COMUNE DI CAMPOMORONE
CITTÀ METROPOLITANA DI GENOVA
REGIONE LIGURIA

CAVA DI CALCARE DENOMINATA "MONTECARLO"

PROGETTO DI VARIANTE AL PIANO DI COLTIVAZIONE E RIPRISTINO AMBIENTALE

ALL. 4

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOMECCANICA, MINERARIA, DI STABILITA' E IDRAULICA

IL COMMITTENTE: Grandi Calcestruzzi Spa

IL PROGETTISTA: Dott. Geologo Luca Piaggi

- Ottobre 2022 -
-Ver.1.0-

STUDIO GEOLOGICO PIAGGI
Via Genova n. 442 -19123 La Spezia
Tel-Fax: 0187 –716658
www.sgeop.com
lucapiaggi@gmail.com

INDICE

1. Premessa;
2. Normativa di riferimento;
3. Piano di bacino;
4. Geografia, geologia e geomorfologia;
5. Caratteristiche idrogeologiche e carsismo;
6. Caratterizzazione geomeccanica;
7. Stima dei parametri dell'ammasso roccioso;
8. Stima dei parametri del materiale detritico;
9. Stima dei parametri del materiale da utilizzarsi per il ripristino ambientale;
10. Caratterizzazione geofisica;
11. Calcolo dei parametri di progetto;
12. Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento e azioni;
13. Analisi sismiche;
14. Stabilità globale dei fronti in roccia;
15. Analisi di stabilità dei gradoni;
16. Verifica di stabilità del rilevato di ricomposizione ambientale;
17. Prescrizioni per la realizzazione del rilevato di ricomposizione ambientale e piano di monitoraggio;
18. Materiali utilizzati per la realizzazione del ripristino ambientale;
19. Caratteristiche meteoclimatiche;
20. Regimazione idraulica;
21. Conclusioni;
22. Bibliografia;

1-PREMESSA

Il sito previsto per l'intervento di progetto è ubicato nel comune di Campomorone (GE) ed interessa l'ambito racchiuso da una cava ad estrazione di dolomia denominata "Cava Montecarlo".

L'area si colloca su un versante che degrada, lungo direttrici da SW/NE a NW/SE, dalle pendici occidentali di Monte Carlo (550.8 m s.l.m.) ed in sponda orografica sinistra del Rio d'Iso, appartenente all'alto bacino del T. Verde.

La cava in oggetto è composta da due fronti distinti, uno in fase di escavazione, ed oggetto della presente progettazione, il fronte sinistro e il fronte destro, di proprietà dell'Alta Velocità del Terzo Valico, ove è presente un nastro per il trasporto del materiale proveniente dalla galleria in costruzione alla cava Castellaro.

In questa relazione sono riassunti gli elementi geologici – tettonici, sismici, geotecnici, geomorfologici, idrogeologici e idrologici che caratterizzano la zona di cava e dell'areale circostante per poter attuare il progetto descritto approfonditamente nell'allegato 2.

2-NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La verifica della compatibilità dell'opera in rapporto alle condizioni geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geotecniche dei terreni viene eseguita secondo quanto previsto dalle vigenti normative e disposizioni di Legge:

- DM 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»
- 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 (stes. fin. 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. 3519/2006 (Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche per l'aggiornamento e degli elenchi delle medesime zone) (già OPCM 3274/2003);
- Legge Regionale n°4 del 22/01/1999;
- D.G.R. n. 530 del 16/05/2003 ("Individuazione, formazione ...);
- D.G.R. n. 1308 del 24/10/2008 ("Nuova classificazione sismica del territorio R.L.);
- Piano di bacino interregionale Magra - Vara;
- 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 Approvazione modifiche alle "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;
- L.R. 12/2012 Testo unico sulla disciplina dell'attività estrattiva.

3-PIANO DI BACINO

Per quanto riguarda il Piano di Bacino del Torrente Polcevera l'areale di cava è così classificato:

Suscettività al dissesto: la cava è classificata come "classe speciale" B, ovvero cave inattive e miniere abbandonate, regolate dall'art. 16 bis delle Norme di Attuazione;

Rischi geologico: la cava attiva è classificata come "classe speciale" X, la parte di cava inattiva ricade principalmente in "rischio geologico lieve o trascurabile";

Classi di acclività: sono presenti principalmente la classe 5 (50-75%) e la classe 6 di acclività (75-100%), ma anche classe 4 (35-50%) e classe 3 (20-35%) di acclività;

Rischio idraulico: la cava è classificata come "classe speciale" X, ovvero aree soggette ad accordo di programma approvato con DGR 1047 del 7/8/2012;

L'area in esame è sottoposta a vincolo idrogeologico, come da legge regionale 22/01/1999 n°4 e da Regio Decreto 30/12/1923 n°3267 e 16/05/1926 n°1126;

L'area ricade al limite dei siti di interesse comunitario SIC, secondo il D.R.G. 646/2001.

4-GEOGRAFIA, GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

4.1 Inquadramento geografico, morfologico ed idrografico

La cava Montecarlo è sita a Sud/Ovest dell'abitato di Cravasco nel Comune di Campomorone (GE). L'assetto morfologico del fianco vallivo in cui si inserisce il deposito è caratterizzato da accentuate acclività e da un alternarsi di dorsali e vallecole incise nel substrato roccioso, in un contesto che evidenzia buone condizioni di stabilità.

In particolare, l'area in oggetto ricade nel medio tratto di una stretta valle impostata su una formazione calcareo-dolomitica profondamente incisa da un corso d'acqua (T. Verde) dal regime torrentizio e da una sviluppata tendenza all'erosione di fondo; uguale tendenza, a causa dell'elevata energia del rilievo, mostrano i sottobacini contermini (T. Iso), a testimonianza del notevole sviluppo di dislocazioni tettoniche, a carattere regionale e locale, che attraversano la zona e che hanno determinato un disegno morfologico contraddistinto da un continuo alternarsi di profonde incisioni cui sono tributarie valli minori, a sviluppo anche subverticale, in attiva fase di morfogenesi idraulica e, quindi, dai caratteri di immaturità geomorfologica.

L'attività di cava ha posto allo scoperto una formazione litologicamente afferibile a materiale dolomitico e calcareo-dolomitico con presenza di livelli marnosi intercalati.

Emergono evidenti le fratture originate dall'intenso stress geodinamico legato all'attività di sollevamento cui la neotettonica quaternaria ha soggetto il blocco strutturale Triassico-Liassico di M. Gazzo-Isoverde; il sollevamento neotettonico ha generato l'avvio di un'attività carsica che, però, non ha trovato facile sviluppo in materiali non propriamente sensibili

all'azione dissolutrice (dolomie con intercalazioni marnose).

La conseguenza che ne è scaturita è stata la formazione di una rete non molto diffusa di fratture parzialmente beanti in superficie, poco carsificate, concentrate lungo le sezioni maggiormente fratturate.

Tale sistema costituisce una modesta rete di drenaggio che esercita però un ruolo importante nella circolazione idrica locale in quanto favorisce lo smaltimento dei volumi di acqua meteorica in maniera alquanto repentina determinando, così, la mancata formazione di una vera falda idrica di fondo; al contempo, invece, viene favorita la formazione di scaturigini idriche temporanee all'intersezione tra le fratture e la superficie scoperta determinando, lungo il fronte di cava, venute d'acqua localizzate in occasione di fenomeni atmosferici intensi.

Anche la circolazione idrica superficialenha subito parziali alterazioni che hanno portato tutta l'area ad assumere funzione di drenaggio superficiale, con conseguenti venute idriche a caduta lungo tutto il ciglio della cava medesima, in occasione di piogge persistenti.

La situazione così determinatasi vede dunque una morfologia che, forte delle buone caratteristiche litotecniche del materiale del fronte, mantiene un affidabile grado di stabilità anche lungo le fratture citate, che non mostrano segni di distacco né detensionamenti progressivi.

Gli unici aspetti da considerare, ai fini di una valida impostazione dell'abbancamento, sono da attribuire alla situazione idrogeologica che lascia presagire una facile vulnerabilità dell'area alle venute d'acqua sia superficiali, a caduta, che lungo la parete, attraverso la fratturazione esistente.

Le caratteristiche geotecniche delle rocce dolomitiche dell'area di cava sono piuttosto omogenee e mostrano in loco un moderato grado di fatturazione e alterazione.

Le dolomie affioranti in parete appaiono ben ripulite e solo occasionalmente allentate e degradate, localmente con nuclei e bande sfarinate e polverulente per processi di tipo prevalentemente meccanico.

In profondità gli effetti dell'alterazione superficiale si riducono e si passa a litotipi dalle caratteristiche meccaniche gradualmente migliori mentre le fratture, in genere saldate per carico litostatico, tendono a chiudersi e si rivelano in genere intasate dai materiali più sottili della degradazione, anche perché qui trascinati dalle acque dei livelli superiori.

Dal punto di vista idrografico l'area ricade all'interno del bacino del torrente Verde caratterizzato da una netta diversificazione di versante tra il territorio situato in destra idrografica e quello collocato in sinistra:

- in destra prevalgono infatti versanti ad elevata pendenza con ripidi dislivelli che dalle cime più elevate raggiungono direttamente il fondo valle dei rii di S. Martino e d'Iso;

- in sinistra, invece, i versanti sono mediamente meno acclivi, ed interrotti dalla valle laterale del rio Gioventina.

Il disegno fisico del bacino del torrente Verde è caratterizzato da tre principali dorsali laterali che suddividono il territorio in quattro sottobacini: quello del rio di S. Martino, del rio Gioventina, della valle di Gallaneto e del Rio d'Iso.

In particolare l'area di cava ricade all'interno del bacino del rio d'Iso che presenta uno sviluppo superficiale molto ampio pari a 618 ha. Il punto di massima quota è rappresentato dal M. Taccone (1113 m) per raggiungere la quota minima di circa 200 m alla confluenza con il rio Gallaneto. Costituiscono il rio d'Iso due rami principali, uno di sinistra lungo ma poco ramificato che scende dal M. Calvo ed uno di destra che raccoglie a sua volta numerosi tributari di destra molto ramificati.

L'idrografia di superficie che caratterizza la zona è rappresentata:

- dal Rio d'Iso posizionato ad Est dell'area e che costituisce il locale livello di base; si

tratta di un corso d'acqua a carattere torrentizio ed a regime semi permanente;

- da alcuni colatori, che incidono il versante dove è sita la cava, come il Rio Barbun ed il Rio Valletta; sono linee di deflusso superficiale di modesta entità, a regime occasionale, aventi un profilo longitudinale piuttosto acclive ed un alveo incassato nel substrato roccioso (aspetti che denunciano la fase eminentemente erosiva in cui si trovano).

4.2 Inquadramento geologico e tettonico

Geologicamente il territorio del Comune di Genova ha caratteristiche del tutto peculiari in quanto è stato da sempre considerato come area di transizione tra la catena Alpina e quella Appenninica, comprendendo unità delle Alpi Liguri che sono state dapprima coinvolte nell'evoluzione alpina a livelli più o meno profondi e che successivamente sono state interessate da una tettonica attribuibile all'evoluzione appenninica.

Le Alpi Liguri costituiscono la terminazione meridionale delle Alpi Occidentali e sono costituite da un impilamento complesso di unità tettoniche le cui caratteristiche litostratigrafiche e strutturali riflettono l'evoluzione geodinamica di questo settore di catena. Tale evoluzione inizia con le fasi di rifting e di spreading triassico-giurassiche che determinano l'individuazione del bacino oceanico Ligure-Piemontese, impostatosi tra i margini continentali assottigliati delle placche europea ed apula.

A partire dal Cretaceo, l'inversione dei movimenti relativi determinano la convergenza dei margini e la subduzione di litosfera oceanica, fino alla chiusura del bacino Ligure-Piemontese e successivamente la collisione continentale e l'esumazione delle unità subdotte. Le Alpi Liguri sono quindi caratterizzate dalla sovrapposizione di unità di crosta oceanica e di mantello, rappresentate dall'Unità Figogna, Palmaro - Caffarella, Cravasco - Voltaggio e Voltri, caratterizzate da un diverso gradiente metamorfico. La similitudine nell'evoluzione tettono-metamorfica indica che a dette unità è stata precocemente associata l'Unità Gazzo – Isoverde, le cui caratteristiche litologiche suggeriscono una derivazione da margine continentale. Queste unità sono state esumate e accavallate le une sulle altre e sull'avampaese europeo. Le unità costituite da flysch che affiorano nella parte orientale del territorio comunale (Unità Antola, Unità Ronco, Unità Montanesi e Unità Mignanego) sono non metamorfiche o di basso grado metamorfico, il che indica che durante l'orogenesi alpina sono rimaste sempre a livelli strutturali piuttosto superficiali.

Queste unità sono a loro volta accavallate sulle unità di grado metamorfico più elevato. Questo complesso impilamento di unità è ricoperto in discordanza dai depositi del Bacino Terziario Piemontese, una successione sedimentaria tardo eocenica-oligocenica che all'interno del territorio comunale affiora nell'immediato entroterra di Prà.

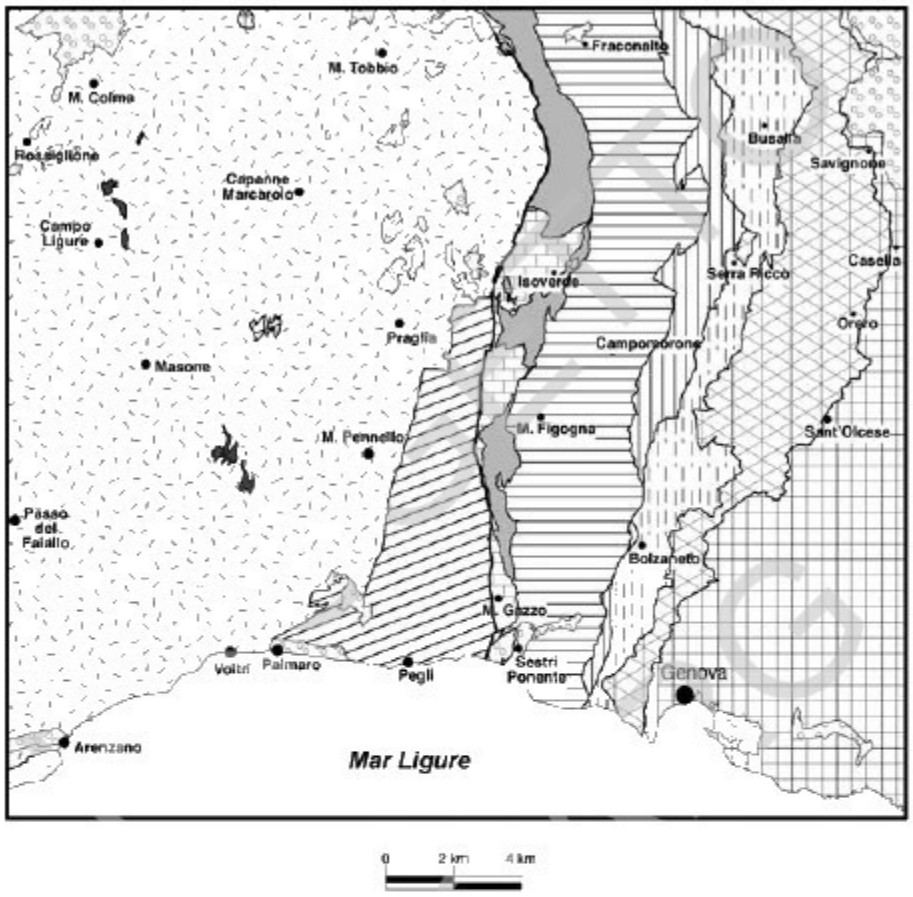
Nella zona studiata affiorano due macro unità tettoniche ben distinte;
Le Unità di margine continentale, caratterizzate dalla presenza di successioni metasedimentarie di età permo - giurassica, originate in ambiente di margine continentale. L'unica unità di margine continentale presente sul territorio comunale è rappresentata dalla Unità tettonometamorfica Gazzo – Isoverde.

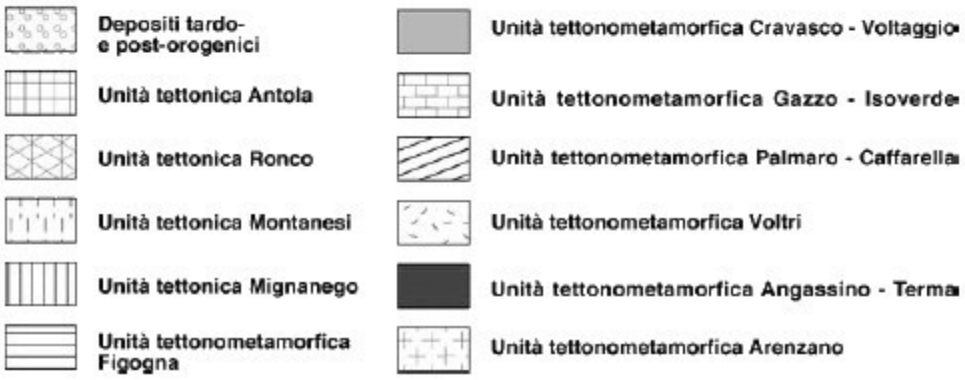
Le unità di crosta oceanica e mantello che sono litologicamente costituite da successioni ofiolitifere, comprendenti porzioni del basamento gabbro - peridotitico e dalle relative coperture vulcano – sedimentarie. Vengono distinte in ordine di sovrapposizione geometrica:
Unità tettonometamorfica Figogna
Unità tettonometamorfica Cravasco - Voltaggio
Unità tettonometamorfica Palmaro - Caffarella
Unità tettonometamorfica Voltri.

Le diverse unità risultano polideformate e polimetamorfiche, sotto differenti condizioni di pressione e temperatura, per gradienti termici da bassi a molto bassi. Queste successioni ofiolitifere sono classicamente riferite al dominio oceanico Ligure-Piemontese (Vanossi et alii, 1984), che si sviluppa a partire dal Giurassico tra i blocchi continentali europeo e insubrico

ed è successivamente coinvolto negli eventi subduttivi alpini.

Per quanto riguarda le età, sono state eseguite determinazioni radiometriche sui metaplagiograniti associati ai metagabbri dell'Unità Palmaro - Caffarella e Cravasco – Voltaggio che hanno fornito un'età di formazione tardo giurassica.





Nei litotipi metasedimentari non sono presenti resti paleontologici determinabili: queste rocce possono essere datate solo per correlazione con le omologhe formazioni delle Alpi

Occidentali: i quarzoscisti possono essere datati all'Oxfordiano sup. - Kimmeridgiano medio, mentre i metasedimenti dei livelli superiori della successione possono essere datati al Cretacico superiore, grazie a un ritrovamento di foraminiferi.
In letteratura si fa spesso riferimento alla suddivisione "Gruppo di Voltri" e "Zona Sestri Voltaggio" Il termine "Gruppo di Voltri" fa riferimento all'area geografica compresa nel quadrilatero Savona, Sestri Ponente, Voltaggio e Valosio e in territorio comunale raggruppa le "Unità Voltri", "Unità Palmaro-Caffarella", "Unità Cravasco Voltaggio "e "Unità Figogna".

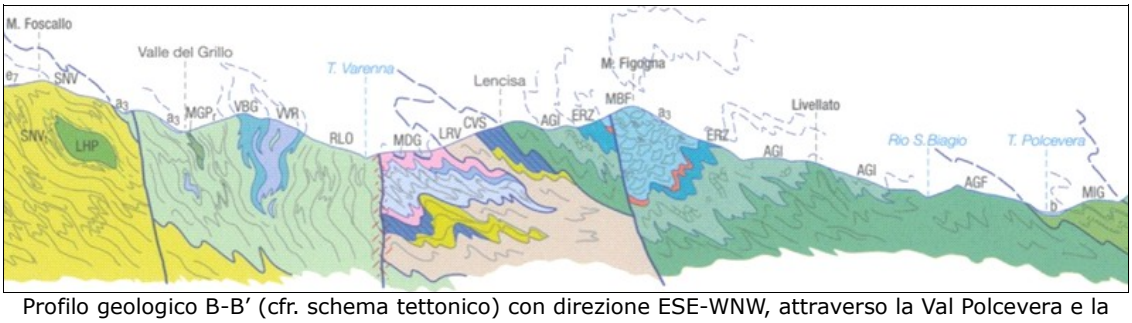
La Zona Sestri – Voltaggio invece si riferisce alla fascia ad andamento NNE – SSO che da Sestri Ponente si spinge appunto fino a Voltaggio e comprende oltre alle unità ofiolitiche Cravasco - Voltaggio e Figogna anche l'Unità di margine continentale Gazzo - Isoverde. Tale "Zona" e il suo contatto occidentale con il Gruppo di Voltri (generalmente chiamata Linea Sestri - Voltaggio), è stata considerata da molti il limite tra Alpi e Appennini ed è stata interpretata di volta in volta come zona di contatto stratigrafico tra la Falda delle Pietre Verdi e la Falda ligure-toscana, insieme di scaglie tettoniche determinato in primo luogo dal sollevamento del Gruppo di Voltri, cicatrice tettonica dovuta al trascinamento verso NO dell'Appennino rispetto alle Alpi, trascorrente sinistra che raccorda i "tronconi" piemontese e ligure occidentale.

Le teorie più recenti descrivono la Linea Sestri - Voltaggio come un contatto tra unità a diverso grado metamorfico, successivamente verticalizzato dalla tettonica tardo-alpina, oppure come una zona di giustapposizione di unità con metamorfismo di bassa pressione su unità ad alta pressione lungo superfici di faglia normali a basso angolo.

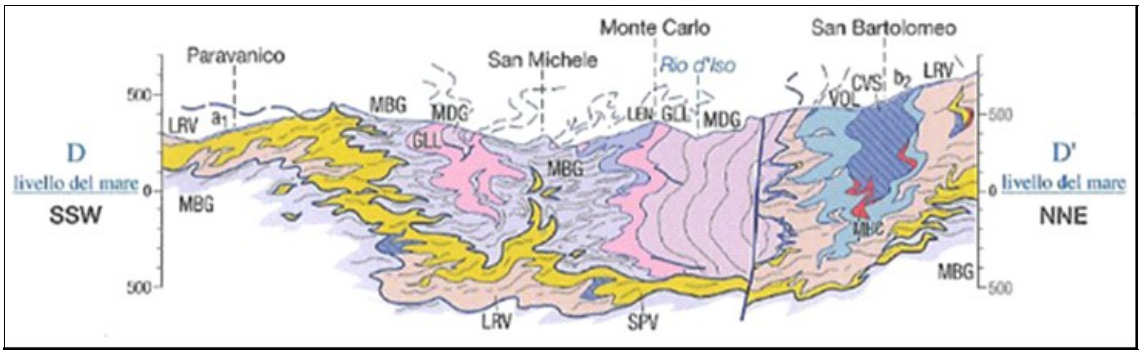
A scala locale, il territorio in cui si colloca il sito di intervento e le zone limitrofe è ubicato nell'areale di affioramento dell'unità Gazzo-Isoverde, nell'area compresa tra Cravasco e Isoverde nel comune di Campomorone (Schema tettonico e cartografia geologica negli allegati alla relazione).

L'unità tettonometamorfica Gazzo-Isoverde
L'unità Gazzo – Isoverde affiora in tre corpi principali in corrispondenza delle zone Isoverde, Lencisa e Monte Gazzo. Risulta compresa tra l'Unità Figogna e l'Unità Palmaro – Caffarella ed è associata all'unità Cravasco – Voltaggio di cui condivide le deformazioni. Nell'impilamento tettonico delle unità tettonometamorfiche si trova quindi in posizione sottoposta all'Unità Figogna e sovrapposta all'Unità Palmaro - Caffarella.

I rapporti di sovrapposizione geometrica e strutturale tra le unità sono schematizzati nel profilo geologico sottostante, dove tra le unità Gazzo-Isoverde e Figogna si osserva l'interposizione tettonica dell'unità Cravasco-Voltaggio.



Profilo geologico B-B' (cfr. schema tettonico) con direzione ESE-WNW, attraverso la Val Polcevera e la dorsale del M. Figogna (Foglio CARG Genova; Capponi et al., 2007).

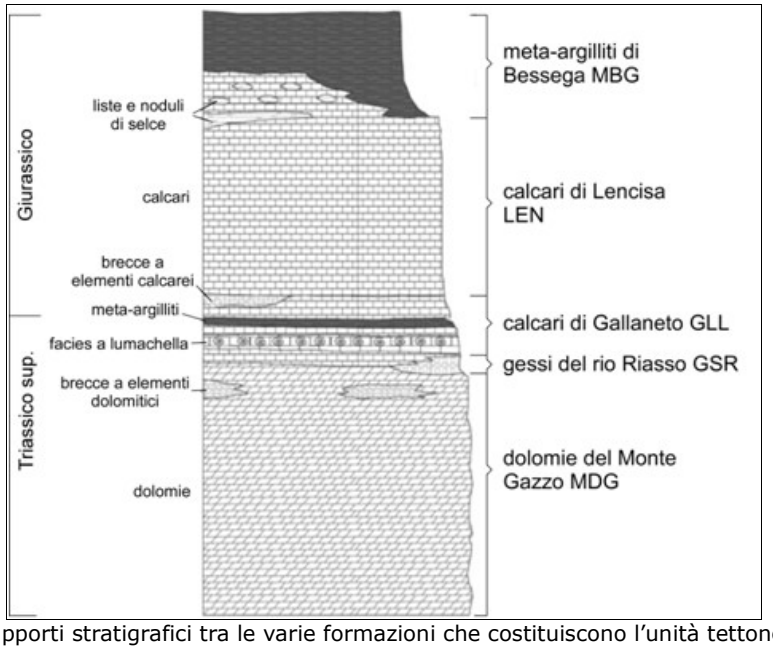


Profilo geologico D-D' (cfr. schema tettonico) con direzione SSW-NNE , attraverso il rio d'Iso e la dorsale del Monte Calo (Foglio CARG Genova; Capponi et al., 2007).

Dal punto di vista litologico, questa unità di margine continentale è costituita da una successione metasedimentaria che comprende dolomie, con livelli di gessi e carniole, calcari e argilloscisti. Vi affiora un nucleo di dolomie di età norica (**Dolomie del M.Gazzo**), equivalenti alla Dolomia Principale del Sudalpino, con al tetto lembi preservati di unità bacinali a sedimentazione mista carbonatica/silicoclastica (**Serie di Gallaneto-Lencisa e meta-argilliti di Bessega**). La successione stratigrafica è continua dal Triassico medio al Giurassico inf., senza lacune importanti (schema stratigrafico sottostante).

Nell'unità Gazzo–Isoverde è riconoscibile una sovrimpronta metamorfica di alta pressione/bassa temperatura, comparabile a quella osservabile nell'unità Cravasco-Voltaggio, che presenta anche la stessa evoluzione strutturale.

Le associazioni litologiche sono riferibili a un ambiente di piattaforma carbonatica in fase di collasso (Capponi et al., 2008). I caratteri sedimentologici e stratigrafici permettono di attribuire il dominio paleogeografico di pertinenza al margine paleoeuropeo (dominio pre-Piemontese, Cortesogno & Haccard, 1984).



Schema dei rapporti stratigrafici tra le varie formazioni che costituiscono l'unità tettonometamorfica Gazzo-Isoverde (da Capponi et al., 2008).

Dolomie del Monte Gazzo (MDG): Dolomie e calcari dolomitici, di colore da grigio chiaro a nerastro, ricristallizzati, spesso saccaroidi. Tessitura grossolanamente stratificata, con

spessore degli strati variabile in media tra 0.5 e 2 m, ma con banchi potenti fino a 10 m ca., costituiti da strati decimetrici rinsaldati. Sono frequenti le intercalazioni di metapeliti e di calcari marnosi giallastri. La stratificazione non è sempre facilmente riconoscibile anche a causa della deformazione tettonica. Verso l'alto stratigrafico sono presenti filoni sedimentari e brecce intraformazionali ad intraclasti dolomitici scuri fino a nerastri. Raramente sono conservate strutture sedimentarie (tappeti algali, oospariti, intramicrospariti e fossili). La porzione superiore della serie è costituita da dolomicriti nerastre e facies di breccia.

I sistemi di fratture sono sede di carsismo, che sviluppa condotti di dimensioni fino a metriche, impostati lungo le discontinuità e particolarmente sviluppati nel settore centro-meridionale dell'unità. Il sistema carsico della Dolomia del Gazzo costituiva un acquifero significativo, che presumibilmente è stato modificato dalla perforazione del tunnel ferroviario di Borzoli, diretto al porto di Voltri. Sono inoltre presenti diverse cavità carsiche oggetto di esplorazione, segnalate nel database "Gestionale Speleologico Ligure" (http://www.catastogrotte.net).
Gessi del Rio Riasso (GSR): Si tratta di gessi saccaroidi associati a calcari vacuolari, brecce dolomitiche e anidriti, osservabili solo in alcuni limitatissimi affioramenti lungo il Rio Riasso e tra Cravasco e Isoverde.

Non sono noti in superficie affioramenti di anidriti, la cui presenza in profondità è però attestata da alcuni carotaggi profondi realizzati nell'area. È probabile che le anidriti esposte in superficie si siano idratate in gesso, mentre in profondità esse si siano mantenute inalterate.

L'associazione di questi litotipi suggerisce un ambiente costiero di transizione, con locali emersioni. La posizione stratigrafica di questa formazione è ambigua: per alcuni autori alla base della successione stratigrafica triassico-liassica, per altri al top delle dolomie e calcari dolomitici e al bottom dei Calcari di Gallaneto. Al top delle dolomie e dei calcari dolomitici sarebbe stato riconosciuto, nell'evoluzione del bacino deposizionale, un progressivo avvicinamento a condizioni evaporitiche. Le note illustrative del CARG propendono per questa seconda interpretazione.

Calcari di Gallaneto (CGI): Affiorano in piccoli corpi allungati in direzione N-S presso le Loc. Lencio e Fornace D'Orezzo e anche nel centro dell'abitato di Sestri Ponente; lo spessore è stato stimato in circa 65 m. Dal punto di vista litologico questa formazione è piuttosto eterogenea e dal basso verso l'alto sono riconoscibili biospariti, biomicriti cristalline, mudstone cristallini ad interstrati argillosi. Proseguendo verso l'alto stratigrafico si trovano calcari e calcari marnosi giallastri, alternati ad argilliti e marne. Quindi si assiste alla scomparsa piuttosto brusca della componente terrigena e sono presenti calcari cristallini puri, in banchi pluridecimetrici e infine dolomie e brecce di tipo evaporitico passanti a carniole. Nonostante la rielaborazione metamorfica, la stratificazione è generalmente ben riconoscibile, mentre lo sviluppo del clivaggio è poco pervasivo.

Calcari di Lencisa (LEN): Metacalcari grigi, grigio-neri e nocciola, con intercalazioni di livelli metapelitici, liste e noduli di selce. La stratificazione è solitamente riconoscibile, anche se appare trasposta, mentre a seconda dei litotipi considerati può essere presente anche un clivaggio più o meno evidente. Lo spessore degli strati varia da centimetrico a decimetrico.

Meta-argilliti di Bessega (AGI) Affiorano in corpi allungati in direzione N-S in prossimità del confine comunale in località Lencio. Consistono in metaargilliti grigio-scure e nere, più o meno siltose, in strati di spessore centimetrico e pluricentimetrico, con intercalazioni di calcari microcristallini e calcari marnosi. La scistosità è di solito evidente. Questi litotipi suggeriscono un ambiente deposizionale emipelagico. L'età non è documentabile su base paleontologica e può essere ipoteticamente attribuita al Lias superiore - Dogger.

4.3 Geologia dell'area di intervento

La zona è interessata dagli affioramenti della Formazione delle Dolomie del Monte Gazzo (MDG) appartenenti alla serie triassico - liassica dell'Unità del Monte Gazzo.

Litologicamente l'area è interessata da un complesso dolomitico disposto in banchi di spessore metrico intercalati da livelletti marnosi. La dolomia presenta una tessitura da criptocristallina a saccaroide.

L'assetto giaciturale della formazione calcareo-dolomitica è praticamente monoclinale: i piani di strato hanno infatti una costante immersione verso Sud/Est, con inclinazioni variabili da 45° alla sub-verticalità

Le condizioni giaciturali garantiscono sostanzialmente la stabilità degli strati rocciosi; quindi il rischio di possibili cinematismi - dovuti a distacchi localizzati di materiali lapidei - riguarda volumi di roccia relativamente modesti, senza incidere sulla stabilità globale dei fronti.

L'ammasso roccioso risulta interessato da vari sistemi di fratturazione che, intersecandosi con i piani di strato, determinano una suddivisione della roccia in prismi e conci di pezzatura generalmente medio-piccola. Il grado di fratturazione è variabile all'interno dell'area di cava.

Tettonicamente è presente una faglia orientata Est-Ovest (N35/85) ben evidente nella parte superiore della cava, rilevante anche morfologicamente con una parete rocciosa, al di sotto della quale è presente un deposito detritico di spessore variabile tra i 5 e i 10 metri, posto alla sommità dell'area di cava. A questo segue un livello di dolomia alterata e successivamente quella sana. Il deposito detritico, interessati in alcuni punti da erosione superficiale e fenomeni di dissesto, è costituito da materiale detritico limoso con blocchi anche di dimensioni metriche al suo interno, che fanno supporre una provenienza da dissesto per frana dalle pendici superiori, accumulatasi in una zona a minore accllività.

Quest'area è interessata da una intensa circolazione idrica superficiale e subsuperficiale, regimata tramite canalette e captazione attraverso un sistema di tubazioni.

L'area è stata investigata approfonditamente tramite indagini geofisiche, alle quali si rimanda per i dettagli dell'area in oggetto.

5-CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE E CARSISMO

Nell'area in oggetto le dolomie della formazione del M. Gazzo sono di fatto interessate da una modesta permeabilità e da una limitata circolazione carsica.

Per quanto riguarda le condizioni di permeabilità esistenti, si specifica che la formazione calcareo-dolomitica è caratterizzata da una permeabilità per fratturazione, fessurazione e carsismo. Nell'area non si riscontrano comunque emergenze idriche significative.

La circolazione idrica nella porzione detensionata ed alterata del substrato roccioso ha generalmente carattere temporaneo, legato all'infiltrazione lungo i versanti soprastanti in occasione degli eventi pluviometrici intensi.

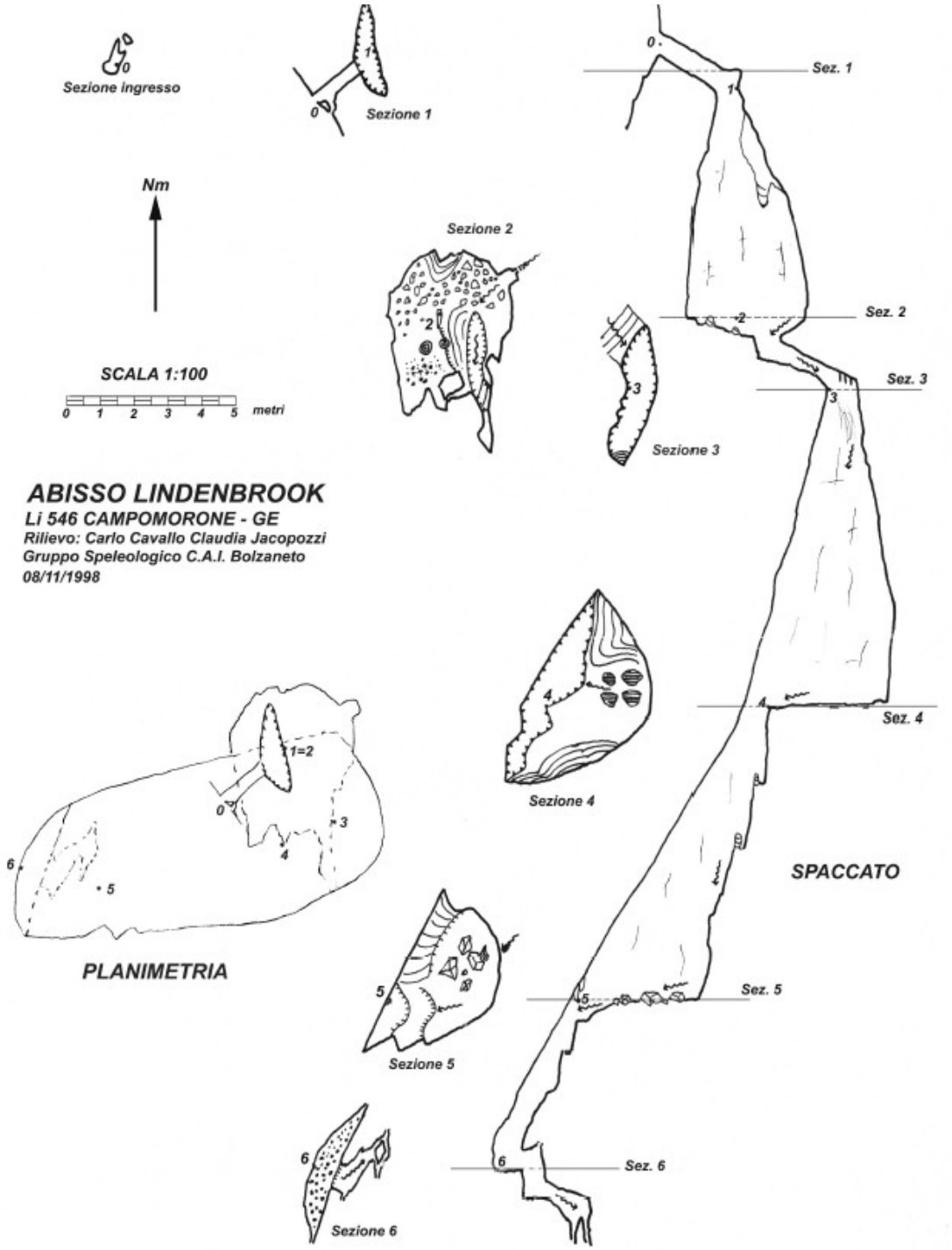
All'interno dell'unità tettonometamorfica Gazzo-Isoverde sono presenti formazioni di rocce carbonatiche nelle quali si sono sviluppati fenomeni carsici di un certo rilievo, tali da permettere di individuare due sistemi carsici indipendenti, definiti dal Catasto delle grotte e delle aree carsiche della Regione Liguria (http://www.catastogrotte.net):

- GE33 - Monte Gazzo,
- GE35 – Isoverde

Le evidenze di carsismo note nel settore del M. Gazzo, in molti casi venute alla luce in seguito ai lavori di coltivazione delle cave e allo scavo del collegamento ferroviario tra il porto di Voltri e la linea del III Valico, presentano un andamento prevalentemente verticale, essendo impostate su strutture tettoniche subverticali. All'interno di questo corpo carbonatico non sono conosciuti sistemi freatici né corsi d'acqua importanti. Il carsismo sotterraneo, spesso senile o fossile, è caratterizzato da cavità sovente riempite da depositi chimici secondari in svariate forme.

Al di fuori dell'area di cava è presente l'abisso Lindenbrook, posto a lato della strada, censito al catasto grotte, di cui si riportano i dati principali di seguito.

Risultato della Selezione	
Provincia	GENOVA
Comune	CAMPOMORONE
Località	ISOVERDE
Codice Identificativo	0546
Denominazione	LIDENBROOK, ABISSO
Sinonimi	
Iscrizione a Censimenti Speciali	
Sviluppo Reale [m]	38.5
Sviluppo Planimetrico [m]	14.6
Estensione [m]	12
Dislivello Positivo [m]	0
Dislivello Negativo [m]	-33.6
Dislivello Totale [m]	42
Quota [m]	299
Codice Area Carsica	GE35
Data del rilievo	1998-11-08
Gruppo Speleologico	GRUPPO SPELEOLOGICO C.A.I. BOLZANETO
Rilevatori	ARENA P./IVALDI/RANDO (1987) - CAVALLO C.,IACOPOZZI C. (1998)
Data di aggiornamento	2005-05-23
	Consulta la Bibliografia della Grotta
	Consulta il Rilievo


Sezione ingresso
Sezione 1
Nm
Sezione 2
SCALA 1:100
0 1 2 3 4 5 metri
Sezione 3
ABISSO LINDENBROOK
Li 546 CAMPOMORONE - GE
Rilievo: Carlo Cavallo Claudia Jacopozzi
Gruppo Speleologico C.A.I. Bolzaneto
08/11/1998
Sezione 4
PLANIMETRIA
SPACCATO
Sezione 5
Sezione 6
Sez. 1
Sez. 2
Sez. 3
Sez. 4
Sez. 5
Sez. 6

6 – CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

6.1 Caratteristiche di fratturazione e famiglie di discontinuità

Per determinare le caratteristiche geomeccaniche e strutturali dell'area è stata eseguita 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 effettuati rilievi geomeccanici di dettaglio su tutti gli affioramenti rocciosi presenti nell'area e nei dintorni.

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.

In relazione all'area indagata complessivamente si sono riscontrati 4 principali raggruppamenti medi di discontinuità così come riportati negli stereogrammi allegati e aventi le seguenti caratteristiche:

Famiglia	Imm./Inc.	Apertura (mm)	Riempimento	Frequenza (m)	Morfologia grande scala	Morfologia piccola scala	Acqua	Alterazione
S0	102/40	1-10mm	Sf/Hf	0,2-1	U/P	Dr/r	Dy	L
K1	313/54	1-5mm	Sf/Hf	0,1-0,5	U/P	Dr/sm	Dy	L
K2	230/60	1-5mm	Sf/Hf	0,1-1	U/P	Dr/sm	Dy	L

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

6.2 Classificazione di Bieniawski dell'ammasso roccioso

Circa l'attribuzione ai substrati rocciosi dei parametri fisico-meccanici che li contraddistinguono, sono stati utilizzati i dati geomeccanici e geofisici ricavati sul terreno uniti a valori reperibili in bibliografia applicando il metodo di Bieniawski (1979) che, ferma restando l'ipotesi del modello di Mohr-Coulomb, si basa sulla determinazione dell'indice RMR come sommatoria di indici parziali relativi a:

1. resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta;
2. indice RQD (Rock Quality Designation), estrapolato dai valori di spaziatura;
3. spaziatura dei giunti di discontinuità;
4. condizione dei giunti di discontinuità (scabrezza, alterazione delle pareti, apertura, presenza di materiale di riempimento);
5. condizioni idrauliche;

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		

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

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

In particolare si ha:

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.

La classe di qualità dell'ammasso roccioso risulta dalla somma RMR base = R1 + R2 + R3 + R4 + R5.

Litotipo	GSI	RMR	Descrizione
Dolomia	51	56	Discreto

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.

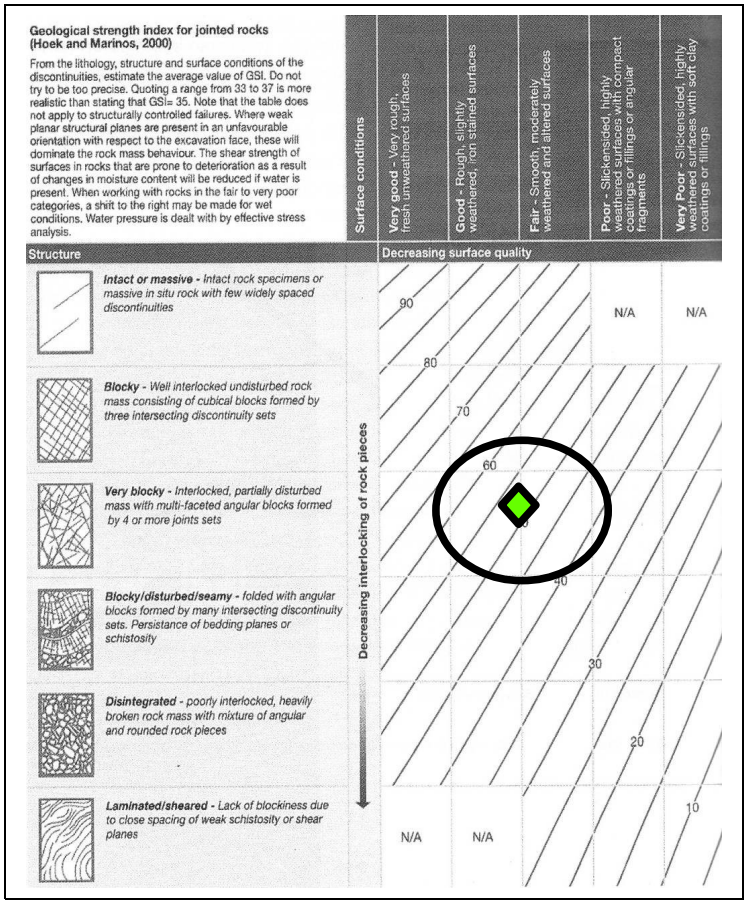


Fig. - Abaco per la stima del GSI. ◆ Dolomia;

7-STIMA DEI PARAMETRI MECCANICI DELL'AMMASSO ROCCIOSO

7.1 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
"σ*ci*" 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.

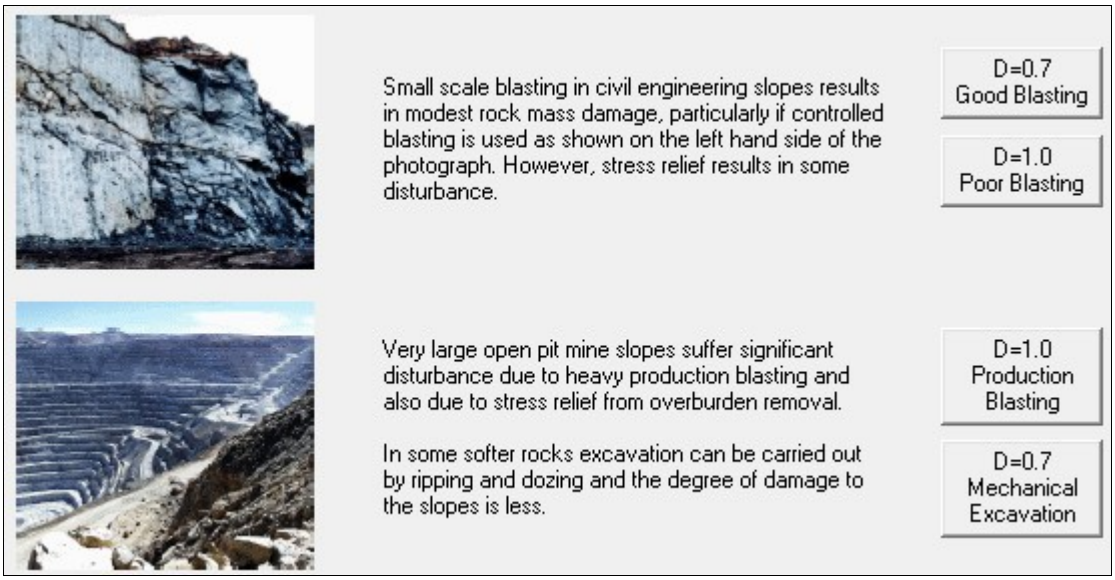
$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

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

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

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 $\tau - \sigma'_n$ 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.

Di seguito si riportano i gli inviluppi di rottura dell'ammasso roccioso nel piano delle tensioni principali σ1 - σ3 e nel piano σ – τ per il litotipo esaminato.

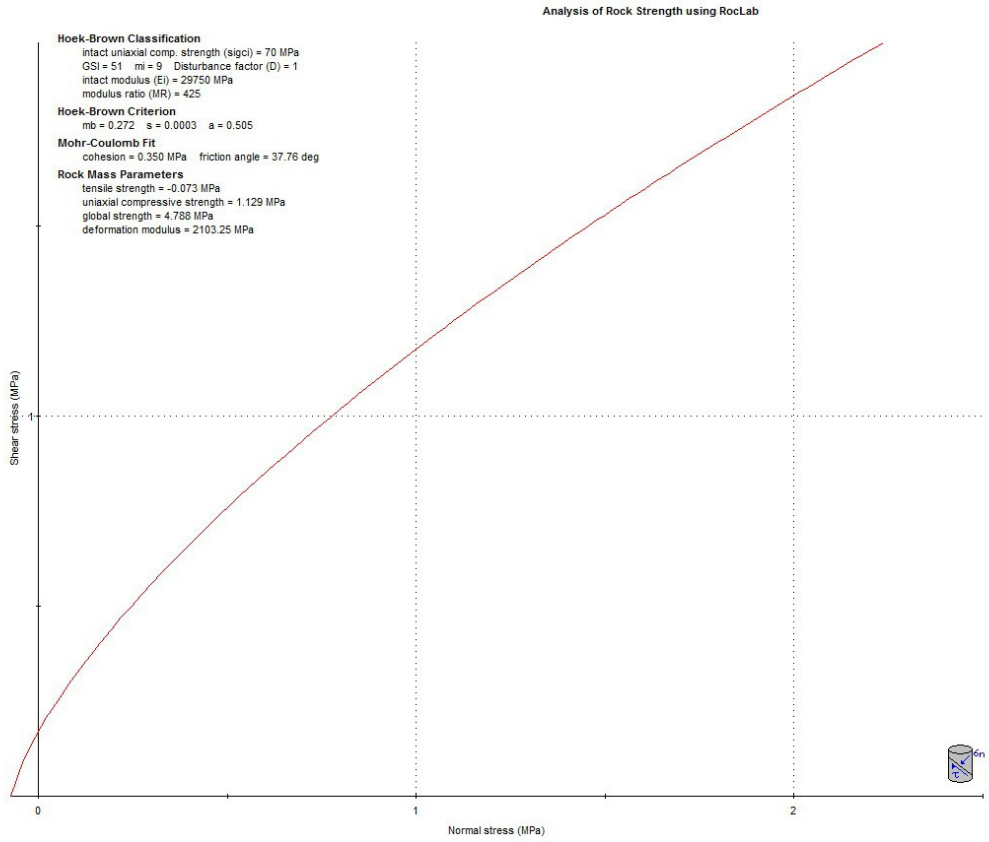


Fig. - Roclab diagram della dolomia

Parametri dell'ammasso roccioso - Dolomia

Angolo di attrito (°)	37,76
Coesione (Mpa)	0,350 (3,56 kg/cmq)
Peso di Volume (t/mc)	2,7
Resistenza a compressione uniassiale	600-800Kg/cmq (da analisi sclerometriche)

7.2 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

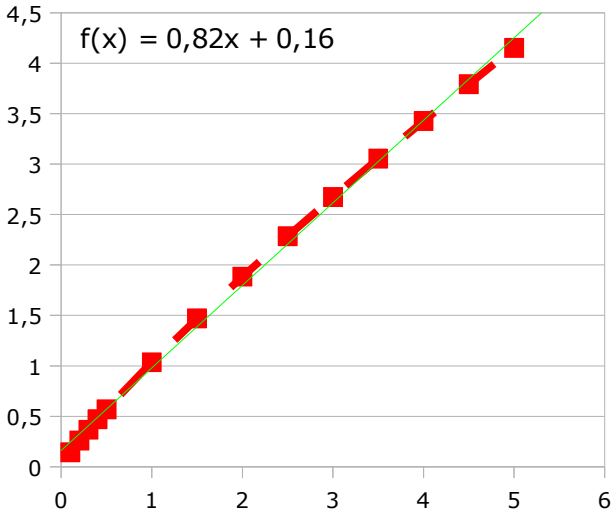
Nel caso in esame, per i giunti valutati durante il rilievo geomeccanico si sono osservati valori di JRC attribuibili al range compreso tra 8 e 10.

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)
Dolomia	8 – 10	60-80

σ	τ	φ
Mpa	**Mpa**	**(°)**
0,10	0,14	55,00
0,20	0,26	52,29
0,30	0,37	50,71
0,40	0,47	49,58
0,50	0,57	48,71
1,00	1,04	46,00
1,50	1,47	44,42
2,00	1,88	43,29
2,50	2,28	42,42
3,00	2,67	41,71
3,50	3,05	41,11
4,00	3,43	40,58
4,50	3,79	40,12
5,00	4,15	39,71

tanφ	0,79
φ	**39,35**



Curva intrinseca del giunto con il criterio di Barton.

Per la valutazione della coesione si è fatto riferimento alla formulazione proposta da Barton e Choubey, che ha fornito i seguenti valori, ottenuti variando il JCS e la profondità:

Stato tensionale previsto			Coesione [kPa]	
	[m]	[MPa]	min	max
prof. min	15,00	0,405	80,0	138,9
prof. max	30,00	0,810	141,9	230,7

Considerando una profondità media di 15 m e tenendo solo in considerazione il valore minimo, a favore di sicurezza, si ottiene una coesione pari a 80Kpa, pari a 0,81 Kg/cmq.

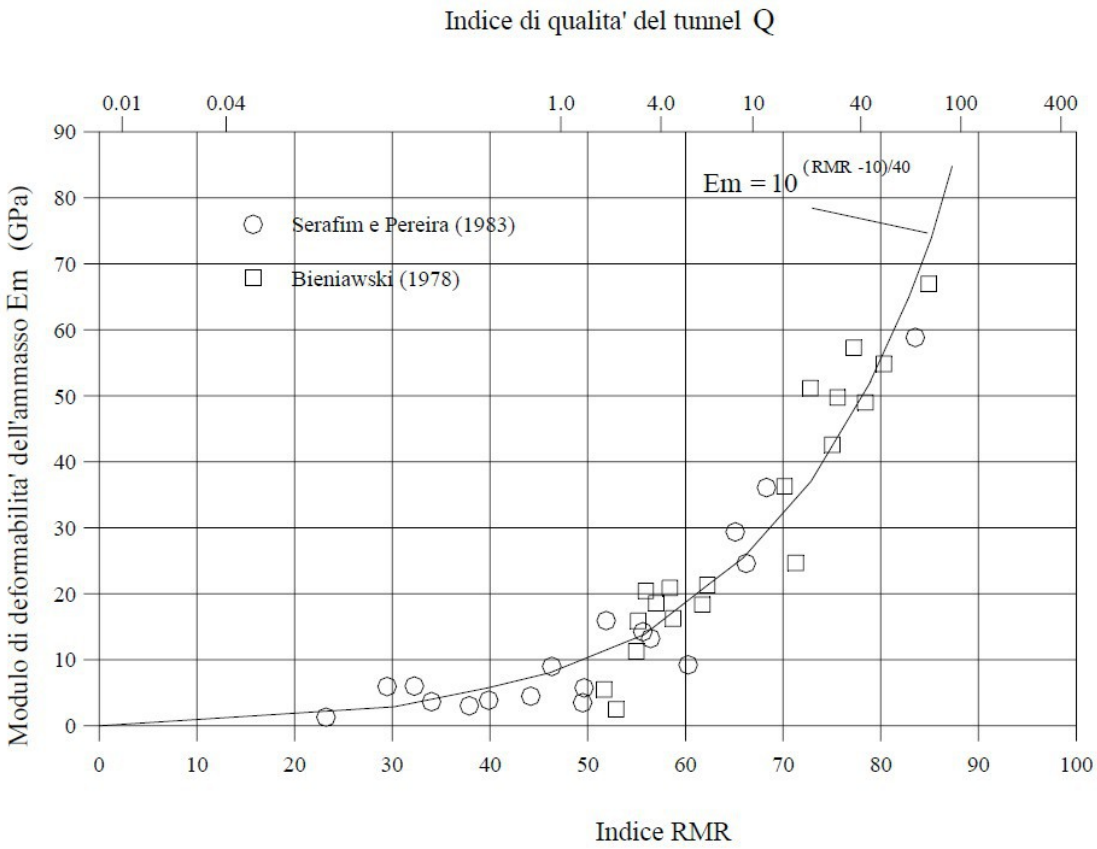
7.3 Deformabilità dell'ammasso roccioso

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 deformabilità 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 caratterizzazione 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 deformabilità 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, ed in particolare dalle ultime due si ottengono i seguenti valori, conformi con quanto calcolato anche dal software Roclab.

Dolomia	11-14 Gpa

8 – STIMA DEI PARAMETRI DEL MATERIALE DETRITICO

Per l'attribuzione dei caratteri fisici e meccanici della placca detritica oggetto di studio, data l'impossibilità di eseguire prove DPSH o simili, che si sarebbero arrestate sui grossi trovanti presenti all'interno, si è optato per utilizzare parametri cautelativi, desunti da relazioni empiriche e dalla bibliografia.

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.

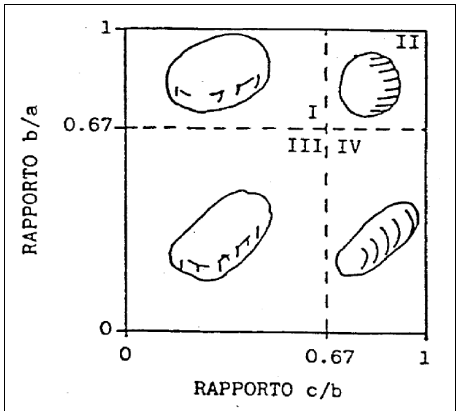
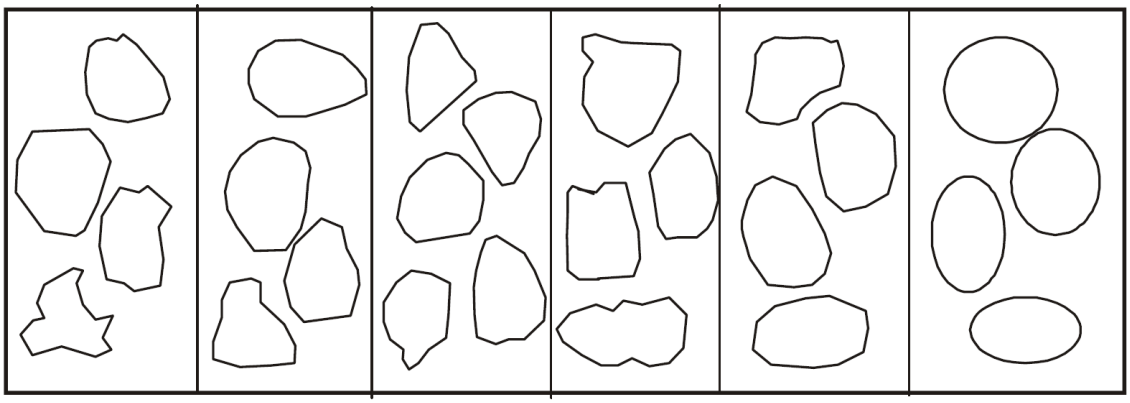
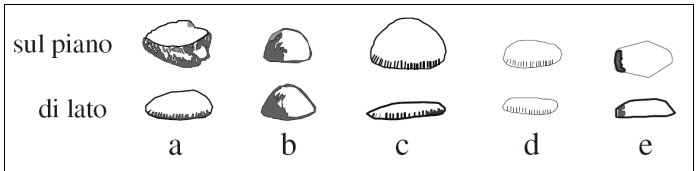
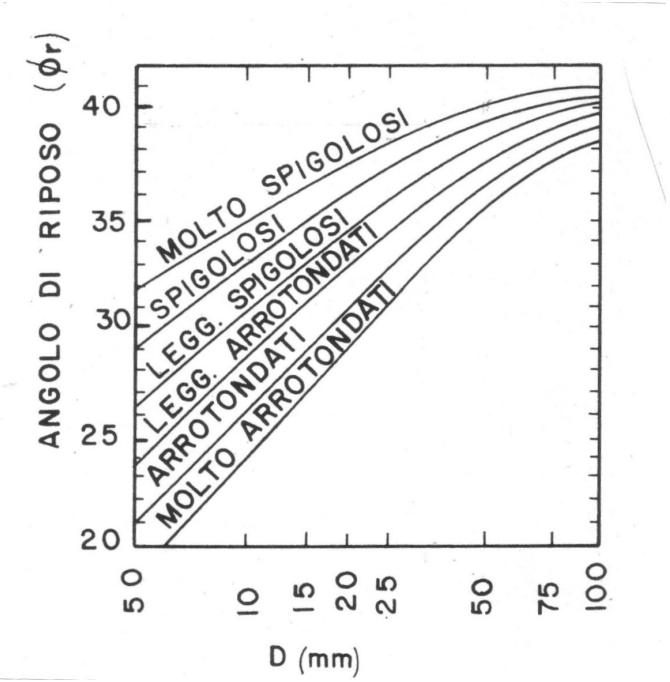


Fig. 1/3 - Classificazione della ghiaia e dei ciottoli in funzione della forma (Gnaccolini, 1978): a, b, c d sono le dimensioni caratteristiche dei grani.
I = discoidali II = sferoidali
III = lamellari IV = allungati





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).

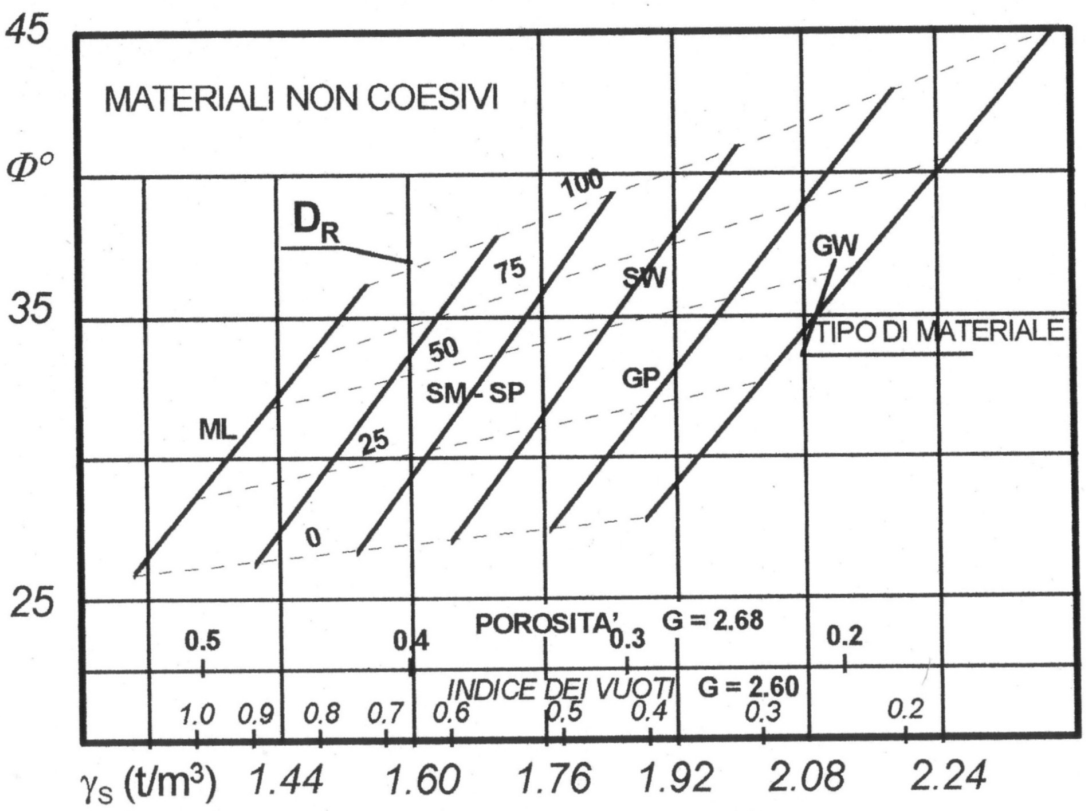


Diagramma NAVFAC D.M. 1971: relazione tra ps e φ in base alla tipologia del materiale
Sulla base dei dati dei campioni studiati, da dati sperimentali e dalla densità del materiale (NAVAF D.M. 1971) e di prove effettuate su terreni simili in cave sistemate o in via di sistemazione, e tenuto conto delle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

- angolo di attrito interno φ = 28 ° - 32°
- coesione Cu = 0,1 – 0,4 Kg/cmq
- peso di volume ps = 1,8 – 2,1 t/mc
- 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.

9 – STIMA DEI PARAMETRI DEL MATERIALE DA UTILIZZARSI PER IL RIPRISTINO 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.

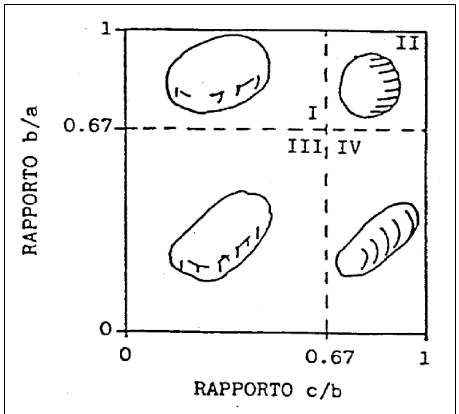
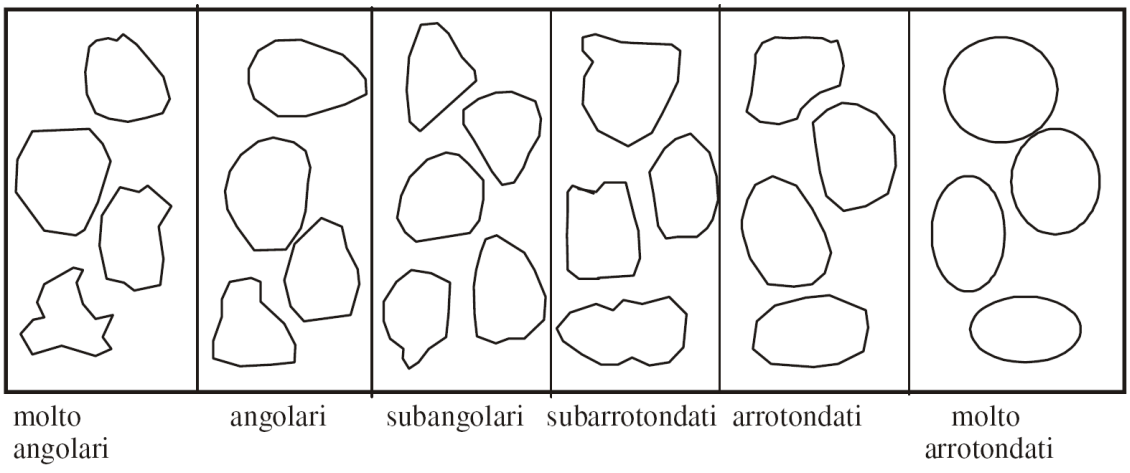
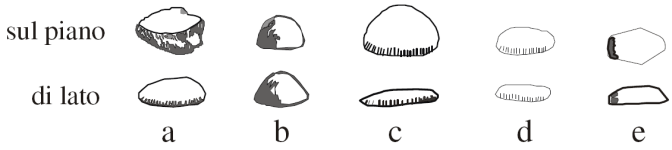
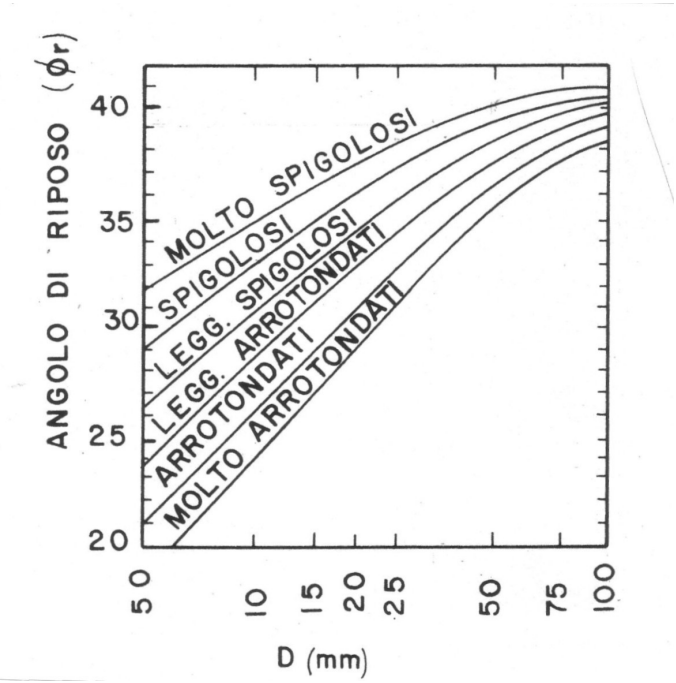


Fig. 1/3 - Classificazione della ghiaia e dei ciottoli in funzione della forma (Gnaccolini, 1978): a, b, c d sono le dimensioni caratteristiche dei grani.
I = discoidali II = sferoidali
III = lamellari IV = allungati





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).

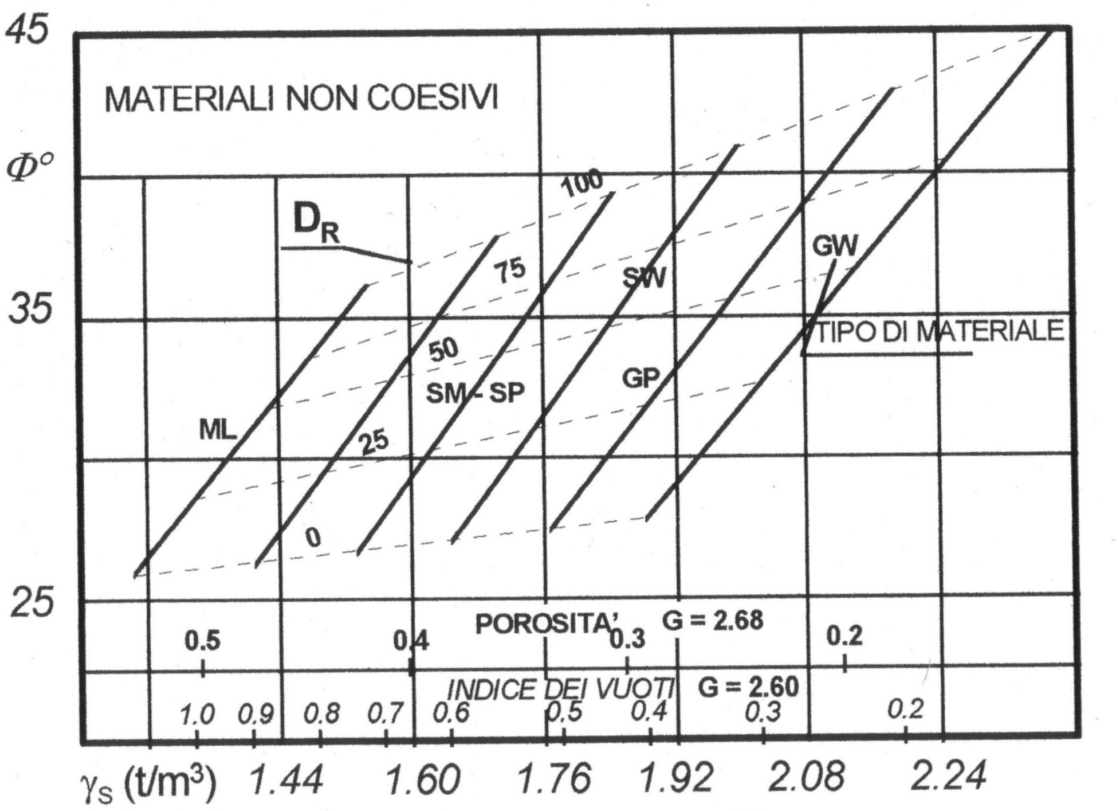


Diagramma NAVFAC D.M. 1971: relazione tra ps e φ in base alla tipologia del materiale
Sulla base dei dati dei campioni studiati, da dati sperimentali e dalla densità del materiale (NAVAF D.M. 1971) e di prove effettuate su terreni simili in cave sistemate o in via di sistemazione, e tenuto conto delle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

- angolo di attrito interno φ = 33 ° - 35°
- coesione Cu = 0,2 – 0,5 Kg/cmq
- peso di volume ps = 1,8 – 2,1 t/mc
- 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".

10 – CARATTERIZZAZIONE GEOFISICA

Ai fini della individuazione delle caratteristiche stratigrafiche e geofisiche del materiale rocciosi, e sopratutto per individuare gli spessori detritici presenti nella zona di versante non ancora escavata si è proceduto a un approfondito esame geofisico, riportato negli allegati alla presente relazione, a cui si rimanda. Alla fine della caratterizzazione delle Vs eq si allegano anche studi effettuati sulla vicina cava Castellaro, sul medesimo materiale, che confermano le ipotesi fatte.

11 – CALCOLO DEI PARAMETRI DI PROGETTO

Dalle prove in situ, dalla bibliografia 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 2018 (par. 6.2.3.1.2)

Valori medi (Vm)

Dolomia

Angolo di attrito (°)	37,76
Coesione (Kg/cmq)	3,56
Peso di Volume (t/mc)	2,7
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	39,35
Coesione lungo i giunti (Kg/cmq)	0,81
Resistenza a compressione uniassiale	600-800Kg/cmq (da analisi sclerometriche)

Materiale di riporto

Angolo di attrito (°)	35
Coesione (Kg/cmq)	0,25
Peso di Volume (t/mc)	1,8

Materiale detritico

Angolo di attrito (°)	32
Coesione (Kg/cmq)	0,2
Peso di Volume (t/mc)	1,8

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)

Dolomia

Angolo di attrito (°)	31,78
Coesione (Kg/cmq)	2,54
Peso di Volume (t/mc)	2,7
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	33,26
Coesione lungo i giunti (Kg/cmq)	0,58
Resistenza a compressione uniassiale	437,5 Kg/cmq

Materiale di riporto e detrito

Angolo di attrito (°)	29,26
Coesione (Kg/cmq)	0,18
Peso di Volume (t/mc)	1,8
Peso di Volume saturo (t/mc)	2

Materiale detritico

Angolo di attrito (°)	26,6
Coesione (Kg/cmq)	0,14
Peso di Volume (t/mc)	1,8
Peso di Volume saturo (t/mc)	2

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:

- *Fronti in roccia - 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;

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

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

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 II; sempre a favore dell'estrema sicurezza si è optato per inserire il rilevato di ricomposizione ambientale in Classe III, anche se, di fatto non è prevista la presenza 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 – Fronti in roccia

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

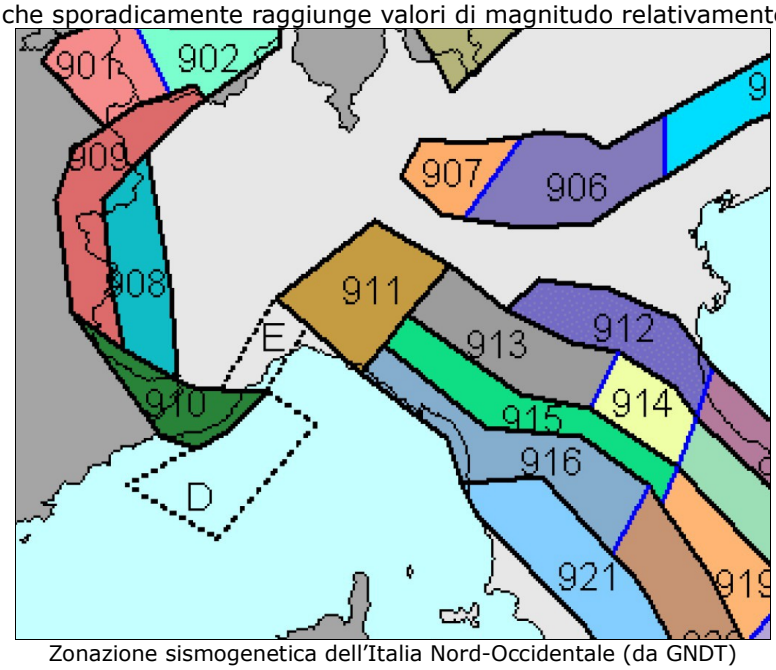
Tabella riepilogativa – Ripristino Ambientale

Vita nominale V_N	50 anni
Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso C_u	1,5
Periodo di riferimento dell'azione sismica V_R	75

13-ANALISI SISMICA

Zonazione sismogenetica

Dall'esame della cartografia di zonazione sismogenetica ZS9 l'area in esame si colloca nella zona 911 che è classificata come settore in transizione tettonica definito dal modello sismotettonico di Meletti ed al. (2000). Questa zona è caratterizzata da una sismicità di bassa energia che sporadicamente raggiunge valori di magnitudo relativamente elevati.



Zonazione sismogenetica dell'Italia Nord-Occidentale (da GNDT)

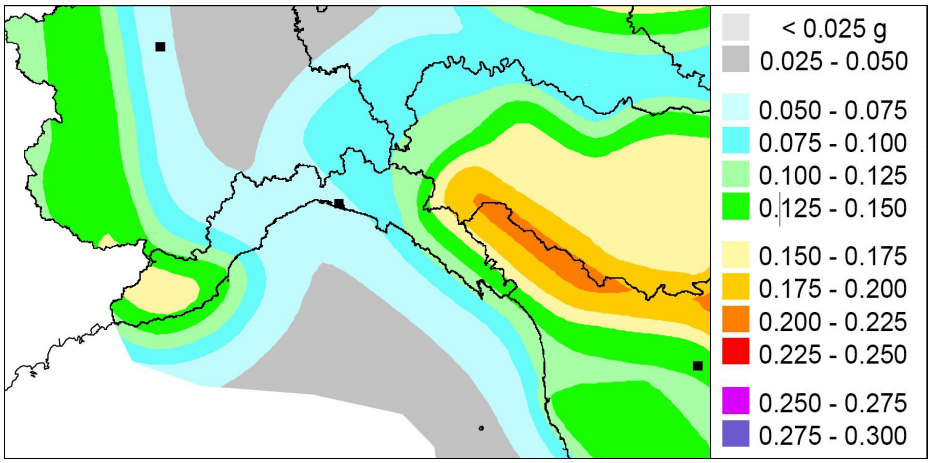


Fig. Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (da INGV)

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 Campomorone è inserito in zona 3, sottozona 3S, corrispondente ad un valore di accelerazione orizzontale ag = 0,18 g.

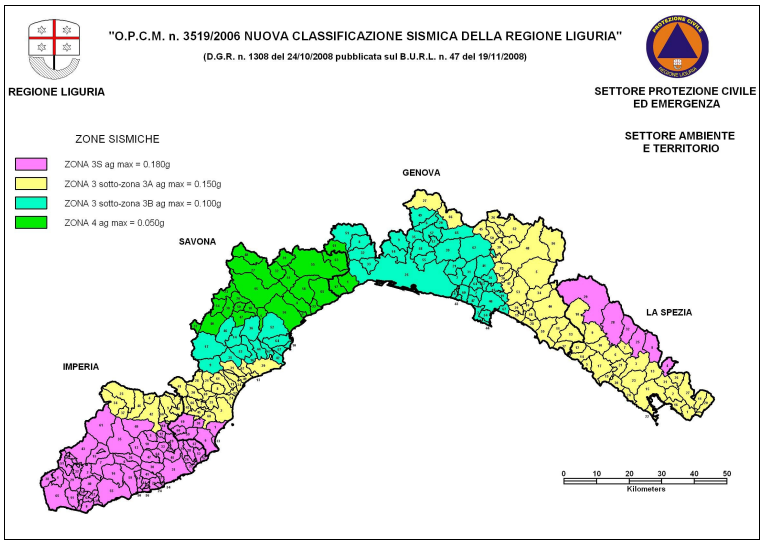


Fig. Classificazione sismica della Regione Liguria

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 di fondazione, ai fini della definizione dell'azione sismica è assimilabile alla categoria come "**A**" e cioè: "Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/sec eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 metri", secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2018.

Per la parte della cava destinata al ripristino ambientale la tipologia di suolo è invece stimabile nella categoria "**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)", secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2018.

Coefficiente di amplificazione topografica St

Per quanto riguarda l'amplificazione sismica la morfologia dei luoghi influenza gli effetti del sisma, ed infatti si identificano tre conformazioni tipiche:

a) **conca**: conformazione rocciosa a conca con un riempimento di terreno soffice. Si realizzano fenomeni di rifrazione delle onde sismiche che risultano concentrate in una zona localizzata al centro della conca.
b) **pendio**: è dimostrato che le accelerazioni lungo il pendio sono maggiori rispetto al suolo pianeggiante.
c) **vetta**: rappresenta il caso più pericoloso. Le azioni sismiche si focalizzano sul punto sommitale in cui le azioni risultano notevolmente incrementate.

Il sito di intervento è collocato in un pendio, pertanto sono possibili fenomeni di maggiori accelerazioni sismiche. La categoria topografica è **T2** (tabella 3.2.IV NTC) e il coefficiente di amplificazione topografica risulta **St=1,2**

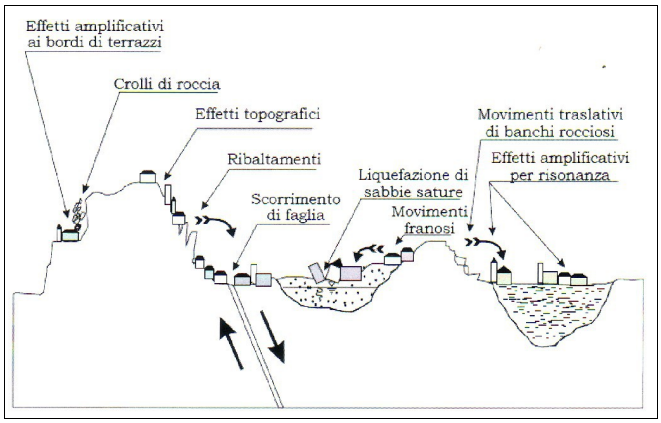


Fig.14 Schema dei fattori di amplificazione topografica

PARAMETRI SISMICI – FRONTE IN ROCCIA

Sito in esame.

latitudine:	44,537465
longitudine:	8,867609
Classe:	2
Vita nominale:	50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 16251	Lat: 44,5448	Lon: 8,8608	Distanza: 978,976
Sito 2	ID: 16252	Lat: 44,5475	Lon: 8,9308	Distanza: 5135,257
Sito 3	ID: 16474	Lat: 44,4976	Lon: 8,9346	Distanza: 6918,716
Sito 4	ID: 16473	Lat: 44,4949	Lon: 8,8647	Distanza: 4738,808

Parametri sismici

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

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	81	%
Tr:	30	[anni]
ag:	0,024 g	
Fo:	2,519	
Tc*:	0,184	[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63	%
Tr:	50	[anni]
ag:	0,031 g	
Fo:	2,513	
Tc*:	0,209	[s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	475	[anni]
ag:	0,080 g	
Fo:	2,494	
Tc*:	0,278	[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5	%
Tr:	975	[anni]
ag:	0,107 g	
Fo:	2,464	
Tc*:	0,285	[s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200
Kh:	0,006
Kv:	0,003
Amax:	0,282
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200
Kh:	0,007
Kv:	0,004

	Amax:	0,367
	Beta:	0,200
SLV:		
	Ss:	1,000
	Cc:	1,000
	St:	1,200
	Kh:	0,019
	Kv:	0,010
	Amax:	0,942
	Beta:	0,200
SLC:		
	Ss:	1,000
	Cc:	1,000
	St:	1,200
	Kh:	0,035
	Kv:	0,017
	Amax:	1,258
	Beta:	0,270

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru

Coordinate	WGS84
latitudine:	44.536505
longitudine:	8.866559

PARAMETRI SISMICI – RIPRISTINO AMBIENTALE

Sito in esame.

latitudine:	44,537465
longitudine:	8,867609
Classe:	3
Vita nominale:	50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 16251	Lat: 44,5448	Lon: 8,8608	Distanza: 978,976
Sito 2	ID: 16252	Lat: 44,5475	Lon: 8,9308	Distanza: 5135,257
Sito 3	ID: 16474	Lat: 44,4976	Lon: 8,9346	Distanza: 6918,716
Sito 4	ID: 16473	Lat: 44,4949	Lon: 8,8647	Distanza: 4738,808

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	B		
Categoria topografica:	T2		
Periodo di riferimento:	75anni		
Coefficiente cu:	1,5		
Operatività (SLO):			
Probabilità di superamento:	81	%	
Tr:		45	[anni]
ag:		0,030 g	
Fo:		2,514	
Tc*:		0,204	[s]
Danno (SLD):			
Probabilità di superamento:	63	%	
Tr:		75	[anni]
ag:		0,037 g	
Fo:		2,532	
Tc*:		0,225	[s]
Salvaguardia della vita (SLV):			
Probabilità di superamento:	10	%	
Tr:		712	[anni]
ag:		0,094 g	
Fo:		2,477	
Tc*:		0,282	[s]
Prevenzione dal collasso (SLC):			
Probabilità di superamento:	5	%	
Tr:		1462	[anni]
ag:		0,124 g	
Fo:		2,467	
Tc*:		0,286	[s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:		
	Ss:	1,200
	Cc:	1,510
	St:	1,200
	Kh:	0,009
	Kv:	0,004
	Amax:	0,417
	Beta:	0,200
SLD:		
	Ss:	1,200
	Cc:	1,480
	St:	1,200

Kh: 0,011
Kv: 0,005
Amax: 0,520
Beta: 0,200
SLV:
Ss: 1,200
Cc: 1,420
St: 1,200
Kh: 0,027
Kv: 0,014
Amax: 1,330
Beta: 0,200
SLC:
Ss: 1,200
Cc: 1,410
St: 1,200
Kh: 0,043
Kv: 0,021
Amax: 1,748
Beta: 0,240

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru
Coordinate WGS84
latitudine: 44.536505
longitudine: 8.866559

Valutazione dell'azione sismica nei pendii (Slope Geostru 2020)
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 2018** 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 cat. 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-VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEI FRONTI IN ROCCIA

Le suddette verifiche di stabilità globali dei fronti di cava sono state condotte considerando le sezioni più rappresentative, e potenzialmente le più critiche ed acclivi, interessate dalla variante.

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

La stabilità globale del versante è stato verificato tramite il software Slope della Geostru, come visibile negli allegati.

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.

Inoltre, a favore di sicurezza, si sono testate le verifiche di stabilità anche con valori ridotti di coesione pari ad 1/2 del valore calcolato.

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.

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

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 metodologia 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.

Di seguito vengono riassunti in tabella i risultati ottenuti tramite il software.

Sezione	Fs	Fs con c=1/2
7	1,93	1,45
9	2,26	1,63
12	2,03	1,44
C-C	3,35	2,25
F-F	1,76	1,23
9 con detrito	1,73	1,33

In allegato si trovano i dettagli di calcolo delle sezioni.

15 – ANALISI DI STABILITA' DEI GRADONI

15.1 Analisi stereografica e test di markland

Di seguito viene riportata una analisi stereografica, eseguita sulla disamina dei dati descritti nei capitoli precedenti.

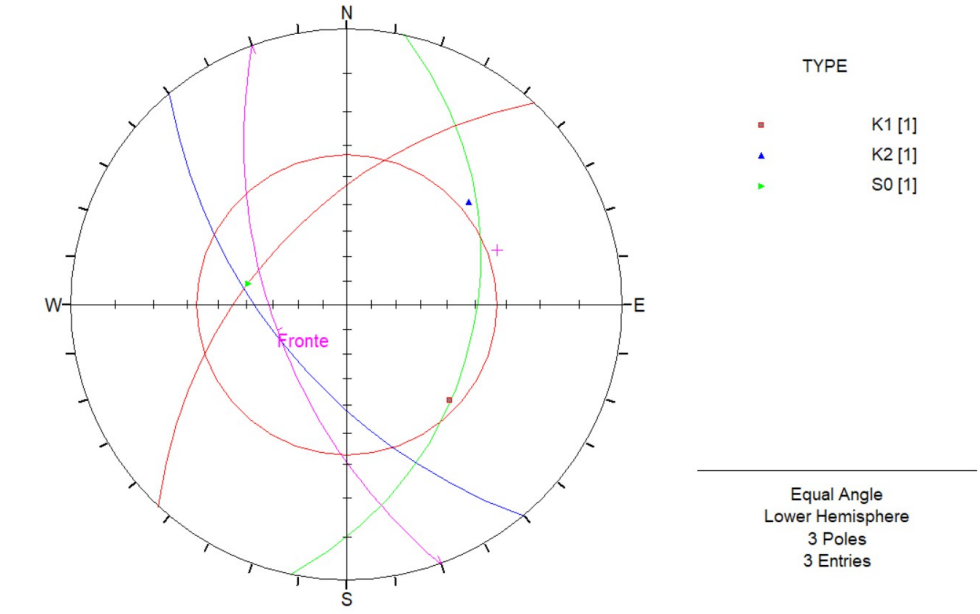


Fig. Test di Markland Fronte N210/70

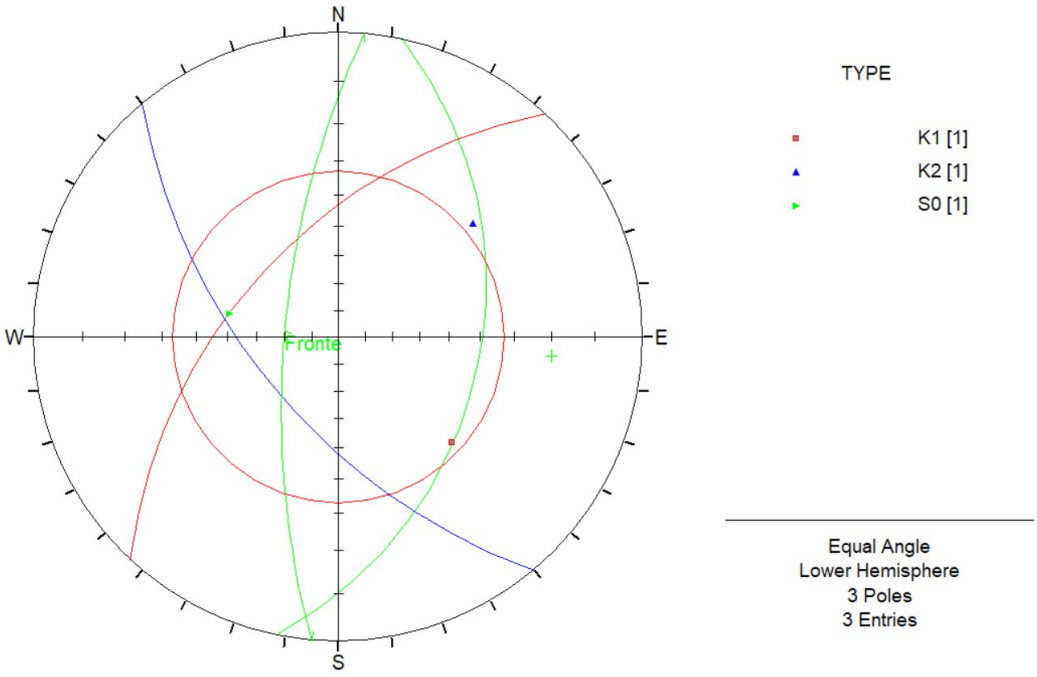


Fig. Test di Markland Fronte N275/70

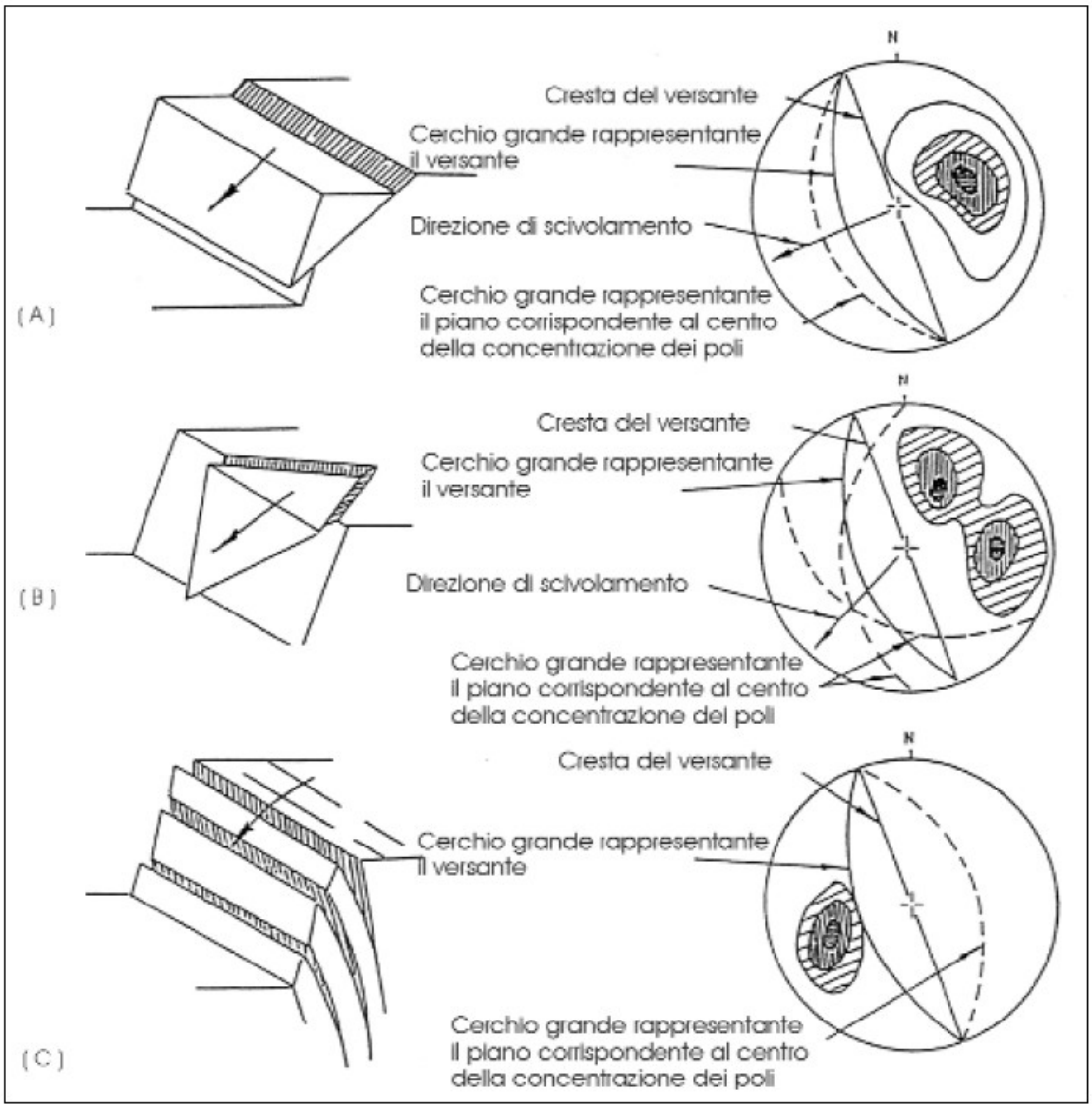


Fig. Meccanismi di instabilità dei versanti in roccia e loro rappresentazione stereografica

Si evidenzia un cuneo roccioso a franapoggio meno inclinato del pendio, in cui l'angolo di attrito medio mobilitabile lungo le superfici potenziali di scorrimento è inferiore all'inclinazione della linea d'intersezione dei piani di scorrimento.

15.2 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 ritarata 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. , 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 (pari al 30%) e l'effetto sismico. Per la coesione si è ridotto prudenzialmente il valore calcolato ad 1/3 dello stesso.

In particolare si sono analizzate le seguenti situazioni:

1. **Scivolamento dei cunei con fronte di 15 m orientato N210/70;**
2. **Scivolamento dei cunei con fronte di 15 m orientato N275/70;**

1) Scivolamento dei cunei con fronte di 15 m orientato N210/70;

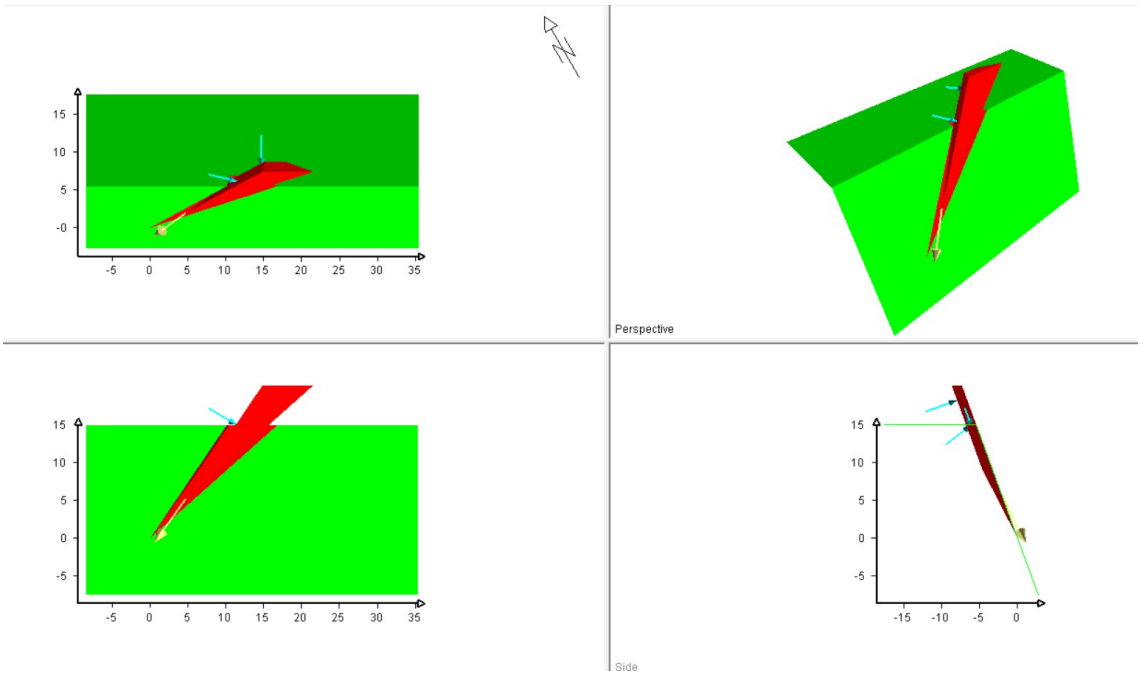


Fig. - Modellazione tridimensionale del cuneo tipo indagato

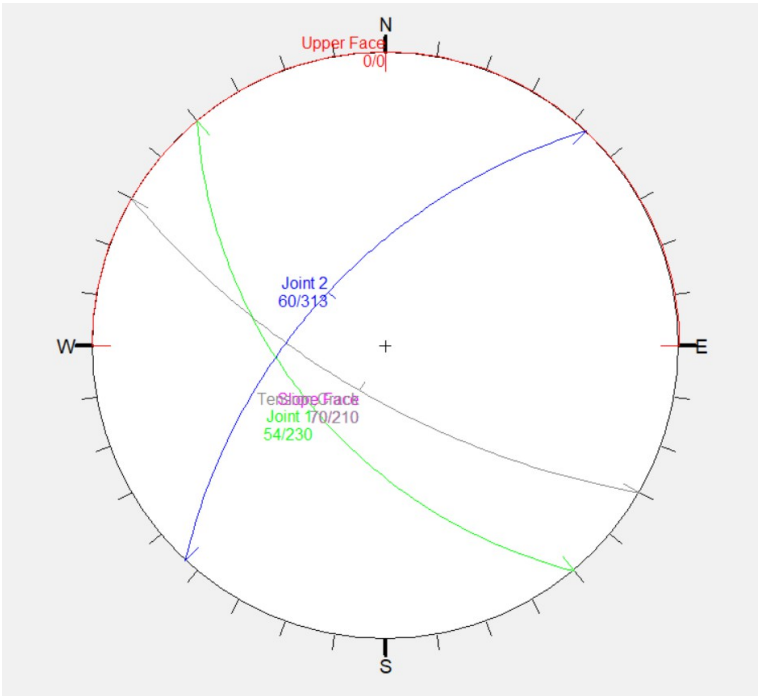


Fig. - Rappresentazione stereografica del cuneo tipo indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**1.46451**
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=1.36808 m
Wedge volume=35.553 m3
Wedge weight=95.9931 tonnes
Wedge area (joint1)=51.6647 m2
Wedge area (joint2)=16.9414 m2
Wedge area (slope)=53.5989 m2
Wedge area (upper face)=6.40019 m2
Wedge area (tension crack)=8.28903 m2
Normal force (joint1)=41.4253 tonnes
Normal force (joint2)=-32.1493 tonnes
Driving force=91.5601 tonnes
Resisting force=134.09 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.0530894 tonnes/m2
Water force on joint1=2.74285 tonnes
Water force on joint2=0.899408 tonnes
Water force on tension crack=0.44006 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=14.399 tonnes

Failure Mode:
Sliding on joint1

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=48.7258 deg, trend=264.131 deg
length=12.1097 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=23.2207 m
Joint2 on slope face=18.9156 m
Joint1 on upper face=4 m
Joint2 on upper face=1.40407 m
Tension crack on upper face=2.64092 m

Maximum Persistence:
Joint1=23.2207 m
Joint2=19.5223 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 14.1261 deg
J1&Crest on slope face = 43.4272 deg
J1&Crest on upper face = 20 deg
J2&Crest on slope face = 122.447 deg
J2&Crest on upper face = 77 deg
J1&TC on upper face = 160 deg
J2&TC on upper face = 103 deg

Joint Set 1 Data:

dip=54 deg, dip direction=230 deg
cohesion=1.93 tonnes/m2, friction angle=33 deg

Joint Set 2 Data:

dip=60 deg, dip direction=313 deg
cohesion=1.93 tonnes/m2, friction angle=33 deg

Slope Data:

dip=70 deg, dip direction=210 deg
slope height=15 meters
rock unit weight=2.7 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=70 deg, dip direction=210 deg
trace length=4 meters

Water Pressure Data:

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

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.15
Direction=line of interesection J1&J2
trend=264.131 deg, plunge=48.7258 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: 17.3, -3.7, 15
Point 234: 11.5, -0.346, 15
Point 135: 14.8, -0.64, 15
Point 125: 7.95, 0.817, 9.1
Point 235: 12.5, 0.681, 15

2) Scivolamento dei cunei con fronte di 15 m orientato N275/70;

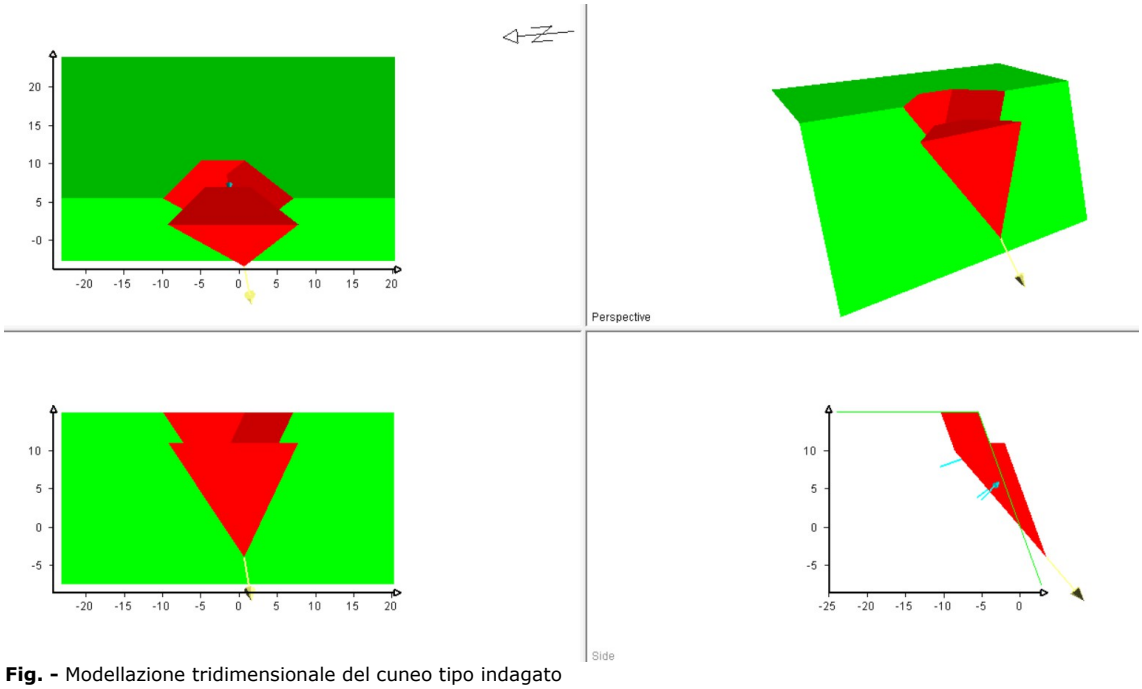


Fig. - Modellazione tridimensionale del cuneo tipo indagato

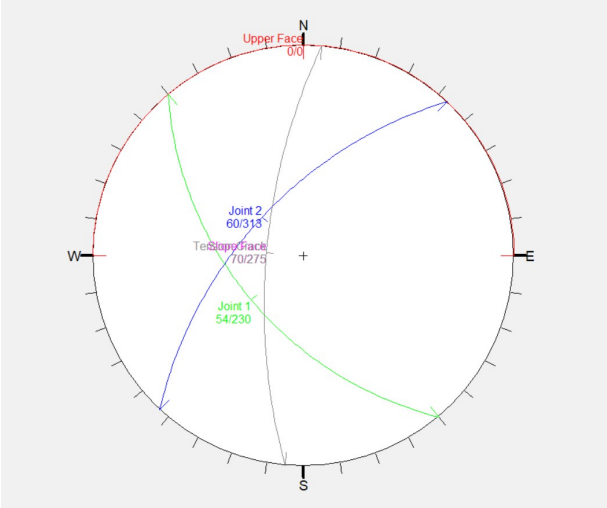


Fig. - Rappresentazione stereografica del cuneo tipo indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**1.02628**
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=4.94975 m
Wedge volume=305.85 m3
Wedge weight=825.796 tonnes
Wedge area (joint1)=86.7882 m2
Wedge area (joint2)=93.1174 m2
Wedge area (slope)=135.933 m2
Wedge area (upper face)=56.3719 m2
Wedge area (tension crack)=15.4738 m2
Normal force (joint1)=379.724 tonnes
Normal force (joint2)=262.564 tonnes
Driving force=744.754 tonnes
Resisting force=764.324 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.0455481 tonnes/m2
Water force on joint1=3.95303 tonnes
Water force on joint2=4.24132 tonnes
Water force on tension crack=0.704804 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=123.869 tonnes

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

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=48.7258 deg, trend=264.131 deg
length=13.2246 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=18.8113 m
Joint2 on slope face=17.4618 m
Joint1 on upper face=7 m
Joint2 on upper face=8.03972 m
Tension crack on upper face=5.74628 m

Maximum Persistence:
Joint1=18.931 m
Joint2=18.2731 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 55.8586 deg
J1&Crest on slope face = 58.0564 deg

J1&Crest on upper face = 45 deg
J2&Crest on slope face = 66.085 deg
J2&Crest on upper face = 38 deg
J1&TC on upper face = 135 deg
J2&TC on upper face = 142 deg

Joint Set 1 Data:

dip=54 deg, dip direction=230 deg
cohesion=1.93 tonnes/m2, friction angle=33 deg

Joint Set 2 Data:

dip=60 deg, dip direction=313 deg
cohesion=1.93 tonnes/m2, friction angle=33 deg

Slope Data:

dip=70 deg, dip direction=275 deg
slope height=15 meters
rock unit weight=2.7 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=70 deg, dip direction=275 deg
trace length=7 meters

Water Pressure Data:

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

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.15
Direction=line of interesection J1&J2
trend=264.131 deg, plunge=48.7258 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: 6.31, 9.44, 15
Point 234: 4.82, -7.53, 15
Point 135: 10.8, 4.08, 15
Point 125: 8.68, 0.892, 9.94
Point 235: 10.3, -1.65, 15

Nelle verifiche sono stati utilizzati i parametri ridotti come previsto dalle NTC 18 e come riportato nei precedenti capitoli; acqua lungo i giunti e l'effetto sismico. E' stato inserito un joint orientato a circa 90° rispetto a quelli misurati, per permettere la simulazione di distacco, considerandolo un tension crack.

I risultati delle analisi effettuate sono riassunti nella sottostante tabella.

Analisi	Fs 1/3 c	Fs
1 (210/70)	1,46	3,6
2 (275/70)	1,05	1,96

15.3 Analisi al 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.

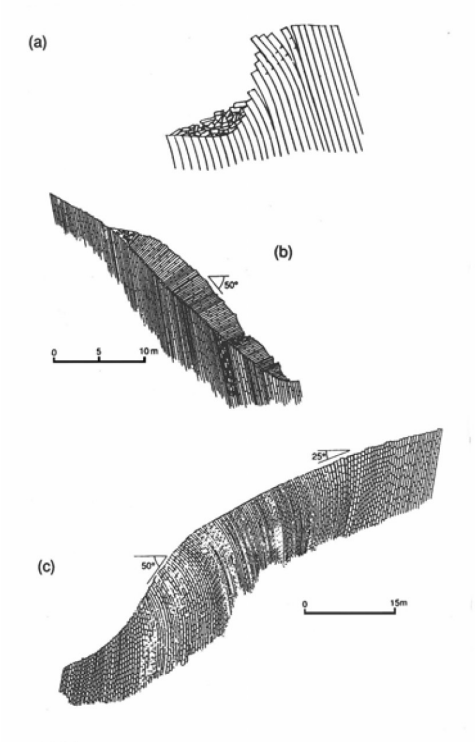


Fig. A - Tipologie di toppling a)b)c) (Cruden & Varnes, 1996)

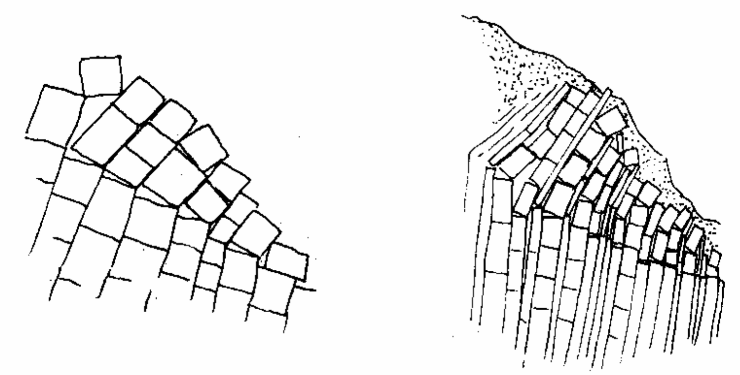


Fig. B - Block toppling a sinistra e block flexural toppling a destra

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.

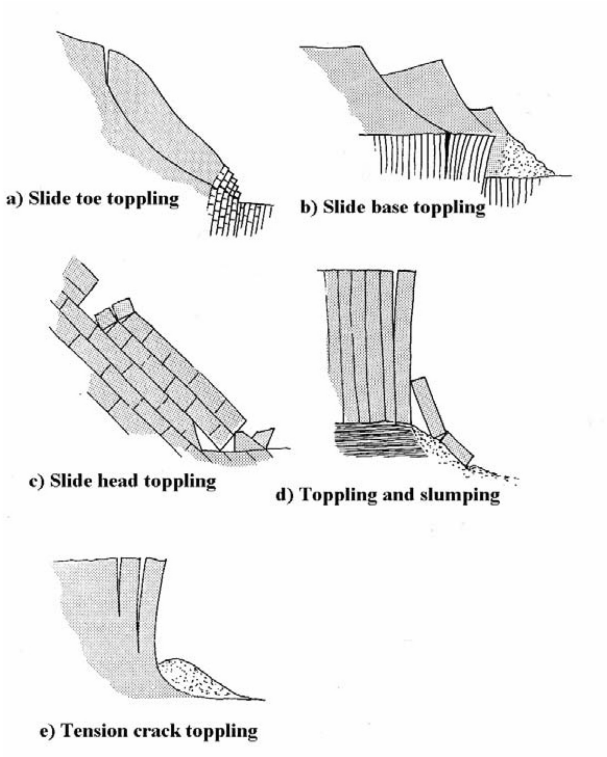


Fig. C - Tipologie secondarie di toppling (Hoek & Bray, 1981)

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, eseguite con il test di Markland non si evidenziano, se non per porzioni di roccia limitate possibili fenomenologie di ribaltamento.

16-VERIFICA DI STABILITÀ DEL RILEVATO PER IL RIPRISTINO AMBIENTALE

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 lungo le sezioni di ripristino ambientale. 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".

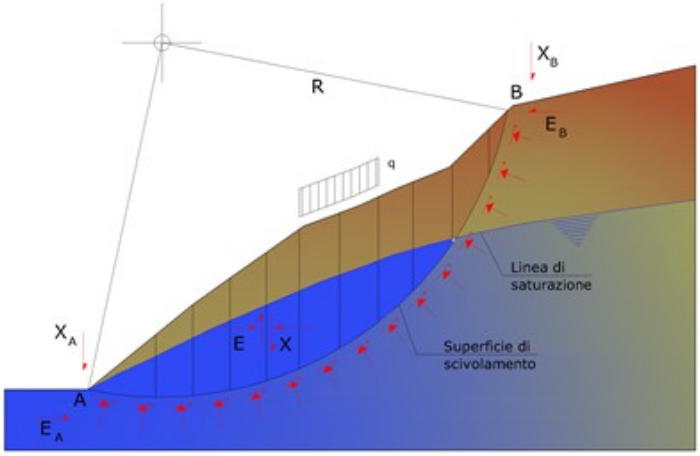
Secondo quanto riportato al punto 6.8.2 delle NTC, le verifiche di sicurezza sono state eseguite secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle.

Definizione
Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Metodo equilibrio limite (LEM)
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (t) e confrontate con la resistenza disponibile (t_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).
Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei conci
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 :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

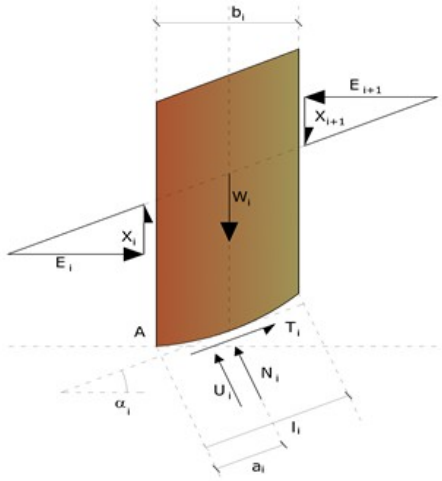
Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a (n-2) in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.
I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.

Metodo di Bishop (1955)
Con tale metodo 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:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \qquad \textbf{Criterio di rottura}$$

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



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 %.

$$F_{sm} = F_{sf}$$

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia m×n e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Le verifiche di cui sopra sono eseguite con programma Slope 2018 della Geostru – Software applicando il metodo di calcolo di Bishop, i risultati sono visibili nei grafici e tabelle allegate.

Nelle verifiche si è posta la coesione pari ad 1/2 di quella calcolata per il detrito, e pari a 1/10 per il substrato; ed è stata ipotizzata una falda orientata verso valle, oltre che l'amplificazione sismica e i parametri di progetto, quindi già ridotti rispetto a quelli calcolati e l'applicazione di carichi pari a 0,3 Kg/cmq e della larghezza di 3 m lineari per simulare il passaggio di mezzi pesanti sul rilevato. Utilizzando la coesione con valori di progetto (0,18 Kg/cmq) si ottengono, ovviamente, valori decisamente più alti del Fattore di sicurezza).

Sezione	Fsmin con coesione 1/2	Fsmin con coesione 0,18 Kg/cmq
A-A	1,42	1,66
D-D	1,61	1,97

17-PRESCRIZIONI PER LA REALIZZAZIONE DEL RILEVATO DI RIPRISTINO AMBIENTALE E PIANO DI MONITORAGGIO

Come risulta dalle verifiche fatte i valori dei coefficienti di sicurezza allo scorrimento dei rilevati di ripristino 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 ripristino ambientale dovrà essere eseguito sistemando il materiale scaricato in strati di circa 50 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 del ripristino ambientale è necessario fare verifiche geotecniche della compattazione del materiale con prove specifiche, carico su piastra e penetrometrie DPM/DPSH, almeno ogni 5 metri di abbancamento verticale, con almeno tre prove, adeguatamente distribuite per determinare le caratteristiche medie del materiale;

- Al progredire del ripristino ambientale 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.

- Dovrà essere installato in luogo idoneo, deciso dalla Direzione Lavori, un piezometro finestrato, per monitorare la presenza di acqua all'interno del volume di materiale di riporto, misurato con cadenza almeno bimestrale e/o dopo eventi di particolare rilevanza.

Con queste prescrizioni sarà garantita la stabilità del ripristino ambientale in progetto ed il suo mantenimento nel tempo e la rapida rinaturalizzazione dei luoghi.

<u>Monitoraggio in corso d'opera:</u>
Il monitoraggio in corso d'opera è affidato alla Direzione Lavori che provvederà a verificare i lavori in corso e la loro esecuzione, nonché a d eseguire opportune prove geoteniche sui materiali abbancati, ogni qualvolta si renderà necessario sulla base della tipologia e granulometria dei materiale, ma comunque almeno ogni 5 m di materiale abbancato, tramite prove DPM, DPSH o prove di carico su piastra.

<u>Monitoraggio biennale post opera:</u>
Al fine di prevedere un adeguato monitoraggio dell'opera della durata biennale, si prevede di effettuare, una volta completata l'ultima fase progettuale, le seguenti operazioni:

- sopralluoghi almeno semestrali da parte di tecnico competente sui fronti in roccia;
- sopralluoghi almeno semestrali da parte di tecnico competente sulle aree oggetto di ripristino ambientale;

- verifica trimestrale, ed in occasione di forti rovesci, della efficienza idraulica di smaltimento delle acque piovane, delle canalette e delle vasche di sedimentazione;
- pulizia delle vasche di sedimentazione e delle canalette quando si rende necessario, anche a seguito del punto sopraesposto;
- verifica strumentale topografica di punti noti, da effettuarsi almeno annualmente;
- redazione di documentazione fotografica adeguata ad ogni sopralluogo;
- Report finale alla conclusione dei due anni di monitoraggio post operam;

18-MATERIALI UTILIZZATI PER LA REALIZZAZIONE DEL RILEVATO DI RIPRISTINO AMBIENTALE

In virtù di quanto riportato nelle recenti delibere di giunta regionale 671 e 672 del 26/07/2019, e vista la pregressa normativa:

- il D.Lgs. 3 aprile 2006, n. 152 e s.m. e i., recante "Norme in materia ambientale" e in particolare la parte quarta, relativa alla gestione dei rifiuti;
- il D.M. 5 febbraio 1998 e s.m. e i., recante "Individuazione dei rifiuti non pericolosi sottoposti alle procedure semplificate di recupero";
- il D.Lgs. 30 maggio 2008, n. 117 e s.m. e i., recante "Attuazione della direttiva 2006/21/CE relativa alla gestione dei rifiuti delle industrie estrattive che modifica la direttiva 2004/35/CE";
- il D.P.R. 13 giugno 2017, n. 120 "Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre e rocce da scavo, ai sensi dell'articolo 8 del Decreto Legge 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla Legge 11 novembre 2014, n. 164";
- la legge regionale 5 aprile 2012, n. 12 e s.m., recante: "Testo unico sulla disciplina dell'attività estrattiva", come modificata in ultimo dalla legge regionale 2 agosto 2017 n. 18 "Modifiche alle leggi regionali 5 aprile 2012, n. 12 (Testo Unico sulla disciplina dell'attività estrattiva) e 12 aprile 2011, n. 7 (Disciplina di riordino e razionalizzazione delle funzioni svolte dalle comunità montane soppresse e norme di attuazione per la liquidazione)";
- la legge regionale 6 giugno 2014, n. 13 e s.m. e i., recante "Testo Unico della normativa regionale in materia di paesaggio";
- la D.G.R. 431 del 27 marzo 2015 "Aggiornamento D.G.R. n. 141 del 5 febbraio 2010, recante: "Modifiche alle Linee Guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive a cielo aperto e in sotterraneo e opere connesse, di cui alla D.G.R. n. 141/2008"

CONSIDERATO inoltre che la Corte di Giustizia Europea – Sezione IV, con propria sentenza C-147 in data 28 luglio 2016, ha escluso che l'attività di riempimento di una cava con rifiuti diversi da quelli di estrazione sia soggetta alla disciplina generale delle discariche di rifiuti se tale operazione è qualificabile come recupero di rifiuti;

CONSIDERATO quanto riporato nella delibera di giunta n° 672 del 26/07/2019 sancisce che il ripristino ambientale possa essere realizzato mediante i materiali di seguito descritti.

"In particolare, il ripristino ambientale dovrà essere conseguito, in coerenza con il comma 3 dell'art. 17 della l.r. n. 12/2012 e s.m. e i. utilizzando i seguenti materiali:

- ***Rifiuti di estrazione** di cui all'articolo 3, comma 1, lettera d) del D.Lgs. 30*

maggio 2008 n. 117;

- ***Terre e rocce da scavo*** *classificate come sottoprodotti ai sensi dell'art. 184-bis del D. Lgs 152/2006 e s.m. e i., secondo i criteri e le procedure definiti dal DPR 120/2017;*
- ***Rifiuti inerti*** sottoposti ad *attività di recupero R10 autorizzate in forma semplificata ex art. 214,215, e 216 o in forma ordinaria ex art. 208 del D. Lgs.152/2006*;
- ***Materie end of waste*** *derivanti da attività di recupero rifiuti conformi alle caratteristiche indicate dal D.M. 5 febbraio 1998, con particolare riferimento al paragrafo 7.1 e al paragrafo 12.3;*

I suddetti materiali dovranno essere compatibili con le caratteristiche chimico-fisiche, idrogeologiche e geomorfologiche delle aree oggetto di riempimento, non costituire fonte di contaminazione diretta o indiretta per le acque sotterranee, fatti salvi i valori di fondo naturale, e rispettare le condizioni di seguito elencate:

- ✓ ***Rifiuti di estrazione****: siano approvati i relativi Piani di Gestione dei Rifiuti di estrazione di cui all'art. 5 del D.Lgs. 30 maggio 2008, n. 117;*
- ✓ ***Terre e rocce da scavo****:*
  - *il contenuto dei contaminanti sia conforme alle concentrazioni soglia di contaminazione (CSC) di cui alla colonna A della tabella 1, Allegato 5, al Titolo 5, della parte IV del D.Lgs. 3 aprile 2006, n. 152, ovvero, conforme alle CSC di cui alla colonna B della medesima tabella, nel caso in cui la previsione dello strumento urbanistico, che identifica la destinazione d'uso del sito alla conclusione della coltivazione della cava, sia di tipo commerciale o industriale, o ai valori di fondo naturali;*
  - *nei casi in cui le terre e rocce da scavo contengano materiali di riporto, sugli stessi siano rispettate le CSC delle acque sotterranee di cui alla tabella 2, allegato 5, al titolo 5, della parte IV del D.Lgs. 3 aprile 2006, n. 152 o i valori di fondo naturali, tramite apposito test di cessione effettuato secondo le metodiche di cui al D.M. 5 febbraio 1998;*
- ✓ ***Rifiuti inerti****: sottoposti ad attività di recupero R10:*
  - *il recupero è subordinato all'esecuzione del test di cessione sul rifiuto tal quale secondo il metodo in allegato 3 al D.M. 5 febbraio 1998;*
  - *il contenuto dei contaminanti sia conforme a quanto previsto dalla legislazione vigente in materia di messa in sicurezza, bonifica e ripristino ambientale dei siti inquinati, in funzione della specifica destinazione d'uso;*
  - *siano rispettate le CSC delle acque sotterranee di cui alla tabella 2, allegato 5, al titolo 5, della parte IV del D.Lgs. 3 aprile 2006 n. 152 o i valori di fondo naturali, tramite apposito test di cessione effettuato secondo le metodiche di cui al D.M. 5 febbraio 1998;*
- ✓ ***Materie end of waste*** *derivanti da attività di recupero rifiuti conformi alle caratteristiche indicate dal D.M. 5 febbraio 1998, con particolare riferimento al paragrafo 7.1 e al paragrafo 12.3;*

ai fini dell'individuazione delle caratteristiche delle materie o rifiuti destinate alle operazioni di ripristino ambientale è di riferimento la Circolare del Ministero dell'Ambiente 15 luglio 2005, n. UL/2005/5205.

- *le procedure autorizzative in caso di recupero rifiuti di competenza della Città Metropolitana /Provincia in materia ambientale siano preventive o comunque coordinate con l'approvazione del programma di coltivazione o sue varianti;*
- *sia tenuto in cava apposito registro in cui annotare le tipologie di materiale abbancato, la provenienza ed i relativi quantitativi, fermo restando l'obbligo di tenere i registri di carico e scarico di cui all'art. 190 del D.Lgs 152/2006 e s.m. e i. nei casi ivi previsti;*
- *sia trasmessa alla Regione e alla Città Metropolitana/Provincia, entro il 31 marzo di ogni anno, una relazione contenente i dati consuntivi dell'anno precedente del suddetto registro, comprensiva di una dichiarazione dalla quale sia possibile desumere il rispetto delle condizioni di cui ai punti precedenti."*

stabilire che gli esercenti delle attività estrattive il cui programma di coltivazione e recupero ambientale prevede l'impiego dei materiali come definiti al precedente punto 1, possono proseguire l'attività di abbancamento secondo i profili autorizzati;

stabilire che gli esercenti delle attività estrattive che intendono modificare le tipologie di materiale per l'abbancamento o le geometrie dei profili previsti nel programma di coltivazione e ripristino ambientale autorizzato, presentino apposita istanza di variante allo SUAP che:

- *nel caso in cui garantisca pienamente l'esecuzione del programma di coltivazione e la sistemazione ambientale secondo i profili autorizzati con caratteristiche equivalenti in termini di fattori di sicurezza e di tutela ambientale, è soggetta esclusivamente alle verifiche sotto il profilo del vincolo idrogeologico di competenza comunale;*
- *negli altri casi è oggetto di procedimento di autorizzazione ai sensi dell'art. 12, comma 1, della l.r. 12/2012 e s.m. e i.;*
- *nel caso di attività di recupero rifiuti presuppone l'acquisizione delle autorizzazioni ambientali di competenza della Città Metropolitana/Provincia;*

Vista la citata normativa si richiede pertanto di poter di poter utilizzare tutti i suddetti materiali sopra elencati al fine del riempimento previsto nella cava.

19- CARATTERISTICHE METEOCLIMATICHE

19.1-Caratteristiche meteoclimatiche e analisi idrologica

La valutazione delle portate di piena che la rete di drenaggio deve essere in grado di convogliare e smaltire è stata effettuata con opportuni metodi di trasformazione afflussi deflussi, che consentono di associare ad una determinata grandezza idrologica un'assegnata probabilità di accadimento a partire da eventi pluviometrici caratterizzati dalla medesima probabilità.
Volendo determinare le portate che comportano la crisi del sistema di drenaggio occorre fare riferimento agli eventi pluviometrici di breve durata e forte intensità. Per definire le altezze di precipitazione corrispondenti a tali eventi pluviometrici vengono utilizzate le curve di possibilità pluviometrica (CPP), elaborate a partire dalle registrazioni di altezza di pioggia effettuate nelle stazioni pluviometriche.

Indicando con h l'altezza di precipitazione in mm, la tecnica idrologica abituale fornisce, per le curve di possibilità pluviometrica, una relazione monomia semplice:

$h = a \times t\, n$ d
ove t è la durata della pioggia in ore e a ed n sono i parametri delle CPP che esprimono la dipendenza dal tempo di ritorno T, a sua volta definito come numero di anni in cui l'altezza di pioggia calcolata viene mediamente raggiunta o superata una sola volta.

La relazione sopra esposta viene dedotta classificando in ordine decrescente le massime altezze di precipitazione registrate per le diverse durate di pioggia (3, 6, 12, 24 ore) e inviluppando superiormente i dati di pari ordine.
Quando si progetta un sistema di drenaggio occorre fare riferimento ad un assegnato tempo di ritorno, che non deve essere confuso con il rischio di superamento della grandezza h in un determinato intervallo di tempo. Il rischio viene infatti definito come la probabilità P che il massimo annuale h venga superato almeno una volta in N anni ed è legato al tempo di ritorno T dall'espressione:

P = 1-(1-1/T)N (3.2)

Un'indagine idrologica basata su criteri di trasformazione afflussi-deflussi può essere effettuata per zone in cui siano disponibili sufficienti dati pluviometrici, in cui siano cioè funzionanti da un sufficiente numero di anni pluviografi registratori.

I dati pluviometrici utilizzati, riportati di seguito, sono relativi alla stazione pluviometrica di Isoverde (GE) con riferimento alle registrazioni del periodo 1935÷2008 per durate superiori all'ora.

ANNO e Altezze di pioggia per diverse durate (in mm.) di rilevazione
An. 1 ora 3 ore 6 ore 12 ore 24 ore
1935 56.2 85.4 99.0 118.0 157.0
1936 46.6 57.2 80.0 105.0 158.0
1937 35.2 61.4 82.0 107.2 124.6
1938 64.6 66.4 109.6 112.2 143.6
1939 51.0 57.0 86.6 126.0 136.6
1940 60.0 102.0 163.8 239.0 243.6
1941 60.2 68.8 96.8 130.4 152.6
1942 58.4 61.2 65.4 106.2 117.2
1943 27 32.0 36.8 39.0 65.0 69.8
1944 45.6 50.0 71.8 72.6 74.2 89.6
1945 220.8 269.8 301.6 353.2 396.0
1946 35 45.0 54.0 56.2 63.6 87.0
1947 28 29.6 45.0 56.6 91.0 126.0
1948 38 54.0 88.4 103.4 151.6 191.2

1949 24 27.0 60.0 120.0 188.0 255.4
1950 26.0 32.0 56.0 96.0 130.0 146.0
1951 40.0 110.6 175.4 264.2 309.6
1952 48.0 71.0 103.0 110.6 123.8
1953 90.6 154.2 158.8 183.4 212.0
1954 30.2 75.0 90.0 121.0 190.0
1955 33.0 53.0 71.6 137.2 202.2
1956 41.0 48.8 74.8 95.8 137.0
1957 34.0 54.0 97.2 175.0 217.2
1958 53.2 71.6 75.4 77.6 141.4
1959 42.2 64.4 102.0 180.0 285.0
1960 49.0 96.0 135.4 142.6 150.8
1961 23.0 51.0 79.0 103.4 143.8
1962 23.8 44.0 72.0 99.4 118.6
1963 75.0 97.2 97.2 97.2 135.0
1964 53.0 98.2 106.0 140.0 167.0
1965 46.0 64.0 87.0 90.6 147.0
1966 52.4 80.0 153.0 172.0 197.4
1967 56.0 61.2 63.2 96.2 100.6
1968 37.4 66.0 85.0 124.0 147.6
1969 35.0 55.0 77.6 109.6 133.8
1970 75.2 138.0 217.0 274.0 377.2
1971 34.0 62.0 83.0 112.6 123.6
1972 35.4 47.0 61.0 77.0 97.0
1973 32.8 57.0 73.6 101.0 137.6
1974 30.0 55.8 75.8 80.8 106.0
1976 50.8 73.8 100.0 129.0 145.7
1977 40.0 60.0 80.0 131.0 174.8
1978 31.4 39.6 53.6 90.6 125.6
1979 42.8 58.6 76.0 95.4 135.4
1980 59.2 121.2 173.6 203.0 245.2
1981 30.6 50.8 71.6 101.6 122.8
1982 32.4 70.6 81.8 124.8 167.6
1983 27.2 36.8 58.8 80.8 118.6
1984 29.0 58.8 89.4 144.0 169.4
1985 20.6 45 74 102.2 152
1986 27 36.2 47.8 52 59.6
1987 45.0 111.4 166.2 181.2 202.0
1988 30.2 46.2 53.6 83.8 97.2
1989 56.0 84.0 85.8 88.4 142.0
1990 31.0 65.6 68.8 115.0 128.6
1991 57.0 158.6 175.0 210.0 260.8
1992 37.8 81.0 123.8 202.8 267.0
1993 100.0 221.0 272.0 327.0 381.0
1994 57.2 119.0 138.0 144.6 152.2
1995 49.0 94.0 155.6 211.8 271.4
1997 76.4 102.2 105.2 127.0 185.8
1998 28.4 49.6 57.8 72.2 72.2
2003 41.0 42.0 65.2 108.8 146.4
2004 30.8 31.0 36.4 49.8 76.6
2005 59.8 74.2 81.8 94.8 99.8
2006 78.8 118.2 141.0 142.0 189.0
2007 65.4 82.0 107.0 156.0 156.8
2008 38.0 50.6 62.0 103.8

Tabella 1 - Registrazioni pluviometriche della stazione di Isoverde

La determinazione delle curve di possibilità pluviometrica è stata effettuata ipotizzando che i massimi annuali dell'altezza di precipitazione di una prefissata durata siano distribuiti secondo la legge di Gumbel:

$P = \exp(-\exp(-a(h - b)))$
- P è la probabilità di non superamento della altezza di pioggia h;
- a e b sono i due parametri della distribuzione, da stimare in base alle osservazioni.

Questi ultimi vengono generalmente stimati con il criterio dei momenti attraverso le seguenti espressioni:

$a = 1.283/ S$
$b = h(m) - 0.450 \times S$

Dove *h(m)* è il valore medio delle altezze di pioggia, mentre S è lo scarto quadratico medio. Posto

$$P(h) = \frac{T-1}{T}$$

L'altezza media viene definita come:

$$h = b \cdot 1/a \cdot \ln\left(-\ln\left(\frac{T-1}{T}\right)\right)$$

TIPO	Durata delle piogge (ore)				
Parametri statistici	1	3	6	12	24
h(m)= altezza media	48.02	76.44	100.65	130.81	165.36
S = Scarto quad. medio	26.92	40.63	49.59	62.46	71.64
a =1,283 / S	0.048	0.032	0.026	0.021	0.018
b=h(m)-0,450*S	35.911	58.163	78.339	102.709	133.124

Altezze delle piogge "regolarizzate" secondo il metodo di GUMBEL

TEMPI DI RITORNO	Durata delle piogge (ore) 1	3	6	12	24
T = 2 anni	43.600	69.768	92.504	120.551	153.590
T = 3 anni	54.850	86.747	113.228	146.654	183.532
T = 5 anni	67.379	105.657	136.311	175.726	216.881
T = 10 anni	83.122	129.419	165.314	212.257	258.786
T = 20 anni	98.223	152.212	193.135	247.299	298.982
T = 30 anni	106.911	165.324	209.140	267.457	322.105
T = 50 anni	117.771	181.715	229.147	292.656	351.011
T = 100 anni	132.418	203.823	256.132	326.645	390.000
T = 200 anni	147.013	225.851	283.019	360.510	428.846

I valori di cui sopra sono stati rappresentati in campo logaritmico e lineare, ricavando, per interpolazione secondo il metodo " dei minimi quadrati ", le equazioni delle CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA per durate superiori all'ora, di seguito riportate.

	a	n
T = 2 anni	44.475	0.397
T = 3 anni	57.246	0.370
T = 5 anni	69.036	0.370
T = 20 anni	100.958	0.352
T = 200 anni	151.503	0.339

Tabella 2 - Parametri a ed n per durate superiori all'ora

Per ottenere i parametri di pioggia a ed n riferiti ad eventi meteorici con durate inferiori all'ora, è stata utilizzata la formula di Bell:

$$\frac{h_{d,T}}{h_{60,T}} = 0.54 d^{0.25} - 0.5$$

Con essa è possibile calcolare l'altezza di pioggia hd,T di durata d<60minuti e tempo di

ritorno T, in funzione del valore h60,T fornito dalla cpp relativa allo stesso periodo di ritorno per una durata di pioggia di 60 minuti.

Rappresentando su un grafico, per ogni periodo di ritorno, le altezze di pioggia in funzione della durata dell'evento e inviluppando i risultati ottenuti, sono stati ricavati i parametri *a* ed *n* delle cpp per durate inferiori all'ora.

	a	n
T = 2 anni	46.359	0.470
T = 3 anni	59.670	0.470
T = 5 anni	71.000	0.470
T = 20 anni	105.230	0.470
T =200 anni	157.810	0.470

Tabella 3 - Parametri a ed n per durate inferiori all'ora

Il calcolo delle portate meteoriche è stato effettuato utilizzando la curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora riferita ad eventi di pioggia con tempo di ritorno di 200 anni per le opere a regime, come indicato dal Piano di Bacino del Torrente Polcevera e con tempo di ritorno pari a 3 anni per le opere provvisionali, come di seguito sintetizzato.

Tipologia di opere	Periodo di ritorno	a	n
Opere provvisionali	T = 3 anni	59.670	0.470
Opere a regime	T =200 anni	157.810	0.470

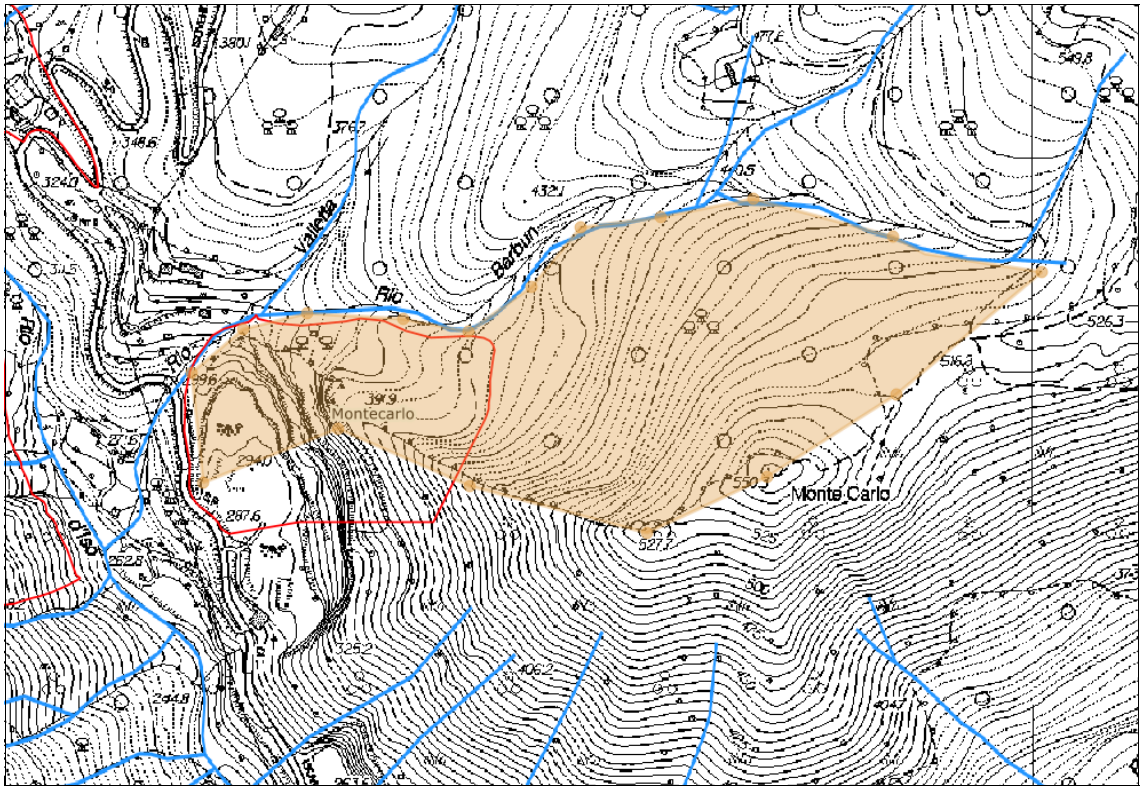
Tabella 4 - Parametri a ed n utilizzati per il dimensionamento delle opere in progetto

20 – REGIMAZIONE IDRAULICA

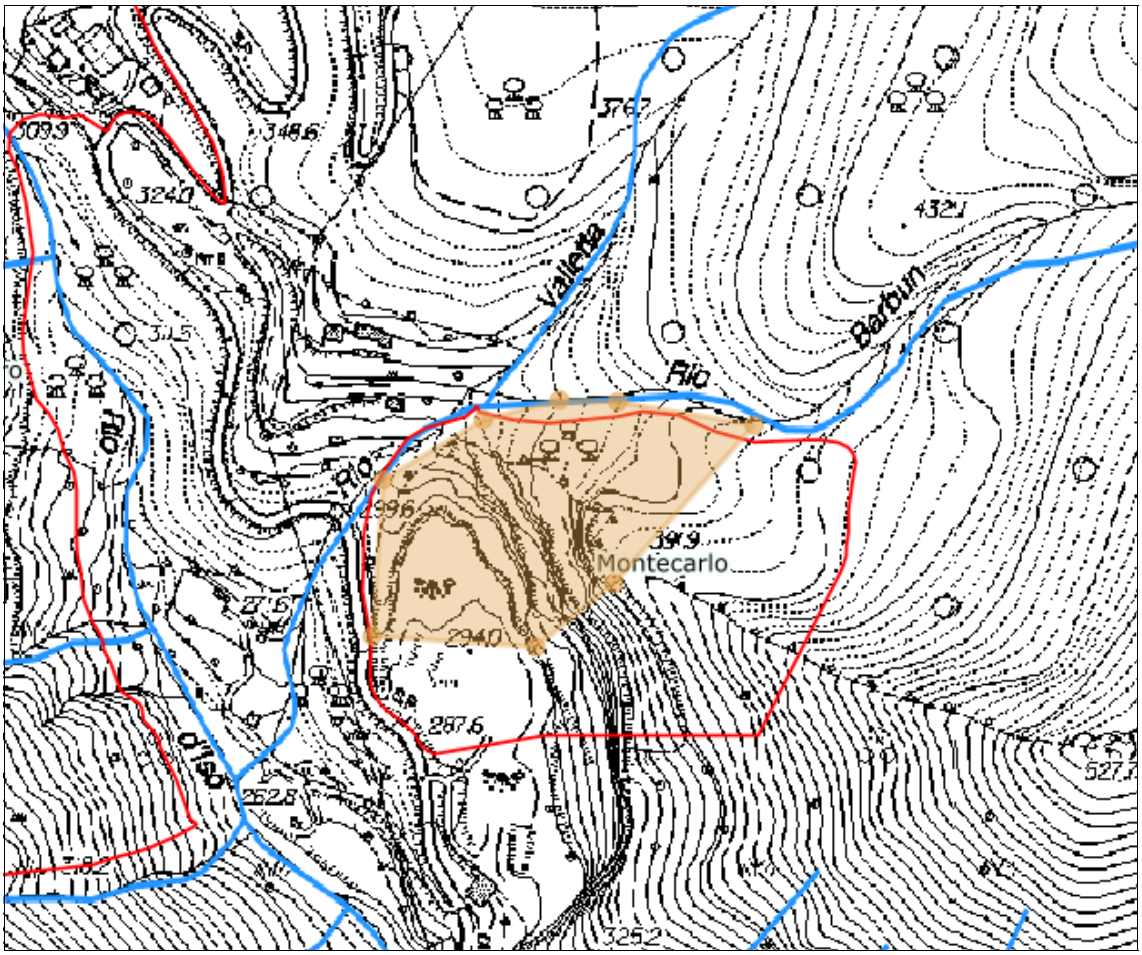
20.1 Bacini imbriferi e calcolo delle portate di massima piena

Il bacino in oggetto è stato opportunamente analizzato tramite GIS per determinare le caratteristiche fisiche per ottenere le portate di piena. I bacini sono stati calcolati con ampio margine di sicurezza per eccesso, in modo da ottenere una progettazione idraulica sicuramente efficiente.

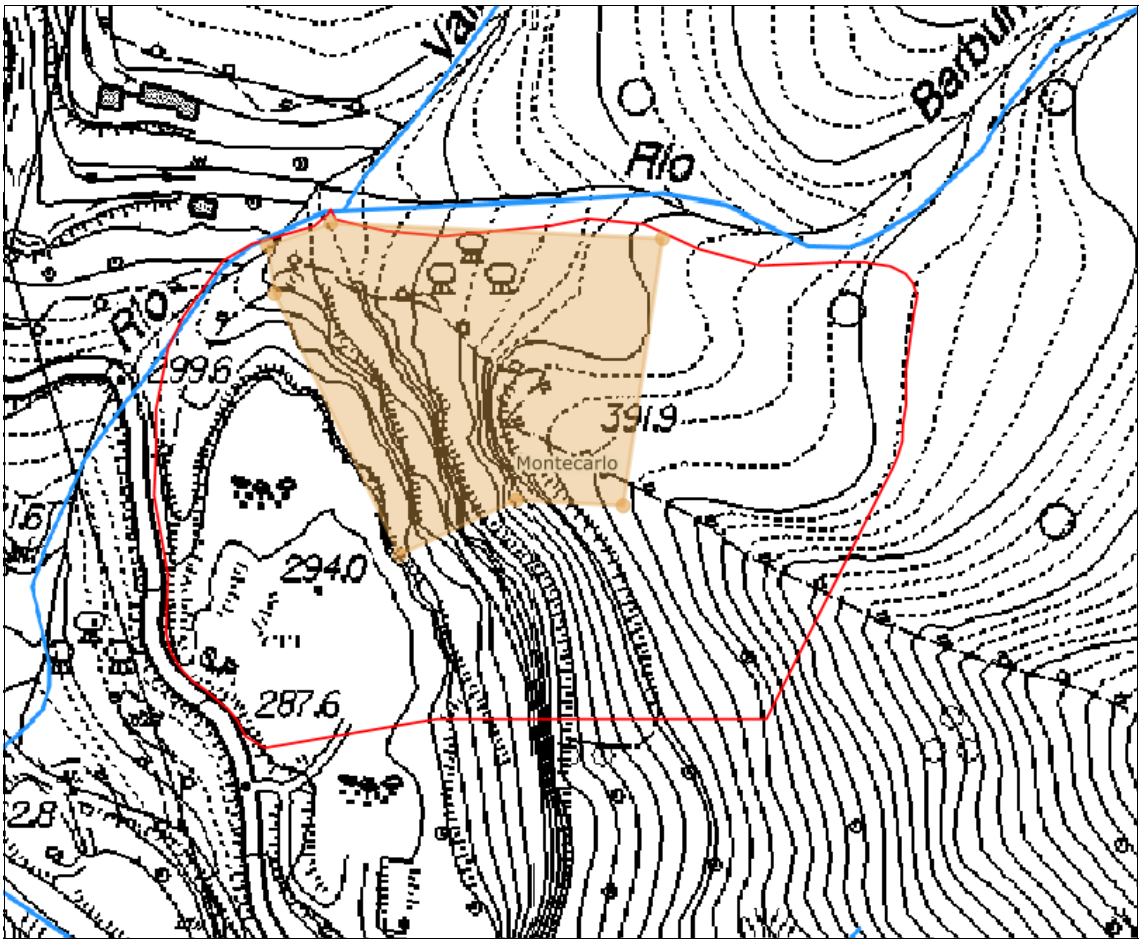
Bacino totale	0,103	kmq
Bacino rilevato ambientale	0,016	kmq
Bacino gradoni (media)	0,010	kmq
Altezza media bacino	120	m
Lunghezza asta fluviale	1,3	Km
Bacino canale di Gronda	0,084	kmq



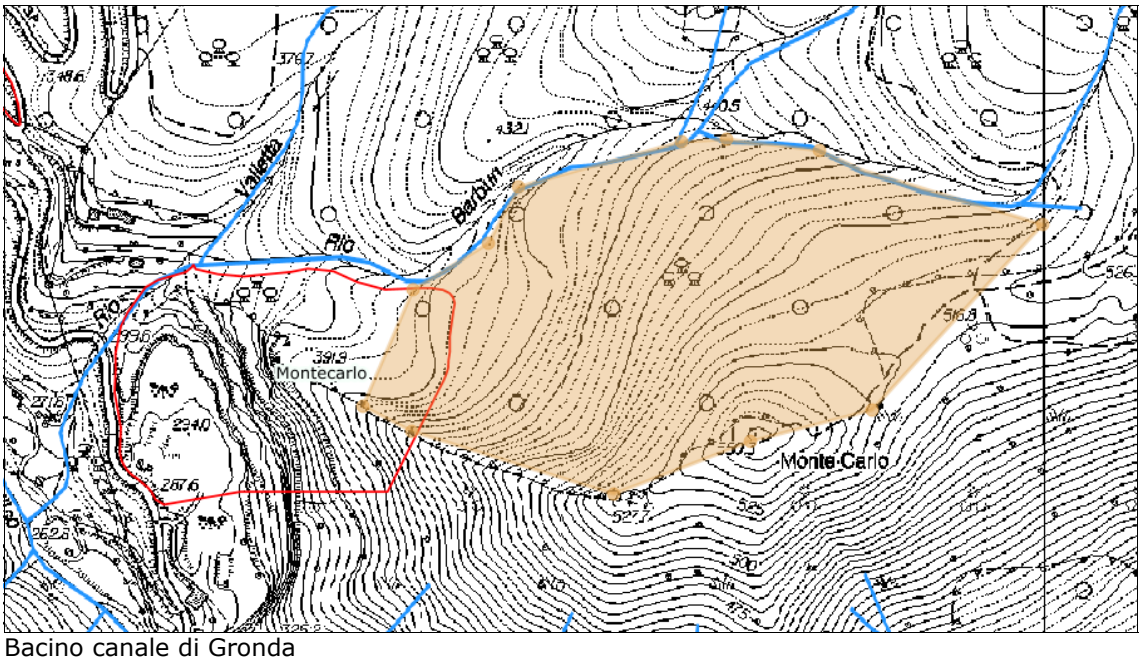
Bacino complessivo



Bacino del rilevato di ricomposizione ambientale



Bacino gradoni in roccia



Bacino canale di Gronda

Determinazione delle portata secondo la formula del Piano di Bacino:

Q max

Area di Bacino	103000	mq
Area di Bacino	0,103	kmq
Coeff. Bacino	40	mc/sec Kmq
Q max	**4,12**	mc/sec

Q canalette terra

Area di Bacino	16000	mq
Area di Bacino	0,016	kmq
Coeff. Bacino	40	mc/sec Kmq
Q max	**0,64**	mc/sec

Q canalette roccia

Area di Bacino	10000	mq
Area di Bacino	0,01	kmq
Coeff. Bacino	40	mc/sec Kmq
Q max	**0,4**	mc/sec

Q Gronda

Area di Bacino	84000	mq
Area di Bacino	0,084	kmq
Coeff. Bacino	40	mc/sec Kmq
Q max	**3,36**	mc/sec

La determinazione delle portate al colmo, insistenti sui vari tratti della rete di drenaggio in progetto, è stata effettuata anche mediante il metodo cinematico, secondo la formula di Turazza:

$$Q = \frac{c \cdot h \cdot S}{3.6 \cdot t_c}$$

Dove:

S = superficie del bacino (km2);

c = coefficiente di deflusso in piena del bacino valutato in base a considerazioni derivanti dalla conoscenza diretta del bacino e dalle indicazioni di letteratura. Nel caso in esame verranno utilizzati i valori riportati nella tabella sottostante.

Superficie	Coefficiente di deflusso
Abbancamento – drenaggio superficiale	0.4
Abbancamento - drenaggio profondo	0.6
Area restante della cava - scarpate	0.5
Area restante della cava - berme	0.3
Scarpate naturali	0.5

Tale metodo si basa sulle seguenti ipotesi:

• le gocce di pioggia cadute contemporaneamente in luoghi diversi del bacino, arrivano alla sezione di chiusura in tempi diversi;

• il contributo di ogni singolo punto del bacino alla portata di piena è direttamente proporzionale

all'intensità di pioggia caduta in quel punto per il tempo necessario al raggiungimento della sezione di chiusura da parte del contributo stesso;

• tale tempo è caratteristico di ogni singolo punto e rimane costante per tutta la durata del fenomeno pluviometrico.

Determinazione del tempo di corrivazione – Formula di Giandotti

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8\sqrt{z}}$$

dove:

A= area del bacino (km^2);

L= lunghezza dell'asta principale (km);

z= altezza media del bacino rispetto alla sezione di chiusura (m).

A	0,103	kmq
L	1,3	km
z	120	m

Tc	0,37	ORE

Portata bacino complessivo – Formula di Turazza

c	0,4	ved. Tabella
h	157	mm
S	0,103	kmq
Tc	0,37	h

Q1	**4,869**	**mc/sec**

Portata rilevato di ricomposizione ambientale – Formula di Turazza

c	0,4	ved. Tabella
h	157	mm
S	0,016	kmq
Tc	0,37	h

Q1	**0,756**	**mc/sec**

Portata gradoni in roccia – Formula di Turazza

c	0,4	ved. Tabella
h	157	mm
S	0,01	kmq
Tc	0,37	h

Q1	**0,473**	**mc/sec**

Portata canale di gronda – Formula di Turazza

Tempo di corrivazione

A	0,084	kmq
L	0,7	km
z	60	m

Tc	0,36	ORE

c	0,4	ved. Tabella
h	157	mm
S	0,084	kmq
Tc	0,36	h

Q1	**4,110**	**mc/sec**

Ai fini della verifica idraulica si utilizzerà pertanto il dato più cautelativo.

20.2 Drenaggio profondo

Per evitare che l'acqua d'infiltrazione nella massa detritica nel rilevato di ricomposizione ambientale possa instaurare accumuli idrici, e quindi sovrapressioni, si prevede il suo smaltimento attraverso la realizzazione di un sistema drenante composto come dettagliato nell'allegato apposito.

Facendo riferimento alla cartografia allegata, si prevede di realizzare livelli di letti drenanti convoglianti in dreni posti a lisca di pesce, avente una inclinazione inclinazione verso valle di circa il 5 – 6 %.

Partendo dal dato delle dimensioni del bacino che è necessario drenare per il dreno principale di fondo del rilevato, considerando nulli gli apporti dei livelli soprastanti si ottiene una superficie totale del rilevato pari a 16000 mq, corrispondenti ad una Qmax pari a **0,756** mc/sec

Facendo riferimento agli studi SCS-CN sull'infiltrazione si ottiene quindi:

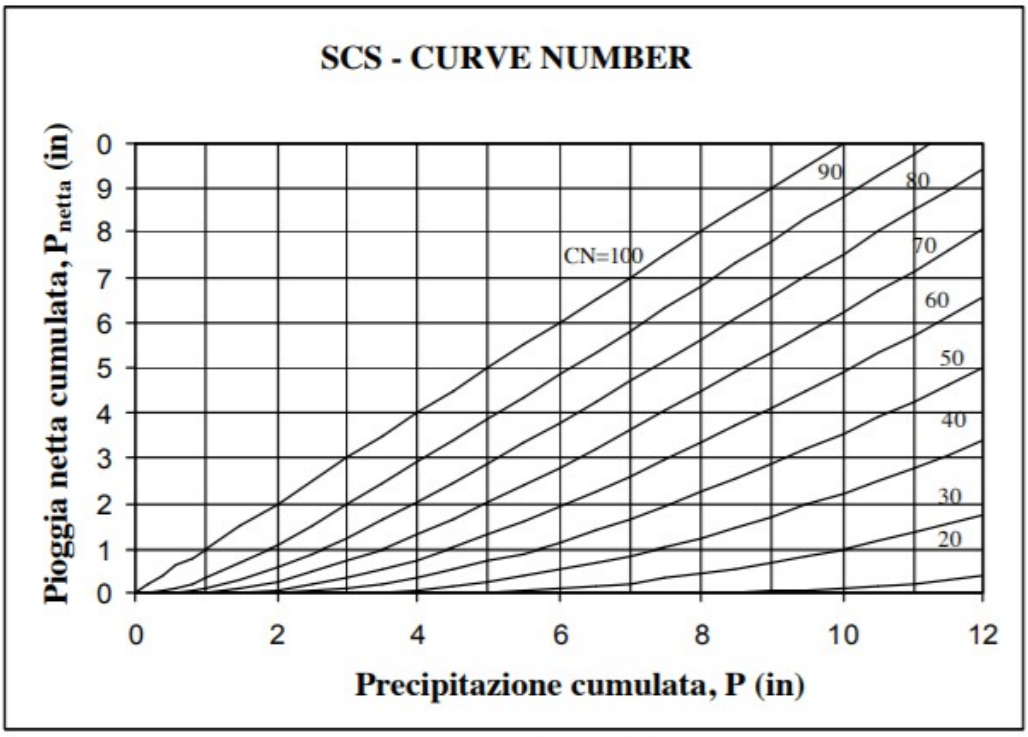


Figura 2 –Influenza del parametroCN nella stima del volume di pioggia netta.

Tabella 1 - Classificazione dei tipi idrologici di suolo secondo il metodo SCS-CN

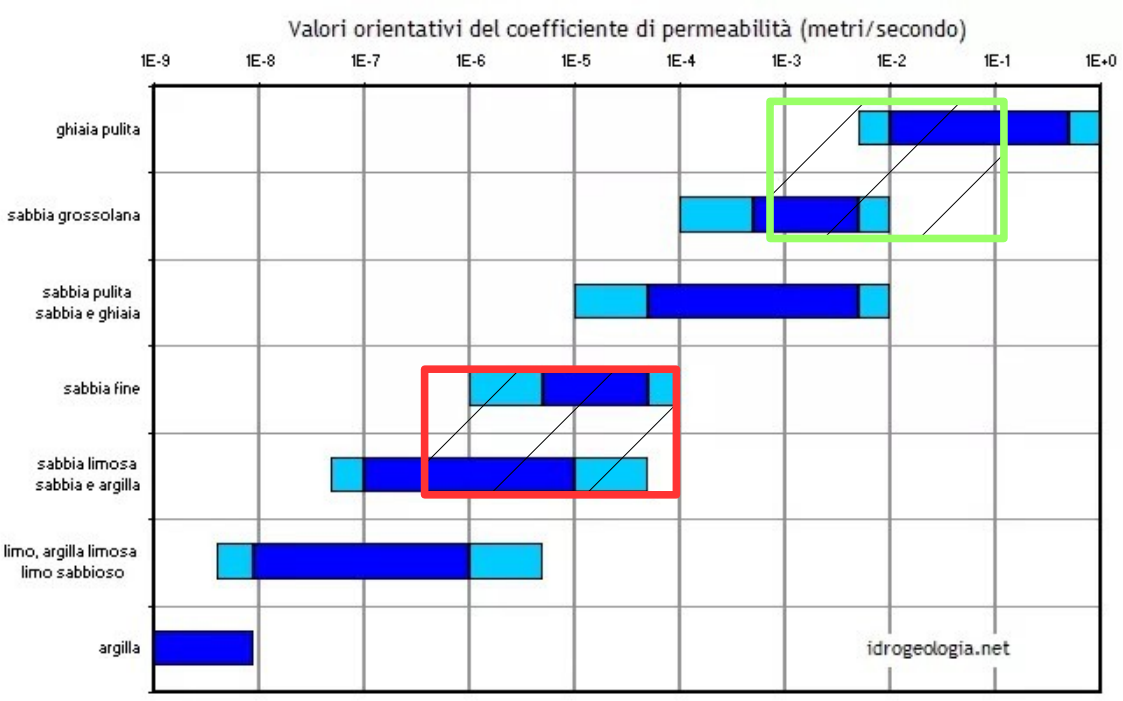
Tipo idrologico di suolo	*Descrizione*
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidi, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressochè impermeabili in vicinanza delle superfici.

Tabella 2 - Valori caratteristici del parametro CN

Valori del parametro CN *(adimensionale)*	← ***Tipo idrologico Suolo*** →			
↓ ***Tipologia di Uso del Territorio***	***A***	***B***	***C***	***D***
Coltivazioni, in presenza di pratiche di conservazione del suolo	62	71	78	81
Coltivazioni, in assenza di pratiche di conservazione del suolo	72	81	88	91
Terreno da pascolo: cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Boschi, in presenza di copertura rada e senza sottobosco	45	66	77	83
Boschi e foreste, in presenza di copertura fitta e con sottobosco	25	55	70	77
Spazi aperti con manto erboso superiore al 75% dell'area	39	61	74	80
Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 ed il 75% dell'area	49	69	79	84
Spazi aperti con manto erboso inferiore al 50% dell'area	68	79	86	89
Zone industriali (area impermeabile 72%)	81	88	91	93
Zone commerciali e industriali (area imperm. 85%)	89	92	94	95
Zone residenziali, lotti fino a 500 m^2 (area imperm. 65%)	77	85	90	92
Zone residenziali, lotti di 500÷1000 m^2 (area imperm. 38%)	61	75	83	87
Zone residenziali, lotti di 1000÷1500 m^2 (area imperm. 30%)	57	72	81	86
Zone residenziali , lotti di 1500÷2000 m^2 (area imperm. 25%)	54	70	80	85
Zone residenziali, lotti di 2000÷5000 m^2 (area imperm. 20%)	51	68	79	84
Zone residenziali, lotti di 5000÷10000 m^2 (area imperm. 12%)	46	65	77	82
Parcheggi, tetti, autostrade, ...	98	98	98	98
Strade pavimentate o asfaltate, dotate di drenaggio	98	98	98	98
Strade con letto in ghiaia	76	85	89	91
Strade battute in terrra	72	82	87	89

Si ottiene un valore di CN di media pari a 83% di impermeabilità, corrispondente ad una infiltrazione pari al 17%, corrispondente ad una Qmaxinfiltrazione di **0,128 mc/sec**.

Determinazione dei valori di permeabilità del rilevato di ricomposizione ambientale e delle trincee drenanti.



Rilevato di ricomposizione ambientale 1x 10e-5

Trincee drenanti 1x10e-2

La portata d'acqua che può smaltire una determinata area, utilizzata per il dimensionamento della trincea drenante, è ricavabile mediante la formula Q = K*i*A

dove:

K = coefficiente di permeabilità (m/sec)

i = gradiente idraulico (cadente piezometrica in m/m)

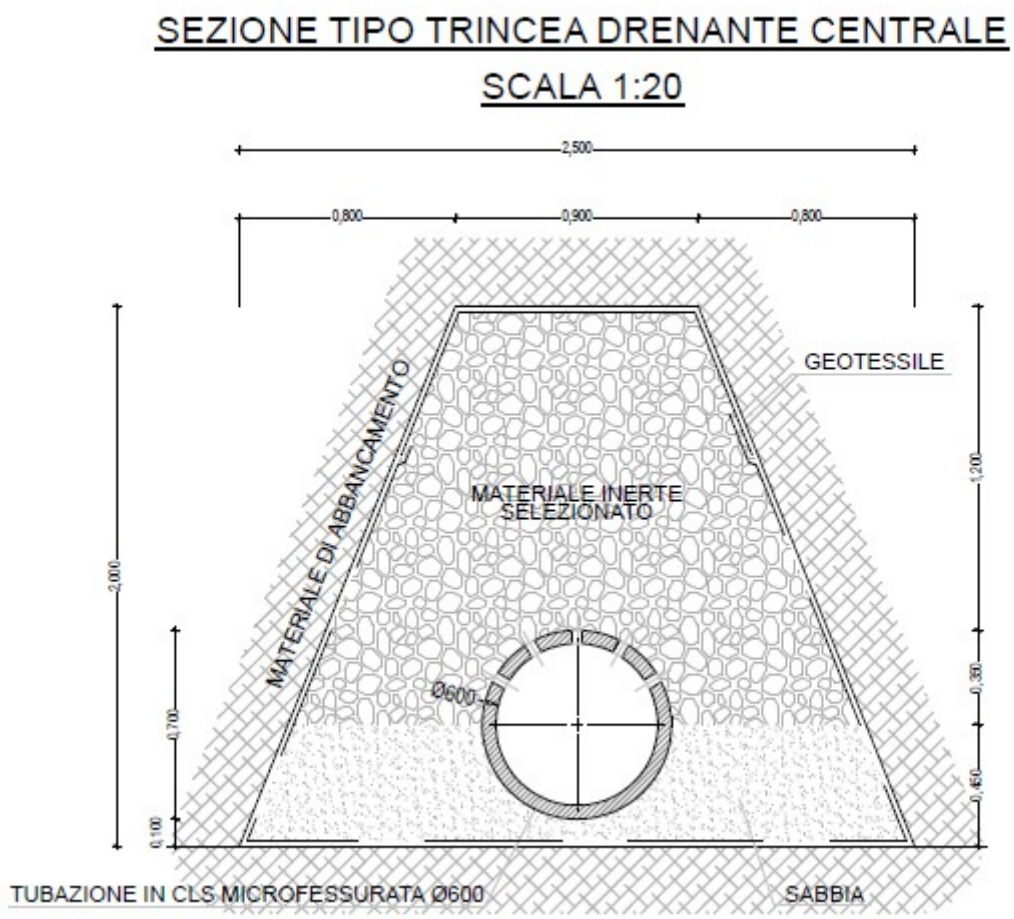
A = superficie drenante (in mq)

La cadente piezometrica può essere assunta pari a 1 qualora il tirante idrico sulla superficie filtrante sia trascurabile rispetto all'altezza dello strato filtrante e la superficie piezometrica della falda sia convenientemente al di sotto del fondo della trincea drenante.

Si ottiene quindi: 0,01 x 1 x 2,5 = 0,025 mq/sec (25 l/sec)

Da ciò si deduce una lunghezza minima della trincea drenante pari a:

0,128/0,025= **5,12 m** ampiamente inferiore alla lunghezza della trincea drenante in progetto, pertanto la verifica risulta assolta.



Verifica del tubo microfessurato

Dati di calcolo

D	0.6	m	=	Diametro interno del canale
w	40	%	=	Livello percentuale riempimento del canale
i	0.05	m/m	=	Pendenza del canale
k	120		=	Coefficente di scabrezza

Calcola Reset

Q 0.721772499177416 m^3/s = **Portata della condotta**

Tabella diametri interni tubazioni

$$v = k\, R^{2/3}\, i^{1/2}$$

Coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler:

120 Tubi Pe, PVC, PRFV
100 Tubi nuovi gres o ghisa rivestita
80 Tubi con lievi incrostazioni, cemento ord.
60 Tubi con incrostazioni e depositi
40 Canali con ciottoli e ghiaia sul fondo

Qmax 0,128 mc/sec < Qtm 0,72 mc/sec VERIFICATA

20.3 Acque superficiali - premessa

In questo paragrafo sono contenuti gli elementi che caratterizzano la regimazione idraulica delle acque superficiali che si raccolgono nell'ambito della zona di cava ed il loro convogliamento al Rio Barbun.

Tale regimazione ha l'obiettivo di evitare che le acque possano dilavare ed erodere i versanti con la formazione di dissesti.

La verifica viene fatta sullo stato di progetto finale e si riferisce ai canali principali che saranno realizzati con l'opera, mentre non prende in considerazione le varie canalette di scolo di piccole dimensioni poste sui vari gradoni che raccolgono modeste quantità d'acqua.

Attualmente le acque piovane che cadono nell'ambito della zona di cava sono regimate mediante canalette in terra e roccia che, dopo essere trattate in vasche di sedimentazione, vengono immesse nel Rio Barbun a varie quote.

Oggetto della progettazione sono quindi i canali principali, che raccordano canalette di dimensioni minori che sottendono bacini di portata trascurabile.

Si identificano pertanto 4 fattispecie:

- 1) Canale di gronda, con forma rettangolare , di dimensioni 1,5 m di larghezza e 1 m di profondità, in cls, posto sulla sommità della cava, che colletta tutte le acque a monte e le immette nel Rio Barbun; Q da verificare 4,110 mc/sec

- 2) canalette metalliche a semicerchio con raggio 40 cm, da posizionarsi nelle parti perimetrali e basse dell'area con gradoni in roccia, collettando le acque nel tratto in roccia. Q da verificare 0,473 mc/sec, previste 3 canalette = Q=0,157 mc/sec

- 3) canalette metalliche a semicerchio con raggio 40 cm, da posizionarsi sul rilevato di ricomposizione ambientale, collettando le acque delle canalette di dimensioni inferiori, di tipo 4; Previste 2 Canalette principali Q da verificare 0,756 mc/sec = Q= 0,378 mc

- 4) canalette minori, che collettano acqua dai gradoni in roccia e/o in terra verso le canalette di tipo 2 e 3, possono essere in metallo o roccia, di dimensione minima pari a 25 cm di diametro. La Q è trascurabile e pertanto non viene eseguita verifica idraulica della singola porzione.

Preme sottolineare che la tutta l'area di cava, sia in fase di scavo che di riporto e sistemazione sarà costantemente oggetto di attenta regimazione idrica delle acque piovane, anche con la realizzazione di canalizzazioni provvisorie.

Le specifiche dei vari canali sono riportate di seguito e nelle cartografie allegate.

20.4 Verifiche idrauliche

Sono state considerate due tipi di canalizzazioni a sezione semicircolare in lamiera d'acciaio ondulata, tipo A e B sopradescritte, verificate con la formula di Chezy.

$$v = k\, R^{2/3}\, i^{1/2}$$

Sezione 1

DATI GEOMETRICI

SEZIONE: (•) Rettangolare ( ) Trapezia ( ) Circolare

LARGHEZZA: 1.5 m

SCABREZZA

INDICE DI SCABREZZA: (•) Strickler ( ) Manning

TIPO: CANALI

SOTTOTIPO: CANALI RIVESTITI IN...

SCABREZZA DI CALCOLO: 67

DATI DI CALCOLO

INCOGNITA: ( ) Altezza di moto uniforme ( ) Pendenza (•) Portata

PENDENZA: 0.05 m/m *

ALTEZZA DI MOTO UNIFORME: 0.5 m

Calcola

Inserire un valore numerico valido per la pendenza tra 0.0001 e 0.2

RISULTATI

ALTEZZA DI MOTO UNIFORME:	0.50	m
PENDENZA:	0.050000	m/m
PORTATA:	5.04	mc/s
VELOCITA':	6.71	m/s
ALTEZZA CINETICA:	2.30	m
ENERGIA SPECIFICA:	2.80	m
ALTEZZA CRITICA:	1.05	m
PENDENZA CRITICA:	0.006899	m/m
AREA BAGNATA:	0.75	mq
CONTORNO BAGNATO:	2.50	m
RAGGIO IDRAULICO:	0.300	m
LARGHEZZA IN SUPERFICIE:	1.50	m
NUMERO DI FROUDE:	3.03	

Qmaxgronda 5,04 mc/sec > Q1 4,110 mc/sec VERIFICATA

Sezione 2 e 3

Dati di calcolo

D	0.8	m	=	Diametro interno del canale
w	40	%	=	Livello percentuale riempimento del canale
i	0.05	m/m	=	Pendenza del canale
k	50		=	Coefficente di scabrezza

Calcola Reset

Q 0.647677850094462 m^3/s = **Portata della condotta**

Tabella diametri interni tubazioni

$$v = k\, R^{2/3}\, i^{1/2}$$

Coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler:

120 Tubi Pe, PVC, PRFV
100 Tubi nuovi gres o ghisa rivestita
80 Tubi con lievi incrostazioni, cemento ord.
60 Tubi con incrostazioni e depositi
40 Canali con ciottoli e ghiaia sul fondo

Qmax 0,647 mc/sec > Q2 e 3 max 0,370 mc/sec VERIFICATA

La rete di regimazione idrica della cava e le verifiche fatte sono ampiamente cautelative poiché, nella realtà, la quantità effettiva di acqua che ruscella è notevolmente inferiore a quella calcolata data la presenza del detrito sui versanti naturali e del materiale di riporto detritico del rilevato.

21-CONCLUSIONI

Lo studio effettuato ha permesso di elaborare la caratterizzazione dei litotipi presenti nell'area di studio e di effettuare le opportune verifiche di stabilità del rilevato di ricomposizione ambientale e dei fronti. Ai fini della sicurezza si sono utilizzati sempre i parametri ridotti, considerata l'accelerazione sismica, la falda. Tutte le situazioni studiate sono risultate stabili.

Il progettista
Dott. Geologo Luca Piaggi



22-BIBLIOGRAFIA

- Abbate E., Bortolotti V., Galbiati B., Principi G., 1980, Carta Geologica delle ofioliti del Bargognasco e dell'alta Val Graveglia, scala 1:25000, ed. L.A.C. Firenze;
- Bieniawski Z.T., 1989, Eigineering rock mass classification, J. Wiley & Sons;
- Boccaletti & Tortorici - Appunti di Geologia strutturale. Patron Editore (Bologna);
- Butler & Bell -1988- Lettura e interpretazione delle carte geologiche. Zanichelli (Bologna);
- 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;
- Faccini F., Marescotti P., Robbiano A., 2000, La Val Graveglia,: un tesoro geologico nell'appenino ligure, editore Fassicomo Genova;
- 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);