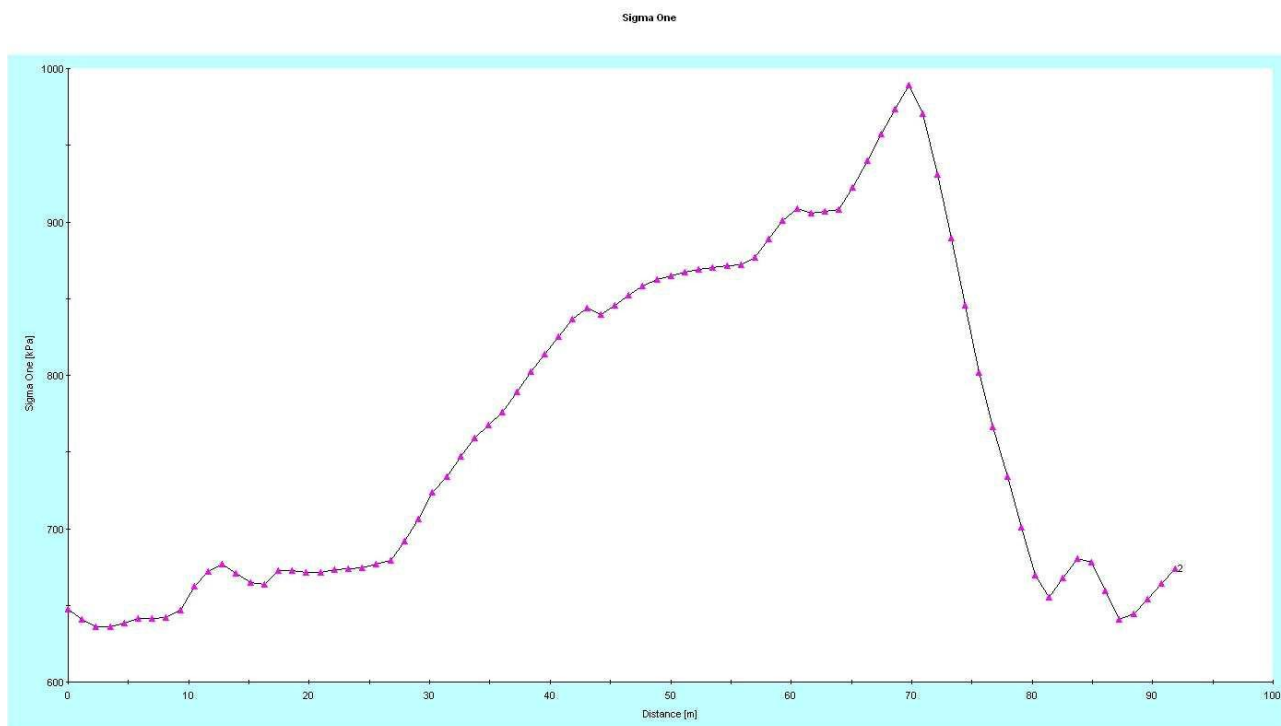
Andamento della tensione verticale Sigma Z lungo il nuovo fondo (sezione 1 – 1)



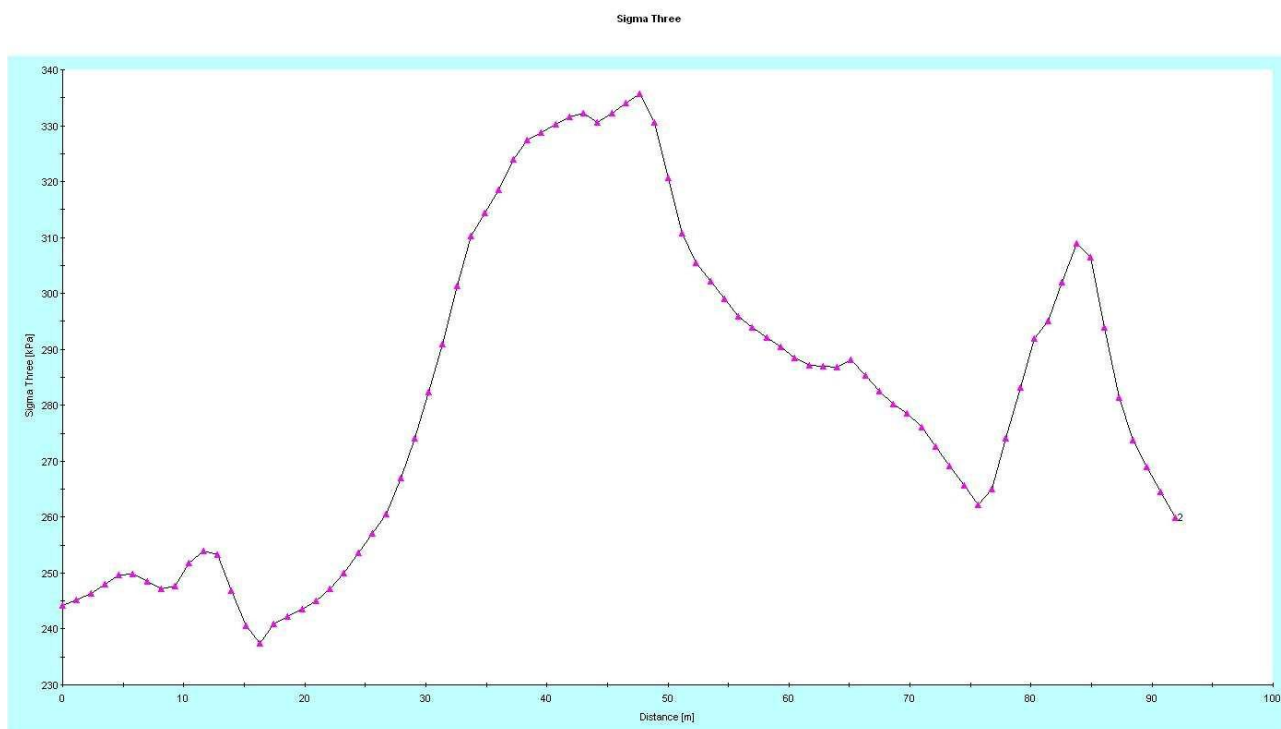
Andamento della tensione media (mean stress) lungo il nuovo fondo (sezione 1 – 1)



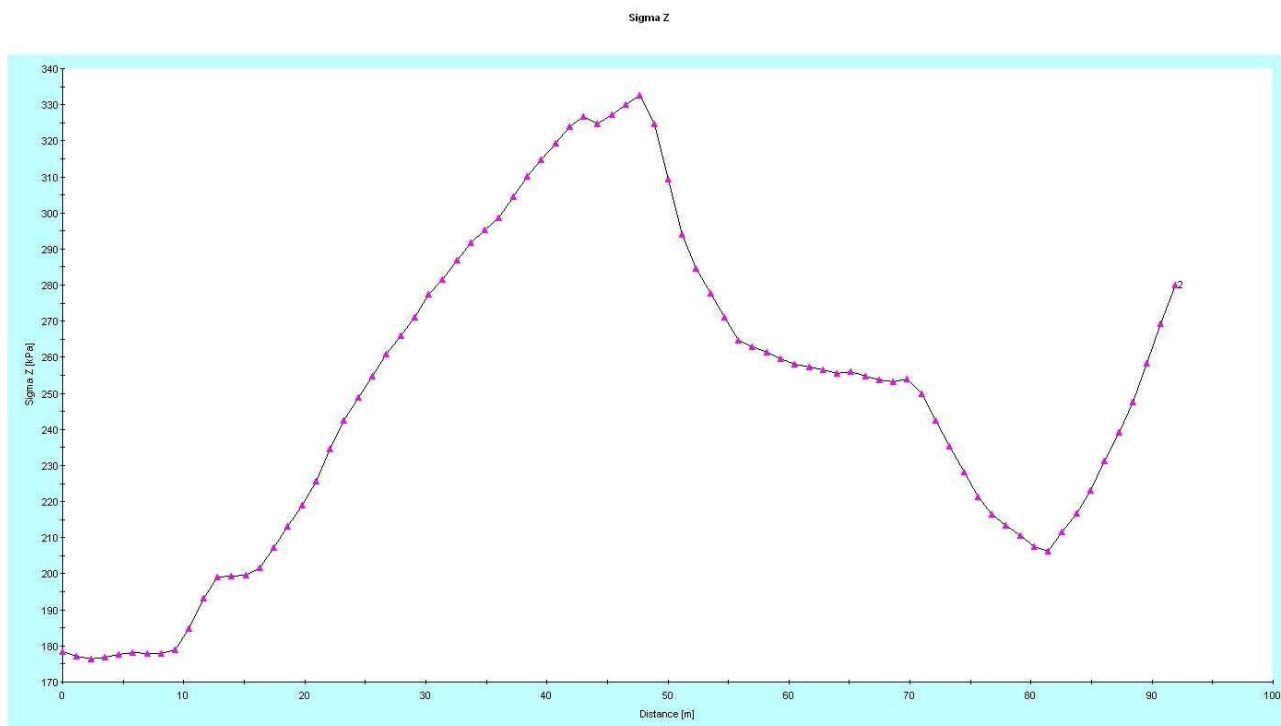
Andamento dello sforzo deviatorico (deviatoric stress) lungo il nuovo fondo (sezione 1–1)



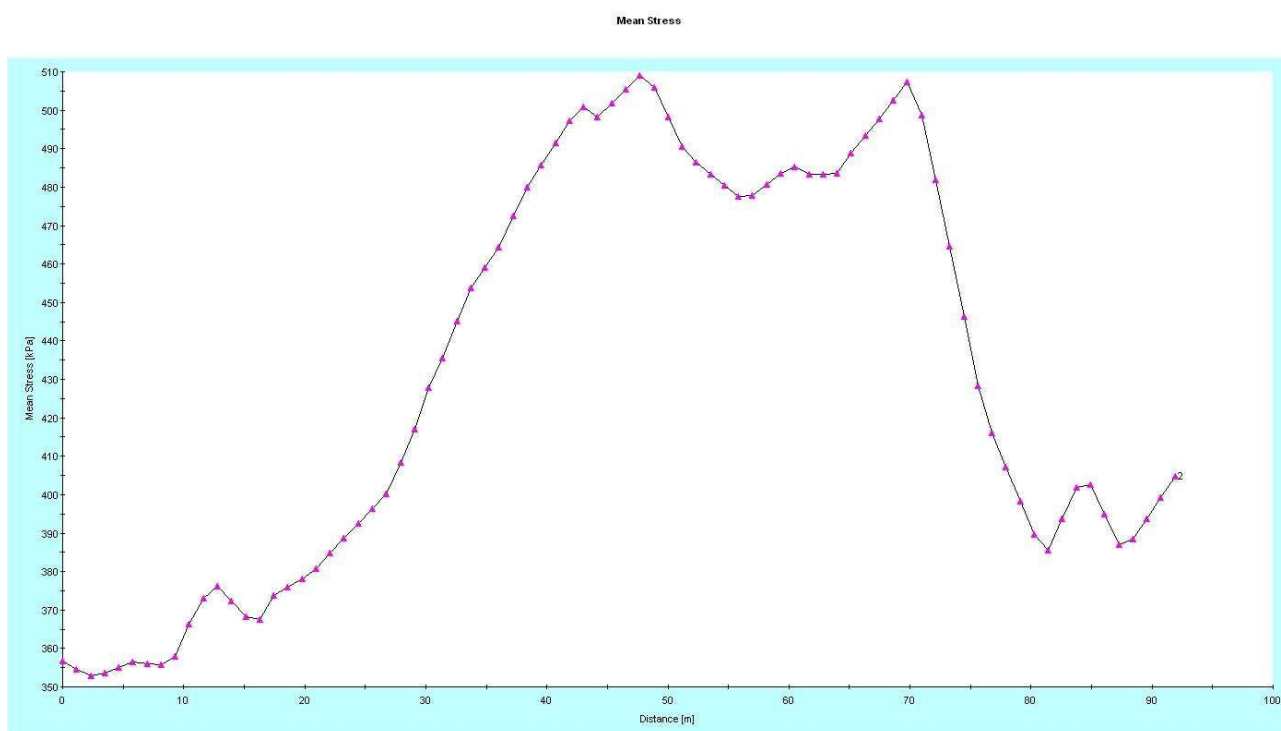
Andamento della tensione principale Sigma 1 sul materiale già abbancato (sezione 2 – 2)



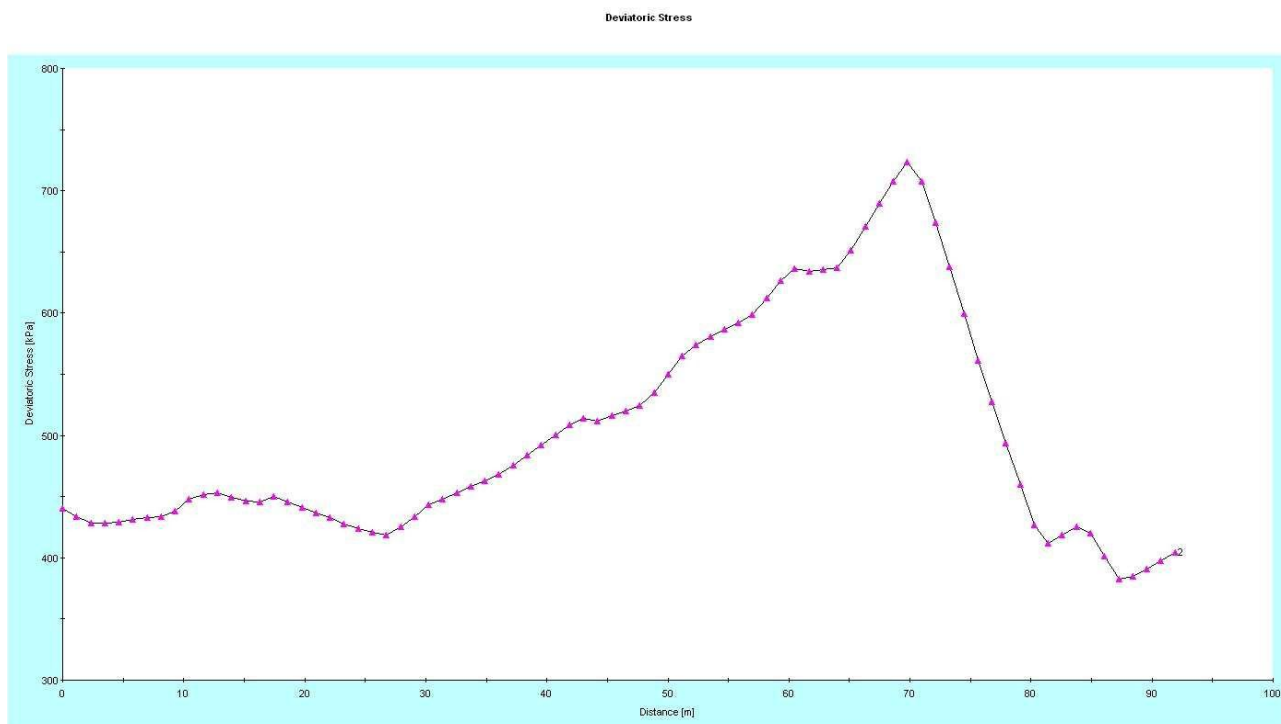
Andamento della tensione principale Sigma 3 sul materiale già abbancato (sezione 2 – 2)



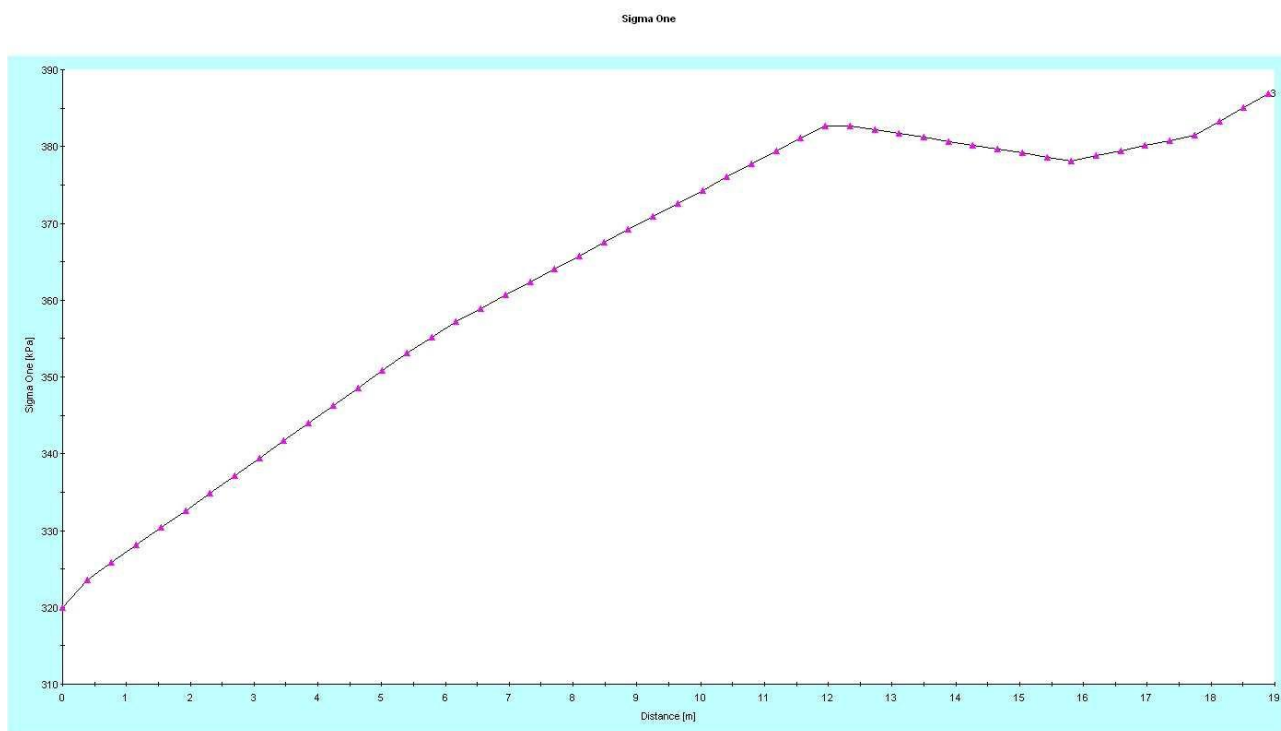
Andamento della tensione verticale Sigma Z sul materiale già abbancato (sezione 2 – 2)



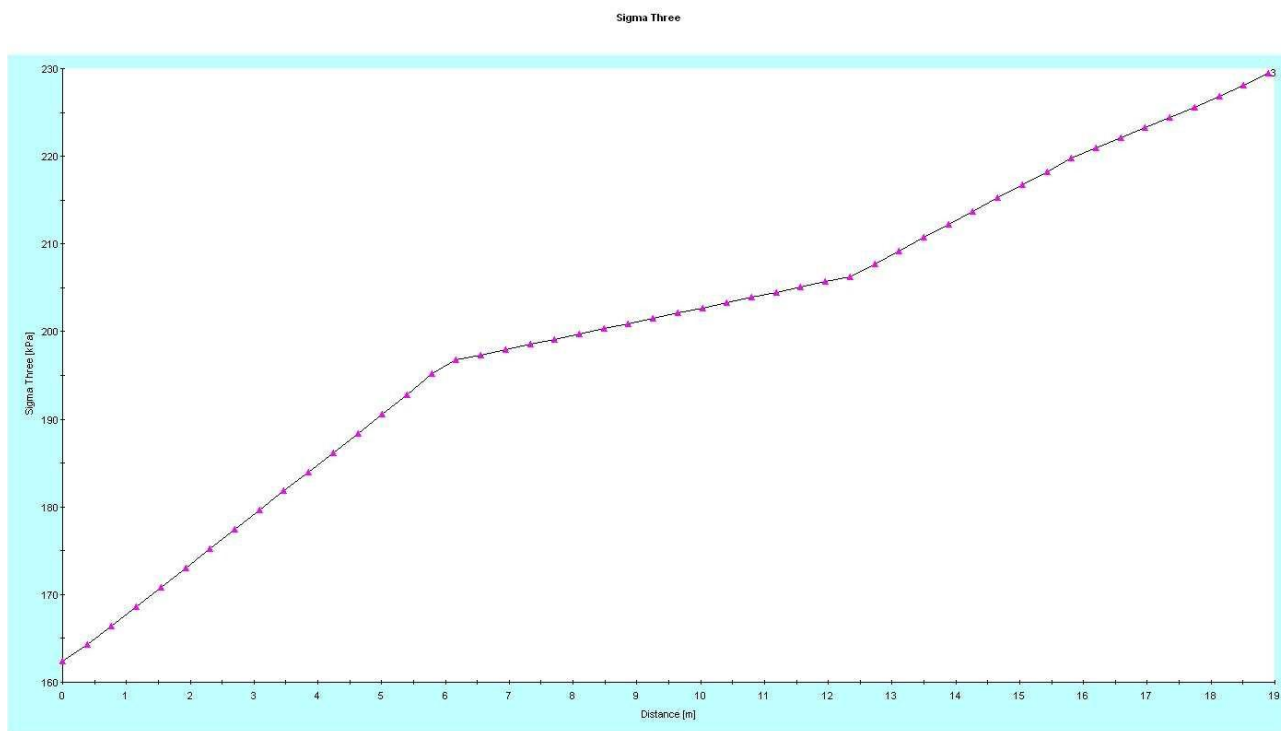
Andamento della tensione media (mean stress) sul materiale già abbancato (sezione 2 – 2)



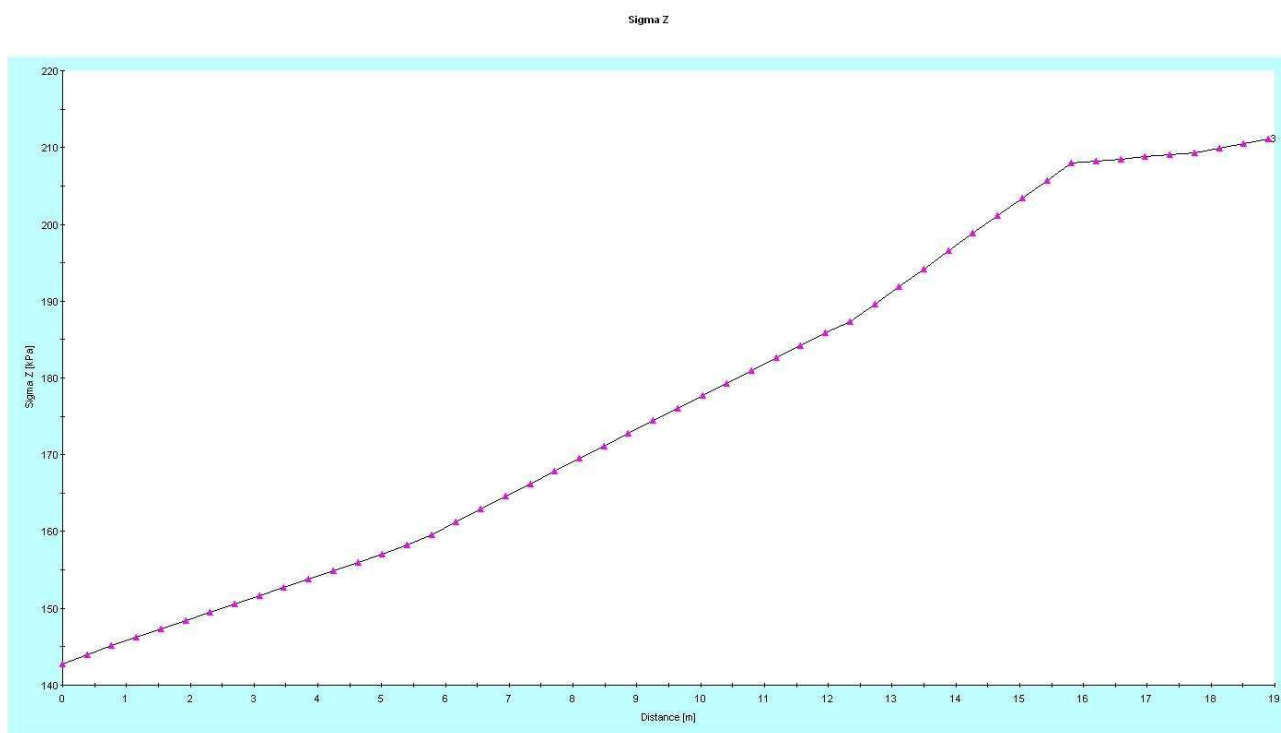
Andamento dello sforzo deviatorico (deviatoric stress) sul materiale già abbancato (sezione 2–2)



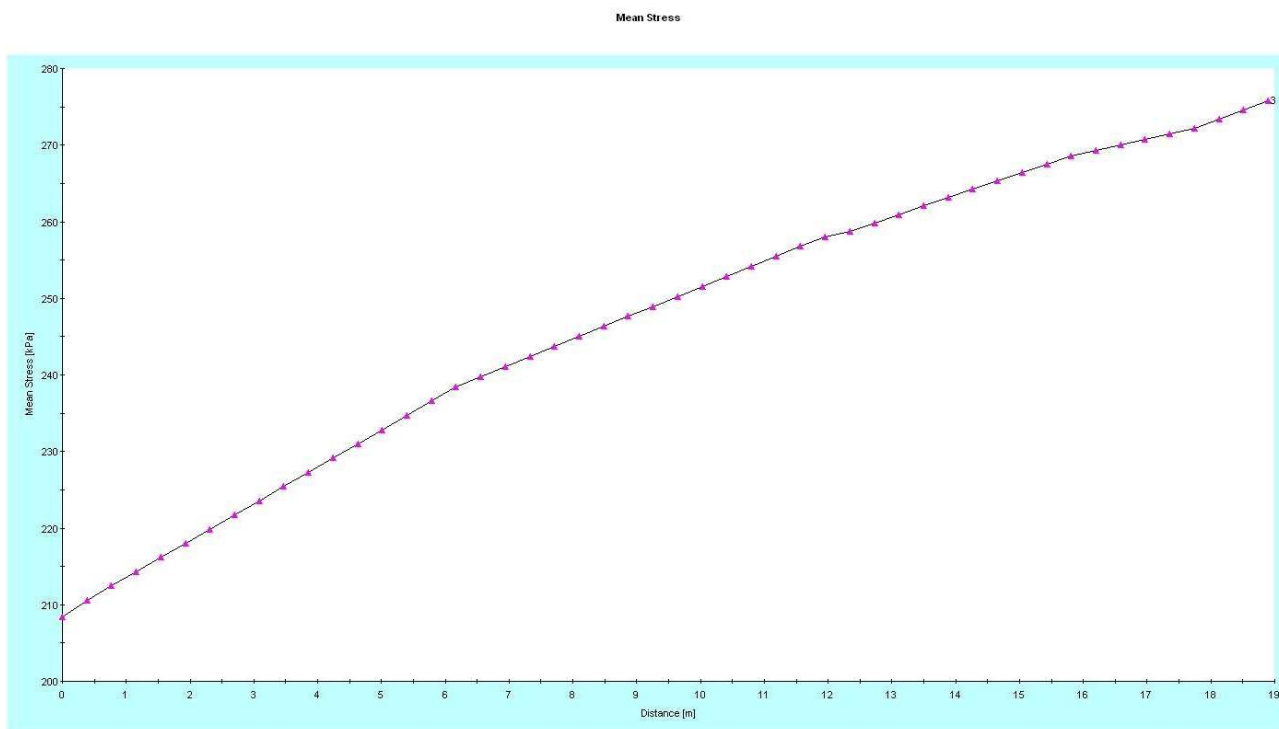
Andamento della tensione principale Sigma 1 nella cella contenente amianto (sezione 3 – 3)



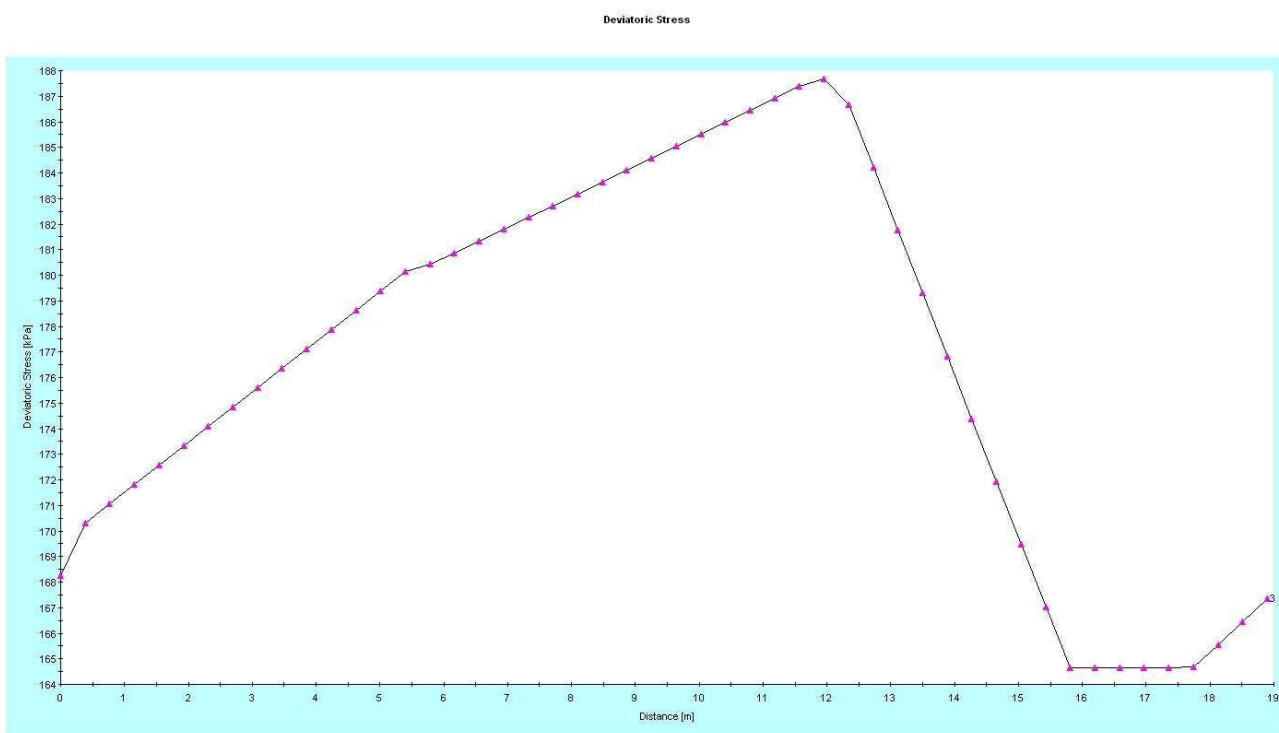
Andamento della tensione principale Sigma 3 nella cella contenente amianto (sezione 3 – 3)



Andamento della tensione verticale Sigma Z nella cella contenente amianto (sezione 3 – 3)



Andamento della tensione media (mean stress) nella cella contenente amianto (sezione 3 – 3)



Andamento dello sforzo deviatorico (deviatoric stress) nella cella contenente amianto (sezione 3–3)

Forma ed entità della sopraelevazione del corpo di discarica consentono quindi di escludere ogni rischio di rottura degli strati abbancati sottostanti il nuovo fondo e nel nuovo fondo medesimo, limitando così il possibile campo di analisi della stabilità alla verifica delle sezioni di costruzione della discarica riportate nel precedente paragrafo.

### **Stabilità dei fronti rocciosi**

Questi aspetti sono stati approfonditamente esaminati in più occasioni dal 2002 alla presentazione dello studio di V.I.A. ed al momento non sono emersi elementi di novità tali da rendere necessaria alcun aggiornamento in merito essendo gli aspetti connessi ormai piuttosto noti ed approfonditi. Pertanto in appendice alla presente relazione si è ritenuto di allegare, solo per completezza formale, una sintesi della specifica relazione già depositata in sede di V.I.A. ed esaminata dalla Conferenza dei Servizi.

Carrara, maggio 2011

Il Tecnico  
Dott. Ing. Massimo Gardenato



## **APPENDICE**

**Sintesi studio geomeccanico di stabilità delle pareti rocciose allegato a procedimento V.I.A.**

### **I Analisi strutturale dell'ammasso roccioso**

Come già esposto nei precedenti studi (in particolare nella relazione del gennaio 2003), il rilievo strutturale dell'area è risultato affetto da un certo grado di difficoltà esecutiva non tanto per le caratteristiche geometriche dell'area indagata, quanto per le caratteristiche intrinseche dell'ammasso. Ad esclusione di alcune aree di limitata estensione, infatti, il complesso delle superfici indagate si mostra affetto, oltre che dagli effetti dell'esplosivo utilizzato nella coltivazione e successiva rimodellazione, da un alto grado di disturbo inteso come presenza di materiale brecciato e cataclasizzato che traspone l'originaria stratificazione, interrompe e si sostituisce ai livelli della formazione calcarea e oblitera parzialmente i giunti e le diaclasi. In prossimità di questi orizzonti risulta molto difficile riconoscere e attribuire le caratteristiche di quelle superfici di frattura presenti in quanto le stesse risultano fortemente variabili e discontinue in uno sviluppo verticale di pochi metri.

Si tratta in generale di un ammasso che in questi casi risulta interessato più che da vere e proprie discontinuità, da “strappi” sovente irregolari o da diaclasi che si interrompono per poi riprendere con immersione azimutale spesso ribaltata sulla verticale, creando una situazione di generale destrutturazione e cataclasizzazione dell'ammasso.

Altrove l'affioramento di una formazione massiva permette invece di poter seguire abbastanza agevolmente lo sviluppo areale delle principali superfici di discontinuità e di potere ottenere informazioni statisticamente attendibili sulle loro caratteristiche. Questo fatto, ad esempio, caratterizza tutta la porzione Sud - Sud-Ovest del diaframma roccioso che separa il sito dalla strada statale Aurelia, dove per la sua realizzazione furono in passato ripulite alcune ampie superfici di frattura discusse nei precedenti lavori citati. Alcune di queste superfici proprio per la presenza di segni evidenti di movimento (strie) possono essere ricondotte ad una faglia che separa i calcari dalle brecce.

I dati del rilievo complessivo sono stati poi analizzati con apposito software (Dips<sup>®</sup> di Rocscience) cercando di determinare la distribuzione e le rispettive caratteristiche dei principali raggruppamenti di discontinuità nell'ipotesi che i dati siano rappresentati da una distribuzione di tipo normale. Tale assunzione, ovviamente, ha talvolta carattere di arbitrarietà e, del resto, sovente i dati di campagna non permettono di poter stabilire se la distribuzione possa essere di tipo diverso, pur se concettualmente sia possibile. Tale asserzione trova riscontro anche nelle recenti note “Rock Engineering – course notes by E. Hoek” (2001), laddove si sottolinea come la distribuzione

statistica dei parametri geomeccanici sia ben approssimata da una distribuzione di tipo normale, a meno di non avere a disposizione una rilevante mole di dati da cui derivare un tipo diverso di rappresentazione.

E' evidente come spesso i dati ricavati dai rilievi di campagna possano non essere sufficienti per definire una distribuzione in modo sufficientemente corretto o, in altri termini, per avere una distribuzione di tipo significativo. In questi casi, a parere dello scrivente, deve essere la sensibilità del tecnico a stabilire se si è in presenza, ad esempio nel caso di un raggruppamento di discontinuità in un intervallo di valori di immersione ed inclinazione, di un raggruppamento per l'appunto significativo e cioè correlato con una reale caratteristica dell'ammasso roccioso, magari anche solo limitata ad una porzione dello stesso, o se invece si è in presenza di una serie di esemplari casuali. La distribuzione di detti esemplari potrà pertanto anche non essere di tipo normale ed essere trattata, ad esempio, come uniforme laddove gli esemplari siano pochi e spazati tra loro, ma questo, a parere dello scrivente, poco sposta rispetto alle successive analisi di tipo previsionale da effettuare.

Pertanto, a margine di quanto sopra, va sottolineato come spesso la definizione di un raggruppamento di discontinuità quale famiglia, possa anche essere, dal punto di vista statistico, fatto privo di significatività. Nel seguito, ad esempio, per meri motivi di praticità nell'esecuzione dei calcoli, le famiglie distribuite intorno alla verticale sono considerate quale somma di due sottofamiglie immergenti in direzioni opposte: la famiglia, statisticamente, è in realtà sempre e solo una.

### *1.1 Caratteristiche di fratturazione*

La distribuzione spaziale per settori delle stesse è stata successivamente indagata mediante l'ausilio delle rappresentazioni stereografiche per evidenziare all'interno dell'area eventuali distribuzioni locali dei giunti.

I dati sono stati analizzati statisticamente per ricavare i parametri tipici delle caratteristiche strutturali dell'ammasso roccioso:

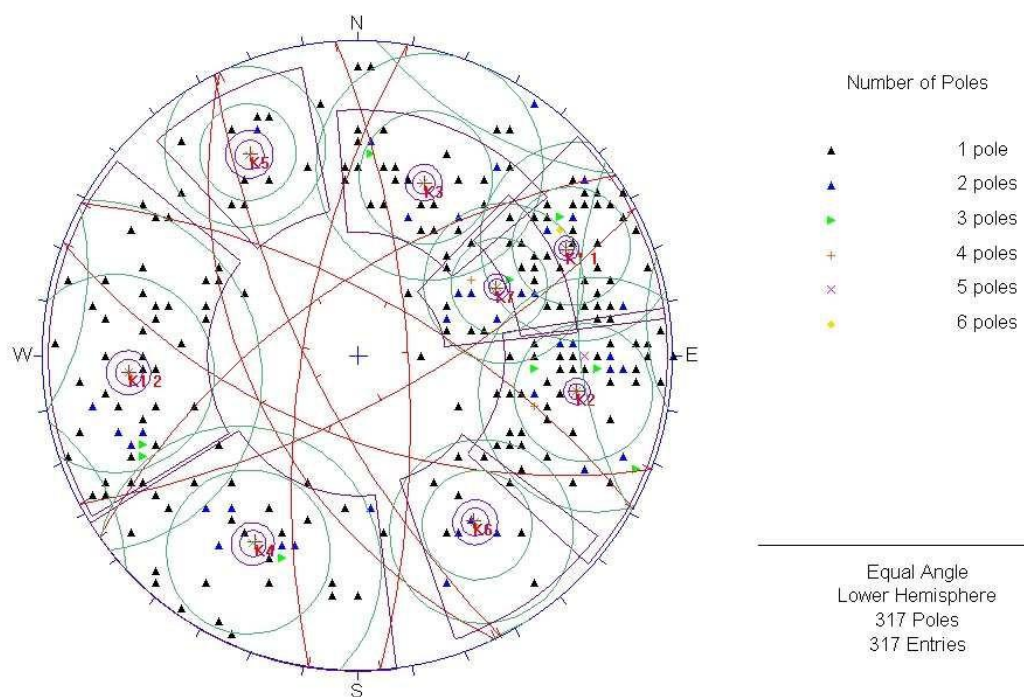
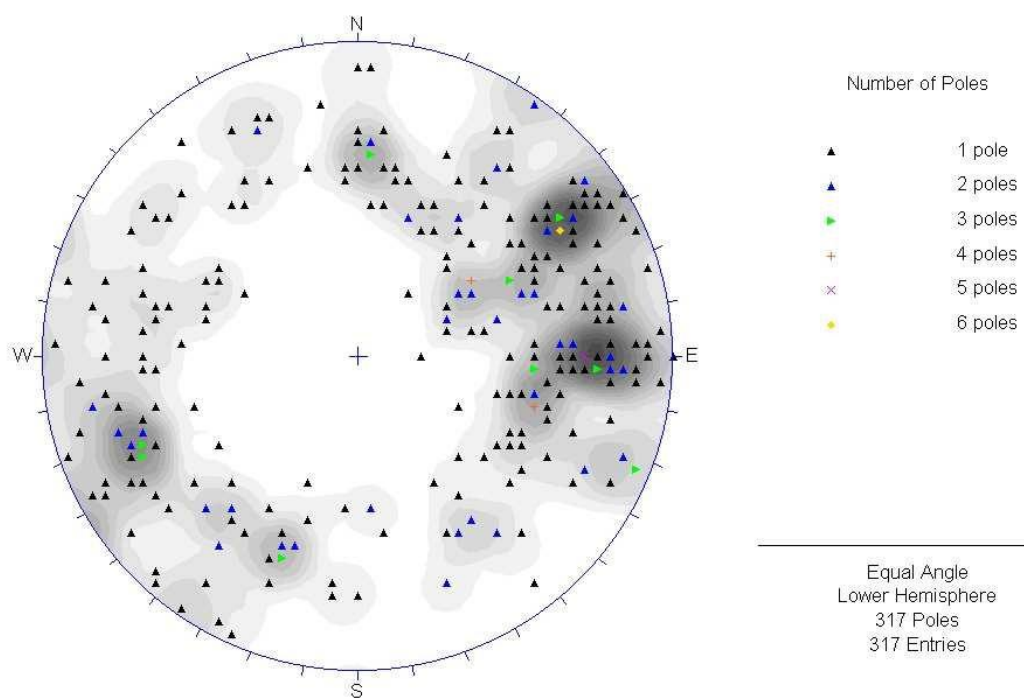
- numero di famiglie
- spaziatura

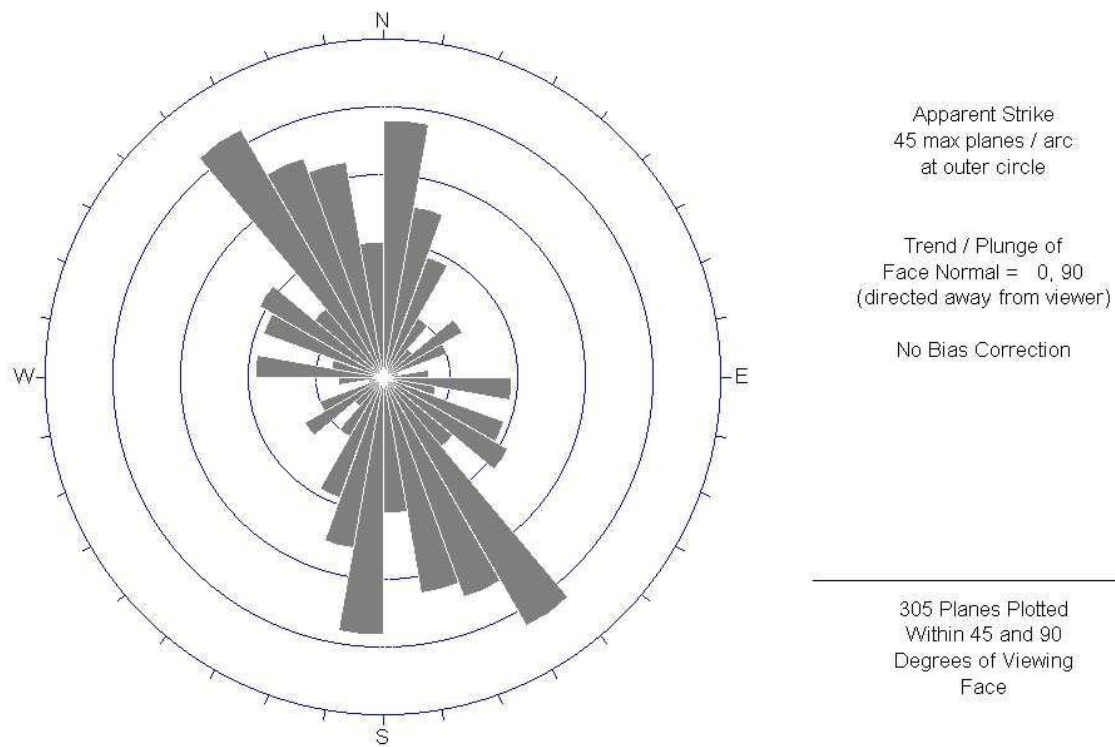
- persistenza
- apertura
- caratteristiche superficiali

Nella figure delle pagine seguenti si riportano, mediante rappresentazioni stereografiche, la distribuzione della densità dei poli dei piani di frattura complessivamente rilevati in tutta l'area, nonché le ciclografie ed i poli corrispondenti dei piani medi individuati.

In relazione all'area indagata complessivamente si sono riscontrati 8 (otto) principali raggruppamenti medi di discontinuità così come riportati nella tabella di pagina successiva in cui nella quarta colonna si riporta il “peso” di ciascun raggruppamento da intendersi quale indice della maggiore o minore importanza del medesimo, dal punto di vista statistico e relativamente all'area indagata, mentre nella quinta colonna si riporta il limite di variabilità calcolato per  $\sigma=95.44\%$  quale indice della distribuzione a cavallo della verticale del raggruppamento (si veda la figura successiva in cui sono riassunte tutte le caratteristiche dei raggruppamenti medi come evidenziati dal “Dips Document Information” del programma DIPS<sup>®</sup>).

| <i>Raggr. medio</i> | <i>Imm. media</i> | <i>Inc. media</i> | <i>Peso (%)</i> | <i>Limite variabilità (<math>2\sigma</math>)</i> |
|---------------------|-------------------|-------------------|-----------------|--|
| K1.1                | 242°              | 73°               | 19              | 22.43  |
| K1.2                | 86°               | 72°               | 16              | 37.87  |
| K2                  | 279°              | 70°               | 23              | 27.24  |
| K3                  | 201°              | 61°               | 11              | 29.28  |
| K4                  | 29°               | 68°               | 12              | 32.91  |
| K5                  | 152°              | 72°               | 3               | 18.75  |
| K6                  | 325°              | 65°               | 5               | 22.91  |
| K7                  | 243°              | 52°               | 11              | 22.90  |

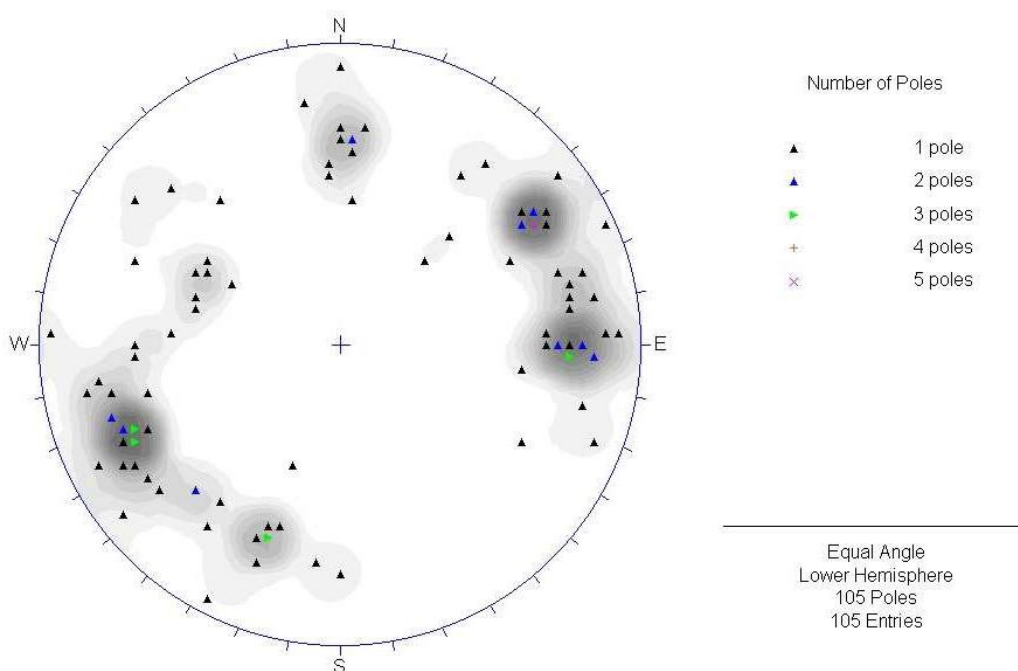




### *1.2 - Distribuzione spaziale delle famiglie medie*

I rilievi delle fratture lungo i fronti costituenti la sorta di anfiteatro che circonda l'area di discarica hanno evidenziato come tutta l'area è rappresentata da 8 raggruppamenti medi di discontinuità.

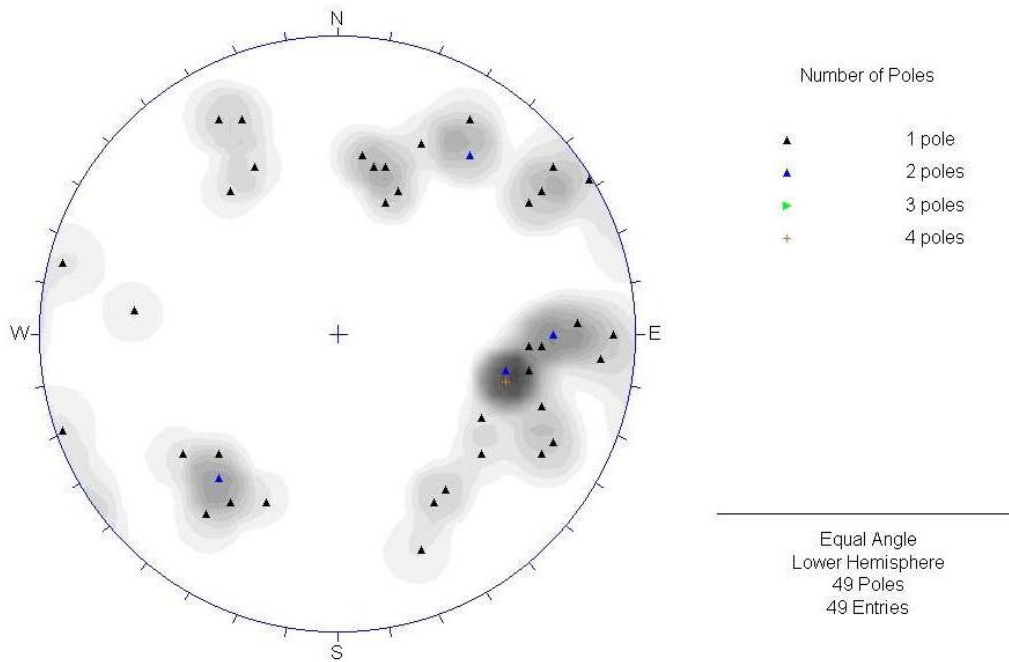
Analizzando i vari stereonet, a partire da quello relativo al diaframma roccioso (zona SW dell'area di analisi) si evince come siano ben presenti in tale area i raggruppamenti medi K1.1, K1.2, K2, K4 e K5 mentre si riscontrano solo qualche esemplare dei giunti appartenenti al raggruppamento medio K3 e K7 mentre non si è rilevato alcun esemplare del tipo K6.



*Stereogramma relativo ai piani di frattura rilevati lungo il diaframma roccioso nel Marzo 02*

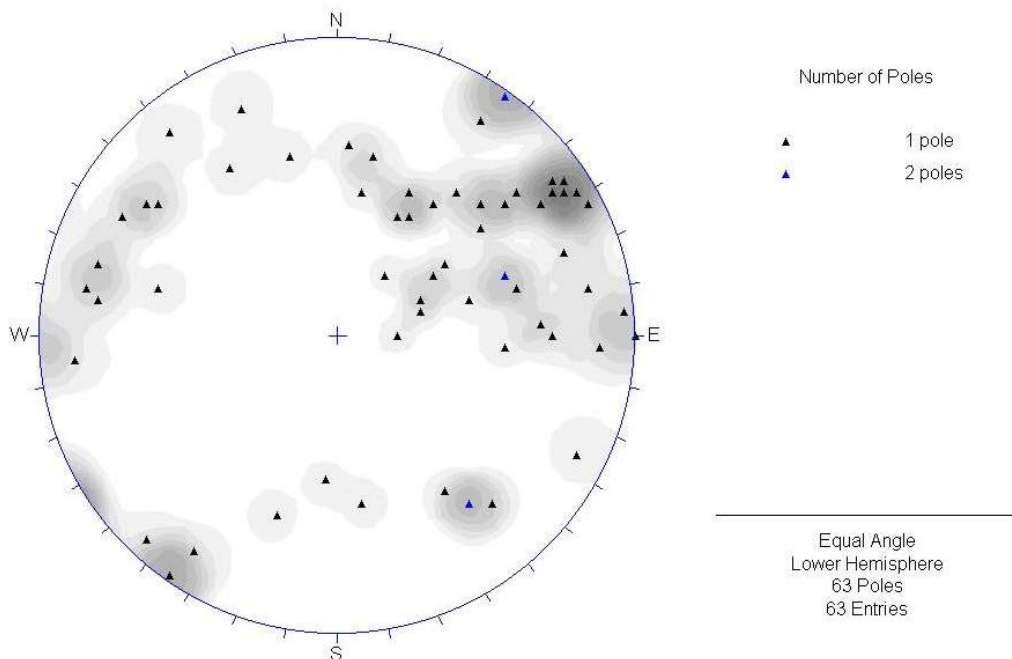
Man mano che si procede verso N, zona in cui il diaframma roccioso scende di quota, si nota come la famiglia K5 si sposti leggermente verso W, e compaia qualche esemplare dei giunti K6 e si presenti in maniera ben evidente la famiglia K3.





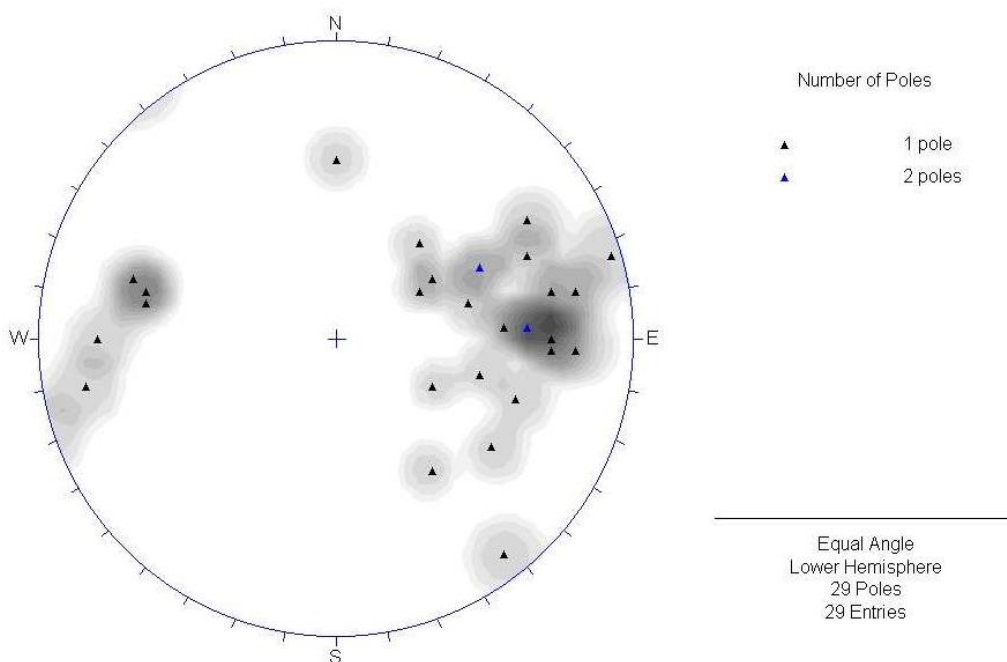
*Stereogramma piani di frattura rilevati lungo la parte terminale del diaframma roccioso Marzo 03*

Continuando verso N si può evincere dallo stereogramma successivo come in quest'area compaiano in forma più o meno distinta tutti i vari raggruppamenti medi definiti.

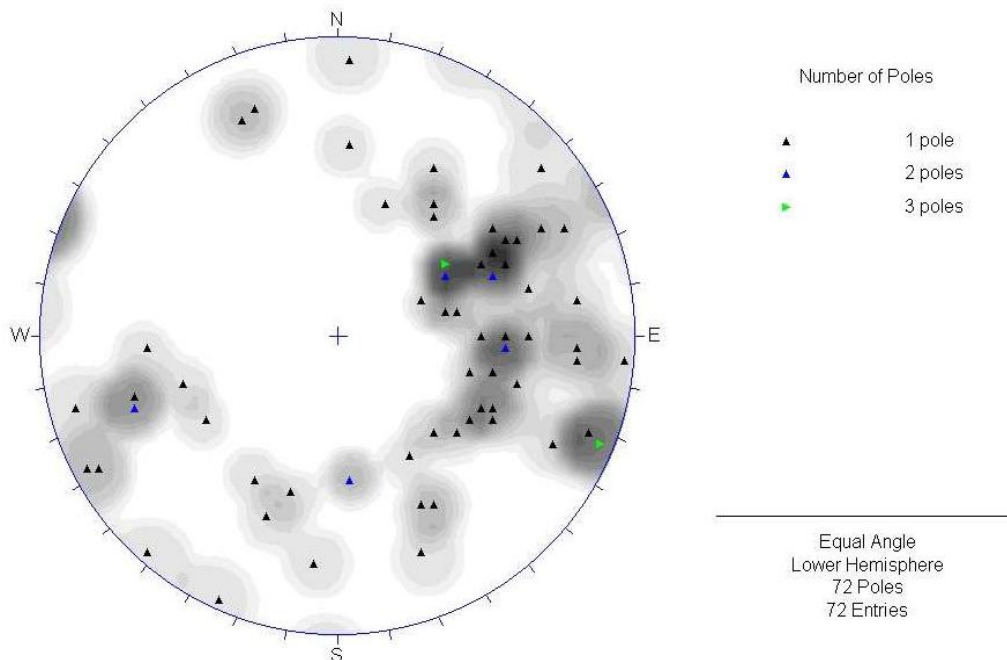


*Stereogramma dei piani di frattura rilevati lungo le pareti nell'area NW della discarica Marzo 03*

Girando poi lungo l'anfiteatro e passando all'area NE della discarica si può notare, come non si riscontrino esemplari appartenenti ai raggruppamenti medi K3, K4 e K5 che ricompaiono poi lungo i fronti orientali e meridionali.



*Stereogramma dei piani di frattura rilevati lungo le pareti nell'area NE della discarica Marzo 03*



*Stereogramma relativo ai piani di frattura rilevati lungo le pareti nell'area orientale e meridionale della discarica nel Gennaio 2003*

Come evidente dagli stereonet dei vari fronti rilevati nel corso degli anni, alcuni raggruppamenti medi subiscono delle leggere ma non sostanziali modifiche man mano che si passa da un fronte ad un altro ed altri scompaiono per poi ricomparire di seguito. Dall'osservazione dei dati di campagna si può perciò concludere che non si possa ipotizzare la presenza di più domini strutturali relativi a distribuzione e caratteristiche delle discontinuità. In tal senso, perciò, si ritiene corretto procedere con una classificazione geomeccanica globale dell'area, fatto che va anche in favore di sicurezza essendo questa strettamente connessa al numero di famiglie di discontinuità.

A commento generale del quadro strutturale presente nell'area indagata si può affermare e ribadire i concetti più volte enunciati nei precedenti studi di stabilità, circa la situazione morfologica molto tormentata che traspare di fatto sia la principale stratificazione dell'ammasso (il "verso") sia le principali superfici di discontinuità interrompendone l'andamento e spesso obliterandole con grossi spessori di materiale cataclasizzato.

Le superfici di discontinuità rilevate si presentano affette mediamente da un elevato grado di alterazione che si esplica con tracce di dissoluzione legata alla circolazione idrica e rideposizione di spesse coltri calcitiche. Talvolta ed in prossimità dei livelli di Calcare Cavernoso proprio per l'alto grado di "vulnerabilità" dello stesso all'azione alterativa degli agenti meteorici, si rilevano cavità e fessure per allargamento carsico delle fratturazioni dell'ammasso.

L'azione alterativa delle acque meteoriche agisce anche a livello superficiale con formazione di depositi argillitici di alterazione, che sovente caratterizzano il materiale di riempimento delle fratture principali, e con l'ablazione della frazione detritica dei potenti livelli brecciati che viene adeguatamente trattenuta lungo le gradonature della cava.

Ad esclusione delle porzioni di ammasso che appaiono maggiormente compatte (come la porzione del diaframma sud-occidentale costituita da un calcare massiccio) in generale risulta molto difficile seguire l'andamento delle discontinuità che si presentano mediamente persistenti e dotate di una spaziatura molto variabile. A tali superfici si sovrappongono inoltre tracce di frattura che possono essere attribuite a strappi di limitata estensione e a fratture indotte dalla passata lavorazione, che aumentano il grado di locale disturbo dell'ammasso caratterizzato da formazioni caoticamente assortite (calcarei cavernosi con intercalazioni di brecce poligeniche e calcari massivi).

Dal punto di vista del rilievo strutturale complessivo di tutta l'area interessata dalla discarica si può notare come l'ammasso roccioso sia interessato dalla presenza di una significativa serie di superfici di discontinuità immergenti mediamente verso Sud-Ovest raggruppate nel sistema denominato K1.

Si tratta di giunti dotati di grande apertura (generalmente  $>5$  mm) a cui si associa un raro riempimento (per lo più assente) costituito da una matrice litica, e persistenza superiore ai 10 m circa. Le superfici appaiono rugose a piccola scala e decisamente ondulate a scala maggiore, asciutte e con un grado di alterazione generalmente elevato.

A questo sistema si associa con analoghe caratteristiche delle superfici e “peso” una serie di giunti immergenti verso Nord-Est raggruppati nel sistema medio denominato K1.2. Si tratta di omologhi giunti ribaltati sulla verticale e caratterizzati da una maggiore presenza di materiale di riempimento costituito da una matrice argillosa con elementi litici.

Entrambi i sistemi si ritrovano distribuiti in maniera omogenea su tutta l'area in esame, non riscontrando concentrazioni difformi nei vari settori in cui il rilievo complessivo è stato suddiviso.

Con un “peso” maggiore inteso dal punto di vista dell'importanza statistica alla scala del rilievo, si distingue una serie di superfici di discontinuità immergenti verso Nord-Ovest mediamente inclinate e raggruppabili nel sistema K2. Si tratta di superfici di frattura con apertura variabile da serrata a localmente molto ampia ( $>5$  mm) a cui si associa raramente un riempimento generalmente non riscontrabile. La persistenza risulta generalmente  $>$  di 20 m, mentre le superfici si presentano rugose a piccola scala e decisamente ondulate a scala maggiore, umide e alterate (localmente il grado di alterazione risulta maggiore).

La spaziatura del suddetto sistema medio, così come per i precedenti esaminati, risulta variabile e, comunque, compresa tra 0.6 e 2 m. Analogamente si rileva una distribuzione omogenea su tutta l'area indagata.

Procedendo in ordine di “peso” decrescente sempre in termini di importanza statistica relativamente all'area indagata, si rileva la presenza del sistema medio denominato K3 costituito da giunti immergenti verso Sud-Ovest e mediamente poco inclinati. (localmente si può attribuire a tale sistema l'andamento della stratificazione dell'ammasso).

Le discontinuità appartenenti a questo raggruppamento sono caratterizzate da un grado di apertura medio intorno ai 5 mm accompagnato sovente da un riempimento costituito da una matrice argillosa di alterazione e da frammenti litici calcarei, e da una persistenza  $>20$  m.

Le superfici si presentano rugose a piccola scala in virtù, anche, dell'alterazione che varia da media ad alta, e decisamente ondulate a scala maggiore e quasi sempre asciutte (quest'ultimo parametro strettamente dipendente dalle condizioni meteorologiche).

La distribuzione areale del sistema K3 consta di una maggiore frequenza in prossimità delle

porzioni Nord - Nord-Ovest mentre risulta poco rappresentata nei fronti posti a Nord-Est.

Analogamente a quanto visto in precedenza la spaziatura media risulta molto variabile ma, comunque, stimabile nel range 0.6 - 2 m circa.

Con un analogo “peso” in termini di importanza statistica si rileva la presenza di un addensamento di poli di piani immergenti verso Nord-Est, di inclinazione media analoga a quanto visto per il precedente sistema. Questo raggruppamento denominato K4 potrebbe, infatti, rappresentare esemplari coniugati al sistema K3 e ribaltati sulla verticale a meno però di una maggiore dispersione areale che lo caratterizza così come si evince dalla rappresentazione stereografica allegata. I giunti che costituiscono questo sistema si presentano dotati di una apertura media ( $>5$  mm) a cui si associa raramente materiale di riempimento, e di una persistenza compresa tra 3 e 10 m. Le superfici si presentano rugose a piccola scala e decisamente ondulate a scala maggiore, da asciutte a umide e caratterizzate da un grado alto di alterazione.

La distribuzione risulta omogenea su tutta l'area indagata ad esclusione dei fronti Nord-Est dove questo sistema non appare molto rappresentato, mentre la spaziatura risulta variabile tra 0.6 e 2 m circa. Analogamente a quanto visto poc'anzi si rileva la presenza di due addensamenti significativi di poli appartenenti a piani di frattura immergenti rispettivamente verso Sud-Est e verso Nord-Ovest distinti nei sistemi medi K5 e K6 rispettivamente.

Si tratta di giunti mediamente aperti (da 1-5 mm a localmente  $>5$  mm), a cui si associa un riempimento costituito localmente da una frazione litica calcarea mentre più frequentemente risulta del tutto assente. La persistenza varia da 10 a 20 m con esemplari che superano i 20 m. Le superfici si presentano rugose a piccola scala, decisamente ondulate a scala maggiore e caratterizzate da un grado medio di alterazione a cui si associa sovente una circolazione idrica che si esplica in superfici umide. Analogamente a quanto visto in precedenza questi due sistemi medi non si riscontrano nella porzione Nord-Est dell'area indagata mentre interessano principalmente i fronti orientali e meridionali. Dotato di un discreto “peso” statistico si distingue, infine, un raggruppamento medio denominato K7 che risulta costituito da piani di discontinuità immergenti verso Sud-Ovest e mediamente poco inclinati. Questo sistema potrebbe rappresentare un locale andamento della stratificazione principale (distinguibile rispetto al sistema K3 che risulta caratterizzato un valore di immersione azimutale inferiore), rilevabile soprattutto nella porzione Nord-Ovest del sito in esame. Le superfici appartenenti a quest'ultimo sistema risultano mediamente aperte ( $>5$  mm), dotate di un locale riempimento costituito da una matrice argillosa con frammenti litici di natura calcarea e con

persistenza mediamente compresa tra 10 e 20 m circa. A piccola scala si presentano rugose mentre a scala maggiore mediamente ondulate, da umide ad asciutte in funzione delle condizioni meteorologiche e un grado di alterazione medio alto.

La spaziatura per questi ultimi raggruppamenti si ritiene compresa nel range 0.6 - 2 m circa in analogia a quanto visto in precedenza.

| <u>Famiglia</u> | <u>Immersione</u><br><u>inclinazione</u> | <u>Apertura</u><br><u>[mm]</u> | <u>Riempimento</u>  | <u>Persistenza</u><br><u>[m]</u> | <u>Spaziatura</u><br><u>[m]</u> | <u>Morfologia</u><br><u>grande</u><br><u>scala</u> | <u>Morfologia</u><br><u>piccola</u><br><u>scala</u>                                     | <u>Acqua</u> | <u>Alterazione</u> |
|-----------------|--|--------------------------------|---|----------------------------------|---------------------------------|--|---|--------------|--------------------|
| K1-1            | 242/73                                   | > 5                            | Ass / Hf  | 10 - 20 / > 20                   | 0.6 - 2                         | U  | r   | Dy           | H - W              |
| K1-2            | 86/72                                    | > 5                            | Ass - HF/SF   | 10 - 20 / > 20                   | 0.6 - 2                         | U  | r   | Dy           | H - W              |
| K2              | 279/70                                   | Chiuse - > 5                   | Assente   | > 20                             | 0.6 - 2                         | U  | r   | Da/Dy        | M/H - W            |
| K3              | 201/61                                   | 1 - 5 / > 5                    | dr = slightly rough (debolmente ruvido)<br>sm = smooth (planare)<br>sl = slickensided (liscio)<br>S = stepped (scalettato)<br>U = undulating (ondulato)<br>Ass = HF/SF (3 - 10)<br>P = planar (planare) | 10 - 20 / > 20                   | 0.6 - 2                         | U  | r   | DY           | M/H - W            |
| K4              | 29/68                                    | 1 - 5 / > 5                    | Riempimento: ass  | 10 - 20 / > 20                   | 0.6 - 2                         | U  | r   | Da - Dy      | H - W              |
| K5              | 152/72                                   | 1 - 5 / > 5                    | Hf < 5 mm (hard filling)<br>Hf > 5 mm (hard filling)<br>Sf < 5 mm (soft filling)<br>Sf > 5 mm (soft filling)  | 10 - 20 / > 20                   | 0.6 - 2                         | U  | Da damp (umida)<br>W wet (bagnata)<br>Dr dripping (gocciolante)<br>Fl flowing (fluente) | Dy           | S/M - W            |
| K6              | 325/65                                   | 1 - 5 / > 5                    | Assente   | 10 - 20 / > 20                   | 0.6 - 2                         | U  | r   | Da           | M - W              |
| K7              | 243/52                                   | > 5                            | Ass - HF/SF   | 10 - 20 / > 20                   | 0.6 - 2                         | U  | r   | Da - Dy      | M/H - W            |





## ***2 Caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso e delle discontinuità***

### *2.1 Classificazione geomeccanica*

Sulla base dei dati ricavati dal rilievo è stato possibile giungere alla classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso secondo l'indice RMR (Bieniawski).

Detto valore è determinato sulla base della somma di diversi parametri legati alle caratteristiche dell'ammasso roccioso. I parametri valutati sono i seguenti:

- RQD,
- resistenza a compressione del materiale intatto,
- spaziatura delle discontinuità,
- condizioni delle discontinuità,
- condizioni idrauliche.

Al fine di ottenere un valore statisticamente significativo è opportuno redigere una tabellazione propedeutica dei rating riferentesi alle condizioni delle discontinuità famiglia per famiglia, assegnando altresì a queste un peso per ottenere un rating ponderato complessivo da utilizzare nella classificazione.

In seguito debbono essere apportate, ove ritenuto necessario, delle correzioni in funzione dell'orientamento delle discontinuità rispetto ai fronti del pendio analizzato. Tali correzioni sono prestabilite nell'ambito del sistema RMR. I fronti medi significativi utilizzati per le correzioni sono di seguito elencate:

- F1 (N 110°)
- F2 (N 190°)
- F3 (N 223°)

**Tabella n.2**  
**Area di discarica in loc. Porta - Montignoso**  
**RATING RMR RELATIVO ALLE CONDIZIONI DELLE DISCONTINUITA'**

| FAMIGLIA             | PARAMETRI           | DESCRIZIONE      | RATING       | PESO |
|----------------------|---------------------|------------------|--------------|------|
| K1.1                 | Persistenza         | 10 - 20 / > 20 m | 0,5          |      |
|                      | Separazione         | > 5 mm           | 0            |      |
|                      | Rugosità            | r                | 5            |      |
|                      | Riempimento         | Ass / Hf         | 5            |      |
|                      | Alterazione         | H - W            | 1            |      |
|                      | Circolazione idrica | Dy               | 14           |      |
|                      | <b>Totale</b>       |                  | <b>25,5</b>  | 0,19 |
| K1.2                 | Persistenza         | 10 - 20 / > 20 m | 0,5          |      |
|                      | Separazione         | > 5 mm           | 0            |      |
|                      | Rugosità            | r                | 5            |      |
|                      | Riempimento         | Ass - Hf/Sf      | 4            |      |
|                      | Alterazione         | H - W            | 1            |      |
|                      | Circolazione idrica | Dy               | 14           |      |
|                      | <b>Totale</b>       |                  | <b>24,5</b>  | 0,16 |
| K2                   | Persistenza         | > 20 m           | 0            |      |
|                      | Separazione         | chiuse / > 5 mm  | 3            |      |
|                      | Rugosità            | r                | 5            |      |
|                      | Riempimento         | Assente          | 6            |      |
|                      | Alterazione         | M - W / H - W    | 2            |      |
|                      | Circolazione idrica | Da - Dy          | 11,5         |      |
|                      | <b>Totale</b>       |                  | <b>27,5</b>  | 0,23 |
| K3                   | Persistenza         | 10 - 20 / > 20 m | 0,5          |      |
|                      | Separazione         | 1 - 5 / > 5 mm   | 0,5          |      |
|                      | Rugosità            | r                | 5            |      |
|                      | Riempimento         | Ass - Hf/Sf      | 4            |      |
|                      | Alterazione         | M - W / H - W    | 2            |      |
|                      | Circolazione idrica | Dy               | 14           |      |
|                      | <b>Totale</b>       |                  | <b>26</b>    | 0,11 |
| K4                   | Persistenza         | 3 - 10 m         | 2            |      |
|                      | Separazione         | 1 - 5 / > 5 mm   | 0,5          |      |
|                      | Rugosità            | r                | 5            |      |
|                      | Riempimento         | Ass - Hf/Sf      | 4            |      |
|                      | Alterazione         | H - W            | 1            |      |
|                      | Circolazione idrica | Da - Dy          | 11,5         |      |
|                      | <b>Totale</b>       |                  | <b>24</b>    | 0,12 |
| K5                   | Persistenza         | 10 - 20 / > 20 m | 0,5          |      |
|                      | Separazione         | 1 - 5 mm         | 1            |      |
|                      | Rugosità            | r                | 5            |      |
|                      | Riempimento         | Ass / Hf         | 5            |      |
|                      | Alterazione         | S - W / M - W    | 4            |      |
|                      | Circolazione idrica | Dy               | 14           |      |
|                      | <b>Totale</b>       |                  | <b>29,5</b>  | 0,03 |
| K6                   | Persistenza         | 10 - 20 / > 20 m | 0,5          |      |
|                      | Separazione         | 1 - 5 / > 5 mm   | 0,5          |      |
|                      | Rugosità            | r                | 5            |      |
|                      | Riempimento         | Assente          | 6            |      |
|                      | Alterazione         | M - W            | 3            |      |
|                      | Circolazione idrica | Da               | 10           |      |
|                      | <b>Totale</b>       |                  | <b>25</b>    | 0,05 |
| K7                   | Persistenza         | 10 - 20 / > 20 m | 0,5          |      |
|                      | Separazione         | > 5 mm           | 0            |      |
|                      | Rugosità            | r                | 5            |      |
|                      | Riempimento         | Ass - Hf/Sf      | 4            |      |
|                      | Alterazione         | M - W / H - W    | 2            |      |
|                      | Circolazione idrica | Da - Dy          | 11,5         |      |
|                      | <b>Totale</b>       |                  | <b>23</b>    | 0,11 |
| <b>RATING PESATO</b> |                     |                  | <b>25,50</b> |      |

Per una migliore leggibilità dei dati anche per queste correzioni è opportuno pertanto redigere una tabella che permetta di ponderare, tramite i medesimi pesi, l'importanza delle famiglie di discontinuità in relazione ai fronti.

**Tabella n.3**  
**Area di discarica in loc. Porta - Montignoso**  
**RATING PONDERATO CORREZIONE ORIENTAZIONE**  
**FRONTI**

| Famiglia | Peso | F imm.<br>110° | F imm.<br>190° | FC imm.<br>223° |               |
|----------|------|----------------|----------------|-----------------|---------------|
| K1,1     | 0,19 | 0              | -25            | -25             |               |
| K1.2     | 0,16 | -25            | 0              | 0               |               |
| K2       | 0,23 | 0              | 0              | -25             |               |
| K3       | 0,11 | 0              | -25            | -25             |               |
| K4       | 0,12 | 0              | 0              | 0               |               |
| K5       | 0,03 | -25            | -25            | -25             |               |
| K6       | 0,05 | 0              | 0              | 0               |               |
| K7       | 0,11 | 0              | -25            | -25             |               |
|          |      | -4,95          | -11,05         | -16,69          | <b>-10,90</b> |

Al fine di procedere alla classificazione occorre determinare il valore di RQD da inserire nel calcolo. In mancanza di carotaggi diretti si utilizza la nota relazione:

$$RQD = 115 - 3.3J_v$$

dove  $J_v$  rappresenta il numero totale di giunti per  $m^3$ .

Sulla base dei dati del rilievo è possibile calcolare:

$$RQD\% = < 25 \%$$

A pagina seguente sono quindi riportate la tabella riassuntiva che esprime la classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso.

**Tabella n.4**  
**Area di discarica in loc. Porta - Montignoso**  
**CLASSIFICAZIONE RMR SYSTEM**

| Parametro                          | Intervallo di riferimento | Rating RMR   |
|------------------------------------|---------------------------|--------------|
|                                    |                           |              |
| RQD                                | < 25 %                    | 3            |
|                                    |                           |              |
| Resistenza roccia intatta          | 50 - 100 MPa              | 10           |
|                                    |                           |              |
| Spaziatura discontinuità           | 0,6 -2 m                  | 15           |
|                                    |                           |              |
| Rating condizioni discontinuità    | -                         | 25,50        |
|                                    |                           |              |
| Correzione per orientamento giunti |                           | -10,90       |
|                                    |                           |              |
| <b>RMR<sub>89</sub></b>            | <b>Tot.</b>               | <b>42,60</b> |
|                                    |                           |              |
| Coesione ammasso roccioso          | MPa                       |              |
|                                    |                           |              |
| Angolo di attrito ammasso          |                           |              |

Il valore ottenuto è quello di un ammasso roccioso di discreta qualità, fatto tipico per gli ammassi calcarei quale quello in esame.

## 2.2 Ammasso roccioso – criteri di resistenza

Il criterio di rottura empirico rappresentativo per l'ammasso roccioso generalmente riconosciuto è il criterio di Hoek-Brown che qui sarà adottato e seguito nella più recente versione (1997).

Va sottolineato come tale criterio sia ampiamente valido laddove la scala dello studio sia notevolmente maggiore rispetto a quella della spaziatura dei sistemi di discontinuità e comunque richiede che siano presenti almeno tre o più famiglie di fratture. In alcune posizioni vista l'ampia spaziatura riscontrabile potrebbe essere in realtà eccessivamente penalizzante per la verifica in quanto indicherebbe valori di resistenza inferiori a quelli reali.

Sulla base della classificazione geomeccanica sopra riportata, si sono ricavati i valori di RMR per l'area in esame. A detti parametri può essere associato il valore dell'indice GSI della classificazione di Hoek-Brown (1997) che può essere individuato partendo dall'indice  $RMR_{89}$  mediante opportuna elaborazione consistente in:

- settare il coefficiente sulle caratteristiche idriche a 15 (assenza di acqua)
- azzerare il coefficiente per l'orientamento delle discontinuità

Questo indice prende il nome di  $BMR_{89}$ , da cui:

$$GSI = BMR_{89} - 5$$

Pertanto per l'area in esame:

| Indici caratteristici dell'ammasso roccioso |            |            |       |
|---|------------|------------|-------|
| UBICAZIONE                                  | $RMR_{89}$ | $BMR_{89}$ | GSI   |
| Ex Cava "Viti"                              | 42.60      | 55.83      | 50.83 |

Va puntualizzato come gli autori stessi (Hoek e Brown) sottolineano come sia preferibile individuare un range di variabilità piuttosto che un valore univoco, ad esempio adottando  $50 \pm 5$  si ottiene una gamma di valori di GSI che caratterizza l'intero ammasso roccioso.

Tale parametro è necessario per il calcolo dei parametri  $m$  ed  $s$  da introdurre nella legge modificata di Hoek-Brown (1988, 1997):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \times \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

con:  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  tensioni principali massima e minima (il criterio non tiene conto della tensione intermedia  $\sigma_2$ )

e per  $GSI > 25$ :

$$m_b = m_i \times e^{\frac{GSI-100}{28}} \quad s = e^{\frac{GSI-100}{9}} \quad a = 0,5 \quad (\text{da Hoek e Brown, 1990, 1997})$$

dove  $m_i$  dipende dalla roccia intatta. Per il calcolo è stato utilizzato il codice di calcolo RocLab1 della Rocscience che forniva i valori ricercati in funzione di  $m_i$ ,  $\sigma_{ci}$ , e GSI.

Per il materiale in esame (assimilabile ad un calcare cristallino)  $m_i$  vale  $12 \pm 3$ , e  $\sigma_{ci}$  carico monoassiale di rottura materiale roccioso (qui ipotizzato in 35 MPa limite inferiore del possibile range di variazione del materiale in esame).

Il parametro  $s$  considera invece la storia deformativa e la conseguente frammentazione dell'ammasso e, ovviamente, per roccia intatta vale 1.

Quindi nel caso specifico per  $GSI = 50$ :

$$m_b = 1.509 \quad s = 0.0039$$

Dal criterio così definito può essere ricavato il valore di resistenza a compressione dell'ammasso roccioso.

Il procedimento è di tipo analitico mediante calcolo per successivi valori di  $\sigma_3$  del termine di  $\sigma_1$  e regressione dei risultati sino alla ricostruzione della curva intrinseca e dell'involuppo di Mohr-Coulomb equivalente:

$$\tau = A \sigma_{ci} \left( \frac{\sigma_n - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^B$$

con A e B costanti determinate dalla regressione e dipendenti dalla roccia e  $\sigma_{tm}$  resistenza a “trazione” dell’ammasso roccioso (che riflette in realtà l’interbloccaggio delle particelle costituenti l’ammasso quando non sono libere di dilatarsi) data da:

$$\sigma_{tm} = \frac{\sigma_{ci}}{2} \left( m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s} \right)$$

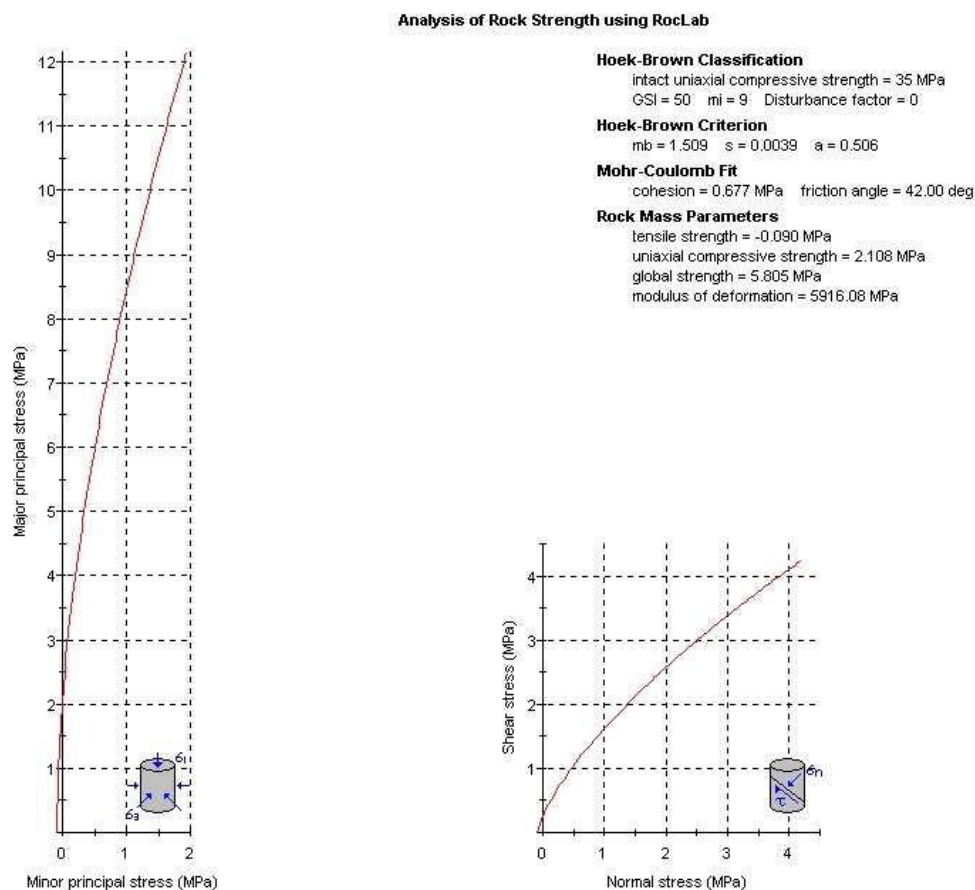
e pari nel caso a:

$$\sigma_{tm} = -0.090 \text{ MPa}$$

Determinando  $\phi$  e  $c'$  sulla base delle relazioni di cui sopra secondo il procedimento di regressione e fitting menzionato, per i cui dettagli si rimanda allo studio di Hoek e Brown (1990, 1997), si ricava il valore di  $\sigma_{cm}$ :

$$\sigma_{cm} = 5.805 \text{ MPa}$$

Di seguito si riportano i gli inviluppi di rottura dell’ammasso roccioso nel piano delle tensioni principali  $\sigma_1 - \sigma_3$  e nel piano  $\sigma - \tau$ .





### *2.3 Caratteristiche di resistenza delle discontinuità*

Il comportamento delle discontinuità è ben rappresentato dal modello di Barton-Bandis (1982, 1993) che si esprime nella legge di tipo non lineare:

$$\tau = \sigma_n \tan(\Phi_b + JRC_n \log_{10}(JCS_n/\sigma_n) + i_u)$$

dove:

$\sigma_n$  carico normale al piano del giunto

$\Phi_b$  angolo di attrito di base del materiale

$i_u$  angolo dell'ondulazione su ampia scala della discontinuità

$JRC_n$  e  $JCS_n$  i valori alla scala del problema degli omonimi parametri superficiali

L'angolo di attrito di base del materiale spesso è considerato approssimativamente uguale a quello residuo, ma generalmente è misurato da test (tilt test) su superfici naturali pulite o segate a lama in quanto, a seconda delle condizioni delle superfici e del riempimento eventualmente presente, può anche discostarsi da esso in maniera significativa (Hoek, 1999).

Generalmente, a favore di sicurezza, il parametro  $i_u$  è spesso considerato pari a 0 data anche la difficoltà nel determinarne il valore.

Nel caso di materiali molto alterati o con riempimenti softening, l'angolo di base deve essere sostituito o dall'angolo di attrito residuo o da quello caratteristico del materiale di riempimento, ma in questo secondo caso solo qualora l'apertura della discontinuità sia tale da superare l'ampiezza della rugosità superficiale o dell'ondulazioni di medio-grande scala (Barton, 1974 e Hoek, 1999) e sia altresì possibile la dilatazione delle pareti. Le condizioni residuali di resistenza corrispondono ad uno stato in cui è già avvenuto scorrimento e pertanto, dopo la mobilitazione dei parametri di picco e conseguente parziale o completa rottura delle asperità, si sono modificate le caratteristiche superficiali. In questa situazione la legge di Barton Bandis si modifica con l'annullamento teorico dei termini  $i$  e  $i_u$ , rimanendo quindi espressa in funzione del solo angolo di base del materiale. Da qui la assunzione, non completamente vera, che usualmente si fa circa la corrispondenza tra angolo di base ed angolo residuo. In realtà neanche  $i_u$  è necessariamente nullo, a meno che la massa non possa dilatarsi come già espresso sopra.

Generalmente, comunque, a seconda delle dimensioni delle asperità rotte, dell'alterazione delle pareti e della maggiore o minore apertura, con la possibilità quindi che via sia anche una certa quantità di materiale estraneo che si miscela con quello derivante dallo scorrimento, l'angolo di

resistenza residua può variare in un range che trova come estremo superiore l'angolo di picco, e come inferiore quello derivante dalle caratteristiche dell'eventuale materiale cuscinetto che si è formato al contatto, in relazione alla sua quantità, transitando per l'angolo di base del materiale quale valore intermedio.

Se scorrimento non c'è stato, si deve tornare all'esame più generale delle caratteristiche delle discontinuità. C'è inoltre da sottolineare che non sempre l'elevata apertura delle discontinuità è conseguente ad un avvenuto scorrimento, e quindi da considerarsi sinonimo di condizioni di resistenza residua. E' vero infatti che una discontinuità può essere aperta in ragione di elevati sforzi di trazione che ha subito la roccia e quindi è altrettanto vero che è essa da considerarsi in condizioni di resistenza di picco in relazione alle dimensioni della rugosità su ampia scala e/o alla percentuale di discontinuità aperta (spesso le aperture si alternano ai contatti).

L'angolo di attrito "ridotto" può variare in un range che trova come estremo superiore l'angolo di base del materiale roccioso e come inferiore quello derivante dalle caratteristiche dell'eventuale materiale cuscinetto che si è formato al contatto, in relazione alla sua quantità.

Considerando dapprima il caso di una modesta apertura con conseguente modesto apporto di materiale di riempimento dall'esterno (sabbia e limi da circolazione idrica), la matrice del materiale in condizioni residuali sarà costituita per lo più da particelle fini di calcare in condizioni di varia alterazione. Le proprietà di resistenza di un siffatto materiale sono generalmente ammesse comprese tra i 25° e i 32°.

Pertanto è corretto utilizzare nelle valutazioni un angolo "ridotto":

$$\phi_r = 25^\circ \div 32^\circ$$

Ovviamente in condizioni ridotte la coesione è da considerarsi nulla in quanto eventuali ponti di roccia o zone cementate sono scomparse per effetto dello spostamento intercorso.

Nel caso specifico occorre comunque ribadire quanto già discusso in precedenza e cioè che da un lato la rugosità su ampia scala è assai spesso di ampiezza maggiore rispetto allo spessore dell'apertura riempita e dall'altro che il materiale depositato è altresì spesso ricementato.

Questi aspetti rendono molto difficile stabilire se e quando risulti opportuno o possibile considerare le condizioni delle discontinuità quali residuali. A parere di chi scrive, visti anche gli esiti dei sopralluoghi che si riportano di seguito, ammettere che le discontinuità siano genericamente in condizioni residue porterebbe a grossolane approssimazioni che non rendono appieno la reale

situazione dei luoghi. La tenace resistenza della massa ai tentativi di destabilizzazione effettuati nel passato depone a favore di una più articolata caratterizzazione di resistenza dei giunti.

Giunti in condizioni residue sono evidentemente quelli non solo più superficiali e quindi maggiormente influenzati dall'opera dell'esplosivo, ma che, soprattutto, hanno una limitata estensione così che diminuisce drasticamente l'importanza dell'ondulosità ad ampia scala. Su ampia scala le caratteristiche dei giunti debbono, a parere di chi scrive, considerarsi in condizioni di picco e con una rilevante importanza del parametro coesione apparente.

Nella determinazione di  $JRC_n$  si farà riferimento ai dati di campagna raccolti sia su scala decimetrica (profili di rugosità di Barton e Choubey, 1977), sia su scala metrica con il metodo della straight edge ed utilizzando la relazione:

$$JRC_n = JRC_0(L_n/L_0)^{-0.02JRC_0}$$

dove  $JRC_0$  è desunto dalla media dei valori alle due scale distinte sopra.

La stima del parametro  $JCS_n$  per ciascun raggruppamento medio è stata eseguita mediante una minuziosa ricerca dei giunti rappresentativi di ciascuna famiglia su cui effettuare una campagna di prove con il martello di Schmidt. La prova è stata eseguita secondo le raccomandazioni ISRM (1978) effettuando cioè una serie di 10 (dieci) battute con lo sclerometro (martello di Schmidt), scartando i 5 (cinque) valori più bassi ed eseguendo poi la media sui restanti valori. Per ottenere la resistenza a compressione dei giunti è stata poi effettuata la conversione dei valori ottenuti in sito con il grafico proposto da Deere and Miller (1966) e mediando per ciascuna famiglia i risultati ottenuti.

I valori forniti dal grafico sono passibili di errore variabile, a seconda dei casi, tra  $0 \div \pm 250$  MPa. In favore di sicurezza si è quindi considerata, caso per caso, l'estremo inferiore dell'intervallo di variabilità conseguente.

Le tabelle seguenti riportano i risultati delle stime sopra espresse:

**Area di discarica in loc. Porta - Montignoso  
CARATTERISTICHE DELLE DISCONTINUITA'**

| FAMIGLIA               | JRC <sub>0</sub> | JCS <sub>0</sub> | JRC <sub>n</sub> | JCS <sub>n</sub> | peso | L <sub>n</sub> /L <sub>0</sub> |
|------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------|--------------------------------|
| K1.1                   | 13,595           | 56               | 7,3              | 21,9             | 0,19 | 10                             |
| K1.2                   | 13,03            | 46               | 7,2              | 18,7             | 0,16 |                                |
| K2                     | 12,825           | 52               | 7,1              | 21,4             | 0,23 |                                |
| K3                     | 12,495           | 25               | 7,0              | 10,5             | 0,11 |                                |
| K4                     | 12,18            | 62               | 7,0              | 26,7             | 0,12 |                                |
| K5                     | 10,11            | 45               | 6,3              | 22,4             | 0,03 |                                |
| K6                     | 8,795            | 25               | 5,9              | 13,6             | 0,05 |                                |
| K7                     | 11,85            | 25               | 6,9              | 11,0             | 0,11 |                                |
| <b>media<br/>pond.</b> |                  |                  | <b>5,9</b>       | <b>17,2</b>      |      |                                |

Noti questi, in virtù della possibilità di esprimere l'espressione di Barton Bandis nella forma:

$$\tau = \sigma_n \text{tg}(\Phi_b + i + i_u) = \sigma_n \text{tg}\phi$$

è possibile desumere l'angolo di attrito in funzione del valore dell'angolo d'attrito di base, delle caratteristiche superficiali e del campo di sollecitazione.

Poichè i diversi parametri sono stati espressi come appartenenti ad un intervallo di valori quale migliore descrizione possibile delle reali condizioni delle discontinuità, ed essendo altresì impossibile individuare un unico valore medio rappresentativo proprio in virtù della loro variabilità, si è optato per la determinazione della distribuzione dell'angolo di attrito determinata da quella delle singole componenti la funzione.

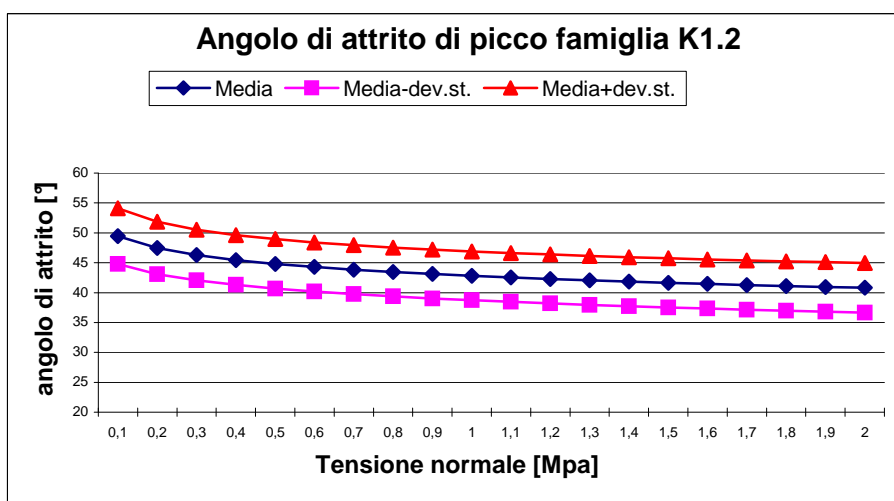
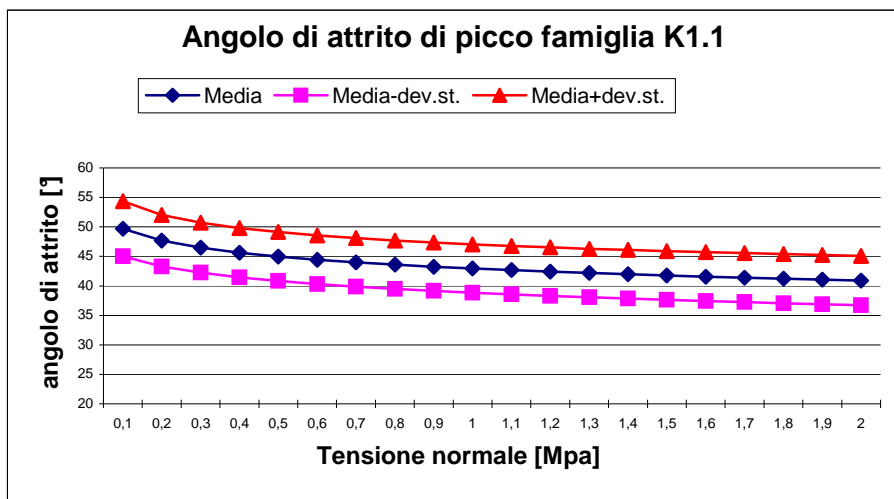
La distribuzione dell'angolo di attrito è stata pertanto determinata con il *Rosenbleuth's point estimate method* (Rosenbleuth 1976, Harr 1987). Con questo metodo di stima, tutte le variabili atte a determinare il valore dell'angolo di attrito sono considerate in tutte le possibili combinazioni tra i valori massimi e minimi.

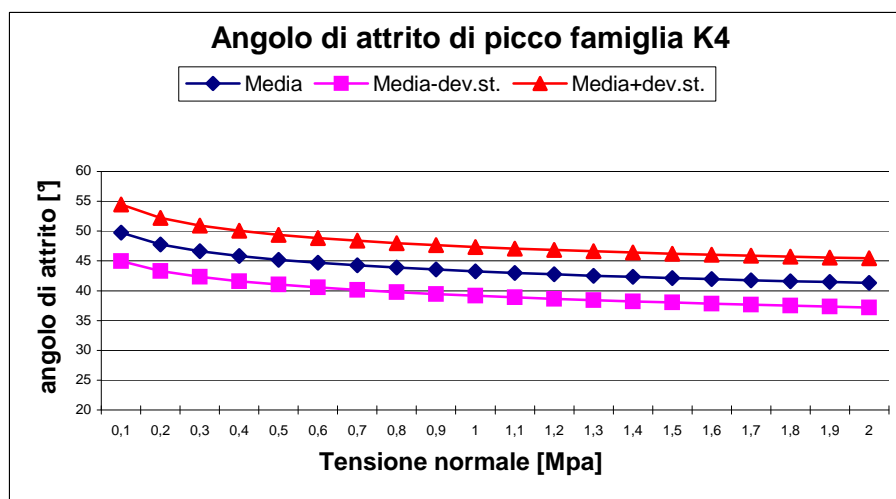
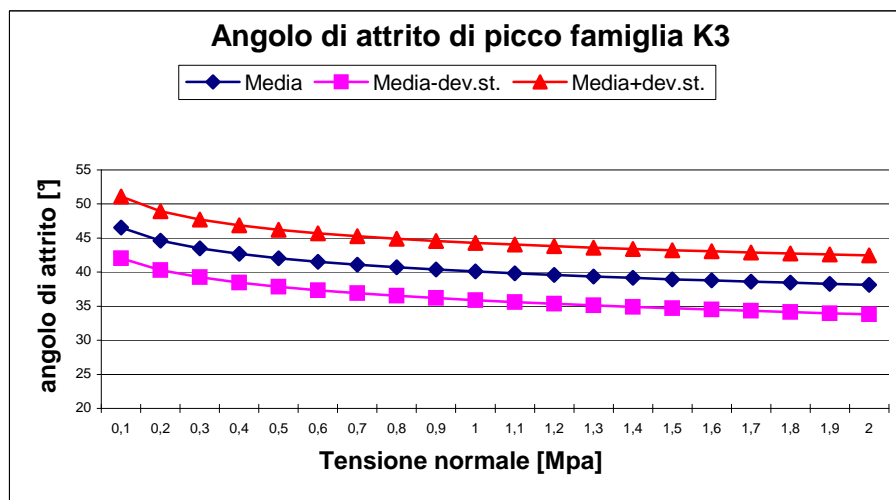
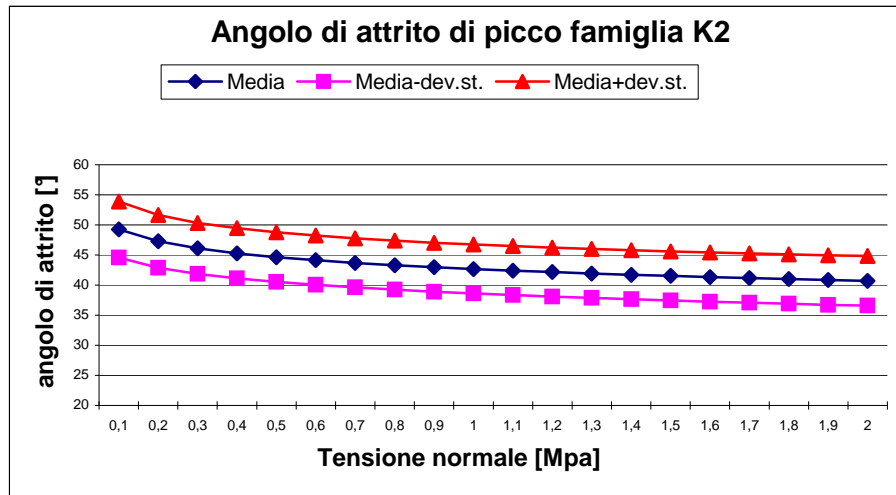
**Valori attribuiti ai parametri per ciascuna famiglia**

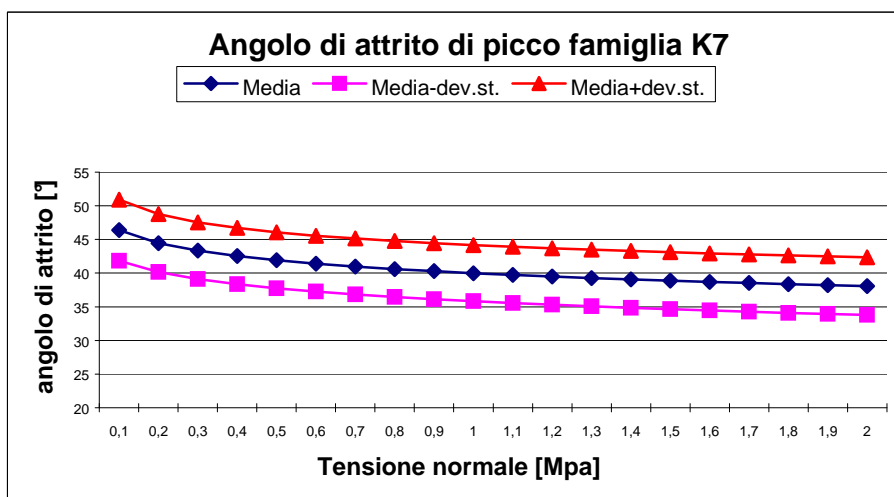
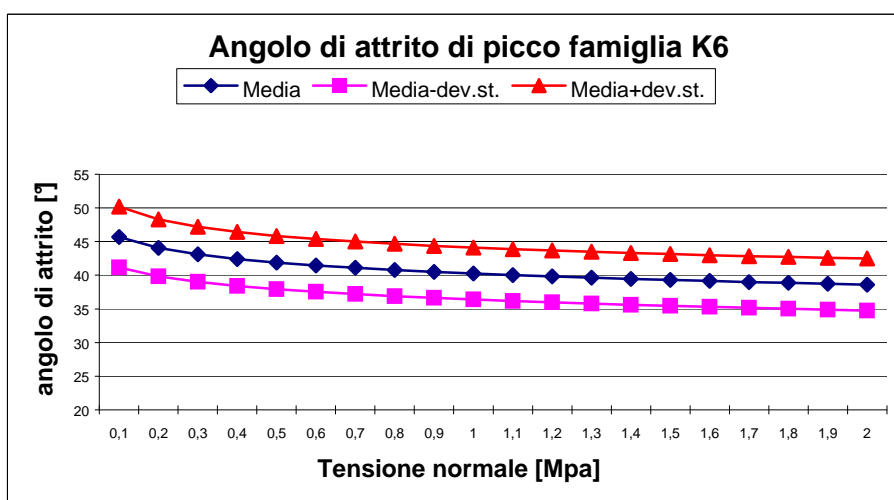
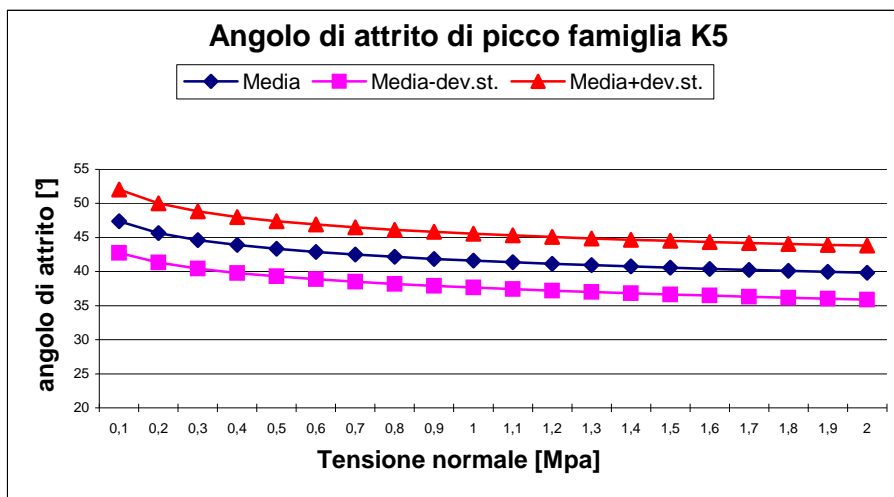
|          | K1.1 |     | K1.2 |     | K2  |     | K3  |     | K4  |     | K5  |     | K6  |     | K7  |     |
|----------|------|-----|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| $\phi_b$ | 33   | 29  | 33   | 29  | 33  | 29  | 33  | 29  | 33  | 29  | 33  | 29  | 33  | 29  | 33  | 29  |
| JRC      | 8.8  | 5.8 | 8.7  | 5.7 | 8.6 | 5.6 | 8.5 | 5.5 | 8.5 | 5.5 | 7.8 | 4.8 | 7.4 | 4.4 | 8.4 | 5.4 |
| JCS      | 25   | 15  | 25   | 15  | 25  | 15  | 15  | 5   | 30  | 20  | 25  | 15  | 20  | 10  | 15  | 5   |
| $i_u$    | 4    | 0   | 4    | 0   | 4   | 0   | 4   | 0   | 4   | 0   | 4   | 0   | 4   | 0   | 4   | 0   |

Nelle pagine a seguire si riportano i grafici con gli andamenti dei valori medi dell'angolo di attrito di picco e delle due curve rappresentative del valore medio  $\pm$  la deviazione standard relative a ciascuna famiglia analizzata.

#### angolo di attrito di picco



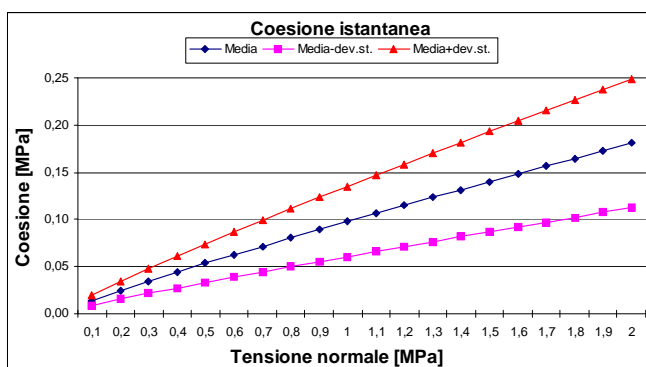
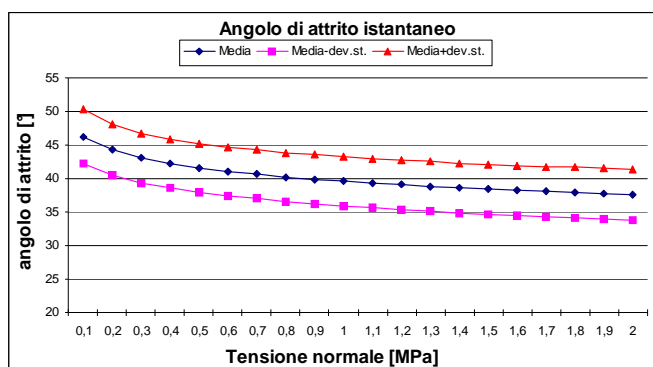




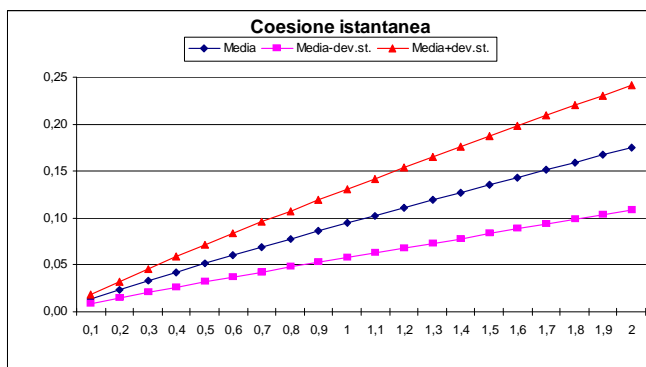
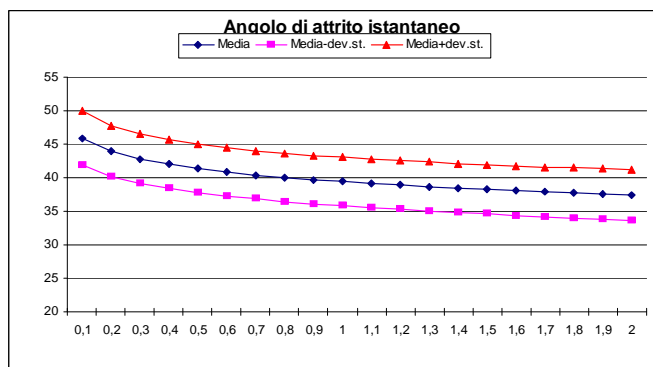
In generale è possibile ricollegare l'angolo di attrito calcolato secondo Barton ai parametri tradizionali di attrito e coesione (parametro questo che nella meccanica delle rocce è collegato alla presenza di ponti di roccia o di porzioni di giunto cementate) espressi nella legge di Mohr-Coulomb, spesso necessari per l'utilizzo di programmi di calcolo e verifica, che possono quindi essere definiti come “valori istantanei” in quanto derivati dalla curva, di tipo non lineare, della legge di Barton-Bandis mediante un metodo analitico teso a determinare intercetta ed angolo della tangente alla suddetta curva in ragione del valore istantaneo di  $\sigma_n$ . I parametri così determinati, detti appunto istantanei, possono sostituire in modo conveniente la legge di cui sopra nell'ambito di una corretta determinazione dell'intervallo di variazione di  $\sigma_n$  nel problema di volta in volta allo studio.

A seguire si riportano quindi i grafici con gli andamenti dei valori medi dell'angolo di attrito e della coesione istantanea con le relative curve rappresentative del valore medio  $\pm$  la deviazione standard di ciascuna famiglia analizzata.

### Angolo di attrito e coesione istantanea

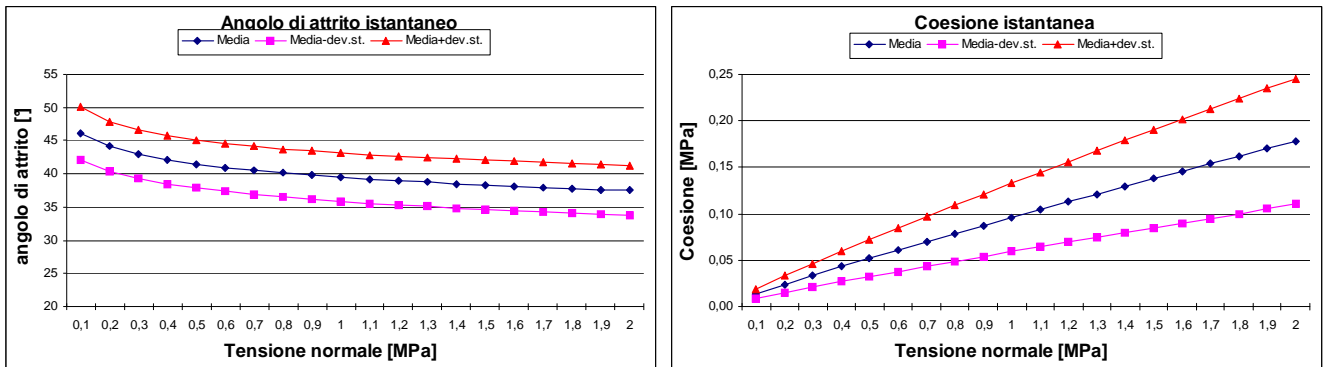


Famiglia K1.1

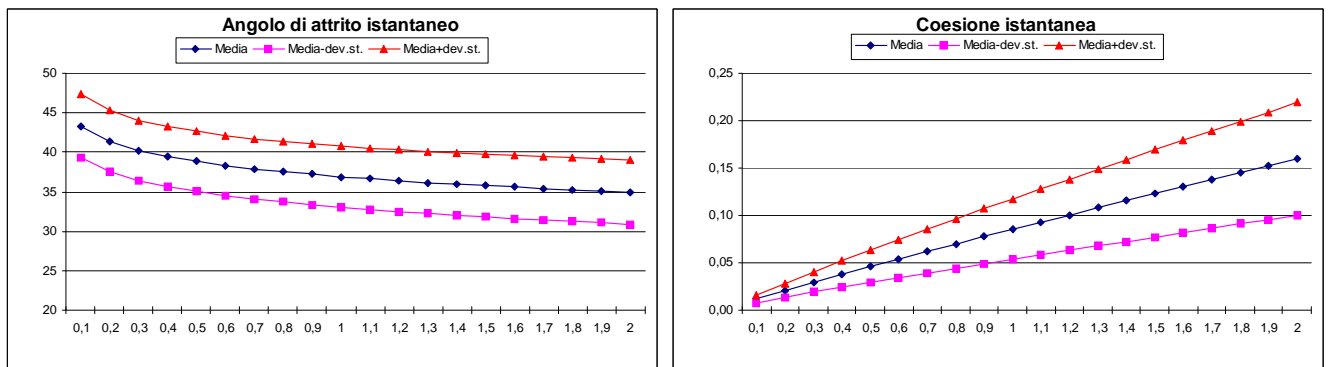




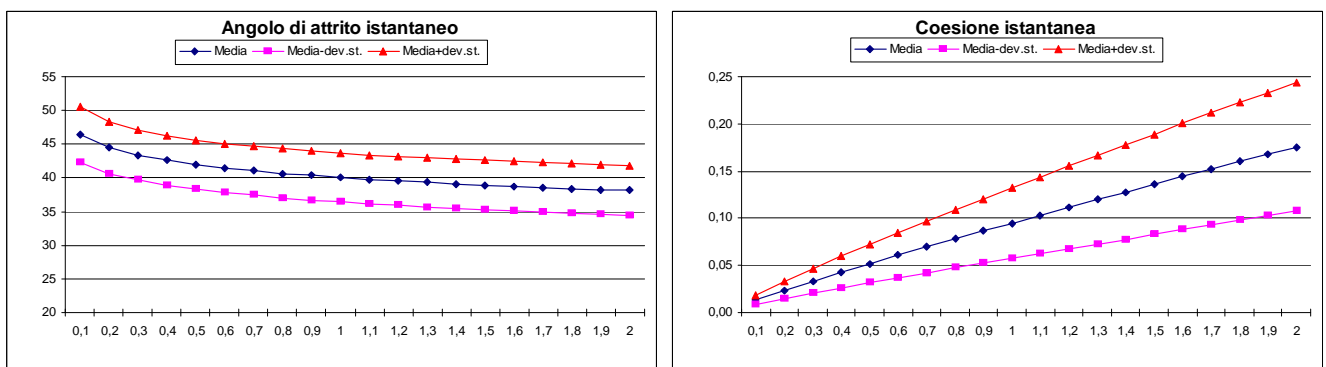
### Famiglia K1.2



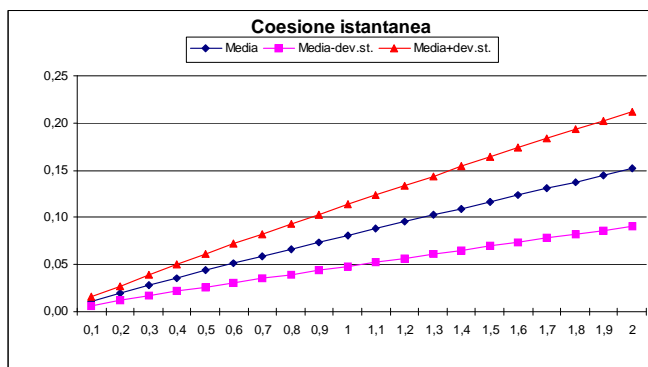
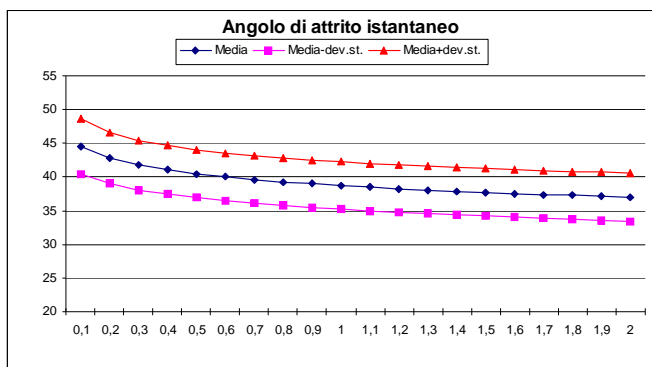
### Famiglia K2



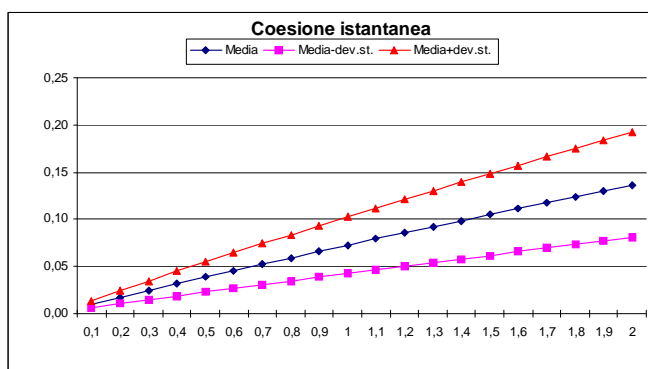
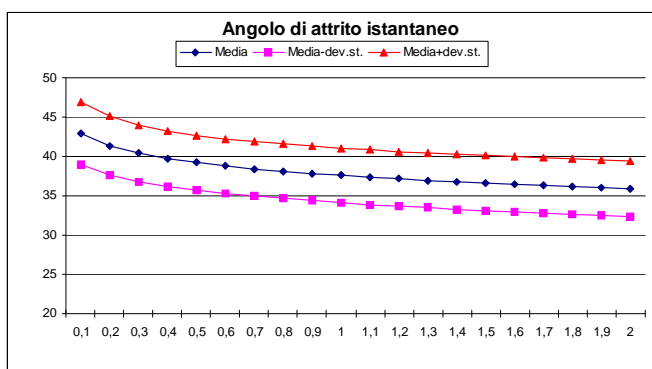
### Famiglia K3



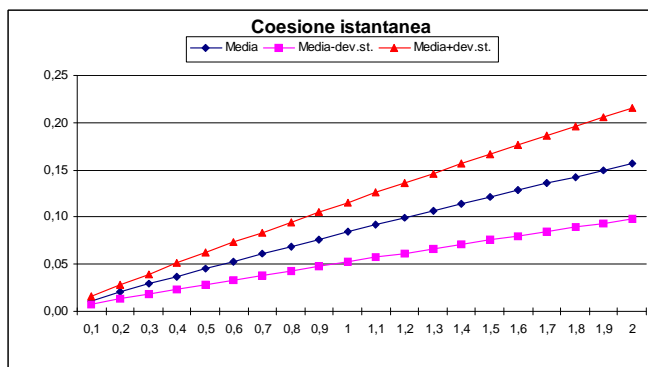
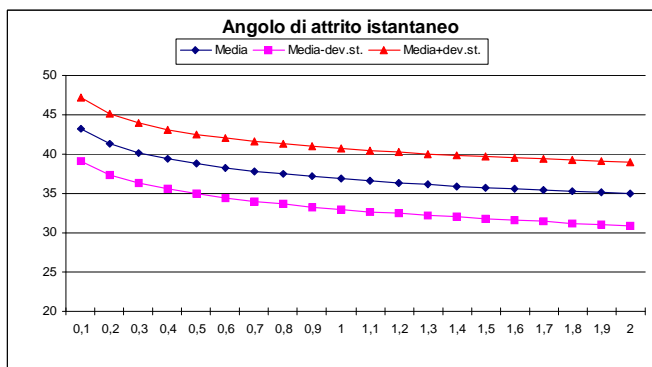
### Famiglia K4



### Famiglia K5



### Famiglia K6



### Famiglia K7

### **3 Analisi di stabilità**

Nel seguito si riporta un ampio sunto di tutte le verifiche di stabilità effettuate nel tempo dallo scrivente nell'area di cava. Le verifiche di stabilità saranno nel seguito suddivise per tipo e per zona di analisi.

#### *3.1 - Analisi delle superfici dei fronti interno ed esterno dello zucchetto residuale*

Quanto più sotto descritto deriva dai sopralluoghi di parete effettuati dal 08-01-02 al 15-01-02 e successivamente il 15-03-02 ad opera del P. Min. Massimo Corniani che ha effettuato l'analisi della superfici dei fronti ed il rilievo in parete delle principali fratture, nonché da successive periodiche ispezioni che vengono condotte oggi con cadenza semestrale.

L'analisi delle superfici si è svolta partendo dalla superficie esterna dello sperone roccioso che ha direzione SE-NW ed immersione SW, per poi passare al fronte interno che ha direzione parallela al precedente con immersione NE (vedasi foto A1, A2 e A3).

#### Fronte esterno

Il fronte (*Fest*) si sviluppa in direzione SE-NW, conserva una morfologia ed una condizione superficiale naturale, le lavorazioni precedenti non hanno modificato questa superficie, solo alla base del fronte si rilevano tracce di abbattimenti con esplosivo, realizzate per creare gli accessi alle zone estrattive. Su questa superficie prevalgono fratture subparallele al fronte indicate con K1, queste fratture si presentano molto ondulate, la stessa frattura può immergere per tratto SW e per tratto verso NE, la persistenza è molto limitata, difficilmente supera i 15 m, mediamente si sviluppano per circa 10 m poi si chiudono, oppure sono interrotte da ampi ponti di roccia e riprendono con immersione ruotata di 180°.

In superficie le fratture sono spesso aperte a causa dell'elevata erosione superficiale, l'apertura decresce verso l'interno, dove solitamente sono molto concrezionate. La deposizione di calcite ha saldato all'interno delle fratture e sui piani di discontinuità esposti notevoli quantitativi di materiali precedentemente erosi e disgregati sino a saldare le superfici opposte delle fratture. Tra una porzione cementata e l'altra rimangono fessure attraverso cui drena l'acqua.

Normalmente la parte superiore delle fratture denota presenza di terra su cui attecchisce la vegetazione che alla sommità è in prevalenza arbustiva con radi alberelli.

Le masse isolate, anche le più superficiali non presentano segni di movimento, con i primi interventi di disgaggio condotti durante le opere di preparazione della discarica dalle superfici sono state rimosse tutte le masse in precarie condizioni di equilibrio, provocate dagli effetti indotti dalle lavorazioni con esplosivi ed accentuate dalla scarsa frequenza dei controlli e dei disgaggi. Queste superfici, data la quota e l'esposizione, sono solo moderatamente esposte alle sollecitazioni indotte dagli agenti atmosferici e dalle variazioni di temperatura, le formazioni di ghiaccio sono rarissime, mentre il carsismo dell'ammasso non consente l'accumulo d'acqua nelle fratture.

La cessazione dell'escavazione ha eliminato anche le sollecitazioni indotte dalle vibrazioni, così che durante i più recenti interventi di disgaggio sono state abbattute manualmente poche e piccole masse rese instabili precipuamente dall'azione meccanica della vegetazione.

Oltre alle fratture appartenenti alla famiglia K1 (K1.1 e K1.2) abbiamo rilevato alcuni esemplari di discontinuità K2 e K5 (in questa porzione di monte leggermente più ruotate ad E dell'esemplare medio emerso dal rilievo complessivo), anche queste fratture hanno caratteristiche molto simili alle precedenti. In tale occasione non erano stati rilevati i giunti K6 e i K7 erano stati ricompresi all'interno della famiglia K1.1 in quanto nell'area non così rilevanti da contraddistinguere una famiglia media.

### Fronte Interno

Il fronte interno (*Fint*) ha uno sviluppo abbastanza regolare con direzione approssimativa NW-SE, pressoché parallelo al precedente, immersione NE ed inclinazione media di circa 70°-75°.

Quasi tutto il fronte è costituito dall'esposizione di un'ampia cavità carsica, sulle cui superfici sono visibili formazioni caratteristiche degli ambienti ipogei, quali stalattiti, stalagmiti, ventagli e concrezioni di vario genere, questa conformazione è particolarmente evidente al margine NE del fronte ed in alcuni punti della fascia medio alta nella zona centrale.

Le condizioni di fratturazione sono simili al fronte precedente, restano dominanti i piani di discontinuità appartenenti alla famiglia K1.2, che si alternano spesso con le discontinuità K1.1 come sul fronte precedentemente descritto. Buona parte delle superfici sono costituite dall'esposizione di piani di discontinuità appartenenti a queste due famiglie.

Su questo fronte sono più evidenti, per effetto dell'impostazione su un piano di discontinuità esposto, alcune fratture appartenenti alla famiglia K5 che emergono sul lato NE del fronte e delimitano parte della porzione aggettante alla base della zona centrale.

Al centro del fronte sono evidenti anche due fratture della famiglia K2, che immergono in direzione opposta alle K5, e si perdono nella zona mediana del fronte. E' stata tentata una correlazione con simili fratture visibili sul fronte esterno (gruppo JC) che però non può essere considerata certa al 100%. Le caratteristiche generali delle fratture sono pressoché identiche a quelle affioranti sul fronte esterno, aumenta leggermente la persistenza di alcune discontinuità, si riduce l'apertura, anche a causa dell'aumento delle concrezioni all'interno dei giunti, che spesso sono completamente riempiti. Anche su questo fronte sono stati effettuati nel tempo vari interventi di disgaggio ed alcune masse all'estremità NE sono state consolidate con legature in cavi d'acciaio.

Da quanto osservato durante i disgaggi effettuati nel Gennaio 2002 e nei sopralluoghi di parete effettuati successivamente non si sono rilevati segni di movimento sulle fratture principali, anche le masse superficiali costituite da materiali erosi e ricementati dalle concrezioni si presentano solide e compatte ed in particolare le masse cementate sulla discontinuità K1.2, che costituisce la superficie del fronte al di sopra della zona aggettante, appare ben cementata su tutto il profilo. Sul lato NE di questa formazione sono presenti volumi un po' più evidenti, in corrispondenza dei quali sono state rimosse, durante i precedenti interventi di disgaggio effettuati negli anni passati, alcune masse di piccole e medie dimensione poichè la cementazione aveva risentito degli effetti indotti dall'esplosione di cariche brillate alla base, che hanno provocato la formazione del "sottotecchia".

Per quanto sopra esposto, viste le condizioni delle superfici e delle fratture, tenuto conto delle variazioni rilevate tra i vari interventi di bonifica, disgaggio e verifica, si può concludere che non è ipotizzabile il rilascio spontaneo di grosse masse. Anche le piccole masse superficiali non sono esposte a particolari effetti destabilizzanti, pertanto il rischio di crolli parziali è decisamente contenuto.

Le condizioni di stabilità delle superfici possono essere conservate e migliorate con verifiche e disgaggi periodici.

### Stabilità in grande

Sulla scorta dei rilievi compiuti nel dettaglio sulle pareti in esame e da quanto emerso durante i controlli periodici ad opera del personale specializzato si è potuto verificare come non esistano le condizioni geometriche per il dissesto globale della massa.

Le strutture che interessano la massa nel suo complesso sono identificabili in una serie di discontinuità K1, cui appartengono i termini JA e JE indicati nella documentazione fotografica, da un gruppo di K5 indicato con JB, delle quali una è evidente su entrambi i fronti, e da un paio di K2 indicate con JC le quali sembrano anch'esse fasciare la massa, pur se permangono alcuni dubbi circa la loro completa persistenza sino alla sommità del crinale.

Alle pagine seguenti si riportano gli stereogrammi relativi ai piani medi derivati dal rilievo in rapporto ai due fronti in esame (fronte interno *Fint* in fig. 1 e fronte esterno lato Aurelia *Fest* in fig. 2) a cui seguono gli stereogrammi relativi alle strutture di grande scala riscontrate (figg. 3 e 4).

JA è di fatto parallela al fronte interno, delimitandolo di fatto, e pertanto nello stereogramma di fig. 3 non è riportata in forma distinta rispetto allo stesso.

Osservando le figg. 1 e 2 è evidente come nel caso del fronte interno la struttura massima non risulta rimovibile, mentre per il fronte esterno un'ipotetica retta di scivolamento risulta diretta a  $193^\circ$  con inclinazione di  $13^\circ$  circa. Anche in queste condizioni risulta di fatto non realizzabile il movimento del prisma in virtù della modesta inclinazione ed in tal senso si evita di procedere ad una pedissequa verifica numerica.

In relazione al fronte esterno, il cui piano rappresentato coincide con l'andamento medio, si possono evidenziare al più piccole scaglie che si possono formare tra JB o sue subparallele ed elementi K1.1 non strettamente coincidenti con l'orientamento medio del fronte. Ugualmente, osservando la più generale fig. 2, si possono evidenziare possibili piccoli prismi impostati sulle K4 e K3 (delimitati eventualmente da K1, K5 o K2 a completare il diedro). Tali prismi sono comunque connessi a piccole strutture che non compromettono il complesso del diaframma in virtù della modesta persistenza di queste. Tutte queste piccole strutture, qualora nettamente rimovibili, si sono ormai nel tempo liberate in funzione del degrado naturale e/o del disgaggio tecnico operato, anche se, progressivamente, la massa può via via “desquamarsi” in virtù dell'elevata densità di fratturazione. Questo fenomeno è, ovviamente, tutt'altra cosa rispetto ad un dissesto globale dello sperone e deve essere affrontato in altro modo. In particolare va osservato come l'unico metodo di intervento possibile sia la periodica rimondatura delle pareti nonché la periodica visita delle stesse da parte di personale esperto.

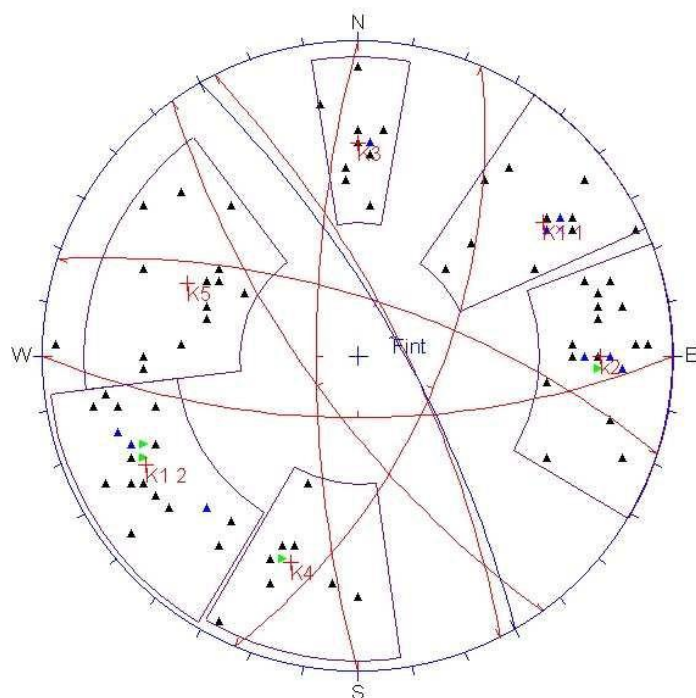


Fig. 1 – Stereogramma piani medi e fronte interno

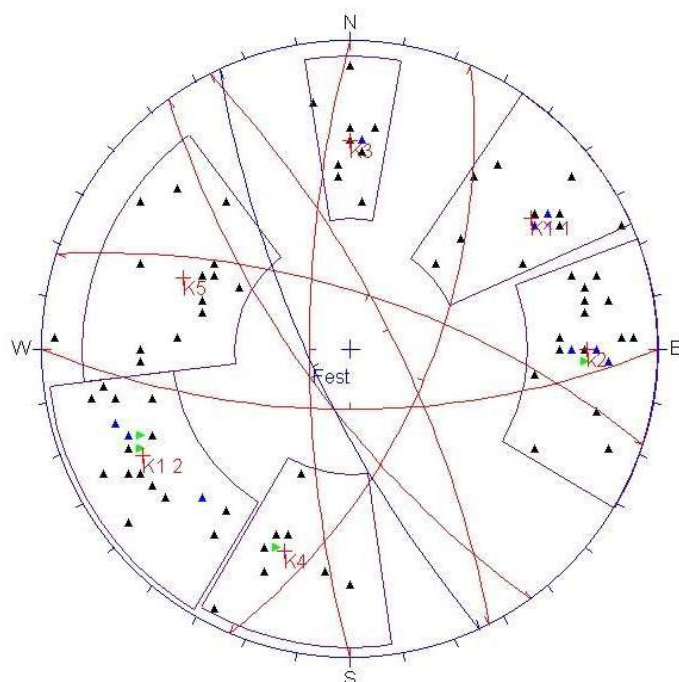


Fig. 2 – Stereogramma piani medi e fronte esterno

### Condizioni superficiali di stabilità

Alcune considerazioni sono già state sviluppate nei passi precedenti e pertanto, al fine di non appesantire la discussione, non si ripeteranno.

Vale la pena osservare qui, invece, alcune possibili situazioni concernenti le superfici del fronte interno.

La massa parzialmente aggettante (vedasi sezioni e documentazione fotografica allegata alla presente) risulta in parte interessata da discontinuità K1 subparallele (JE nelle foto) a quella esposta costituente parte del fronte medesimo (JA). In apparenza, pertanto, appare possibile un rilascio di parti più o meno grandi di roccia comprese tra queste e interventi di disgaggio passati sono in effetti ben visibili. La discontinuità che libererebbe la massa è stata esaminata ed appare ben cementata e chiusa, tant'è vero che le masse rimosse lo furono diverso tempo or sono senza che da allora sia stato necessario un ulteriore massiccio intervento. Certamente la massa potrebbe essere liberata con uso di esplosivo sino a riportare il fronte su JE. Questa operazione non appare però consigliabile in quanto, nonostante nel tempo abbia resistito bene all'uso dell'esplosivo, far brillare cariche aeree su un diaframma non è operazione tecnica consigliabile. Del resto la JE non appare estendersi molto oltre la massa risultante in aggetto (vedasi documentazione fotografica di dettaglio citata).

Il controllo della massa è fattibile con la periodica ispezione, oppure mediante un intervento di apposizione di reti di protezione che impediscano la caduta delle piccole porzioni che il degrado naturale via via potrebbe liberare. Va sottolineato, comunque, che i diversi interventi di ispezione condotti sulle pareti negli ultimi anni non hanno evidenziato nella massa in esame una significativa evoluzione di fenomeni del genere descritto. Le risultanze delle verifiche periodiche sono conservate presso gli uffici aziendali presenti nel sito di discarica

Altre masse piuttosto ben concrezionate sono visibili sul fronte, ma tutte, all'esame ravvicinato, denotano una buona coesione e pertanto, solo in via di estrema precauzione, potrebbero essere interessate da locali interventi di rivestimento. Un intervento generalizzato, invece, non appare significativo o addirittura utile, in quanto renderebbe difficile la periodica ispezione e rimozione delle masse eventualmente "scioltesi".



### *3.2 - Analisi statistica per cinematismi di scivolamento*

Nel caso di cava in materiale rigido impostata secondo una coltivazione a gradoni ed in sotterraneo si prevede generalmente un'analisi impostata sulla verifica allo scivolamento di cunei rispettivamente su una superficie di scivolamento o su due o più superfici intersecantesi.

L'effettivo movimento delle strutture è legato al verificarsi di altre ulteriori condizioni indispensabili al realizzarsi del cinematismo:

- mancanza di continuità laterale della massa rocciosa,
- effettiva emersione in superficie delle fratture di cui si è accennato sopra,
- dimensioni del cuneo fisicamente compatibili con quelle della cava,
- condizione di effettiva persistenza delle discontinuità su tutta la superficie di contatto del cuneo idealizzato, etc.

L'approccio generale adottato è di tipo statistico: per ogni famiglia rappresentativa della situazione strutturale della cava si considera il campione medio con le proprie caratteristiche di variabilità, mentre per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza dei giunti si è cercato di utilizzare lo spettro più ampio di variazione degli stessi come descritto nei paragrafi precedenti al fine di descrivere tutta la forbice all'interno della quale sono distribuiti i coefficienti di sicurezza. Il tipo di distribuzione statistico utilizzato è quello normale per i motivi espressi in apertura.

Le ipotesi alla base del metodo di equilibrio limite dei cunei analizzati sono: completa persistenza delle fratture ed andamento planare delle stesse con mantenimento delle caratteristiche superficiali individuate, interessamento dell'intero fronte per tutto il suo sviluppo in altezza (se non diversamente specificato e motivato, ad esempio per permettere la realistica formazione del cuneo), presenza di acqua secondo la legge derivante dall'ipotesi di distribuzione di Hoek e Bray (legge bitriangolare con pressione nulla in testa ed al piede del cuneo) localmente percentualmente deratata dove poco realistica (cunei-schegge parietali).

Il metodo di analisi utilizzato è quello analitico alle equazioni vettoriali sviluppato da Hoek e Bray (1981) nel classico lavoro "Rock Slope Engineering" che analizza le condizioni geometriche nello spazio, le caratteristiche delle discontinuità, la presenza di acqua, l'eventuale utilizzo di tiranti stabilizzanti.

Per la determinazione dei cunei tipo è stato utilizzato il programma SWEDGE® di Rocscience Inc. sviluppato dal Dipartimento di Ingegneria delle Rocce dell'Università di Toronto sotto la supervisione del Dr. E. Hoek.

L'analisi effettuata si articola pertanto nei seguenti punti:

- A1) Analisi dei cunei in condizioni di picco e ridotte sui fronti Est – Nord-Est
- A2) Analisi dei cunei in condizioni di picco e ridotte sui fronti NE e NW

#### Cunei rocciosi fronti Est – Nord-Est (Provincia di Lucca)

L'analisi, condotta con lo specifico software secondo le modalità viste in precedenza, ha individuato una serie di possibili cunei che saranno di volta in volta esaminati. La reale formazione in parete dei cunei tipo determinati con l'analisi, è legata invece all'effettiva emersione in parete delle fratture che costituiscono il cuneo potenzialmente instabile e quindi da valutare di volta in volta in relazione alla fratturazione effettiva della zona di ammasso roccioso a cui appartiene ciascuno dei fronti di analisi. L'analisi è stata condotta per l'esemplare medio rappresentativo della famiglia di volta in volta interessata ipotizzando altresì lo stesso caratterizzato da parametri medi di resistenza. L'analisi ha lo scopo di individuare la tipologia di struttura potenzialmente più rilevante dal punto di vista della stabilità così da indirizzare la ricerca in sito dell'eventuale esemplare reale da sottoporre quindi in seguito ad un'analisi più deterministica.

Tale paragrafo si riferisce ad un'analisi passata in cui non erano stati considerati i giunti K3 e i giunti K7 in quanto all'epoca, il rilievo lungo i fronti d'interesse non aveva permesso di rilevarne un numero tale da distinguerli come raggruppamento medio ed erano quindi stati ricompresi all'interno della famiglia K1.1. I fronti di analisi sono riportati nell'allegata carta della fratturazione.

L'analisi condotta sul fronte F1, come si può apprezzare anche dalle figure successive in cui si riportano le ciclografie dei piani di frattura suddivisi per ciascun fronte di analisi, ha portato alla individuazione di 6 possibili tipologie di strutture cinematicamente rimovibili. Il fronte analizzato (360°/70) è stato considerato con uno sviluppo in altezza di 30 m e con una superficie superiore orizzontale. Tra tutte le possibili combinazioni sono state scartate le combinazioni in cui comparivano le discontinuità K6 in quanto subparallele al fronte che quindi delimitano strutture esili quindi probabilmente già rimosse nelle operazioni di disgaggio effettuate e comunque ritenute poco probabili in relazione alla fratturazione riscontrata e alla particolare morfologia del pendio (inclinazione complessiva). I possibili cunei del tipo K1.1 – K4, K1.1 – K5, K1.2 – K2 e K2 – K4 presentano un F.S. di sicurezza ampiamente soddisfacente. Le prime tre strutture menzionate presentano cinematismo di scivolamento lungo la linea di intersezione, mentre il cuneo tipo K2 – K4 scivola lungo il giunto K2. Le altre due combinazioni K1.1 – K6 e K1.2 – K4 sono delle

possibili strutture che nel qual caso le tracce delle discontinuità si riscontrassero in parete darebbero origine a dei cunei delle dimensioni talmente ridotte da essere assimilabili a delle schegge parietali e quindi facilmente rimovibili durante le periodiche operazioni di controllo ed eventuale disaggio consigliabili lungo tutti i fronti analizzati. Le analisi di parete condotte nel tempo non hanno permesso di evidenziare nel tempo alcuna delle strutture tipo di quelle possibili (cinematicamente rimovibili).

L'analisi condotta per il fronte F2, escludendo le combinazioni che risultano “dietro” la ciclografia del fronte e quindi come già detto non cinematicamente rimovibili e le combinazioni con i giunti K2 subparalleli al fronte per i motivi anzi esposti, ha portato alla individuazione di 4 possibili tipologie di strutture cinematicamente rimovibili. Il fronte F2 ( $280^{\circ}/60^{\circ}$ ) è stato considerato con uno sviluppo in altezza di 65 m e con una superficie superiore immergente a S ( $180^{\circ}/45^{\circ}$ ).

In tre casi le strutture sono assimilabili (K1.1 – K4, K1.1 – K5, K1.1 – K6) a dei cunei di dimensioni estremamente ridotte di tipo piuttosto superficiale. Come per altre strutture queste sono scaglie superficiali che in genere si rimuovono, quando presenti, alla formazione del fronte medesimo. L'esame in sito non ha consentito di evidenziare esemplari apprezzabili di queste strutture. La quarta struttura del tipo K5 – K6, dalle dimensioni maggiori presenta però un fattore di sicurezza ampiamente soddisfacente.

Per il fronte F3, escludendo per i motivi già esposti le fratture K1.1 subparallele al fronte e le strutture non cinematicamente rimovibili, ha consentito di individuare un unico possibile esemplare dalle dimensioni ridotte che nel caso di un'effettiva emersione in parete sarebbe caratterizzato dal completo distacco.

Il fronte in esame ( $230^{\circ}/60^{\circ}$ ) è stato considerato con un'immersione media che inglobasse tutte i cambi di direzione che la parete subisce. L'altezza media è di 80 m e la superficie superiore che immerge come il fronte ( $230^{\circ}/45^{\circ}$ ). In questo caso, oltre alle strutture che si intersecavano “dietro” la ciclografia del fronte non si sono considerate, per i motivi già espressi, le strutture in cui comparivano le superfici del verso subparallele al fronte oggetto di analisi.

Il fronte F4 ( $280^{\circ}/60^{\circ}$ ) immerge similmente al fronte F2, ma presenta una diversa superficie superiore. Quindi anche in questo caso non sono state considerate le strutture in cui comparivano le discontinuità K2 subparallele al fronte. L'analisi ha evidenziato tre possibili strutture (cinematicamente rimovibili) tutte dalle dimensioni ridotte e con valori dei fattori di sicurezza ridotti. Come per altre strutture queste sono scaglie superficiali che in genere si rimuovono, quando

presenti, alla formazione del fronte medesimo. L'esame in sito non ha consentito di evidenziare esemplari apprezzabili di queste strutture.

Tabella relativa all'analisi di stabilità volta alla determinazione dei cunei fronte F1

| Fronte            | H m | Cuneo   | Peso (t) | F.S. | Movimento                                       | Commento                        |
|-------------------|-----|---------|----------|------|---|---------------------------------|
| F1                | 30  | K1.1-K4 | 116.04   | 5.60 | Scivola su intersezione (Tr.307.1 – Pl.37.6)    | -                               |
| F1 <sub>rid</sub> | 30  | K1.1-K4 | 116.04   | 2.97 | Scivola su intersezione (Tr.307.1 – Pl.37.6)    | -                               |
| F1                | 30  | K1.1-K5 | 56.35    | 6.97 | Scivola su intersezione (Tr.303.5 – Pl.32.6)    | -                               |
| F1 <sub>rid</sub> | 30  | K1.1-K5 | 56.35    | 3.93 | Scivola su intersezione (Tr.303.5 – Pl.32.6)    | -                               |
| F1                | 30  | K1.1-K6 | 26.51    | 0    | Distacco completo                               | Eventuale scheggia da rimuovere |
| F1                | 30  | K1.2-K2 | 83.92    | 6.28 | Scivola su intersezione (Tr.355.09 – Pl. 38.71) | -                               |
| F1 <sub>rid</sub> | 30  | K1.2-K2 | 83.92    | 3.35 | Scivola su intersezione (Tr.355.09 – Pl. 38.71) | -                               |
| F1                | 30  | K1.2-K4 | 12.78    | 0    | Distacco completo                               | Eventuale scheggia da rimuovere |
| F1                | 30  | K2 – K4 | 133.3    | 4.42 | Scivola su K2                                   | -                               |
| F1 <sub>rid</sub> | 30  | K2 – K4 | 133.3    | 2.32 | Scivola su K2                                   | -                               |

Tabella relativa all'analisi di stabilità volta alla determinazione dei cunei fronte F2

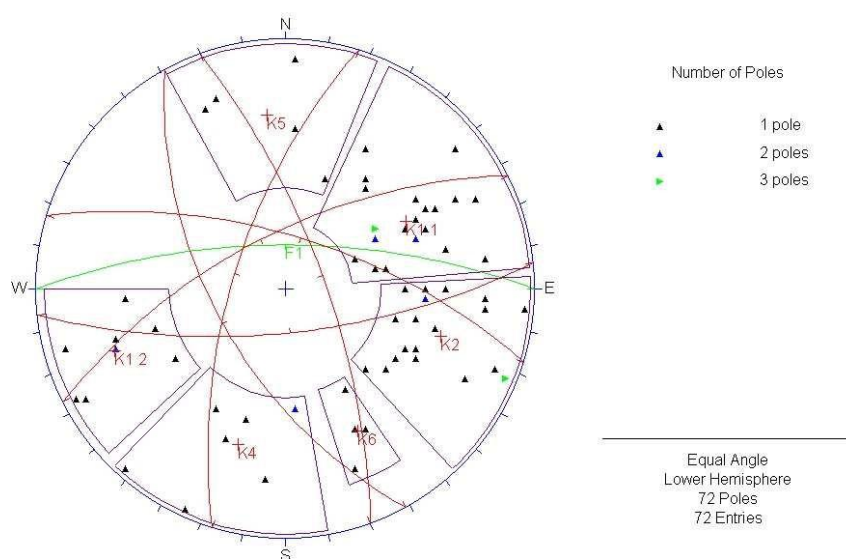
| Fronte            | H m | Cuneo   | Peso (t) | F.S. | Movimento                                       | Commento                        |
|-------------------|-----|---------|----------|------|---|---------------------------------|
| F2                | 65  | K1.1-K4 | 0.52     | 0    | Distacco completo                               | Eventuale scheggia da rimuovere |
| F2                | 65  | K1.1-K5 | 2.17     | 1.17 | Scivola su K5                                   | Eventuale scheggia da rimuovere |
| F2                | 65  | K1.1-K6 | 38.3     | 0    | Distacco completo                               | Eventuale scheggia da rimuovere |
| F2                | 65  | K5 – K6 | 243.42   | 3.49 | Scivola su intersezione (Tr.254.37 – Pl. 24.67) | -                               |
| F2 <sub>rid</sub> | 65  | K5 – K6 | 243.42   | 1.93 | Scivola su intersezione (Tr.254.37 – Pl. 24.67) | -                               |

Tabella relativa all'analisi di stabilità volta alla determinazione dei cunei fronte F3

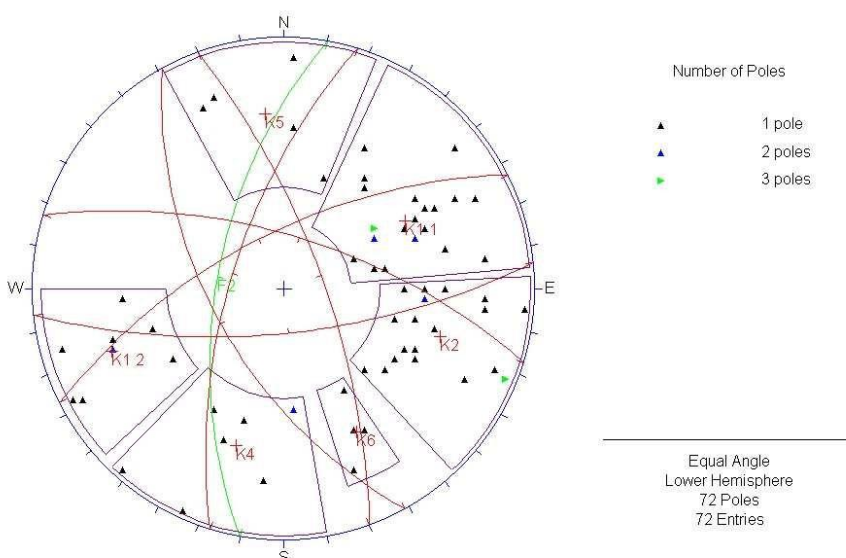
| Fronte | H m | Cuneo   | Peso (t) | F.S. | Movimento         | Commento                        |
|--------|-----|---------|----------|------|-------------------|---------------------------------|
| F3     | 80  | K2 – K5 | 18.59    | 0    | Distacco completo | Eventuale scheggia da rimuovere |

Tabella relativa all'analisi di stabilità volta alla determinazione dei cunei fronte F4

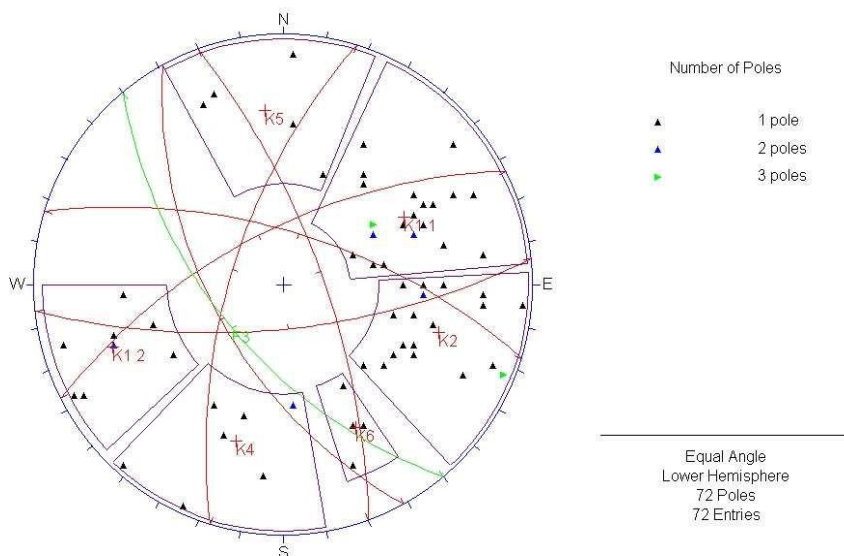
| Fronte | H m | Cuneo   | Peso (t) | F.S. | Movimento                                    | Commento                        |
|--------|-----|---------|----------|------|--|---------------------------------|
| F4     | 80  | K1.1-K5 | 34.1     | 0.8  | Scivola su K5                                | Eventuale scheggia da rimuovere |
| F4     | 80  | K1.1-K5 | 34.1     | 0.43 | Scivola su K5                                | Eventuale scheggia da rimuovere |
| F4     | 80  | K1.1-K6 | 49.1     | 0    | Scivola su intersezione (Tr. 280.1– P1.59.9) | Eventuale scheggia da rimuovere |



Fronte F1



Fronte F2



Fronte F3

#### Valutazioni sugli aspetti evolutivi delle pareti costituenti i fronti in esame

L'analisi di tipo statistico ha permesso di individuare una serie di possibili strutture cinematicamente rimovibili con ridotto o nullo coefficiente di sicurezza elencate nelle tabelle precedenti. Tale possibilità è di tipo teorico e serve come guida per la ricerca sul campo di eventuali strutture instabili reali. L'analisi condotta ha evidenziato come le strutture a ridotta stabilità tendano ad essere scaglie parietali oggetto al più di disgaggio superficiale.

Cunei rocciosi fronti NE – NW (provincia di Massa)

La tabella seguente riporta la nomenclatura dei fronti di analisi.

| <b>Pendio<br/>analizzato</b> | <b>Immersione media<br/>Inclinazione media</b> | <b><math>\sigma</math> imm.</b> | <b>Superficie superiore</b> | <b>Altezza media<br/>(m)</b> |
|------------------------------|--|---------------------------------|-----------------------------|------------------------------|
| <b>P1</b>                    | 210°/40°                                       | 10±15                           | 5±5                         | 80                           |
| <b>P2</b>                    | 180°/30°                                       | 10±15                           | 5±5                         | 60                           |
| <b>P3</b>                    | 70°/30°  | 10±15                           | 5±5                         | 40                           |

Le verifiche condotte con il codice di calcolo sopra menzionato hanno mostrato come alla grande scala vi siano, nel complesso dei pendii analizzati, 7 (sette) combinazioni che danno origine a delle possibili strutture cinematicamente rimovibili di notevoli dimensioni. Tutte le possibili combinazioni potenzialmente instabili determinate con l'analisi numerica hanno basse probabilità di caduta avendo definito questa probabilità come il rapporto tra le strutture con coefficiente di sicurezza non adeguato e tutte le strutture generate dal codice di calcolo. Lo stesso valore medio del coefficiente di sicurezza appare sempre molto elevato (vedi tabella seguente).

In linea generale, tutte le combinazioni individuate come ipoteticamente possibili nell'analisi di stabilità, perché si possano realmente originare, presuppongono dei giunti estremamente persistenti la cui traccia sarebbe di facile individuazione in sito. Al momento non si sono riscontrati, lungo le pareti analizzate tracce di giunti così persistenti tali da far considerare che si possano originare strutture instabili del tipo e/o dimensioni evidenziate nell'analisi.

| Pendio            | H m | Cuneo   | Peso(t) | F.S. | Movimento  | F.S. medio | $\sigma$ | Valore min | Valore max | Prob. di caduta | Commento           |
|-------------------|-----|---------|---------|------|--|------------|----------|------------|------------|-----------------|--------------------|
| P1                | 80  | K1.2-K7 | 826.4   | 6.41 | Scivola su linea intersezione (tr.169.29, pl. 19.75) | 7.58       | 7.407    | 0          | 155.2      | 4.45            | Tension crack (K3) |
| P1 <sub>rid</sub> | 80  | K1.2-K7 | 826.4   | 3.63 | Scivola su linea intersezione (tr.169.29, pl. 19.75) | 4.34       | 3.61     | 0          | 52.39      | 6.21            | Tension crack (K3) |
| P1                | 80  | K5-K6   | 1235.15 | 6.47 | Scivola su linea intersezione (tr.239.12, pl. 8.77)  | 7.72       | 6.67     | 0          | 85.3       | 7.21            | Tension crack (K3) |
| P1 <sub>rid</sub> | 80  | K5-K6   | 1235.15 | 3.82 | Scivola su linea intersezione (tr.239.12, pl. 8.77)  | 4.605      | 3.904    | 0          | 77.07      | 7.67            | Tension crack (K3) |

Cunei rocciosi - pendio (210°/40°)

| Pendio            | H m | Cuneo   | Peso(t) | F.S.  | Movimento  | F.S. medio | $\sigma$ | Valore min | Valore max | Probabilità di caduta | Commento |
|-------------------|-----|---------|---------|-------|--|------------|----------|------------|------------|-----------------------|----------|
| P2                | 65  | K1.2-K7 | 4998.87 | 4.46  | Scivola su linea intersezione (tr.169.29, pl. 19.75) | 6.56       | 6.24     | 0.87       | 94.68      | 0.165                 | -        |
| P2 <sub>rid</sub> | 65  | K1.2-K7 | 4998.87 | 2.5   | Scivola su linea intersezione (tr.169.29, pl. 19.75) | 3.49       | 2.98     | 0.55       | 43.86      | 1.05                  | -        |
| P2                | 65  | K3-K4   | 3007.74 | 13.4  | Scivola su linea intersezione (tr.115.62, pl. 8.28)  | 23.75      | 49.81    | 0          | 546.1      | 0.22                  | -        |
| P2 <sub>rid</sub> | 65  | K3-K4   | 3007.74 | 7.93  | Scivola su linea intersezione (tr.115.62, pl. 8.28)  | 14.61      | 36.67    | 0          | 664.2      | 0.23                  | -        |
| P2                | 65  | K5-K6   | 5336.48 | 13.74 | Scivola su linea intersezione (tr.239.12, pl. 8.77)  | 20.66      | 26.48    | 0.45       | 203.8      | 0.22                  | -        |
| P2 <sub>rid</sub> | 65  | K5-K6   | 5336.48 | 7.93  | Scivola su linea intersezione (tr.239.12, pl. 8.77)  | 13.61      | 31       | 0.71       | 519.9      | 0.23                  | -        |

Cunei rocciosi - pendio (180°/30°)

| Pendio            | H m | Cuneo | Peso (t) | F.S.  | Movimento   | F.S. medio | $\sigma$ | Valore min | Valore max | Probabilità di caduta | Commento |
|-------------------|-----|-------|----------|-------|---|------------|----------|------------|------------|-----------------------|----------|
| P3                | 40  | K3-K4 | 2008.83  | 11.56 | Scivola su linea intersezione (tr.115.62, pl. 8.28) | 15.15      | 13.43    | 0          | 117.1      | 0.244                 | -        |
| P3 <sub>rid</sub> | 40  | K3-K4 | 2008.83  | 6.83  | Scivola su linea intersezione (tr.115.62, pl. 8.28) | 8.14       | 6.68     | 0          | 72.02      | 1.31                  | -        |

Cunei rocciosi - pendio (70°/30°)



### *3.3 Analisi di ribaltamento colonnare*

Le principali condizioni di ribaltamento reperite in bibliografia presuppongono perciò, in ogni caso, una fitta presenza di giunti subverticali in grado di determinare delle porzioni tabulari di roccia. Poiché il cinematismo possa avvenire è necessaria inoltre la concomitante presenza di una frattura o una stratificazione al piede, sia naturale che indotta, che tagli l'elemento tabulare oltre ovviamente ad altre fratture sub - verticali che lo isolino lateralmente.

Tale fenomeno è quindi in genere tipico di situazioni con presenza di materiali fortemente stratificati verticalmente (ad esempio in presenza di importanti finimenti ad andamento sub-verticale), cosa non pertinente nel caso specifico per la tipologia stessa della formazione rocciosa.

È palese come nel caso specifico (fronti F1, F2, F3, F4, P1, P2, P3) non vi siano aree con presenza di stratificazioni nette ad andamento subverticale e comunque mai con sistemi sub-ortogonali di giunti in grado di fornire i piani di scivolamento-ribaltamento. Anche nella porzione esterna del diaframma ove appaiono con maggior evidenza fratture ad andamento subverticale non si riconoscono morfologie derivate da uno dei fenomeni sopra descritti. Questo, ovviamente, non significa che una singolo masso non possa staccarsi, ma tale fenomenologia ricade nella progressiva alterazione superficiale della massa che portano all'isolamento di blocchi che poi facilmente scivolano o in apparenza ribaltano (si consideri che scivolamento e ribaltamento sono intimamente connessi negli stessi fenomeni di toppling come si evince anche nella classica analisi numerica di Goodman e Bray).

In definitiva, come già enunciato anche nella precedenti relazioni, il fenomeno della progressiva alterazione naturale delle superfici rappresenta nel caso specifico il target del controllo da porre in atto per un'accurata prevenzione.

Mentre per quel che concerne i fronti Fint e Fest si è ritenuto opportuno condurre un'analisi di tipo ribaltamento colonnare e pertanto nelle pagine successive si riportano le stereografie dedicate all'analisi del fenomeno per l'individuazione di possibili ribaltamenti colonnari di porzioni rocciose ("toppling") relativi ai fronti indagati (fronti esterno ed interno). Come già accennato in precedenza in quest'area non erano stati rilevati i giunti K6 e i giunti K7 erano stati conglobati nei K1.1.

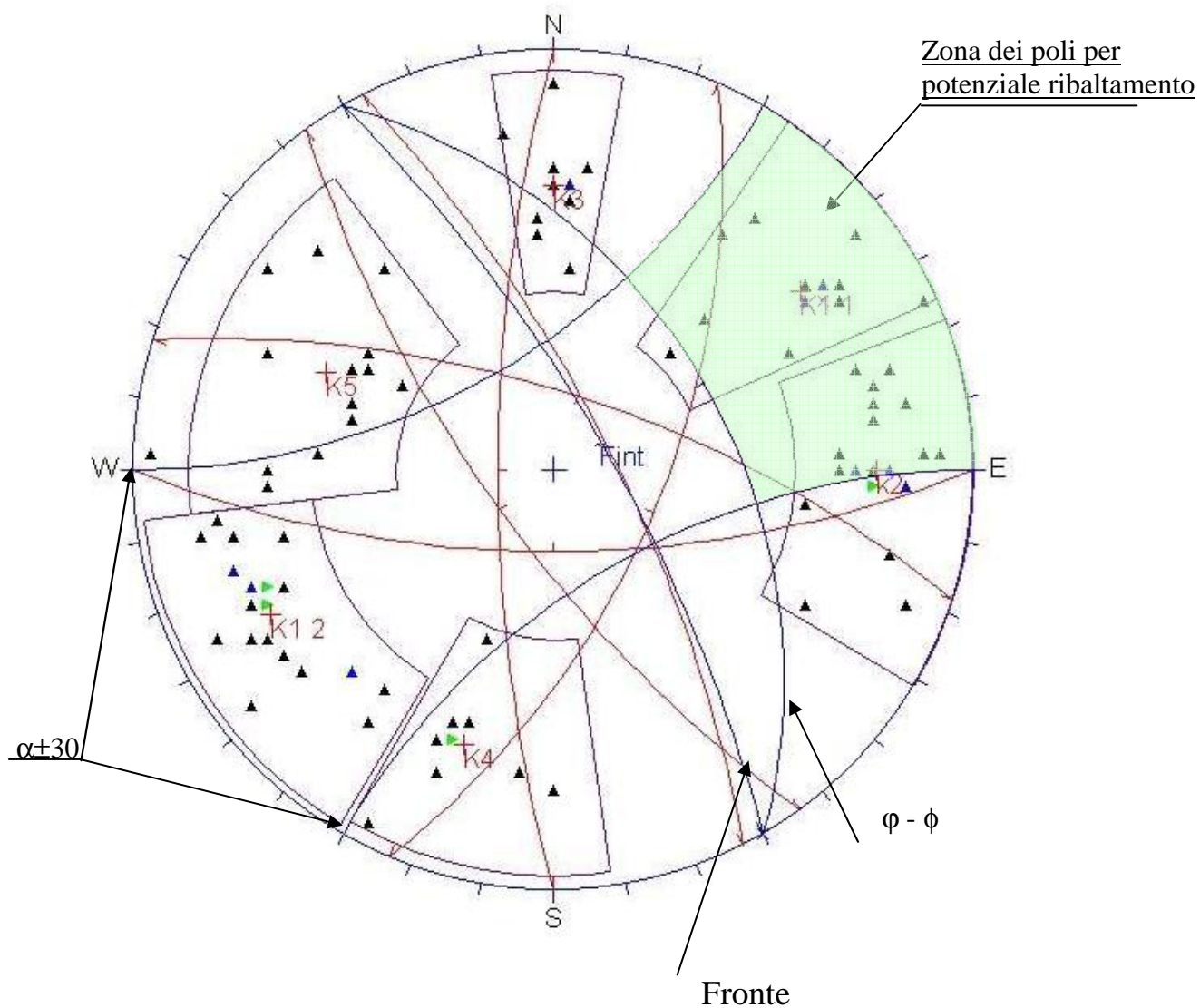
In tali stereografie è riportata la classica analisi grafica con cui si determina la zona dei poli delle discontinuità che possono dare origine a fenomeni di ribaltamento colonnare.

Poiché il cinematismo possa avvenire è necessaria la concomitante presenza di una frattura al piede che tagli l'elemento, oltre ovviamente ad altre fratture sub-verticali che lo isolino lateralmente, sia naturale che indotta. Tale fenomeno è in genere tipico di situazioni con presenza di materiali

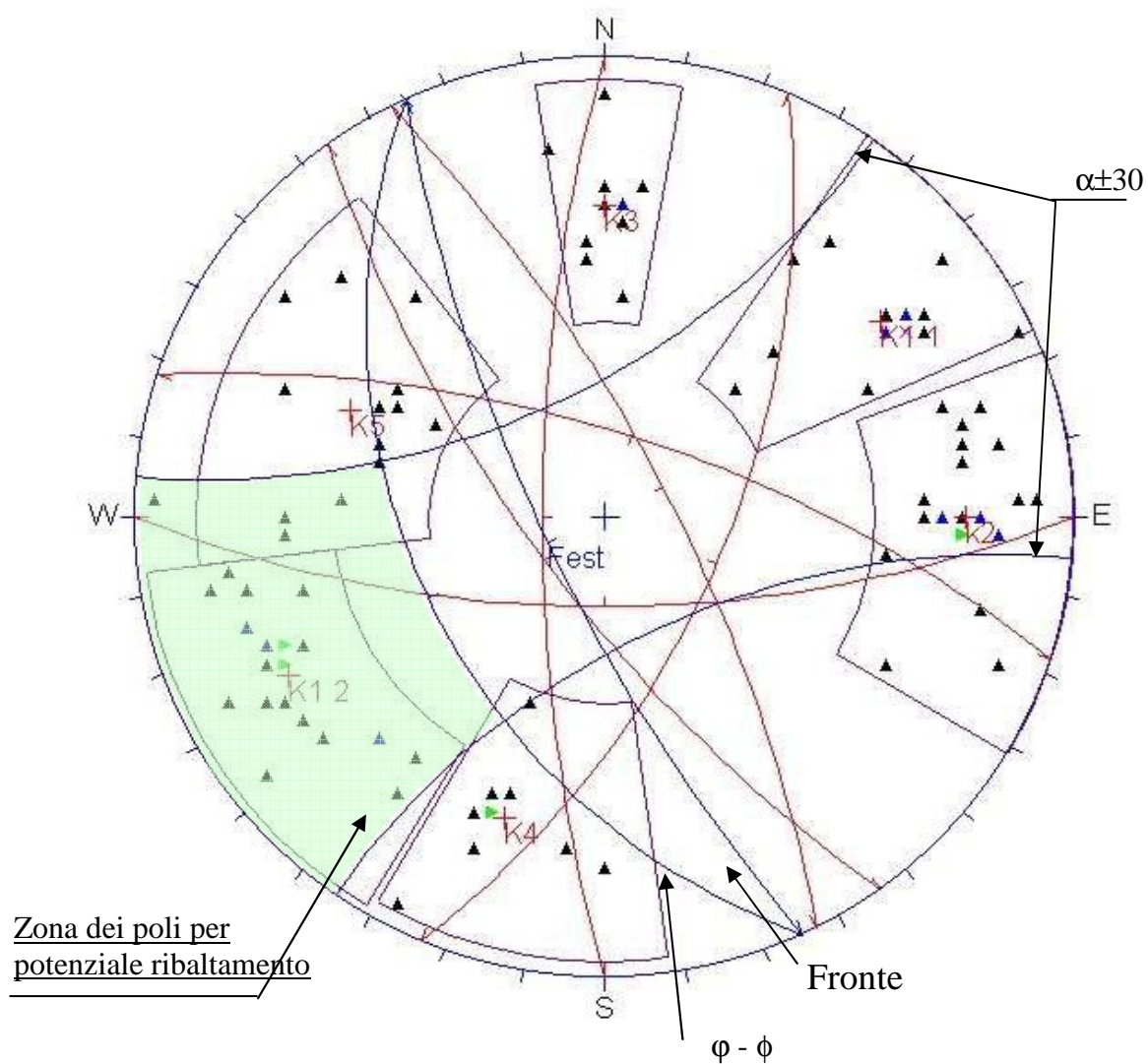
fortemente stratificati verticalmente quale quello in esame. Spesso il fenomeno è contiguo ad altri quali lo scivolamento piano su giunto o il rilascio di prisma con scivolamento su una superficie.

Il caso in esame potrebbe far pensare che, probabilmente, sia nel fronte interno ( $60/75^\circ$ ) che in quello esterno, le possibilità che si possa innescare un fenomeno di ribaltamento non siano elevate. Infatti, nel caso riguardante il fronte interno i poli potenzialmente instabili appartengono alla famiglia K1.1 e i poli in grado di staccare al piede porzioni tabulari di ammasso roccioso appartenenti a tale famiglia appartengono principalmente alla stessa famiglia ribaltata sulla verticale (K1.2) e a qualche “sparuto” esemplare K4-K5. Data anche la loro elevata inclinazione, tali poli non sembrerebbero in grado di dare origine a fenomeni di instabilità colonnare di elevata proporzione. In tal senso la relativa densità di fratturazione fa sì che le masse siano modeste, fattore questo che, da un lato, limita l'evento a fenomeni prettamente superficiali e, dall'altro, impedisce la creazione di un elevato battente idraulico. La massa del diaframma, come già evidenziato, oltre ad avere morfologicamente una limitatissima superficie di raccolta, la propria, per snellezza, cavità ed aperture nelle discontinuità molto ben drenata. Questo fattore, unitamente alle caratteristiche più volte menzionate di pronunciata cementazione di molte superfici, impedisce l'innescare di un fenomeno progressivo in tempi brevi.

Identico discorso vale per il fronte esterno in cui i poli potenzialmente instabili appartengono alla famiglia K1.2 e i giunti che ne dovrebbero causare l'instabilità appartengono alla famiglia K1.1 e K2. Anche in questo caso, vista l'inclinazione dei giunti appartenenti a tali famiglie, non sembrerebbero esserci le condizioni per un'estesa instabilità da toppling. Sono di seguito riportati gli stereogrammi relativi ai due fronti analizzati con l'indicazione dei poli potenzialmente instabili.



Analisi ribaltamento colonnare (“Toppling”) per il fronte Finterno (60°/75°)



Analisi ribaltamento colonnare (“Toppling”) per il fronte Festerno ( $245^\circ/75^\circ$ )

### *3.4 Stabilità alla grande scala dei versanti rocciosi*

Come già espresso più sopra, l'analisi di stabilità per cunei rocciosi in ammassi quali quello allo studio può essere rappresentativa per strutture di ridotte dimensioni o superficiali in virtù delle caratteristiche di spiccata variabilità delle discontinuità ed i rimaneggiamenti che l'ammasso presenta. La stabilità in grande delle pareti è pertanto governata da fenomeni di tipo statico più generali. Come già fatto in passato dunque, considerata la particolare fratturazione dell'ammasso con la presenza di molteplici fratture che, se non eccessivamente persistenti, sono comunque mutuamente interferenti e piuttosto variabili in termini di orientazione, si è quindi operata una analisi con metodi di stabilità all'equilibrio dei pendii considerando la massa rocciosa di letto della discarica (stato cosiddetto configurato del progetto 1997) come costituita da un vasto insieme di piccoli blocchi con caratteristiche meccaniche medie desunte dalle analisi di stabilità riportate sopra. In altri termini si può dire che alla grande scala il pendio possa essere analizzato ipotizzando che possa avvenire uno scivolamento su superfici di neoformazione per effetto di una instabilità globale del pendio piuttosto che il realizzarsi di situazioni di distacco netto di cunei.

Il metodo utilizzato nella valutazione di stabilità è il metodo di Bishop con superficie di scorrimento circolare che ben si adatta alla simulazione del problema specifico. Il metodo ha il vantaggio della semplicità in quanto, rispetto a metodi più complessi e completi quali quello di Morgenstern-Price, differisce nei risultati di poche unità percentuali.

Per la ricerca della superficie critica occorre, prima di tutto, considerare una serie di cerchi di scorrimento aventi il medesimo centro di rotazione, ma di raggio diverso.

Se si trova il fattore di sicurezza di ciascuno di questi cerchi, uno dopo l'altro, e si traccia un grafico rispetto al raggio, è probabile che a un certo punto si trovi un "fattore di sicurezza minimo". Ciò si può ottenere semplicemente dalla forma del pendio oppure perché quel particolare cerchio di scorrimento ha intercettato un terreno debole.

Se un insieme analogo di cerchi di scorrimento viene esaminato da ciascuno di una intera serie di cerchi (una griglia rettangolare è molto adatta) si può, allora, ottenere un fattore di sicurezza minimo per ogni punto: quello col fattore più basso darà il fattore di sicurezza per l'intero pendio.

Le valutazioni di stabilità globale dei fronti sono state condotte anche nelle condizioni sismiche ed utilizzando un valore dell'accelerazione orizzontale  $a_g = 0.25$  g ai sensi della normativa di cui alle Ord. P.C.M. n° 3274 del 2003 e D.M. 14.01.2008.

Nello specifico l'analisi è stata eseguita per le quattro sezioni di progetto A-A, B-B, C-C e D-D (vedasi tavola S1). L'analisi delle sezioni è stata dunque eseguita con apposito software Geo-Slope secondo il metodo dell'equilibrio limite.

Nel programma sono state implementate le quattro sezioni rappresentative scelte più sopra ed utilizzando i parametri geotecnici dedotti dalla classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso di cui sopra.

Il risultato della classificazione dell'ammasso roccioso è utilizzato per individuare detti parametri che nello specifico sono  $C = 0.677$  MPa e  $\phi = 42^\circ$  (sono caratteristiche dell'ammasso roccioso e non del materiale o delle singole superfici di discontinuità) quali valori minimali estremamente cautelativi (nella determinazione di tali caratteristiche si è infatti utilizzata una resistenza a compressione della roccia intatta alquanto cautelativa).

L'output avviene mediante la classica rappresentazione della griglia dei centri dei cerchi sulla quale viene individuato il cerchio significativo di minore fattore di sicurezza.

L'analisi può essere compiuta tanto in condizioni drenate o introducendo la presenza di acqua nei pori. La pressione d'acqua viene stabilita secondo introducendo un parametro chiamato generalmente  $R_u$  che individua la pressione nei pori come aliquota percentuale del peso del materiale roccioso valutato concio per concio. Ai fini della verifica è stato impostato un valore pari al 10% ritenuto più che sufficiente a rappresentare l'ammasso roccioso in esame dotata comunque di notevole permeabilità. L'analisi è stata compiuta sovrapponendo alle condizioni non drenate anche la presenza di un evento sismico.

I valori del coefficiente di sicurezza per il pendio tipo è sempre piuttosto elevato pur nella conservatività delle ipotesi utilizzate e nella individuazione di una piezometrica anch'essa piuttosto cautelativa presentando un valore minimo nella sezione A-A di  $F_s = 3.182$ , di 2.776 nella sezione B-B e di 2.475 nella sezione C-C e di 2.952 nella sezione D-D.

Come già fatto in passato non sono state scelte sezioni che passassero per la parte terminale del diaframma roccioso. La peculiare forma del diaframma roccioso, che nella zona di indagine scende notevolmente di quota e diventa molto tozzo, non si presta infatti ad un'analisi classica allo scivolamento. Per di più il diaframma in questa zona è stato gradonato per realizzarvi la strada che conduce nelle aree più alte e settentrionali della discarica, fatto che consente l'agevole controllo della parete sia a monte che a valle.

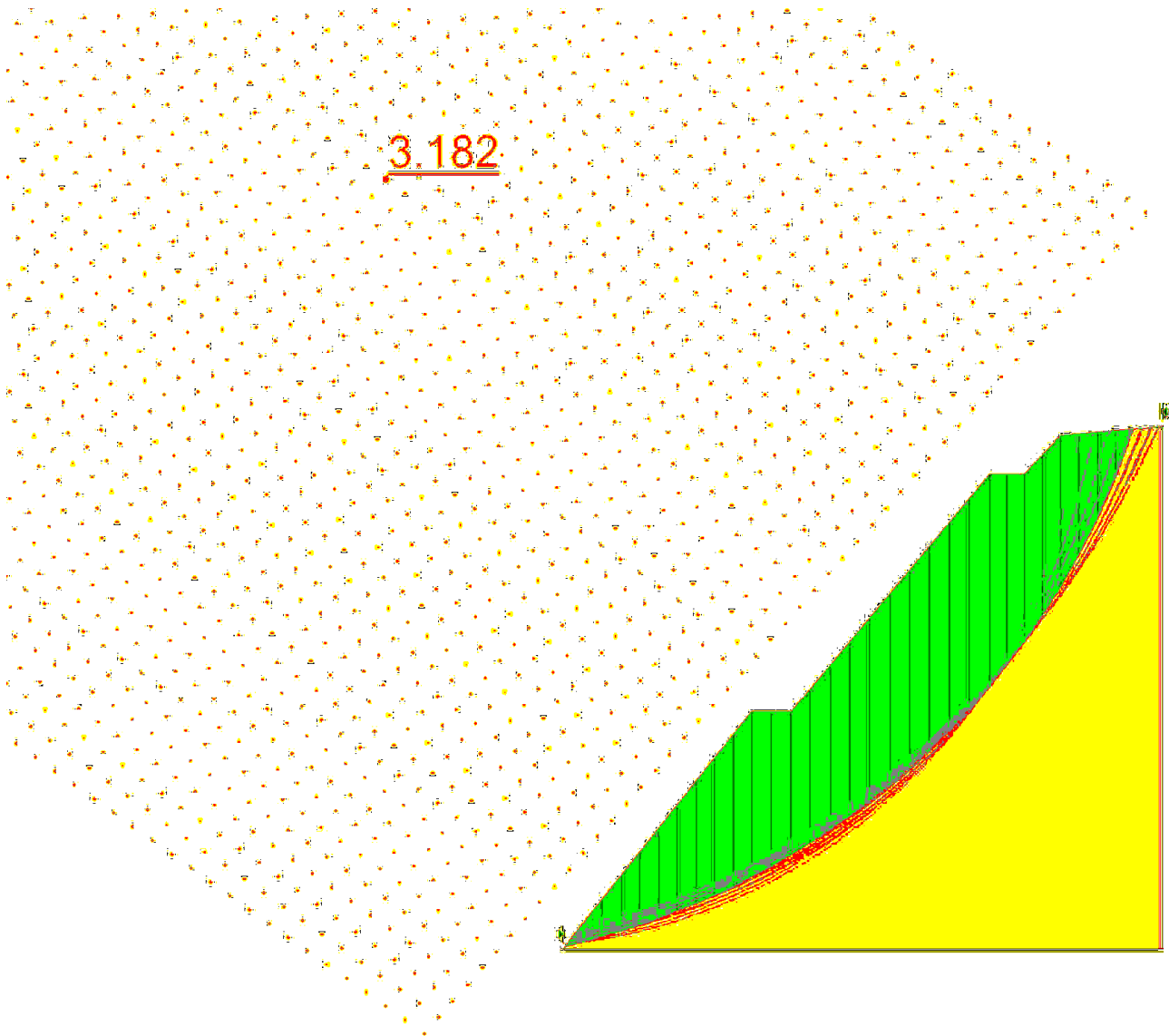


Immagine di output del codice di calcolo Geoslope relativa alla Sezione A – A. In evidenza il cerchio critico di scorrimento a cui corrisponde il minimo fattore di sicurezza e la griglia automaticamente generata dal programma entro la quale stanno tutti i centri dei cerchi di scorrimento calcolati.

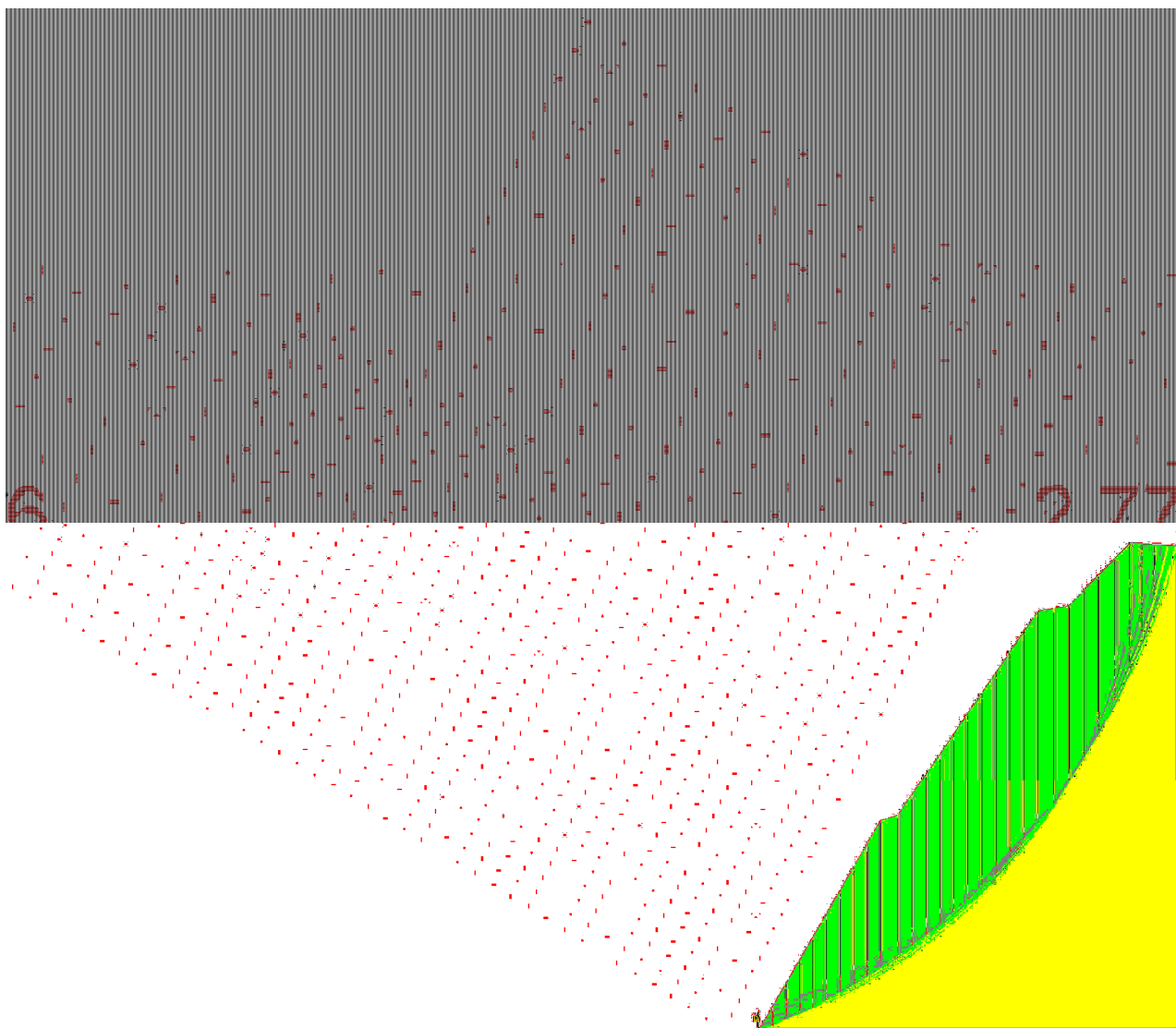


Immagine di output del codice di calcolo Geoslope relativa alla Sezione B – B. In evidenza il cerchio critico di scorrimento a cui corrisponde il minimo fattore di sicurezza e la griglia automaticamente generata dal programma entro la quale stanno tutti i centri dei cerchi di scorrimento calcolati.



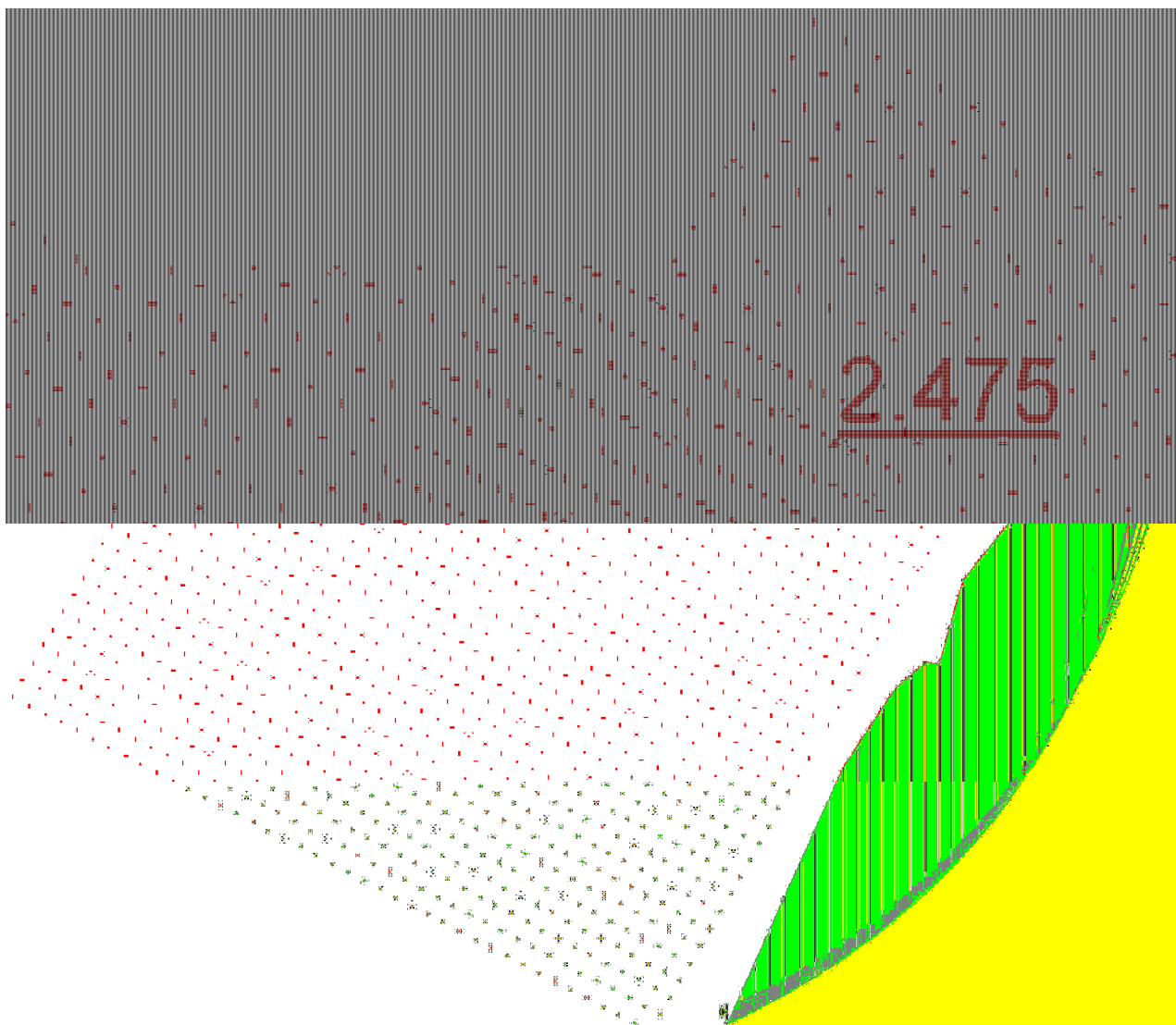


Immagine di output del codice di calcolo Geoslope relativa alla Sezione C – C. In evidenza il cerchio critico di scorrimento a cui corrisponde il minimo fattore di sicurezza e la griglia automaticamente generata dal programma entro la quale stanno tutti i centri dei cerchi di scorrimento calcolati.

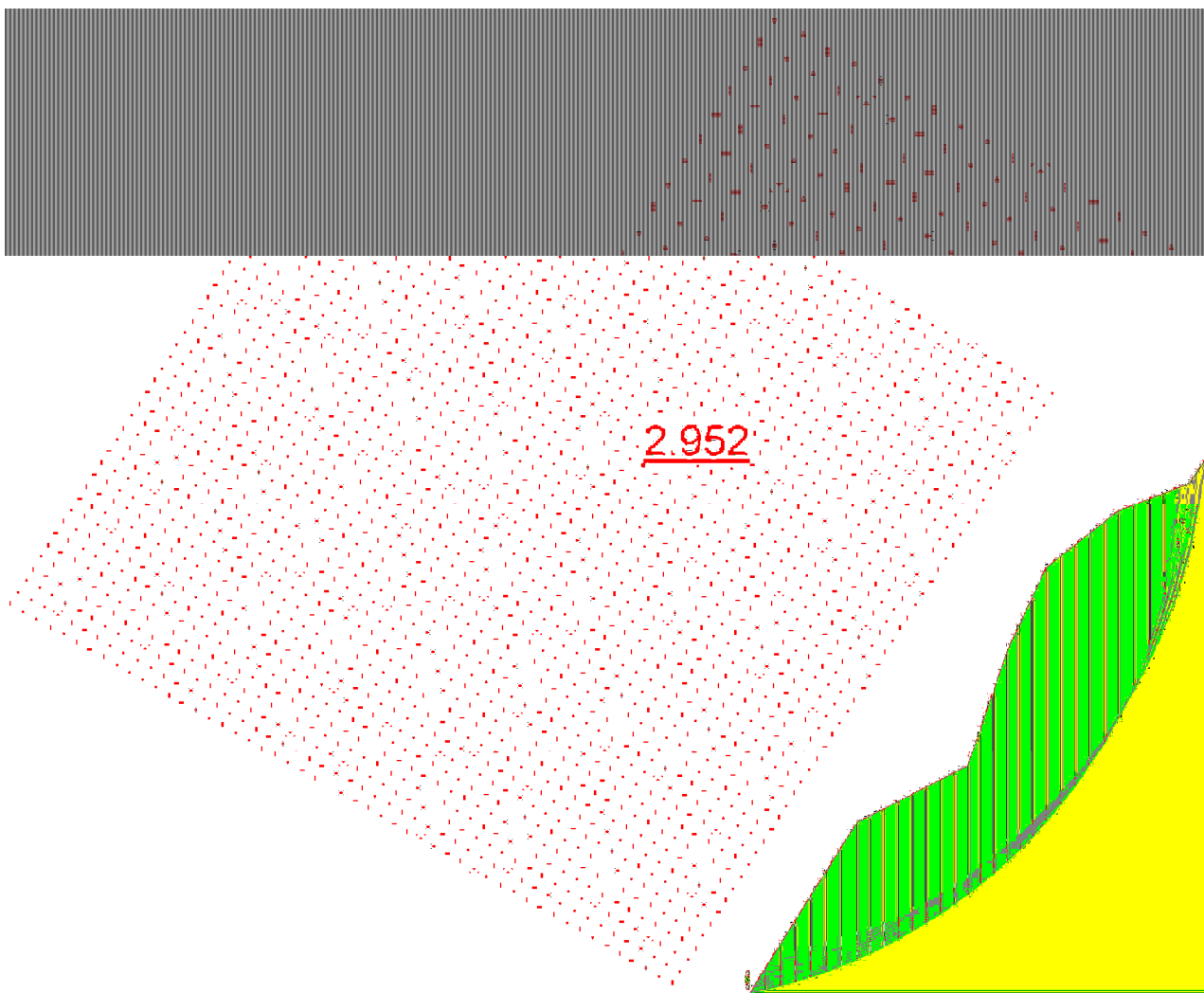


Immagine di output del codice di calcolo Geoslope relativa alla Sezione D – D. In evidenza il cerchio critico di scorrimento a cui corrisponde il minimo fattore di sicurezza e la griglia automaticamente generata dal programma entro la quale stanno tutti i centri dei cerchi di scorrimento calcolati.