COMUNE DI GENOVA
PROVINCIA DI GENOVA
REGIONE LIGURIA

CAVA DI METAGABBRO DENOMINATA "TANA DEI BANDITI"

PROPRIETA' FRANTOIO DEL TIGULLIO SRL

PROGETTO DI VARIANTE AL PROGRAMMA DI COLTIVAZIONE DELLA CAVA

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

IL COMMITTENTE: Frantoio del Tigullio S.r.l.

IL PROGETTISTA: Dott. Geologo Gino Piaggi

-2010 -
All.4

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

INDICE

1. **Premessa;**
2. **Staff tecnico, obiettivi e articolazione delle indagini;**
3. **Normativa di riferimento;**
4. **Caratteristiche geologiche e tettoniche;**
5. **Caratteristiche idrogeologiche;**
6. **Prove di laboratorio;**
7. **Rilievo strutturale e geomeccanico;**
8. **Indagini sismiche in sito;**
9. **Analisi sismica;**
10. **Scelta dei parametri di progetto;**
11. **Verifiche di stabilità del fronte di scavo;**
12. **Verifiche di stabilità del rilevato di ricomposizione ambientale;**
13. **Caratteristiche meteoclimatiche;**
14. **Regimazione idrica delle acque superficiali;**
15. **Allegati;**

ALLEGATI (ALL.4A)

-Documentazione geologica

- **carta geologica**
- **carta geologico - strutturale**
- **carta idrogeologica**
- **carta geomorfologica**
- **carta ubicazione prove di laboratorio, geomeccaniche e sismiche**
- **Sezioni geologiche riferite allo stato di progetto 1/1 –1b/1b - 2/2 - 3/3 – 4/4 – 5/5 – 6/6 – 6b/6b.**
- **Carta dei bacini imbriferi e regimazione acque**
- **Verifiche di stabilità globale della scarpata di scavo**
- **Verifica di stabilità del rilevato di ricomposizione ambientale**
- **Analisi laboratorio GET (GE)**

Altri allegati:

- **Relazione sull'assetto geologico – strutturale (Università Roma Tre);**
- **Carta geologico - strutturale (Università Roma Tre);**
- **Sezioni geologiche (Università Roma Tre).**

1-PREMESSA

Su incarico della Soc. Frantoio del Tigullio r.l. con sede in località Piandifieno n° 73, in comune di Né (GE), si è provveduto a redigere la presente relazione geologico – mineraria relativa al progetto del piano di variante al programma di coltivazione della cava di Metagabbro denominata "Tana dei Banditi" e classificata di tipo"B", sita in località Carpenara.

In considerazione della particolare situazione estrattiva della Regione, il progetto in questione si pone l'obiettivo di un ulteriore e differente sfruttamento del giacimento senza sostanziali aumenti della superficie di scavo, così da permettere il mantenimento dell'attività, garantire l'occupazione e l'approvvigionamento di materiale lapideo anche in previsione di importanti opere infrastrutturali così come meglio illustrato nella Relazione sul Piano di Coltivazione di cui all'All.2

La necessità di proporre la seguente variante nasce, oltre che da esigenze di garantire nuove risorse lapidee, anche dal fatto di adeguare la profilatura dei gradoni ai sistemi di discontinuità presenti nella roccia e di concentrare lo scavo sulle zone più produttive abbandonando quelle con materiale scadente o in presenza di detrito spesso come quelle poste sulla parte sinistra del fronte di cava.

Quanto sopra sarà ottenuto con un modesto e generale arretramento dei gradoni a partire dall'alto, in modo che la morfologia dei gradoni sia coerente alle discontinuità della roccia, mentre sulla parte sinistra del fronte non saranno effettuati i previsti scavi.

In questa relazione sono riassunti gli elementi geologici – tettonici, geotecnici, geomorfologici, idrogeologici e idrologici che caratterizzano la zona di cava e dell'areale circostante per poter procedere al miglior sfruttamento delle risorse esistenti senza compromettere l'equilibrio geomorfologico dei versanti, minimizzare l'impatto e contestualmente recuperare ambientalmente l'area, in conformità alle "Linee guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive a cielo aperto e in sotterraneo e opere connesse", di cui al Dgr n. 141 del 15/02/2008 e relative modifiche di cui al Dgr. N. 141 del 05/02/2010.

Questo elaborato racchiude sia gli studi effettuati dal sottoscritto e dai suoi collaboratori diretti sia quelli effettuati dai ricercatori dell'Università di Roma Tre e del CNR (i più significativi sono stati allegati al presente progetto) in modo da fornire un quadro completo della situazione geologica sull'area di cava.

A livello progettuale vengono eseguite le verifiche di stabilità dei fronti rocciosi di scavo e viene trattato l'aspetto relativo alla regimazione delle acque superficiali con le verifiche idrauliche dei canali di raccolta.

2- STAFF TECNICO – GEOLOGICO, OBIETTIVI E ARTICOLAZIONE DELLE INDAGINI

Lo staff tecnico- progettuale a livello geologico ha coinvolto le seguenti figure professionali:

Dott. Gino Piaggi Geologo progettista e coordinatore.

Dott. Luca Piaggi Geologo.

Dott.ssa Daria Marchetti ricercatrice (Pdh) dell'Università degli Studi di Pisa, Dipartimento di Geologia Applicata (aspetto geomeccanico e verifiche di stabilità).

Prof. Renato Funiciello – Professore Ordinario di Geologia Strutturale dell'Università degli Studi di Roma Tre – Direttore del Dipartimento di Scienze Geologiche.

Dott. Gianluca Vignaroli – Dottore di Ricerca Dip. Scienze Geologiche Università degli Studi di Roma Tre (Evoluzione tettonico – metamorfica).

Dott. Federico Rossetti – Ricercatore in Geologia Strutturale Dip. Scienze Geologiche

Università degli Studi di Roma Tre (Evoluzione dei complessi ofiolitici).

Prof. Ing. Girolamo Belardi – Istituto di geologia ambientale e geoingegneria - Consiglio Nazionale delle Ricerche - I.G.A.G. Roma.

Dott. Andrea Billi – Ricercatore I.G.A.G. di Roma – CNR (Fratturazione ammassi rocciosi e caratterizzazione chimico – fisica).

Gli studi che sono stati eseguiti dai tecnici universitari e del CNR, integrando finalità scientifiche ed applicative, hanno fornito risposte operative agli aspetti geologico – strutturali connessi con le problematiche di escavazione del materiale roccioso.

Le indagini condotte su questa cava sono state articolate e complesse in considerazione anche dei numerosi tecnici coinvolti negli studi e nella progettazione.

Il lavoro è iniziato nei primo mesi del 2009 con l'esecuzione dei rilievi topografici, geologici e strutturali sia da parte dei tecnici progettisti che da parte dei ricercatori dell'Università Roma Tre e del C.N.R. con la redazione di specifiche cartografie e documenti.

Nella fase successiva sono stati campionati i vari litotipi presenti nell'areale ed eseguite specifiche analisi di laboratorio per la caratterizzazione minero-petrografica del giacimento in coltivazione sia per definire le proprietà strutturali, sia per approfondire tematiche scientifiche come il controllo del contesto strutturale sulla tipologia di mineralizzazione, sia come controllo preventivo ai fini della valutazione del rischio di impatto ambientale per i materiali estraibili di interesse economico in cave attive e/o in apertura e della salvaguardia della salute.

In particolare, in tema di impatto ambientale è stato fatto riferimento alla normativa vigente di cui al Decreto del Ministero della Sanità n. 178 del 14/05/1996 – G.U. 25/10/1996.

Sono poi state eseguite analisi geomeccaniche aventi come obiettivo sia lo studio strutturale e mineralogico (per i ricercatori universitari e CNR) sia la definizione dei parametri utili alla redazione del progetto.

Sono state fatte numerose stazioni di analisi geomeccanica, e sulla quasi totalità del fronte è stata fatta una campagna a tappeto di prove sclerometriche per verificare la presenza di eventuali zone di disomogeneità della roccia.

Sono stati prelevati ulteriori campioni e fatte eseguire specifiche analisi geomeccaniche presso il laboratorio geotecnico GET di Genova, ed eseguite da parte degli stessi tecnici del laboratorio GET verifiche dirette in cava sullo stato dei giunti della roccia.

E' stata eseguita anche una approfondita analisi geofisica atta a definire sia la tipologia di suolo di cui al D.M. 14/01/2008, sia per verificare la stato della roccia da confrontare anche con i dati di superficie.

Sono state effettuate prove di tomografia sismica in onde P e onde S, MASW sia in onde P che onde S.

3-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:

- 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 della Regione Liguria");
- Ambito Regionale di Bacino 16 – Norme di Attuazione Provincia di Genova;
- L.R. 14/1990 "Tutela e valorizzazione del patrimonio speleologico"
- Dgr n. 141 del 15/02/2008 e relative modifiche di cui al Dgr. N. 141 del 05/02/2010.

4-CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E TETTONICHE

4.1 Ubicazione, morfologia del territorio e della cava

Il sito di cava si pone nella Val Varenna, una piccola valle posta a ponente di Genova, tra il quartiere di Pegli e quello di Multedo.

La valle ha una superficie di circa 22 Kmq, una lunghezza di circa 12 Km, segnati dal torrente omonimo che nasce dal monte Proratado e che versa le sue acque direttamente al Mar Ligure.

Il bacino del torrente Varenna è compreso tra la Val Polcevera, il torrente Stura, il torrente Chiaravagna ed i rii Mulinassi e Rostan ed i bacini del torrente Leiro, Branega, San Pietro e Rexello.

Il bacino, che si sviluppa in direzione Nord – Sud per circa 9 Km, con una ampiezza massima trasversale di circa 4,5 Km, ha una forma stretta ed allungata e presenta una asimmetria del reticolo legata soprattutto alla particolare situazione geologico – strutturale, che evidenzia una maggiore ramificazione lungo il versante destro e quindi anche una maggiore superficie.

Si sviluppa sul territorio da una quota minima pari al livello del mare (Pegli), fino a raggiungere la quota massima di 995 m slm in corrispondenza della vetta del Monte Pennello.

Allo stato attuale la cava si presenta con una conformazione a "schiena d'asino" ed una serie di gradoni aventi altezza dell'ordine di 15 m e larghezza variabile tra 5 e 8 metri ed inclinazione di circa 70°, posti rispettivamente alla quota media di circa 400 – 380 - 365 - 350 – 335 – 320 – 305 e 285 m ed il piazzale di base a quota 260 m circa.

Come prescritto lo scavo è stato condotto con il metodo del gradino diritto discendente, dall'alto verso il basso, utilizzando volate di mina, seguendo per quanto possibile le geometrie progettuali, tenendo conto anche delle superfici di discontinuità della roccia per evitare il crearsi di situazioni potenzialmente instabili.

Tutti i gradoni sono raggiungibili tramite una pista che si stacca dal piazzale e si snoda sul versante sinistro, in zona a bassa acclività, con una serie di tornanti e rampe di raccordo ai vari ripiani.

La particolare conformazione morfologica di questa cava trova giustificazioni geologiche legate all'affioramento del metagabbro e cause oggettive dovute alla presenza di strutture preesistenti.

4.2 Contesto geologico regionale

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

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

L'assetto attuale è il risultato di eventi tettonici legati alla dinamica dei processi di convergenza e collisione tra la placca Eurasiatica e la placca Africana, con subduzione e consunzione dell'interposto dominio oceanico Ligure- Piemontese di età Giurassica (Alvarez et al., 1974; Dewey et al., 1989).

Il settore orientale delle Alpi Liguri è dominato dalla presenza di sequenze ofiolitiche disarticolazioni complesse talvolta di difficile interpretazione.

La cava denominata "Tana dei Banditi" è localizzata nel settore orientale delle Alpi Liguri, a pochi chilometri a nord di Genova. Le Alpi Liguri definiscono un edificio considerate derivanti dal dominio oceanico Ligure-Piemontese.

Il Gruppo di Voltri costituisce il più vasto di questi domini ofiolitici, comprendendo un'areale di circa 400 km^2, estendendosi da Varazze a Genova sulla costa e, verso l'interno, fino al confine con la regione Piemonte.

Questo "Gruppo" si compone di potenti spessori di sequenze serpentinitiche associate a rocce eclogitiche, metasedimenti e lherzoliti variabilmente serpentinizzate (Chiesa et al., 1975; Vanossi et al., 1984).

Ad ovest, il Gruppo di Voltri viene in contatto tettonico con i domini continentali del Massiccio di Savona; ad est è delimitato da due ulteriori sequenze ofiolitiche che ne costituiscono il limite tettonico con le falde dell'Appennino Settentrionale.

La prima di queste sequenze ofiolitiche, secondo la recente Cartografia Geologica Regionale alla scala 1:25.000 (Capponi et al., 2006), viene denominata "Unità tettono-metamorfica Palmaro-Caffarella" che si estende per un limitato settore a nord di Genova, la seconda prende il nome di "Zona Sestri-Voltaggio" (Cortesogno & Haccard, 1984) e corrisponde ad un settore disposto in direzione meridiana dalla costa ligure sino all'abitato di Voltaggio.

Questi domini ofiolitici sono stati coinvolti, in età terziaria, nei processi di subduzione e successiva esumazione durante le fasi di convergenza tettonica tra la placca Eurasiatica e quella Africana (Alvarez et al., 1974; Dewey et al., 1989).

La successione degli eventi tettonici è documentata dal *fabric* metamorfico polifasico che caratterizza le rocce ofiolitiche delle Alpi Liguri, per le quali sono state descritte associazioni minero-petrografiche relative sia a condizioni di alta pressione (*facies* eclogitica e degli scisti blu: Cortesogno & Haccard, 1984; Liou et al., 1998; Desmons et al., 1999; Federico et al., 2004; Vignaroli et al., 2005) che di retrocessione metamorfica (*facies* degli scisti verdi) di medio-bassa pressione (Hoogerduijn Strating, 1994; Capponi & Crispini, 2002).

I principali contatti tettonici tra il Massiccio del Voltri, l'Unità Palmaro-Caffarella e la Zona Sestri-Voltaggio sono tutti definiti da fasce ad intensa deformazione duttile con ricristallizzazione metamorfica (fasce milonitiche), successivamente rielaborate da strutture deformative a carattere fragile (zone di taglio cataclastiche).

Nella zona orientale delle Alpi Liguri, questi contatti tettonici mostrano una giacitura molto inclinata (a volte prossima alla verticale), sistematicamente immergente verso Est. Essi separano volumi di rocce con caratteristiche litologiche, strutturali e petrografiche differenti tra loro.

Per questo settore delle Alpi Liguri, viene descritto un sistema di faglie dominante con direzione N-S e all'incirca corrispondente con i limiti tettonici occidentali e orientali della Zona

Sestri-Voltaggio (Marini, 1982; Cortesogno & Haccard, 1984; Hoogerduijn Strating, 1994), attivatisi durante le fasi orogeniche finali.

La cinematica dominante di questo sistema di faglie risulta essere di tipo trascorrente, ossia con movimento di un blocco rispetto all'altro lungo la direzione del piano di rottura, con rigetti (entità dello spostamento) di importanza regionale (Federico et al., 2009).

4.3 Geologia dell'area di studio

L'evoluzione strutturale dell'areale della Val Varenna è stata caratterizzata da una serie di eventi plicativi espressi da strutture duttili sovrapposte che hanno dato origine a distorsioni, la più antica delle quali è rappresentata dall'accostamento forzato secondo l'asse N-S dei vari elementi tettonici con conseguenti faglie inverse ed accavallamenti.

Le più recenti sono invece di tipo fragile con fratture – faglie in parte trascorrenti a prevalente direzione E – W con rilassamento verso sud.

A queste ultime si accompagnano lineamenti secondari a direzione media N-S che assieme alle precedenti scompongono il substrato in una serie di blocchi su cui è impostato il reticolo idrografico, come sarà meglio evidenziato in seguito.

Dal punto di vista geologico, seguendo la recente cartografia regionale (CARG; Capponi et al., 2006), il sito di coltivazione "Tana dei Banditi" si colloca all'interno dei *Metagabbri di Carpenara* dell'*Unità Palmaro-Caffarella* (Chiesa et al., 1977), i quali costituiscono dei domini litologici allungati in direzione meridiana in contatto con le *Serpentiniti di San Carlo di Cese* e i *Calcescisti della Val Branega.*

L'*Unità Palmaro-Caffarella*, compresa tra il *Gruppo di Voltri* (ad Ovest) e la *Zona Sestri-Voltaggio* (ad Est), si costituisce unicamente di una sequenza di rocce pertinenti alla crosta oceanica Liguro-Piemontese.

Le principali litologie sono rappresentate da (Capponi et al., 2006):

- *Serpentiniti di San Carlo di Cese:* spessa fascia di serpentiniti caratterizzate da associazioni mineralogiche ad antigorite e magnetite che rielaborano strutture lherzolitiche relitte;

- *Metagabbri di Carpenara, Metagabbri del Bric Fagaggia:* metagabbri con grana da medio-fine a pegmatoide e strutture megmatiche relitte.

- *Metabasalti della Val Varenna:* metabasalti con grana fine

- *Quarzoscisti di Sant'Alberto, Calcescisti della Val Branega*: metasedimenti mostranti una scistosità pervasiva.

Per tutti i litotipi citati vengono comunemente descritte due principali associazioni mineralogiche, ognuna delle quali è rappresentativa di un particolare evento tettono-metamorfico (Desmons et al., 1999; Federico et al., 2009):

- la prima caratterizzata dalla presenza di minerali tipici della *facies* metamorfica degli scisti blu (anfibolo sodico, giadeite, lawsonite in litotipi basici, e cloritoide-fengite in litotipi pelitici) e relativi a condizioni di alta pressione/bassa temperatura sviluppatesi durante il processo di subduzione;
- la seconda contrassegnata dalla crescita di minerali tipici della *facies* metamorfica degli scisti verdi (clorite, albite, epidoto, muscovite) e rappresentativi delle condizioni di media-bassa pressione registrate durante le fasi di esumazione.

L'assetto strutturale dell'areale circostante i *Metagabbri di Carpenara* viene comunemente riferito ad una tettonica di tipo compressivo che genera elementi strutturali semi-fragili (sistemi di *thrust* o *reverse shear zones*).

Queste strutture sono responsabili della giustapposizione tettonica di blocchi mafici (metabasalti e metagabbro) al di sopra delle masse serpentinitiche del *Gruppo di Voltri* (Hoogerduijn Strating, 1991; Vissers et al., 2001).

Nella recente cartografia (Capponi et al., 2006), tali contatti tettonici vengono interpretati

come strutture duttili milonitiche successivamente rielaborate da sistemi di faglie con cinematica transpressiva a direzione prevalente N-S ed E-W (Federico et al., 2009).

4.4 Metodologia del rilevamento geologico strutturale della zona di cava

Le analisi geologico-strutturali, condotte su tutti i fronti di cava, sono state finalizzate alla caratterizzazione litologica e petrografica alla mesoscala del *fabric* dell'ammasso roccioso. Il *fabric* di una roccia descrive le relazioni spaziali e geometriche esistenti fra le associazioni mineralogiche e gli elementi di discontinuità di tipo planare, lineare, o composite. Pertanto, in seguito si farà riferimento al *fabric* della roccia in termini di massivo o foliato, isotropo o anisotropo, micro- o macro-cristallino.

I risultati delle osservazioni di campagna sono sintetizzati nella carta geologica dove sono cartografati gli affioramenti lungo i fronti attuali di cava (comprensivi della presenza di detrito o coltre di riempimento) e i principali contatti tettonici.

L'indagine strutturale finalizzata allo studio strutturale - mineralogico è stata incentrata sull'individuazione delle differenti tipologie di strutture deformative presenti nel litotipo in coltivazione e descritte in termini di reologia (duttile, semi-duttile, fragile), geometria, spaziatura, cinematica ed eventuale mineralizzazione associata.

I dati strutturali sono stati elaborati mediante la rappresentazione in proiezioni stereografiche equiareali (reticolo di Schmidt, emisfero inferiore) e *rose diagrams*, tramite l'utilizzo del software DAISY3.48 (Salvini, 2008).

La definizione dei parametri delle discontinuità negli ammassi rocciosi è stata determinata anche in base alle specifiche tecniche riportate dall'*International Society for Rock Mechanics* (ISRM, 1978).

In situazioni di particolare interesse, l'analisi strutturale è stata confrontata con i valori di resistenza alla compressione uniassiale ottenuti dall'utilizzo dello sclerometro (Mod. Geohammer) su pareti verticali dell'ammasso roccioso secondo una griglia di misure statisticamente significative, al fine di ottenere una verifica delle condizioni geomeccaniche del volume roccioso analizzato.

4.5 Assetto geologico strutturale della zona di cava

Al fine di conferire una maggiore chiarezza nell'esposizione dei dati raccolti durante il rilevamento geologico-strutturale preliminare, vengono esposte le considerazioni riguardanti la porzione di ammasso roccioso oggetto di coltivazione e le sue relazioni con i terreni che lo confinano lateralmente secondo una direzione pressoché meridiana.

4.5.1 Areale di coltivazione

Nella porzione centrale del giacimento il metagabbro appare come un blocco litologicamente omogeneo e continuo attraverso gli otto livelli di coltivazione ad oggi presenti.

All'interno del metagabbro, con maggiore frequenza nei livelli più alti del giacimento, si distinguono intrusioni di dolerite in filoni a giacitura variabile da suborizzontale (*sill*) a sub-verticale (dicco).

I filoni di dolerite hanno uno spessore che può variare da qualche decimetro sino ad oltre 1 metro e mostrano dei bordi di contatto con l'incassante marcati dalla presenza di un sottile livello di alterazione, probabilmente dovuto agli effetti termici durante la loro messa in posto.

La meso-struttura del metagabbro consiste nella rielaborazione di un *fabric* primario da parte di un *fabric* tettonico secondario. Nella tabella sono riportate le principali strutture deformative (e relative mineralizzazioni) che caratterizzano i *fabric* cronologicamente distinti.

Il *fabric* primario ha un aspetto di tipo pegmatoide, caratterizzato dalla presenza di porfiroclasti di pirosseno, con dimensione sino a 4 centimetri di diametro, e di olivina, con dimensioni inferiori al centimetro. Pirosseno ed olivina, a luoghi accompagnati da plagioclasio idiomorfo, definiscono relitti mineralogici rappresentativi del precursore igneo.

Il *fabric* primario, a luoghi, evolve in una tessitura a grana fine dove le specie mineralogiche

non sono distinguibili ad occhio nudo.

Le meso-strutture pertinenti al *fabric* primario sono rielaborate e trasposte dal *fabric* tettonico secondario che mostra strutture sia di tipo duttile (*fabric* secondario duttile) che fragile (*fabric* secondario fragile).

Il *fabric* secondario duttile è dominato dalla presenza di una foliazione sin-scisti verdi variamente penetrativa (tettoniti *S*) e definita dall'alternanza di livelli mafici (costituiti soprattutto da anfibolo ed epidoto) e livelli a quarzo + plagioclasio che ammantano i porfiroclasti di pirosseno ed olivina.

Localmente, la foliazione sin-scisti verdi ingloba livelli e porzioni discontinue (*boudins*) del volume roccioso con una spiccata colorazione bluastra e ricchi in anfibolo sodico, testimonianti del processo metamorfico di alta pressione (*facies* degli scisti blu).

FABRIC	STRUTTURE	MINERALI PRINCIPALI	AMBIENTE DI FORMAZIONE
Primario	porfiroclasti, strutture relitte	pirosseno, plagioclasio ± olivina	magmatico igneo
Secondario duttile	foliazione (tettoniti *S*)	anfibolo blu, pirosseno omfacitico (Capponi et al., 2006)	metamorfico, sin-scisti blu
	foliazione e vene (tettoniti *S*)	plagioclasio, anfibolo verde, epidoto, quarzo	metamorfico, sin-scisti verdi
Secondario fragile	sistema 1 (fratture tensili, fratture/vene di taglio)	plagioclasio, quarzo, anfibolo verde	metamorfico, sin-scisti verdi
	sistema 2 (faglie trascorrenti e corteo di fratturazione associato)	ossidi	crosta superiore (reologia fragile)

Il *fabric* secondario duttile sin-scisti verdi mostra una foliazione media con direzione variabile da NW-SE a NE-SW, con inclinazione media di 50-55° verso Est.

Questa giacitura sembra mantenersi abbastanza omogenea all'interno del giacimento e non subire variazioni significative in corrispondenza dei filoni di dolerite oppure delle strutture di deformazioni descritte in seguito.

Locali variazioni della giacitura sono state osservate alla scala dell'affioramento e sono associate allo sviluppo di pieghe con geometria variabile da isoclinale ad aperta. Si osservano sistemi di vene di natura sin-metamorfica e, principalmente legate allo sviluppo del *fabric* polifasico sin-scisti verdi e con riempimento costituito da albite + anfibolo verde + quarzo ± epidoto.

La giacitura varia da concordante a discordante rispetto alla foliazione principale. Le vene parallele alla foliazione sono spesso deformate in pieghe isoclinali. Le vene discordanti sono invece caratterizzate da una morfologia tabulare che taglia obliquamente la foliazione con una giacitura blandamente immergente verso Sud.

Entrambi le tipologie di vene presentano uno spessore variabile da alcuni centimetri fino a 10 centimetri.

Nelle porzioni massive, il metagabbro non fratturato mostra eccellenti proprietà meccaniche, con valori di resistenza alla compressione uniassiale superiori ai 200 Mpa (valore dedotto dalla media di almeno 10 misure effettuate con sclerometro Geohammer su superfici circa verticali, per ogni stazione di misura).

Il *fabric* secondario fragile è costituito da due sistemi principali di faglie, fratture, ginti di raffreddamento i quali segmentano il metagabbro. Il primo sistema (sistema 1) mostra direzione media N90°E ed inclinazione 70°- 80° verso sud e consiste sia di fratture tensili (fratture tipo modo I), che di fratture di taglio (fratture tipo modo II e modo III).

L'analisi statistica condotta su 97 elementi strutturali misurati all'interno del giacimento permette di individuare un set principale di fratture (denominato **S1**) orientato N109, 72°.

In entrambi i casi si riconosce una mineralizzazione costituita da plagioclasio + quarzo con, raro, anfibolo verde associato. Nelle fratture tensili, la crescita dei minerali di riempimento

avviene perpendicolarmente rispetto alle pareti della frattura, mentre nelle fratture di taglio sono presenti lineazioni di allungamento mineralogico orientate ortogonalmente alla direzione del piano di frattura. All'interno delle fratture tensili si possono riconoscere differenti livelli di accrescimento a testimonianza di una apertura polifasica nel tempo (apertura delle vene di tipo sintassiale predominante; (Passchier & Trouw, 1996). Lo spessore dell'apertura delle fratture varia da qualche millimetro sino ad un massimo di 5 centimetri. La superficie della frattura ha una morfologia prettamente rugosa. La loro spaziatura è variabile da 10 centimetri sino a 2 metri. I valori medi di resistenza alla compressione uniassiale risultano strettamente dipendenti dalla spaziatura di tali fratture e possono essere così riassunti:

Spaziatura (cm)			*Res. Compr. Uniass. (MPa)*
< 20		25-60	
20-100		75-150	
> 100		> 200	

Sulle superfici delle fratture si rinvengono pressoché sistematicamente strie di abrasione che postdatano la mineralizzazione, suggerendo che tale sistema di fratture sia stato successivamente riutilizzato da processi di fagliazione.

È importante notare che questo sistema di fratturazione controlla la morfologia attuale dei fronti della cava. In particolare, l'esposizione dei fronti verso Sud è coincidente con la superficie di queste fratture che quindi permettono di individuare zone di discontinuità lungo le quali operare gli abbattimenti dei vari livelli.

Il secondo sistema (sistema 2) è riferibile a set di faglie a decorso circa meridiano ed E-W con pendenze elevate, in media superiori ai 50°.

Ogni superficie di taglio presenta un set di strie di abrasione meccanica dovute allo scivolamento di un blocco roccioso contro l'altro, che sistematicamente indicano movimenti di tipo trascorrente (*strike-slip* con *pitch* compreso fra 0-20° e 150-180°.

I piani di faglia principali sono corredati da piani di faglia secondari, sintetici al movimento principale (piani di Riedel). Mediante l'analisi degli indicatori cinematici (rigetti di livelli omologhi sul piano di faglia, strie di abrasione, *lunate fractures*, cunei di Riedel) è stato possibile determinare il movimento trascorrente di tipo destro per sistemi di faglia a decorso N-S e sinistro per quelli E-W.

In particolare, l'analisi statistica condotta su 139 lineazioni ha permesso di riconoscere:

(1) due famiglie principali di piani di faglia con movimento trascorrente destro. La prima (costituita da due sotto-famiglie che si distinguono per un ribaltamento dell'immersione lungo la direzione) orientata N26, 81° e N211, 73° (denominata **S2a**); la seconda orientata N64, 69° (denominata **S2b**)

(2) una famiglia principale per i sistemi di faglia con movimento trascorrente sinistro (denominata **S2c**) disposta N97, 70°.

Gli elementi strutturali del sistema 2 sono più giovani delle fratture relative al sistema 1, così come ricostruito dalla relazioni reciproche in affioramento. Evidenti sono gli esempi di riattivazione in trascorrenza delle fratture del sistema 1.

A questo sistema di faglie (per il quale non sono state individuate mineralizzazioni rilevanti) si caratterizza per la presenza di fasce cataclastiche, cui sono associate cataclasiti coesive e, localmente, *gouges* di faglia di spessore metrico.

Le fasce di maggiore deformazione appartengono alle strutture orientate N-S, che bordano lateralmente il giacimento, ponendolo al contatto con sequenze di serpentiniti e serpentinoscisti in senso lato.

In queste fasce, che sono al di fuori dell'area di coltivazione, si osserva una pervasiva fratturazione meccanica del metagabbro con riduzione della granulometria in clasti dell'ordine di pochi centimetri ed immersi in una matrice fine.

In queste porzioni maggiormente frammentate, si ottengono dei valori di resistenza alla compressione uniassiale nell'ordine di 20-30 MPa.

Nelle porzioni di metagabbro caratterizzati da una spaziatura centimetrica della fratturazione, si ottengono invece dei valori di resistenza alla compressione uniassiale compresi tra 60 MPa e 80 MPa.

Le faglie trascorrenti NE-SW sono associate a sistemi di fratturazione sub-verticali, con direzione variabile da N-S a NE-SW ed immersione prevalente verso i quadranti orientali.

Sono generalmente caratterizzate da assenza di mineralizzazione (eccetto sporadici casi di presenza di un sottile livello di albite). La loro spaziatura è nell'ordine dei 10-20 centimetri.

In questo caso i valori medi di resistenza alla compressione uniassiale variano da un minimo di 50-90 MPa nelle porzioni con spaziatura ristretta, ad un massimo di 150-200 MPa nelle porzioni a spaziatura maggiore.

4.5.2 Relazioni tra il metagabbro e i terreni al contorno non interessati dalla coltivazione

Sulla riva destra del Rio Tagin (o Rio Taggia) esternamente alla zona di cava (Ca del PTRAC), affiorano le masse serpentinitiche relative alle *Serpentiniti di San Carlo di Cese*. In quest'area a causa dell'abbondante presenza di copertura vegetale e di detrito eluvio – colluviale e riporto, non sono presenti affioramenti chiari che consentano l'identificazione della natura e della geometria del contatto tra questa serpentiniti e il *Metagabbro di Carpenara*.

Alcune sequenze di serpentiniti (comprendenti anche serpentinoscisti, talcoscisti e metavulcaniti) affiorano nelle porzioni laterali del giacimento di metagabbro non interessato dalla presente variante.

Queste serpentiniti costituiscono delle fasce allungate in direzione media N20°E, con spessore massimo di 5 metri (sul lato occidentale del giacimento) che tende a rastremarsi lungo la direzione.

Allo stato attuale delle conoscenze, non è possibile stabilire se tali sequenze ultramafiche siano da correlare alle *Serpentiniti di San Carlo di Cese* oppure rappresentino porzioni interne al metagabbro nell'originaria sequenza ofiolitica, successivamente serpentinizzate in seguito a processi di interazione fluido-roccia durante gli eventi tettonometamorfici che hanno interessato l'area di studio.

I contatti tra il metagabbro e le fasce serpentinitiche sono costituiti da discontinuità di taglio di tipo fragile e associabili al sistema di faglie a decorso meridiano sopra descritto.

Questi contatti mostrano direzione variabile da N-S a N20°E con una giacitura molto inclinata, prossima alla verticale. Si riconoscono superfici di faglie associate a fasce cataclastiche che marcano il passaggio da un litotipo all'altro.

All'interno delle serpentiniti, la deformazione produce obliterazione della foliazione e crea laminazione lungo i piani di taglio sui quali si riconoscono concrescimenti di antigorite + clorite ± talco.

All'interno del metagabbro si determinano delle fasce cataclastiche nelle quali si rinvengono frammenti di metagabbro immersi in una matrice fina (a luoghi con caratteri di un *gouge* di faglia). I clasti di metagabbro hanno dimensioni che non superano i 5 centimetri.

Sui piani di faglia sono presenti indicatori cinematici del tipo strie di abrasione che indicano il movimento trascorrente di tali faglie a cinematica destra.

4.6 Litologia dei terreni esaminati

4.6.1 Detrito

Sotto questa dicitura sono raggruppate: la copertura vegetale, il detrito alluvionale relativo ai processi di ruscellamento del Rio Tagin (o Taggia) e il detrito antropico dovuto alle fasi di movimentazione ed accumulo del materiale non coltivabile e perciò considerato di scarto.

Il detrito di copertura vegetale presente sul versante orientale e settentrionale dell'areale di cava, compreso il crinale ove sono installati i tralicci, ha spessori molto limitati dell'ordine di 0,5 – 1,5 metri, ed è originato dalla naturale degradazione della roccia in posto e costituito caratterizzato da elementi litoidi plurigranulari in matrice argillosa – sabbiosa.

Maggiori spessori si hanno nella zona dell'impluvio del Rio Tagin e sul versante ove si snoda la pista di arroccamento, ove si stimano spessori detritici variabili tra 2 e 5 metri.

In particolare, parte di questo detrito (zona più occidentale) è stato originato dalla frana che si è verificata negli anni 1988-89 lungo il Rio Tagin, e che è stata sistemata con canalizzazione del corso d'acqua, briglie e scogliere.

4.6.2 Metagabbri di Carpenara

Rappresentano il materiale oggetto di coltivazione. Si tratta di metagabbri, a luoghi passanti a meta -olivin- gabbri, intrusi in filoni e dicchi doleritici che presentano un *fabric* magmatico primario sovrimposto da un *fabric* tettono-metamorfico polibasico secondario.

Il fabric magmatico primario è determinato da una tessitura dominante di tipo pegmatoide, a volte evolvente in una tessitura a grana fine, nella quale sono presenti porfiroclasti di clinopirosseno e plagioclasio con rara olivina.

La sovrimpronta metamorfica è testimoniata da paragenesi mineralogiche tipiche della *facies* degli scisti blu (anfibolo sodico, pirosseno omfacitico, lawsonite) e da una diffusa riequilibrazione in f*acies* degli scisti verdi (anfibolo verde, clorite, epidoto, plagioclasio, quarzo) accompagnata dallo sviluppo di una foliazione variamente penetrativa.

Si osservano sistemi di vene sin-metamorfiche, legate allo sviluppo del *fabric* polifasico sin-scisti verdi, con riempimento costituito da albite+anfibolo verde + quarzo +- epidoto.

Il *fabric* secondario fragile è costituito da due sistemi principali di fratture e faglie i quali segmentano il metagabbro.

La coltivazione della cava ha utilizzato (e utilizzerà anche in futuro) proprio le discontinuità presenti nell'ammasso roccioso per determinare la morfologia delle scarpate dei gradoni che spesso sono impostati su superfici di sistemi di faglie e/o fratture.

4.6.3 Talcoscisti e cloritoscisti.

Definiscono delle fasce di spessore molto limitato associate ai metagabbri nelle parti laterali del giacimento. Sono caratterizzati da un *fabric* metamorfico dominante equilibratosi nella *facies* degli scisti verdi.

La paragenesi metamorfica (talco, clorite, magnetite) è associata allo sviluppo di una foliazione pervasiva sulla quale si individua una direzione di crescita preferenziale (mineralizzazione da *stretching*) di talco e di ossidi di ferro (tettoniti *SL*). La foliazione principale traspone una precedente foliazione in pieghe da crenulazione.

Tra le specie mineralogiche che definiscono il *fabric* trasposto si riconoscono porfiroclasti di clorite. La loro genesi è probabilmente da riferirsi all'originaria presenza di particolari sequenze mafiche all'interno dei "*Metagabbri di Carpenara*" successivamente coinvolte dai processi di interazione fluidoroccia durante gli eventi tettono-metamorfici che hanno interessato l'area di studio.

4.6.4 Serpentiniti di San Carlo di Cese" auct. (?DOGGER - MALM?)

Si tratta di Serpentiniti antigoritiche poste all'esterno dell'areale di coltivazione (Ca) e caratterizzate da un diffuso metamorfismo in *facies* degli scisti verdi (clorite, antigorite,

plagioclasio) associato allo sviluppo di una foliazione fortemente penetrativa (tettoniti *S*). Sui piani di foliazione si individuano lineazioni da *stretching* mineralogico costituite dall'allineamento di antigorite, clorite e magnetite (tettonici *SL*). Il *fabric* primario è costituito da relitti di tessiture lherzolitiche.

4.7 Considerazioni finali sulla struttura geologica e coltivazione della cava

Le osservazioni di carattere geologico-strutturale condotte sui fronti di coltivazione della cava denominata "Tana dei Banditi" permettono di effettuare alcune considerazioni circa l'assetto geologico-strutturale del giacimento.

Il litotipo oggetto dell'estrazione corrisponde ad un volume di roccia relativo ai *Metagabbri di Carpenara*. Il metagabbro definisce un corpo continuo nell'areale di coltivazione. Sono presenti filoni e dicchi di dolerite che attraversano l'ammasso in oggetto e il giacimento risulta confinato lateralmente da contatti tettonici a decorso meridiano.

La roccia si presenta con assetto massiccio, con superfici di discontinuità identificabili come pseudostratificazione, giunti di raffreddamento, fratturazione primaria e secondaria.

E' possibile osservare una generale immersione della pseudostratificazione – giunti di raffreddamento verso sud, mentre una serie di fratture immergono a SW e si dispongono a franapoggio con pendenza maggiore o uguale al fronte di cava.

Altre superfici di discontinuità, sia pseudostratificazioni che scistosità e foliazioni, presentano immersioni verso nord – est e quindi a reggipoggio – traverpoggio rispetto al fronte di cava. Queste superfici possono presentare una sorta di "ondulazione" che ne fanno variare leggermente l'inclinazione.

Oltre a queste superfici di discontinuità sono presenti alcune faglie che tagliano l'ammasso roccioso con inclinazione elevata.

Scendendo più nel dettaglio anche sulla scorta degli studi condotti dai ricercatori dell'Università di Roma Tre e del CNR, per il metagabbro è stato riconosciuto un *fabric* secondario (tettonico) di tipo polifasico e caratterizzato da strutture deformative sia duttili (foliazione sinmetamorfica) che fragili (sistemi di faglie e fratture), che si sovrimpone ad un *fabric* primario di natura magmatica.

Sono stati individuati due principali sistemi di fratturazione/fagliazione, cronologicamente distinti. Il primo sistema (sistema 1) prevede orientazioni comprese fra NW-SE e E-W con immersione dei piani di frattura sistematicamente verso i quadranti meridionali (angolo di pendenza compreso fra 40° e 80°).

Si tratta di fratture tensili e/o di taglio, cementate da una mineralizzazione a plagioclasio + quarzo ± anfibolo verde. Il secondo sistema (sistema 2), sovrapposto al primo, è costituito da faglie trascorrenti a decorso N-S ed E-W ad alto angolo di pendenza.

L'analisi degli indicatori cinematici permette di individuare una cinematica trascorrente di tipo destro e sinistro, rispettivamente per i sistemi a decorso meridiano ed E-W. Questo sistema di faglie, e il relativo corteo di deformazione, presenta una spaziatura molto variabile da centimetrica a decametrica.

Questi sistemi di discontinuità sono stati e sono attualmente utilizzati per l'arretramento dei fronti di cava durante la coltivazione del giacimento e saranno utilizzati anche in futuro per la realizzazione delle scarpate di scavo nella variante in questione.

Le faglie del sistema 2 (faglie N-S e NE-SW) sono responsabili del contatto tettonico che borda la massa metagabbrica dalle fasce serpentinitiche che inviluppano il giacimento al di fuori della zona di coltivazione.

Non si può escludere che tale sistema di faglie sia responsabile anche del contatto tra il metagabbro e le *Serpentiniti di San Carlo di Cese* che affiorano in riva destra del Rio Tagin al di fuori dell'area di scavo.

L'analisi strutturale conferma l'ipotesi che il contatto tra le serpentiniti e il metagabbro in giacimento sia caratterizzato da una geometria prossima alla verticale, tale da non

consentire una interdigitazione suborizzontale tra i due litotipi.

Ciò è ulteriormente confermato dall'uniformità litologica del giacimento stesso. Pertanto, mantenendo costante l'attuale direzione di avanzamento dell'attività estrattiva, è plausibile ipotizzare che il giacimento coltivato non subisca variazioni dal punto di vista litologico.

L'analisi dei dati strutturali ha permesso di stabilire le relazioni geometriche tra i differenti sistemi di discontinuità e quindi definirne gli aspetti di criticità nell'areale di cava.

In conclusione, l'assetto strutturale, le proprietà geomeccaniche e l'omogeneità litologico-composizionale indicano condizioni favorevoli allo sfruttamento del giacimento oggetto di studio, che lo rende particolarmente adatto al confezionamento di inerti da commercializzare.

5-CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE

La situazione idrografica della zona della cava Tana dei Banditi è piuttosto semplice e caratterizzata da un crinale spartiacque senza apprezzabili e importanti vie di scolo naturali che fanno capo al torrente Varenna.

Sul lato Ovest della zona di cava è presente i Rio Tagin che raccoglie le acque di un modesto impluvio naturale di circa 0,09 Kmq (misurato all'altezza del piazzale della cava) che fa capo al rilievo montuoso di Bric Crose, a carattere esclusivamente stagionale.

Nell'areale investigato mancano sorgenti vere e proprie e parte delle acque meteoriche viene in parte assorbita dai terreni e lo scorrimento sotterraneo è condizionato dalla stratificazione e dalla fratturazione della roccia.

Lo schema della circolazione idrica sotterranea è caratterizzato dalla percolazione nelle discontinuità (giacitura e fratturazione) della roccia che è da classificare permeabile per fratturazione/fessurazione.

In particolare, tenuto conto della situazione geologica e tettonica, i metagabbri presentano una circolazione anisotropa, con prevalenza dello scorrimento verso il basso secondo le linee di discontinuità legate alla pseudostratificazione – giunti di raffreddamento, faglie e fratture.

Nella zona direttamente interessata dall'attività estrattiva non vi sono emergenze idriche e tenuto conto di quanto sopra non vi sono falde acquifere nei livelli superficiali raggiunti dalla cava e la circolazione idrica è abbastanza veloce e stagionale.

Il detrito che ricopre il substrato nelle zone dell'impluvio e sulle pendici laterali è invece permeabile per porosità.

6-PROVE GEOMECCANICHE DI LABORATORIO

6.1 Tipo di prove effettuate

Nell'ambito degli studi sono stati prelevati campioni per le prove di laboratorio, una parte dei quali sono stati esaminati dai laboratori dell'Università Roma Tre e del CNR.

Gli altri campioni sono stati utilizzati per le prove geomeccaniche effettuate nel laboratorio GET srl di Genova.

In particolare sono state eseguite le seguenti prove:

- prove di rottura per trazione su roccia "prova brasiliana" ASTM D 3967 -05
- resistenza alla compressione uniassiale controllata su roccia ASTM D 7012-07 Met. D
- determinazione della velocità sonica ASTM D 2845 - 00

- prova triassiale su provini di roccia ASTM D 5607 - 95
- prova di taglio su giunti di roccia ASTM 5607 - 95
- peso di volume

6.2 Caratteristiche delle prove

In sintesi le prove eseguite hanno le seguenti caratteristiche:

- **prove di rottura per trazione "brasiliana"**: La prova per la determinazione della resistenza a trazione indiretta rappresenta un metodo semplice e immediato per valutare la resistenza a rottura per trazione di un campione di roccia. Un provino cilindrico sistemato tra due basi rigide è sottoposto ad un carico assiale che viene incrementato fino a determinarne la rottura. La prova viene eseguita ponendo il provino nell'apposito telaio e quindi posto sotto la pressa; viene quindi sottoposto a un carico assiale che aumenta ad incrementi costanti. L'incremento di carico è direttamente proporzionale alla resistenza e termina nel momento in cui il carico diminuisce, ovvero quando il provino essendo giunto a rottura non offre più resistenza.
Si calcola la resistenza alla trazione utilizzando la seguente relazione $s_t = 2P/pLD$

s_t = resistenza alla trazione (MPa)

P = massimo carico applicato (N)

L = spessore del campione (mm)

D = diametro del campione (mm)

- determinazione della velocità sonica: Questa prova permette di determinare in modo semplice ed immediato la velocità delle onde compressionali, fornendo quindi informazioni sullo stato fisico e meccanico del campione. La prova fornisce risultati più attendibili quando viene effettuata su materiali isotropi. La prova consiste nel porre un provino cilindrico tra due sensori, in cui uno funge da emettitore e l'altro da ricevitore per l'impulso ultrasonico, e di misurare quindi il tempo di propagazione. Si calcola la velocità dell'impulso semplicemente utilizzando la seguente relazione: $V_p = Dx / Dt$ (m/s)
V_p = velocità dell'impulso

Dx = distanza tra le due basi misurata al centro del provino

Dt = tempo misurato

- prova triassiale: La prova per la determinazione della resistenza alla compressione triassiale rappresenta un metodo per valutare la resistenza a rottura di un campione di roccia, sottoposto ad una compressione triassiale in condizioni non drenate.
La prova consente di determinare la resistenza e le caratteristiche elastiche di una roccia, in particolare: la resistenza al taglio al variare della pressione di confinamento, l'angolo di frizione interno, la coesione, il modulo di Young. Un provino cilindrico sistemato tra due basi rigide è sottoposto ad una pressione isotropa e ad un carico assiale che viene incrementato fino a determinare la rottura del provino stesso. La prova viene effettuata su almeno tre provini sottoposti a tre diverse pressioni isotrope. La prova viene eseguita ponendo il provino nell'apposita cella (cella di Hoek). La prova si considera terminata nel momento in cui il carico diminuisce, ovvero quando il provino essendo giunto a rottura non offre più resistenza.

I risultati si riportano sui seguenti grafici:

- Sforzo assiale – deformazione assiale% - deformazione radiale% (per ogni provino)
- Inviluppo dei cerchi di Mohr
- Inviluppo secondo il criterio di Hoek - Brown

I dati vengono poi elaborati elettronicamente secondo la teoria dei cerchi di Mohr, e con il criterio di Hoek – Brown col fine di fornire i parametri di resistenza al taglio, ovvero angolo di

attrito, coesione e resistenza al taglio.

- **prova di compressione uniassiale**: La prova per la determinazione della resistenza alla compressione monoassiale con controllo della deformazione assiale e trasversale permette di valutare la resistenza a rottura del campione e la restituzione delle curve sforzo – deformazione sia per quella assiale che per quella trasversale, permettendo quindi il calcolo del modulo elastico di Young e del rapporto di Poisson.
Un provino cilindrico sistemato tra due basi rigide è sottoposto ad un carico assiale che viene incrementato fino a determinarne la rottura, contemporaneamente attraverso l'applicazione di due strain – gauges, uno in direzione parallela e uno in direzione perpendicolare all'asse del provino, vengono registrate le deformazioni assiali e trasversali che subisce il provino ad ogni incremento di carico. La prova viene eseguita ponendo il provino nell'apposita pressa e sottoponendolo ad un incremento di carico assiale costante. La prova si considera terminata nel momento in cui il carico diminuisce, ovvero quando i provino essendo giunto a rottura non offre più resistenza.

Si calcola il carico a rottura utilizzando la seguente relazione: C = P / A (MPa)

C = resistenza alla compressione

P = massimo carico applicato

A = area della sezione del campione

Nel caso in cui l'altezza del provino sia inferiore al doppio del diametro è possibile effettuare una correzione applicando la seguente relazione: C = Ca / (0.88 + (0.24d/h)) (MPa)

C = resistenza alla compressione di un provino equivalente a un provino il cui rapporto h/d è uguale a 2

Ca = resistenza alla compressione del provino misurata durante la prova

d = diametro del provino

h = altezza del provino

Si calcolano le deformazioni assiali e diametrali utilizzando le seguenti relazioni:

e_a = .Dl / l e_l = .Dd / d l = altezza del provino

Dl = variazione di altezza del provino durante la prova di compressione (negativa per una diminuzione di altezza) d = diametro del provino

Dd = variazione del diametro del provino durante la fase di compressione (positivo per un aumento del diametro)

- **prova di taglio**: Questa prova permette la determinazione dei parametri che caratterizzano la resistenza ad uno sforzo di taglio di un campione di roccia. Questa prova può essere effettuata su campioni che hanno piani di discontinuità naturali o artificiali. Le discontinuità possono essere aperte, parzialmente o completamente saldate, o con materiale di riempimento.
La prova consiste nel controllo degli incrementi di sforzo di taglio sul piano della discontinuità prescelta per l'esecuzione del test. Generalmente si esegue la prova su tre o più provini, ognuno sottoposto ad un carico di consolidazione verticale diverso, per determinare sperimentalmente l'inviluppo di rottura di Mohr e quindi i parametri corrispondenti. La prova può essere considerata non drenata. Si procede a porre le due parti del giunto, incapsulate nella malta cementizia, nell'apposita sede della macchina del taglio. Si sottopone il provino ad un carico verticale, applicato attraverso un pistone manuale idraulico. Si controlla lo spostamento verticale con un comparatore, e si può considerare terminata la fase di applicazione del carico quando il comparatore verticale non segnala spostamenti. Questa operazione si ripete per tutti i provini sottoposti alla prova cambiando il carico verticale, scelto in base alle condizione geostatiche del provino e agli eventuali carichi di esercizio. Il carico viene controllato attraverso la lettura dell'apposito manometro. Quando l'apposito manometro segnala una diminuzione dello sforzo di taglio applicato si può considerare

terminata la prova. Durante la fase di rottura si misura lo spostamento orizzontale tra le due parti del giunto con un comparatore. Il carico normale applicato e la tensione di taglio vengono calcolati mediante le seguenti relazioni:

$s = P_n / A$ $t = P_s / A$

Dove: A = sezione del provino P_n = carico normale P_s = tensione di taglio s = pressione normale unitaria t = tensione di taglio unitaria

I valori di sforzo di taglio e spostamento orizzontale a rottura, per ogni provino, sono elaborati elettronicamente con apposito software per la determinazione dei valori di coesione e angolo di attrito.

- **peso di volume**: Il peso di volume, o densità, di una roccia si ottiene pesando un campione rappresentativo di cui sia noto il volume. Questa prova permette di valutare il volume di un provino di roccia di forma irregolare, per il quale quindi non è possibile calcolare lo stesso attraverso misure di lunghezza. Il peso di volume si calcola attraverso la seguente relazione: $g = A / (B-C)$
A = Peso del campione asciutto

B = Peso del cestello con il campione immerso in acqua

C = Peso del cestello immerso in acqua

6.3 Risultati delle prove

I risultati delle prove sopra riportati sono visibili nei certificati allegati ed in sintesi si ha:

- Prova di rottura a trazione "brasiliana": C1: s_t = 18,01 (Mpa); C2: s_t = 19,50 (Mpa)
- Velocità sonica: C1: V_p = 5244 (m/s); C2: V_p = 5037 (m/s);
- Prova triassiale: φ = 51,11° c = 22,76 Mpa
- Prova di compressione uniassiale: C1: σ = 129,59 Mpa; E = 116,75 Gpa; v = 0,28
  C2: σ = 53,31 Mpa; E = 30,15 Gpa; v = 0,26
- Prova di taglio:
  - tensione Normale da 400 a 1600 kPa;
  - Tensione di picco da 368,9 a 1470,7 kPa;
  - Deformazione orizzontale a rottura da 24 a 7 mm;
  - Deformazione orizzontale fine prova da 28 a 10 mm.

  Dalla elaborazione dei dati della prova di taglio si ricava una angolo di attrito di 42° ed una coesione di 49,15 kPa.

7-RILIEVO STRUTTURALE E GEOMECCANICO

7.1 Caratteristiche di fratturazione e famiglie di discontinuità

Per determinare le caratteristiche geomeccaniche e strutturali dell'area necessarie alle verifiche progettuali è stata eseguita, in contemporanea con quella fatta dai ricercatori dell'Università di Roma Tre e del CNR, una campagna ad hoc su tutta l'area di cava e nelle aree circostanti, sono state eseguite scan-line di rilievo geomeccanico di adeguate dimensioni distribuiti nel versante e stazioni di rilevamento strutturale.

In sintesi, l'assetto strutturale, le proprietà geomeccaniche e l'omogeneità litologico – composizionale indicano una roccia particolarmente idonea allo sfruttamento; solo nelle fasce laterali del giacimento, in zona non soggetta ad escavazione, dette proprietà risultano influenzate dal grado di persistenza di alcune fasce di fratturazione.

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.

Come già riportato in precedenza, 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	Persistenza (m)	Spaziatura (m)	Morfologia grande scala	Morfologia piccola scala	Acqua	Alterazione
K1	188/50	2-5mm	Ass-Hf	>10m	0,3-1m	U	dr	Dy	M/L
K2	94/65	1-5mm	Ass-Hf	1-5m	0,2-0,5m	P	r	Dy	L
K3	22/69	2-5mm	Ass	1-5m	1-2,5m	P	r	Dy	L
K4	271/75	3-8mm	Hf	>5m	1-2m	U	r	Dy	M/L

Legenda:

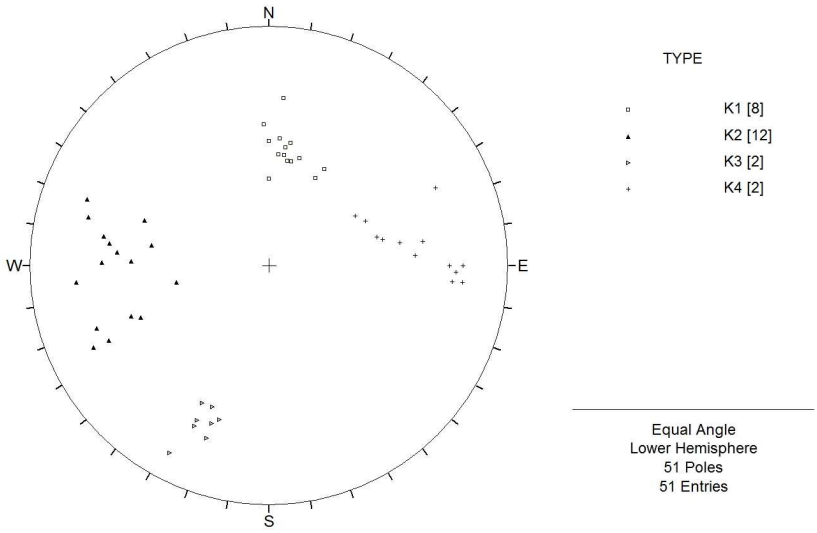
Morfologia piccola scala:
r = rough (ruvido)
dr = slightly rough (debolmente ruvido)
sm = smooth (planare)
sl = slickensied (liscio)

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

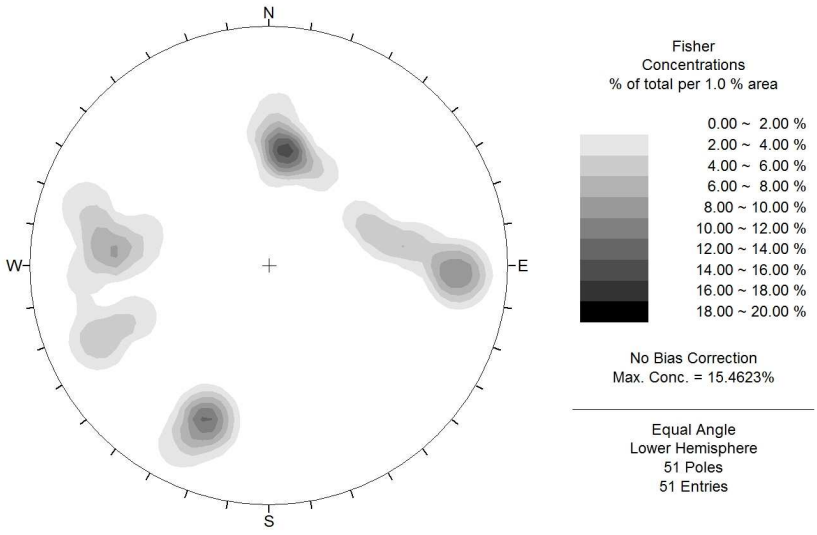
Riempimento:
ass = assente
Hf < 5 mm (hard filling)
Hf > 5 mm (hard filling)
Sf < 5 mm (soft filling)
Sf > 5 mm (soft filling)

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

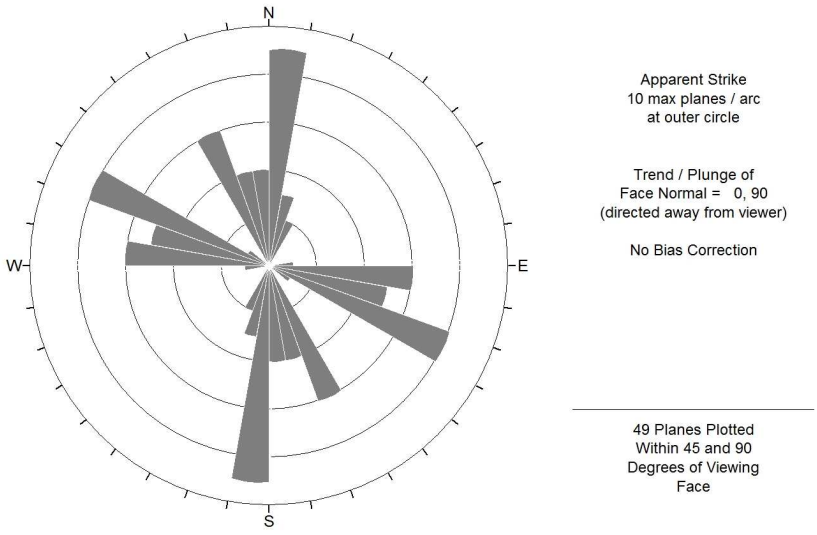
Alterazione:
H – High
M – Medium
L – Low



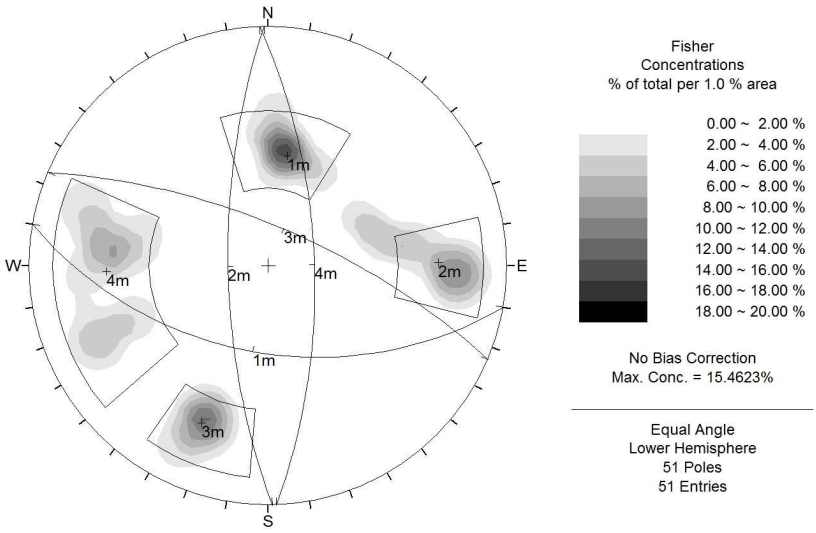
Stereonet delle discontinuità, suddiviso per tipologia di discontinuità.



Contour delle discontinuità.



Rose diagram.



Contour delle discontinuità con individuazione dei sets principali e tracce ciclografiche dei piani principali.

7.2 Classificazione di Beniawski 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		

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

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

In particolare si ha:

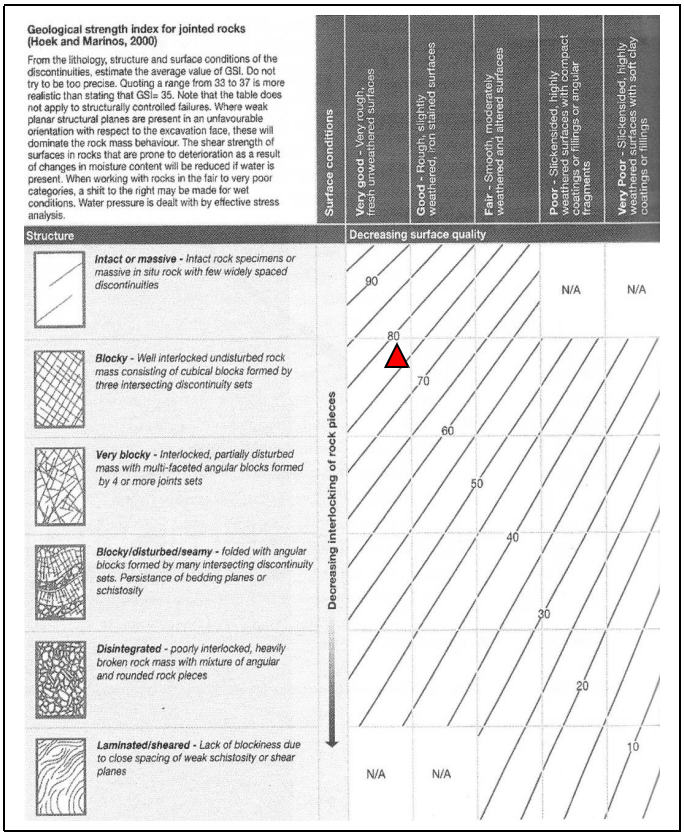
1) La resistenza alla compressione uniassiale (R1) è stata misurata in superficie mediante lo sclerometro ed operando la media di almeno 10 valori ottenuti per punto di campionamento.
2) I valori dell'RQD (Rock Quality Designation - R2) sono stati ottenuti dai dati medi ricavati dai carotaggi e confrontati 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 attraverso la quale si ottiene la valutazione fisico meccanica dell'ammasso roccioso ed è possibile pervenire ad una valutazione dei valori della Coesione (C), Angolo di attrito (φ) e Modulo di deformabilità (E), come riportato nella tabella sottostante.

Litotipo	GSI	RMR	Descrizione
Metagabbro	79	84	buono/ottimo

Angolo di attrito	φ	47	°	Bieniawski (1970)
Coesione	c	0,42	MPa	Bieniawski (1970)
Modulo di deformazione	E_d	68	GPa	Bieniawski (1970)
Modulo di deformazione	E_d	70,79	GPa	Serafim e Pereira(1983)

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.



Abaco per la stima del GSI. ▲Metagabbro;

Si tratta, ovviamente, di valori medi, che ben rappresentano l'ammasso roccioso, come ben specificato da Hoek (Rock Engeenering), infatti, dall'RMT si ottiene un range di variabilità dello stesso.

Questo è stato attentamente valutato anche in sede di scelta dei parametri per le verifiche di stabilità, dove sono stati scelti comunque valori ridotti a quelli medi (come previsto dalle NTC), è stato considerato un valore nullo o molto ridotto della coesione e non sono stati considerati ponti di roccia.

Tutto questo a favore di sicurezza ed allo scopo di esportare le condizioni peggiori del litotipo alche laddove vi siano condizioni assolutamente positive per la stabilità.

7.3 Resistenza dell'ammasso roccioso (Hoek-Brown, 2002)

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

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

Sulla base della classificazione geomeccanica sopra riportata, si sono ricavati i valori di RMR per l'area in esame. A detti parametri può essere associato il valore dell'indice GSI della classificazione di Hoek-Brown (1997) che può essere individuato partendo dall'indice RMR89 mediante opportuna elaborazione consistente in:

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

Questo indice prende il nome di BMR89, da cui:

GSI = BMR89 – 5

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

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

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

con: σ1 e σ3 tensioni principali massima e minima (il criterio non tiene conto della tensione intermedia σ2) e per GSI > 25:

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

s e a = 0,5 (da Hoek e Brown, 1990, 1997)
dove *mi* dipende dalla roccia intatta. Per il calcolo è stato utilizzato il codice di calcolo RocLab1 della Rocscience che forniva i valori ricercati in funzione di *mi*, σci, e GSI.

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

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

Il procedimento è di tipo analitico mediante calcolo per successivi valori di σ3 del termine di σ1 e regressione dei risultati sino alla ricostruzione della curva intrinseca e dell'inviluppo di Mohr- Coulomb equivalente:

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

con A e B costanti determinate dalla regressione e dipendenti dalla roccia e σtm resistenza a "trazione" dell'ammasso roccioso (che riflette in realtà l'interbloccaggio delle particelle costituenti l'ammasso quando non sono libere di dilatarsi) data da:

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

Determinando φ e c' sulla base delle relazioni di cui sopra secondo il procedimento di regressione e fitting menzionato, per i cui dettagli si rimanda allo studio di Hoek e Brown (1990, 1997), si ricava il valore di σcm.

Le analisi di laboratorio GET effettuate hanno permesso di determinare precisamente i parametri utilizzati nell'analisi di Hoek e Brown, i dettagli e i grafici si trovano nell'allegato relativo alle prove di laboratorio ed in particolare alla prova triassiale.

Con l'analisi effettuata si ottengono valori di angolo di attrito pari a 51.11° e coesione pari a 22,76 MPa.

Per le verifiche di stabilità si sono comunque considerati i valori più cautelativi di angolo di attrito e coesione, confrontando i risultati dell'analisi di Morh-Couloumb con quelli dell'analisi di Hoek e Brown, a favore di sicurezza.

8-INDAGINI SISMICHE IN SITO

Le indagini sismiche sono state effettuate nella parte sommitale della cava, nelle immediate vicinanze dei tralicci dell'alta tensione in modo da avere una chiara e precisa definizione del sottosuolo, sia in termini sismici che geomeccanici e tettonico – geologici, e valutare con cognizione gli interventi di scavo.

In questa zona è stata eseguita una stesa sismica a rifrazione in onde P ed in onde S ed una stesa MASW in onde P ed S.

8.1 attrezzatura utilizzata

L'attrezzatura e la strumentazione utilizzata è costituita da:

- un sistema di energizzazione per le onde P: la sorgente è costituita da una mazza del peso di 5 Kg battente verticalmente su piastra circolare in acciaio del diametro di 20 cm posta direttamente sul p.c. per la generazione prevalentemente di onde P e secondariamente di onde SV, in grado di generare onde elastiche ad alta frequenza ricche di energia, con forme d'onda ripetibili e direzionali;
- n sistema di energizzazione per le onde S: la sorgente è costituita da una mazza del peso di 5 Kg battente orizzontalmente su piastra rettangolare in acciaio avente lato 18 cm posta su di un trave in legno della lunghezza di circa 1,5 m per la generazione prevalentemente di onde S e secondariamente di onde SV, in grado di generare onde elastiche ad alta frequenza ricche di energia, con forme d'onda ripetibili e direzionali;
- un sistema di ricezione: costituito da 12(onde P ed S) e 24 (per le analisi MASW) geofoni verticali ed orizzontali monocomponente del tipo elettromagnetico a bobina

mobile a massa sospesa con frequenza propria di 4.5 Hz, ovvero dei trasduttori di velocità in grado di tradurre in segnale elettrico la velocità con cui il suolo si sposta al passaggio delle onde sismiche prodotte da una specifica sorgente;
- sistema di acquisizione dati: con memoria dinamica a 16 bit, cavo sismico telemetrico di 160 m, notebook PC Windows XP con software dedicato a 16 canali; il sistema è in grado di convertire in digitale e registrare su memoria il segnale proveniente da ciascun canale dal sistema di ricezione; la conversione A/D avviene già dal primo metro di cavo: il sistema permette pertanto di eliminare molte fonti di disturbo dovute al trasferimento del segnale lungo centinaia di metri di cavo sismico ed è inoltre dotato di un sistema di filtraggio in tempo reale;
- un sistema di trigger: consiste in un circuito elettrico che viene chiuso nell'istante in cui il grave colpisce la base di battuta, tramite l'utilizzo di una pastiglia piezoelelettrica fissata sul sistema di energizzazione; in questo modo è possibile individuare e visualizzare l'esatto istante in cui la sorgente viene attivata e fissare l'inizio della registrazione.

8.2 Indagine di sismica a rifrazione: metodologia ed acquisizione

Il metodo sismico a rifrazione si basa sul concetto della bi-rifrazione delle onde elastiche a seguito del fronte d'onda conico.

Data una sorgente di onde elastiche e uno stendimento di geofoni lungo un profilo giungeranno in superficie ai geofoni onde dirette, onde riflesse ed onde coniche o bi-rifratte (head wave): le onde analizzate sono quelle birifratte, cioè quelle che giungono sulla superficie di separazione con un angolo d'incidenza critico (secondo la legge di Snell) e che quindi vengono rifratte con un angolo di 90° propagandosi parallelamente alla superficie rifrangente e venendo nuovamente rifratte verso la superficie con lo stesso angolo di incidenza.

I contrasti di proprietà possono essere legati a cause stratigrafiche, strutturali, idrogeologiche; il modello interpretativo del mezzo investigato è di tipo elastico, omogeneo, continuo ed isotropo, mentre la profondità totale di indagine è legata alla lunghezza dello stendimento di ricevitori.

L'interpretazione dei segnali rilevati e la conseguente stima del profilo di velocità delle onde P è articolata nelle seguenti fasi fondamentali:

- Individuazione dei primi arrivi attraverso l'osservazione dei sismogrammi e l'operazione di picking, previa elaborazione dei segnali ed operazioni di filtraggio anche consecutivo con diverse tipologie di filtro digitale;

- Ricostruzione delle dromocrone delle onde P e scelta del modello di sottosuolo da utilizzare nell'interpretazione (numero di strati);

- Linearizzazione delle dromocrone e calcolo delle velocità di propagazione delle onde elastiche analizzate e dei relativi tempi di intercetta;

- Ricostruzione del modello del sottosuolo con calcolo della profondità di ciascun strato omogeneo, continuo ed isotropo tramite il metodo del tempo di intercetta applicabile a ciascun punto di scoppio (metodo a griglia shot-point); questo metodo è applicabile in situazioni litostratigrafiche approssimabili a modelli stratificati a strati piani orizzontali e/o inclinati.

L'elaborazione dei sismogrammi è stata effettuata con un software dedicato che consente di effettuare il picking dei primi arrivi e la rappresentazione delle dromocrone; per le analisi interpretative è stato utilizzato il software Geogiga e il software Rayfract.

8.3 Stendimento

L'indagine nel sito è consistita in uno stendimento singolo di sismica a rifrazione di lunghezza variabile in funzione delle disponibilità logistiche, lungo il quale sono stati disposti e collegati in serie 12 geofoni monocomponente (verticale) del tipo elettromagnetico a bobina mobile, con distanza intergeofonica pari a 3m.

- due scoppi simmetrici (end-shots) esterni allo stendimento ad una distanza di 1,5 metri dal geofono più vicino;
- due scoppi simmetrici (mid-shots) interni allo stendimento tra il geofono 3 ed il 4 e tra il 9 ed il 10.
- uno scoppio (mid-shot) al centro dello stendimento stesso.

8.4 Risultati ed interpretazione del modello

A seguito della modellizzazione effettuata si è desunto il modello geologico dell'area interessata; possiamo suddividere il suolo in tre layer principali identificati da un numero:

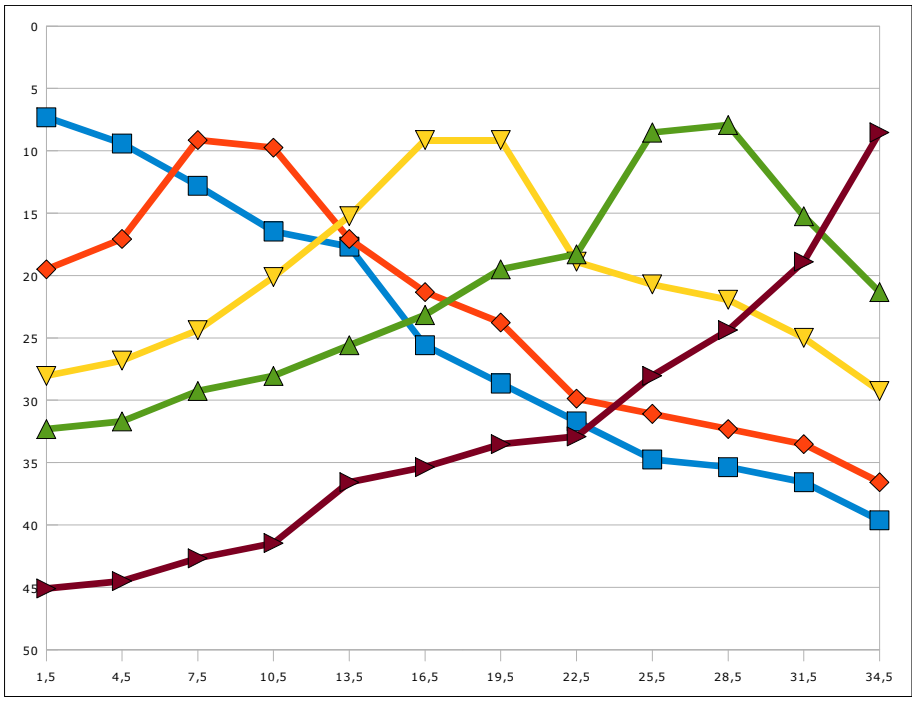
- **1**:Layer superficiale, ad andamento disomogeneo. La Vp è stimata tra i 200 e i 300 m/sec, la Vs tra i 100 e i 200 m/sec e la sua estensione in profondità è variabile tra 0,3-1,3m dal p.c.; è interpretabile come detrito sciolto o roccia molto alterata;

- **2**:Si tratta di un layer dello spessore medio di circa 2,5-3,5 metri, avente velocità Vp compresa tra i 350 e i 1000 m/sec e Vs compresa tra 200 e 500 m/sec; interpretabile come roccia alterata le cui caratteristiche migliorano con la profondità;

- **3**:Layer sito ad una profondità media di 4-4,5 m con velocità Vp variabili tra 1000 e 2000 m/sec (e oltre) e Vs compresa tra 600 e 800 m/sec; interpretabile come substrato non alterato.

Tabella riassuntiva dell'acquisizione di sismica a rifrazione

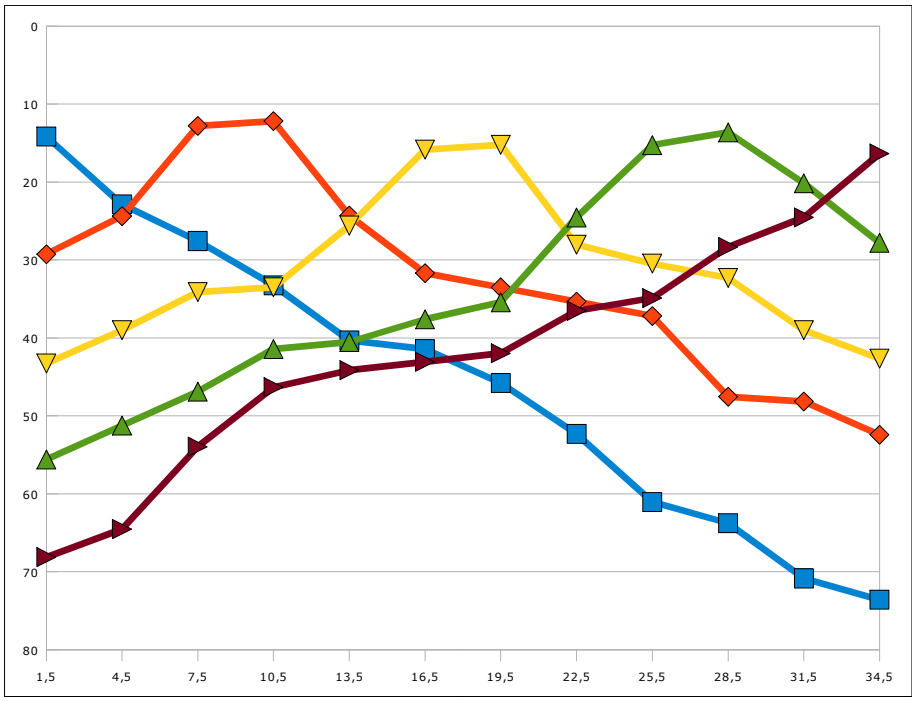
N° di geofoni	12
Distanza intergeofonica	3m
Lunghezza stesa	36m
N°di shot	5
Intervallo di campionamento	5000Hz/200µS
Tempo di acquisizione	0,3sec
Gain	Modulabile da 27 a 50db



Dromocrone onde P

		es1	ms1	cs	ms2	es2
ONDE P	**Shot**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
Geofono	**Distanza (m)**	0	9	18	27	36
1	1,5	7,31	19,5	28,04	32,3	45,1
2	4,5	9,41	17,07	26,82	31,69	44,49
3	7,5	12,8	9,14	24,38	29,26	42,67
4	10,5	16,46	9,75	20,11	28,04	41,45
5	13,5	17,68	17,07	15,24	25,6	36,57
6	16,5	25,6	21,33	9,14	23,16	35,35
7	19,5	28,65	23,77	9,14	19,5	33,52
8	22,5	31,69	29,87	18,89	18,29	32,91
9	25,5	34,74	31,09	20,72	8,53	28,04
10	28,5	35,35	32,3	21,94	7,92	24,38
11	31,5	36,57	33,52	24,99	15,24	18,89
12	34,5	39,62	36,57	29,26	21,33	8,53

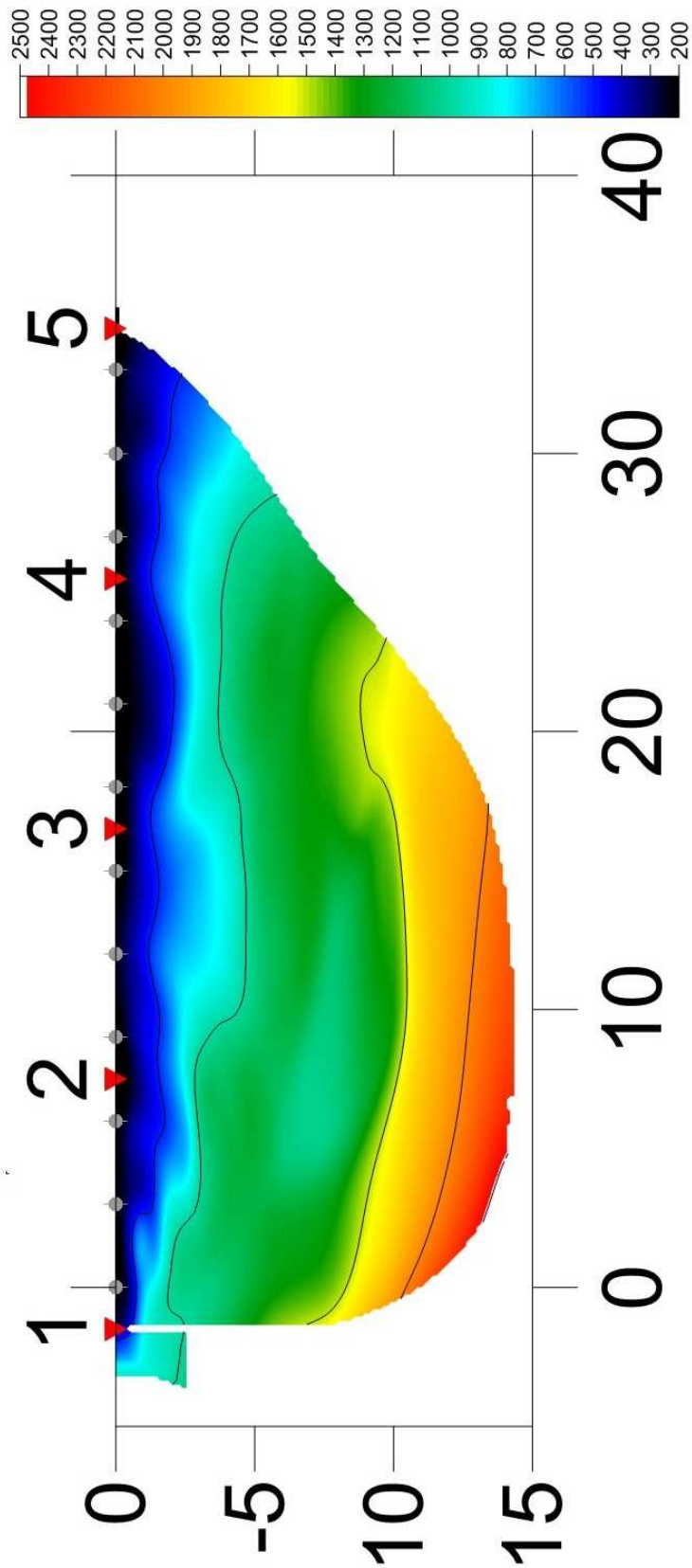
First travel time onde P



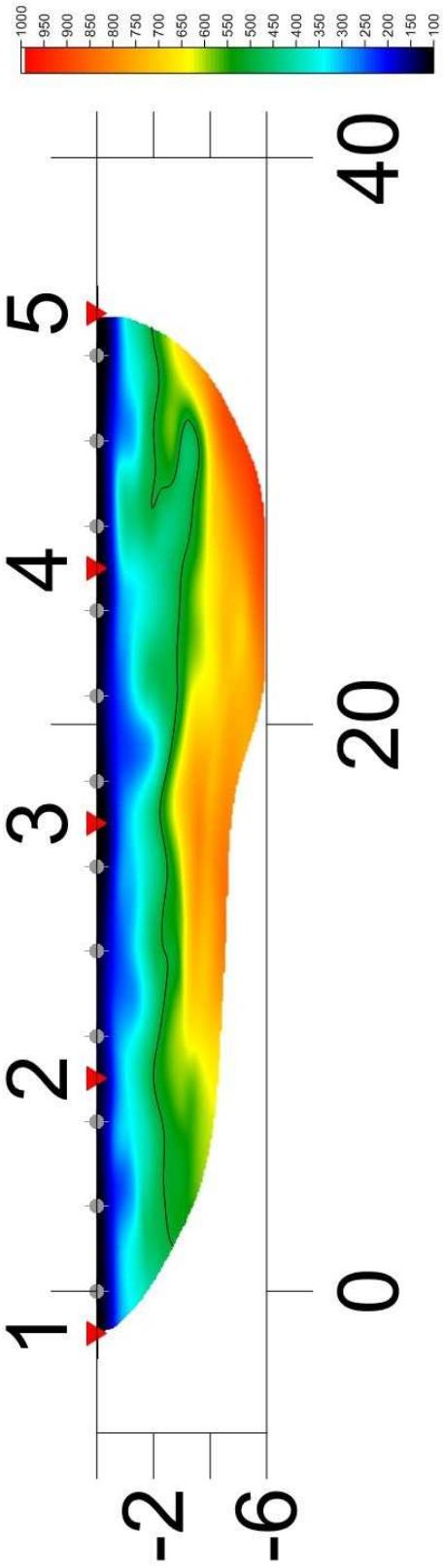
Dromocrone onde S

		es1	ms1	cs	ms2	es2
ONDE S	**Shot**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
Geofono	**Distanza (m)**	0	9	18	27	36
1	1,5	14,17	29,26	43,28	55,59	68,13
2	4,5	22,89	24,38	39,01	51,23	64,52
3	7,5	27,57	12,8	34,13	46,87	53,96
4	10,5	33,25	12,19	33,52	41,42	46,33
5	13,5	40,33	24,3	25,6	40,53	44,15
6	16,5	41,42	31,69	15,85	37,61	43,06
7	19,5	45,78	33,52	15,24	35,43	41,97
8	22,5	52,32	35,35	28,04	24,53	36,52
9	25,5	61,04	37,18	30,48	15,26	34,88
10	28,5	63,77	47,54	32,3	13,63	28,34
11	31,5	70,85	48,15	39,01	20,17	24,53
12	34,5	73,58	52,42	42,67	27,8	16,35

First travel time onde S



Tomografia in onde P – scala 1:250



Tomografia in onde S – scala 1:250

8.5 Analisi MASW

La prova MASW, messa a punto nel 1999 da ricercatori del Kansas Geological Survey (Park et al., 1999) permette di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (o onde S) in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh e di Love.

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio V , sulla base della misura delle onde superficiali eseguita in corrispondenza di geofoni posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh e di Love, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde.

In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive (fenomeno della dispersione geometrica), cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.

Il metodo di indagine MASW utilizzato è di tipo attivo in quanto le onde superficiali sono generate in un punto sulla superficie del suolo (tramite energizzazione con mazza battente parallelamente all'array) e misurate da uno stendimento lineare di sensori. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5-10Hz e 70-100Hz, quindi fornisce informazioni sulla parte più superficiale del suolo, generalmente compresa nei primi 30m-50m, in funzione della rigidezza del suolo e delle caratteristiche della sorgente.

I fondamenti teorici del metodo MASW fanno riferimento ad un semispazio stratificato con strati paralleli e orizzontali, quindi una limitazione alla sua applicabilità potrebbe essere rappresentata dalla presenza di pendenze significative superiori a 20°, sia della topografia sia delle diverse discontinuità elastiche.

La metodologia utilizzata consiste in tre fasi:

- calcolo della curva di dispersione sperimentale dal campo di moto acquisito nel dominio spazio-tempo lungo lo stendimento;
- calcolo della curva di dispersione apparente numerica;
- calcolo della curva di dispersione effettiva numerica mediante il metodo Lai-Rix (1998) ed individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali V , modificando SV opportunamente, lo spessore h, le velocità delle onde di taglio SV (o in alternativa il coefficiente di Poisson), la densità di massa degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la curva di dispersione sperimentale e la curva di dispersione numerica corrispondente al modello di suolo assegnato;

L'affidabilità del profilo di velocità Vs trovato durante il processo di inversione è valutata tramite la definizione dell'errore relativo tra le due curve.

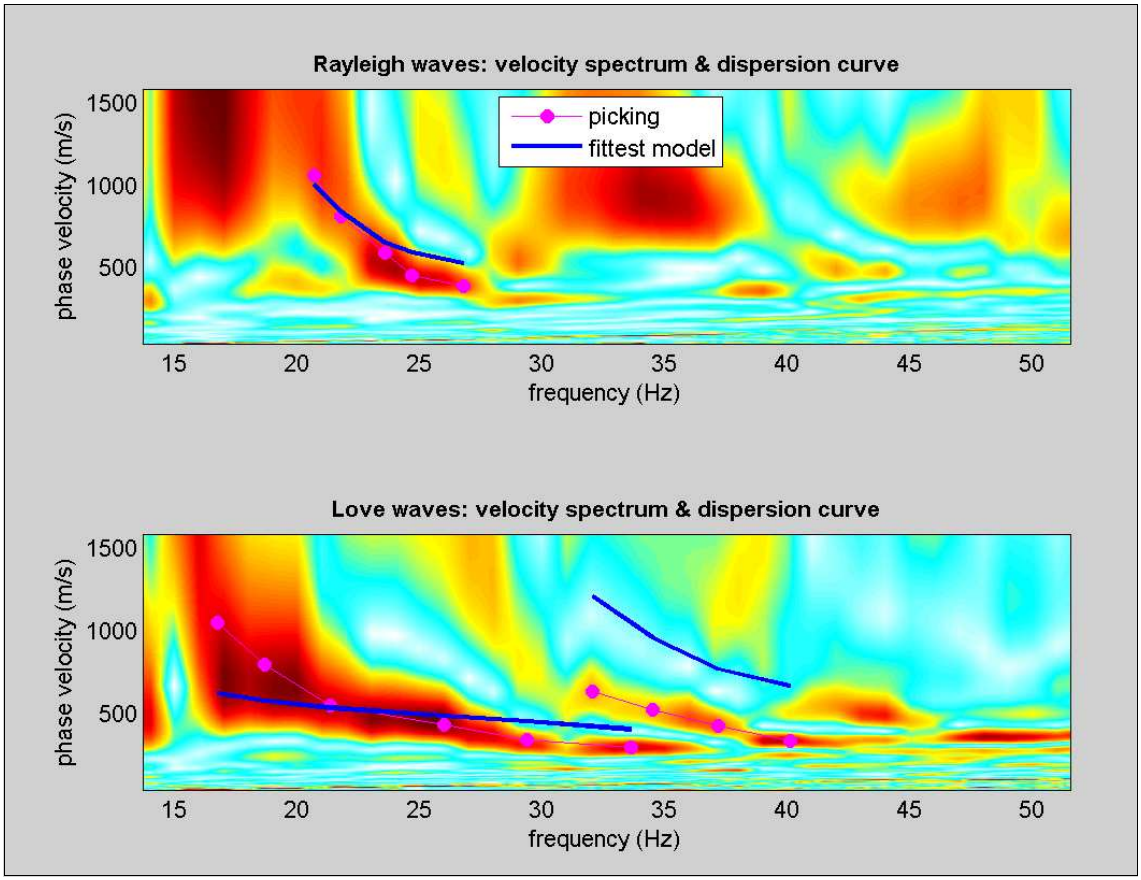
L'elaborazione è stata eseguita tramite il software Winmasw Pro (Eliosoft).

Nell'esecuzione della prova MASW attiva è stato utilizzato come sistema di energizzazione una mazza di 5 Kg battente su piattello metallico. Per aumentare il rapporto segnale/rumore si è proceduto alla somma di più energizzazioni (processo di *stacking*). La sorgente è stata posta ad una distanza di 2 e 4 m dal primo geofono (*Optimum Field Parameters of an MASW*

Survey", Park et al., 2005; Dal Moro, 2008).

Tabella riassuntiva dell'acquisizione MASW

N° di geofoni	24
Distanza intergeofonica	1,5m
Lunghezza stesa	36m
N°di shot	2
Intervallo di campionamento	4000Hz/250µS
Tempo di acquisizione	1,5sec
Gain	45db



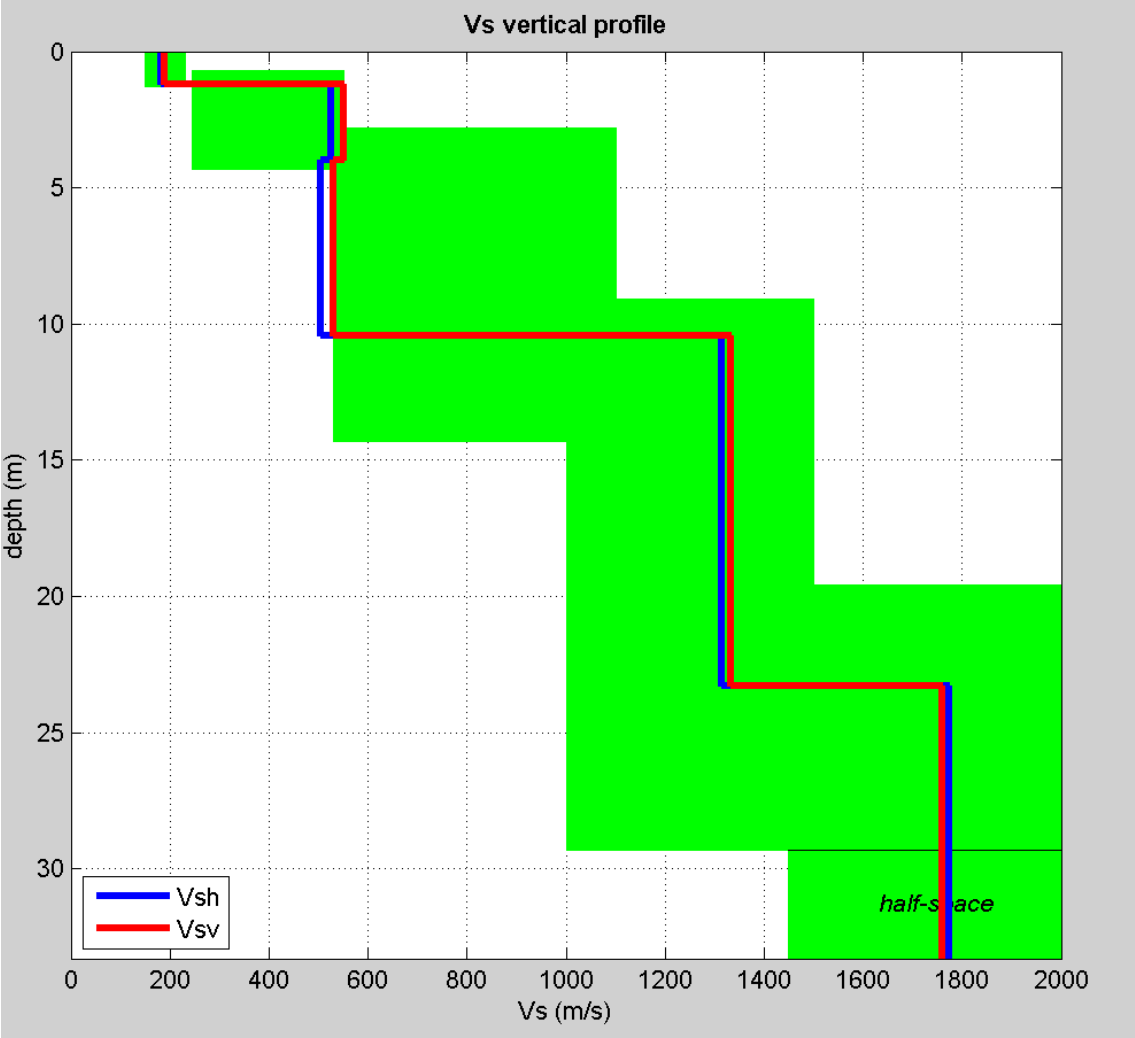
Spettri di ampiezza delle onde di Rayleight e di Love.

A partire dal modello sismico monodimensionale riportato precedentemente, è possibile calcolare il valore delle Vs30, che rappresenta la "velocità equivalente" di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio.

Per il calcolo delle Vs30 si fa riferimento alla seguente espressione, riportata nel D.M. 14.09.2005 e nel D.M. 14.01.2008 ("*Norme tecniche per le costruzioni"*):

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^{n} H_i / V_i}$$

dove Hi e Vi indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.



Profilo verticale Vs30

Dal profilo verticale calcolato si deduce una Vs30 pari a 855m/sec (best model), corrispondente ad un suolo di categoria **A** (si veda le note sismiche riportate di seguito).

8.6 Stima dei parametri della roccia dalla tomografia sismica e dall'analisi MASW

Tramite l'analisi dei dati ottenuti dalla tomografia sismica e dall'analisi MASW si possono dedurre, in via indicativa, i parametri medi, ed in particolare i moduli elastici, dei layer sismici individuati nel par. 7,4.

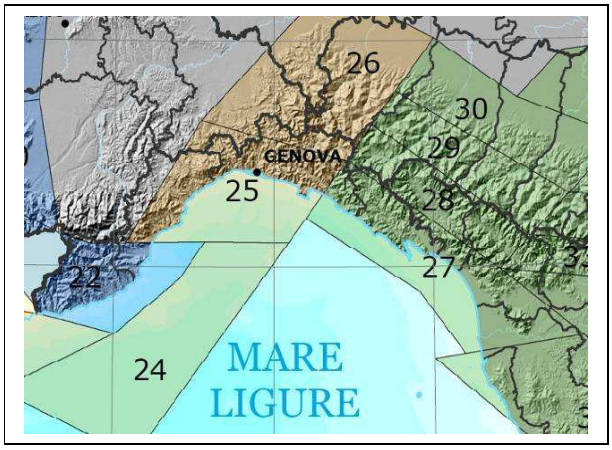
	Profondità	Spessore(m)	Vp (m/sec)	Vs(m/sec)	Vp/Vs	γ (t/m³)	γ (KN/m³)	δ (t/m³)
Layer 1	0 – 1	1	275	160	1,72	1,48	14,54	1,48
Layer 2	1 – 4	3	650	350	1,86	1,75	17,13	1,75
Layer 3	4 – 14	10	1500	700	2,14	2,05	20,08	2,05

	Poisson	Shear	Young	Rigidità	Bulk	Lame1	Lame2
	ν	G(Kg/cm2)	Ed (Kg/cm2)	R (m/sec*Kg/m³)	K (Kg/cmq)	λ	μ
Layer 1	0,244	386,91	962,74	237,23	627,1	362,14	379,56
Layer 2	0,296	2180,17	5650,28	611,07	4612,47	3099	2138,75
Layer 3	0,361	10222,44	27821,3	1432,6	33309,86	25991,49	10028,21

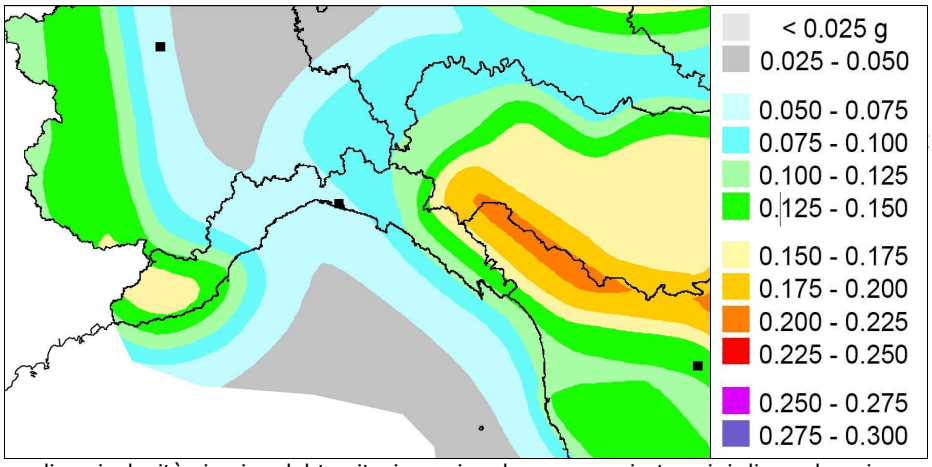
9-ANALISI SISMICA

Zonazione sismogenetica

Dall'esame della cartografia di zonazione sismogenetica ZS4 l'area in esame si colloca nella zona 25 che è classificata come: "Zone di trasferimento Alpi-Appennino e Mar Ligure. Meccanismi attesi: *strike-slip* sinistro in strutture crostali superficiali e dip-slip in strutture più profonde (zone 23, 25, 26); compressione (*thrust* e *strike-slip* sinistro con assi P W-E" nello ZS4 " mentre nel ZS9 (2004) l'area viene invece classificata come "E" - indeterminata.



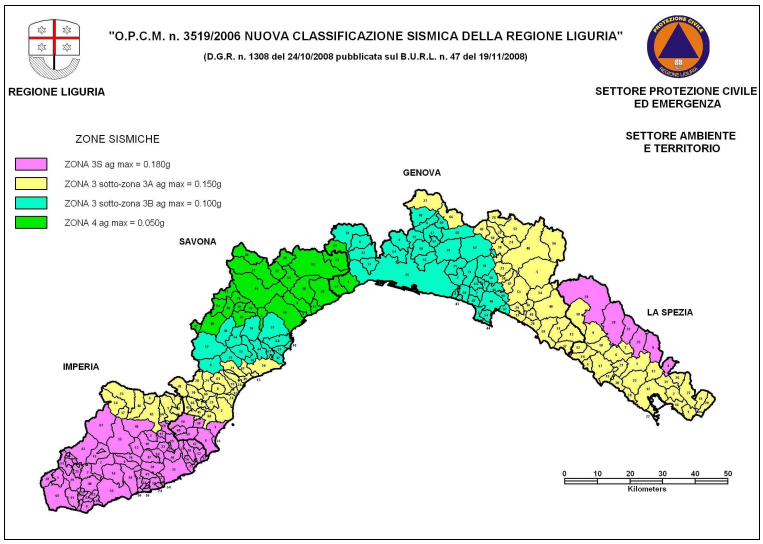
Zonazione sismogenetica dell'Italia Nord-Occidentale (da GNDT-ZS4)



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 Genova è inserito in zona 3, sottozona 3B, corrispondente ad un valore di accelerazione orizzontale ag = 0,100 g.



Classificazione sismica della Regione Liguria

Categoria di suolo

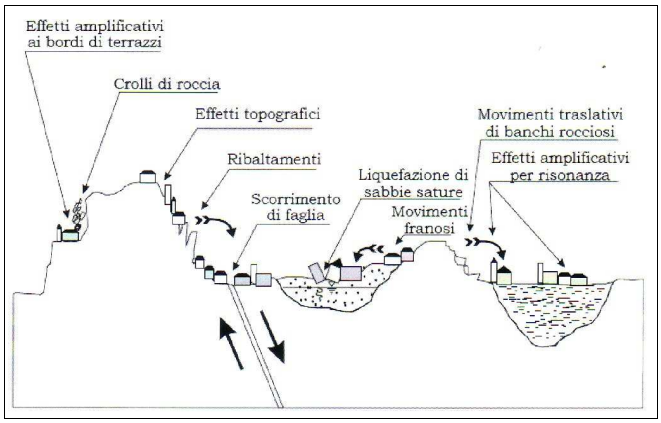
Per quanto riguarda i valori delle Vs, sulla base della bibliografia e dai dati acquisiti direttamente in campagna, si possono stimare i valori medi. Pertanto, la categoria del suolo di fondazione, ai fini della definizione dell'azione sismica è assimilabile alla categoria come "A" e cioè: "Ammassi rocciosi 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 2008.

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 T3 (tabella 3.2.IV NTC) e il coefficiente di amplificazione topografica risulta St=1,2



Schema dei fattori di amplificazione topografica

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 costruzioni sono suddivise in classi d'uso, la classe d'uso dell'opera in progetto è:

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

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

- *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti (a cui si può prudenzialmente associare il rilevato di ricomposizione ambientale)

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

Fermo restando che la decisione delle classi d'uso è del progettista che ne determina quindi il ruolo, a favore di sicurezza si sono considerati anche i gradoni come "opera" e classificati come Classe I; sempre a favore di sicurezza si è optato per inserire il modesto rilevato di ricomposizione ambientale di raccordo tra il piazzale e il primo gradone in Classe II.

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):
$V_R = V_N \times C_U =$

$V_R = 50$ anni

Tabella riepilogativa - gradoni

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

Tabella riepilogativa – rilevato di ricomposizione ambientale

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

Azione sismica
Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento" V_R espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" P_{VR}.
La pericolosità sismica è definita in termini di:
-accelerazione orizzontale massima attesa "ag" in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale categoria T1;
-ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se(T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.
Gli stati limite ultimi (SLU) dinamici sono:
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono:
- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

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

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:
- ag accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione

orizzontale;
- T*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

PARAMETRI SISMICI-GRADONI

Sito in esame.

latitudine:	44,467904
longitudine:	8,825023
Classe:	1
Vita nominale:	50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 16472	Lat: 44,4922	Lon: 8,7947 Distanza: 3612,734
Sito 2	ID: 16473	Lat: 44,4949	Lon: 8,8647 Distanza: 4347,007
Sito 3	ID: 16694	Lat: 44,4422	Lon: 8,7986 Distanza: 3542,968
Sito 4	ID: 16695	Lat: 44,4450	Lon: 8,8684 Distanza: 4287,139

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T3
Periodo di riferimento:	35anni
Coefficiente cu:	0,7

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	81	%
Tr:	30	[anni]
ag:	0,023 g	
Fo:	2,549	
Tc*:	0,181	[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63	%
Tr:	35	[anni]
ag:	0,025 g	
Fo:	2,539	
Tc*:	0,187	[s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	332	[anni]
ag:	0,061 g	
Fo:	2,522	
Tc*:	0,279	[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5	%
Tr:	682	[anni]
ag:	0,079 g	
Fo:	2,525	
Tc*:	0,290	[s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200
Kh:	0,005
Kv:	0,003
Amax:	0,267
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200

Kh: 0,006
Kv: 0,003
Amax: 0,289
Beta: 0,200

SLV:
Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,200
Kh: 0,015
Kv: 0,007
Amax: 0,718
Beta: 0,200

SLC:
Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,200
Kh: 0,019
Kv: 0,009
Amax: 0,930
Beta: 0,200

PARAMETRI SISMICI-RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE

Sito in esame.
latitudine: 44,467904
longitudine: 8,825023
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 16472	Lat: 44,4922	Lon: 8,7947 Distanza: 3612,734
Sito 2	ID: 16473	Lat: 44,4949	Lon: 8,8647 Distanza: 4347,007
Sito 3	ID: 16694	Lat: 44,4422	Lon: 8,7986 Distanza: 3542,968
Sito 4	ID: 16695	Lat: 44,4450	Lon: 8,8684 Distanza: 4287,139

Parametri sismici
Categoria sottosuolo: A
Categoria topografica: T3
Periodo di riferimento: 50anni
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):
Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,023 g
Fo: 2,549
Tc*: 0,181 [s]

Danno (SLD):
Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,029 g
Fo: 2,517
Tc*: 0,204 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):
Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,069 g
Fo: 2,527
Tc*: 0,286 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):
Probabilità di superamento: 5 %

Tr:	975	[anni]
ag:	0,090 g	
Fo:	2,524	
Tc*:	0,294	[s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200
Kh:	0,005
Kv:	0,003
Amax:	0,267
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200
Kh:	0,007
Kv:	0,004
Amax:	0,347
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200
Kh:	0,017
Kv:	0,008
Amax:	0,818
Beta:	0,200

SLC:

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200
Kh:	0,022
Kv:	0,011
Amax:	1,056
Beta:	0,200



Nodi del reticolo sismico di riferimento della zona in esame

Valutazione dell'azione sismica nei pendii (Slope Geostru 2010)
Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi la stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene eseguita con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

Fh=Kh *W
Fv=Kv *W

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

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

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.
amax= SS ST ag
SS(effetto di amplificazione stratigrafica): 0.90 ≤Ss≤ 1.80; è funzione di F0(Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).
ST(effetto di amplificazione topografica).
Il valore di ST varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:
T1*(ST= 1.0)* ***T2****(ST= 1.20)* ***T3****(ST=1.20)* ***T4****(ST= 1.40).*
Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è così valutato:

TR=-VR/ln(1-PVR)

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

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

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

10 – SCELTA DEI PARAMETRI DI PROGETTO

Come già accennato, nell'areale interessato dalla variante in oggetto, l'assetto strutturale, le proprietà geomeccaniche e l'omogeneità litologico – composizionale indicano una roccia molto buona e particolarmente idonea allo sfruttamento.

Dalle prove in situ e di laboratorio effettuate, dalle indagini sismiche 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 e del rilevato di ricomposizione ambientale così come prevedono le NTC 2008 (par. 6.2.3.1.2).

Valori medi (Vm)

Metagabbro
I valori medi del litotipo sono:

	Da prove di laboratorio	**Da rilievi in situ**
Angolo di attrito	42° (51,11°)	47*
Coesione non drenata	0,5 Kg/cmq – 22,76 Mpa	0,42*
Peso di Volume	2,89 t/mc	/
Modulo di Young	30743 Kg/cmq	27292 Kg/cmq**
Coefficiente di Poisson	0,27	0,32**
Res. a comp. Uniassiale	932,51 Kg/cmq	/
Rottura a trazione	191,24 Kg/cmq	/
Velocità onde P	(5140 m/sec)	2300 m/sec**

Note:
tra parentesi () vi sono i valori dei campioni indisturbati e non fratturati;
/ dato non rilevato;
*da rilievo geomeccanico;
**da analisi sismica;

A favore di sicurezza si è scelto di utilizzare per i calcoli successivi il dato peggiorativo tra quelli derivati dalle prove di laboratorio e quello determinato dai rilievi in situ.

Materiale per il rilevato di ricomposizione ambientale
Per i dati desunti per il calcolo dei parametri del rilevato di composizione ambientale si veda il cap. 12.

I dati medi forniscono i seguenti valori:

Angolo di attrito	37,5°
Coesione non drenata	0,25 Kg/cmq
Peso di Volume	1,95 t/mc

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.

Come noto, 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)

Metagabbro

Angolo di attrito	35,76°
Coesione non drenata	0,3 Kg/cmq – 16,25 Mpa (prova triassiale)
Res. a comp. Uniassiale	582,81 Kg/cmq

Materiale per il rilevato

Angolo di attrito	31,54°
Coesione non drenata	0,2 Kg/cmq

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

Nella verifica di stabilità globale per il versante in roccia il calcolo della coesione e dell'angolo di attrito è determinato direttamente dal software, che in base all'RMR (ridotto), alla resistenza a compressione uniassiale (ridotta come prescritto nelle NTC) calcola automaticamente i valori anche in base alla tensione alla base dei conci, i valori calcolati rientrano comunque in quelli desunti dalle prove di laboratorio ed in situ.

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

11-VERIFICHE DI STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO

11.1 Analisi statistica per cinematismi di scivolamento

Nel caso di cava in materiale rigido come nel caso dei Metagabbri di Carpenara 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.

Come usuale nel caso di coltivazioni di cave a cielo aperto, la valutazione di stabilità viene effettuata con i metodi classici di equilibrio al limite allo scivolamento di cunei cinematicamente rimovibili e dell'analisi dei prismi di parete rimovibili.

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

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

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

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

Il programma esegue una serie di simulazioni secondo il metodo Monte Carlo generando

casualmente, nell'ambito delle distribuzioni definite, diversi valori per ogni parametro considerato e calcola, per ogni cuneo riconosciuto valido, cioè cinematicamente rimovibile, il coefficiente di sicurezza.

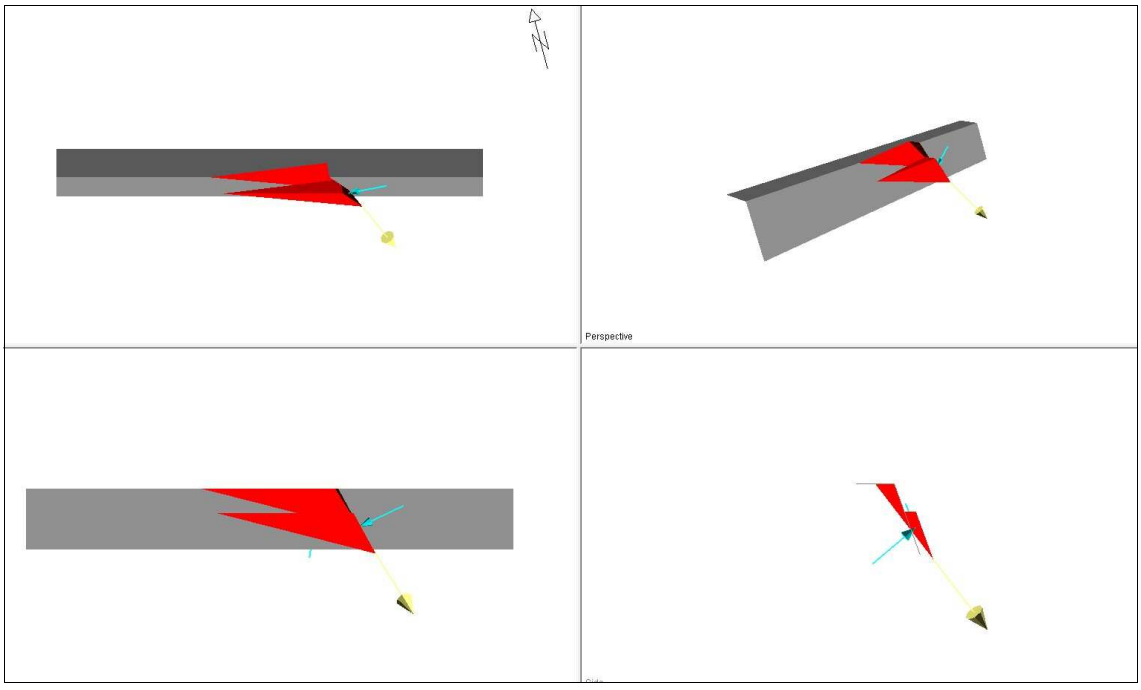
Per eseguire le verifiche di stabilità dei fronti rocciosi attuali o previsti nella cava sono state prese in considerazione le diverse situazioni corrispondenti alle situazioni più critiche che si possono verificare nella cava.

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

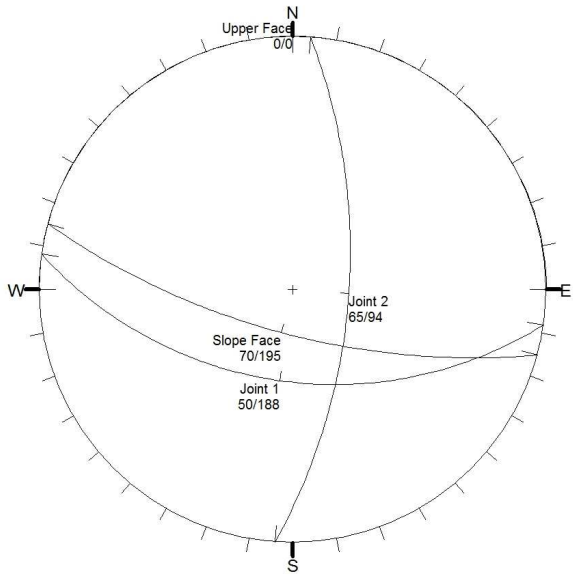
Il programma sovrastima tali cubature in quanto prende in considerazione solo due sistemi per volta; in questo modo due sistemi sub-ortogonali al fronte e con direzione di immersione opposta possono generare cunei teoricamente molto grandi.

In realtà, nel caso della formazione di cunei, i potenziali blocchi sono isolati da più di due discontinuità; nel nostro caso ad esempio le discontinuità a traverpoggio riducono le dimensioni dei cunei generati da sistemi ortogonali al fronte. Per ovviare a tale inconveniente s'è ipotizzata la presenza di un tension crack parallela al fronte.

1) Metagabbri con fronte 195/70 e H=15 m



Modellazione tridimensionale del cuneo tipo K1-K2 indagato



Rappresentazione stereografica del cuneo tipo K1-K2 indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**1.29154**
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=6.07135 m
Wedge volume=768.441 m3
Wedge weight=2220.79 tonnes
Wedge area (joint1)=487.751 m2
Wedge area (joint2)=51.1828 m2
Wedge area (slope)=404.074 m2
Wedge area (upper face)=153.688 m2
Normal force (joint1)=1248.94 tonnes
Normal force (joint2)=-655.86 tonnes
Driving force=1910.14 tonnes
Resisting force=2467.02 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.0675 tonnes/m2
Water force on joint1=32.9232 tonnes
Water force on joint2=3.45484 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=222.079 tonnes

Failure Mode:
Sliding on joint1

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=45.2763 deg, trend=155.912 deg
length=21.1116 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=60.9418 m
Joint2 on slope face=17.9396 m
Joint1 on upper face=49.8185 m
Joint2 on upper face=6.18499 m

Maximum Persistence:
Joint1=60.9418 m
Joint2=21.1116 m

Joint Set 1 Data:
dip=50 deg, dip direction=188 deg
cohesion=3 tonnes/m2, friction angle=35.76 deg

Joint Set 2 Data:
dip=65 deg, dip direction=94 deg
cohesion=3 tonnes/m2, friction angle=35.76 deg

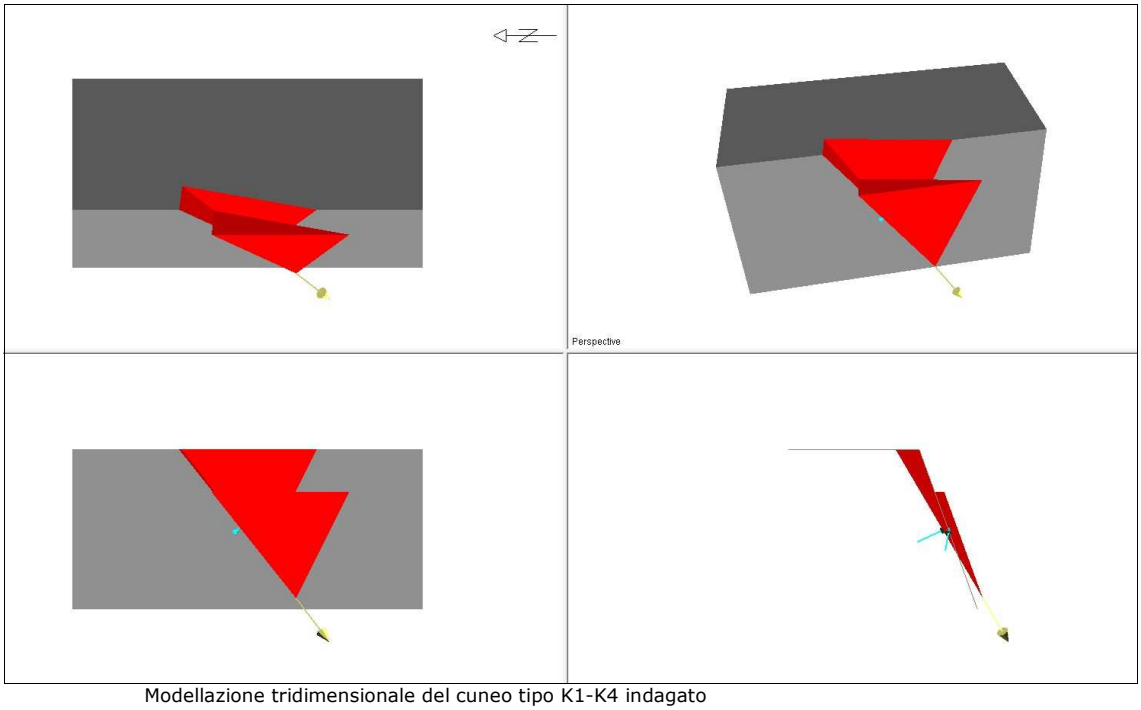
Slope Data:
dip=70 deg, dip direction=195 deg
slope height=15 meters
rock unit weight=2.89 tonnes/m3
Water pressures in the slope=YES
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:
dip=0 deg, dip direction=0 deg

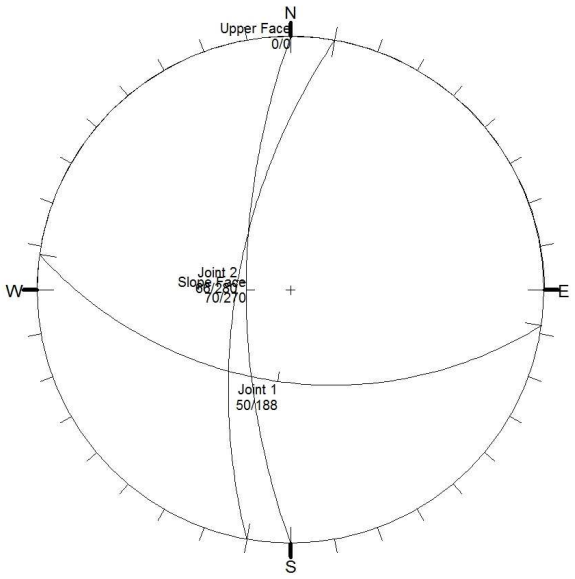
Water Pressure Data:
Water unit weight=1 tonnes/m3
Pressure definition method=Percent Filled Fissures
Percent Filled=30 %

Seismic Data:
Seismic coefficient=1
Direction=line of interesection J1&J2
trend=155.912 deg, plunge=45.2763 deg

2) Metagabbri con fronte 270/70 e H=15 m



Modellazione tridimensionale del cuneo tipo K1-K4 indagato



Rappresentazione stereografica del cuneo tipo K1-K4 indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**2.2103**
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=3.34487 m
Wedge volume=162.559 m3
Wedge weight=469.795 tonnes
Wedge area (joint1)=33.0699 m2
Wedge area (joint2)=158.139 m2
Wedge area (slope)=155.155 m2
Wedge area (upper face)=32.5117 m2
Normal force (joint1)=269.734 tonnes
Normal force (joint2)=115.946 tonnes
Driving force=385.187 tonnes
Resisting force=851.38 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.0675 tonnes/m2
Water force on joint1=2.23222 tonnes
Water force on joint2=10.6744 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=46.9795 tonnes

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

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=46.0466 deg, trend=217.503 deg
length=20.8361 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=19.9359 m
Joint2 on slope face=17.6355 m
Joint1 on upper face=3.37774 m
Joint2 on upper face=19.2623 m

Maximum Persistence:
Joint1=20.8361 m
Joint2=20.8361 m

Joint Set 1 Data:
dip=50 deg, dip direction=188 deg
cohesion=3 tonnes/m2, friction angle=35.76 deg

Joint Set 2 Data:
dip=66 deg, dip direction=280 deg
cohesion=3 tonnes/m2, friction angle=35.76 deg

Slope Data:
dip=70 deg, dip direction=270 deg
slope height=15 meters
rock unit weight=2.89 tonnes/m3
Water pressures in the slope=YES
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:
dip=0 deg, dip direction=0 deg

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

Seismic Data:
Seismic coefficient=1
Direction=line of interesection J1&J2
trend=217.503 deg, plunge=46.0466 deg

N° Analisi	Fs
1	1,29
2	2,21

Tabella riassuntiva dei fattori di sicurezza delle analisi di stabilità eseguite

I fattori di sicurezza assumono i valori riportati in tabella, ottenuti per i potenziali cunei, isolati da sistemi che hanno una direzione d'immersione che differisce di 45°- 90° rispetto a quella dei fronti o piani di roccia inclinati parallelamente alla stratificazione.

Nelle verifiche è stato calcolato il coefficiente per i vari Stati Ultimi, utilizzando il coefficiente amax pari a 1, a favore di sicurezza al posto del valore di amax calcolato per SLV (0,718), come previsto dalle NTC.
Il fattore di sicurezza è sempre risultato superiore a quello minimo, pari a 1.

In base ai risultati ottenuti è possibile affermare che i fronti di cava in progetto, che hanno altezza media di 15 - 16 metri, sono stabili.

11.2 Analisi di ribaltamento colonnare

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

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

Secondo la terminologia di Varnes 1958 (classificazione maggiormente diffusa dei movimenti

franosi in roccia) i principali tipi di *rock topple* sono:

- il *flexural toppling* (figura Aa) caratterizzato da un sistema prevalente di discontinuità verticali che accomuna anche il *block toppling* (figura B);
- il *block-flexure toppling* (figura. Ac e figura B) caratterizzato da flessione pseudo continua di colonne (anche in questo caso determinate da un pseudo stratificazione verticale) già interessate da numerosi giunti trasversali che, raddrizzati a seguito della flessione, possono dar luogo a successivo scivolamento.

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

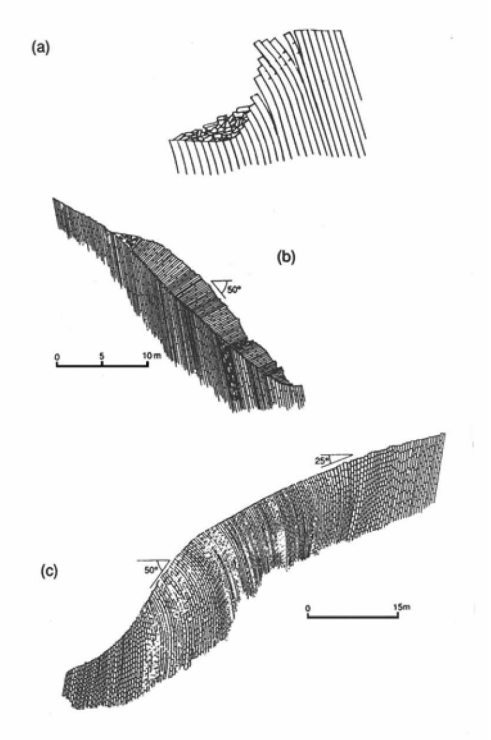


Fig. A - Tipologie di toppling a)b)c) (Cruden & Varnes, 1996)

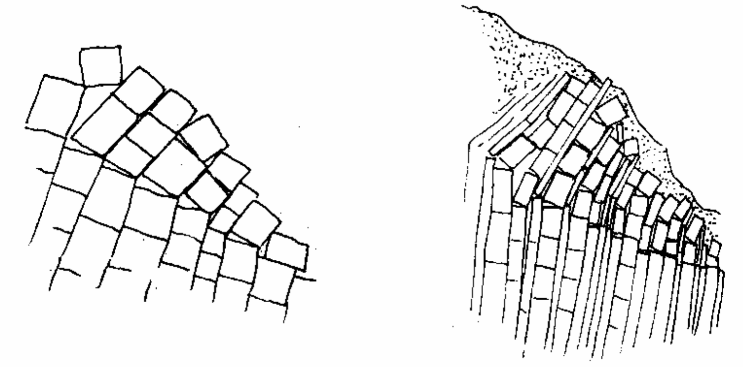


Fig. B - Block toppling a sinistra e block flexural toppling a destra

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

Le principali condizioni di ribaltamento reperite in bibliografia presuppongono perciò, in ogni caso, una fitta presenza di giunti subverticali in grado di determinare delle porzioni tabulari di roccia.

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

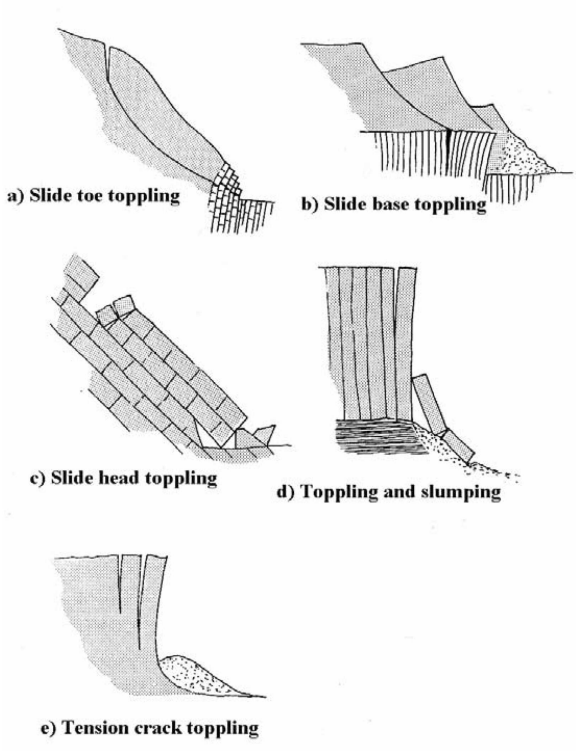


Fig. C - Tipologie secondarie di toppling (Hoek & Bray, 1981)

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

Tale fenomeno è in genere tipico di situazioni con presenza di materiali fortemente stratificati verticalmente.

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

Infatti, nel caso riguardante il fronte principale della cava (circa 195/70) i poli potenzialmente instabili appartengo alla famiglia K1 e K2 e i poli in grado di staccare al piede porzioni tabulari di ammasso roccioso appartenenti a tale famiglia appartengono principalmente alla famiglia K3.

Data anche la loro elevata inclinazione, tali poli non sembrerebbero in grado di dare origine a

fenomeni di instabilità colonnare di elevata proporzione.

In tal senso la relativa densità di fratturazione fa sì che le masse siano modeste, fattore questo che, da un lato, limita l'evento a fenomeni prettamente superficiali e, dall'altro, impedisce la creazione di un elevato battente idraulico.

11.3 Stabilità globale del versante

La stabilità globale del versante è stato verificato tramite il software Slope della Geostru, come visibile negli allegati, utilizzando l'apposito *tool* per i versanti in roccia.

Le verifiche della sicurezza nei confronti degli stati ultimi devono rispettare la condizione fondamentale:

$$\mathbf{Ed \leq Rd}$$

ovvero: valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione ≤ valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno).

La verifica di detta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti:

- per le azioni (A1 e A2);
- per i parametri geotecnici (M1 e M2);
- per le resistenze (R1, R2 e R3);

La verifica di stabilità del pendio è stata effettuata secondo l'approccio 1:

- combinazione 2 (A2+M2+R2)

dove il coefficenete R2 è posto come $\gamma R=1,1$ (tab. 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo – par. 6.8.2 delle NTC 2008)

Si è utilizzato il metodo della maglia dei centri per generare 200 superfici di scorrimento possibili ed il Fsmin è risultato pari a **1,56** (>1).

Le proprietà geomeccaniche dei litotipi esaminati favoriscono in ogni caso la stabilità e pertanto viste le discontinuità presenti nell'ammasso roccioso sono possibili solamente i cinematismi esaminati nei capitoli precedenti.

Per quanto riguarda il calcolo dei **Vp**, come già specificato nel capitolo 10, si sono utilizzati i coefficienti ridotti, opportunamente combinati con i coefficienti parziali, come consigliato nel capitolo 6, par. 6.2.3.1.2 e in particolare alla Tab. 6.2.II e 6.8.I delle NTC 2008.

12-VERIFICHE DI STABILITA' DEL RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE

12.1 Morfologia del rilevato e modalità di posa del materiale

Come illustrato nella Relazione sul Piano di Coltivazione alla fine degli scavi a fossa sul piazzale, si prevede di sistemare definitivamente la zona con il tombamento del ribasso ed il successivo riporto di terreno sul piazzale ed anche addossato al primo gradone sino a quota di circa 265 metri.

Completato il riporto si procederà al recupero vegetazionale con la semina delle essenze erbacee e alla messa a dimora della vegetazione arborea ed arbustiva prevista nella Relazione Agronomica.

Per il tombamento dello scavo del piazzale e del riporto sulla scarpata del primo gradone si

prevede di utilizzare prevalentemente materiali di provenienza esterna, terre e rocce da scavo o assimilati a cui si sommano gli scarti del ciclo produttivo dell'impianto, compresi il detrito di scoperchiatura ed i fanghi di lavaggio degli inerti, e quanto previsto dalle vigenti disposizioni in materia.

Come si evince dai grafici progettuali, detto materiale sarà contenuto all'interno delle pareti rocciose del cavo e pertanto non si avranno problemi connessi alla stabilità dei fronti.

A livello costruttivo, il tombamento sarà realizzato con cura in modo da evitare zone con differente compattazione e quindi con assestamenti differenziali evidenti e pertanto il materiale sversato dagli automezzi sarà steso in strati orizzontali successivi di non elevato spessore (50 – 80 cm) ed opportunamente compattato con il passaggio dei mezzi operativi idonei, sino a raggiungere buone caratteristiche geotecniche.

Nel caso di disomogeneità granulometrica del materiale da abbancare (es. limi di frantoio e rocce di scavo) si procederà preventivamente ad una miscelazione per ottenere un riempimento il più possibile omogeneo.

Una volta ripristinato il piano si procederà ad addossare il terreno in arrivo sulla scarpata del primo gradone per circa 5 – 7 metri di altezza massima, in modo da formare una superficie debolmente inclinata in grado di permettere un efficace smaltimento delle acque piovane e di garantire un buon attecchimento della vegetazione.

Per il drenaggio di eventuali acque di infiltrazione, prima di procedere al riporto in elevazione, sul piazzale di cava ripristinato si stenderà un livello di circa 15 – 20 cm di materiale arido drenante.

Sulla parte più superficiale del riporto finale sarà steso il terreno naturale e pedologico - vegetale per la semina e la piantumazione delle essenze vegetali.

Riassumendo, i criteri e le prescrizioni di abbancamento del materiale da porre all'interno della fossa di scavo e nella debole scarpata di raccordo addossata la primo gradone sono:

- Il riempimento dovrà essere eseguito sistemando il materiale scaricato in strati di circa 50 – 80 cm di spessore, adeguatamente compattati con mezzo meccanico, in modo che di avere una buona omogeneità di compattazione;
-
- Si avrà cura di miscelare materiali fini con quelli più grossolani in modo da ottenere una massa il più possibile omogenea;

- Una volta ripristinato il piano del piazzale a quota 260 m, prima di procedere alla realizzazione del raccordo con il gradone in roccia si stenderà uno straterello di materiale drenante per smaltire agevolmente l'acqua d'infiltrazione evitare senza creare accumuli idrici;

- Al progredire della piccola scarpata di raccordo dovrà essere curata e mantenuta in efficienza la regimazione idrica delle acque meteoriche e una volta giunti alle quote di progetto si dovrà procedere alla semina di essenze erbacee ed arbustive antierosione e successivamente essenze vegetali arboree.

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

12.2 Caratteristiche geotecniche del materiale

Per l'attribuzione dei caratteri fisici e meccanici dei materiali da porre a dimora si sono utilizzati, come indicato al punto 6.2.2 delle citate NTC, i dati della bibliografia nonché quelli ottenuti da prove dirette effettuate sui differenti materiali già utilizzati per la sistemazione ambientale di altre cave della regione.

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, alcuni dei quali riportati di seguito, i parametri geotecnici utili agli obiettivi prefissati.

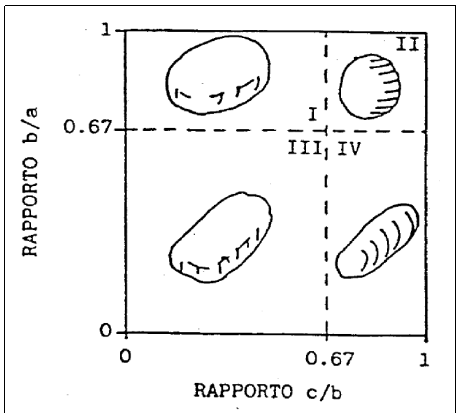
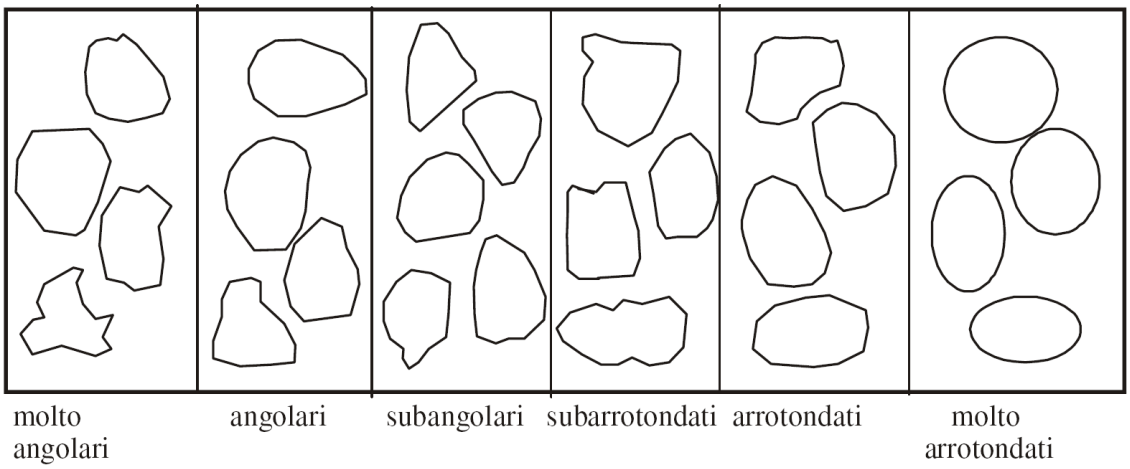
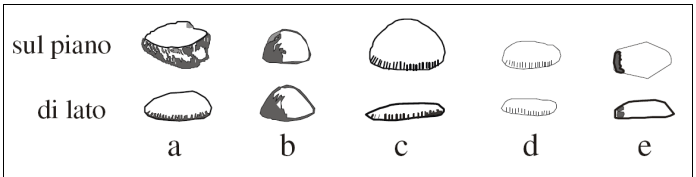
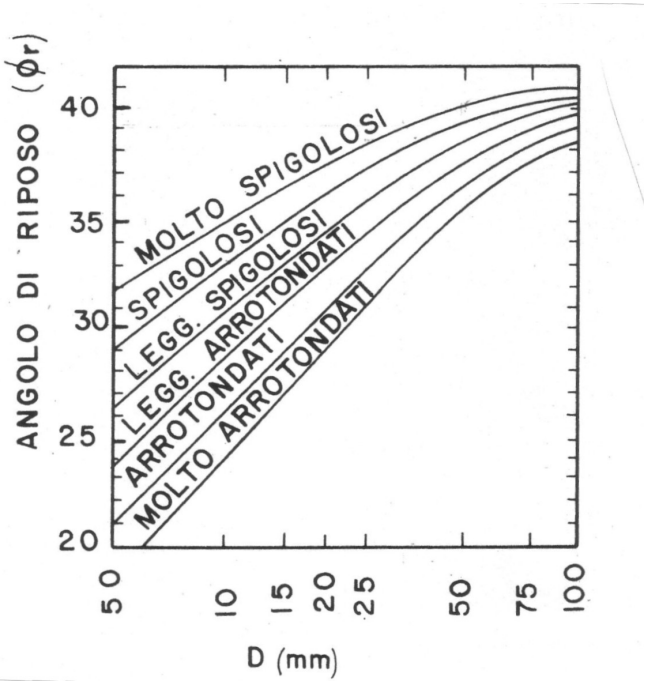


Fig. 1/3 - Classificazione della ghiaia e dei ciottoli in funzione della forma (Gnaccolini, 1978): a, b, c d sono le dimensioni caratteristiche dei grani.
I = discoidali II = sferoidali
III = lamellari IV = allungati





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



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

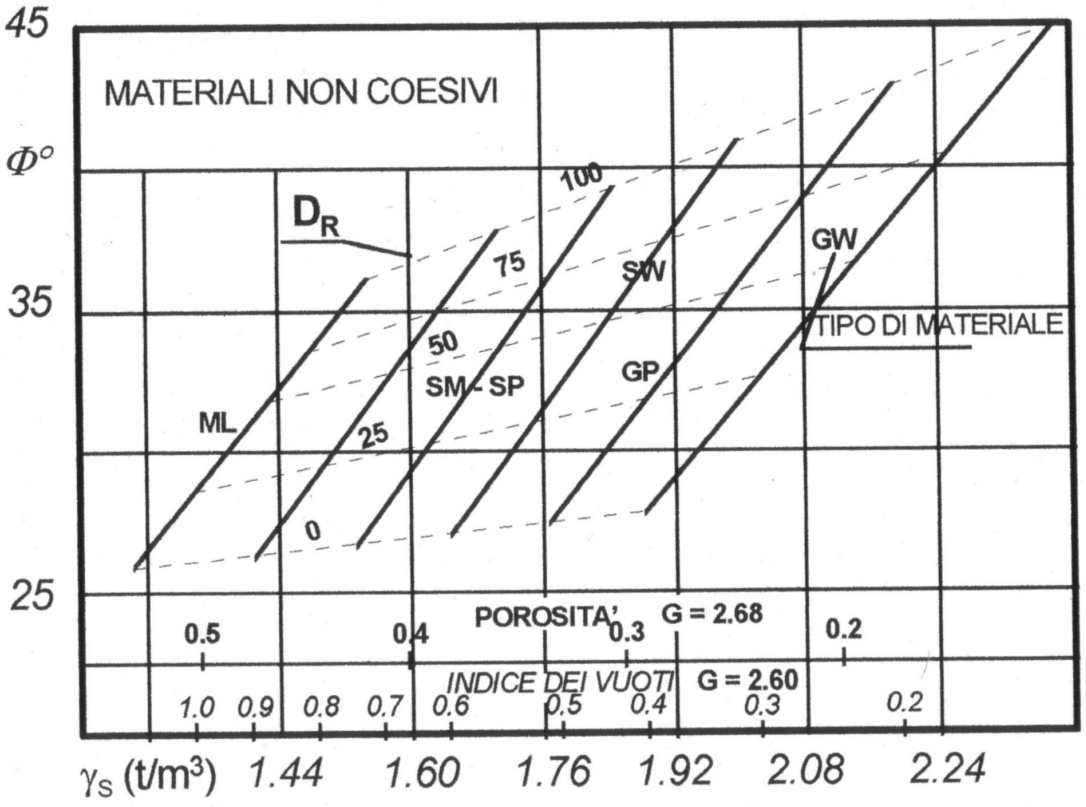


Diagramma NAVFAC D.M. 1971: relazione tra ps e φ in base alla tipologia del materiale

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

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

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

Trattandosi di materiale derivante prevalentemente 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, come prescritto, i materiali sopra descritti saranno posti a dimora in strati di limitato spessore in modo da creare un riempimento omogeneo, ben compattato.

Per quanto riguarda i valori di Vk e Vp si rimanda al capitolo 10.

12.3 Verifica di stabilità

Premesso che la morfologia della scarpata di sistemazione in progetto ha una pendenza molto bassa (di norma inferiore ai 25°) e che il materiale da porre a dimora ha caratteristiche geotecniche certamente compatibili con detta inclinazione, di seguito, per completezza di progettazione si esegue la verifica di stabilità di detto rilevato che, come prevedibile, risulta totalmente stabile.

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

Nei criteri generali di progetto delle NCT (6.8.1) si specifica che "Il progetto di un manufatto di materiali sciolti deve tener conto dei requisiti prestazionali richiesti e delle caratteristiche dei terreni di fondazione". Nel caso specifico il rilevato ha una funzione di ricomposizione ambientale, senza alcun carico, e poggia su roccia e pertanto non si pongono particolari problemi.

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

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

Per una migliore chiarezza dell'approccio utilizzato si sottolinea che le verifiche della sicurezza nei confronti degli stati ultimi devono rispettare la condizione fondamentale:

$$\mathbf{Ed \leq Rd}$$

ovvero: valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione ≤ valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno).

La verifica di detta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti:

- per le azioni (A1 e A2);
- per i parametri geotecnici (M1 e M2);
- per le resistenze (R1, R2 e R3);

La verifica di stabilità del pendio è stata effettuata secondo l'approccio 1:

- combinazione 2 (A2+M2+R2)

dove il coefficiente R2 è posto come $\gamma R=1,1$ (tab. 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo – par. 6.8.2 delle NTC 2008)

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

Il coefficiente di sicurezza è dato in prima approssimazione dalla:

$Fo = \Sigma i\ (\Delta Pi\ .\ tg\varphi i\ + ci\ .\ \Delta x\ i)/\ \Sigma i\ (\Delta Pi\ .\ tg\alpha\ i) + Q =$ dove:

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

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

Passando alla fase operativa, la verifica è stata effettuata sulla sezione 5-5 di progetto di sistemazione ambientale, dove sono esaminate diverse curve e le più critiche sono riportate nel profilo di stabilità.

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

Per quanto riguarda il calcolo dei **Vp**, come già specificato nel capitolo 10, si sono utilizzati i coefficienti ridotti, opportunamente combinati con i coefficienti parziali, come consigliato nel capitolo 6, par. 6.2.3.1.2 e in particolare alla Tab. 6.2.II e 6.8.I delle NTC 2008.

Le verifiche di cui sopra sono eseguite con programma Slope 2010 della Geostru - Software ed i risultati sono visibili nei grafici e tabelle allegate

Dalle elaborazioni delle 200 linee di scivolamento testate, visibili in allegato, si ottengono coefficienti di sicurezza minimi sempre maggiori di 1 (**Fsmin= 2,58**) e quindi la stabilità globale della scarpata è verificata, così come previsto dalla normativa.

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

13-CARATTERISTICHE METEOCLIMATICHE

Per l'analisi climatica e pluviometrica sono stati utilizzati i dati rilevati dalle stazioni termopluviometriche presenti nel comprensorio in quanto nessuna stazione è all'interno del bacino del torrente Varenna.

I dati termometrici indicano una temperatura media del mese più freddo (gennaio) variabile tra i 2,7 gradi della stazione di Monte Cappellino (600 mslm) e 8,9 gradi della stazione di Genova (21 m slm).

I valori medi del mese più caldo (Agosto) sono di 19,9° per il monte Cappellino e di 24,3 per Genova.

Per quanto riguarda le precipitazioni medie (periodo 1970 – 1999), in considerazione della configurazione morfologica del territorio, sono abbastanza elevate passando dai 1350 mm di Genova ai 1511 mm di monte Cappellino.

Il mese più piovoso è risultato Ottobre e quello con la siccità più elevata è Luglio.

Il regime pluviometrico stagionale, tipico di tutta la fascia costiera tirrenica, è di tipo submediterraneo con un massimo principale in Autunno (37% del totale annuo), da un massimo secondario in Inverno (25%) e da una sensibile siccità meteorologica in Estate (15%)

Facendo riferimento ai dati delle stazioni considerate, i valori medi di piovosità di piovosità sul bacino sono:

Precipitazioni medie mensili in mm sul bacino del Varenna

	gen	feb	mar	apr	mag	giu	lug	ago	set	ott	nov	**Dic**
Clima sub mediterraneo	148,8	82,3	106,5	109,8	92,0	68,9	40,9	95,0	151,4	252,2	151,8	130,4

La pioggia media annua sulla zona di cava è di circa 1.500 mm e cresce con l'altitudine delle montagne poste a ridosso dell'area secondo un gradiente pluviometrico medio annuo stimabile in 45 mm/100m.

14-REGIMAZIONE IDRAULICA DELLE ACQUE SUPERFICIALI

14.1-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 alle vasche di sedimentazione e ai fossi laterali e al Rio Tagin.

Tale regimazione ha l'obiettivo di evitare sia che le acque possano dilavare ed erodere i versanti con la formazione di dissesti, sia di portare materiale in sospensione nei fossi naturali.

La verifica idraulica sul dimensionamento dei canali viene fatta sullo stato di progetto finale e si riferisce a quelli principali mentre non prende in considerazione, per ovvi motivi di scarsa rilevanza, le varie canalette di scolo di piccole dimensioni poste sui vari gradoni che raccolgono modeste quantità d'acqua (vedere "Carta dei bacini imbriferi e regimazione della acque" allegata.

Si sottolinea che data la morfologia naturale dei luoghi e dalla conformazione che viene data alla cava nello stato finale, i bacini imbriferi sottesi alle varie canalizzazioni sono piccoli e pertanto anche le quantità d'acqua piovana in gioco sono modeste.

Infatti, stante la conformazione a displuvio del versante le acque piovane che cadono nell'ambito della zona di cava, scorrono rapidamente a valle raccogliendosi negli impluvi laterali e lungo il Rio Tagin.

Come riportato nella planimetria dello Stato Attuale, ad oggi sono esistenti alcune vasche di sedimentazione lungo la pista di arroccamento che raccolgono buona parte delle acque provenienti dalla zona ovest di cava e una vasca principale di sedimentazione posta a valle dei manufatti di servizio che raccoglie le acque del piazzale e del fronte attuale.

Detta vasca, che è esistente da anni ed ha un volume di almeno 150 mc (12x5x2,6 m) si pone ad una quota di circa 257,8 m, è impermeabilizzate e recintata.

Si precisa che le acque di pioggia che cadono nell'ambito di cava e del piazzale, prima di essere avviate a suddetta vasca, sono raccolte in altre due vasche di sedimentazione a caduta poste a tergo dell'impianto di frantumazione e scavate in roccia (dimensioni di circa 7x4x2 m ciascuna).

Con questo sistema si crea un accumulo di acqua che attraverso pompe e tubazioni viene riutilizzata nell'impianto (per abbattimento polveri etc); il surplus viene avviato alla vasca di sedimentazione a valle della cava passando attraverso una griglia e pozzetto posto a lato del lavaggio ruote.

Lo schema di regimazione idrica finale progettato tiene conto dell'attuale assetto mantenendo pressoché inalterata la distribuzione delle acque piovane sul versante come già autorizzata nel progetto attuale.

Le acque piovane sono raccolte ai piedi delle scarpate, lungo le piste e nel piazzale di cava in appositi canali e cunette costruiti in modo da convogliarle verso la vasche di sedimentazione e da qui, una volta sedimentate da eventuale materiale in sospensione, al rio Tagin (o Rio Taggia) e agli altri impluvi naturali.

Detto Rio, che è un affluente del torrente Varenna, è stata oggetto, a suo tempo di regimazione idraulica come previsto da un precedente progetto autorizzato, e sarà utilizzato, come già autorizzato nel progetto di coltivazione, da canale di raccolta delle acque piovane anche nella variante in questione.

Si precisa che il bacino imbrifero del rio non viene modificato dall'esecuzione della presente variante che rimane inalterato rispetto alla situazione attuale e pertanto non varia il regime idraulico del fosso. Per lo stesso motivo anche la superficie assorbente non cambia.

Tra l'altro, si ricorda che già nel progetto autorizzato la Provincia di Genova – Area 06 - aveva espresso parere favorevole (nota prot. 97477/5405 del 5/10/2005) alla variante, risultando ininfluente sotto gli aspetti idraulici del Rio Tagin(o Rio Taggia).

L'ampliamento delle aree da scavare nelle zone ancora allo stato naturale è minimo e si compensa con quelle che non saranno coltivate, visto che la variante prevede solo un arretramento del fronte di scavo senza importanti ampliamenti planimetrici.

Inoltre, una volta iniziata la sistemazione a partire dai gradoni superiori si ripristinerà anche la funzione di rallentamento e assorbimento delle acque offerta dalla vegetazione.

In ogni caso la realizzazione di canalizzazioni alla base delle scarpate, del piazzale e piste e dei pozzetti e vasche di decantazione delle acque garantiscono un miglioramento della situazione generale del versante.

Dette vasche e pozzetti saranno adeguatamente protetti e tenuti in efficienza con pulizia periodica.

Per quanto riguarda le acque addotte sul settore orientale della cava (scarichi dei bacini A – B – C – D – E) gli scarichi sono inviati verso gli impluvi naturali ivi presenti senza significative variazioni della quantità rispetto all'originaria situazione.

Preme comunque ribadire, 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.

In particolare, durante lo scavo a fossa sul piazzale la raccolta delle acque in questa zona sarà fatta con una vasca scavata in roccia e avviate alla vasca di sedimentazione principale tramite pompa e tubazione.

Nella fase finale, dopo aver smantellato gli impianti, anche le due fosse sul piazzale saranno riempite e tutta la zona modellata come da progetto.

Pertanto le acque che si raccoglieranno in quest'area saranno regimate e convogliate alle canalette ai lati del riempimento e da qui alla vasca di sedimentazione principale a valle della cava.

Si precisa, infine, che nelle cartografie di progetto, stante la scala della carta ed al fine di non ingenerare difficoltà di lettura, le canalizzazioni sono riportate con opportuna simbologia schematica mentre le loro caratteristiche sono definite nei particolari costruttivi.

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

14.2-Bacini imbriferi e calcolo delle portate di massima piena

Facendo riferimento alla Carta dei Bacini Imbriferi allegata, l'areale sotteso alla cava è stato suddiviso in 11 sottobacini definiti con le lettere A – B – C – D – E – F – G – H – I - L, di cui cinque defluiscono sul versante est (A – B – C – D – E) e cinque su quello ovest, direttamente al Rio Tagin (F – G – H – I – L - M).

Il bacino A riguarda la porzione di cava superiore (sino al gradone quota media 394 m) e il versante sino al crinale sotteso; i bacini B – C – D - E comprendono parte dell'areale SE dei gradoni in roccia fino alla quota media di 320 m, mentre gli altri bacini si riferiscono alla parte occidentale della cava, compresa la zona della pista di arroccamento ed il piazzale di base.

Si precisa che il bacino "M" comprende la zona di versante naturale presente sopra la pista di arroccamento, e le acque che sono raccolte dalla canalizzazione delle piste esistenti a quota media 357 e 380 m defluiranno direttamente al Rio Tagin senza alcun trattamento poiché provengono dal versante naturale e non interessato dalla coltivazione.

Il piazzale di cava, una volta sistemato, comprende due bacini rispettivamente I e L che defluiscono ambedue nella vasca di sedimentazione esistente a valle della cava.

Come riportato anche nell'All. 2, i vari bacini defluiscono separatamente nelle vasche di sedimentazione poste ai vari livelli in modo da far convogliare le acque piovane direttamente negli impluvi naturali senza addurle tutte nel piazzale di cava.

Facendo riferimento alla cartografia le superfici dei vari bacini sono:

Bacino A = 0,004475 Kmq
Bacino B = 0,004025 Kmq

Bacino C = 0,001225 Kmq
Bacino D = 0,001550 Kmq
Bacino E = 0,001250 Kmq
Bacino F = 0,006237 Kmq
Bacino G = 0,006375 Kmq
Bacino H = 0,006475 Kmq
Bacino I = 0,011025 Kmq
Bacino L = 0,007650 Kmq
Bacino M = 0,018625 Kmq

Per quanto riguarda il calcolo delle portate di piena si fa riferimento alla normativa del Piano di Bacino Stralcio del torrente Varenna per la difesa geomorfologica e idrogeologica, per la salvaguardia della rete idrografica e per la compatibilità delle attività estrattive.

Per la situazione in progetto si prevede una portata di massima piena con tempo di ritorno duecentennale da determinare utilizzando un contributo specifico di 40 mc/sec Kmq.

Passando alle elaborazioni numeriche, le portate di massima piena alla chiusura dei bacini è:

Bacino A) Q max = 0,179 mc/sec
Bacino B) Q max = 0,161 mc/sec
Bacino C) Q max = 0,049 mc/sec
Bacino D) Q max = 0,062 mc/sec
Bacino E) Q max = 0,050 mc/sec
Bacino F) Q max = 0,249 mc/sec
Bacino G) Q max = 0,255 mc/sec
Bacino H) Q max = 0,259 mc/sec
Bacino I) Q max = 0,441 mc/sec
Bacino L) Q max = 0,306 mc/sec
Bacino M) Q max = 0,742 mc/sec.

Nel complesso si tratta di portate di massima piena molto contenute e facilmente smaltibili con una regimazione idrica di dimensioni ridotte.

14.3-Verifiche idrauliche e tipologia delle canalizzazioni

In considerazione di quanto sopra le verifiche idrauliche sono state eseguite lungo le canalizzazioni principali sottese ai bacini con maggior portata e precisamente nelle sezioni di chiusura dei bacini H – I - M, ed indicate con i numeri 1 – 2 e 3, così come riportato nella planimetria allegata.

Sono state considerate due tipi di canalizzazioni rispettivamente a sezione trapezia e semicircolare; la prima realizzata in roccia e corrispondente al canale sul piazzale di cava, le altre realizzate con canalette prefabbricate in acciaio semicircolari in lamiera d'acciaio ondulata poste su detrito lungo la pista di accesso ai gradoni con deflusso verso il Rio Tagin.

Si è preferito utilizzare le canalette d'acciaio ondulato con sezione semicircolare di raggio 30 e 40 cm (tipo Fracasso) poiché più idonee ad essere collocate sulle zone di detrito - riporto (o contatto riporto – roccia) al posto di strutture rigide.

Inoltre, sono più facilmente trasportabili, ben sopportano eventuali assestamenti del terreno, ma soprattutto rallentano la velocità dell'acqua in caso di pendenze elevate.

Oltre alla citate canalizzazioni sono previste anche canalette in cls semicircolari e con diametro di 30 cm da porre lungo i vari gradoni in corrispondenza del detrito per evitare infiltrazioni ed erosioni dell'acqua piovana.

Sui gradoni in roccia le canalette saranno realizzate direttamente su substrato litoide tracciando canali a forma grossolanamente trapezoidale con larghezza di base 30 cm, di testa 50 cm e 20 cm di profondità.

Lungo la pista saranno posti in opera deviatori in tavole di legno (o similari) avente una sezione utile di circa 10 x 10 cm defluenti verso le canalizzazioni laterali.

La posizione, la distribuzione e la tipologia delle varie canalizzazioni sono riportati nella planimetria allegata "Carta dei Bacini imbriferi e canalizzazioni".

Sezione 1)
La sezione sottende un bacino di S = 6.475 mq e la portata massima da smaltire è di Q = 0,259 mc/sec.

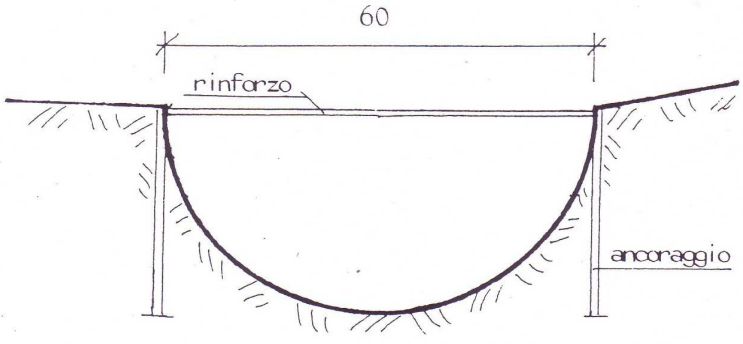
Poiché il canale scorre su detrito la canalizzazione è di tipo semicircolare in lamiera d'acciaio ondulata e per la sua posa si prevede un letto di cls di circa 10 cm con raccordo laterale al terreno e agganci di acciaio.

La sezione di deflusso è semicircolare con raggio 30 cm, un franco di 10 cm e la pendenza minima è ***i*** = 15%, e pertanto si ha:

- superficie della canalizzazione S = 0,08 mq
- contorno bagnato Cb = 0,74 m
- raggio idraulico Ri = 0,108 m
- coefficiente scabrezza χ = 40
- velocità V = χ x RiE2/3 x iE1/2= 40x0,227x0,38 = 3,51 m/sec
- portata canale Q = V x S = 3,51 x 0,08 =0,280 mc/sec>0,259 mc/sec.

Il valore calcolato risulta superiore a quello di massima piena e pertanto la sezione 1) è verificata.

Sezione 2)
Il canale viene creato direttamente in roccia sul piazzale e pertanto la sezione di deflusso della canalizzazione considerata nella verifica è di tipo trapezoidale con dimensioni di 0,80 m di base e 1,20 metri alla testa e profonda 0,70 metri; la pendenza minima del fosso è pari al ***i*** =2%.

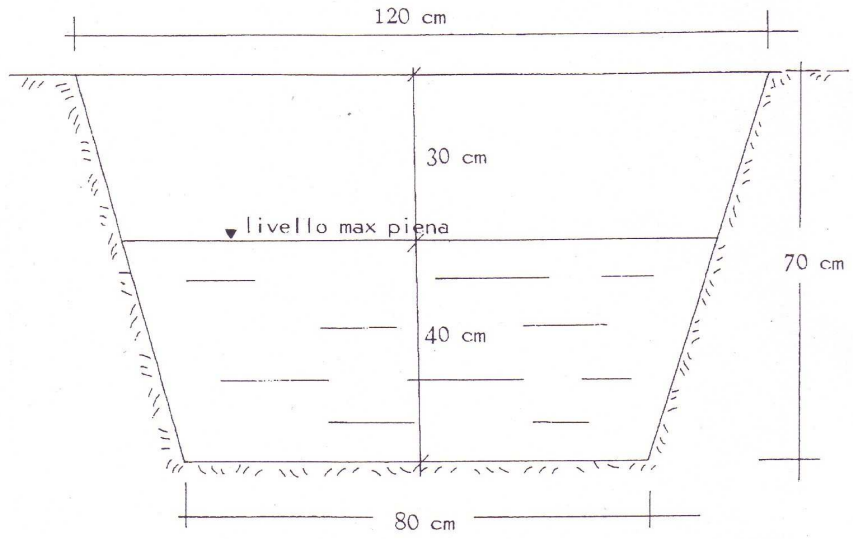


PARTICOLARE COSTRUTTIVO DELLA CANALIZZAZIONE IN ELEMENTI DI ACCIAIO

Con tali dimensioni si garantisce lo smaltimento della portata di massima piena (Q = 0,441 mc/sec)sopra calcolata per il bacino sotteso.

La portata della canalizzazione, supposto un franco di 30 cm (altezza d'acqua di 40 cm) determinata con la formula di Gauckler-Strickler, risulta dai seguenti calcoli:

- superficie del fosso S = 0,36 mq
- contorno bagnato Cb = 1,63 m
- raggio idraulico Ri = 0,220 m
- coefficiente scabrezza χ = 35 (come da piano di Bacino)
- velocità V =χ x RiE2/3 x iE1/2=35x0,3647x0,141=1,805 m/sec
- portata fosso Q = V x S = 1,805 x 0,36 = 0,649 mc/sec > 0,441 mc/sec.



PARTICOLARE COSTRUTTIVO DEL CANALE IN ROCCIA

Il valore calcolato risulta superiore a quello di massima piena e pertanto la sezione 2) è ampiamente verificata con franco di almeno 30 cm, più che cautelativo in funzione della tipologia dell'opera.

Sezione 3)
Sempre facendo riferimento alla cartografia allegata, il bacino imbrifero complessivo sotteso a questa sezione ha una superficie di S = 0,018625 Kmq per cui la portata al colmo di piena calcolata è di Q = 0,742 mc/sec.

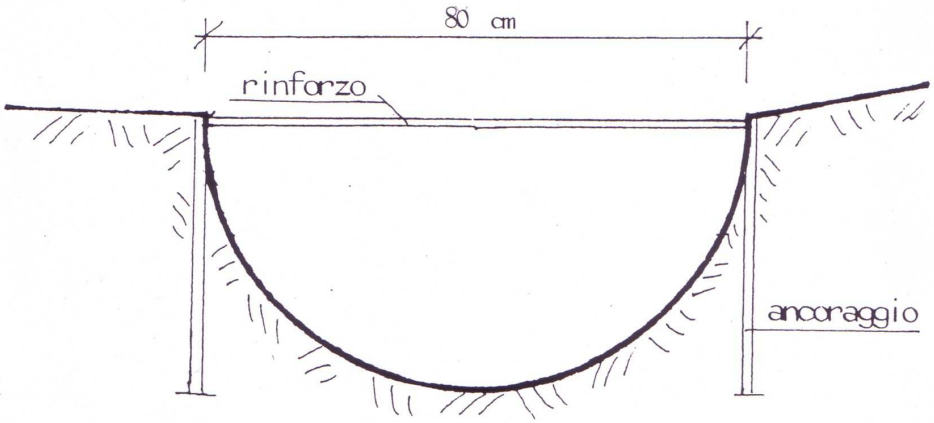
La canalizzazione è di tipo semicircolare in lamiera d'acciaio ondulata e per la sua posa si prevede un letto di cls di circa 10 cm con raccordo laterale al terreno e agganci di acciaio.

La sezione di deflusso è semicircolare con raggio 40 cm, un franco di 10 cm e la pendenza minima è ***i*** = 13%, e pertanto si ha:

- superficie della canalizzazione S = 0,171 mq
- contorno bagnato Cb = 1,05 m
- raggio idraulico Ri = 0,162 m
- coefficiente scabrezza χ = 40

- velocità V = χ x RiE2/3 x iE1/2= 40x0,301x0,36 = 4,34 m/sec
- portata canale Q = V x S = 4,34 x 0,171 =0,742 mc/sec

Il valore calcolato risulta uguale a quello di massima piena e pertanto la sezione 3) è verificata.



PARTICOLARE COSTRUTTIVO DELLA CANALIZZAZIONE IN ELEMENTI DI ACCIAIO

I calcoli fatti dimostrano che gli interventi di regimazione idrica delle acque superficiali della cava sono pienamente verificati e ampiamente cautelativi.

14.4 Vasche di sedimentazione

Su tutta l'area di cava interessata dal progetto le acque piovane sono raccolte con le canalette e canali prudenzialmente sovradimensionati e addotte al sistema di decantazione composto da una serie di vasche e pozzetti.

Facendo riferimento alla cartografia allegata dello stato finale, per la sedimentazione delle acque sono previste tre vasche scavate in roccia nella parte alta del fronte che sottendono i bacini imbriferi denominati A – B – C – D – E, tre vasche create su detrito a lato dei tornanti della pista di arroccamento a lato del Rio Tagin e che sottendono i bacini F – G e H (già esistenti) ed una vasca (esistente) a valle della cava che sottendei bacini I e L.

Chiaramente, come riportato nell'All.2 e nelle varie cartografie del Piano la regimazione delle acque sarà fatta costantemente, e le vasche seguiranno lo sviluppo della coltivazione e della ricomposizione ambientale.

Come già accennato la suddivisione dell'areale in vari sottobacini permette di mantenere una sostanziale distribuzione naturale delle acque, oltre che ridurre le singole portate e quindi la quantità di materiale portato in sospensione e conseguentemente anche le dimensioni delle vasche.

Dette vasche, adeguatamente segnalate e delimitate per sicurezza, saranno ripulite almeno due volte all'anno, soprattutto prima dei periodi piovosi, e il materiale eventualmente sedimentato, una volta asciutto, verrà posto insieme al detrito per il recupero ambientale.

Queste vasche saranno mantenute in funzione anche per un certo periodo dopo la fine del

recupero ambientale, dopodiché saranno eliminate e riempite con detrito.

L'eliminazione delle vasche si ipotizza entro uno – due anni dalla fine dei lavori di recupero vegetazionale poiché dopo questo periodo si presuppone che la copertura vegetale sia tale da limitare o ridurre al minimo l'erosione superficiale e quindi il trasporto solido da parte delle acque piovane.

14.5 Calcoli dimensionali delle vasche di sedimentazione

Dall'esame dei dati idrologici delle Stazioni Pluviometriche risulta che le precipitazioni di notevole intensità della durata di 1 ora (dalla tabella III – Precipitazioni di massima intensità registrate ai pluviografi) e sufficienti a mettere in sospensione il materiale fine polveroso eventualmente presente nell'area di cava, sono mediamente di Pm = 40 mm/ora

Come è noto, di questa quantità solo una parte ruscella a va nelle vasche di sedimentazione, mentre la restante in parte evapora e in parte s'infiltra.

Nel caso specifico della cava, tenuto conto del tipo di terreno (sia roccia che riporto) e considerando che è la prima precipitazione che determina il maggior afflusso di particelle in sospensione e che è anche quella maggiormente soggetta all'evaporazione, si ritiene che il quantitativo d'acqua di ruscellamento (R) non sia superiore ad 1/3 della pioggia totale.

Sostanzialmente, questo valore rispecchia i bilanci idrologici di situazioni in condizioni simili, già ampiamente documentate in letteratura.

Il calcolo della volumetria e la verifica delle vasche per una corretta sedimentazione viene eseguito per tre dimensioni di vasche rispettivamente:

- vasca sottesa al bacino A che ha una superficie di S = 4.475 mq;
- vasca sottesa al bacino H con superficie di S = 6.475 mq;
- vasca sottesa al bacino I con superficie di S = 8.500 mq.

Sulla base di questa suddivisione le quantità di acque che effettivamente ruscellano e giungono alle vasche di sedimentazione risulta:

vasca sottesa al bacino A

- Ruscellamento: R = 40,0 / 3 = 13,3 mm/ora.
- Da cui si può calcolare la quantità d'acqua che giunge alle vasche:
  Q = S x R /3.600 =
  Q = 4.475 x 0,0133 /3.600 = 0,0165 mc/sec.
- La volumetria della vasca è:
- VD = m 4,0 x 3,0 x 1,5 = 18,0 mc

Pertanto il tempo di permanenza (t) delle acque nella vasca risulta di:
t = VD/Q = 18,0 / 0,0165 = 1.090,90 sec., pari a 18,18 minuti.

Questo tempo è più che sufficiente a garantire la sedimentazione ottimale delle particelle in sospensione nell'acqua prima di essere immessa nel corpo idrico recettore, tenuto anche conto che la zona è la prima ad essere sistemata e la quantità di particelle in sospensione è molto ridotta.

vasca sottesa al bacino H

In modo analogo al precedente si ha:
- Ruscellamento: R = 40,0 / 3 = 13,3 mm/ora.
- Q = 6.475 x 0,0133 /3.600 = 0,0239 mc/sec.
- La volumetria della vasca è:
- VD = m 5 x 4 x 1,8 = 36,0 mc

Pertanto il tempo di permanenza (t) delle acque nella vasca risulta di:
t = VD/Q = 36,0 / 0,0239 = 1506,27 sec., pari a 25,10 minuti, sufficiente a garantire la sedimentazione delle particelle in sospensione nell'acqua.

vasca sottesa ai bacini I + L

Analogamente si ha:
- Q = 18.675 x 0,0133/3.600 = 0,0689 mc/sec.
- La volumetria media delle vasche è:
- VD = m 12 x 5 x 2,5 = 150,0 mc
Pertanto il tempo di permanenza (t) delle acque nella vasca risulta di:
t = VD/Q = 150,0 / 0,0689 = 2.177,06 sec., pari a 36,28 minuti, sufficiente a garantire la sedimentazione delle particelle in sospensione.

14.6-Caratteristiche costruttive delle vasche di sedimentazione

Le vasche sottese ai bacini A – B – C – D – E saranno create tramite scavo della roccia mentre quelle sottese ai bacini F – G e H saranno realizzate su detrito; la vasca I è già esistente realizzata su roccia e dotata di impermeabilizzazione.

Le dimensioni delle vasche A – B – C – D - E saranno di 4 x 3 x 1,5 metri, quelle denominate F – G – H avranno dimensioni di 5 x 4 x 1,8 m e la vasca I è di 5 x 4 x 2 m.

Per realizzare una certa impermeabilizzazione delle vasche in roccia si lascerà in situ uno strato di circa 30 cm di materiale sedimentato che costituirà una barriera all'infiltrazione delle acque, mentre le altre saranno rese impermeabili con un rivestimento in telo di PVC.

Le vasche in roccia, soprattutto durante lo sviluppo della coltivazione possono variare di dimensioni in rapporto alle esigenze di cantiere, ma la volumetria di progetto sarà mantenuta.

Il progettista
Dott. Geologo Gino Piaggi