COMUNE DI MILLESIMO
PROVINCIA DI SAVONA
REGIONE LIGURIA

RIATTIVAZIONE, MESSA IN SICUREZZA E AMBIENTALIZZAZIONE DELL'EX CAVA SAN ROCCO, MILLESIMO (SV)

RELAZIONE GEOLOGICO MINERARIA, IDROGEOLOGICA, GEOTECNICA E DI STABILITA' DEI TERRENI

IL COMMITTENTE: Roccamar Srl

IL TECNICO: Dott. Geol. Gino Piaggi



-Agosto 2013-

STUDIO GEOLOGICO PIAGGI
Via Genova n. 442 -19123 La Spezia
Tel-Fax: 0187 –716658
www.sgeop.com
E-mail: gino.piaggi@fastwebnet.it

INDICE

1. Premessa e obbiettivi dello studio;
2. Normativa di riferimento;
3. Ubicazione e morfologia;
4. Geologia e tettonica-note generali;
5. Geologia, geomorfologia di dettaglio;
6. Caratteristiche idrogeologiche e carsismo;
7. Rilievo strutturale e geomeccanico;
8. Prove di laboratorio;
9. Stima dei parametri meccanici dell'ammasso roccioso;
10. Stima dei parametri del materiale da utilizzarsi per il rilevato di ricomposizione ambientale;
11. Calcolo dei parametri di progetto;
12. Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento e azioni;
13. Analisi sismica;
14. Verifica di stabilità globale dei fronti di scavo;
15. Verifica di stabilità dei gradoni;
16. Verifica di stabilità del rilevato di ricomposizione ambientale;
17. Verifica caduta massi;
18. Prescrizioni per la realizzazione del rilevato di ricomposizione ambientale, drenaggi profondi ed elementi meteoclimatici;
19. Bibliografia;
20. Allegati;

1-PREMESSA E OBIETTIVI DELLO STUDIO

Su incarico della Soc. Roccamar srl, è stata redatta la presente relazione geologica, geomineraria, geomeccanica, di stabilità e idraulica relativa al progetto di riattivazione, messa in sicurezza e ambientalizzazione dell' ex cava sita in Località San Rocco in Comune di Millesimo (SV).

Il progetto, prevede la riprofilatura e messa in sicurezza dell'attuale fronte dell'ex cava con la realizzazione di scarpate a minor pendenza e gradonature per poi procedere alla parziale ricomposizione morfologica e rimodellamento del versante attraverso il riporto di materiale sciolto, tale da occultare buona parte dell'attuale anfiteatro di scavo.

Il sito è attualmente non attivo ed è costituito da un fronte unico di scavo con uno sperone intermedio, e con piazzale posto a livello della strada provinciale per Osiglia, in sponda sinistra del torrente Bormida di Millesimo.

In particolare, proprio questo sperone roccioso di dolomia, che è staccato tettonicamente dal restante corpo roccioso di quarzite costituente l'ossatura del rilievo montuoso, rappresenta l'elemento base dell'intervento di bonifica e messa in sicurezza.

Infatti, la particolare situazione geologica e tettonica e gli scavi effettuati a suo tempo condizionano fortemente gli equilibri della zona, con il suddetto sperone che incombe sulla limitrofa strada provinciale e che nel tempo potrebbe collassare con conseguenze facilmente intuibili.

I lavori che vengono proposti con il progetto consentono, al di là di una riduzione limitata della superficie effettiva del fronte di scavo, di creare le condizioni per una effettiva messa in sicurezza dell'area dell'ex cava.

Infatti, oltre all'eliminazione del suddetto sperone, che rappresenta un vero e proprio elemento negativo per la sicurezza, si avrà anche una notevole riduzione dell'impatto visivo, soprattutto di chi transita lungo la strada provinciale, di una parete residuale di scavo oggi

verticale, senza vegetazione e con problemi di alterazione e degrado da parte degli agenti atmosferici.

Come già accennato, a conclusione dei lavori di scavo si prevede la ricomposizione morfologica del sito attraverso un consistente riporto di materiale opportunamente sagomato e con impianto della vegetazione.

In termini di sicurezza, la riduzione della pendenza del fronte (oggi unico verticale o a strapiombo) a valori medi dell'ordine di 70° – 75°, l'arretramento dello scavo con l'eliminazione del contatto tettonico, la creazione di gradoni intermedi su roccia certamente sana e la regimazione idrica delle acque, di fatto rappresentano elementi certi di un buon equilibrio globale e di sicurezza della pubblica incolumità.

Circa la visuale con la realizzazione dei gradoni con quote movimentate, la posa di terreno sciolto e la piantumazione di vegetazione, rappresentano altri elementi positivi di mitigazione delle attuali criticità dell'area.

In questa relazione sono riassunti gli elementi geologici – tettonici, geotecnici, geomorfologici, idrogeologici e idrologici che caratterizzano la zona della ex cava e dell'areale circostante per poter procedere alla sistemazione dell'area senza compromettere l'equilibrio geomorfologico dei versanti e ottenere il miglior recupero ambientale dell'area.

Al fine di definire correttamente tutti gli aspetti sopra descritti si è provveduto ad effettuare:

- rilievo geologico e geomorfologico di superficie;
- studio geologico-strutturale;
- studio geomeccanico sugli affioramenti;
- studio idrogeologico ed idrico;
- studio ortofotogrammetrico e da satellite.

2-NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'indagine in questione ha come obiettivo la verifica della compatibilità dell'opera in rapporto alle condizioni geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geotecniche dei terreni, secondo quanto previsto dalle vigenti disposizioni di Legge:

- Decreto ministeriale 14/01/2008, Testo Unitario – Norme tecniche per le Costruzioni;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circ. 2 febbraio 2009;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n° 36 del 27/07/2007;
- Eurocodice 8 (1998), Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture; Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003);
- Eurocodice 7,1 (1997), Progettazione geotecnica – Parte I: Regole generali – UNI;
- Eurocodice 7,2 (2002), Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) – UNI;
- Eurocodice 7,3 (2002), Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove in sito (2002) – UNI;
- O.P.C.M. n. 3274/2003;
- O.P.C.M. n. 3519/2006 (Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche per l'aggiornamento e degli elenchi delle medesime zone);
- Legge Regionale n°4 del 22/01/1999;
- D.G.R. n. 530 del 16/05/2003 ("Individuazione, formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche dei comuni della Regione Liguria");
- D.G.R. n. 1308 del 24/10/2008 ("Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria");

- L.R. 14/1990 "Tutela e valorizzazione del patrimonio speleologico";
- DGR 141 del 15/2/2008 "Linee guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive a cielo aperto e in sotterraneo e opere connesse;
- DGR 141 del 05/02/2010 linee guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive a cielo aperto e in sotterraneo e opere connesse, di cui alla DGR N°141/2008;
- Decreto Legislativo 30 maggio 2008, n. 117, Attuazione della direttiva 2006/21/CE relativa alla gestione dei rifiuti delle industrie e che modifica la direttiva 2004/35/CE;
- Legge Regionale N. 12 del 05/04/2012 Testo unico sulla disciplina dell'attività estrattiva;

3-UBICAZIONE E MORFOLOGIA

La ex cava – TRZ - è ubicata nel comune di Millesimo in Località San Rocco, a circa 900 m Nord dell'abitato di Acquafredda, in sponda sinistra del Fiume Bormida di Millesimo, in fregio alla strada provinciale per Osiglia, alla quota di 450 m s.l.m.

L'area, trattandosi di una vecchia cava oggi abbandonata, si presenta come un ampio anfiteatro che si apre nel fianco della montagna, avente un unico fronte di altezza 50 m e lunghezza 150 m circa, il cui piazzale è posto a livello della strada provinciale.

In particolare, il fronte scavato da riprofilare si pone quasi alla base di un rilievo orientato NE – SW che dall'ansa del torrente Bormida di Millesimo si erge sino al Bric Sant'Antonio alla quota di circa 700 m.

Nell'ambito della zona TRZ il fronte della vecchia escavazione giunge quasi alla sommità del versante di Bric San Bernardino (594m), a poche decine di metri dal crinale spartiacque.

Dal punto di vista idrografico sull'areale scorre con direzione Sud-Ovest/Nord-Est il Fiume Bormida di Millesimo, appartenente al bacino idrografico del Po. Questo riceve sia in sinistra che destra orografica l'apporto di piccoli Rii che scendono dai versanti adiacenti.

In particolare, sul versante interessato dalla cava, l'idrografia è assente e le acque scorrono a valle senza creare particolari fenomeni di ristagno ed erosione e vengo raccolte in parte dalla canalizzazione stradale ed in parte confluiscono direttamente nel Fiume Bormida di Millesimo.

Solo nella parte estrema sinistra del fronte, lo scorrimento delle acque piovane verso valle viene in parte ostacolato dalla scarsa regimazione a causa del detrito e da materiale rimasto in posto dalla vecchia coltivazione.

Il fiume Bormida di Millesimo nasce dalla Rocca Barbena a circa 800 m di altitudine e scorre inizialmente in una valle nella quale riceve numerosi affluenti. Prima di arrivare a Millesimo, e precisamente nei pressi di Murialdo, entra nel parco della Valle dei Tre Re, scorrendo invece incassato tra pareti rocciose.

Nei pressi di Acquafredda riceve il primo notevole affluente, ovvero il torrente Osiglietta.

Passato il centro di Millesimo il fiume termina il percorso montano e inizia a scorrere incassato ai piedi dei rilievi delle Langhe, superando molti centri del Piemonte.

Dopo circa 90 km di percorso riceve da destra la Bormida di Spigno nei pressi di Bistagno (AL) e diventa la Bormida propriamente detta, che confluisce poi nel Tanaro ad est di Alessandria.

Il tratto di fiume compreso tra Murialdo e Millesimo si presente leggermente meandriforme,

con numerose anse alternate a tratti rettilinei, ed in particolare, nell'ambito della zona di San Rocco, scorre incassato tra i versanti ed il suo alveo è impostato in buona parte su roccia.

4-GEOLOGIA E TETTONICA – NOTE GENERALI

Per descrivere geologicamente la zona esaminata è necessario ripercorrere le tappe evolutive del territorio prendendo in esame le varie formazioni rocciose ed i loro rapporti, anche in un contesto di più ampia visione che comprende il complesso della catena montuosa.

Ciò perché le spinte tettoniche generarono grandi piegamenti, faglie, fratturazioni e causarono l'accavallamento di varie unità con grandi e piccoli scompaginamenti, disarticolazioni complesse talvolta di difficile interpretazione.

E' noto, infatti, che le Alpi Liguri sono formate da un insieme di unità tettoniche trasportate ed appilate verso l'esterno dell'arco Alpino, successivamente dapprima retroflesse, poi coinvolte nelle deformazioni di età e direzione appenninica.

In esse sono presenti complessi rocciosi derivanti dal continente paleoeuropeo (dall'esterno all'interno: domini delfinese provenzale, sub-brianzonese, brianzonese esterno, intermedio, interno), dal suo margine s.s. (dominio piemontese) e dall'oceano ligure-piemontese (rappresentato da due grandi gruppi: successioni ofiolifere pre-flysch e successioni di flysch); è dubbio che vi siano anche coinvolti anche elementi di pertinenza insubrica o di un ipotetico continente intraoceanico.

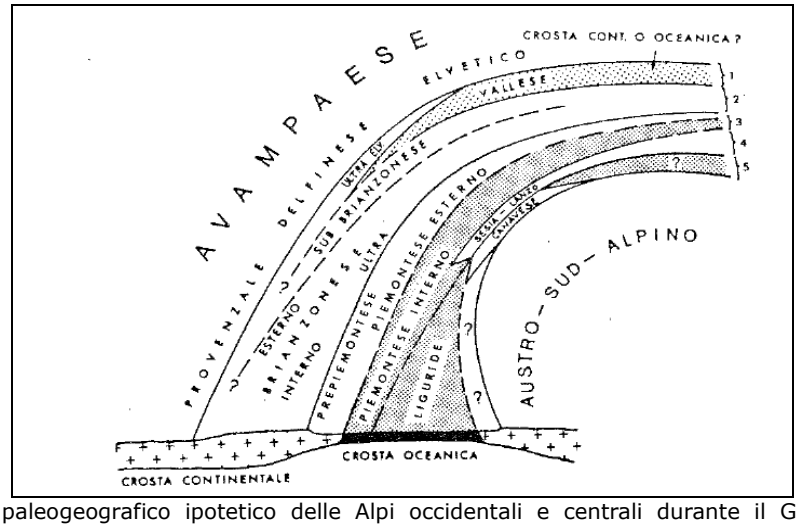


Fig.1 Schema paleogeografico ipotetico delle Alpi occidentali e centrali durante il Giurassico medio superiore dall'esterno (avampaese) all'interno (Austro Sud-Alpino) (da VANOSSI *et alii*, 1983).

Sinteticamente a partire dalle zone più esterne si riconoscono i seguenti domini:

1. *Delfinese-provenzale*: rappresenta le porzioni più esterne del continente europeo interessate dall'orogenesi che ha edificato la catena alpina; consta di un basamento cristallino e di una copertura da carbonifera a eocenica superiore - oligocenica;
2. *Subbrianzonese*: comprende un certo numero di unità tettoniche di copertura, derivate dalla zona di raccordo paleogeografico tra i domini delfinese e brianzonese;
3. *Brianzonese*: rappresenta un dominio particolare, che comporta un basamento cristallino, un tegumento permo-carbonifero ben sviluppato ed è caratterizzato da una copertura meso-cenozoica lacunosa con successioni sempre più ridotti a partire dai settori esterni;
4. *Piemontese s.l.*: è corrispondente al dominio del argine s.s. del continente europeo;

5. *Piemontese-Ligure*: corrisponde al dominio oceanico, vi si collocano varie successioni ofiolitiche, caratterizzate da differenti storie deformativo-metamorfiche alpine.

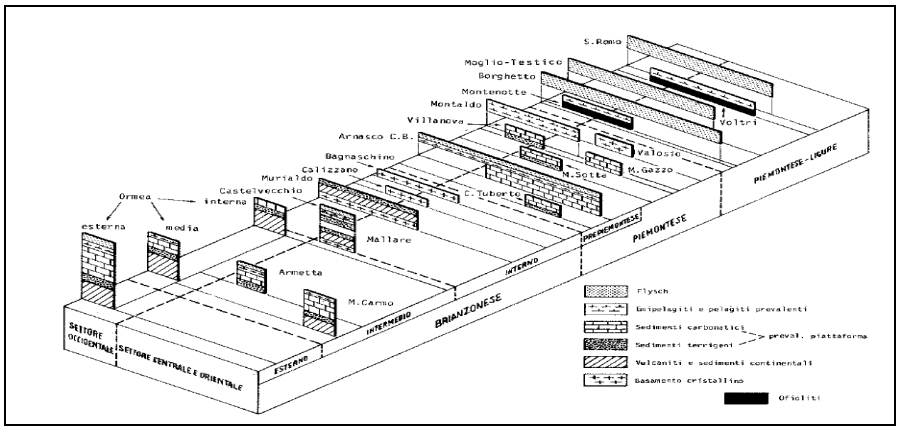


Fig.2 Disposizione paleogeografica reciproca delle successioni delle principali Unità tettoniche delle Alpi Liguri (da VANOSSI *et alii*, 1984).

Sotto il profilo puramente geologico-strutturale e paleogeografico il Brianzonese ligure, il cui dominio inizia a differenziarsi da quello Piemontese nel Trias superiore,costituisce il prolungamento verso SE, dal Colle di Tenda fino al mare, del Brianzonese classico e, come quest'ultimo, rappresenta al tempo stesso parte di un dominio paleogeografico e di un complesso di Unità Tettoniche che si ritiene provengano dalla porzione del paleocontinente europeo più prossima al margine esterno.

La serie stratigrafica viene generalmente distinta in tre parti: basamento cristallino (interessato da una o più orogenesi prealpine), tegumento permocarbonifero e copertura meso-cenozoica.

- Il **basamento cristallino** (complesso polimetamorfico) è normalmente formato da ortogneiss derivanti da rocce acide essenzialmente intrusive (granitoidi) e subordinatamente effusive (rioliti), e da paragneiss e micascisti derivati da arenarie e da peliti.

- Il **tegumento permo-carbonifero**, di origine in parte vulcanica e in parte sedimentaria continentale, di età compresa tra i 300 e i 250 milioni di anni (MA), si interpone tra il basamento cristallino e le rocce sedimentarie della copertura mesozoica.
Le successioni permo-carbonifere presentano grande variabilità di facies e di spessore, sebbene mediamente dell'ordine delle centinaia di metri.

Nel bacino le formazioni metamorfiche di origine sedimentaria sono rappresentate dagli Scisti di Gorra, costituiti essenzialmente da metasedimenti. Esse sono rocce chiare di diversa origine: sedimenti quarzo-micacei, dominanti; tufiti e/o prodotti di rimaneggiamento di vulcaniti acide. Gli spessori, variabili, sono sempre dell'ordine di alcune centinaia di metri.
Le Formazioni metamorfiche di origine vulcanica sono rappresentate dalla Formazione di Eze (prasiniti e scisti prasinitici, intercalati ai metasedimenti fini stefano-autuniani) e dai Porfiroidi del Melogno formati essenzialmente da ignimbriti.

- La **Copertura meso-cenozoica** (250-150 MA)
La Copertura meso-cenozoica ha inizio nel Trias inferiore (250 MA) con la cessazione dell'attività vulcanica e l'ingressione marina e susseguente deposizione di materiali detritici molto rielaborati (Quarziti di Ponte Nava).

Queste sono quarziti scistiche, in banchi di spessore variabile, occasionalmente separati da livelli pelitici millimetrici verdi o violacei, depositi di spiaggia molto elaborati ricchissimi di quarzo, con rari ciottoli feldspatici, passanti transizionalmente a calcari e dolomie grigie di

piattaforma del Trias medio (Ladinico, 220 MA).

La successione calcareo - dolomitica (Dolomie) è analoga a quelle delle coeve piattaforme orlanti il paleocontinente euro-asiatico-africano che si affacciava sul golfo della Paleotetide; durante il Trias superiore (220-210 MA) cessa la subsidenza della piattaforma, che torna in condizioni prevalentemente sopratidali.

Nel Giurassico inferiore (210-180 MA) il dominio brianzonese ligure è totalmente emerso e soggetto ad erosione di tipo prevalentemente chimico (carsismo) che localmente porta ad una completa elisione dei termini triassici specie nei settori intermedio interni. Il sollevamento regionale è massimo nei settori interni, prospicienti il continente paleoeuropeo, cosicché nei settori esterni le dolomie ladiniche vengono preservate dall'erosione.

È soltanto con il Giurassico superiore (Malm, 160-140 MA), in connessione con il progressivo ampliamento dell'oceano piemontese-ligure, che il clima distensivo diviene generalizzato: ne deriva una brusca sommersione, per sprofondamento delle terre emerse, di quasi tutto il dominio brianzonese.

I sedimenti del Malm sono rappresentati da successioni di calcari marmorei chiari, ceroidi, ben stratificati (Calcari della Val Tanarello), trasgressivi sulle dolomie mesotriassiche nei settori esterni e trasgressivi sul tegumento in quelle intermedie (Castelvecchio-Cerisola) o interne. Si ha uno *iatus* (assenza di sedimentazione) per tutto il cretaceo (140-66 MA).
Con le rocce della Formazione di Caprauna (Eocene, 55-35 MA), rese scistose dal metamorfismo alpino, si chiude la successione brianzonese.

Segue l'orogenesi alpina, che causa la laminazione ed il metamorfismo delle rocce brianzonesi ed il sovrascorrimento del Brianzonese interno su quello esterno.

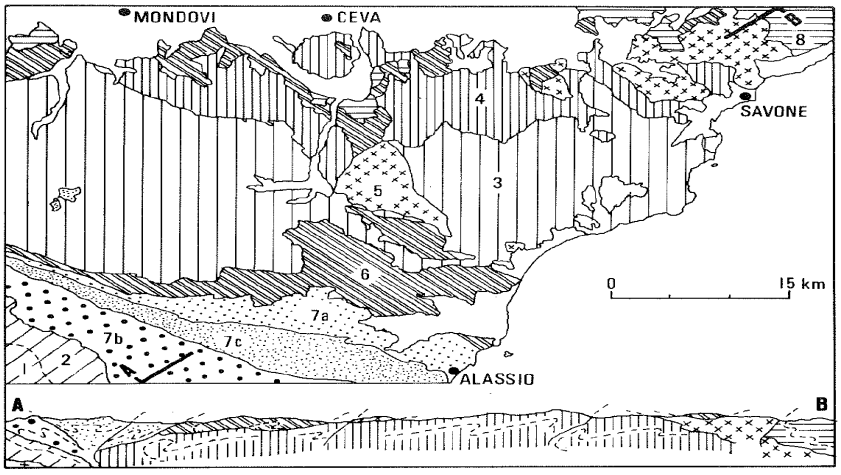


Fig.3 Carta tettonica e sezione schematica delle Alpi Liguri. 1)copertura autoctona dell'Argentera; 2)schistes a blocs; 3)unità del Brianzonese Ligure esterno e intermedio; 4)unità del Brianzonese Ligure interno; 5)massicci cristallini del Brianzonese ligure molto interno; 6)unità prepiemontesi; 7)flysch ad Elmintoidi; 8)unità Piemontesi interne e piemontesi ligure. La copertura (da oligocenica a quaternaria) è lasciata in bianco. (da DURAND DELGA *et alii*, 1981)

Dal punto di vista tettonico la struttura del Brianzonese ligure è dominata dalla esistenza di alcune grandi falde che determinano estesi ricoprimenti con senso di accavallamento da Nord verso Sud; i sovrascorrimenti minimi comportano distanze superiori ai 10 km.

Nella evoluzione tettonica polifasata di questo segmento della Catena Alpina si distinguono fasi deformative che precedono e fasi che seguono l'impilamento delle falde.

Il Brianzonese ligure ha subito l'azione di un metamorfismo alpino polifase i cui effetti sono importanti nelle unità interne, tenuo e difficili da caratterizzare nelle unità esterne.

Fatto di grande rilevanza appare il ripiegamento delle superfici di sovrascorrimento secondo due generazione di pieghe differenti per stile ed orientazione; nessuna struttura può quindi essere considerata cilindrica.

Nell'area studiata è presente l'unità tettonostratigrafica di Monte Sotta, appartenente al dominio Prepiemontese.

Tale unità è così costituita:

- Porfiroidi del Melogno – membro di Almoni (Permiano Medio)
- Formazione di Monte Pianosa (Permiano Sup. - Scitico Inf.);
- Quarziti di Ponte di Nava (Scitico);
- Dolomie di Monte Rossotta (Anisico - Norico);
- Calcari di Monte Sotta – membro dei calcari a lumachelle (Retico – Liassico Inferiore);
- Calcari di Monte Sotta – mambo dei calcari silicei (Liassico);

In particolare nella zona della ex cava sono presenti i litotipi Quarziti di Ponte Nava e Dolomie di Monte Rossotta, in contatto tramite una faglia diretta con inclinazione di 70° - 80° SSW.

5-GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DI DETTAGLIO

5.1 Geologia

Dal punto di vista geologico nella zona esaminata affiorano quattro formazioni appartenenti alla "zona Brianzonese" e precisamente:

– Formazione di Murialdo: quarzoscisti, scisti quarzo-micacei, scisti a cloritoide e filladi nerastre. Lo spessore della formazione si aggira mediamente sui 150 m. Si rinviene sulla parte sinistra del fronte di cava, e il contatto con le Dolomie è di tipo tettonico, per faglia. Sono terreni che non saranno interessati dall'intervento di trasformazione dell'area, se non marginalmente per realizzare l'accesso al riporto di ricomposizione ambientale e la profilatura del piazzale di base.

– Dolomie di Monte Rossotta: Dolomie grigio chiare e scure a patina bianca in bachi da decimetrici a sub-metrici a Dasicladacee (*Diplopora sp.*) con intercalazioni di calcari, calcari dolomitici, di brecce intraformazionale, calcari marmorei e brecce dolomitiche vacuolari (Anisico-Ladinico). Localmente presenti facies arenaceo-argillose nerastre (*Schistes et gres a Equisetum* – Bloch, 1958) del Carnico a cui seguono talora dolomie grigio scure a patina bianca in strati e banchi pluridecimetrici del Norico. Lo spessore della formazione si aggira sui 250 metri (Anisico-Norico). Guardando il fronte di cava, questa formazione affiora sulla parte centrale, con stratificazione variabile. Questo materiale sarà oggetto di totale asportazione con eliminazione del setto ancora esistente nella parte centrale del fronte della ex cava che aggetta pericolosamente sulla strada provinciale.

– Quarziti di Ponte Nava: Quarziti biancastre e verdine, fengitiche, a grana medio-grossa, massicce o in strati e banchi, presenza di concentrazioni ematitiche e sottili intercalazioni di peliti verdi e violacee, più frequenti verso la sommità. Lo spessore del litotipo è stato valutato in 50 metri (Scitico). Tali rocce testimoniano la cessazione

dell'attività vulcanica e la fase di ingressione marina. A livello generale risulta talvolta difficile distinguere le facies spiccatamente conglomeratiche o arenaceo pelitiche (del Verrucano Brianzonese- Formazione di Monte Pianosa), da quelle arenaceo – conglomeratiche delle quarziti triassiche della formazione di Ponte Nava s.s. Inoltre, anche se in generale si ha sottoposizione dei conglomerati verrucani rispetto alle quarziti, è frequente una certa eteropia fra le due facies. Nel fronte dell'ex cava le quarziti si presentano generalmente massicce o con accenno alla stratificazione. E' su questo litotipo che viene effettuata la profilatura definitiva della ex cava eliminando totalmente il contatto con le Dolomie.

– Formazione di Monte Pianosa: detto anche Verrucano Brianzonese Auct, è composto da conglomerati poligenici a ciottoli di rioliti rosse nella parte inferiore, e di quarzo, bianco e nerastro, ben arrotondati, in matrice arenacea a luoghi con pigmento ematitico. Lo spessore massimo della formazione è di 70 m. Affiorano sul versante nord del crinale, parzialmente ricoperti da una spessa copertura detritica e non sono interessati dagli interventi di scavo e riprofilatura del versante.

Gli scavi sino ad oggi operati interessano sostanzialmente le Dolomie di Monte Rossotta e le Quarziti di Ponte Nava, mentre le altre due formazioni non sono state interessate dalla coltivazione anche perché non idonee allo sfruttamento.

Come già accennato, gli interventi di sistemazione previsti in progetto vanno ad interessare sempre le stesse litologie, con asportazione totale del setto roccioso di Dolomie ancora presente sulla parte centrale del fronte di cava.

Il contatto tra le formazioni di Murialdo, le Dolomie e le Quarziti è di tipo tettonico, con faglie con andamento NW – SE aventi elevata acclività variabile tra la verticale e i 70°. In particolare il principale contatto tettonico che ha comportato la maggior dislocazione si ha tra la formazione di Murialdo e le Dolomie di Monte Rossotta, mentre quello tra le Dolomie e le Quarziti e di minore rilevanza tettonica.

Nello specifico, il contatto tettonico (orientato N210/80) tra le Dolomie e le Quarziti, grazie agli scavi condotti, è netto e ben visibile sul fronte di cava. Ha un andamento lineare ed inclinazione compresa tra 70° e 80°, così come riportato nella Carta e Sezioni geologiche allegate.

Dall'osservazione diretta del contatto si nota che il passaggio tra le Quarziti e le Dolomie avviene con un modesto livello di quarziti verdicce talcose e livelli quarzoso – arenacei che rappresentano i termini di transizione. Pertanto non vi è zona milonitica ma una modesta fascia di triturazione della roccia (soprattutto quarzite) e la creazione di talco farinoso.

Va infine rilevato che il contatto interessa un fronte di circa 100 metri su un fronte complessivo di cava di circa 300 metri.

Nelle aree non interessate dalla coltivazione tali formazioni risultano ricoperte da un sottile strato di materiale detritico, dovuto all'alterazione della roccia in posto. Come già accennato la copertura detritica spessa, eluvio – colluviale, si rileva sul versante nord del rilievo, con potenze dell'ordine di 3 – 4 metri.

Nell'ambito della zona della ex cava sono da rilevare anche conoidi di materiale detritico alla base delle scarpate proveniente dal fronte superiore, soprattutto dalle quarziti alterate, dello spessore variabile tra 2 e 4 metri.

Per quanto riguarda le condizioni di conservazione, negli affioramenti esaminati le Dolomie presentano una generale buona tenacità e compattezza e sono normalmente poco alterate anche se fratturate, mentre le Quarziti variano da "sane" a "alterate".

Infatti, sotto il profilo geomeccanico le rocce del complesso quarzitico presentano una elevata tenacità e buona compattezza, mentre sono più facilmente alterabili per detrizione termoclastica.

Quanto sopra è stato confermato dalle prove sclerometriche effettuate sui punti di campionamento scelti che permettono di affermare che le Dolomie hanno buone caratteristiche di resistenza, come pure le Quarziti non alterate.

L'alterazione delle quarziti è limitata alla parte più superficiale della roccia e alla zona ancora a contatto con le Dolomie. In particolare, in questa zona la quarzite risulta maggiormente fratturata per circa 4 – 6 metri. In ogni caso, questa fascia assieme al livello di alterazione di contatto, sarà totalmente eliminata dagli scavi di profilatura a gradoni della scarpata del nuovo fronte in progetto per impostare i gradoni unicamente su quarzite sana e compatta.

In conclusione si può affermare che il contatto tettonico non potrà creare alcun problema né in fase di coltivazione né tanto meno di stabilità in quanto verrà eliminato, come per altro è già stato fatto a suo tempo nella vecchia coltivazione con il restante fronte di cava.

5.2 Geomorfologia

Dal punto di vista geomorfologico sono da rilevare le vecchie ed alte scarpate di scavo risultanti dalla coltivazione del materiale lapideo che risultano pressoché verticali ed in alcuni casi a strapiombo.

In questa situazione le condizioni di stabilità di dette scarpate non sono elevate, e si rilevano stacchi di materiale lapideo di varie dimensioni (dalla ghiaia al masso), soprattutto nella fascia di contatto tra le Dolomie e Quarziti, che assieme alla degradazione della roccia vanno a costituire conoidi di materiale eterogranulare a spigoli vivi (ghiaie, ghiaietto, sabbie e materiale più grossolano), di elevato angolo d'attrito, addossati al versante, in particolare sulla parte occidentale della ex cava.

Non si tratta di franamenti veri e propri, ma di costante degradazione di una zona alterata e/o fratturata a causa dell'esposizione agli agenti atmosferici in una situazione di elevata acclività.

6-CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE E CARSISMO

In riferimento alla permeabilità dei terreni, sulla base delle condizioni geologiche sopra esposte si ha:

- Dolomie: permeabilità media alta per fratturazione;
- Quarziti: permeabilità medio bassa per fratturazione;

Dall'esame dei fronti di scavo, anche in periodo piovoso, non si sono rilevate emergenze idriche né falde acquifere nei livelli superficiali raggiunti dalla ex cava; in questi litotipi la eventuale circolazione idrica è profonda, di tipo anisotropo, prevalentemente lungo le discontinuità dell'ammasso roccioso, ed in particolare nei piani di faglia.

A conferma di ciò, nell'ambito della cava e nei dintorni, per un raggio di circa 200 metri, non sono conosciute sorgenti perenni.

Solo nella zona di contatto tra la Formazione di Murialdo e le Dolomie, in area posta al margine esterno sinistro della zona d'intervento, all'interno dell'impluvio, sono rilevabili zone umide.

Per quanto riguarda il carsismo, nell'ambito della zona interessata dai lavori di riqualificazione, la dolomia risulta compatta e senza segni di fenomeni carsici.

7-RILIEVO STRUTTURALE E GEOMECCANICO

7.1 Caratteristiche di fratturazione e famiglie di discontinuità

Il rilievo eseguito è stato effettuato allo scopo di misurare tutti i parametri delle discontinuità dell'ammasso roccioso necessari per le verifiche di stabilità dei fronti in progetto.

Sono state eseguite diverse scan line, di lunghezza di circa 20-30 metri l'una rilevate lungo la strada di arrocco e negli affioramenti presenti; l'ubicazione è stata scelta in modo da campionare in modo completo e informativo le giaciture e le discontinuità presenti nel fronte di cava sottoposto a verifica.

Per determinare le caratteristiche geomeccaniche e strutturali si sono inoltre utilizzati i dati ottenuti da una campagna ad hoc su tutta l'area di cava e nelle aree circostanti; sono state eseguite scan-line di rilievo geomeccanico sugli affioramenti di adeguate dimensioni distribuiti nel versante e stazioni di rilevamento strutturale.

Per la determinazione dei principali elementi di caratterizzazione della roccia sono stati quindi effettuati rilievi geomeccanici di dettaglio su tutti gli affioramenti rocciosi presenti nell'area.

I dati del rilievo dell'area di cava sono stati analizzati con apposito software (Dips© 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.

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.

Tramite detto software è stato possibile produrre lo stereogramma delle linee delle discontinuità, dei poli delle discontinuità, e l'analisi statistica dei dati.

L'elaborazione statistica delle giaciture è stata eseguita prendendo come campioni di popolazione le giaciture rilevate lungo gli stendimenti effettuati in prossimità del fronte di cava considerato.

Avendo riscontrato una omogeneità nelle giaciture rilevate in sito, le analisi di stabilità sono state effettuate sulla base delle famiglie di discontinuità ottenute elaborando i dati osservati in campagna

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.

Famiglia	Imm./Inc.	Apertura (mm)	Riempimento	Frequenza (m)	Morfologia grande scala	Morfologia piccola scala	Acqua	Alterazione	Schmidt test (Mpa)
K1	149/50	1-15mm	Hf/Sf	0,3-1,5	U	sm	Da	L	48
K2	220/69	1-15mm	Hf/Sf	0,3-1,5	U	sm	Da	L	42
K3	210/20	1-10mm	Ass-Hf	0,8-2	U	r	Dy	L	43

Legenda:
Morfologia piccola scala:
r = rough (ruvido)
dr = slightly rough (debolmente ruvido)
sm = smooth (planare)
sl = slickensied (liscio)

Morfologia grande scala:
S = stepped (scalettato)
U = undulating (ondulato)
P = planar (planare)

Riempimento:
ass = assente
Hf < 5 mm (hard filling)
Hf > 5 mm (hard filling)
Sf < 5 mm (soft filling)
Sf > 5 mm (soft filling)

Circolazione idrica:
Dy dry (secca)
Da damp (umida)
W wet (bagnata)
Dr dripping (gocciolante)
Fl flowing (fluente)

Alterazione:
H – High
M – Medium
L – Low

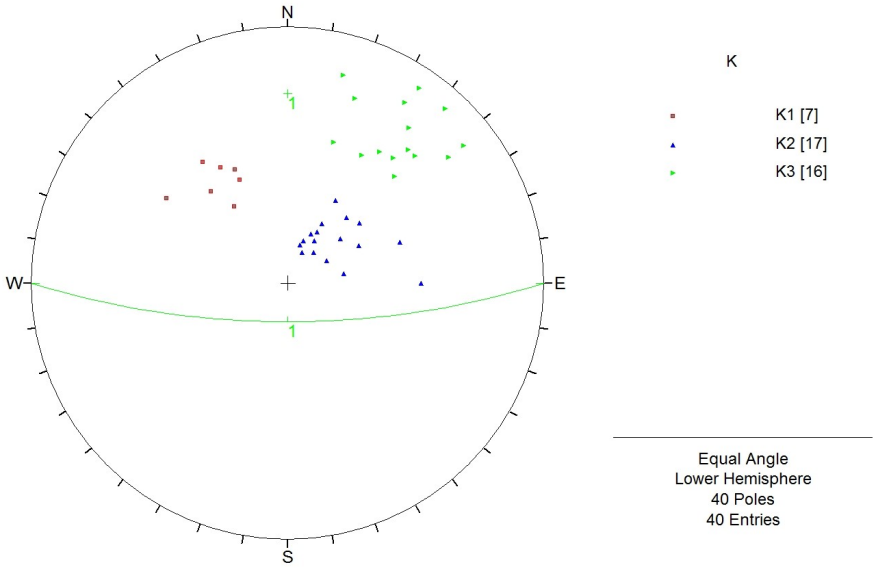


Fig. - Stereonet delle discontinuità, suddiviso per tipologia di discontinuità.

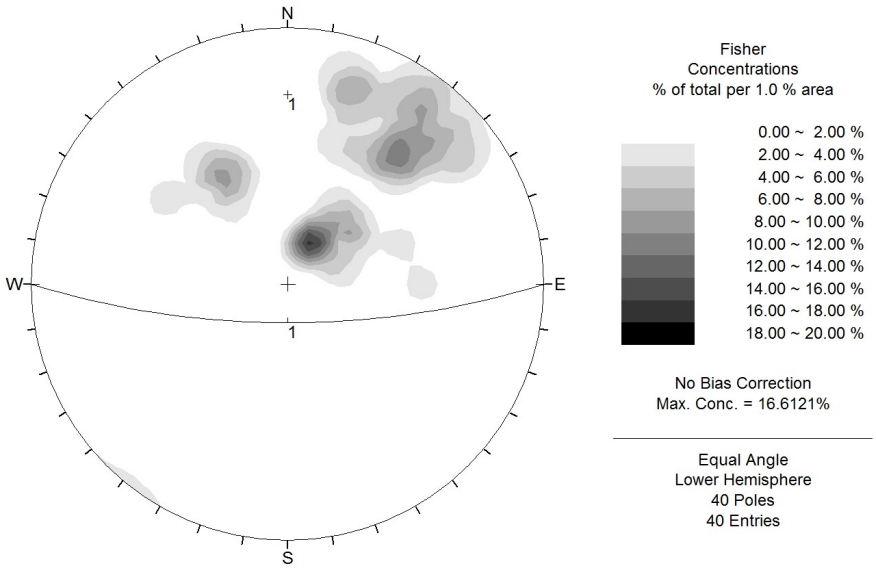


Fig. - Contour delle discontinuità.

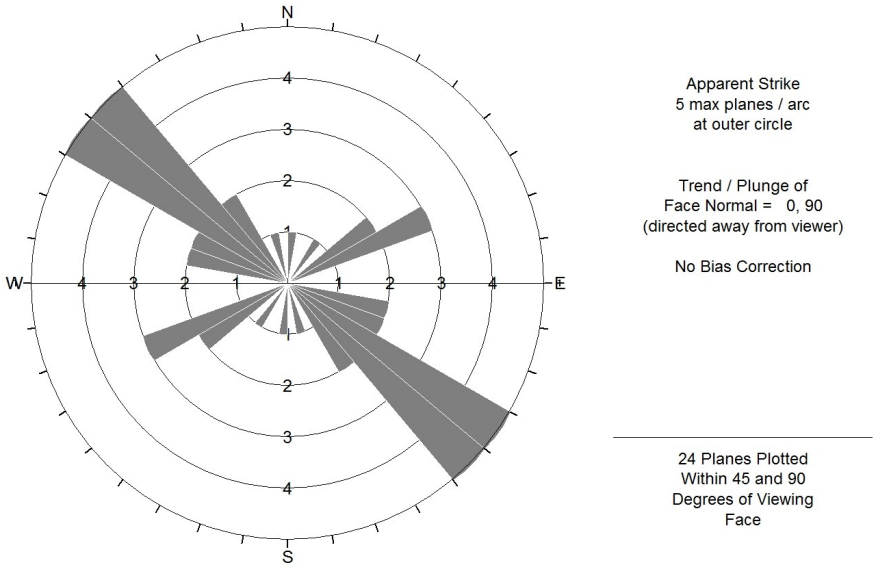


Fig. - Rose diagram.

7.2 Applicazione di classificazioni tecniche

Gli ammassi rocciosi sono strutture composte da una matrice intatta separata da giunti o discontinuità, serrate o più o meno aperte, talvolta riempite da materiale di origine secondaria.

Le discontinuità hanno pertanto una fondamentale importanza per il comportamento meccanico dell'ammasso roccioso che, dal punto di vista geomeccanico, viene assimilato ad un aggregato di blocchi, più o meno giustapposti.

La caratterizzazione geomeccanica consiste quindi nella definizione dei parametri

geomeccanici e geometrici più significativi e nell'individuazione di un modello che meglio approssimi il comportamento dell'ammasso, assimilandone il comportamento ad un mezzo "continuo" equivalente.

Gli indici attaualmente più utilizzati per la classificazione geomeccanica degli ammassi sono l'RMR il GSI e l'indice Q' (derivato da Q).

Sono state poi proposte correlazioni che consentono di valutare i parametri di resistenza, deformabilità e permeabilità di un ammasso a partire dagli indici ottenuti.

7.3 Classificazione RMR e GSI

Una prima versione della classificazione RMR è stata proposta da Bieniawski nel 1973 e nel 1976; una seconda versione, con la modifica di alcuni parametri relativi soprattutto alla spaziatura e alle caratteristiche dei giunti, è stata proposta nel 1979 ed è stata poi ripresa nel 1989, è di fatti conosciuta come RMR_{89}.

La valutazione dell'indice è ottenuta come somma di rating parziali relativi a caratteristiche della roccia e dei giunti, come illustrato più dettagliatamente di seguito.

Il valore così ottnuto (RMRb) viene corretto con un fattore additivo (nullo o negativo) che tiene conto dell'orientazione più o meno sfavorevole dei giunti rispetto alla direzione dei fronti.

Circa l'attribuzione dei parametri fisico-meccanici del substrato, sono stati utilizzati i dati geomeccanici ricavati sul terreno uniti a valori reperibili in bibliografia.

Gli indici parziali sono:

1. La resistenza alla compressione uniassiale (R1) è stata misurata in superficie mediante lo sclerometro ed operando la media di almeno 10 valori ottenuti per punto di campionamento.
2. I valori dell'RQD (Rock Quality Designation - R2) sono stati ottenuti dai dati medi ricavati dai carotaggi e confrontati con i dati ricavati attraverso l'espressione di Palmstrom nella forma: RQD=115 - 3,3 jv dove jv rappresenta il numero medio delle discontinuità per metro nelle tre dimensioni.
3. La spaziatura delle discontinuità (R3) è stata misurata considerando la distanza tra discontinuità aventi la stessa direzione. La valutazione risulta dalla media delle spaziature dei diversi sets individuati nell'area di saggio.
4. Le condizioni di discontinuità (R4) sono state valutate misurando 5 parametri descrittivi delle discontinuità in ciascuna area di saggio: persistenza, separazione, ruvidità della superficie, riempimento ed alterazione.
5. Le condizioni idrauliche (R5) dell'ammasso roccioso sono state valutate qualitativamente in quanto in nessuna area campione mostra insorgenze di acqua quantificabili.

I valori degli indici parziali sono stati determinati sulla base della seguente tabella, scegliendo, parametro per parametro, la classe che meglio rappresenta l'effettiva situazione dell'ammasso roccioso in esame.

A - Classification parameters and their ratings

PARAMETER			RANGES OF VALUES						
1	Streing of intact rock material	Point-load strengt index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compressive test is preferred		
		Uniassial compressive strengt	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces OR Gouge < 5 mm thinck OR Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thinck OR Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel lenght	None	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	>125 litres/min		
		Ratio joint water pressure / maior principal stress	0	0.0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General condition	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		

La sommatoria dei coefficienti numerici dei cinque fattori fornisce un indice globale delle condizioni geomeccaniche della massa (Rock Mass Rating).

La classe di qualità dell'ammasso roccioso risulta dalla somma RMR base = R1 + R2 + R3 + R4 + R5 attraverso la quale si ottiene la valutazione fisico meccanica dell'ammasso roccioso come riportato nella tabella seguente:

Total Rating	100 – 81	80 - 61	60 – 41	40 – 21	< 20
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione	Ottimo	Buono	Discreto	Scadente	Pessimo

Tralasciando i vari passaggi della metodologia, i valori di RMR sono:

- Dolomie di Monte Rossotta: RMR = 70 (Buono)
- Quarziti di Ponte Nava : RMR = 64 (Buono).

Oltre alla classificazione di Bieniawski, l'ammasso roccioso è stato classificato anche tramite il GSI (Geological Strenght Index), un indice di qualità dell'ammasso roccioso variabile da 5 a 100, funzione delle condizioni geomeccaniche e del grado di alterazione. Per la determinazione di questo parametro esistono relazioni che lo legano all'RMR di Bieniawski o all'indice Q di Burton.

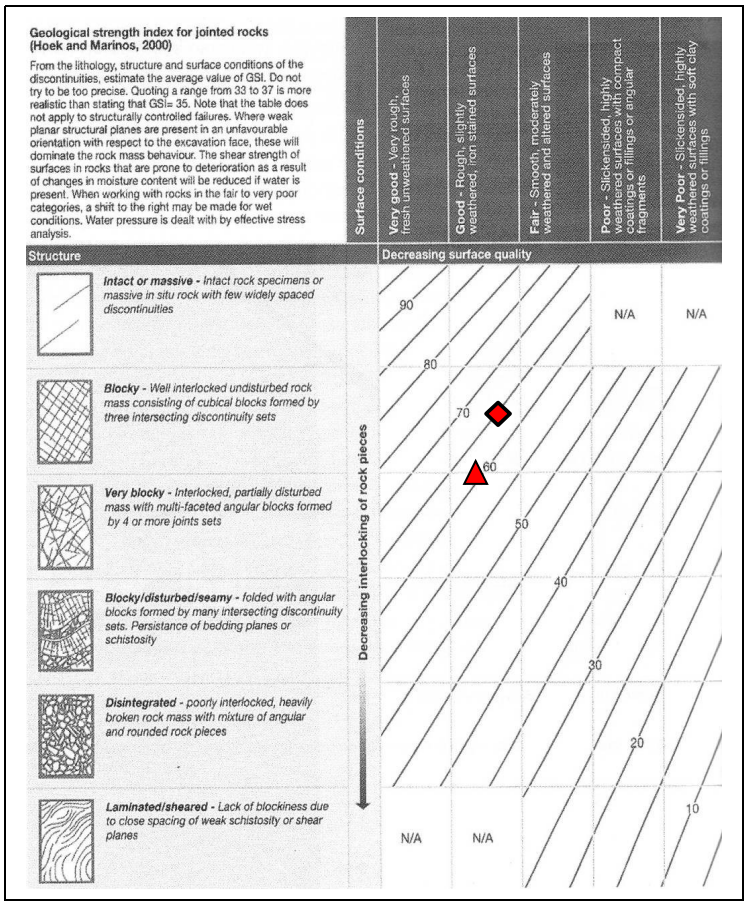


Fig. - Abaco per la stima del GSI. ▲ Dolomie di Monte Rossotta ; ◆ Quarziti di Ponte Nava

In sintesi, i parametri dell'ammasso roccioso sono:

Dolomie di Monte Rossotta	**RMR_{89}**	**Descrizione (RMR_{89})**	**GSI**
Valore rappresentativo	70	Buono (II classe)	65
Range	65-75	Buono (II classe)	60-70

Quarziti di Ponte Nava	**RMR_{89}**	**Descrizione (RMR_{89})**	**GSI**
Valore rappresentativo	64	Buono (II classe)	59
Range	59-69	Buono/Discreto (II-III classe)	54-64

8-PROVE DI LABORATORIO

Nell'ambito dell'indagine sono state fatte analisi geomeccaniche delle rocce in modo da ottenere il maggior numero di parametri utili agli obiettivi prefissati.

Le analisi geomeccaniche sulle rocce sono state effettuate dal laboratorio specializzato G.E.T. Geotechnical and Engineering Testing Srl di Genova, via Renata Bianchi n° 38 che ha fornito i certificati delle prove effettuate da campioni di roccia provenienti dalla cava, ricarotati per ottenere i provini.

E' stata fatta una prova di compressione triassiale su roccia (campione Qz) con controllo della deformazione (certificato n° 12025-02) secondo le Normative A.S.T.M. D 7012-07 Metodo A.

Come risulta dall'allegato Certificato il peso di volume della roccia è di 26,59 kN/mc (medio).

La prova triassiale non drenata è stata eseguita su 5 provini di roccia per ottenere un sufficiente numero di valori tali da ricostruire agevolmente la curva d'inviluppo.

La pressione di confinamento è stata variata tra 0,00 e 40,00 Mpa ed il carico di rottura è variato rispettivamente tra 68,73 e 280,42 Mpa.

Con questi dati è stata ricostruita la curva inviluppo di rottura secondo il Criterion Linear Regression di Hoek e Brown.

Sono state poi effettuare due prove di compressione uniassiale secondo A.S.T.M. D 7012-07 – Metodo C che hanno fornito una resistenza a compressione pari a 69,4 Mpa.

9-STIMA DEI PARAMETRI MECCANICI DELL'AMMASSO ROCCIOSO

9.1 Resistenza al taglio dell'ammasso

Per la caratterizzazione meccanica dell'ammasso roccioso è stato adottato un criterio di resistenza contraddistinto, nel piano di Mohr, da una marcata curvatura con concavità verso il basso; tale criterio comporta che, a modeste pressioni di confinamento, la superficie di rottura tende a seguire piani di discontinuità con giacitura prossima a quella di rottura, mentre ad elevate sollecitazioni la rottura interessa più estese porzioni di roccia integra.

Tale criterio viene bene descritto dal criterio di resistenza non lineare di Hoek e Brown (1980) generalmente adottato per gli ammassi rocciosi.

Hoek & Brown (1980a, 1980b) hanno proposto un metodo per ottenere delle stime attendibili della resistenza di ammassi rocciosi discontinui basato sulla valutazione della qualità meccanica degli ammassi stessi. Nell'ultima versione (1997) il criterio di rottura è definito:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad \text{[MPa]}$$

dove:
"σ'1" e *"σ'3"* sono i valori degli sforzi efficaci massimo e minimo alla rottura
"mb" è il valore della costante di Hoek & Brown per gli ammassi rocciosi
"s" e *"a"* sono costanti che dipendono dalle caratteristiche degli ammassi rocciosi
"σci" è il valore della resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta.

La definizione dei parametri *mb* , *s* e *a* è stata recentemente riformulata (Hoek et alii, 2002) secondo le equazioni seguenti sempre utilizzando i valori di GSI per riferirsi alle condizioni geomeccaniche degli ammassi.

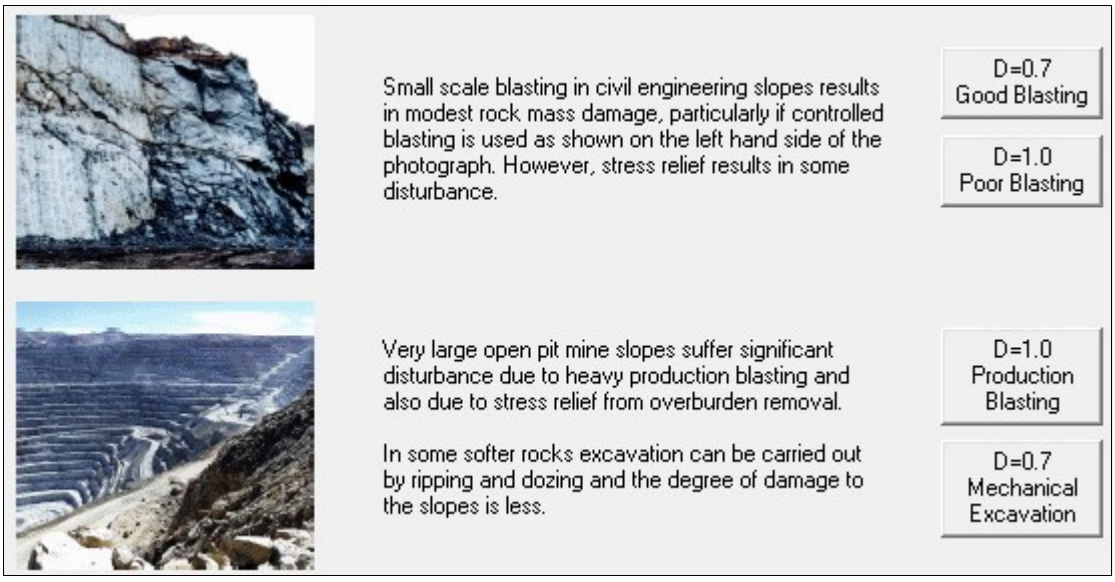
$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

Il fattore D dipende dal grado di disturbo a cui è stato soggetto l'ammasso per effetto della tecnologia di scavo (esplosivo o meccanizzato) e del rilascio tensionale successivo allo scavo; esso può variare da 0 per ammassi non disturbati a 1 per ammassi molto disturbati.

La scelta del fattore di disturbo (D), utile per il calcolo dei parametri *mb* ed *s*, è stata fatta utilizzando le linee guida presentate dagli stessi autori. Quelle interessanti per lo scavo di una parete rocciosa sono:



Sulla base di questi suggerimenti si è scelto di adottare un fattore di disturbo pari a **0,7**.

Il criterio di Hoek e Brown viene più convenientemente espresso in termini di curva intrinseca

τ – σ'_n anziché in termini di sforzi principali, correlando in base a relazioni geometriche, lo sforzo di taglio in funzione della sollecitazione normale.

Lo sforzo normale e di taglio sono correlate agli sforzi principali dalle relazioni (Balmer, 1952):

$$\sigma_n' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} - \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \cdot \frac{d\sigma_1'/d\sigma_3' - 1}{d\sigma_1'/d\sigma_3' + 1}$$

$$\tau = (\sigma_1' - \sigma_3') \cdot \frac{\sqrt{d\sigma_1'/d\sigma_3'}}{d\sigma_1'/d\sigma_3' + 1}$$

$$dove$$

$$d\sigma_1'/d\sigma_3' = 1 + am_b(m_b\sigma_3'/\sigma_c + s)^{a-1}$$

Per calcolare i parametri di resistenza espressi in temine di coesione ed angolo di attrito efficaci Hoek (1980) ha proposto la seguente procedura di calcolo:

$$\varphi' = arcsen\left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}}\right]$$

$$c' = \frac{\sigma_c[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}')](s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1})/(1+a)(2+a)}}$$

$$dove$$

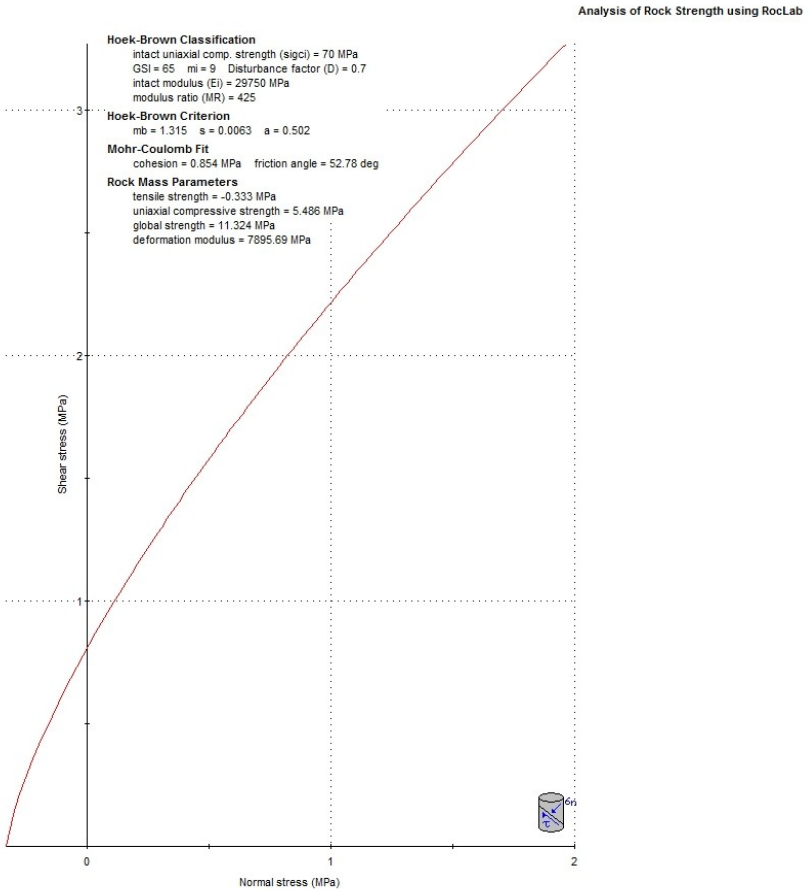
$$\sigma_{3n}' = \sigma_{3\max}'/\sigma_c$$

Il valore di σ'_{3max} è il limite superiore della tensione di confinamento per il quale viene considerata la correlazione tra il criterio di Hoek-Brown e di Mohr-Coulomb.

I calcoli precedentemente descritti sono stati processati utilizzando uno specifico software (RocLab della *RocScience*) in cui devono essere inseriti i parametri σ*ci* , GSI, m e D.

Nella figura seguente è riportata la curva caratteristica dell'ammasso roccioso in funzione dello sforzo normale efficace.

Dolomie di Monte Rossotta

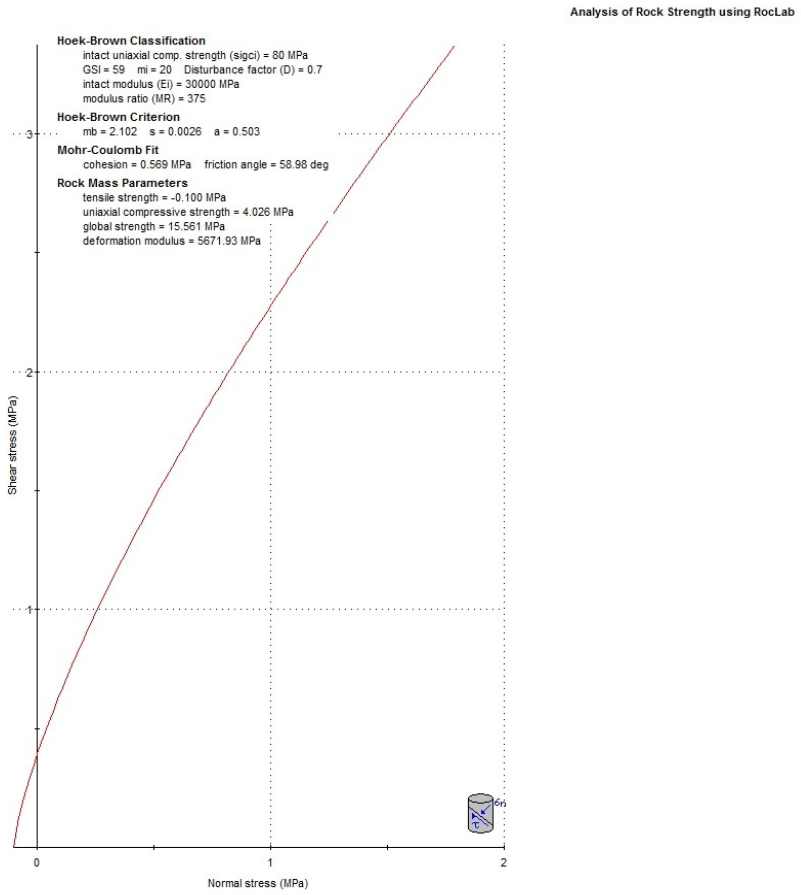


Curva caratteristica dell'ammasso roccioso.

Parametri dell'ammasso roccioso

Angolo di attrito (°)	52,87
Coesione (Mpa)	0,85
Peso di Volume (t/mc)	2,65
mb	1,315
s	0,0063
a	0,502
Resistenza a compressione uniassiale	700Kg/cmq (da prove di laboratorio)

Quarziti di Ponte Nava



Curva caratteristica dell'ammasso roccioso.

Parametri dell'ammasso roccioso

Angolo di attrito (°)	58,98
Coesione (Mpa)	0,57
Peso di Volume (t/mc)	2,7
mb	2,102
s	0,0026
a	0,503
Resistenza a compressione uniassiale	800Kg/cmq (da dati bibliografici e di campagna)

9.2 Resistenza al taglio lungo i giunti

Nei riguardi della stima delle resistenze a scorrimento lungo le discontinuità si può fare riferimento al noto schema di Barton, tradotto in una relazione che esprime la resistenza a taglio solo in termini attritivi.

$$\tau_{lim} = \sigma \cdot \tan\varphi^*$$

$$\varphi^* = \left(\varphi + JRC \cdot \log_{10} \frac{\sigma_J}{\sigma} \right)$$

σ	:	pressione efficace normale al giunto
φ	:	angolo di attrito base (giunto piano, liscio)
JRC	:	indice di scabrezza di Barton
σ_J	:	resistenza a compressione della roccia adiacente il giunto
φ^*	:	angolo di attrito apparente in relazione con σ e l'indice di scabrezza

Nel caso in esame, per i giunti valutati durante il rilievo geomeccanico si sono osservati valori di JRC attribuibili al range compreso tra 6 e 11. Per una caratterizzazione di resistenza si è preso a riferimento il campo **6-9** come rappresentativo.

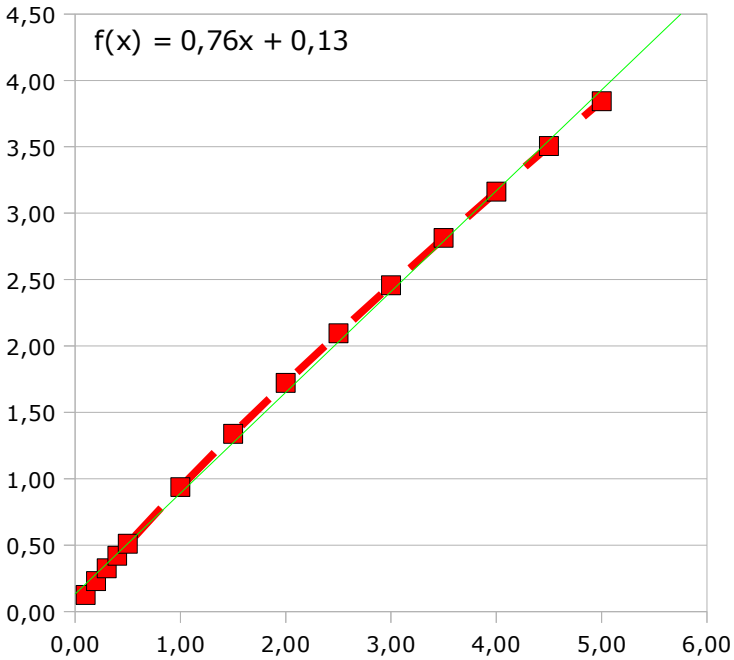
Per il valore di resistenza a compressione sui giunti non si hanno a disposizione dati sperimentali; sono stati adottati valori stimati a partire dai risultati delle prove con sclerometro su superfici di giunto.

Litotipo	JRC	Comp. Uniassiale (Mpa)
Dolomie di Monte Rossotta	6 – 9	44
Quarziti di Ponte Nava	6 – 9	48

Dolomie di Monte Rossotta

σ	τ	φ
Mpa	**Mpa**	**(°)**
0,10	0,12	51,15
0,20	0,23	48,74
0,30	0,33	47,33
0,40	0,42	46,33
0,50	0,51	45,56
1,00	0,94	43,15
1,50	1,34	41,74
2,00	1,72	40,74
2,50	2,10	39,96
3,00	2,46	39,33
3,50	2,81	38,80
4,00	3,16	38,33
4,50	3,51	37,92
5,00	3,84	37,56

tanφ	0,76
φ	**37,23**



Curva intrinseca del giunto con il criterio di Barton.

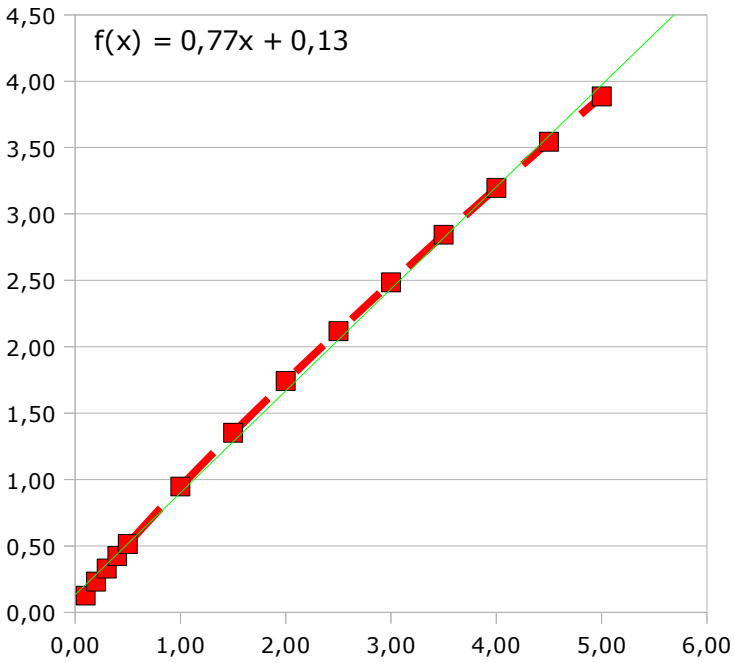
Dalla curva linearizzata si ricava un valore pari a 37,23°.

Per la valutazione della coesione si è fatto riferimento alla formulazione proposta da Barton e Choubey, che ha fornito una coesione pari a **73,9** Kpa.

Quarziti di Ponte Nava

σ	τ	φ
Mpa	**Mpa**	**(°)**
0,10	0,13	51,45
0,20	0,23	49,04
0,30	0,33	47,63
0,40	0,42	46,63
0,50	0,52	45,86
1,00	0,95	43,45
1,50	1,35	42,04
2,00	1,74	41,04
2,50	2,12	40,27
3,00	2,48	39,63
3,50	2,84	39,10
4,00	3,20	38,63
4,50	3,54	38,22
5,00	3,89	37,86

tanφ	0,77
φ	**37,6**



Curva intrinseca del giunto con il criterio di Barton.

Dalla curva linearizzata si ricava un valore pari a 37,6°.

Per la valutazione della coesione si è fatto riferimento alla formulazione proposta da Barton e Choubey, che ha fornito una coesione pari a **77,2** Kpa.

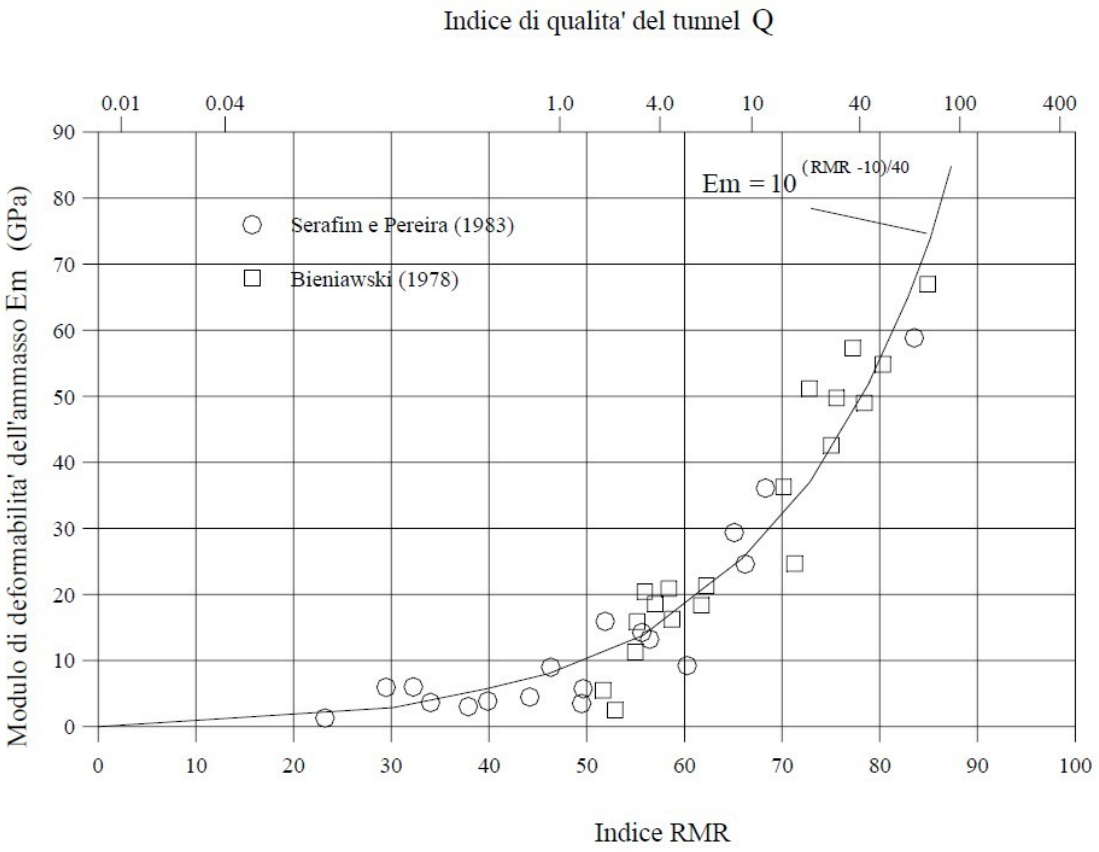
9.3 Deformabilità dell'ammasso roccioso

Indicazioni sulla deformabilità dell'ammasso possono essere ricavate da una valutazione della qualità della roccia basata sulla classificazione geomeccanica. Dopo l'introduzione della metodologia RMR, Bieniawski (1976) ha proposto la seguente correlazione (applicabile solo per valori di RMR > 55 tra modulo di defomabilità e RMR:

Ed (Gpa) = 2*RMR-100

Una modifica della relazione precedente, che tiene conto di dati di prova in rocce di qualità mediocre o scadente, è stata proposta da Serafim e Pereira (1979) ed adottata successivamente da Bieniawski (1989) e definita dalla seguente relazione:

$Ed(Gpa)=10^{(RMR-10)/40}$



Relazione di Serafim-Pereira per la valutazione di E.

Una relazione per la stima del parametro di deformabilità dall'ammasso a partire dall'indice Q è stata proposta da Barton (1995):

$Ed(Gpa)=10Q^{1/3}$

In seguito Hoek et al. (1995) hanno osservato che la relazione precedente tende a sovrastimare i moduli quando il modulo del materiale roccioso è basso. E' stato quindi introdotto un termine direttamente collegato alle proprietà del materiale roccioso e tenendo

anche conto della sostituzione dell'indice di caraterrizzazione GSI all'indice RMR si ha:

$$E_d\ (\mathrm{GPa}) = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \qquad \text{per } \sigma_c < 100\ \mathrm{MPa}$$

Più recentemente Hoek e Diederichs (2005) hanno riesaminato i predetti metodi empirici per stimare il modulo di defomabilità dell'ammasso roccioso ed hanno aggiornato i criteri in precedenza esposti con la relazione:

$$E_d\,(MPa) = 100000\left(\frac{1-D/2}{1+e^{((75+25D-GSI)/11)}}\right)$$

Dai calcoli ottenuti dalle relazioni precedentemente descritte (in particolare, cautelativamente si è utilizzata la più peggiorativa – Mehodra et al.), si ottengono i seguenti valori, conformi con quanto calcolato anche dal software Roclab.

Dolomie di Monte Rossotta	8 Gpa
Quarziti di Ponte Nava	6 Gpa

10 – STIMA DEI PARAMETRI DEL MATERIALE DA UTILIZZARSI PER IL RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE

Per l'attribuzione dei caratteri fisici e meccanici degli elementi da porre a dimora si sono utilizzati, come indicato al punto 6.2.2 delle citate NTC e dalle "Linee Guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive .." di cui al DGR n. 141/2010, i dati della bibliografia nonché quelli ottenuti da prove dirette effettuate sui differenti materiali per altro già utilizzati per la sistemazione ambientale di cave del comprensorio.

Infatti, per poter avere un sufficiente grado di affidabilità dei dati geotecnici da utilizzare nelle verifiche si sono studiati differenti materiali di riempimento, sui quali sono state fatte le usuali analisi e sono stati valutati, anche con l'ausilio di specifiche tabelle e grafici, i parametri geotecnici utili agli obiettivi prefissati.

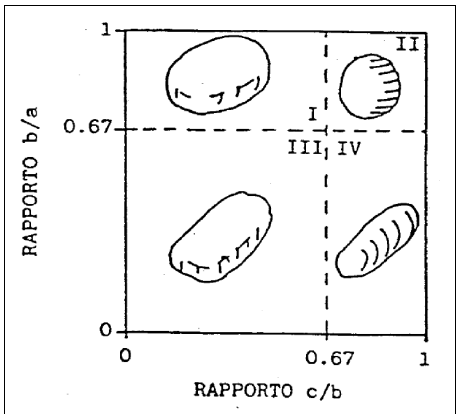
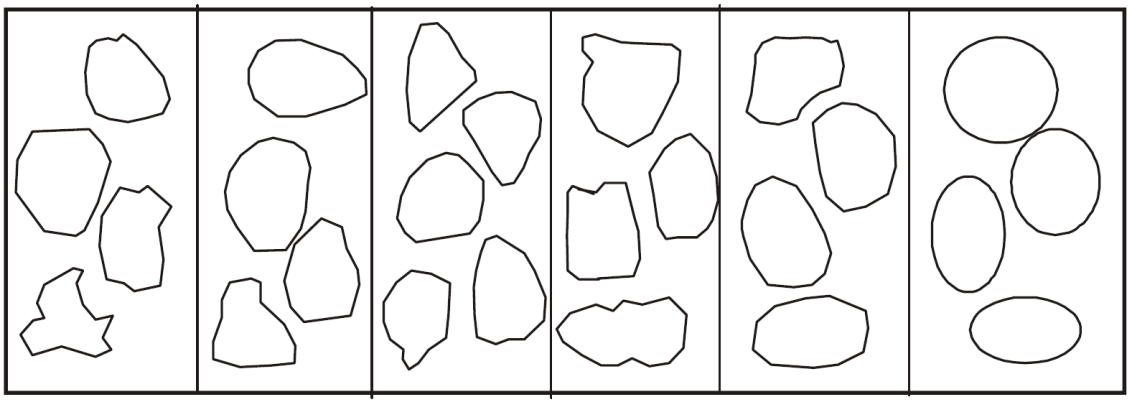
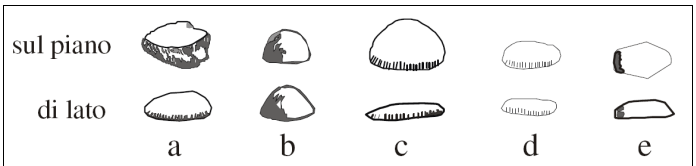
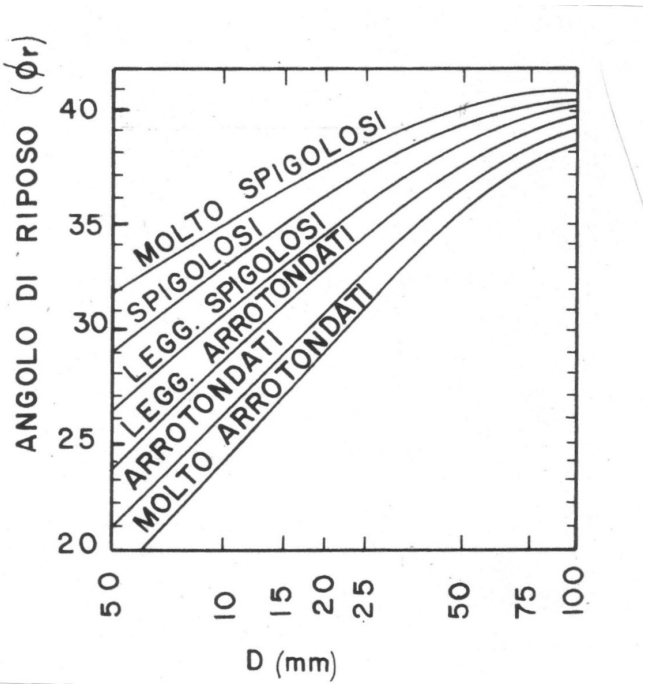


Fig. 1/3 - Classificazione della ghiaia e dei ciottoli in funzione della forma (Gnaccolini, 1978): a, b, c d sono le dimensioni caratteristiche dei grani.
I = discoidali II = sferoidali
III = lamellari IV = allungati





Forma dei ciottoli dei diversi ambienti visti di fianco e dall'alto (sul piano). a = ambiente eolico; b = coste con alta energia, ciottoli più o meno arrotondati; c = coste con bassa energia, ciottoli appiattiti; d = fiumi, ciottoli arrotondati; e = morene glaciali, ciottoli tabulari con contorno pentagonale



Questa tabella mette in relazione le grandezze dei granuli e l'angolo di attrito secondo Cooke e Doornkamp (valori minimi di Dr).

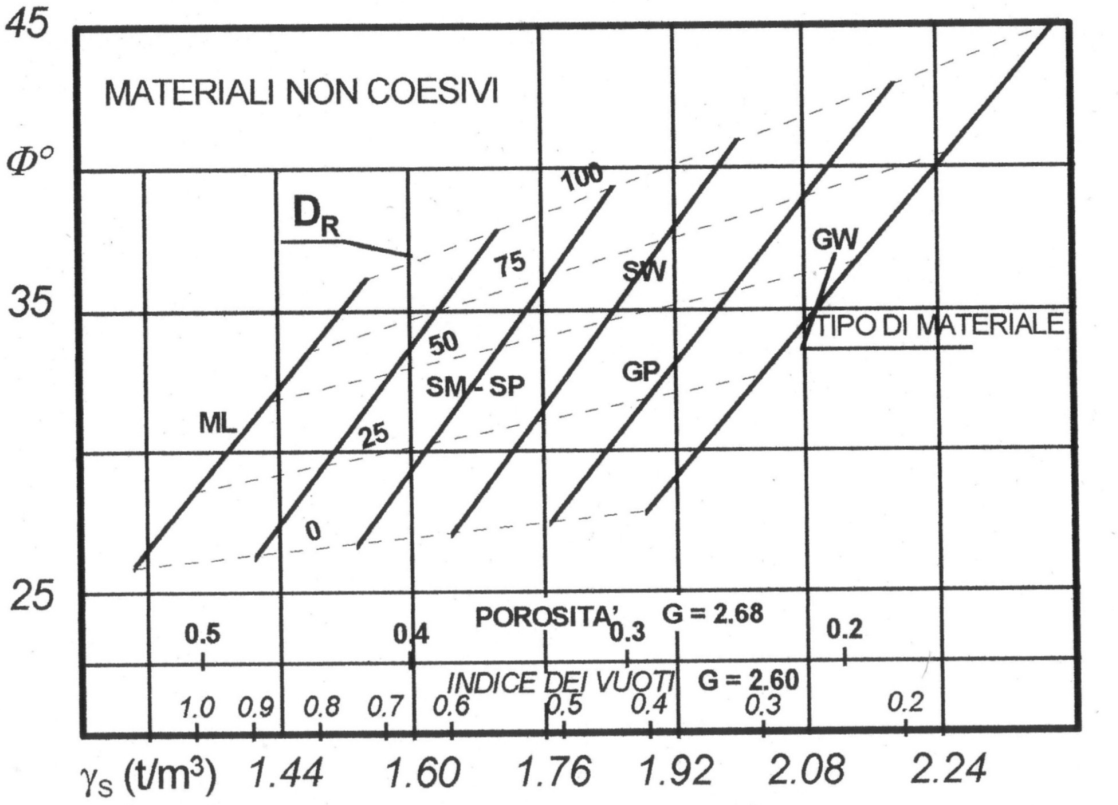


Diagramma NAVFAC D.M. 1971: relazione tra ps e φ in base alla tipologia del materiale

Sulla base dei dati dei campioni studiati, da dati sperimentali e dalla densità del materiale (NAVAF D.M. 1971) e di prove effettuate su terreni simili in cave sistemate o in via di sistemazione, e tenuto conto delle caratteristiche granulometriche, è possibile ipotizzare, considerando idonea compattazione del materiale, i seguenti parametri geotecnici:

- angolo di attrito interno φ = 35 ° - 38°
- coesione Cu = 0,2 – 0,5 Kg/cmq
- peso di volume ps = 1,8 – 2,1 gr/cmc
- densità relativa Dr = 40 - 50%.

Si tratta di parametri cautelativi poiché è ipotizzabile la presenza di granuli spigolosi degli elementi litoidi, di pezzature anche di un certo rilievo il cui comportamento può considerarsi (talvolta) intermedio tra quello degli ammassi rocciosi giuntati e dei materiali granulari classici.

Esami di laboratorio e indagini geognostiche dirette, effettuate con penetrometro pesante su rilevati di ricomposizione ambientali eseguite nell'ultimo decennio in tutta la Liguria dimostrano l'attendibilità dei valori sopra riportati.

Trattandosi di materiale derivante comunque da scavi di terre e rocce, il valore dell'angolo d'attrito interno considerato concorda con i valori desumibili dal grafico di Cooke e Doornkamp in relazione al grado di addensamento, al diametro dei granuli e alle loro caratteristiche di spigolosità o arrotondamento.

Per ultimo occorre sottolineare che i materiali sopra descritti saranno posti a dimora in strati di limitato spessore in modo da creare un riempimento omogeneo, ben compattato così come prescritto anche dalle "Linee guida" di cui al DGR n. 141/2010.

11 – CALCOLO DEI PARAMETRI DI PROGETTO

Dalle prove in situ e di laboratorio effettuate e dai rilevamenti geomeccanici, si è ottenuto un chiaro modello geologico e geomeccanico del sito oggetto di studio; di seguito sono riportati i parametri medi (Vm) i parametri caratteristici (Vk) e i parametri di progetto (Vd) calcolati per poi essere di seguito utilizzati nelle verifiche di stabilità dei fronti così come prevedono le NTC 2008 (par. 6.2.3.1.2)

Valori medi (Vm)

Dolomie di Monte Rossotta

Angolo di attrito (°)	52,87
Coesione (Mpa)	0,85
Peso di Volume (t/mc)	2,65
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	37,23
Coesione lungo i giunti (Kpa)	73,9
Resistenza a compressione uniassiale	800 Kg/cmq

Quarziti di Ponte Nava

Angolo di attrito (°)	58,98
Coesione (Mpa)	0,57
Peso di Volume (t/mc)	2,65

Angolo di attrito lungo i giunti (°)	37,60
Coesione lungo i giunti (Kpa)	77,20
Resistenza a compressione uniassiale	700kg/cmq (da analisi di lab.)

Materiale di riporto

Angolo di attrito (°)	36
Coesione (Kg/cmq)	0,2
Peso di Volume (t/mc)	1,9

Valori caratteristici (Vk)
Applicando quanto contenuto nelle istruzioni del CSLP si sono assunti quali valori caratteristici del deposito i valori medi: Vm=Vk.

Infatti, come riportato nel C6.2.2 del CSLP "appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidezza sufficiente a trasferire le azione dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti".

Valori di progetto (Vd)
I valori di progetto di c, cu e φ da adottare nel calcolo si ottengono per combinazioni contenenti M2, dividendo i valori caratteristici per un coefficiente riduttivo parziale secondo quanto indicato nell'eurocodice 7 e nel D.M. 14/01/2008 NTC.

I valori di progetto si ottengono tramite le seguenti formule:

- tgφd=tgφk/1,25
- cd=ck/1,25
- cud=cuk/1,4
- qud=quk/1,6 (resistenza a compressione uniassiale)

Dolomie di Monte Rossotta

Angolo di attrito (°)	46,58
Coesione (Mpa)	0,68 (6,93 kg/cmq)
Peso di Volume (t/mc)	2,65
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	31,30
Coesione lungo i giunti (Kpa)	59,1
Resistenza a compressione uniassiale	500 kg/cmq

Quarziti di Ponte Nava

Angolo di attrito (°)	53,07
Coesione (Mpa)	0,46 (4,69 kg/cmq)
Peso di Volume (t/mc)	2,65
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	31,64
Coesione lungo i giunti (Kpa)	61,76

Resistenza a compressione uniassiale	437,5 Kg/cmq

Materiale di riporto

Angolo di attrito (°)	30,17
Coesione (Kg/cmq)	0,16
Peso di Volume (t/mc)	1,9

I valori ottenuti sono utilizzati per i calcoli nelle verifiche di stabilità di seguito eseguite.

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	**(M1)**	**(M2)**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

12-VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO

Vita Nominale
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 (par. 2.4.2 NTC).
La vita nominale dell'opera in progetto è 50 anni.

Classe d'uso
In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le opere sono suddivise in classi d'uso; le classi d'uso delle opere in progetto sono:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli (gradoni);

Il coefficiente C_U in questo caso risulta pari a 0,7 come dalla tabella 2.4.II delle NTC.

- *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. (rilevato di ricomposizione ambientale):

Il coefficiente C_U in questo caso risulta pari a 1 come dalla tabella 2.4.II delle NTC.

Fermo restando che la decisione delle classi d'uso è del progettista che ne determina quindi il ruolo, a favore di sicurezza si sono considerati anche i gradoni come "opera" e classificati come Classe I; sempre a favore dell'estrema sicurezza si è optato per inserire il rilevato di ricomposizione ambientale in Classe II, anche se, di fatto non è prevista la presena di persone su di esso.

Periodo di riferimento per l'azione sismica
Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale

V_N per il coefficiente d'uso C_U (par. 2.4.3 NTC):
$V_R = V_N \times C_U =$

Tabella riepilogativa - gradoni

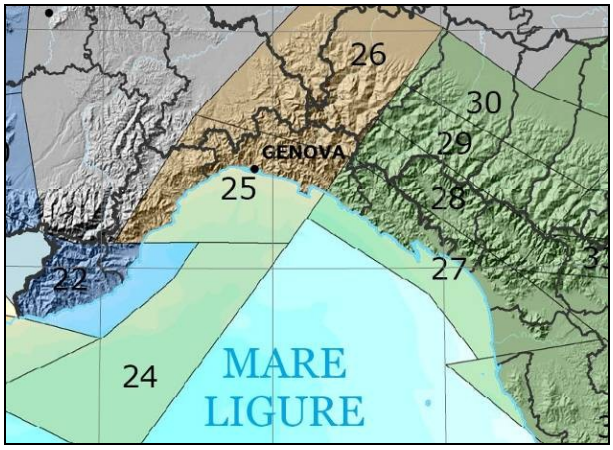
Vita nominale V_N	50 anni
Classe d'uso	I
Coefficiente d'uso C_u	0,7
Periodo di riferimento dell'azione sismica V_R	35

Tabella riepilogativa – rilevato di ricomposizione ambientale

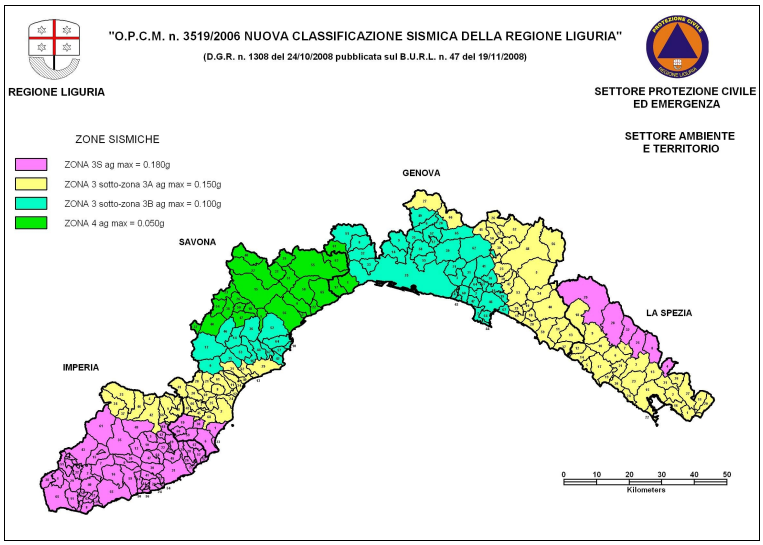
Vita nominale V_N	50 anni
Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso C_u	1
Periodo di riferimento dell'azione sismica V_R	50

13-ANALISI SISMICA

Zonazione sismogenetica
Dall'esame della cartografia di zonazione sismogenetica ZS4 l'area in esame si colloca nella zona 25 che è classificata "zona b" cioè "Zone di trasferimento Alpi-Appennino e Mar Ligure. Meccanismi attesi: *strike-slip* sinistro in strutture crostali superficiali e dip-slip in strutture più profonde (zone 23, 25, 26); compressione (*thrust* e *strike-slip* sinistro con assi P W-E e WNW-ESE) sovrapposti a vecchie strutture estensionali (zona 24)".



Classificazione sismica
In base al D.G.R. n. 1308 del 24/10/2008 ("Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria"), il territorio del Comune di Millesimo è inserito in zona 4, corrispondente ad un valore di accelerazione orizzontale ag = 0,05 g.



Classificazione sismica della Regione Liguria

Categoria di suolo

Per quanto riguarda i valori delle Vs, sulla base della bibliografia e dai dati acquisiti direttamente in campagna, si possono stimare i valori medi. Pertanto, la categoria del suolo, ai fini della definizione dell'azione sismica è assimilabile alla categoria "A" e cioè: "Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi,caratterizzati da valori di VS30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.", secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2008 per quanto riguarda i fronti in roccia, e "B", ovvero "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu30> 250 kPa nei terreni a grana fina)" per quanto riguarda il rilevato di ricomposizione ambientale.

Coefficiente di amplificazione topografica St

Per quanto riguarda l'amplificazione sismica la morfologia dei luoghi influenza gli effetti del sisma. In questo caso il fronte di cava è collocato in un pendio, pertanto sono possibili fenomeni di maggiori accelerazioni sismiche. La categoria topografica è T3 (tabella 3.2.IV NTC) e il coefficiente di amplificazione topografica risulta St=1,2 per quanto riguarda i gradoni e T2 (con coeff. St=1,2) per quanto riguarda il rilevato di ricomposizione ambientale.

Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento" V_R espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" P_{VR}.

La pericolosità sismica è definita in termini di:

-accelerazione orizzontale massima attesa "ag" in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale categoria T1;
-ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se(T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi

strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.
Gli stati limite ultimi (SLU) dinamici sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, infatti, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente"; l'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi *stati* limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- ag accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo 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;

PARAMETRI SISMICI – GRADONI

Sito in esame.

latitudine:	44,3478559893212
longitudine:	8,20679632327583
Classe:	1
Vita nominale:	50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 16907	Lat: 44,3658	Lon: 8,1744	Distanza: 3257,859
Sito 2	ID: 16908	Lat: 44,3690	Lon: 8,2442	Distanza: 3786,704
Sito 3	ID: 17130	Lat: 44,3190	Lon: 8,2485	Distanza: 4611,773
Sito 4	ID: 17129	Lat: 44,3159	Lon: 8,1788	Distanza: 4190,922

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	A		
Categoria topografica:	T3		
Periodo di riferimento:	35anni		
Coefficiente cu:	0,7		
Operatività (SLO):			
Probabilità di superamento:	81	%	
Tr:		30	[anni]
ag:		0,019 g	
Fo:		2,608	
Tc*:		0,157	[s]
Danno (SLD):			
Probabilità di superamento:	63	%	
Tr:		35	[anni]
ag:		0,021 g	
Fo:		2,590	
Tc*:		0,168	[s]
Salvaguardia della vita (SLV):			
Probabilità di superamento:	10	%	
Tr:		332	[anni]
ag:		0,052 g	
Fo:		2,600	
Tc*:		0,288	[s]
Prevenzione dal collasso (SLC):			
Probabilità di superamento:	5	%	
Tr:		682	[anni]
ag:		0,067 g	
Fo:		2,629	
Tc*:		0,314	[s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200
Kh:	0,005
Kv:	0,002
Amax:	0,229
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200
Kh:	0,005
Kv:	0,003
Amax:	0,249
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200
Kh:	0,013
Kv:	0,006
Amax:	0,618
Beta:	0,200

SLC:

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200
Kh:	0,016
Kv:	0,008
Amax:	0,793
Beta:	0,200

PARAMETRI SISMICI – RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE

Sito in esame.

latitudine:	44,347856
longitudine:	8,206796
Classe:	2
Vita nominale:	50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 16907	Lat: 44,3658 Lon: 8,1744	Distanza: 3257,838
Sito 2	ID: 16908	Lat: 44,3690 Lon: 8,2442	Distanza: 3786,724
Sito 3	ID: 17130	Lat: 44,3190 Lon: 8,2485	Distanza: 4611,792
Sito 4	ID: 17129	Lat: 44,3159 Lon: 8,1788	Distanza: 4190,909

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	B		
Categoria topografica:	T2		
Periodo di riferimento:	50anni		
Coefficiente cu:	1		

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	81	%	
Tr:		30	[anni]
ag:		0,020 g	
Fo:		2,608	
Tc*:		0,157	[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63	%	
Tr:		50	[anni]
ag:		0,026 g	
Fo:		2,549	
Tc*:		0,195	[s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%	
Tr:		475	[anni]
ag:		0,061 g	
Fo:		2,612	
Tc*:		0,304	[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5	%	
Tr:		975	[anni]
ag:		0,078 g	
Fo:		2,645	
Tc*:		0,325	[s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,200
Cc:	1,590
St:	1,200
Kh:	0,006
Kv:	0,003
Amax:	0,280
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,200
Cc:	1,530
St:	1,200
Kh:	0,008
Kv:	0,004
Amax:	0,372
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,200
Cc:	1,400
St:	1,200
Kh:	0,017
Kv:	0,009
Amax:	0,857
Beta:	0,200

SLC:

Ss:	1,200
Cc:	1,380
St:	1,200
Kh:	0,022
Kv:	0,011
Amax:	1,097
Beta:	0,200



Nodi del reticolo sismico di riferimento della zona in esame

Valutazione dell'azione sismica nei pendii (Slope Geostru 2010)

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi la stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene eseguita con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza. Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

Fh=Kh *W
Fv=Kv *W

Essendo:
FH e FV rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
W: peso concio

Ko: Coefficiente sismico orizzontale
Kv: Coefficiente sismico verticale.

Calcolo coefficienti sismici
Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti Ko e Kv indipendenza di vari fattori:
Ko= βs×(amax/g)
Kv=±0,5×Ko
Con
βs coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
amax accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.
amax= SS ST ag
SS(effetto di amplificazione stratigrafica): 0.90 ≤Ss≤ 1.80; è funzione di F0(Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).
ST(effetto di amplificazione topografica).
Il valore di ST varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:
T1*(ST= 1.0)* ***T2****(ST= 1.20)* ***T3****(ST=1.20)* ***T4****(ST= 1.40).*

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è così valutato:

TR=-VR/ln(1-PVR)

Con VR vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso VR dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale Ko e verticale Kv che interessano tutte le masse vengono calcolatati come:
Ko= S · (ag/g) Kv= 0.5· Ko
S: fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:
tipo A - S=1;
tipo B - S=1.25;
tipo C - S=1.25;
tipo E - S=1.25;
tipo D – S=1.35.

Per pendii con inclinazione superiore a 15° e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica ST:
ST≥ 1,2 per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
ST≥ 1,4 per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media > 30°; ST≥ 1,2 per siti dello stesso tipo, ma pendenza media inferiore.

14 – VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE DEI FRONTI DI SCAVO

Le suddette verifiche di stabilità globali dei fronti di cava sono state condotte considerando le situazioni più critiche, ed in particolare sono state considerate le tracce delle Sezioni 1, 3 e 6.

Per ogni sezione si è proceduto alla verifica di stabilità, considerando le condizioni più sfavorevoli, utilizzando i parametri ridotti riportati nei capitoli precedenti el'amplificazione sismica.

La stabilità globale del versante è stato verificato tramite il software Slope della Geostru, come visibile negli allegati. I dati delle sezioni sono fornite per coordinate ed il sofware le elabora producendo una traccia di sezione grafica che non sempre è sovrapponibile manualmente alle sezioni di stampa di progetto per differenza di scala e riproduzione.

Per quanto riguarda i parametri geomeccanici si sono utilizzati i coefficienti ridotti (Vd), come consigliato nel capitolo 6, par. 6.2.3.1.2 e in particolare alla Tab. 6.2.II delle NTC.

I risultati, visibili in allegato, dimostrano che in ogni condizione il versante esaminato è stabile, con valori del fattore di sicurezza minimo pari a Fs = 2,67 per la sezione 1-1; Fs**=**2,82 per la sezione 3-3 e Fs = 2,99 per la sezione 6-6.

Per le verifiche dei gradoni e dei piani di scivolamento si rimanda al capitolo successivo.

La metodologia utilizzata per la verifica è il Metodo dei conci elaborato da Bishop.
La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a *n*, il problema presenta le seguenti incognite:

- *n* valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- *n* valori delle forze di taglio alla base del concio T_i
- *(n-1)* forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- *(n-1)* forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- *n* valori della coordinata *a* che individua il punto di applicazione delle E_i;
- *(n-1)* valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza *F*.

Complessivamente le incognite sono *(6n-2)*.
mentre le equazioni a disposizione sono:
- Equazioni di equilibrio dei momenti *n*
- Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale *n*
- Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale *n*
- Equazioni relative al criterio di rottura *n*

Totale numero di equazioni *4n*

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a i = (6n-2)-(4n) = 2n-2.

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a *(n-2)* in quando si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le *(n-2)* indeterminazioni.

Con il metodo di Bishop (1955) non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$SF_V = 0$, $SM_0 = 0$, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma \left\{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \right\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di *F* e di *DX* per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre *DX= 0* ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di *Bishop ordinario,* gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Si sottolinea che la metodogia di applicare metodi calcolo internazionalmente riconosciuti (Bishop. Jambu etc) su pendii in roccia è riconosciuta in molteplici studi e analisi a carattere nazionale, internazionale e nell'ambito scientifico ed universitario.

A titolo di esempio si riportano alcuni lavori specialistici sull'argomento:

- Stead D., Eberhardt E., Coggan J., Benko B., Advanced numerical techniques in rock slope atability analysis, Application and limitation; Landslide, June 2001

- Eberhardt E., Rock slope stability analysis, Utilization of advanced Numerical Tecnique, Canada 2004.

15 – VERIFICHE DI STABILITA' DEI GRADONI

15.1 Analisi dei cunei e dei piani di scivolamento

Nel caso di cava in materiale rigido con una coltivazione a gradoni si prevede generalmente una analisi impostata sulla verifica allo scivolamento di cunei rispettivamente su una superficie di scivolamento o su due o più superfici che si intersecano.

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.

In modo particolare si ritiene utile evidenziare come in accordo con i primi tre punti il cuneo e/o il piano idealmente formati devono essere posti in relazione alla morfologia della cava e dell'area circostante.

In altri termini il cuneo e/o il piano deve risultare abbastanza piccolo da far sì che le fratture che lo individuano si sviluppino completamente all'interno delle pareti di cava ed analogamente l'andamento morfologico della superficie topografica sopra il ciglio del fronte deve permettere l'emersione delle suddette fratture, diversamente il cuneo e/o il piano non potrà muoversi o perché "fermato" dai fronti laterali della cava (se è troppo grande) o perché fisicamente congiunto con l'ammasso roccioso se le fratture non emergono sulla superficie superiore esterna.

Nel caso delle coltivazioni di cava a cielo aperto, la valutazione di stabilità viene effettuata con i metodi classici di equilibrio al limite allo scivolamento di cunei cinematicamente

rimovibili e dell'analisi dei prismi di parete rimovibili.

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.

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.

Il programma esegue una serie di simulazioni secondo il metodo Monte Carlo generando casualmente, nell'ambito delle distribuzioni definite, diversi valori per ogni parametro considerato e calcola, per ogni cuneo riconosciuto valido, cioè cinematicamente rimovibile, il coefficiente di sicurezza.

Per eseguire le verifiche di stabilità dei fronti rocciosi attuali o previsti nella cava sono state prese in considerazione le diverse situazioni corrispondenti alle situazioni più critiche che si possono verificare nella cava.

I volumi, espressi in m^3 ed indicati nelle tabelle che riepilogano i risultati delle analisi di stabilità dei vari fronti, si riferiscono al potenziale cuneo isolato dalle due famiglie prese in considerazione.

Il programma sovrastima tali cubature in quanto prende in considerazione solo due sistemi per volta; in questo modo due sistemi sub-ortogonali al fronte e con direzione di immersione opposta possono generare cunei teoricamente molto grandi.

In realtà, nel caso della formazione di cunei, i potenziali blocchi sono isolati da più di due discontinuità; nel nostro caso ad esempio le discontinuità a reggipoggio riducono le dimensioni dei cunei generati da sistemi ortogonali al fronte.

Per lo scivolamento dei cunei è stato utilizzato il programma SWEDGE© di Rocscience Inc. , mentre per lo scivolamento planare si è utilizzato il programma PLANE© di Rocscience Inc., entrambi sviluppati dal Dipartimento di Ingegneria delle Rocce dell'Università di Toronto sotto la supervisione del Dr. E. Hoek.

L'analisi tramite questi software ha permesso di verificare le condizioni di stabilità dei fronti. Si sono quindi posti i parametri geomeccanici Vd, presenza di acqua lungo i giunti e l'effetto sismico.

In particolare è stata analizzata la seguente situazione:

- **Scivolamento dei cunei nel fronte di 25 m orientato N180/73 in Quarzite;**

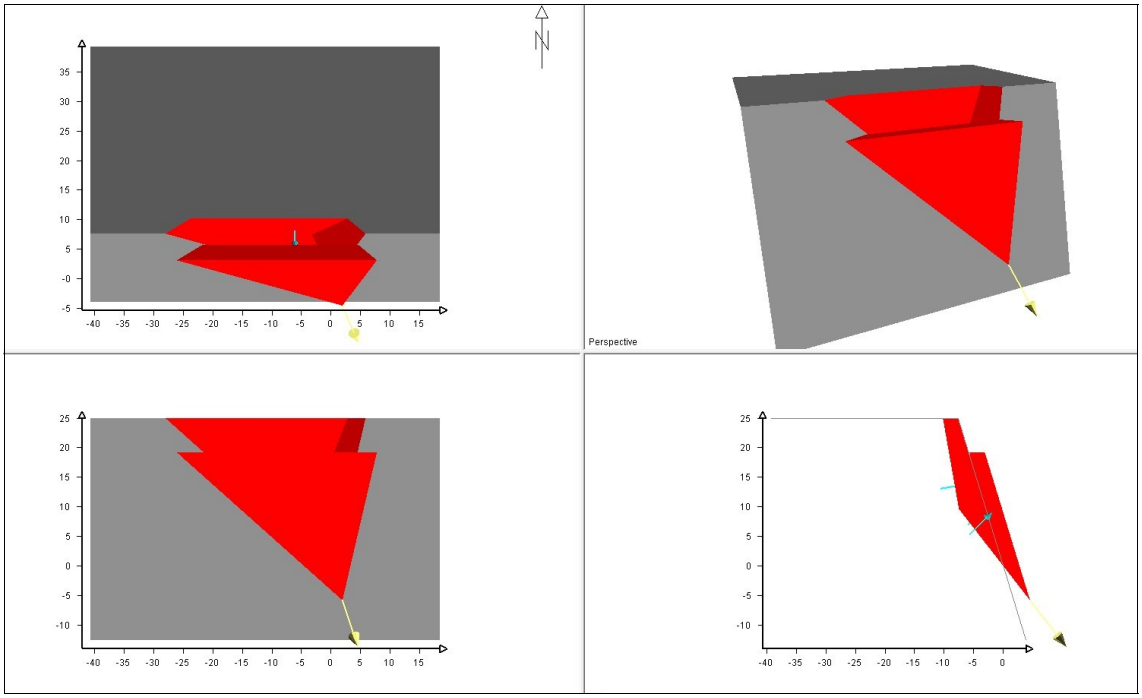


Fig. - Modellazione tridimensionale del cuneo indagato

Fig. - Rappresentazione stereografica del cuneo indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**1.45583**
Wedge height(on slope)=25 m
Wedge width(on upper face)=2.57519 m
Wedge volume=1041.08 m3
Wedge weight=2758.86 tonnes
Wedge area (joint1)=194.746 m2
Wedge area (joint2)=128.039 m2
Wedge area (slope)=442.2 m2
Wedge area (upper face)=77.6492 m2
Wedge area (tension crack)=206.572 m2
Normal force (joint1)=1633.11 tonnes
Normal force (joint2)=180.163 tonnes
Driving force=2162.05 tonnes
Resisting force=3147.59 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.13831 tonnes/m2
Water force on joint1=26.9352 tonnes
Water force on joint2=17.709 tonnes
Water force on tension crack=28.5709 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=44.1417 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=49.7279 deg, trend=156.942 deg
length=12.6245 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=38.3138 m
Joint2 on slope face=26.7825 m
Joint1 on upper face=5 m
Joint2 on upper face=4.00629 m
Tension crack on upper face=26.4754 m

Maximum Persistence:
Joint1=38.3138 m
Joint2=27.1475 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 59.5273 deg
J1&Crest on slope face = 43.0252 deg
J1&Crest on upper face = 31 deg
J2&Crest on slope face = 77.4474 deg
J2&Crest on upper face = 40 deg
J1&TC on upper face = 149 deg
J2&TC on upper face = 140 deg

Joint Set 1 Data:

dip=50 deg, dip direction=149 deg
cohesion=6.29 tonnes/m2, friction angle=31.64 deg

Joint Set 2 Data:

dip=69 deg, dip direction=220 deg
cohesion=6.29 tonnes/m2, friction angle=31.64 deg

Slope Data:

dip=73 deg, dip direction=180 deg
slope height=25 meters
rock unit weight=2.65 tonnes/m3
Water pressures in the slope=YES
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=YES

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=0 deg

Tension Crack Data:

dip=80 deg, dip direction=180 deg
trace length=5 meters

Water Pressure Data:

Water unit weight=1 tonnes/m3
Pressure definition method=Percent Filled Fissures
Percent Filled=30 %

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.016
Direction=line of interesection J1&J2
trend=156.942 deg, plunge=49.7279 deg

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope, 5=Tension Crack
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -28, 7.64, 25
Point 234: 5.82, 7.64, 25
Point 135: -23.7, 10.2, 25
Point 125: -3.2, 7.51, 9.63
Point 235: 2.75, 10.2, 25

Nelle verifiche sono stati utilizzati i parametri ridotti come previsto dalle NTC 08 e come riportato nei precedenti capitoli; acqua lungo i giunti e l'effetto sismico.

I risultati delle analisi effettuate sono riassunti nella sottostante tabella.

Analisi	Fs
1	**1,45583**

15.2 Analisi di ribaltamento colonnare

Questa analisi viene affrontata per identificare situazioni che ipoteticamente potrebbero dare origine a fenomeni di ribaltamento.

Infatti, si osserva che questo fenomeno è subordinato alla presenza di una stratificazione verticale o comunque ad una fitta presenza di giunti subverticali.

Secondo la terminologia di Varnes 1958 (classificazione maggiormente diffusa dei movimenti franosi in roccia) i principali tipi di *rock topple* sono: il *flexural toppling* (figura Aa) caratterizzato da un sistema prevalente di discontinuità verticali che accomuna anche il *block toppling* (figura B); il *block-flexure toppling* (figura. Ac e figura B) caratterizzato da flessione pseudo continua di colonne (anche in questo caso determinate da un pseudo stratificazione verticale) già interessate da numerosi giunti trasversali che, raddrizzati a seguito della flessione, possono dar luogo a successivo scivolamento.

Il fenomeno complesso dello scivolamento conseguente al toppling, ossia un *complex rock topplerock,* è ancora più evidente nel *chevron topple* (figura Ab) una tipologia di *block topple* che si può manifestare su versanti piuttosto acclivi e caratterizzata da inclinazione circa costante delle colonne, ruotate verso valle attorno a punti di cerniera tali da configurare una vera e propria discontinuità non conforme né alla giacitura dei piani di strato né a quella dei giunti trasversali.

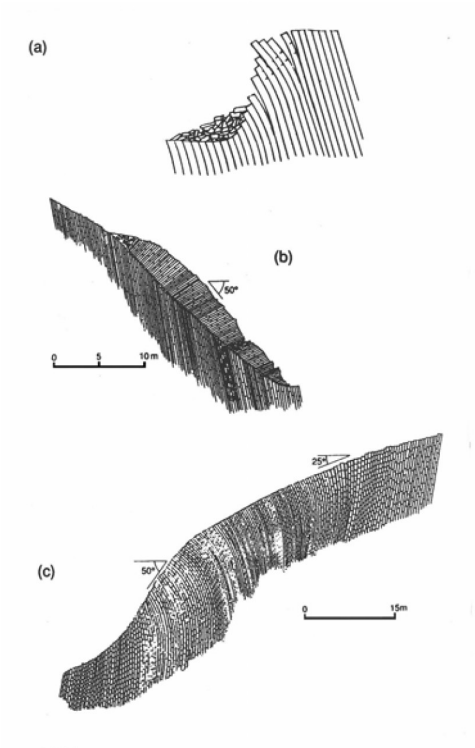


Fig. A - Tipologie di toppling a)b)c) (Cruden & Varnes, 1996)

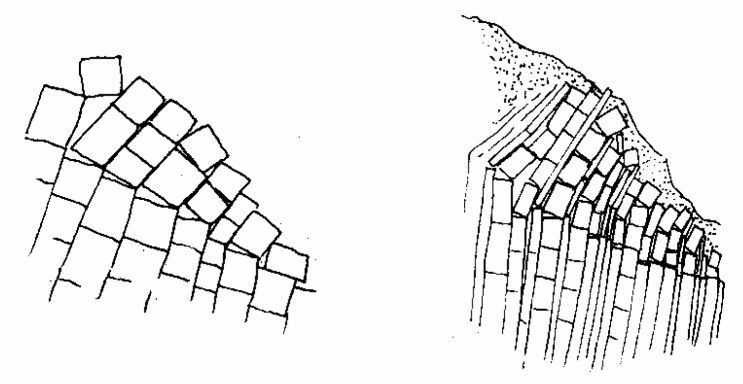


Fig. B - Block toppling a sinistra e block flexural toppling a destra

La seguente figura C (Hoek & Bray, 1981) rappresenta ulteriori classi secondarie di movimenti, sempre con toppling, quali ad esempio: *slide head topple*, il *slide base toppling*, il *slide toe topple,* il *toppling and slumping* o il *tension crack topple* in cui un tipo di movimento, ad es. lo scivolamento, induce il ribaltamento in zone differenti della frana originando quindi un fenomeno composito, oppure la creazione di fratture di trazione che può originare in parete blocchi sottili in condizione di ribaltare.

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.

Spesso il fenomeno è contiguo ad altri quali lo scivolamento piano su giunto o il rilascio di prisma con scivolamento su una superficie.

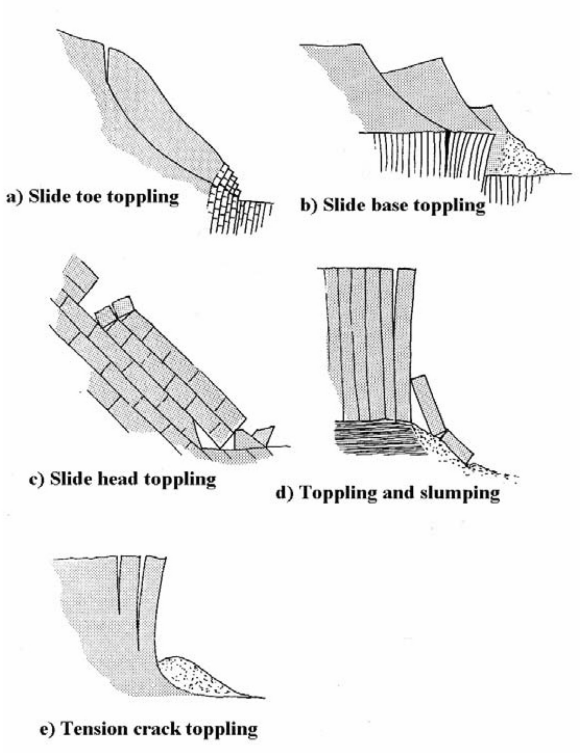


Fig. C - Tipologie secondarie di toppling (Hoek & Bray, 1981)

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.

Dalle analisi fatte risulta che nelle rocce esaminate in cava le possibilità che si possa innescare un fenomeno di ribaltamento sono molto scarse o nulle.

Considerando il fronte in progetto e l'assenza di discontinuità orizzontali o sub orizzontali che interessano volumi subverticali si deduce che la possibilità di insorgenza di fenomeni di ribaltamento risulta bassa ed in ogni caso prevenuta da operazioni di disgaggio ordinarie tramite escavatore che sono consuetudine nelle lavorazioni delle cave.

16 – VERIFICHE DI STABILITA' DEL RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE

16.1 Morfologia del rilevato

Al fine di garantire una reale riqualificazione ambientale del sito e minimizzare l'impatto visivo, nell'ambito del progetto si prevede la sistemazione dell'anfiteatro di cava e la riprofilatura del versante attraverso il riporto di materiale, così da ottenere un più equilibrato rapporto tra l'area e il contesto della zona, così da avere una soddisfacente riqualificazione e cercando di ricostituire, per quanto possibile, l'originaria morfologia.

Il rilevato sarà realizzato con una gradonatura intermedia avente anche funzione di viabilità per raggiungere le quote superiori del riporto, ed i gradoni avranno una pendenza alla fronte di 30° (media dell'intero fronte di 23° circa) ed una altezza media di 25 metri circa rispetto alla strada provinciale.

Alla sommità il rilevato sarà conformato in contropendenza allo scopo di creare un vallo di sicurezza per l'eventuale caduta di elementi litoidi dal fronte sovrastante.

Detto fronte roccioso è stato studiato in modo tale che una volta completata l'opera di trasformazione si presenti gradonato in parte con il rilevato e in parte con gradone in roccia.

Per quanto riguarda più specificatamente la sistemazione vegetazionale del rilevato, preme ribadire che avverrà progressivamente e definitivamente a partire dal basso man mano che sarà completata la profilatura e giunti alle quote di progetto, attraverso la semina di essenze

Come meglio riportato in seguito, il materiale di riporto sarà disposto in strati compattati, ed in superficie sarà conformato in modo da raccordasi alle pareti di scavo.

Per l'attribuzione dei caratteri fisici e meccanici degli elementi da porre a dimora si sono utilizzati, come indicato al punto 6.2.2 delle citate NTC, e come specificato nel cap. "scelta dei parametri di progetto" della presente relazione, i dati della bibliografia nonché quelli ottenuti da prove dirette effettuate sul materiale già abbancato nella parte bassa della cava, opportunamente ridotti con i coefficienti NTC08.

16.2 Verifica di stabilità

Le verifiche che seguono sono state eseguite in conformità di quanto prescritto al punto 6.8 "Opere di materiali sciolti e fronti di scavo" delle NTC.

Nei criteri generali di progetto delle NCT (6.8.1) si specifica che "Il progetto di un manufatto di materiali sciolti deve tener conto dei requisiti prestazionali richiesti e delle caratteristiche dei terreni di fondazione". Nel caso specifico il rilevato ha una funzione di ricomposizione

ambientale, senza alcun carico, e poggia su roccia e pertanto non si pongono particolari problemi.

Allo stesso punto si precisa anche che "Nel progetto devono essere indicate le prescrizioni relative alla qualificazione dei materiali e alla posa precisando tempi e modalità di costruzione, in particolare lo spessore degli strati in funzione dei materiali. Sono altresì da precisare i controlli da eseguire durante la costruzione e i limiti di accettabilità dei materiali, del grado di compattazione da raggiungere e della deformabilità degli strati".

Secondo quanto riportato al punto 6.8.2 delle NTC, le verifiche di sicurezza sono state eseguite secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle.

Di seguito viene effettuata la verifica di sicurezza della scarpata del riempimento con il metodo dell'equilibrio limite utilizzando la metodologia proposta da "Jambu" secondo il quale la stabilità alla traslazione viene valutata in base alla proiezione di tutte le forze in gioco sull'asse orizzontale, per una superficie di scorrimento qualsiasi.

Il coefficiente di sicurezza è dato in prima approssimazione dalla:
$Fo = \Sigma i\ (\Delta Pi\ .\ tg\varphi i\ + ci\ .\ \Delta x\ i) / \Sigma i\ (\Delta Pi\ .\ tg\alpha\ i) + Q =$ dove:

- ΔPi = peso totale di un concio generico, dato, per una striscia di larghezza unitaria, dell'area del concio per il peso specifico apparente
- φi = angolo di attrito interno del materiale relativo al concio generico
- ci = coesione apparente relativa al concio generico
- Δxi = larghezza del concio generico
- αi = angolo tra un tratto generico della superficie di scorrimento e l'orizzontale
- Q = forza esterna mobilizzante (segno +) ovvero resistente (segno -).

Ottenuto il valore F si calcolano successivamente i coefficienti di sicurezza con ulteriori approssimazioni secondo un sistema iterativo finché Fi+1= Fi.

Passando alla fase operativa, le verifiche sono state eseguite sulle sezioni 2, 4 e 7 di progetto di sistemazione ambientale, dove sono esaminate diverse curve e le più critiche sono riportate nel profilo di stabilità.

Come caratteristiche di resistenza dei materiali si sono considerati i valori di progetto, la coesione è stata considerata nulla e per sicurezza è stata ipotizzata la presenza di una falda acquifera temporanea inclinata verso valle e l'amplificazione sismica.

Le verifiche di cui sopra sono eseguite con programma Slope 2010 della Geostru - Software ed i risultati sono visibili nei grafici e tabelle allegate. A favore di sicurezza si è usato un valore minimo di angolo di attrito.

Dalle elaborazioni delle linee di scivolamento testate, visibili in allegato, si ottengono coefficienti di sicurezza minimi sempre maggiori di 1 e precisamente:
Sez. 2-2 Fsmin= 1,28
Sez. 4-4 Fsmin= 1,54
Sez. 7-7 Fsmin= 1,26
e quindi la stabilità globale della scarpata è verificata, così come previsto dalla normativa.

I coefficienti di sicurezza assunti sono del tutto coerenti con la situazione della zona, con la tipologia d'intervento prevista anche in rapporto al livello di conoscenza e al grado di affidabilità dei dati disponibili.

17 – VERIFICHE CADUTA MASSI

Al fine di valutare il pericolo di caduta massi si sono effettuate diverse simulazioni, riportate dettagliatamente in allegato.

Le simulazioni di caduta massi sono state realizzate tramite il software Geostru Georock, utilizzando il metodo *CRSP (Colorado Rockfall Simulation Program)* è stato messo a punto da *Pfeiffer e Bowen* (1989), dettagliatamente descritto negli allegati.

Le verifiche sono state realizzate sulle sezioni 4 e 6, ritenute le più significative, sia nella fase di scavo che di sistemazione finale, che durante una fase intermedia di scavo, ed in particolare la fase 6 per la sezione 4 e la fase 5 per la sezione 6.

Sono state realizzati vari lanci, considerando blocchi molto grandi e di forma il più possibile atte al rotolamento (sferoidali), in vari punti delle sezioni esaminate.

A favore di sicurezza si è inoltre ipotizzato che i massi avessero velocità inerziale, sia orizzontale che verticale di 5 m/sec.

I blocchi si sono fermati tutti o direttamente sui gradoni o nel piazzale di cava e solo alcuni sono stati fermati dalle opere di protezione che saranno realizzati lungo la strada provinciale.

18 – PRESCRIZIONI PER LA REALIZZAZIONE DEI RILEVATI DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE E DEFINIZIONE DEI DRENAGGI PROFONDI – ELEMENTI METEOCLIMATICI

Come risulta dalle verifiche fatte i valori dei coefficienti di sicurezza allo scorrimento dei rilevati di ricomposizione ambientale sono risultati pienamente accettabili.

Chiaramente le condizioni di stabilità esaminate fanno riferimento ad alcuni criteri di posa in opera del materiale e di opere accessorie che sono qui richiamati come prescrizioni da rispettare nella fase di esecuzione dei lavori:

- Il rilevato dovrà essere eseguito sistemando il materiale scaricato in strati di circa 60 – 80 cm di spessore, adeguatamente compattati con mezzo meccanico, in modo che le resistenze più basse, siano compatibili con parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche;
- In fase di formazione dei gradoni (almeno ogni 10 metri di spessore riportato) è necessario fare verifiche geotecniche della compattazione del materiale con prove specifiche, tipo proctor e penetrometrie;
    - Per evitare che l'acqua d'infiltrazione possa instaurare accumuli idrici, e quindi sovrapressioni, è necessario realizzare un sistema drenante composto da un letto drenante e trincee drenanti come meglio specificato di seguito;
    - Al progredire del rilevato dovrà essere curata e mantenuta in efficienza la regimazione idrica delle acque meteoriche come da progetto;
    - Man mano che i vari ripiani saranno giunti alle quote di progetto, si dovrà procedere alla semina di essenze erbacee ed arbustive antierosione e successivamente essenze vegetali arboree;
    - Le canalette di scarico acqua ai bordi del rilevato saranno rese solidali al corpo roccioso con un letto di cls oppure con chiodature in roccia in modo da garantirne la stabilità.

Come sopra accennato, per evitare che l'acqua d'infiltrazione nella massa detritica possa instaurare accumuli idrici, e quindi sovrapressioni, si prevede il suo smaltimento attraverso la realizzazione di un sistema drenante composto da un letti drenanti aventi uno spessore di 15 - 20 cm, convoglianti in trincee drenanti.

Queste trincee saranno realizzate con materiale arido (ghiaia, ciottoli, sabbia etc) da porre entro un letto ricavato direttamente sul rilevato alla quota indicata dal progetto; sul fondo, per evitare l'infiltrazione si porrà un telo impermeabile, mentre superiormente e lateralmente, per evitare intasamento da parte delle particelle fini eventualmente trasportate dalle acque di drenate, si porrà un telo di tessuto – non tessuto.

Si prevede di realizzare due letti drenante posti rispettivamente alla quota media di 450 metri (attuale piazzale) e 460 metri (quota media del primo gradone) convoglianti in sei / sette trincee drenanti per ogni livello (di lunghezza variabile tra i 30 e 60 metri circa) disposte perpendicolarmente al fronte del riempimento.

Il tutto sarà basato su di una superficie variamente conformata che sarà realizzata durante il riempimento ed avente inclinazione verso valle di circa il 5 – 6 %, e trasversalmente verso le trincee del 3 %.

Considerando che il materiale per la ricomposizione ambientale ha una permeabilità media stimata K_m dell'ordine di K_m=10E-3, una porosità di circa il 30 – 40 % ed una velocità di percolazione valutabile in 0,09 cm/sec, e che la permeabilità del materiale drenante (ghiaie e ghiaietto) può essere considerata pari a K_d =1x10 E-2 cm/sec, l'interasse tra le trincee drenanti risulta mediamente dell'ordine di 25 - 30 metri. Con questi elementi e considerando l'infiltrazione effettiva, la portata massima drenata è dell'ordine di Qmax = 4 – 5 l/sec.

Prevedendo una sezione della trincea drenante a forma trapezoidale la portata smaltita risulta di oltre Qt = 12 l/sec, per cui il dreno è ampiamente verificato. Le acque così drenate saranno raccolte alla fronte del rilevato e avviate alla canalizzazione superficiale.

In merito agli apporti meteorici e all'infiltrazione, si precisa che i valori sono stati desunti dai dati delle stazioni pluviometriche riportati sugli Annali del Servizio Idrologico che coprono una vasta area attorno alla cava.

Le elaborazioni hanno permesso di definire una pioggia media annua sulla zona di circa 1150 mm, ed il mese più piovoso è risultato essere quello di Novembre.

Tenuto conto della situazione geologica, morfologica e climatica della zona, la parte di pioggia che s'infiltra può essere considerata circa 1/3 di quella piovana, cioè circa 383 mm/a.

Pertanto se si considera il mese più piovoso (circa 150 mm a Novembre) si avrà una infiltrazione di circa 50 mm. Per quanto riguarda i dati termometrici, sulla zona si ha una temperatura media annua di 12°C.

Si precisa che l'esatta disposizione degli impianti degli elementi drenanti e la loro realizzazione sarà curata dalla Direzione Lavori in base all'effettiva situazione del rilevato, dal periodo di lavorazione e dalle esigenze di cantiere.

Il tecnico
Dott. Geologo Gino Piaggi



19-BIBLIOGRAFIA

- Bieniawski Z.T., 1989, Eigineering rock mass classification, J. Wiley & Sons;
- Boccaletti & Tortorici - Appunti di Geologia strutturale. Patron Editore (Bologna);
- Branucci G. e Paliaga G. (2008) – Atlante dei geositi della Liguria: guida alla lettura del paesaggio geomorfologico ligure – Regione Liguria Catalogo dei beni naturali
- Butler & Bell -1988- Lettura e interpretazione delle carte geologiche. Zanichelli (Bologna);
- Coli M. (1992) – Assetto Tettonico Generale - Guide geologiche generali – Società Geologica Italiana
- Coppola B., Mancini M., Marchese F., Pedemonte S., Rossi F.M., 1992, La classificazione geomeccanica di Bieniawski: modalità di applicazione nella progettazione di gallerie in roccia, Geologia Tecnica e Ambientale, n° 4/92;
- Coppola B., Mancini M., Marchese F., Pedemonte S., Rossi F.M., 1994, Considerazioni tecniche e contrattuali relative all'applicazione del sistema RMR, Geologia Tecnica e Ambientale, n° 2/94;
- Elter P. -Note universitarie- Introduzione alla geologica dell'Appennino Ligure-Emiliano
- Elter P. et alii (1975) – Tension and compressional areas in the recent (Tortonia to Present) evolution of the Northern Apennines – Boll. Geog. Teor. Appl. Trieste.
- Falcioni C., Nosengo S., Paoletti L., Pedemonte S., 1995., Caratteristiche di resistenza al taglio di discontinuità in roccia di alcuni litotipi liguri, Professione Geologo, n° 1-2 1995;
- Geostru, Manuale del software Slope 2010;
- Giani G.P. Analisi di stabilità dei pendii parte 1°, GEAM quaderno n°8;
- Hoek E., Brown E.T., The Hoek-Brown failure criterion - a 1998 update, 18° Canadian Rock Mech. Symposium, Toronto, 1988;
- I.S.R.M., 1993, Raccomandazioni ISRM sulle metodologie per la descrizione quantitativa delle discontinuità nelle masse rocciose, Rivista Italiana di Geotecnica n° 2 1993.
- McClay -1987- The mapping of geological structures. Geol. Soc. London, handbook series, 161pp;
- Mercier & Vergely - Tettonica. Lezioni di geologia strutturale. Pitagora Editore (Bologna);
- Pozzi R., Clerici A., 1985, L'applicazione della classificazione di Z.T. Beniawski alla stabilità delle scarpate in roccia, Costruzioni, anno XXXIV, n°2;
- Ragan -1985- Structural geology An introduction to geometrical techniques. J. Wiley & Sons (New York), 393 pp.;
- Rocscience, Manuale del software Dips;
- Rocscience, Manuale del software Plane;
- Rocscience, Manuale del software Swedge;
- Twiss & Moores - Structural Geology. Freeman and Company (New York);
- Yildirim Dilek e Şafak Altunkaynak (2009) - Geochemical and temporal evolution of Cenozoic magmatism in western Turkey: mantle response to collision, slab break-off, and lithospheric tearing in an orogenic belt - The Geological Society of London

20-ALLEGATI

- **Inquadramento cartografico 1:25000**
- **Carta CARG da 1:25000**
- **Carta geologica d'insieme – scala 1:2000**
- **Sezione geologica generale x-x – scala 1:1000**
- **Planimetria di raffronto attuale – scavi con riportato le sezioni geologiche**
- **Sezione geologica di dettaglio riferita a quella di progetto1/1 – scala 1:750**
- **Sezione geologica di dettaglio riferita a quella di progetto2/2 – scala 1:750**
- **Sezione geologica di dettaglio riferita a quella di progetto3/3 – scala 1:750**
- **Sezione geologica di dettaglio riferita a quella di progetto4/4 – scala 1:750**
- **Sezione geologica di dettaglio riferita a quella di progetto5/5 – scala 1:750**
- **Sezione geologica di dettaglio riferita a quella di progetto6/6 – scala 1:750**
- **Sezione geologica di dettaglio riferita a quella di progetto7/7 – scala 1:750**
- **Sezione geologica di dettaglio riferita a quella di progetto8/8 – scala 1:750**
- **Verifica di stabilità del versante in roccia;**
- **Verifica di stabilità del rilevato di ricomposizione ambientale;**
- **Caduta massi;**
- **Analisi di laboratorio;**