

**CONSORZIO DI BONIFICA DELLA
BARAGGIA BIELLESE E VERCELLESE**

**RIFACIMENTO INVASO SUL TORRENTE SESSERA IN SOSTITUZIONE
DELL'ESISTENTE PER IL SUPERAMENTO DELLE CRISI
IDRICHE RICORRENTI, IL MIGLIORAMENTO DELL'EFFICIENZA IDRICA
DEGLI INVASI ESISTENTI SUI TORRENTI RAVASANELLA ED OSTOLA,
LA VALORIZZAZIONE AMBIENTALE DEL COMPRESORIO**

DATA PROGETTO

APRILE 2010

AGGIORNAMENTO
PROGETTO

ATTIVITÀ DI PROGETTAZIONE



(dott. ing. Domenico Castelli)

NUOVA DIGA

**STUDIO GEOTECNICO
RELAZIONE GEOTECNICA**

ELABORATO N.

RD8.1

ATTIVITÀ SPECIALISTICA:



(Geol. Ing. Massimo PIETRANTONI)

PROGETTO DEFINITIVO

PRATICA N°10131D

ARCH. N° IB080

CONSULENZA

Prof. Ing. Claudio Scavia
Docente di geotecnica del Politecnico di Torino
Via Colle delle Finestre n° 4 - 10059 SUSÀ

MODIFICHE
AGGIORNAMENTI

Aggiornamento
Data

CONTROLLO

Firma

OPERATORE

MP/CS

CONTROLLO

MP

APPROVAZIONE

DC

INDICE

1	INTRODUZIONE	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3	INDAGINI ESEGUITE	3
3.1	INDAGINI PREGRESSE.....	3
3.1.1	<i>Indagini eseguite per il progetto esecutivo della diga esistente</i>	3
3.2	INDAGINI RECENTI.....	4
4	LINEAMENTI GEOLOGICI E STRUTTURALI	8
4.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE.....	8
4.2	CARATTERI GEOMORFOLOGICI DELLA ZONA DELLA STRETTA.....	8
4.3	ELEMENTI TETTONICO-STRUTTURALI PRINCIPALI.....	11
4.4	SISTEMI DI DISCONTINUITÀ MINORI	12
4.5	SISMICA.....	12
4.5.1	<i>Classificazione sismica del territorio</i>	12
4.5.2	<i>Azione sismica di progetto</i>	13
4.5.3	<i>Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche</i>	15
4.5.4	<i>Spettro sismico di riferimento</i>	16
5	CARATTERISTICHE DEL MATERIALE ROCCIOSO	17
5.1	CARATTERISTICHE PETROGRAFICHE.....	17
5.2	CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE	17
5.2.1	<i>Prove eseguite</i>	17
5.2.2	<i>Risultati delle prove di laboratorio</i>	17
6	SONDAGGI E PROVE IN SITO	30
6.1	CRITERI UTILIZZATI PER LA DESCRIZIONE DELL'ASSETTO STRUTTURALE E DEL GRADO DI FRATTURAZIONE E DI ALTERAZIONE DELLE DISCONTINUITÀ	30
6.2	PROVE DI PERMEABILITÀ	31
6.3	PROVE SU PIASTRA IN CUNICOLO	31
6.4	SISMICA A RIFRAZIONE.....	34
6.5	INDAGINI SISMICHE IN FORO TRAMITE CROSS-HOLE E DOWN-HOLE	34
6.6	DESCRIZIONE DEI RISULTATI	35
7	ZONAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO E VALUTAZIONE DELLA SUA QUALITÀ	46
7.1	APPLICAZIONE DI CLASSIFICHE TECNICHE	46
7.2	CLASSIFICA RMR E GSI.....	46
7.3	INDICE Q (CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA DEL NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE).....	49
7.4	CORRELAZIONI TRA GLI INDICI	51
7.5	ZONAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO.....	52
8	STIMA DEI PARAMETRI MECCANICI DELL'AMMASSO ROCCIOSO	54
8.1	RESISTENZA AL TAGLIO DELL'AMMASSO	54
8.2	RESISTENZA AL TAGLIO LUNGO I GIUNTI	58
8.3	DEFORMABILITÀ DELL'AMMASSO ROCCIOSO	59
9	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOSTRUTTURALE	63
9.1	SPALLA SINISTRA	63
9.2	SPALLA DESTRA	63
9.3	FONDO VALLE	63
9.4	CONFRONTO CON IL MODELLO ASSUNTO PER LA PROGETTAZIONE DELLA DIGA ESISTENTE	63
10	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE AI SENSI DEL D.M. 14/1/2008	65
10.1	VERIFICA DI STABILITÀ PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO	66
10.2	FONDAZIONI SUPERFICIALI	67
11	VERIFICHE DI STABILITÀ DELLA ROCCIA DI FONDAZIONE	69
11.1	CONSIDERAZIONI GENERALI	69

11.2	VERIFICA DELLA PORTANZA DELLA ROCCIA DI FONDAZIONE	69
11.3	STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO	72
11.4	DEFORMAZIONI DELLA ROCCIA DI FONDAZIONE	72
11.5	COMPORTEMENTO DELLA DIGA ESISTENTE	72
12	VERIFICHE DI STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO	75
12.1	CRITERI DA ANALISI	75
12.2	RISULTATI DELLE VERIFICHE DI STABILITÀ	78
12.2.1	<i>Scorrimenti potenziali lungo superfici generiche.....</i>	78
12.2.2	<i>Scorrimenti potenziali lungo superfici piane predefinite</i>	86
12.2.3	<i>Scorrimento di cunei tridimensionali.....</i>	88
12.3	INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO	90
13	PERMEABILITÀ DELL'AMMASSO ROCCIOSO E SCHERMI	91
13.1	CARATTERISTICHE DI PERMEABILITÀ DELL'AMMASSO ROCCIOSO.....	91
13.2	VALUTAZIONI COMPLESSIVE DEI RISULTATI DELLE PROVE	91
13.3	SCHERMO DI IMPERMEABILIZZAZIONE IN PROGETTO	91
13.4	SISTEMA DI DRENAGGIO	94
14	ASPETTI DI ULTERIORE APPROFONDIMENTO IN FASE DI PROGETTAZIONE ESECUTIVA	95
15	BIBLIOGRAFIA	96

INDICE DELLE FIGURE

Fig. 4-1	Lo sperone roccioso in sponda destra	9
Fig. 4-2	Parte bassa dello sperone roccioso; sulla sinistra è visibile un accumulo di detrito.....	9
Fig. 4-3	Versante sinistro poco a monte del sito della nuova diga	10
Fig. 4-4	Versante sinistro in corrispondenza del sito della nuova diga.....	10
Fig. 4-5	Mappa della sismicità (da INGV).....	13
Fig. 4-6	Spettro di risposta elastico (componente orizzontale e verticale) per SLC	16
Fig. 4-7	Spettro di risposta elastico (componente orizzontale e verticale) per SLV	16
Fig. 6-1	Sistema di rappresentazione stereografica delle discontinuità dell'ammasso roccioso.....	30
Fig. 7-1	Correlazione tra gli indici di qualità RMR e Q.....	52
Fig. 8-1	Definizione dell'indice di disturbo D (da Hoek)	55
Fig. 8-2	Curve caratteristiche per i tre tipi di ammasso (GSI=50-55-60)	57
Fig. 8-3	Curva intrinseca del giunto con il criterio di Barton.....	58
Fig. 8-4	Relazione di Serafim-Pereira per la valutazione di E.....	59
Fig. 8-5	– Correlazioni tra modulo statico e dinamico per diverse caratteristiche di qualità della roccia.....	61
Fig. 12-1	– Schema geometrico e di calcolo per la stabilità delle scarpate in condizioni piane.....	76
Fig. 12-2	– Schema geometrico e di calcolo per la stabilità delle scarpate in condizioni tridimensionali.....	77
Fig. 12-3	– Schematizzazioni idrauliche assunte nell'analisi delle scarpate	77
Fig. 12-4	– Criterio generalizzato di Hoek-Brown: curva intrinseca caratteristica e ridotta	79
Fig. 12-5	– Sponda destra: condizioni statiche	80
Fig. 12-6	– Sponda destra: condizioni sismiche	80
Fig. 12-7	– Sponda destra: studio parametrico ($\phi'=50^\circ$).....	81
Fig. 12-8	– Sponda destra: Safety map ($c'=23$ kPa, $\phi'=50^\circ$)	81
Fig. 12-9	– Sponda destra: studio parametrico ($c'=150$ kPa).....	82
Fig. 12-10	– Sponda destra: Safety map ($c'=150^\circ$, $\phi'=33^\circ$)	83
Fig. 12-11	– Sponda sinistra: condizioni statiche	84
Fig. 12-12	– Sponda sinistra: condizioni sismiche	84
Fig. 12-13	– Sponda sinistra: studio parametrico ($\phi'=50^\circ$).....	84
Fig. 12-14	– Sponda destra: Safety map ($c'=9^\circ$, $\phi'=50^\circ$).....	85
Fig. 12-15	– Sponda destra: studio parametrico ($c'=150$ kPa)	85
Fig. 12-16	– Sponda destra: Safety map ($c'=150^\circ$, $\phi'=24^\circ$)	86
Fig. 12-17	– Schematizzazione idraulica ipotizzata nell'analisi degli scorrimenti in condizioni piane	87
Fig. 12-18	– Proiezione stereografica e rappresentazione tridimensionale del cuneo.....	88

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 4-1 Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato	14
Tabella 4-2 Periodi di ritorno dell'azione sismica T_R (anni) (Tab. C.4 della proposte di Norme sulle dighe) ..	14
Tabella 4-3 Vita nominale e coefficiente d'uso (Tabella C.2 della proposte di Norme sulle dighe).....	14
Tabella 7-1 - Determinazione dell'indice RMR (1989).....	47
Tabella 7-2- Determinazione dell'indice GSI (RMR '76)	48
Tabella 7-3 Classificazione GSI (da Hoek).....	49
Tabella 7-4 - Determinazione dell'indice Q.....	50
<i>Tabella 10.1 - NTC (2008) - Coeff. parziali per i parametri dei terreni (M)</i>	<i>66</i>
<i>Tabella 10.2 - NTC (2008) - Coeff. parziali per le azioni agenti (A).....</i>	<i>66</i>
<i>Tabella 10.3 - NTC (2008) - Coeff. parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo</i>	<i>66</i>
<i>Tabella 10.4 - NTC (2008)-Coeff. di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.....</i>	<i>67</i>
<i>Tabella 10.5 - NTC (2008) - Coeff. di riduzione delle resistenze per fondazioni</i>	<i>68</i>

1 INTRODUZIONE

La diga in progetto è ubicata sul torrente Sessera, circa 200 m a valle della confluenza con il torrente Dolca dove attualmente è ubicata l'esistente diga sul Sessera (n. arch. SND. 435). Il sito della nuova diga è ubicato in un'area di intersezione di tre territori comunali: Vallanzengo, Trivero e Mosso, in provincia di Biella.

Il nuovo invaso, di circa $11.57 \times 10^6 \text{ m}^3$ di capacità destinata ad uso irriguo (prevalente) ed idroelettrico, sommergerà lo sbarramento esistente, che pertanto, all'avvio degli invasi sperimentali, verrà dismesso secondo le procedure e disposizioni previste negli specifici elaborati progettuali.

Il serbatoio artificiale verrà realizzato mediante la costruzione di una diga muraria a volta, del tipo ad arco-gravità (tipologia Ab2 del D.M. LL.PP. 24/03/1982).

Dal punto di vista dimensionale, la struttura, nella sezione maestra, è prevista di larghezza 38.53 m alla base e di 4.75 m al coronamento.

Il corpo diga è sagomato con paramento di monte con curvatura 209.81 m e di valle con curvatura 129.96 m. e verrà realizzato a conci di 21 m ciascuno, che verranno iniettati all'esaurirsi dei processi di presa e raffreddamento, nel periodo della massime prevedibili contrazioni del calcestruzzo.

All'interno della struttura muraria sono collocati tre ordini di cunicoli longitudinali di ispezione e raccolta dei drenaggi provenienti dalla fondazione, previsti di 200 mm di diametro e posti ad interasse 250 cm.

Per garantire la tenuta in fondazione dello sbarramento sarà realizzato uno schermo di iniezioni costituito da tre file di fori disposti a quinconce, di lunghezza variabile da 40 a 20 m, posti a 2.5 m di interasse.

In elevazione la tenuta verrà affidata ad un dispositivo a nastro in PVC, 2 sul lato monte e 1 sul lato di valle.

La struttura di calcestruzzo dello sbarramento verrà collegata alla stretta di imposta mediante un pulvino di calcestruzzo atto a regolarizzare la roccia di imposta e a trasferire in maniera continua alla roccia di fondazione le sollecitazioni indotte dalla struttura in elevazione.

Si riportano nel seguito le dimensioni caratteristiche dello sbarramento in progetto:

- | | |
|---------------------------------------|-----------------------|
| • superficie imbrifera sottesa: | 51.01 km ² |
| • quota coronamento | 957.40 m s.m. |
| • quota di massimo invaso | 954.65 m s.m. |
| • quota massima di regolazione | 951.00 m s.m. |
| • altezza dello sbarramento (DM 1982) | m 97.40 |

La presente relazione, redatta al termine della campagna di indagini condotta per la stesura del progetto definitivo della diga, illustra le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni di fondazione direttamente interessati dallo sbarramento e ne illustra le condizioni di sicurezza.

Vengono inoltre affrontati gli aspetti connessi con la sicurezza degli scavi in fase di costruzione dello sbarramento e le verifiche di stabilità della roccia di fondazione. Gli aspetti relativi ad alcuni lavori accessori (galleria di collegamento alla galleria di derivazione esistente, strada di accesso) sono contenuti in uno specifico allegato alla presente Relazione Geotecnica (RD8.2).

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. 2004.
- Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici. 2004.
- Nuova Normativa Sismica Italiana. Ordinanza n. 3274 del 08/05/2003.
- Ordinanza n. 3519 del PdCM del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".
- Norme Tecniche per la Costruzioni. D.M. 14/1/2008.
- Istruzioni per le applicazioni delle norme tecniche. Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617
- Raccomandazioni AICAP Ancoraggi nei terreni e nelle rocce.
- DECRETO 24 marzo 1982: Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento
- CONS. SUP. LL. PP. Proposta di Aggiornamento delle Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse). Aggiornamento 18 dicembre 2009

3 INDAGINI ESEGUITE

3.1 Indagini pregresse

3.1.1 Indagini eseguite per il progetto esecutivo della diga esistente

La diga in progetto è ubicata circa 250m a valle dell'esistente diga sul torrente Sessera, collocata immediatamente a valle (ad Est) della confluenza dei Valloni del Torrente Dolca e del Torrente Sessera, dove risulta molto accentuata la stretta della valle.

Il Vallone del T. Dolca nel suo ultimo tratto scende da NO a SE, incassato e ristretto, e s'innesta ortogonalmente nel Vallone del T. Sessera, anch'esso incassato nel suo ultimo tratto diretto da SO a NE.

La diga muraria attuale, del tipo a cupola (tipologia Ab3 del D.M. LL.PP. 24/03/1982), è alta circa 50 metri (quota massima di regolazione 924.20 m s.m., quota coronamento 927.0 m s.m.) e sottende un invaso di circa $1.7 \times 10^6 \text{ m}^3$ destinato ad uso idroelettrico.



In fase di redazione del progetto esecutivo dell'opera (1958) fu affidato l'incarico della relazione geologico-tecnica al prof. ing. L. Peretti del Politecnico di Torino.

Il consulente, sulla base di un rilievo di dettaglio del bacino imbrifero ed in particolare della zona di stretta, riconosceva i seguenti caratteri geomorfologici: *"lungo tutto il profilo dell'imposta - e per lungo tratto sia verso monte che verso valle, - affiora con continuità la roccia in posto; anche nel ristrettissimo letto del torrente l'alluvione, a grossi massi rotolati, non nasconde il fondo roccioso. La roccia è una varietà di diorite, di colore verde-scuro, a labradorite, iperstenite e anfibolo (all'esame microscopico); riferibile perciò più precisamente a diorite basica o norite; la tessitura è spiccatamente granitoidale, omogenea; non presenta localmente le differenziazioni filoniane acide che compaiono più verso valle, né la tessitura a cristalli isorientati, subscistosa, frequente altrove in tutta la "zona Ivrea-Verbano". Alla freschezza dei costituenti primari, corrisponde la saldezza della roccia resistentissima alle sollecitazioni statiche, compatta e, nei campioni sperimentati, assolutamente impermeabile.*

L'alterazione subaerea della diorite, la disaggrega, semplicemente sbiancandola o trasformandola superficialmente in un materiale argillificato, rossiccio o brunastro. Ma l'alterazione è limitata a pochi centimetri dalle superfici dei massi e, in totale, la copertura eluviale non raggiunge, al massimo, che pochi metri. In particolare, non vi è quasi affatto copertura eluviale nella zona d'imposta che anche per ciò si presenta ottimamente idonea allo sbarramento: sia con diga a gravità (semplice o alleggerita), sia con altri tipi di dighe (ad arco, a volta, più esigenti nei riguardi delle rocce di fondazione).

La diorite in posto è poi, all'affioramento, reticolata da sistemi di fratture. Un primo sistema, a radi giunti, ma più estesi e regolari - coincidente con superfici di scorrimento e con un accenno a scistosità - è orientato NNE-SSE, con immersione prossima alla verticale.

Un'altra famiglia di diaclasi, rade ma ben definite, è diretta NNO-SSE con forte immersione a SO e determina particolari strutturali morfologici, in forma di costoloni emergenti obliqui sui, versanti, ben evidenti nel paesaggio.

Altri sistemi di fratture, subortogonali a questi suaccennati, sono meno regolari ed estesi. E tuttavia da rilevare che la fratturazione poliedrica della roccia, messa in evidenza presso la superficie del suolo, dalla prolungata azione dei fattori gliptogenetici esogeni- e soprattutto dal gelo e rigelo- si attenua fino a scomparire di fatto a pochi metri nell'interno dei versanti, dove le litoclasti si trasformano in leptoclasti, cioè in superfici di discontinuità potenziali, più che reali.

La totale mancanza di sorgive lungo i versanti in roccia esclude già di per sé l'altronde una percolazione, anche modesta, d'acqua lungo reticolati di fratture approfonditi ed estesi. Un limitato sbancamento è quindi prevedibilmente sufficiente a scoprire la roccia compatta nell'area d'imposta delle fondazioni, mentre le normali iniezioni di malte cementizie alla periferia della diga ovvieranno a qualsiasi dispersione d'acqua dal bacino d'invaso'.

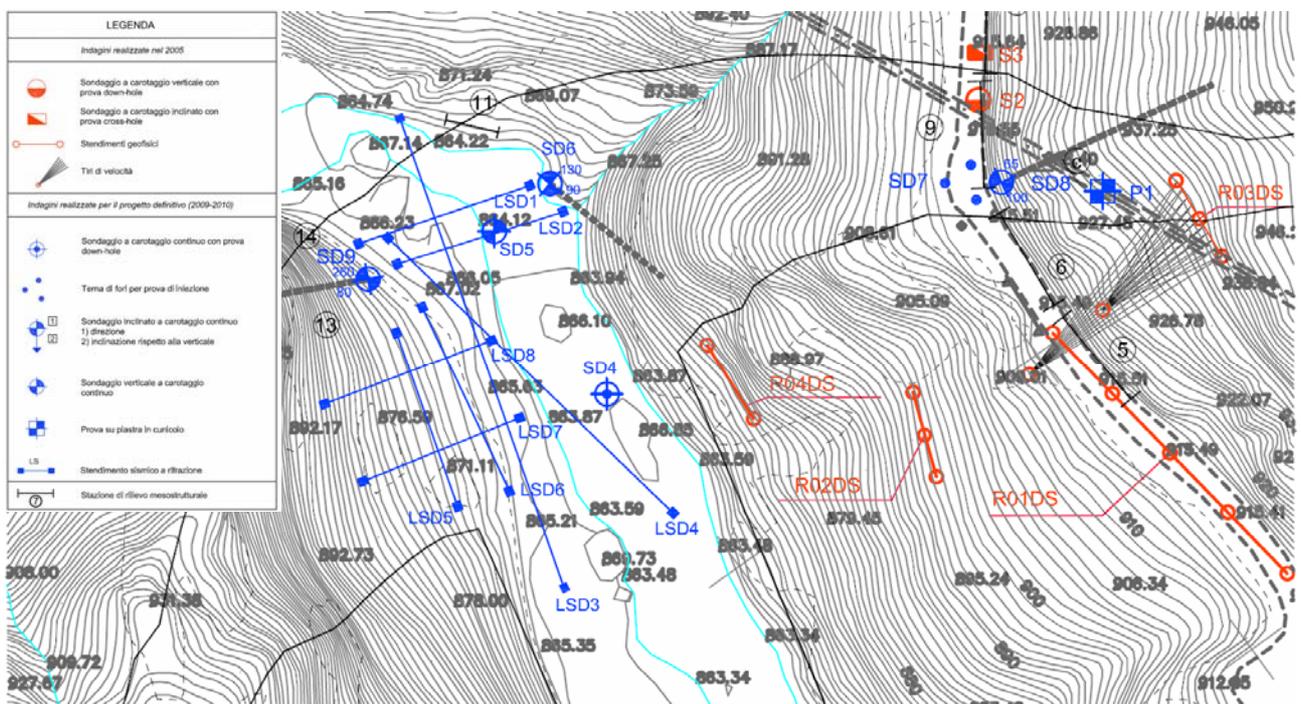
In definitiva il consulente individuava la roccia di fondazione assolutamente idonea a ricevere l'impostazione di una diga e peraltro, come considerazioni geotecniche subordinate, riconosceva che: *"la roccia dioritica affiorante dovunque nel tronco della bassa Val Sessera per la sua eccellente saldezza e, ancora, per la scarsità delle coltri detritiche, che determinano una buona stabilità dei versanti, anche più scoscesi, costituisce una buona sede per il canale di derivazione dalla diga alla centrale, sia in galleria, che a cielo aperto"* e che *"la roccia detritica nella località dell'imposta per frantumazione e triturazione, può fornire ottimi materiali inerti per il calcestruzzo richiesto dalla costruzione della diga e delle opere di derivazione"*.

3.2 Indagini recenti

Nell'area interessata dal progetto sono state eseguite, nelle fasi di progettazione preliminare e definitiva che si sono succedute a distanza di circa 4 anni, varie attività di studio e di indagine geologica e geotecnica. Oltre agli studi di carattere geologico tramite rilievi geologici, geostrutturali e studi di foto-interpretazione (i cui risultati sono illustrati e commentati nella specifica Relazione Geologica), sono state programmate specifiche campagne di indagini geotecniche, in sito e in laboratorio.

Come già esposto nella Relazione Geologica, le indagini in sito sono state fortemente condizionate dalle caratteristiche morfologiche dei luoghi e dalle conseguenti difficoltà connesse alla scarsa accessibilità dei mezzi di indagine. Particolari difficoltà sono state affrontate sulla sponda destra della valle data la forte acclività del versante (dai caratteri tipicamente rupestri con balze rocciose e scarpate sub-verticali) che non consente la postazione di sondaggi con mezzi tradizionali. Anche sul fondovalle l'accesso è possibile solo tramite piste molto impegnative o con elicottero, mentre in sponda sinistra l'accesso è relativamente più agevole per la presenza della strada di accesso della diga esistente, ma anche in questo caso il posizionamento a quote diverse da quella della strada è molto difficoltoso.

In tale situazione, le indagini sono state suddivise in più fasi, programmando per il progetto preliminare le indagini nei siti di più facile accesso e rimandando alle successive fasi le indagini più impegnative.



Campagna del 2005 per il progetto preliminare

Sono stati eseguiti in totale 3 sondaggi in sponda sinistra, sulla strada di accesso a quota 915m s.l.m. circa:

- 1 sondaggio verticale profondo 80 m, a carotaggio continuo, con prelievo di carote per prove di laboratorio ed esecuzione di 15 prove di assorbimento d'acqua in pressione tipo Lugeon;
- 1 sondaggio inclinato 15° dalla verticale profondo 40 m, a carotaggio continuo, con prelievo di carote per prove di laboratorio ed esecuzione di 8 prove Lugeon;
- 1 sondaggio verticale profondo 10 m, a carotaggio continuo, con esecuzione di una prova Lugeon nella porzione di roccia superficiale;
- una prova sismica in coppia di fori tipo cross-hole;
- una prova sismica in foro tipo down-hole.

In totale sono stati eseguiti 135m di carotaggio e 24 prove Lugeon.

Sulle carote di roccia prelevate nei sondaggi sono state effettuate le seguenti prove di laboratorio:

- 15 determinazioni del peso di volume;
- 6 misure di velocità soniche su carote;

- 15 prove di compressione uniassiale;
- 12 prove "point-load".

Campagna del 2009/2010 per il progetto definitivo

Per tale campagna di indagini sono stati utilizzati mezzi di trasporto speciale per il posizionamento delle sonde con elicottero nelle varie zone dell'imposta della diga. Tuttavia, anche in questo caso, in parte per le condizioni morfologiche molto complesse, in parte per le avverse condizioni meteorologiche, non è stato possibile completare, almeno in questa fase, l'intero programma delle indagini (non sono stati eseguiti in particolare i sondaggi nelle due postazioni individuate in sponda destra).

Sono stati eseguiti in totale:

sponda sinistra:

- 1 sondaggio a carotaggio continuo (SD8), ubicato sulla strada di accesso, inclinato verso l'alto di 20° dall'orizzontale per investigare la porzione di ammasso roccioso a quote superiori a 915 m s.l.m.; il sondaggio ha una lunghezza di 30m e ha previsto il prelievo di carote per prove di laboratorio;
- una terna di fori verticali profondi 40m (ubicati sempre sulla strada di accesso), uno dei quali (SD7) con 7 prove Lugeon, utilizzati per le prove di iniezioni cementizie.
- 1 sondaggio a carotaggio continuo (SD6), ubicato al piede della sponda sinistra (q. 878m s.l.m.) ad andamento orizzontale, della lunghezza di 20m, con prelievo di carote per prove di laboratorio ed esecuzione di 4 prove Lugeon;

fondovalle:

- 1 sondaggio a carotaggio continuo (SD4), profondo 40.5m con prelievo di carote per prove di laboratorio ed esecuzione di 7 prove Lugeon;
- 1 sondaggio a carotaggio continuo (SD5), profondo 51.5m con prelievo di carote per prove di laboratorio ed esecuzione di 10 prove Lugeon;
- una prova sismica in foro tipo "down-hole" profonda 40m (SD4).

sponda destra:

- 1 sondaggio a carotaggio continuo (SD9), ubicato al piede della sponda destra (q. 882m s.l.m.) e inclinato verso il basso di 10° dall'orizzontale, della lunghezza di 30m, con prelievo di carote per prove di laboratorio ed esecuzione di 6 prove Lugeon.

In totale sono stati eseguiti 172m di carotaggio e 34 prove Lugeon.

Sulle carote di roccia prelevate nei sondaggi sono state effettuate le seguenti prove di laboratorio:

- 45 determinazioni del peso di volume;
- 42 determinazioni della porosità e del peso specifico;
- 10 misure di velocità soniche V_p e V_s su carote;
- 5 determinazioni del coefficiente di Poisson;
- 47 prove di compressione uniassiale delle quali:
 - 39 semplici;
 - 13 con misura delle deformazioni assiali per la determinazione del modulo di Young;
 - 5 con misura delle deformazioni assiali e radiali;
- 9 prove triassiali (ognuna su 3 provini);
- 3 prove di trazione indiretta tipo "brasiliiana".
- 34 prove "point-load";
- 5 analisi petrografiche.

Prova su piastra in cunicolo

In considerazione della presenza di una galleria di piccola sezione, utilizzata per la derivazione delle acque della diga esistente, che passa al di sotto della spalla sinistra della diga in progetto, sono state programmate alcune specifiche indagini sulla roccia esposta all'interno della galleria e in particolare è stata eseguita una prova di carico su piastre contrapposte con misura delle deformazioni della roccia tramite estensimetri multibase. La prova è stata eseguita su piastre $\varnothing 50\text{cm}$ con i criteri previsti nelle norme ISRM, raggiungendo un carico di prova massima di 11.5 MPa con vari cicli di carico e scarico.

Nel tratto di cunicolo di maggiore interesse sono state effettuate stazioni di rilevamento geostrutturale con misura dei principali parametri geomeccanici della roccia.

Campagna di indagini geofisiche

Con lo scopo di acquisire informazioni sulle caratteristiche meccaniche e sismiche delle rocce nel sito della diga, sono state programmate, nelle due fasi di progettazione (preliminare e definitiva), specifiche campagne di indagine geofisica, in foro e con il metodo della sismica a rifrazione.

Nel complesso sono stati realizzati:

sismica in foro:

- 1 prova cross-hole su coppia di fori di 80 e 40m in sponda sinistra;
- 1 prova down-hole in foro da 80m in sponda sinistra;
- 1 prova down-hole in foro da 40m nel fondovalle;

sismica a rifrazione

- 2 tiri di velocità in sponda sinistra;
- 4 stendimenti in sponda sinistra (lunghezza di stendimento totale 82m);
- 4 stendimenti nel fondovalle (lunghezza di stendimento totale 137m);
- 4 stendimenti in sponda destra (lunghezza di stendimento totale 96m).

In totale 315m di stendimenti di geosismica a rifrazione.

Le prospezioni sono state eseguite e interpretate con metodo tomografico.

I risultati delle indagini eseguite nelle due fasi della progettazione sono raccolti negli specifici elaborati costituenti il progetto definitivo e in particolare:

- o Planimetria con ubicazione delle indagini (Tav. RD7.12)
- o indagini in sito (stratigrafie dei sondaggi con rilievo geomeccanico, documentazione fotografica e risultati delle prove in sito) nell'elaborato della tav. RD7.13.
- o prove di laboratorio nell'elaborato della tav. RD7.14.
- o Indagini geofisiche nell'elaborato della tav. RD7.15.
- o Prova su piastra in cunicolo RD7.16.

Nel complesso i dati acquisiti nelle due fasi di indagine possono considerarsi esaustivi per l'individuazione e la soluzione dei problemi geotecnici connessi con la progettazione definitiva della diga; nella presente relazione verranno comunque programmate per la fase di progettazione esecutiva ulteriori indagini geognostiche, volte a confermare le risultanze finora acquisite, con particolare riferimento alla porzione superiore della sponda destra.

4 LINEAMENTI GEOLOGICI E STRUTTURALI

Nei paragrafi seguenti vengono sintetizzati gli aspetti geomorfologici e geologico-tecnici di maggiore interesse geotecnico estratti, talora integralmente, dalla Relazione Geologica.

4.1 *Inquadramento geologico generale*

Dal punto di vista geologico, il bacino del futuro invaso della diga interessa una potente serie di rocce gabbro-dioritiche del *Complesso basico della Zona Ivrea-Verbano*. Nelle zone più a monte, che formano il bacino idrografico del bacino, viene interessata la *zona del Canavese*, la quale, come ampiamente descritto nella Relazione Geologica, separa il complesso basico dai micascisti eclogitici della Zona Sesia-Lanzo.

Con la quota di massimo invaso prevista a 951m s.l.m., l'area del futuro lago si estende a monte dell'attuale bacino lungo i due rami del Dolca e del Sessera. In relazione alla morfologia molto accentuata della valle, l'invaso di progetto, in analogia a quello attuale, ha una forma stretta e allungata e si dirama lungo i due corsi d'acqua che, a monte della diga esistente, divergono tra loro di circa 90°.

In questo tratto di bacino non sono evidenti accumuli detritici di spessore rilevante e anche le coperture alluvionali di fondovalle non sembrano mai particolarmente potenti.

Affioramenti di rocce gabbro-dioritiche sono infatti rilevabili su molti tratti lungo l'alveo dei due corsi d'acqua (nel tratto a monte della zona attualmente occupata dall'invaso).

Nella zona del futuro bacino di invaso non sono stati rilevati fenomeni di dissesto in atto o recenti né sono individuabili zone di accumulo detritico di notevole spessore che potrebbero essere interessati dal futuro lago. In generale le condizioni di stabilità dei versanti sono da ritenere buone. Piccoli fenomeni di crollo per distacco di frammenti e blocchi di roccia più o meno voluminosi o per scollamento delle coltri detritiche sono sempre possibili, soprattutto nelle zone che saranno in futuro interessate dalle oscillazioni dell'invaso. Si tratta tuttavia di fenomeni di piccola entità, da considerare "fisiologici" in tratti di versanti molto acclivi. Tali fenomeni non costituiscono in ogni caso una problematica di rilievo tecnico nei confronti della fattibilità delle opere in progetto.

4.2 *Caratteri geomorfologici della zona della stretta*

Come precedentemente detto, il sito di imposta della diga è ubicata circa 200m a valle di una diga esistente. A valle della diga attuale, per una lunghezza di circa 150 m, il corso del torrente Sessera ha un andamento contorto nella zona d'alveo di magra, ma rettilineo nel complesso, con direzione all'incirca W-E.

Alla fine di questo primo tratto rettilineo, l'alveo compie una brusca curva verso destra che devia il corso d'acqua di circa 90°. Con questa curva il torrente aggira una stretta e lunga dorsale rocciosa che si protende in sponda destra da sud verso nord (v. foto in fig. 4.1).

La cresta della dorsale ha una forma aguzza con un andamento a gradini; nella parte bassa, lo sperone si protende con una parete rocciosa sub-verticale per una altezza di una trentina di metri, interrotta da un ripiano sub-orizzontale a quota 910 m s.m. circa (v. foto nelle fig. 4.1 e 4.2). Proseguendo verso monte la cresta diventa stretta e aguzza, modellata da balze e pinnacoli rocciosi.



Fig. 4-1 Lo sperone roccioso in sponda destra

In questo tratto di versante è stato individuato il sito della nuova diga con la spalla che verrà impostata in corrispondenza di questo sperone roccioso.



Fig. 4-2 Parte bassa dello sperone roccioso; sulla sinistra è visibile un accumulo di detrito

Sul fianco sinistro della valle, nella zona prospiciente allo sperone della sponda destra prima descritto, il versante si allarga formando un'ampia area di compluvio (v. foto della fig. 4.3), larga circa 200 m sulla testata e una cinquantina di metri al piede.



Fig. 4-3 Versante sinistro poco a monte del sito della nuova diga

Sul margine orientale dell'area di compluvio il versante è percorso da una lunga incisione torrentizia (v. foto della fig. 4.3), ad andamento circa rettilineo, che si estende in direzione SW-NE fino a quote ben superiori a 1000 m s.m..

Il sito per la spalla sinistra della nuova diga è stato individuato poco a valle di tale incisione, in un tratto di versante allungato in direzione NW-SE che digrada verso il fondovalle con pendenze regolari, dell'ordine del 100% (v. foto della fig. 4.4); sul pendio sono presenti vasti affioramenti rocciosi fino al piede del versante.



Fig. 4-4 Versante sinistro in corrispondenza del sito della nuova diga

Dal punto di vista litologico l'intero tratto di circa 500 m a valle della diga esistente, esaminato nel dettaglio nello studio geologico, è costituito da una formazione gabbro-dioritica appartenente al *Corpo Basico di Ivrea*. Dal punto di vista macroscopico la roccia ha struttura granulare a grana grossa, colore nerastro con sfumature verdastre e puntature biancastre più o meno abbondanti.

La roccia risulta affiorante sulla quasi totalità dei versanti. Solo in limitate aree è presente una sottile coltre detritico-eluviale o sono presenti accumuli di detrito, sempre di debole spessore.

Nelle zone di fondovalle affiora con continuità la roccia; grossi massi e ciottoli coprono localmente il letto roccioso lasciando comunque intravedere il sottostante substrato. In generale si può stimare una percentuale di affioramento del substrato dell'ordine del 70-80%.

Una zona di accumulo detritico, che ha riflessi nei riguardi degli scavi di fondazione per l'imposta della nuova diga, è stata rilevata al piede della sponda destra, immediatamente a valle dello sperone roccioso descritto nel paragrafo precedente (l'accumulo di detrito è ben visibile nella foto della fig. 4.2). Si tratta di frammenti e blocchi, anche voluminosi, distaccatisi dalla parete rocciosa e accumulatisi al piede del versante; i blocchi hanno subito uno scarso o quasi assente processo di trasporto per cui si presentano a spigoli vivi e con scarsa frazione interstiziale.

Negli affioramenti la roccia si presenta in genere fresca o poco alterata; i processi di alterazione creano solo una decolorazione o patine di colore rossastro o brunoastro. L'alterazione è limitata a pochi cm dalle superfici di frattura e si estende in profondità solo attraverso i giunti più aperti.

4.3 Elementi tettonico-strutturali principali

Lo studio geologico ha permesso di riconoscere lineamenti e discontinuità tettoniche (faglie) più o meno importanti. E' stato specificato che si tratta di discontinuità tettoniche connesse all'orogenesi alpina (v. Relazione Geologica) per le quali non sono noti fenomeni di riattivazione recente (neotettonica).

Sono stati riconosciuti due principali sistemi di faglie. Il primo, più evidente, è orientato NNW-SSE ed è quello che determina particolari strutture morfologiche, in forma di lunghi speroni e costoloni emergenti obliqui sui versanti, ben evidenti nel paesaggio e che si seguono su lunghe distanze.

A tale sistema tettonico è da attribuire la formazione dello stretto sperone che si protende sulla sponda destra verso l'area di fondovalle e che provoca la brusca deviazione del torrente.

Altre dislocazioni associabili a tale sistema sono rilevabili direttamente sul terreno per la presenza di strette fessure sulle quale si sono successivamente impostati i processi erosivi. A tali fenomeni sono da attribuire alcune delle principali incisioni torrentizie che si sono impostate originariamente sulle aree di maggiore debolezza litologica.

Un altro sistema di discontinuità è disposto all'incirca perpendicolarmente al primo. Nell'ambito della zona esaminata è stato riconosciuto un importante lineamento tettonico che si sviluppa in direzione SW-NE e che segue l'incisione erosiva in sponda sinistra, poco a monte del sito della nuova diga. Tale lineamento prosegue verso le cime dei rilievi per molte centinaia di metri; verso monte (rispetto al corso del Sessera) tale lineamento sembra proseguire, solo con una leggera traslazione, lungo l'alveo del torrente Sessera e probabilmente si ricongiunge alla dislocazione che taglia obliquamente la sponda destra della diga esistente (lungo la direttrice seguita dalla attuale galleria/canale di scarico).

Oltre a questi due sistemi principali, sono presenti molte altre discontinuità minori, alcune associate ai due sistemi principali e distinti da queste solo da lievi rotazioni degli allineamenti o da minore persistenza, altre variamente disposte.

In tutti i casi le discontinuità tettoniche si delineano su fasce di roccia molto strette, in genere senza l'associazione di una zona cataclasata molto ampia.

4.4 Sistemi di discontinuità minori

L'analisi degli elementi meso-strutturali (vedi carta strutturale dell'elaborato RD7.8), ha permesso di riconoscere vari sistemi di discontinuità.

In particolare sono state evidenziate 2-3 o più famiglie di fratture, alcune delle quali si ripetono (con lievi variazioni di giacitura) su varie stazioni di misura.

Alcune di queste famiglie, con inclinazione molto accentuata fino a sub-verticale, sono associabili ai principali allineamenti tettonici commentati nel paragrafo precedente. Si tratta delle famiglie con direzione dei piani NNW-SSE e quelle con giacitura all'incirca ortogonale alle precedenti, con direzione SW-NE.

Altre famiglie di giunti hanno inclinazioni minori (tra 30° e 60°) e presentano immersione generalmente verso Sud (in genere nel quadrante SW).

Queste ultime superfici, associate ad altre possono delimitare localmente, in relazione all'andamento del pendio o della superficie di scavo, cunei o diedri di roccia con possibilità cinematica di scivolamento.

Le considerazioni relative all'andamento geometrico delle superfici di discontinuità e ai conseguenti aspetti sulle condizioni di stabilità delle scarpate interessate dagli scavi di fondazione, saranno trattate nel cap. 12.

4.5 Sismica

4.5.1 Classificazione sismica del territorio

Come è noto, è ormai in vigore l'Ordinanza del Presidente del C.d.M. n. 3274 del 20/3/2003 che prevede la riclassificazione sismica del territorio italiano.

Con la suddetta Ordinanza si divide il territorio in 4 zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g (accelerazione massima convenzionale su suolo di categoria A).

I valori convenzionali di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , sono riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni e assumono i valori riportati in tabella.

Zona	Valore di a_g
1	0.35 g
2	0.25g
3	0.15g
4	0.05g

Secondo la nuova normativa sismica i tre comuni interessati di Vallanzengo, Trivero e Mosso, sono classificati in zona 4. Si tratta quindi di una sismicità bassissima, che per opere normali sarebbe da considerare trascurabile. Tuttavia, vista l'importanza dell'opera, gli aspetti sismici saranno trattati con i criteri rigorosi imposti dalla nuova normativa.

La Gazzetta Ufficiale del 11/5/2006 ha pubblicato l'Ordinanza del PdCM del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" (Ordinanza n. 3519) con la quale sono approvati i criteri generali e la mappa di pericolosità sismica di

referimento a scala nazionale. Le valutazioni di a_g sono calcolate su un numero sufficiente di punti (griglia non inferiore a 0.05°), corredate da stime dell'incertezza. I valori di a_g sulle griglie suddette sono state pubblicate sul sito web dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, sezione di Milano. La documentazione di interesse è riportata nella mappa seguente.

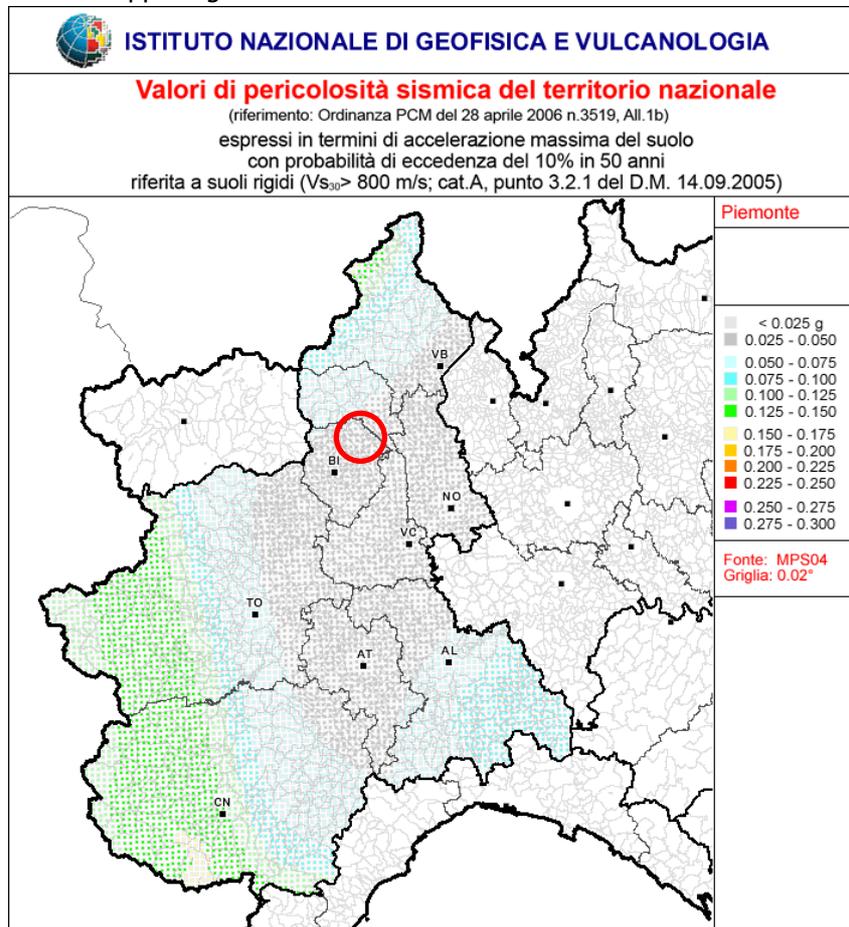


Fig. 4-5 Mappa della sismicità (da INGV)

4.5.2 Azione sismica di progetto

Con riferimento al D.M. 14/01/08, le azioni sismiche di progetto, in base alla quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria A definita oltre) nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel seguito, nel periodo di ritorno V_R .

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella successiva (estratta dalle NTC DM14/1/2008).

Tabella 4-1 Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

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

Con riferimento a quanto riportato nella proposta di aggiornamento delle Norme Tecniche per le dighe, i periodi di ritorno dell'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite sono:

Tabella 4-2 Periodi di ritorno dell'azione sismica T_R (anni) (Tab. C.4 della proposte di Norme sulle dighe)

Dighe:	SLO $P_{VR} (\%)=81$		SLD $P_{VR} (\%)=63$		SLV $P_{VR} (\%)=10$		SLC $P_{VR} (\%)=5$	
<i>Strategiche</i>	120		200		1900		2475	
<i>Rilevanti</i>	45 ⁽¹⁾	90 ⁽²⁾	75 ⁽¹⁾	150 ⁽²⁾	710 ⁽¹⁾	1425 ⁽²⁾	1460 ⁽¹⁾	2475 ⁽²⁾
<i>Imp. normale</i>	30		50		475		975	

⁽¹⁾ dighe di dimensioni contenute

⁽²⁾ grandi dighe

Nel caso in esame, la diga in progetto, ancorché possa essere classificata come "rilevante per le conseguenze di un eventuale collasso" in quanto a prevalente uso irriguo, è stata comunque assimilata, cautelativamente, per la determinazione dell'azione sismica di progetto, ad opera "strategica". Per il dimensionamento e la verifica delle opere in fase sismica, sono state quindi effettuate le seguenti assunzioni:

- secondo la Tabella 2.4.1 del NTC-08 la diga è stata classificata come una costruzione di Tipo 3 "Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica", quindi con una Vita Nominale $V_N \geq 100$ anni;
- in base al paragrafo 2.4.2 è stata individuata la Classe d'uso IV "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti....." e quindi il coefficiente d'uso è stato posto a $C_U=2$;

Questo approccio è confermato dalla proposta delle Norme Tecniche per le dighe, in corso di emanazione, nelle quali vengono indicati i seguenti parametri.

Tabella 4-3 Vita nominale e coefficiente d'uso (Tabella C.2 della proposte di Norme sulle dighe)

Dighe:	V_N (anni)		C_U	V_R (anni)	
<i>strategiche</i>	≥ 100		2,0	200	
<i>rilevanti</i>	≥ 50 ⁽¹⁾	≥ 100 ⁽²⁾	1,5	75 ⁽¹⁾	150 ⁽²⁾
<i>Imp. normale</i>	≥ 50		1	50	

⁽¹⁾ dighe di dimensioni contenute

⁽²⁾ grandi dighe

La Vita di Riferimento V_R in base alla quale vengono valutate le azioni sismiche risulta quindi pari a:

$$V_R = V_N * C_U = 100 * 2 = 200 \text{ anni}$$

4.5.3 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, è necessario valutare l'effetto della risposta sismica in funzione delle categorie di sottosuolo interessate dalle opere in progetto.

Le **categorie di sottosuolo** previste dalla normativa sono elencate di seguito:

- **Categoria A:** *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
- **Categoria B:** *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- **Categoria C:** *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- **Categoria D:** *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
- **Categoria E:** *Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m*, posti sul substrato di riferimento (con $V_{s,30} > 800$ m/s).

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è definita dall'espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ [m/s]}$$

avendo posto h_i =spessore in metri dell' i -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità.

Per quanto riguarda invece le **condizioni topografiche**, è possibile adottare la seguente classificazione, in funzione della situazione morfologica in cui è posta l'opera in progetto:

- **Categoria T1:** Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$;
- **Categoria T2:** Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$;
- **Categoria T3:** Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$;
- **Categoria T4:** Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

Nel caso in esame, sulla base di quanto esposto in precedenza e di quanto si dirà nel seguito, il sito di progetto è interamente costituito da una formazione rocciosa affiorante o sub-affiorante per la quale si può indicare una categoria A. Questa classificazione è confermata anche con le misure dirette delle velocità delle onde di taglio eseguite con prove geofisiche in foro che hanno fornito valori di V_s superiori a 1000m/s per la porzione di roccia più alterata e dell'ordine di 3.000m/s per la roccia integra.

Per quanto riguarda le condizioni topografiche, le forte acclività dei versanti fanno ritenere necessaria l'applicazione di un fattore di amplificazione anche se la sua valutazione andrebbe verificata caso per caso.

La scarsa sismicità del sito rende tale aspetto di secondaria importanza, ma nell'ottica di una valutazione cautelativa (vista l'importanza dell'opera) si è applicato un valore $S_T=1.2$ per tutte le analisi.

4.5.4 Spettro sismico di riferimento

Con riferimento ai due Stati Limiti, di salvaguardia della vita SLV e di collasso SLC, si ha che l'azione sismica calcolata per una probabilità di superamento del 10% e 5% nel periodo di riferimento V_R sopra determinato, in corrispondenza della posizione geografica dell'opera in esame, della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, porta a definire il seguente spettro di progetto elastico.

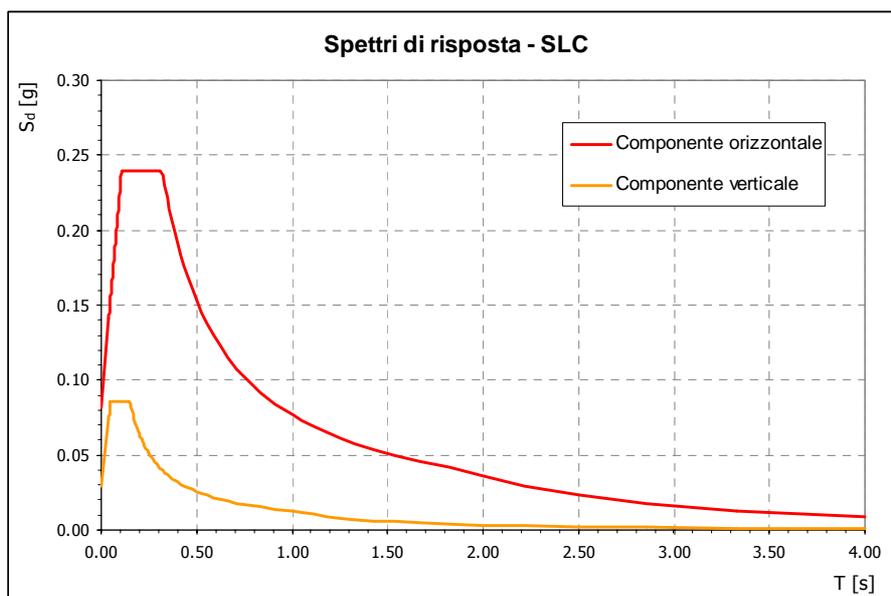


Fig. 4-6 Spettro di risposta elastico (componente orizzontale e verticale) per SLC

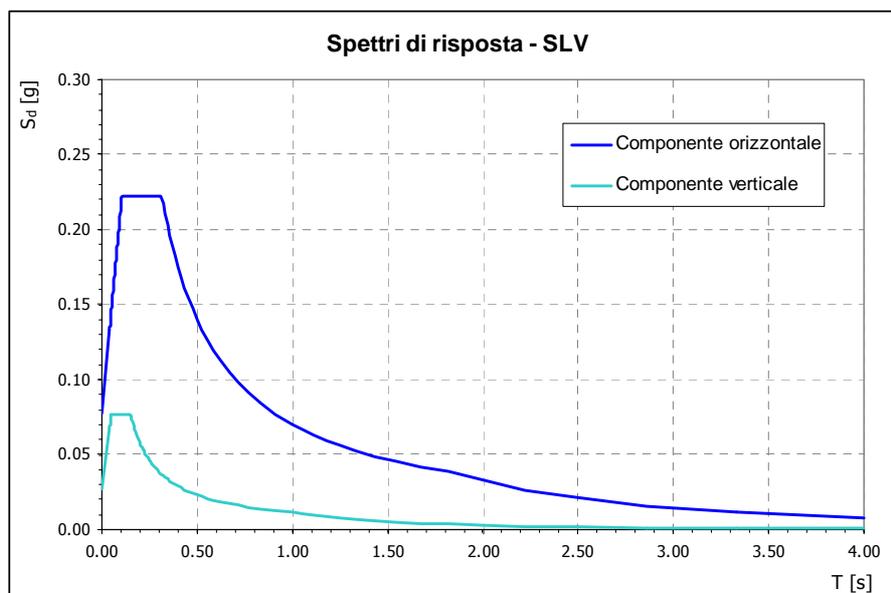


Fig. 4-7 Spettro di risposta elastico (componente orizzontale e verticale) per SLV

5 CARATTERISTICHE DEL MATERIALE ROCCIOSO

5.1 *Caratteristiche petrografiche*

La formazione interessata ha una composizione gabbro-dioritica.

Dal punto di vista macroscopico la roccia ha struttura granulare a grana grossa, colore nerastro con sfumature verdastre e puntature biancastre più o meno abbondanti. E' formata essenzialmente da plagioclasio e da pirosseno rombico interstiziale, con secondari cristalli di biotite, orneblenda e olivina. Nelle varietà dioritiche aumenta la presenza di quarzo. Il passaggio da una litologia all'altra (nel campo delle rocce gabbro-dioritiche) è molto sfumato e spesso difficile da riconoscere alla scala del campione a mano. Dioriti e Gabbri si distinguono infatti sulla base della composizione del plagioclasio e secondariamente in base all'indice di colore (spostandosi dalla diorite al gabbro il colore diventa più scuro per la maggiore presenza di minerali ferici). In linea generale si può notare che nella zona del sito diga prevalgono le litologie più dioritiche e verso valle le rocce si spostano maggiormente nel campo dei gabbri.

Generalmente la tessitura è isotropa con una struttura che le analisi petrografiche hanno individuato come "facies a granuliti", solo localmente si nota una certa isorientazione dei cristalli e superfici patinate, saponose al tatto.

5.2 *Caratteristiche fisico-meccaniche*

5.2.1 *Prove eseguite*

Nelle due campagne di indagini condotte per la progettazione preliminare e definitiva sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio su carote prelevate dai sondaggi:

- determinazioni del peso di volume
- determinazioni della velocità sonica;
- prove di compressione uniassiale;
- prove di compressione uniassiale con misura delle deformazioni e determinazione del coefficiente di Poisson;
- prove di punzonamento "point-load";
- prove triassiali;
- prove di trazione indiretta (tipo "brasiliana").

5.2.2 *Risultati delle prove di laboratorio*

I risultati delle prove di laboratorio sono riassunti nella tabella seguente.

INDAGINI PROGETTO DEFINITVO

RISULTATI PROVE DI LABORATORIO

Sond	Camp.	Prof.	Peso di volume	Peso specifico	Porosità	Point Load	I _{s(50)}	UCS	Vp	Vs	Poisson	E _{tang}	E _{sec}
		(m)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(%)	(kN)	(MPa)	(MPa)	(m/s)	(m/s)	(-)	(GPa)	(GPa)
SD4 - C1		2.90-3.90	30.8	31.0	0.68	52.8	8.6	47.5					
SD4 - C1		3.17-3.35	29.1	29.2	0.40			25.7					
SD4 - C2		6.00-6.70	30.3	30.6	0.83	71.5	14.3	79.3					
SD4 - C2	c2-tx1	6.11-6.23										52.3	50.0
SD4 - C2	c2-tx2	6.23-6.35										93.8	62.6
SD4 - C2	c2-tx3	6.58-6.70										72.0	70.4
SD4 - C3		10.00-11.00	28.9	29.2	1.09	30.7	5.1	78.9			0.31	63.5	39.6
SD4 - C3		10.65-10.83	28.7	28.8	0.50			20.0					
SD4 - C4		15.80-16.80	27.7	28.3	2.17	20.7	3.4	79.2	4879	2660	0.29	60.4	40.7
SD4 - C4		16.30-16.48	27.8	27.9	0.44			41.6					
SD4 - C5		20.60-21.60	28.1	28.3	0.80	66.5	10.9	164.8					
SD4 - C5	tx1	21.00-21.12										126.4	124.7
SD4 - C5	Tx2	21.12-21.24										61.1	63.1
SD4 - C5	tx3	21.35-21.47										26.0	25.8
SD4 - C6		25.00-26.00	28.2	28.5	1.05	93.8	15.2	178.2	5069	2751	0.29	133.8	88.6
SD4 - C6		25.05-25.23	27.5	27.7	0.66			43.3					
SD4 - C7		30.50-31.50	28.7	29.1	1.22	136.4	22.4	131.6					
SD4 - C7		30.87-31.05						74.7			0.11	46.7	42.3
SD4 - C8		38.50-39.50	29.6	29.9	1.09	19.8	3.3	65.3					
SD5 - C1		4.50-5.00	29.5	29.7	0.83	81.4	13.1	47.2					
SD5 - C1	c1-tx1	9,36-9,48										58.7	46.3
SD5 - C1	c1-tx2	9,36-9,48										65.3	56.3
SD5 - C1	c1-tx3	9.36-9.48										68.7	59.8
SD5 - C2		8.10-9.10	30.2	30.6	1.17	31.6	5.0	73.9	5376	2858	0.30	56.0	31.1
SD5 - C3		12.60-13.10	30.5	30.7	0.69	63.7	10.4	77.7					
SD5 - C4		17.15-18.00	28.5	28.7	0.75	23.7	3.7	59.2			0.34	57.5	48.0
SD5 - C5		22.10-22.70	28.3	28.5	0.62	30.2	5.0	43.5					

Sond	Camp.	Prof.	Peso di volume	Peso specifico	Porosità	Point Load	I _{s(50)}	UCS	Vp	Vs	Poisson	E _{tang}	E _{sec}
		(m)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(%)	(kN)	(MPa)	(MPa)	(m/s)	(m/s)	(-)	(GPa)	(GPa)
SD5 - C5	c5-tx1	22.22-22.34										65.4	58.5
SD5 - C5	c5-tx2	22.34-22.46										15.7	13.9
SD5 - C5	c5-tx3	22.46-22.58										60.4	21.3
SD5 - C6		26.4-27.15	30.2	30.3	0.29	60.3	9.3	121.4	5465	2905	0.30	124.2	60.7
SD5 - C6		26.81-26.99	28.9	29.0	0.49			50.7					
SD5 - C7		34.00-34.90	28.3	28.6	1.04	43.1	6.6	77.5					
SD5 - C7		34.26-34.44						94.0			0.13	32.4	32.4
SD5 - C8		36.90-37.90	28.1	28.5	1.51	50.1	7.6	48.3					
SD5 - C8		36.6-36.78	29.6	29.8	0.58			52.7					
SD5 - C8	tx1	37.16-37.28										42.6	39.3
SD5 - C8	tx2	37.28-37.40										84.4	58.6
SD5 - C8	tx3	37.40-37.52										60.2	59.4
SD5 - C9		41.55-42.55	29.8	30.1	1.01	92.9	13.9	138.2	5708	3046	0.30	134.4	69.1
SD5 - C9		41.82-42.00	30.4	30.6	0.68			88.1					
SD5 - C10		45.10-46.10	29.2	29.6	1.48	63.7	9.4	82.8					
SD6 - C1		3.30-4.00	29.2	29.3	0.46	79	12.0	42.6					
SD6 - C2		5.00-6.00	28.2	28.4	0.64	51.8	7.5	76.4	5450	2957	0.29	66.4	38.2
SD6 - C3		10.00-10.50	28.0	28.3	1.10	86.8	13.2	58.5					
SD6 - C3	c3-tx1	10.00-10.10										66.6	45.3
SD6 - C3	c3-tx2	10.10-10.20										64.9	45.3
SD6 - C3	c3-tx3	10.20-10.30										21.0	15.3
SD6 - C4		18.40-18.70	28.0	28.4	1.47	30.6	4.4	80.3					
SD8 - C1		2.00-3.00	29.4	29.5	0.39	63.4	9.5	49.6					
SD8 - C2		9.00-10.00	31.7	31.9	0.67	104.3	15.3	83.8					
SD8 - C2	tx1	9.12-9.24										66.1	53.9
SD8 - C2	tx2	9.24-9.36										187.5	154.4
SD8 - C2	tx3	9.36-9.48										77.2	58.7
SD8 - C3		12.50-12.68						196.9			0.28	145.4	155.3
SD8 - C3		12.00-12.80	30.3	30.5	0.80	120.8	18.5	143.7					
SD8 - C4		19.00-20.00	28.5	28.8	0.97	62.4	9.3	96.3	5901	3191	0.29	49.1	35.1

Sond	Camp.	Prof.	Peso di volume	Peso specifico	Porosità	Point Load	I _{s(50)}	UCS	Vp	Vs	Coeff. Poisson	E _{tang}	E _{sec}
		(m)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(%)	(kN)	(MPa)	(MPa)	(m/s)	(m/s)	(-)	(GPa)	(GPa)
SD8 - C5		24.00-25.00	29.5	29.7	0.73	66.8	10.3	79.8					
SD8 - C5	tx1											74.2	54.6
SD8 - C5	tx2											71.6	65.4
SD8 - C5	tx3											82.6	73.6
SD8 - C6		28.0-29.0	31.6	31.9	0.88	138.9	21.0	195.1	5721	3001	0.31	104.9	97.6
SD9 - C1		2.20-2.70	28.7	29.0	1.14	76.7	11.9	66.0	5594	3020	0.29	59.0	33.0
SD9 - C1		2.35-2.53	28.5	28.6	0.5			82.7					
SD9 - C2		6.50-7.00	29.0	29.2	0.80	93.5	14.9						
SD9 - C2	c2-tx1	6.64-6.76										62.4	62.2
SD9 - C2	c2-tx2	6.76-6.88										78.0	58.2
SD9 - C2	c2-tx3	6.88-7.00										75.5	72.9
SD9 - C3		14.20-14.90	28.6	28.7	0.52	18.9	2.6	41.4					
SD9 - C4		18.45-19.00	28.3	28.6	0.97	4.8	0.7	99.8					
SD9 - C5		21.40-22.00	28.1	28.2	0.53	80.6	11.5	97.1	6115	3322	0.29	94.5	37.5
SD9 - C6		27.80-28.40	29.1	29.3	0.83	48.3	6.9	32.4					
SC1	c1	51.60	30.3					45.7				107.4	125.2
SC1	c2	51.60	31.5					52.0				45.3	33.2
SC2	c1	51.60	30.4					29.7				227.3	109.2

INDAGINI PROGETTO PRELIMINARE

RISULTATI PROVE DI LABORATORIO

Sond	Camp.	Prof.	Peso di volume	Peso specifico	Porosità	Point Load	I _{s(50)}	UCS	Vp	Vs	Coeff. Poisson	E _{tang}	E _{sec}
		(m)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(%)	(kN)	(MPa)	(MPa)	(m/s)	(m/s)	(-)	(GPa)	(GPa)
S2 - 1	1	13.60-13.80	30.4					82.5	7062				
S2 - 1	1	17.50-17.70	30.0					109.1	7022				
S2 - 1	1	33.00-33.25	28.5					74.0	6364				
S2 - 2	2	33.00-33.25	28.7					75.3	7000				
S2 - 1	1	45.20-45.55	30.1					113.9	5570				

S2 - 2	2	45.20-45.55	30.4					62.7	5438				
S2-11(ax)	11 (ax)	2.50-2.67				11.9	4.43						
S2-12(ax)	12 (ax)	7.66-7.82				16.7	5.74						
S2-13 (d)	13 (d)	13.47-13.61				36.6	10.23						
S2-13(ax)	13 (ax)	13.47-13.61				23.4	7.04						
S2-14(ax)	14 (ax)	18.36-18.46				22.8	8.52						
S2-15(ax)	15 (ax)	22.62-22.79				16.8	6.92						
S2-16(ax)	16 (ax)	28.45-28.61				16.1	8.15						
S2-17(ax)	17 (ax)	32.81-32.96				13.4	5.25						
S2-18(ax)	18 (ax)	39.17-39.30				15.3	7.49						
S2-19(ax)	19 (ax)	45.10-45.21				17.9	6.85						
S2-20 (d)	20 (d)	46.75-46.85				29.2	8.16						
S2-20(ax)	20 (ax)	46.75-46.85				23.4	7.04						
S3 - 1	1	3.20	29.8					95.3					
S3 - 2	2	3.20	30.0					86.8					
S3 - 1	1	15.80	30.8					146.4					
S3 - 1	1	25.70	31.4					88.9					
S3 - 2	2	25.70	31.3					130.7					
S3 - 1	1	31.20	30.4					121.0					
S3 - 2	2	31.20	30.0					30.7					
S3 - 1	1	37.50	30.7					156.2					
S3 - 2	2	37.50	30.8					113.3					

RISULTATI TOTALI PROVE DI LABORATORIO (ANALISI STATISTICA)											
	Peso di volume	Peso specifico	Porosità	Point Load	I _{s(50)}	UCS	Vp	Vs	Poisson	E _{tang}	E _{sec}
	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(%)	(kN)	(MPa)	(MPa)	(m/s)	(m/s)	(-)	(GPa)	(GPa)
MEDIA	29.5	29.3	0.8	52.3	9.2	84.2	5858	2971	0.28	77.5	59.7
VARIANZA	1.2	1.0	0.1	1164.7	21.7	1675.1	433609	34355	0.0003	1619.3	1013.4
DEVIAZIONE STANDARD	± 1.1	± 1.0	± 0.4	± 34.1	± 4.7	± 40.9	± 658	± 185	± 0.02	± 40.2	± 31.8

INDAGINI PROGETTO DEFINITIVO						
PARAMETRI DEDOTTI DAI RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO						
Sond	Camp.	Prof.	UCS*	G	K	E_{din}
		(m)	(MPa)	(GPa)	(GPa)	(GPa)
SD4 - C1		2.90-3.90	77.3			
SD4 - C2		6.00-6.70	128.7			
SD4 - C3		10.00-11.00	45.6			
SD4 - C4		15.80-16.80	30.3	19.6	39.9	50.6
SD4 - C5		20.60-21.60	98.4			
SD4 - C6		25.00-26.00	136.6	21.3	44.0	55.1
SD4 - C7		30.50-31.50	201.8			
SD4 - C8		38.50-39.50	29.4			
SD5 - C1		4.50-5.00	118.3			
SD5 - C2		8.10-9.10	45.3	24.7	54.4	64.3
SD5 - C3		12.60-13.10	93.3			
SD5 - C4		17.15-18.00	33.1			
SD5 - C5		22.10-22.70	44.8			
SD5 - C6		26.4-27.15	84.0	25.5	56.3	66.5
SD5 - C7		34.00-34.90	59.2			
SD5 - C8		36.90-37.90	68.1			
SD5 - C9		41.55-42.55	125.5	27.7	60.3	72.0
SD5 - C10		45.10-46.10	84.9			
SD6 - C1		3.30-4.00	108.2			
SD6 - C2		5.00-6.00	67.6	24.6	50.9	63.7
SD6 - C3		10.00-10.50	118.7			
SD6 - C4		18.40-18.70	39.6			
SD8 - C1		2.00-3.00	85.3			
SD8 - C2		9.00-10.00	137.7			
SD8 - C3		12.00-12.80	166.2			
SD8 - C4		19.00-20.00	83.4	29.0	60.5	75.1
SD8 - C5		24.00-25.00	93.1			
SD8 - C6		28.0-29.0	189.0	28.5	65.6	74.7
SD9 - C1		2.20-2.70	106.9	26.1	54.8	67.7
SD9 - C2		6.50-7.00	134.3			
SD9 - C3		14.20-14.90	23.6			
SD9 - C4		18.45-19.00	6.4			
SD9 - C5		21.40-22.00	103.5	31.0	63.6	79.9
SD9 - C6		27.80-28.40	61.7			

INDAGINI PROGETTO PRELIMINARE						
PARAMETRI DEDOTTI DAI RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO						
Sond	Camp.	Prof.	UCS*	G	K	E _{din}
		(m)	(MPa)	(GPa)	(GPa)	(GPa)
S2 - 1	1	13.60-13.80				126.3
S2 - 1	1	17.50-17.70				123.3
S2 - 1	1	33.00-33.25				96.2
S2 - 2	2	33.00-33.25				117.2
S2 - 1	1	45.20-45.55				77.8
S2 - 2	2	45.20-45.55				74.9
S2-11(ax)	11 (ax)	2.50-2.67	39.9			
S2-12(ax)	12 (ax)	7.66-7.82	51.7			
S2-13 (d)	13 (d)	13.47-13.61	92.1			
S2-13(ax)	13 (ax)	13.47-13.61	63.4			
S2-14(ax)	14 (ax)	18.36-18.46	76.7			
S2-15(ax)	15 (ax)	22.62-22.79	62.3			
S2-16(ax)	16 (ax)	28.45-28.61	73.4			
S2-17(ax)	17 (ax)	32.81-32.96	47.3			
S2-18(ax)	18 (ax)	39.17-39.30	67.4			
S2-19(ax)	19 (ax)	45.10-45.21	61.7			
S2-20 (d)	20 (d)	46.75-46.85	73.4			
S2-20(ax)	20 (ax)	46.75-46.85	63.4			

PARAMETRI DEDOTTI DAI RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO				
	UCS*	G	K	E _{din}
	(MPa)	(GPa)	(GPa)	(GPa)
MEDIA	82.7	25.8	55.0	80.3
VARIANZA	1756.2	10.9	61.4	509.2
DEVIAZIONE STANDARD	± 41.9	± 3.3	± 7.8	± 22.6

Legenda

UCS*: Valore di resistenza a compressione uniaassiale ricavato dai risultati delle prove point load. Per tale determinazione è stata utilizzata la relazione $UCS = 9 I_{s(50)}$ dove:

$$I_{s(50)} = F \frac{P}{D_e^2} \quad F = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0.45}$$

$I_{s(50)}$ è l'indice point load riferito alla carota di diametro 50 mm;

P è il carico a rottura ricavato dalle prove su carote di diametro diverso da 50 mm;

$D_e^2 = D^2$ per le prove diametrali dove D = diametro della carota. Per le prove assiali $D_e^2 = 4A/\pi$, dove A è il valore della minima superficie di piani passanti attraverso i punti di contatto delle punte (per provini cilindrici uguale al prodotto del diametro per l'altezza della carota);

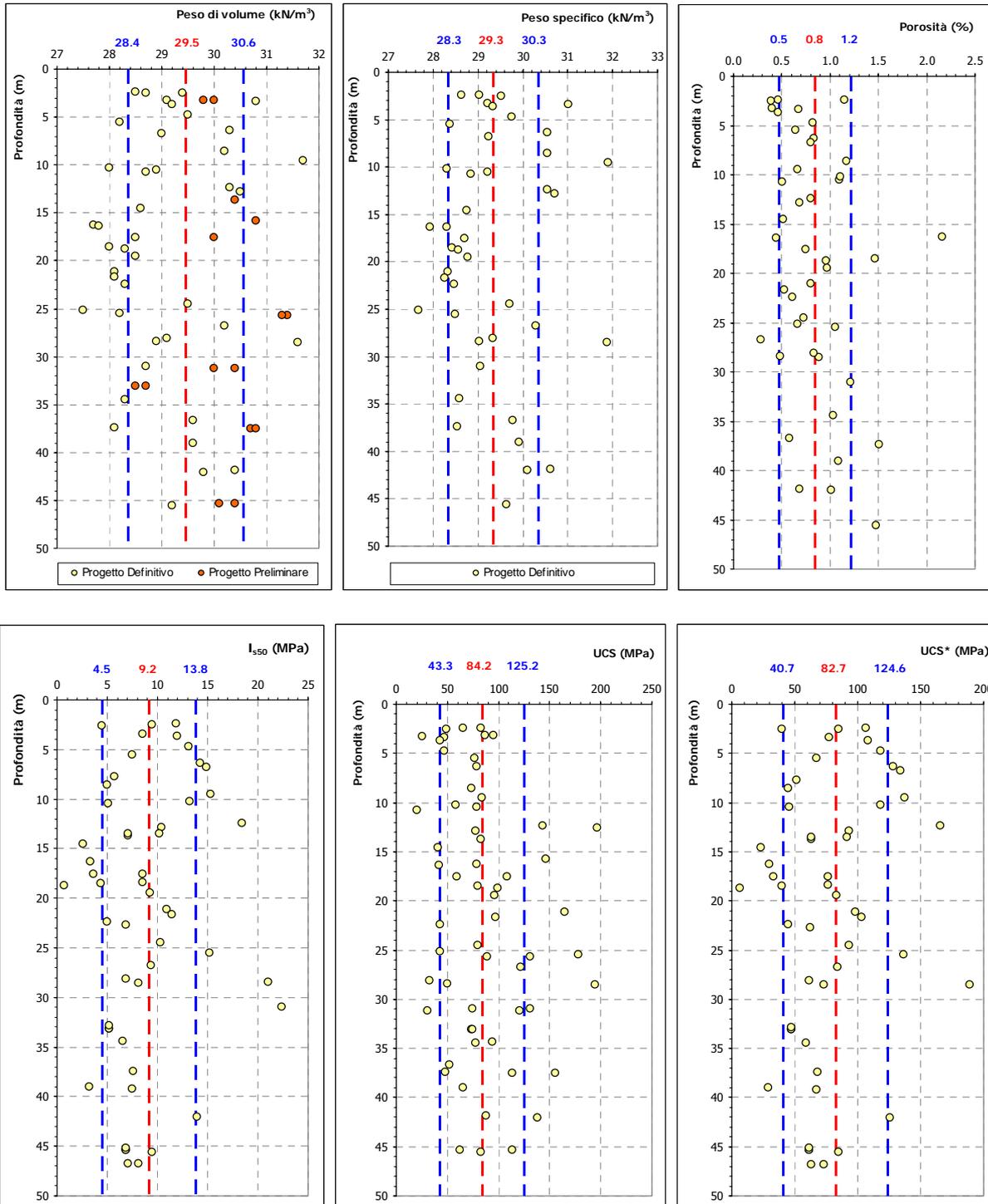
G: Modulo di taglio valutato secondo la seguente relazione $G = \frac{E_{din}}{2 \cdot (1 + \mu)}$;

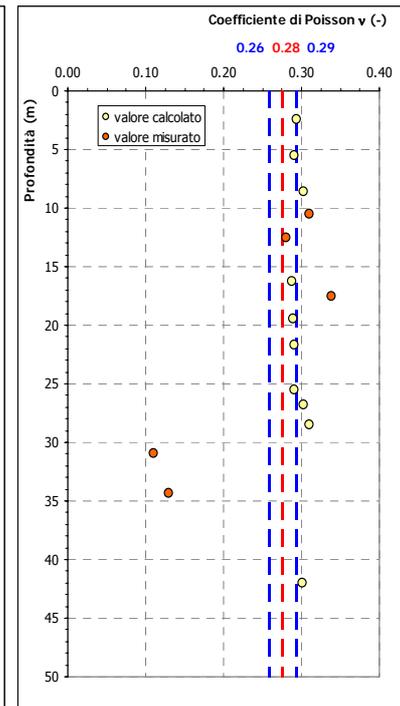
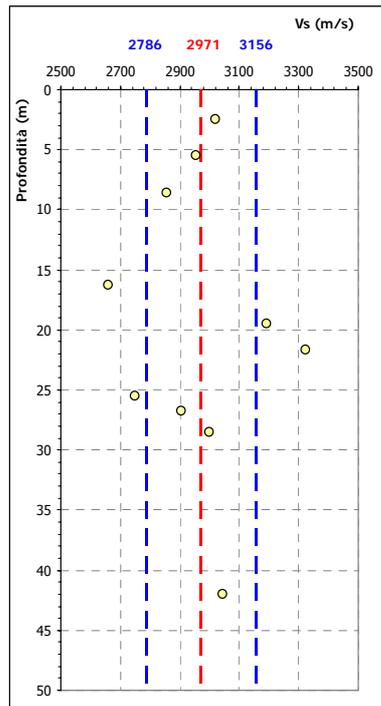
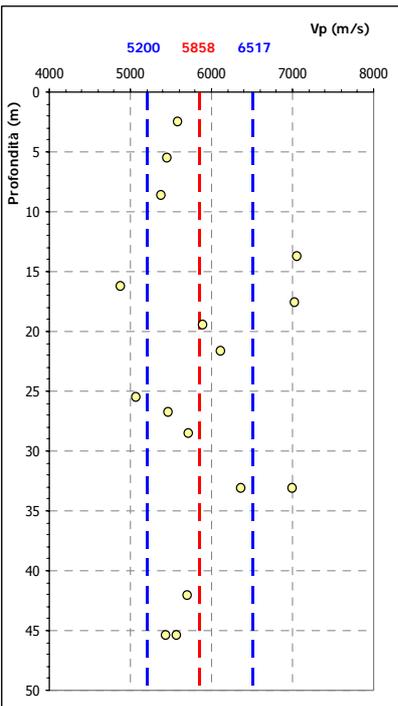
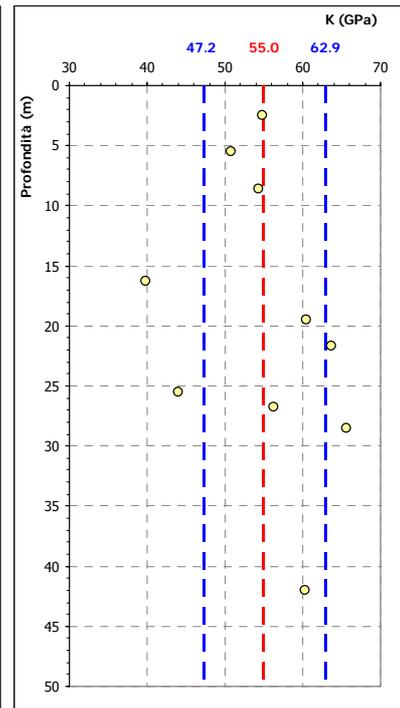
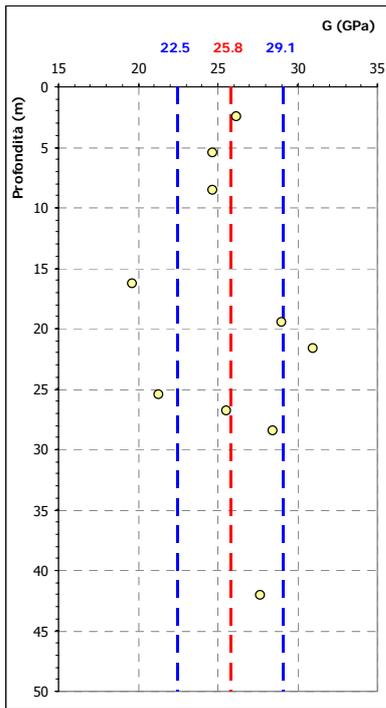
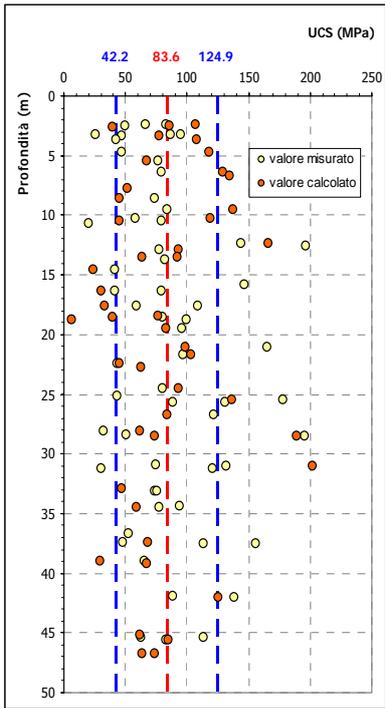
K: Modulo volumetrico valutato secondo la seguente relazione $K = \frac{E_{din}}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \mu)}$;

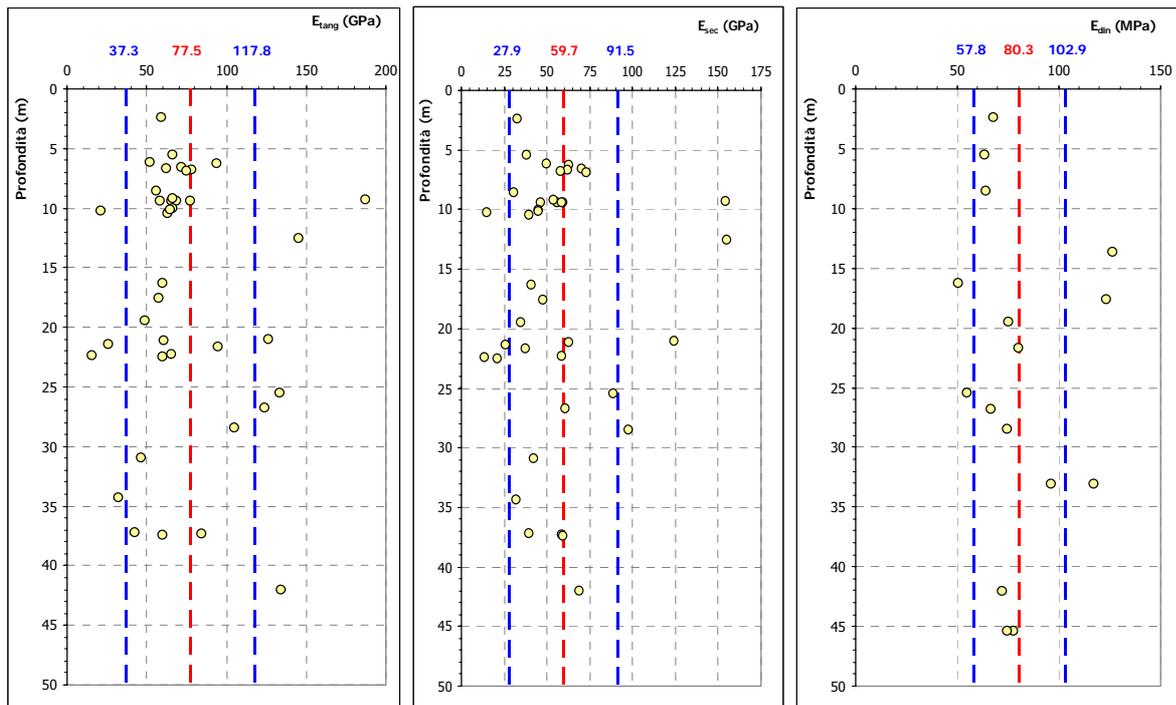
E_{din}: Modulo elastico dinamico ricavato dai valori della velocità sonica su carote con la relazione $E_D = \gamma \cdot v_p^2 \cdot \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{(1 - \mu)}$

assumendo un valore medio del coefficiente di Poisson pari a $\mu=0.25$.

Nelle figure seguenti sono riassunti i risultati delle prove di laboratorio.







Dal complesso delle prove eseguite si possono trarre sinteticamente le seguenti conclusioni.

Il peso di volume è risultato molto elevato, ma in linea con i dati di letteratura e in accordo con la prevalenza di minerali fomici (molto pesanti). I valori del peso di volume sono risultati variabili tra 27.5 e 31.7 kN/m^3 con un valore medio pari a 29.5 kN/m^3 . Per quanto riguarda il peso specifico sono disponibili i dati relativi alla campagna del progetto definitivo che hanno fornito valori compresi tra 27.7 e 31.9 kN/m^3 , con un valore medio pari a 29.3 kN/m^3 (i valori dei pesi di volume relativi agli stessi campioni risultano in media pari a 29.06 kN/m^3 in accordo con i valori molto ridotti della porosità, risultata compresa tra 0.3 e 2.2% con una media pari allo 0.8%).

In valori medi sopra riportati si riferiscono al campione privo di fessure; nelle considerazioni relative all'ammasso si deve tenere conto del reticolo di fessure che attraversa la roccia e che abbassa di conseguenza il peso di volume a grande scala (a livello di ammasso). Nel seguito si è fatto riferimento ad un peso di volume a livello di ammasso pari a 29 kN/m^3 .

I valori della resistenza a compressione, valutati attraverso le prove di resistenza a compressione uniassiale, sono risultati molto variabili tra 20 e 200 MPa, con un valore medio pari a 84.2 MPa.

I valori ricavati dalle prove point load necessitano invece di una specifica taratura poiché applicando la correlazione usuale di letteratura ($UCS=22 \cdot I_{S(50)}$) si otterrebbero valori di resistenza a compressione uniassiale molto elevati. La relazione che si ottiene confrontando i valori di point load con i corrispondenti UCS su stessi campioni porta invece ad una relazione del tipo $UCS=9 \cdot I_{S(50)}$.

L'insieme dei valori così ottenuti confermano l'elevata dispersione dei valori di resistenza. Questa variabilità è legata alle caratteristiche di micro-suddivisione dei campioni di roccia (in molti casi sotto forma di fessure latenti, che si rendono palesi solo a seguito dell'applicazione del carico) piuttosto che a variabilità delle

caratteristiche litologiche. Non sono inoltre state evidenziate correlazioni particolari con la profondità di prelievo.

I valori del modulo di Young ricavati dalle prove di compressione uniassiale con misura delle deformazioni sono risultati anch'essi molto variabili; in media risulta pari a circa 78GPa per il modulo tangente e circa 60GPa per quello secante, misurato nel campo di tensioni fino a 200MPa. Anche in questo caso la forte variabilità dipende dalle suddivisioni interne dei campioni considerando peraltro che la rottura avviene sempre in modo fragile (con una "esplosione" del provino) rendendo difficoltosa la misura effettiva della deformazione a rottura. I valori misurati sono analoghi a quelli ottenuti dalla relazione che lega tale modulo con la velocità delle onde soniche e il coefficiente di Poisson.

Il coefficiente di Poisson è risultato molto variabile, tra 0.11 e 0.33, con un valore medio di 0.28. Si evidenzia una analogia tra i valori misurati (dalle prove di compressione con misura delle deformazioni assiali e diametrali) e i valori calcolati dalla relazione tra le velocità delle onde soniche V_p e V_s

Queste ultime sono risultate molto elevate; vicino a 6000m/s per le onde di compressione e vicino a 3000m/s per le onde di taglio.

L'analogia tra i valori ottenuti a livello di campione e quelli ricavati a grande scala con le prove geofisiche in sito (down-hole e cross-hole), testimoniano che l'ammasso è poco fratturato e il reticolo di fessure molto chiuso.

Solo inoltre state eseguite alcune prove triassiali e prove di trazione indiretta "tipo Brasiliana".

I risultati di queste prove sono illustrati nella tabella seguente.

Le tre prove di trazione hanno fornito valori alquanto dispersi (5.5, 6.5 e 10.5 MPa) a conferma della variabilità delle caratteristiche di resistenza.

Altrettanta variabilità è stata riscontrata con le prove triassiali. In questi casi, per una congrua valutazione dei risultati, si è ritenuto opportuno valutare criticamente la significatività dei risultati.

Nella tabella seguente si riportano i risultati delle prove triassiali eseguite su 9 campioni (tre provini per ogni prova triassiale).

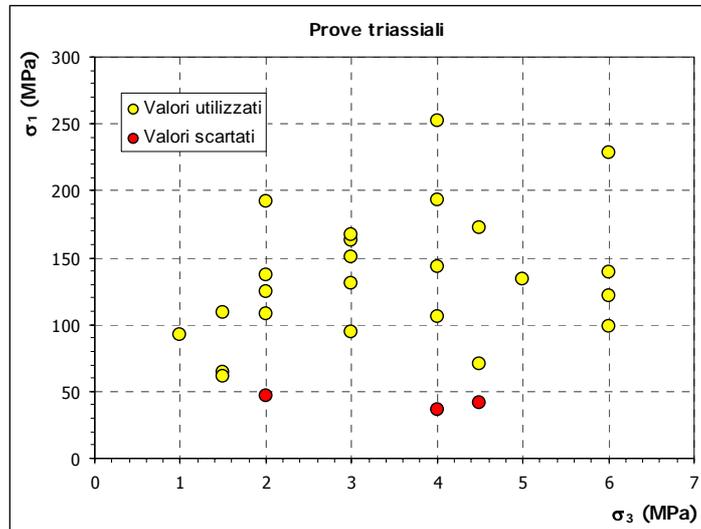
INDAGINI PROGETTO DEFINITIVO					
RISULTATI PROVE DI LABORATORIO					
Sond	Camp.	Prof. (m)	Prova triassiale		Prova di trazione indiretta
			σ_1 (MPa)	σ_3 (MPa)	(MPa)
SD4 - C2	c2-tx1	6.11-6.23	1.5	64	
SD4 - C2	c2-tx2	6.23-6.35	3	95	
SD4 - C2	c2-tx3	6.58-6.70	4.5	70	
SD4 - C5	tx1	21.0-21.12	1.5	61	
SD4 - C5	tx2	21.12-21.24	3	150	
SD4 - C5	tx3	21.35-21.47	4.5	42	
SD4 - C6		25.00-26.00			5.5
SD5 - C1	c1-tx1	9,36-9,48	1	93	
SD5 - C1	c1-tx2	9,36-9,48	2	125	
SD5 - C1	c1-tx3	9.36-9.48	3	163	
SD5 - C5	c5-tx1	22.22-22.34	2	192	
SD5 - C5	c5-tx2	22.34-22.46	4	106	
SD5 - C5	c5-tx3	22.46-22.58	6	122	
SD5 - C8	tx1	37.16-37.28	2	47	
SD5 - C8	tx2	37.28-37.40	4	36	
SD5 - C8	tx3	37.4-37.52	6	139	
SD5-C10		45.10-46.10			9.9
SD6 - C3	c3-tx1	10.0-10.1	2.0	137	
SD6 - C3	c3-tx2	10.1-10.2	4.0	143	
SD6 - C3	c3-tx3	10.2-10.3	6.0	98	
SD8 - C1		2.00-3.00			10.5
SD8 - C2	tx1	9.12-9.24	2	108	
SD8 - C2	tx2	9.24-9.36	4	252	
SD8 - C2	tx3	9.36-9.48	6	229	
SD8 - C5	tx1	24.60-24.72	1.5	109	
SD8 - C5	tx2	24.72-24.86	3	131	
SD8 - C5	tx3	24.86-24.98	4.5	172	
SD9 - C2	c2-tx1	6.64-6.76	3	167	
SD9 - C2	c2-tx2	6.76-6.88	4	193	
SD9 - C2	c2-tx3	6.88-7.00	5	134	

I valori dei risultati ottenuti dalle prove triassiali (in termini di σ_1 e σ_3) sono stati utilizzati per la valutazione dei seguenti parametri di Hoek e Brown, necessari successivamente per la caratterizzazione dell'ammasso:

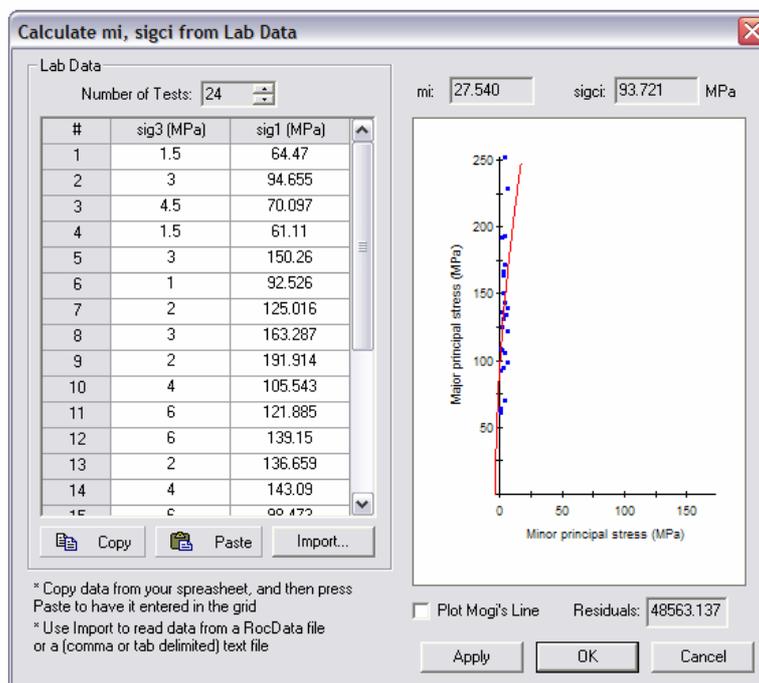
- m_i : costante adimensionale dipendente dal tipo litologico
- σ_{ci} : resistenza a compressione uniassiale del materiale roccioso.

Dal grafico seguente si evidenzia che i valori a rottura σ_1 sono molto dispersi (in accordo con i risultati ottenuti anche dalle altre prove), ma in alcuni casi evidentemente anomali poiché si nota, in alcune prove, un valore di resistenza σ_1 decrescente aumentando la tensione di confinamento (σ_3) o valori molto superiori per un gradino di confinamento rispetto agli altri due. Questi risultati sono evidentemente dovuti ad anomalie dei singoli provini.

Si è ritenuto quindi di scartare alcuni valori con il criterio di considerare anomali i valori di resistenza σ_1 inferiori a 50 MPa, valore che corrisponde al limite inferiore definito dalla deviazione standard dei valori di resistenza a compressione desunti dalle prove UCS. Nel diagramma che segue si mostrano, quindi, in giallo le coppie di valori $(\sigma_1; \sigma_3)$ utilizzate nella stima di m_i e σ_{ci} ed in rosso le coppie di valori scartate.



L'elaborazione dell'insieme delle suddette coppie di valori $(\sigma_1; \sigma_3)$ secondo la formulazione di Hoek (svolta con il programma RocLab della RocScience) è riportata nella figura seguente,



L'analisi ha fornito valori di $m_i=27.5$ e valori di $\sigma_{ci}=93.7$ MPa. Il valore di m_i risulta del tutto compatibile con i valori di letteratura forniti per i complessi litologici individuati ($m_i =27\pm3$ per gabbri; $m_i =25\pm5$ per le dioriti).

Il valore di σ_{ci} è del tutto analogo ai valori medi misurati con le prove di compressione.

Nelle analisi dell'ammasso riportate nei paragrafi successivi sono stati adottati valori caratteristici del litotipo pari a $m_i=27$ e $\sigma_{ci}=80$ MPa.

6 SONDAGGI E PROVE IN SITO

6.1 Criteri utilizzati per la descrizione dell'assetto strutturale e del grado di fratturazione e di alterazione delle discontinuità

Per la definizione dell'assetto strutturale delle discontinuità è stato adottato il criterio dei rilievi geostrukturali degli ammassi rocciosi secondo il criterio della ISRM 1988 (Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses) realizzati su stazioni di misure. In tali stazioni vengono analizzate le caratteristiche strutturali della roccia in corrispondenza di allineamenti (traverse); le traverse sono rappresentate da ideali linee sull'affioramento, posizionate a discrezione dal rilevatore in modo che esse intercettino in maniera significativa le discontinuità che intersecano l'ammasso. Per le discontinuità intercettate vengono rilevati i seguenti dati:

- distanza dal punto di inizio della traversa;
- giacitura del piano di discontinuità (immersione e inclinazione);
- lunghezza visibile della frattura;
- apertura/larghezza della frattura;
- rugosità della superficie di frattura;
- tipo di riempimento (se presente).

I dati raccolti sono riassunti nella documentazione geologica. I dati di giacitura delle discontinuità sono elaborati e rappresentati graficamente con i metodi di proiezione stereografica polare ed equatoriale.

Con tale metodo un piano nello spazio è definito dalla direzione della linea di massima pendenza proiettata sull'orizzontale (immersione), misurata in gradi in senso orario dal riferimento Nord, e dalla sua inclinazione rispetto all'orizzontale. La rappresentazione piana viene fatta proiettando l'intersezione del piano con l'emisfero di riferimento (arco di cerchio nella proiezione equatoriale conforme), detta ciclografica, o in alternativa riportando il suo polo (intersezione tra la superficie dell'emisfero di riferimento e la normale al piano passante per il centro) su uno stereogramma polare.

Il criterio prima enunciato è illustrato graficamente nella figura seguente.

I dati delle discontinuità così rappresentati sono poi elaborati statisticamente e graficati sempre sulle proiezioni stereografiche con una rappresentazione delle isodense (linee di uguale densità dei punti rappresentativi delle discontinuità).

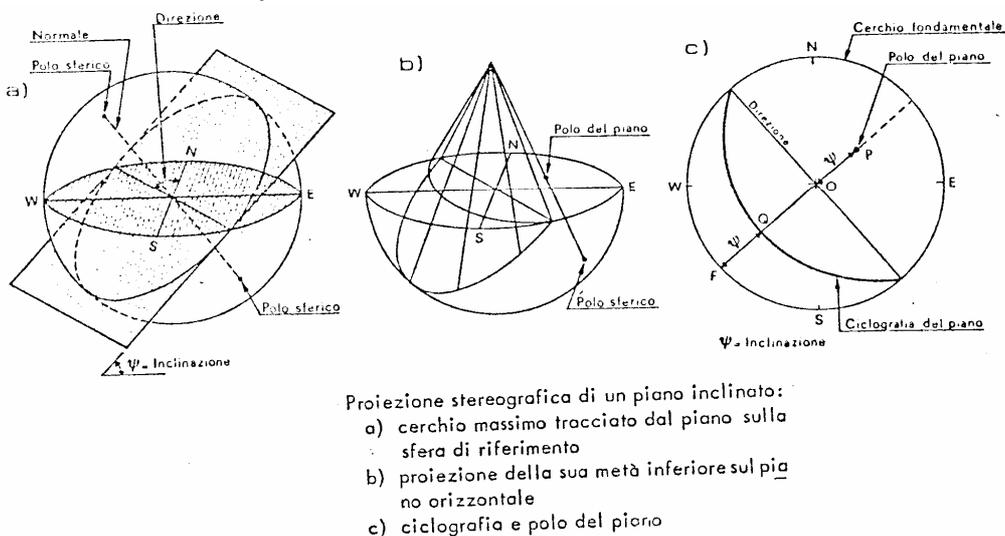


Fig. 6-1 Sistema di rappresentazione stereografica delle discontinuità dell'ammasso roccioso

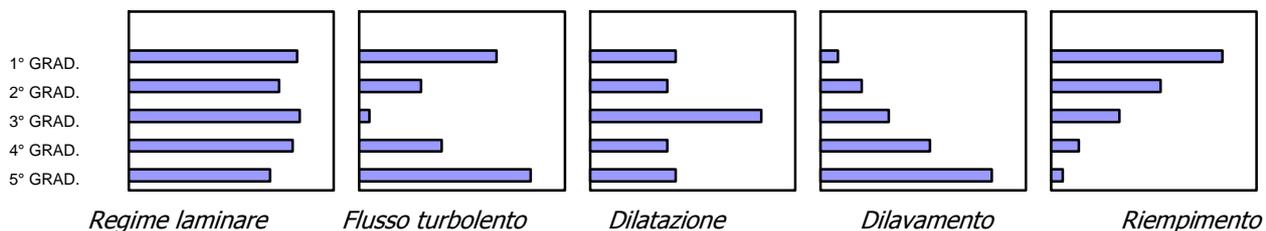
Per la definizione del grado di alterazione della roccia ci si è analogamente riferiti alla metodologia proposta dall'ISRM.

Ulteriori rilevamenti geomeccanici sono stati effettuati sulle carote dei sondaggi. Nelle stratigrafie allegate alla documentazione sulle indagini sono riportati i dati di rilevamento geomeccanico effettuato sulle carote; sono riportati in particolare gli indici TCR (Total Core Recovery), SCR (Standard Core Recovery) e RQD (Rock Quality Designation), che forniscono indicazioni sullo stato di fratturazione della roccia, i parametri geometrici e le caratteristiche dei giunti. I valori di RQD, riassunti nel successivo par. 6.6, sono stati riportati anche nelle colonnine stratigrafiche inserite nella sezione geologica della tav. RD7.9.

6.2 Prove di permeabilità

Sono state eseguite prove di assorbimento d'acqua in foro in pressione con il metodo Lugeon.

Per l'interpretazione delle prove si è fatto riferimento alle metodologie proposte da A.C. Holsby. Per la scelta del valore di Unità Lugeon (UL) rappresentativo si tiene conto dell'andamento degli assorbimenti in corrispondenza dei singoli gradini e si determina quindi il meccanismo di assorbimento (flusso laminare, turbolento, per dilatazione, dilavamento o riempimento delle fessure) facendo riferimento agli schemi seguenti. In funzione del tipo di assorbimento si sceglie il valore di UL caratteristico (ad es. valore medio in caso di flusso laminare).



I valori ricavati dalle prove sono riportati in appendice e sono riassunti nel successivo paragrafo 6.6.

6.3 Prove su piastra in cunicolo

La prova è stata eseguita all'interno della galleria esistente di derivazione delle acque della diga esistente verso la centrale del Piancone. La galleria è costituita da un cunicolo di dimensioni 2m di larghezza per 2.2m di altezza circa, scavata in roccia con esplosivo; il fondo e i piedritti del cunicolo sono rivestiti da un sottile strato di calcestruzzo mentre la volta è in roccia non rivestita.

La prova è stata eseguita con due piastre contrapposte $\varnothing 50\text{cm}$ che aderiscono alla roccia (preventivamente scavata e regolarizzata) applicando un carico con martinetti e piatti e misurando le deformazioni della roccia tramite estensimetri multibase posizionati in fori coassiali alle piastre (procedura ISRM).

Nelle foto seguenti sono mostrate le fasi principali dell'installazione della strumentazione di carico e di misura.



Le basi dell'estensimetro sono state fissate secondo i criteri indicati nella procedura ISRM, concentrando i punti di misura nell'intervallo di volume della roccia in cui si presume avvengano gran parte delle deformazioni (circa 3 volte il diametro della piastra); il posizionamento di dettaglio delle ancorette di misura è stato effettuato sulla base delle posizioni delle principali fessure riscontrate con i carotaggi eseguiti per l'alloggiamento degli estensimetri (evitando di posizionare le basi in corrispondenza delle principali fessure). Tale posizionamento è mostrato nelle figure seguenti.

FORO ESTENSIMETRICO A LATO MONTE



FORO ESTENSIMETRICO B LATO VALLE



Oltre alle misure estensimetriche sono stati posizionati tre comparatori sulla roccia poco esterni alla piastra (30cm dall'asse del foro coassiale) disposti a 120°.

La prova è stata eseguita applicando 4 diverse fasi di carico a pressione massima di: 2.5, 5.0, 7.5 e 11.5MPa; ogni fase di carico è avvenuta aumentando molto lentamente il carico e misurando lo spostamento a singoli gradini intermedi di carico; il carico massimo di ogni singola fase è stato mantenuto per il tempo necessario alla completa stabilizzazione della deformazione e in ogni caso per almeno 30 minuti. Ogni fase di carico è costituita da due cicli di carico e scarico.

I due fori utilizzati per l'installazione degli estensimetri sono stati eseguiti a carotaggio con rilevamento geostrutturale. Dai due carotaggi sono stati prelevati 4 campioni sui quali sono state effettuate in laboratorio:

- determinazioni del peso di volume;
- prove di compressione uniassiale con misura delle deformazioni verticali.

Nello stesso cunicolo sono state effettuate stazioni di rilevamento strutturale con misura della resistenza della roccia tramite sclerometro. Si rimanda alla relazione geologica e agli elaborati sui rilievi geostrutturali per i dettagli su questi risultati.

6.4 Sismica a rifrazione

Il metodo sismico a rifrazione si basa sulla generazione artificiale di impulsi sismici, sotto forma di onde elastiche, per la determinazione delle velocità di propagazione nel terreno. Vengono misurate in particolare le velocità delle onde elastiche più veloci (onde di compressione o "onde P") che variano in funzione della densità della roccia, ma anche dello stato di fratturazione e alterazione.

Il sistema prevede l'energizzazione in superficie e la misura, tramite una serie di geofoni in serie, dei tempi di arrivo delle onde dirette e di quelle rifratte dagli strati di roccia del sottosuolo. Affinché si verifichi la rifrazione delle onde negli strati sottostanti, questi devono avere una densità maggiore degli strati superiori.

Questa assunzione è sempre verificata nei siti di indagine in quanto lo schema generale è quello di roccia affiorante (in questo caso la rifrazione avviene al contatto, peraltro non definito in maniera netta, tra roccia fratturata e roccia integra) o di roccia coperta da depositi alluvionali o detritici sciolti.

Con questo metodo è quindi possibile ricostruire lo schema di sottosuolo su sezioni, aiutandosi anche con la taratura dei sondaggi.

Le velocità delle onde P misurate nei diversi strati sono inoltre utilizzate per la determinazione di alcune delle caratteristiche meccaniche della roccia.

6.5 Indagini sismiche in foro tramite cross-hole e down-hole

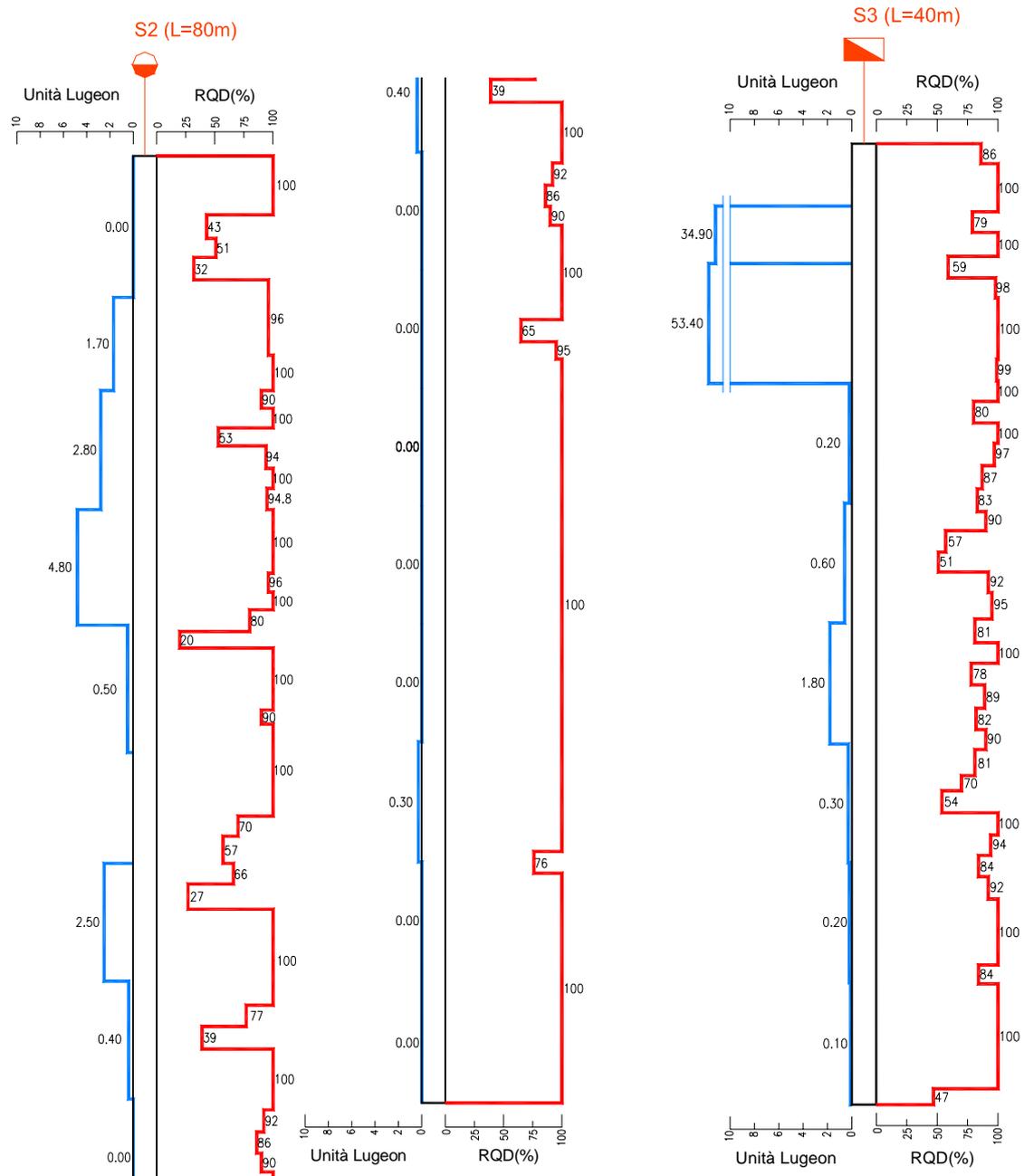
Con questo metodo vengono misurate le velocità delle onde di compressione (onde P) e di taglio (onde S) in profondità. Con la prova cross-hole l'energizzazione e le misure vengono effettuate in due fori accoppiati posti a poca distanza tra loro, mentre nella prova down-hole l'energizzazione viene effettuata in superficie e le misure tramite geofoni in foro.

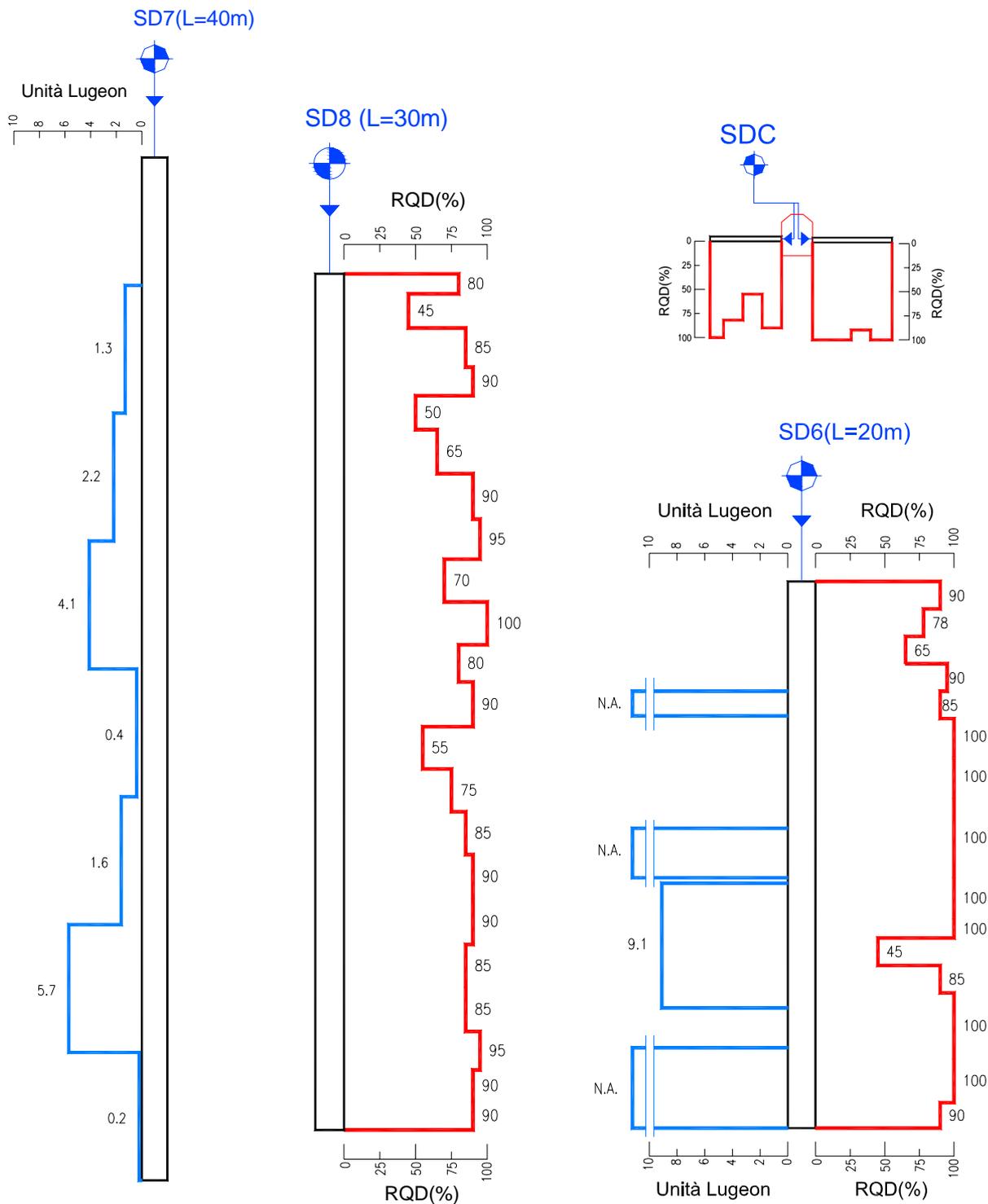
Dalla misura delle velocità delle onde P ed S, oltre a delineare uno schema di sottosuolo, si possono ricavare alcuni parametri meccanici della roccia, in campo dinamico e statico.

6.6 Descrizione dei risultati

Per quanto riguarda il grado di fratturazione della roccia, nei grafici seguenti vengono sintetizzati i valori RQD misurati nei sondaggi con affiancati anche i risultati delle prove di assorbimento Lugeon.

SONDAGGI IN SPONDA SINISTRA





Con riguardo alla **spanda sinistra** tutti i sondaggi geognostici eseguiti hanno confermato le evidenze di superficie che indicano un basso grado di fratturazione dell'ammasso roccioso. L'**indice RQD** è molto elevato già a poca profondità dal p.c. e tranne alcuni tratti con maggiore fratturazione, si mantiene spesso su valori tra 90 e 100%. In particolare, i tre sondaggi eseguiti sulla strada di accesso a q. 915 m s.m., hanno fornito risultati sostanzialmente analoghi, con valori di RQD di frequente nel campo 80-90% con alcuni tratti (soprattutto nei tratti più superficiali) con RQD inferiori (fino a 30-40).

Con riferimento alle **prove Lugeon** si riassumono i seguenti risultati.

Nel sondaggio S2 i valori di assorbimento sono risultati apprezzabili ma relativamente bassi fino a 20 m di profondità, con valori di UL tra 2 e 5.

A profondità maggiori di 20 m gli assorbimenti sono risultati generalmente bassi (inferiore a 1 UL), anche se con valori apprezzabili in alcuni tratti (2.5 UL tra 30 e 35 m); la prova a 25-30 m ha avuto assorbimenti elevati ma è stata interrotta per difficoltà di tenuta.

A partire dalla profondità di 40 m, i valori di assorbimento sono risultati nulli, ad eccezione del tratto tra 65 e 70 m, dove peraltro si è misurato un valore di 0.3 UL.

Nel sondaggio S3 gli assorbimenti sono risultati molto elevati nelle prime due prove fino a 10 m di profondità, con valori di UL di circa 30 e 50. I valori di assorbimento a profondità maggiori di 10 m risultano inferiori a 1 UL tranne la prova a 25-30 m (1.8 UL).

La perforazione a distruzione SD7 ha fornito risultati delle prove di assorbimenti del tutto analoghi (se non uguali) a quelli del sondaggio S2 (ubicato a poca distanza).

Nella gran parte dei casi l'assorbimento si è verificato con un meccanismo di flusso laminare (o assimilabile ad esso). Altre volte si denota una tendenza all'aumento dei valori di UL con il procedere della prova (meccanismo di tipo "wash-out") verosimilmente a causa di un dilavamento delle fessure.

Nella gran parte dei casi non si riescono a mettere in relazione i valori UL con il corrispondente grado RQD; quasi mai infatti a valori di assorbimento elevati corrispondono tratti di roccia più fratturata (cioè con RQD più basso), ma anzi a volte accade il contrario. In questi casi è da ritenere che valori di assorbimento ottenuti siano da attribuire alla presenza di alcune fessure aperte piuttosto che ad un intenso e diffuso stato di fratturazione.

Anche con i sondaggi del **fondovalle** si individua una prima fascia superficiale solo leggermente più fratturata e detensionata e una porzione profonda integra e poco fratturata.

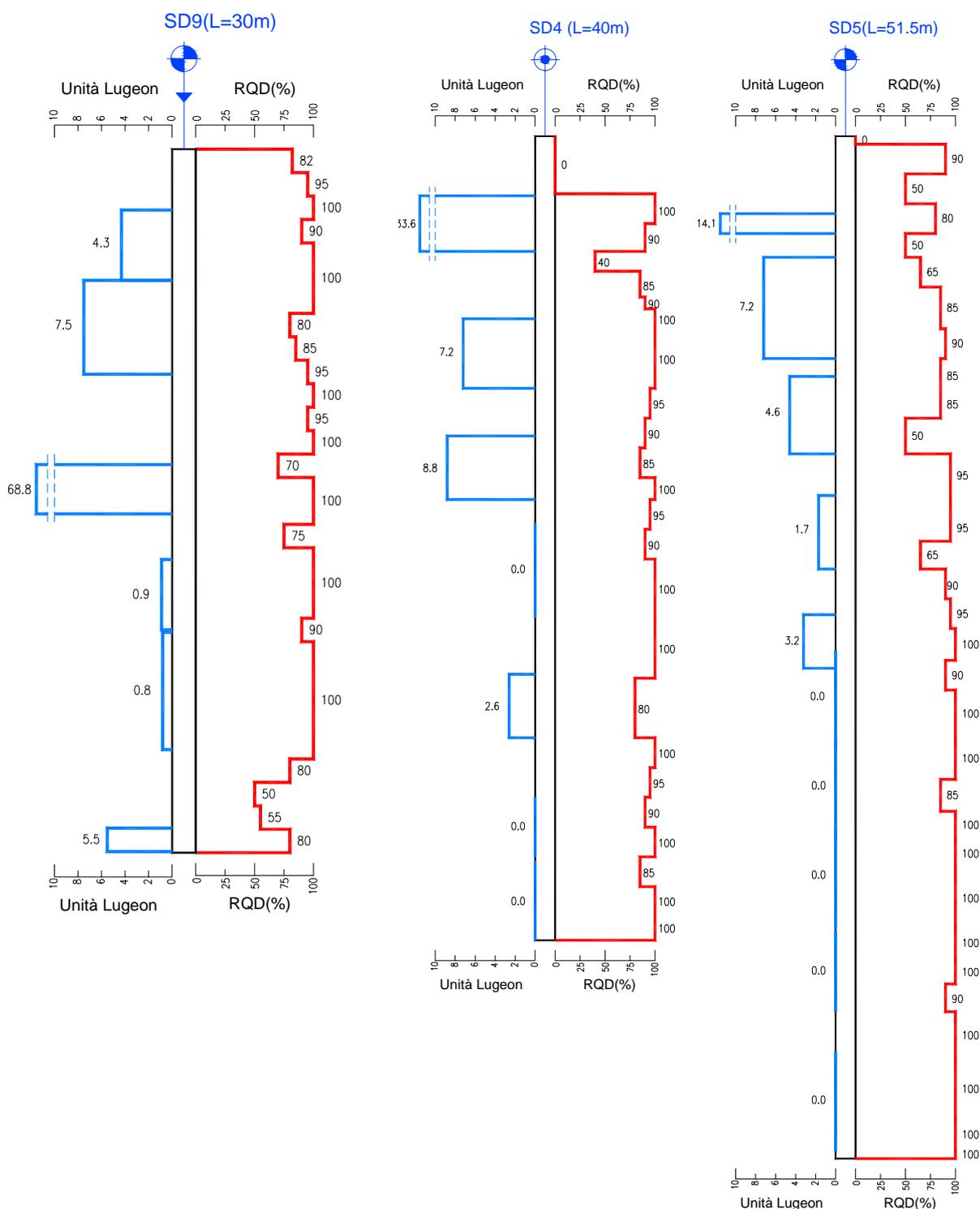
Il **sondaggio SD4** ha attraversato per i primi 2.9m le alluvioni di fondovalle. Nella sottostante roccia il grado RQD si mantiene quasi sempre su valori intorno al 90%, con brevi tratti più fratturati. Al di sotto dei 24m il valore di RQD è quasi sempre 100%.

Il **sondaggio SD5** ha fornito risultati sostanzialmente analoghi; lo spessore delle alluvioni è di soli 40cm, mentre nella sottostante roccia il grado RQD è tra 50 e 80% fino a 7.60m; a profondità maggiori il grado RQD si mantiene quasi sempre su valori intorno al 90%, con brevi tratti più fratturati.

La suddetta situazione di fratturazione viene confermata anche dai risultati delle **prove di assorbimento Lugeon**. Nel sondaggio SD4 le prove forniscono valori elevati (tra 8 e 33 circa) fino a 20m di profondità; a profondità maggiori gli assorbimenti sono sempre nulli tranne un valore di circa 2.5 U.L. nel tratto 27.10-30.30m (che in effetti corrisponde ad un passaggio più fratturato).

Nel sondaggio SD5 i risultati sono sostanzialmente simili: valori mediamente elevati (tra 5 e 14 U.L. circa) fino a 16m di profondità; valori medio-bassi (circa 2-3 U.L.) tra 18 e 26m; assorbimenti sempre nulli a profondità maggiori e fino a 50m.

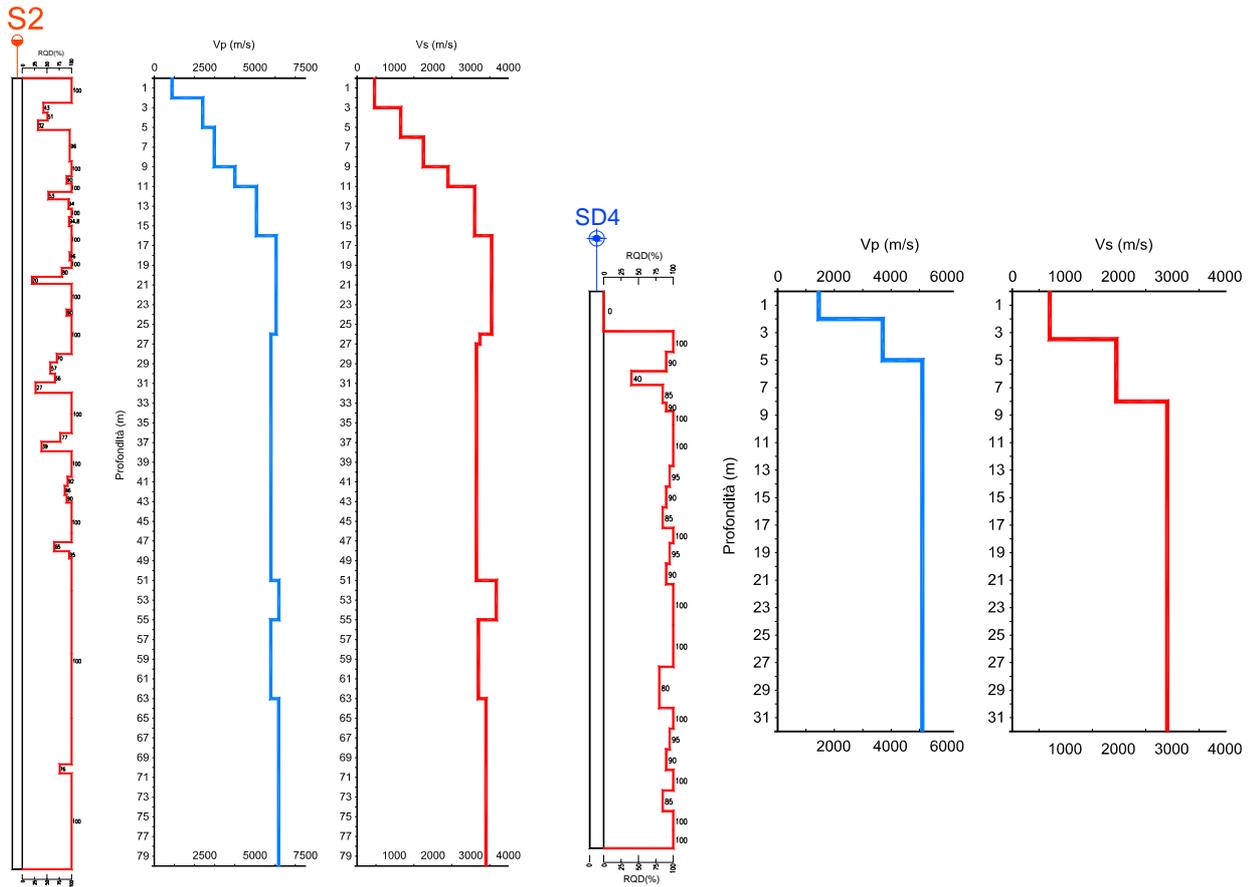
SONDAGGI NEL FONDOVALLE E PIEDE SPONDA DESTRA



In **sponda destra** è stato per ora eseguito il solo **sondaggio sub-orizzontale SD9**. Il carotaggio ha ottenuto **valori di RQD** tra 80 e 90%; tra 25 e 30m il grado di fratturazione aumenta con valori di RQD tra 60-70% con tratti anche molto fratturati. Questo passaggio corrisponde all'attraversamento della faglia individuata con i rilievi strutturali (v. carta e sezione geologica).

Le prove di assorbimento hanno fornito valori variabili, ma sostanzialmente congruenti con il grado di fratturazione dell'ammasso. Valori medi nei primi 10m (circa 4 e 7 U.L.), un valore molto elevato (69 U.L. circa) nel tratto 13.45-15.55m, valori molto bassi (circa 1 U.L.) tra 17.50 e 25.60m, un valore mediamente

elevato (5.5 U.L.) nell'ultimo tratto di prova (28.95-29.95m). Quest'ultimo tratto di prova corrisponde alla fascia di elevata fratturazione legata al disturbo tettonico prima descritto; il valore di assorbimento molto elevato nel tratto 13.45-15.55 è verosimilmente legato alla porzione di roccia molto fratturata attraversata con il tratto di fine manovra (vedi foto delle cassette), che non porta però ad un sostanziale abbassamento del valore di RQD.



I valori delle **velocità delle onde sismiche** misurate con le prove cross-hole e down-hole, indicano la presenza di un ammasso poco fratturato già a poca profondità dal p.c.

Nella prova down-hole del sondaggio S2 in sponda sinistra si possono individuare i seguenti strati:

- ✓ un primo strato molto allentato, di spessore 2 m con velocità v_p di circa 900 m/s;
- ✓ un secondo strato di roccia fratturata, con v_p di circa 2400 m/s, fino alla profondità di 5 m;
- ✓ nello strato sottostante, fino a 11-12m a velocità delle onde P sale rapidamente a 4000 m/s;
- ✓ a partire da 12 m e fino a fondo foro (80 m) le velocità si mantengono intorno a 6000 m/s.

Le velocità v_s aumentano gradualmente da 500 a 2000 m/s nei primi tre strati citati per poi mantenersi nello strato più profondo intorno a 3000 m/s.

La prova cross-hole tra i sondaggi S2 e S3 conferma i risultati della prova down-hole avendo individuato una simile tendenza all'aumento dei valori di velocità procedendo in profondità; i valori registrati sono leggermente superiori a quelli misurati con la prova down-hole e arrivano ad un massimo di circa 7000 m/s.

Nel fondovalle, la prova down-hole sul foro SD4 ha misurato velocità delle onde di compressione V_p rapidamente crescenti da 1.500 a 5.000m/s nei primi 5m e poi si mantengono su 5.000m/s in profondità.

Per quanto riguarda i valori delle **velocità delle onde sismiche** misurate con le prove cross-hole e down-hole, si delinea la presenza di un ammasso poco fratturato già a poca profondità dal p.c.

Nei sondaggi S2 e S3 in sponda sinistra, dalla prova down-hole si possono individuare i seguenti strati:

- ✓ un primo strato molto allentato, di spessore 2 m, con velocità v_p di circa 900 m/s;
- ✓ un secondo strato di roccia fratturata, con v_p di circa 2400 m/s, fino alla profondità di 5 m;
- ✓ nello strato sottostante, fino a 11-12m, la velocità delle onde P sale rapidamente a 4000 m/s;
- ✓ a partire da 12 m e fino a fondo foro (80 m) le velocità si mantengono intorno a 6000 m/s.

Le velocità v_s aumentano gradualmente da 500 a 2000 m/s nei primi tre strati citati, per poi mantenersi nello strato più profondo intorno a 3000 m/s.

La prova cross-hole tra i sondaggi 2 e 3 conferma i risultati della prova down-hole avendo individuato una simile tendenza all'aumento dei valori di velocità procedendo in profondità; i valori registrati sono leggermente superiori a quelli misurati con la prova down-hole e arrivano ad un massimo di circa 7000 m/s.

Nel fondovalle, la prova down-hole sul foro SD4 ha misurato velocità delle onde di compressione V_p rapidamente crescenti da 1.500 a 5.000m/s nei primi 5m e poi si mantengono su 5.000m/s in profondità.

Le velocità delle onde di taglio V_s aumentano da 700 a circa 3.000m/s nei primi 5m per mantenersi su quest'ultimo valore in profondità.

Dai grafici riportati nel seguito si nota una certa correlazione tra valori di RQD e velocità sismiche almeno nei primi metri superficiali mentre in profondità risulta più difficile apprezzare una relazione tra i due valori.

di taglio V_s aumentano da 700 a circa 3.000m/s nei primi 5m per mantenersi su quest'ultimo valore in profondità.

Dai grafici riportati in precedenza si nota una certa correlazione tra valori di RQD e velocità sismiche almeno nei primi metri superficiali mentre in profondità risulta più difficile apprezzare una relazione tra i due valori.

Le **prospezioni sismiche a rifrazione** hanno individuato valori delle velocità sismiche di compressione elevate (tra 2000 e 3000m/s) già a debole profondità dal p.c., sia sulla sponda sinistra che nell'area di fondovalle (queste ultime hanno confermato l'assenza o l'esiguità dello spessore della copertura alluvionale).

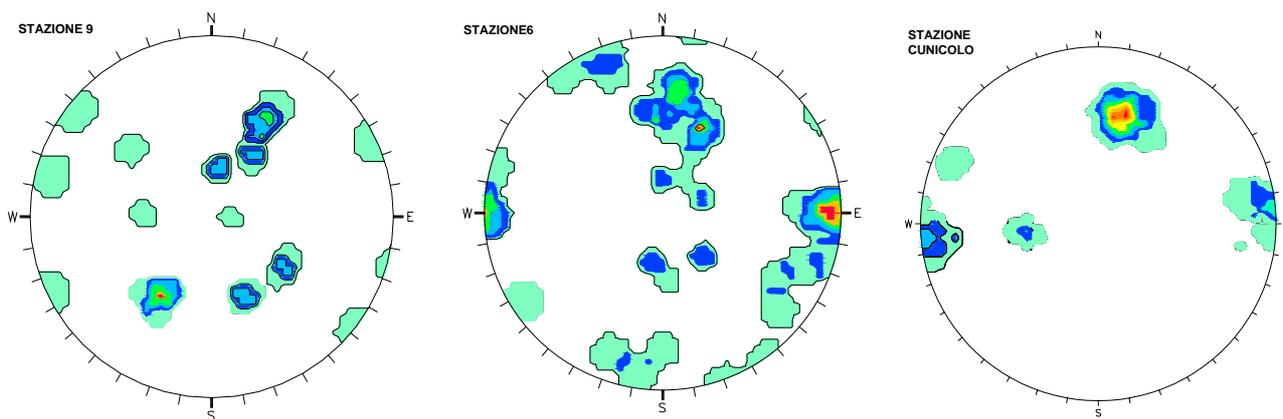
In particolare nel fondovalle le velocità dell'ammasso roccioso risultano molto elevate (>4000 m/s) a pochi metri di profondità, a conferma del basso stato di fratturazione e alterazione già individuato con i sondaggi.

In sponda destra, stante la forte acclività del versante, le prospezioni sono state eseguite solo al piede del versante, con lo scopo di individuare lo spessore della coltre detritica che costruisce una conoide individuata con i rilievi geologici di superficie. Le prospezioni hanno individuato spessori rilevanti (fino ad una decina di metri) di detriti a grana grossa (anche a blocchi) che coprono il substrato roccioso.

Per quanto riguarda le **condizioni geostretturali** degli ammassi rocciosi, i rilievi geomeccanici in **sponda sinistra** hanno evidenziato 2-3 o più famiglie di fratture, alcune delle quali si ripetono (con lievi variazioni di giacitura) su varie stazioni di misura.

Oltre alle famiglie con inclinazione molto accentuata fino a sub-verticale, associabili ai principali allineamenti tettonici (direzione dei piani NNW-SSE e ortogonale alle precedenti, con direzione SW-NE) si rilevano famiglie di giunti con inclinazioni minori (tra 30° e 60°) con immersione generalmente verso Sud (nel quadrante SW). Nelle figure seguenti si riportano le rappresentazioni stereografiche (isodense dei poli) delle principali stazioni di misura.

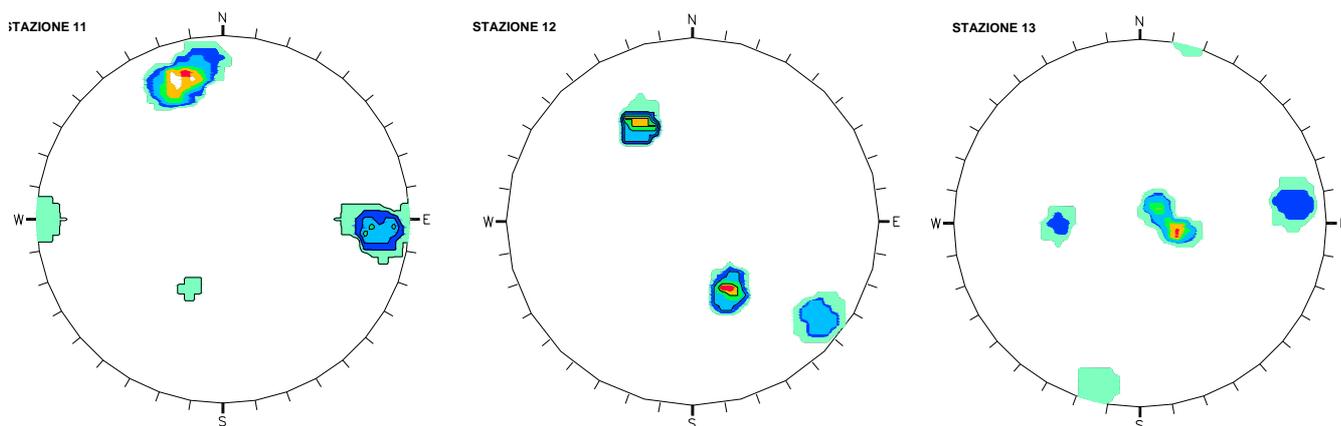
SPONDA SINISTRA



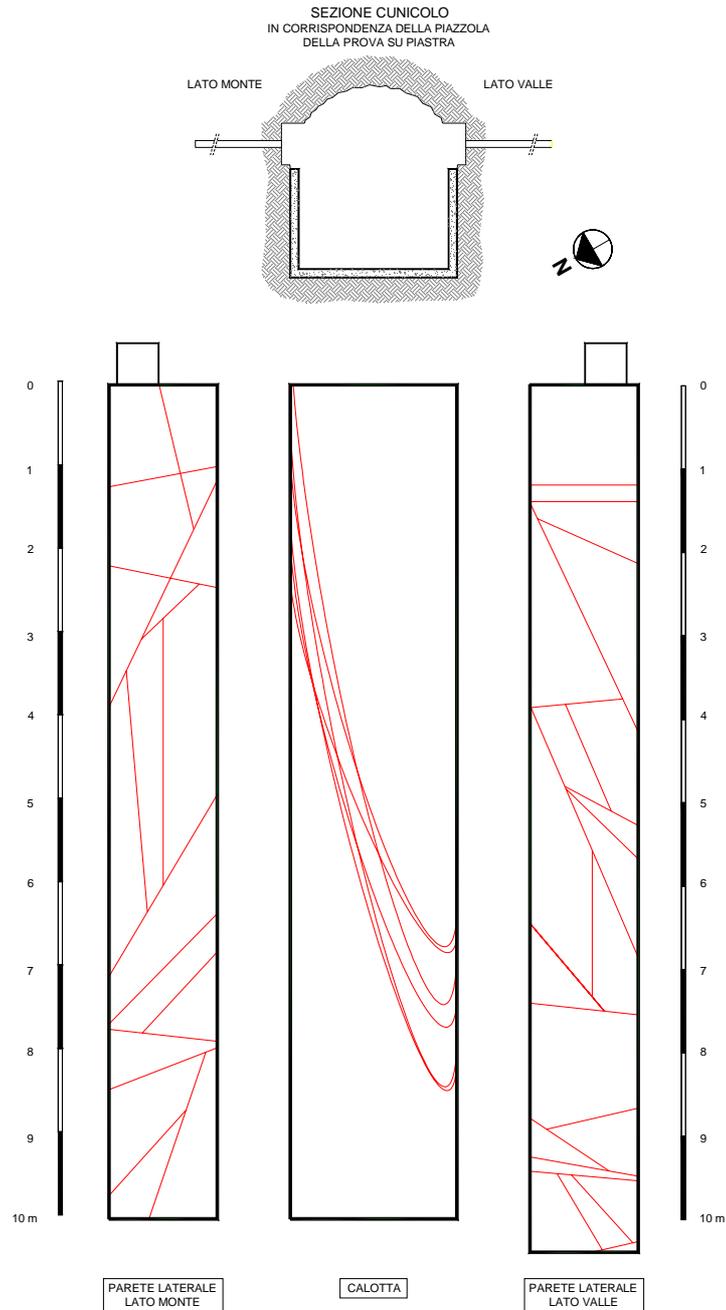
Dai grafici precedenti si evidenzia una persistenza (a parte lievi rotazioni tra una stazione e l'altra) delle famiglie principali, riscontrate anche nella stazione in cunicolo oltre che in quelle in superficie.

Nel fondovalle e al piede della sponda destra, oltre agli allineamenti sub-verticali, si riconoscono alcune superfici meno inclinate, simili a quelle della sponda sinistra ma leggermente ruotate con immersione SE.

FONDOVALLE E PIEDE SPONDA DESTRA



Nella figura seguente sono schematizzati in forma grafica i risultati dei rilievi geomeccanici nel tronco di cunicolo lungo 10m in adiacenza alla postazione della prova su piastra. Sono riportate le tracce dei giunti sulla superfici di scavo (calotta e piedritti) aperte e proiettate su piano orizzontale per la rappresentazione grafica.



La prova su piastra ha fornito risultati affidabili e congruenti con le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso.

I moduli di Young sono stati calcolati utilizzando la formulazione di Boussinesque che fa riferimento alle ipotesi di tensione uniforme applicata su semispazio omogeneo, isotropo ed elastico, mediante piastra flessibile con foro centrale (prova standardizzata in "Test Method for determinino the In-Situ Modulus of deformation of Rock using the flexible plate loading method"/D4395-84/American Society for Testing and Materials):

$$E = \frac{q \cdot (1 + \nu)}{\delta} \cdot \left[\frac{z^2}{(z^2 + A^2)^{0.5}} - \frac{z^2}{(z^2 + a^2)^{0.5}} + 2 \cdot (1 - \nu) \cdot (z^2 + a^2)^{0.5} - 2 \cdot (1 - \nu) \cdot (z^2 + A^2)^{0.5} \right]$$

dove:

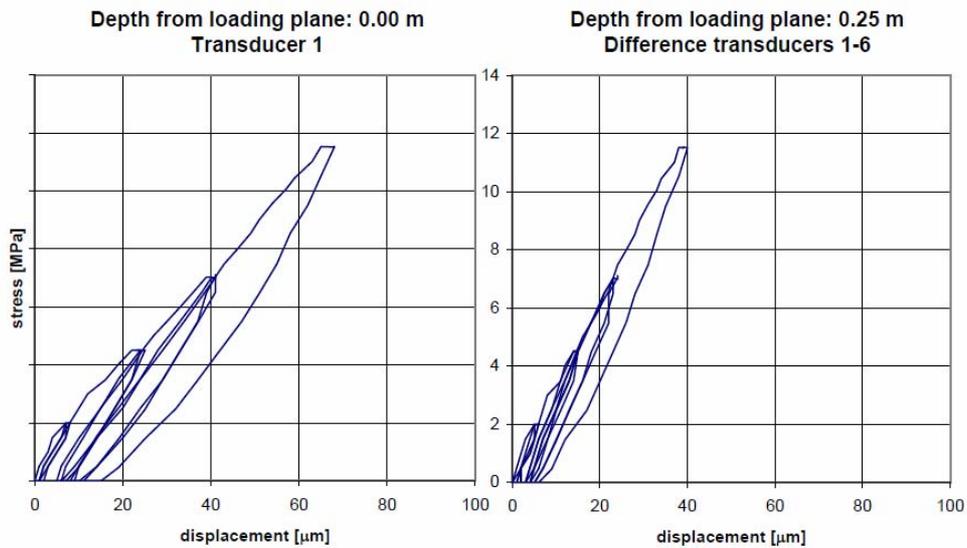
q :	tensione applicata (MPa)
ν	coefficiente di Poisson (assunto pari a 0.2)
δ	spostamento misurato
z	profondità sotto la superficie di carico (m)
A	raggio esterno del martinetto (0.25m)
a	raggio interno del martinetto (0.08m)

I risultati essenziali ricavati dalle prove possono sintetizzarsi nel seguente modo:

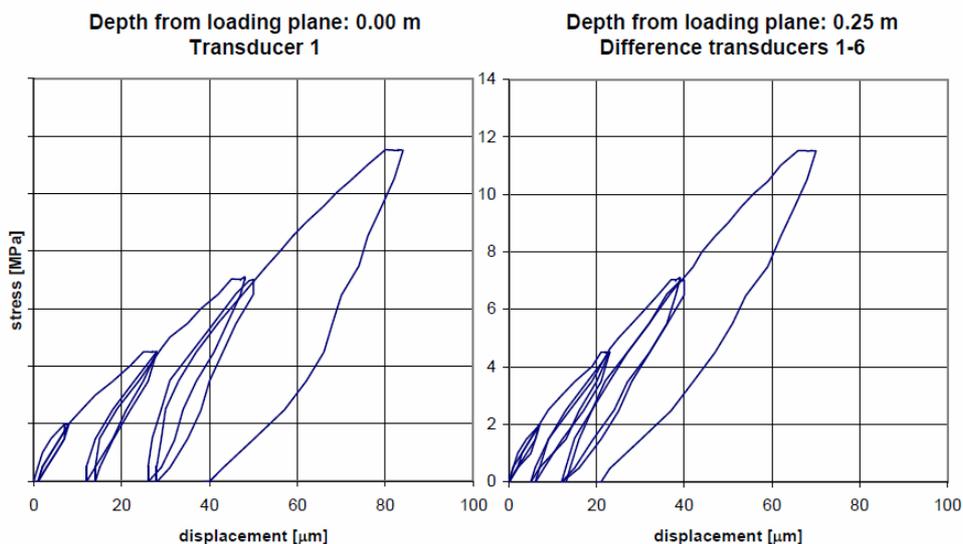
- I valori del modulo di Young, calcolati con riferimento alle diverse profondità dei punti di misura (estensimetri) rispetto alla piastra di carico, risultano tra 60 e 80 GPa per la **piastra A** (lato monte).
- Valori sostanzialmente analoghi si sono ottenuti per la **piastra B** (lato valle).
- Le deformazioni misurate nei comparatori superficiali esterni alla piastra denotano alcune irregolarità (insite nel tipo di posizionamento dei misuratori che possono risentire di anomalie della roccia), ma hanno fornito, in media, valori del modulo di Young sostanzialmente analoghi a quelli misurati con gli estensimetri profondi per la piastra B; valori del modulo più bassi sono stati misurati nella piastra A, ma questi non possono che essere imputati ad anomalie del comportamento della roccia superficiale, considerati i valori ottenuti nelle basi di misura più superficiali posizionati in foro (25 e 50cm).
- In entrambe le prove si sono riscontrate solo lievissime differenze tra i moduli istantanei e quelli misurati dopo l'attesa della stabilizzazione del cedimento; questa avviene generalmente dopo pochi minuti.
- Le differenze tra i due cicli di carico e scarico per ogni fase di prova sono poco o per nulla apprezzabili e si differenziano solo per la mancanza di recupero della deformazione residua dopo il primo ciclo.
- Nel primo ciclo di carico e scarico si ottiene sempre una deformazione irreversibile che rappresenta quasi il 50% della deformazione massima relativa al ciclo considerato. Nel secondo ciclo tale deformazione irreversibile è inapprezzabile.
- In considerazione di questo comportamento i valori del modulo in fase di scarico (del secondo ciclo) sono sostanzialmente simili a quelli della fase di carico (come si ricava anche dall'andamento delle curve di carico e scarico che denotano un comportamento quasi perfettamente elastico).
- Nella prova "A" i risultati si riferiscono agli estensimetri fino a profondità di 110cm perché quelli più profondi hanno evidenziato deformazioni quasi trascurabili (in realtà già quello a 110cm mostra deformazioni molto più basse degli altri).
- Nella prova "B" le deformazioni sono apprezzabili solo nelle basi poste nei primi 50cm (dalla base a 80cm gli spostamenti sono trascurabili).
- Le deformazioni nell'ammasso sono quindi apprezzabili in un ambito di profondità inferiore ai teorici 3 diametri dell'impronta di carico.

Alcuni grafici rappresentativi della prova sono riportati nelle figure seguenti. Si rimanda all'elaborato sulla prove per la totalità dei risultati.

PIASTRA "A" LATO MONTE



PIASTRA "B" LATO VALLE



Con riferimento alle condizioni di fratturazione dell'ammasso, i valori di RQD misurati nei due fori estensimetrici risultano molto elevati, ma con una certa differenza tra i due fori: 90-100% nel foro di monte; 80-100% con un passaggio a 55% (tra 1 e 2m) nel foro di valle.

Questa lieve differenza sembra tuttavia congruente con i risultati delle prove, come si evidenzia dai grafici precedenti, che mostrano valori di deformazioni leggermente superiori per la prova di valle (che ha interessato quindi un ammasso leggermente più fratturato).

Con riguardo ai valori del modulo ottenuti dalle prove su piastra, si evidenzia che questi, risultati come detto dell'ordine di 60÷80 GPa, sono del tutto comparabili ai valori ottenuti con le prove di laboratorio su provini di piccole dimensioni (v. valori medi ottenuti dall'insieme delle indagini, nelle tabelle precedenti). I valori ottenuti sui campioni prelevati dal cunicolo hanno fornito risultati diversi da quelli medi e da considerare anomali, con valori di resistenza più bassi della media e valori del modulo più elevati (verosimilmente per un

comportamento fragile con rottura su discontinuità latenti nel provino, come mostrato dalle foto dei provini e dall'andamento dei grafici sforzi-spostamenti).

Questa circostanza può essere attribuita allo scarso grado di fratturazione dell'ammasso a queste profondità e/o dal grado di serraggio delle fessure presenti.

E' possibile inoltre che si tratti di un effetto scala e cioè che anche la prova effettuata su piastra di 50cm, che coinvolge volumi di roccia dell'ordine di 2-3 volte il diametro, non riesca a prendere in considerazione l'insieme delle fessure presenti in un volume molto più ampio. Le osservazioni effettuate portano tuttavia a ritenere che anche aumentando il volume rappresentativo, l'effetto delle discontinuità eventualmente più fitte e più ampie presenti su volumi maggiori non dovrebbero condizionare in maniera significativa il comportamento globale dell'ammasso.

Si rimanda al paragrafo specifico sulla stima del modulo di deformabilità per le considerazioni conclusive.

7 ZONAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO E VALUTAZIONE DELLA SUA QUALITÀ

7.1 *Applicazione di classifiche tecniche*

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

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

La caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso consiste quindi nella definizione dei parametri geomeccanici e geometrici più significativi e nell'individuazione di un modello che meglio approssimi il comportamento dell'ammasso, assimilandone il comportamento ad un mezzo "continuo" equivalente.

Alcuni semplici schemi di classifica tecnica degli ammassi rocciosi erano già in passato presenti per la previsione dei carichi agenti sui rivestimenti delle gallerie, ma più recentemente sono state introdotte, e via via aggiornate, alcune classifiche, note come RMR e Q, allo scopo di caratterizzare l'ammasso roccioso dal punto di vista delle sue proprietà meccaniche (resistenza, deformabilità e permeabilità), prescindendo dai parametri relativi ai carichi agenti sull'opera (condizioni idrauliche e stato di sforzo in situ), nonché dalle specifiche condizioni dell'opera medesima (ad esempio l'orientazione della galleria nei confronti dell'assetto strutturale).

Gli indici di caratterizzazione attualmente più utilizzati sono il GSI (derivato dalla predetta classifica tecnica RMR) e l'indice Q' (derivato dalla classifica tecnica Q).

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

Altre correlazioni consentono di stimare la qualità di una roccia sulla base della velocità delle onde elastiche entro l'ammasso.

7.2 *Classifica RMR e GSI*

Una prima versione della classifica RMR è stata proposta da Bieniawski nel 1973 e nel 1976.

Una seconda versione, con la modifica di alcuni parametri relativi soprattutto alla spaziatura e alle caratteristiche dei giunti, è stata proposta nel 1979 ed è stata ripresa da Bieniawski (1989), per cui essa è conosciuta come RMR₈₉.

La valutazione dell'indice è ottenuta come somma di rating parziali relativi a caratteristiche della roccia e dei giunti, come illustrato nella tabella 7.1)

Il valore così ottenuto, che può essere definito come RMR intrinseco, nelle applicazioni progettuali (ad esempio per la valutazione delle opere di sostegno in galleria) viene corretto con un fattore additivo (nullo o negativo) che tiene conto della orientazione più o meno sfavorevole dei giunti rispetto alla direzione della galleria.

Come detto, in questa sede, ci si sofferma esclusivamente alla individuazione dei rating parziali ai fini della classificazione dell'ammasso.

Conseguentemente il valore di RMR intrinseco, include il "rating" relativo alle condizioni idrauliche in quanto esse entrano nei carichi agenti e nelle condizioni di resistenza che vengono espresse in termini di sforzi efficaci.

Per una migliore stima della qualità "intrinseca" dell'ammasso roccioso e per utilizzare gli indici allo scopo di ricavare i parametri di resistenza e deformabilità, Hoek et al. (1995) hanno suggerito di utilizzare la versione della classifica RMR pubblicata nel 1976, escludendo l'influenza dell'orientazione dei giunti e attribuendo un valore costante e pari a 10 al fattore che nella versione originaria tiene conto dell'influenza dell'acqua (Tab. 7.2). L'indice di qualità così ottenuto viene definito GSI (Geotechnical Strength Index) che può anche determinarsi come $GSI = RMR_{1989} - 5$.

Tabella 7-1 - Determinazione dell'indice RMR (1989)

PARAMETER			RANGE OF VALUES						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 8 MPa	4÷8 MPa	2÷4 MPa	1÷2 MPa	For this low range uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 200 MPa	100÷200 MPa	50÷100 MPa	25÷50 MPa	10÷25 MPa	3÷10 MPa	1÷3 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 joints	> 2 m	0.6÷2 m	0.2÷0.6 m	60÷200 mm	<60 mm			
	Rating	20	15	10	8	5			
4	Condition of joints	Very rough surfaces Not continuous No separation Hard joint wall contact	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Hard joint wall contact	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Soft joint wall contact	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Joints open 1÷5 mm Continuous joints	Soft gouge > 5 mm thick or Joints open > 5 mm Continuous joints			
		Rating	30	25	20	10	0		
5	Hydraulic Conditions Inflow (l/min 10m behind the face)	No water	<10	10÷125	>25÷125	>125			
		15	10	7	0	0			

Tabella 7-2- Determinazione dell'indice GSI (RMR '76)

PARAMETER			RANGE OF VALUES						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 8 MPa	4÷8 MPa	2÷4 MPa	1÷2 MPa	For this low range uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 200 MPa	100÷200 MPa	50÷100 MPa	25÷50 MPa	10÷25 MPa	3÷10 MPa	1÷3 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 joints		> 3 m	1÷3 m	0.3÷1 m	50÷300 mm	< 50 mm		
		Rating	30	25	20	10	5		
4	Condition of joints		Very rough surfaces Not continuous No separation Hard joint wall contact	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Hard joint wall contact	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Soft joint wall contact	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Joints open 1÷5 mm Continuous joints	Soft gouge > 5 mm thick or Joints open > 5 mm Continuous joints		
		Rating	25	20	12	6	0		
5	Rating		10						

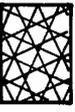
Un tentativo di rendere più rapida la stima dell'indice GSI può anche essere effettuato adottando la seguente tabella 7.3) in relazione al grado di fatturazione e alle condizioni dei giunti.

Il giudizio si basa sostanzialmente sulla intensità della fratturazione e sulle condizioni di allentamento da un lato e sulle caratteristiche delle superfici dei giunti dall'altro, mentre viene trascurato l'effetto della resistenza del materiale roccioso.

E' da tenere presente che la tabella fornisce una stima corretta se la roccia esposta è stata scoperta con tecniche di scavo cautelative (smooth blasting, presplitting). In caso contrario (scavo di produzione in cava ad esempio) il vero valore di GSI potrebbe essere spostato verso l'alto per l'altezza di una striscia. Se poi lo scavo è rimasto per lungo tempo esposto agli agenti atmosferici si può ritenere sia avvenuto un allentamento dei giunti e quindi uno spostamento del punto rappresentativo verso destra di una colonna.

Nel caso in esame gli scavi verranno eseguiti con esplosivo fino a quote prossime a quella di imposta per poi proseguire con martellone demolitore; in tali condizioni si ritiene di non dover operare riduzioni dell'indice.

Tabella 7-3 Classificazione GSI (da Hoek)

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX		DISCONTINUITY SURFACE CONDITION				
According to geological conditions, pick the appropriate box in this chart. Estimate the average value of the Geological Strength Index GSI from the contours		VERY GOOD Very rough, unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings containing angular rock fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE						
	BLOCKY - very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially distributed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets		60	50		
	BLOCKY/FOLDED - folded and faulted with many intersecting discontinuities forming angular blocks			40	30	
	CRUSHED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded blocks				20	10

7.3 Indice Q (classificazione geomeccanica del Norwegian Geotechnical Institute)

La classificazione geomeccanica del Norwegian Geotechnical Institute è stata messa a punto da Barton, Lien e Lunde nel 1974. L'indice Q è dato da

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

Il primo rapporto nella espressione di Q descrive le condizioni di fratturazione; il parametro J_n cresce all'aumentare del numero di sistemi di giunto presenti nell'ammasso per tener conto della maggior mobilità dei blocchi in queste condizioni.

I parametri J_r e J_a descrivono rispettivamente la scabrezza e le caratteristiche sia di alterazione delle pareti sia del riempimento del giunto.

Infine il parametro J_w descrive le condizioni idrauliche presenti (mediante il livello della pressione idrostatica o l'entità dell'afflusso di acqua in galleria) e il parametro SRF la severità dello sforzo mediante il rapporto tra lo stato di sforzo naturale e la resistenza della roccia.

Nella tabella 7.4 vengono riportati i rating parziali atti a determinare l'indice Q .

Tabella 7-4 - Determinazione dell'indice Q

DESCRIPTION		VALUE	DESCRIPTION		VALUE
1.	ROCK QUALITY DESIGNATION	RQD	4.	JOINT ALTERATION NUMBER	J_a
A.	Very poor	0÷25	a.	Rock wall contact	
B.	Poor	25÷50	A.	Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75
C.	Fair	50÷75	B.	Unaltered joint walls, surface staining only	1.0
D.	Good	75÷90	C.	Slightly altered joint walls or non softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0
E.	Excellent	90÷100	D.	Silty, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non softening)	3.0
2.	JOINT SET NUMBER	J_n	E.	Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (discontinuous coatings. 1÷2 mm or less in thickness)	4.0
A.	Massive, no or few joints	0.5÷1.0	F.	b. Rock wall contact before 10 cm shear Sandy particles, clay-free, disintegrating rock, etc.	4.0
B.	One joint set	2	G.	Strongly over-consolidated, non softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	
C.	One joint set plus random	3	H.	Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5mm thick)	8.0
D.	Two joint sets	4	J.	Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_n depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water	8.0÷12.0
E.	Two joint sets plus random	6		c. No rock wall contact when sheared	
F.	Three joint sets	9	K.	Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H and J for clay conditions)	6.0÷12.0
G.	Three joint sets plus random	12	L.	Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0
H.	Four or more joint sets, random, heavily jointed, sugar cube', etc.	15	M.	Thick continuous zones or bands of clay (see G, H and J for clay conditions)	10.0÷20.0
J.	Crushed rock, earthlike	20			
3.	JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r			
	a. Rock wall contact				
	b. Rock wall contact before 10 cm shear				
A.	Discontinuous joints	4			
B.	Rough and irregular, undulating	3			
C.	Smooth undulating	2			
D.	Slickensided undulating	1.5			
E.	Rough or irregular, planar	1.5			
F.	Smooth, planar	1.0			
G.	Slickensided, planar	0.5			
H.	Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)			
J.	Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)			

5.	STRESS REDUCTION FACTOR a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass		6.	JOINT WATER REDUCTION FACTOR	
A.	Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10.0	A:	Dry excavations or minor inflow, i.e., 5 l/min locally	1
B.	Single-weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation < 50 m)	5.0	B	Medium inflow or pressure occasional outwash of joint fillings; water pressure <1 bar	0.66
C.	Single-weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 50 m)	2.5	C	Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints; water pressure 1÷2.5 bar	0.5
D.	Multiple-shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (any depth)	7.5	D	Large inflow or high pressure considerable outwash of joint fillings; water pressure 2.5÷10 bar	0.33
E.	Single-shear zones in competent rock (clay-free), (depth of excavation < 50 m)	5.0	E	Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time; water pressure 2.5÷10 bar	0.2÷0.1
F.	Single-shear zones in competent rock (clay-free), (depth of excavation > 50 m)	2.5	F	Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay; water pressure >10 bar	0.1÷0.05
G.	Loose open joints, heavily jointed or "sugar cube", etc. (any depth)	5.0			
	b. Competent rock, rock stress problems				
H.	Low stress, near surface	2.5			
J.	Medium stress $\sigma_d/\sigma_1 = 200-10$	1.0			
K.	High-stress, very tight structure $\sigma_d/\sigma_1 = 10-5$	0.5÷2			
L.	Mild rock burst (massive rock) $\sigma_d/\sigma_1 = 5-2.5$	5÷10			
M	Heavy rock burst (massive rock) $\sigma_d/\sigma_1 < 2.5$	10÷20			

Anche in questo caso per ottenere un indice, Q' , che rappresenti la qualità intrinseca dell'ammasso roccioso, piuttosto che le condizioni di stabilità di uno scavo, si possono eliminare i termini che rappresentano le condizioni idrauliche e la severità dello sforzo.

L'indice di caratterizzazione così ottenuto, indicato con Q' , diviene quindi:

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a}$$

7.4 Correlazioni tra gli indici

Sulla base dei dati sperimentali raccolti in vari siti è stata proposta la correlazione (Bieniawski, 1989)

$$RMR = 9 \times \ln Q + 44$$

che ovviamente è affetta da una sensibile dispersione.

Barton (1995) ha proposto invece la relazione:

$$RMR = 50 + 15 \log Q$$

Entrambe le correlazioni sono rappresentate nella fig. 7.1

Sia Bieniawski sia Hoek consigliano di utilizzare entrambe le classifiche RMR e Q , perché ciascuna di esse può mettere in evidenza aspetti diversi del comportamento dell'ammasso.

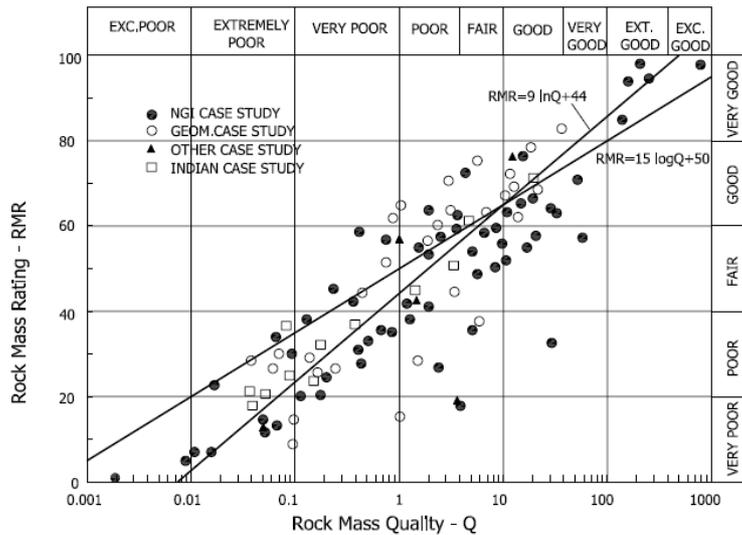


Fig. 7-1 Correlazione tra gli indici di qualità RMR e Q

Correlazioni analoghe sono applicabili anche agli indici GSI e Q' , in base ai valori delle velocità sismica in sito.

In particolare per gli ammassi a modesta profondità Barton e Grimstad (1994) hanno proposto la seguente relazione:

$$\log Q' = (V_p - 3.5) \quad (\text{con } V_p \text{ in km/s}).$$

La precedente espressione, utilizzando la correlazione tra GSI e Q' , diviene:

$$GSI = 20.7 V_p - 28.5$$

7.5 Zonazione dell'ammasso roccioso

In sintesi, sulla base dei dati a disposizione e riepilogati nei paragrafi che precedono, per l'ammasso in esame si possono stimare i seguenti valori (campiti in giallo nelle tabelle 7.1, 2, 3 e 4):

Parametro	Valore min.	Valore max	Valore rappresentativo (*)
1) Resistenza della roccia	7	12	10
2+3) RQD+spaziatura disc.	23	27	25
4) Condizioni discount.	12	20	15
5) Condizioni idrogeologiche	10 (default)	10 (default)	10
6) Orientazione discount.	0 (default)	0 (default)	0
GSI	52	69	60

La valutazione dell'indice Q' può essere effettuata nel modo seguente:

Caratteristica	Condizione stimata	Indice parziale
RQD	75%	75
J_n	3 sistemi + casuali	12
J_r	50% 1,5 50% 1,5	1,5
J_a	50% 2 50% 1	1,5
Valore	Q'	6,25

A tale valore di Q' corrisponderebbe, secondo le correlazioni riportate nel paragrafo 7.4, un indice $RMR_{89} = 60.5 - 61.9$, cui corrisponderebbe a sua volta un GSI di $55.5 - 56.9$, del tutto in linea con i valori in precedenza prescelti.

Sulla base delle velocità delle onde sismiche registrate con il complesso delle indagini geofisiche condotte, può essere analogamente stimato il valore di GSI secondo la relazione pure riportata al paragrafo 7.4.

In particolare si ricorda che dalla prova *down-hole* sono stati individuati (oltre lo strato immediatamente più superficiale che verrà asportato in fase di scavo) almeno due campi di valori delle velocità delle onde sismiche, così distinti:

- ✓ fino a circa 11 m, la velocità delle onde P sale rapidamente a 4000 m/s;
- ✓ a partire da 12 m le velocità si mantengono intorno a 6000 m/s.

Con le prove cross-hole i valori delle velocità rimangono generalmente superiori a quelli sopra riportati.

In base a tali riscontri si otterrebbe pertanto:

$$GSI = 20.7 V_p - 28.5 = 20.7 \times 4 - 28.5 = 54.3 \text{ entro i primi 10 m circa;}$$

$$GSI = 20.7 V_p - 28.5 = 20.7 \times 6 - 28.5 = 95 \text{ per la porzione profonda}$$

In definitiva, tenendo conto del grado di approssimazione con cui vengono stimati i suddetti parametri, per la progettazione delle opere si può fare riferimento, cautelativamente, ai seguenti campi di valori:

Per le porzioni di ammasso alterate e fratturate più o meno superficiali

σ_c 80 MPa

GSI 50

Per le porzioni di ammasso relativamente profonde, poco alterate e fratturate

σ_c 90 MPa

GSI 55

Per le porzioni di ammasso profonde, relativamente integre

σ_c 100 MPa

GSI 60

8 STIMA DEI PARAMETRI MECCANICI DELL'AMMASSO ROCCIOSO

8.1 Resistenza al taglio dell'ammasso

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

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

In termini di sollecitazioni principali efficaci σ_1' e σ_3' il criterio di resistenza è espresso dalle relazioni:

$$\begin{aligned} \sigma_1' &= \sigma_3' + \left\{ m_i \sigma_c \sigma_3' + s_i \sigma_c^2 \right\}^{1/2} && \text{materiale roccioso} \\ \sigma_1' &= \sigma_3' + \left\{ m_a \sigma_c \sigma_3' + s_a \sigma_c^2 \right\}^{1/2} && \text{ammasso roccioso} \end{aligned} \quad [1]$$

in cui σ_c è la resistenza a compressione uniassiale del materiale roccioso e m ed s sono due parametri legati alla resistenza, rispettivamente di tipo attritivo e di tipo coesivo.

Per il materiale roccioso viene usualmente assunto $s_i = 1$.

La resistenza a compressione uniassiale σ_{ca} e quella a trazione σ_{ta} dell'ammasso roccioso risultano rispettivamente pari a:

$$\begin{aligned} \sigma_{ca} &= \sqrt{s_a} \sigma_c \\ \sigma_{ta} &= \frac{\sigma_c}{2} \left(m_a - \sqrt{m_a^2 + 4s_a} \right) \end{aligned}$$

Il criterio, parte dalle caratteristiche meccaniche della roccia intatta, per poi introdurre dei coefficienti correttivi per tenere conto delle caratteristiche dei giunti dell'ammasso.

Per tenere conto di effetti di disturbo dell'ammasso, Hoek ha introdotto un criterio di rottura modificato e successivamente "generalizzato" in cui nell'equazione [1] è stato introdotto un coefficiente "a" per adattare meglio la forma della curva nel piano di Mohr.

In tal modo la [1] diventa:

$$\begin{aligned} \sigma_1' &= \sigma_3' + \left\{ m_i \sigma_c \sigma_3' + s_i \sigma_c^2 \right\}^a && \text{materiale roccioso} \\ \sigma_1' &= \sigma_3' + \left\{ m_a \sigma_c \sigma_3' + s_a \sigma_c^2 \right\}^a && \text{ammasso roccioso} \end{aligned}$$

Hoek e Brown (1980), per stimare i valori di m_a e s_a dell'ammasso roccioso a partire dall'indice GSI, hanno proposto le seguenti relazioni:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \quad s_b = s_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$

Più recentemente (Hoek, Carranza-Torres and Corkum, 2002), al fine di tenere conto di effetti di disturbo o allentamento dell'ammasso, i valori di m_b , s e a sono stati ricavati dalle seguenti espressioni:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

m_i costante adimensionale dipendente dal tipo litologico (assunto pari a 27 sulla base dei risultati delle prove triassiali e del tutto analogo al valore di letteratura, $m_i = 27 \pm 3$ per gabbri).

D coefficiente che tiene conto dell'effetto di disturbo in seguito all'abbattimento della roccia con esplosivo (v. fig. 8.1) tratta da Hoek.

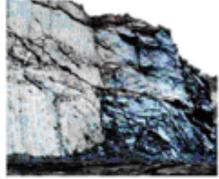
Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	D = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	D = 0 D = 0.5 No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	D = 0.8
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	D = 0.7 Good blasting D = 1.0 Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	D = 1.0 Production blasting D = 0.7 Mechanical excavation

Fig. 8-1 Definizione dell'indice di disturbo D (da Hoek)

Mentre le relazioni valide per un ammasso roccioso disturbato sono idonee per le valutazioni di stabilità dei fronti di scavo ottenuti mediante abbattimento con esplosivo, per la valutazione di stabilità per l'ammasso interessato la fondazione di una diga, in dipendenza della riduzione dell'allentamento derivante sia dall'impiego di tecniche di scavo più caute, sia dall'effetto delle iniezioni di cucitura, non si dovrebbe tenere conto di fattori riduttivi.

Con tale impostazione è stato deciso di applicare un coefficiente $D=0.7$ solo per le lavorazioni che effettivamente potrebbero risentire di questo disturbo in quanto interagenti con volumi di roccia molto superficiali.

Per la caratterizzazione della porzione di ammasso profondo è quindi stato applicato il criterio generale, senza l'uso di tale coefficiente riduttivo.

Ai fini delle verifiche di stabilità, il criterio di Hoek e Brown viene più convenientemente espresso in termini di curva intrinseca $\tau - \sigma'_n$ anziché in termini di sforzi principali, correlando in base a relazioni geometriche, lo sforzo di taglio in funzione della sollecitazione normale.

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

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1}$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot \frac{\sqrt{d\sigma'_1/d\sigma'_3}}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1}$$

dove

$$d\sigma'_1/d\sigma'_3 = 1 + am_b(m_b\sigma'_3/\sigma_c + s)^{a-1}$$

Per il calcolo dei parametri di resistenza espressi in termini di coesione ed angolo di attrito efficaci lo stesso Hoek (1980) ha proposto la seguente procedura di calcolo:

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

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

dove

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_c$$

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

In figura 8.2 sono riportate, per i tre campi individuati (GSI=50-55-60), le curve intrinseche e i valori dell'angolo di attrito e della coesione efficaci in funzione dello sforzo normale efficace, nel campo 0÷4 MPa.

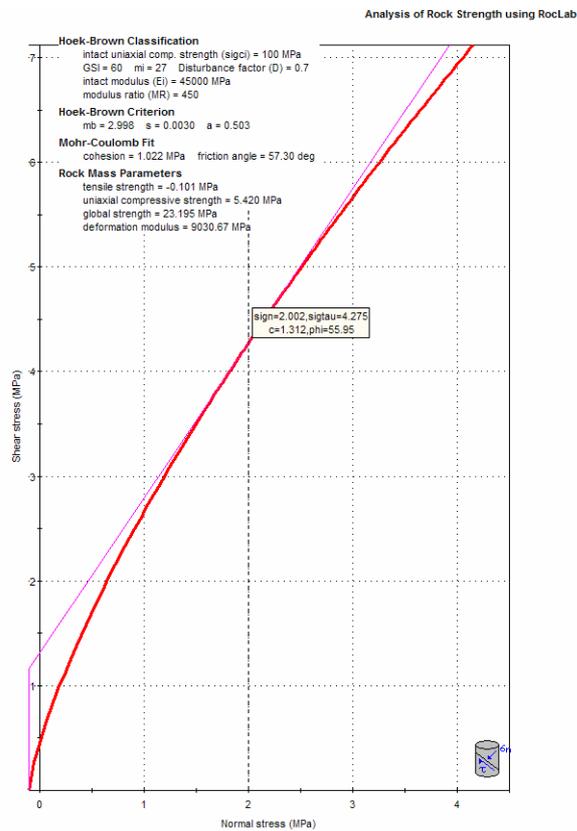
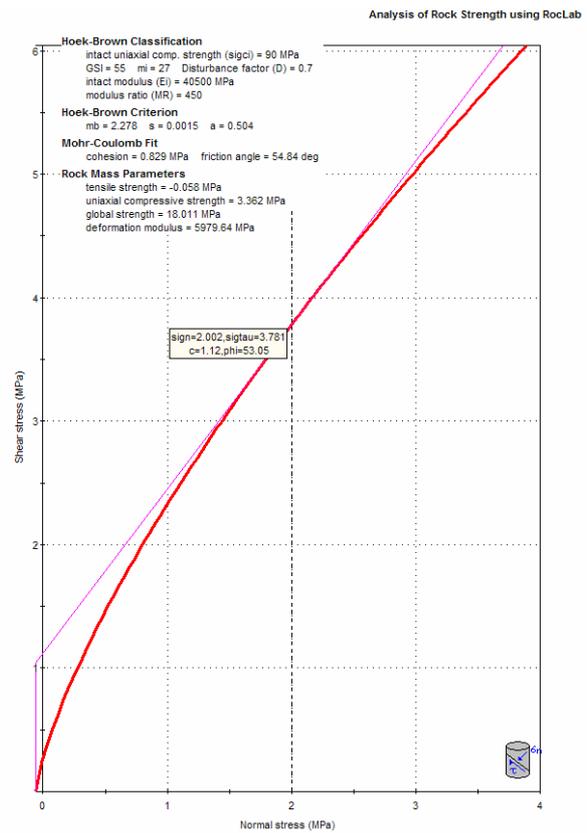
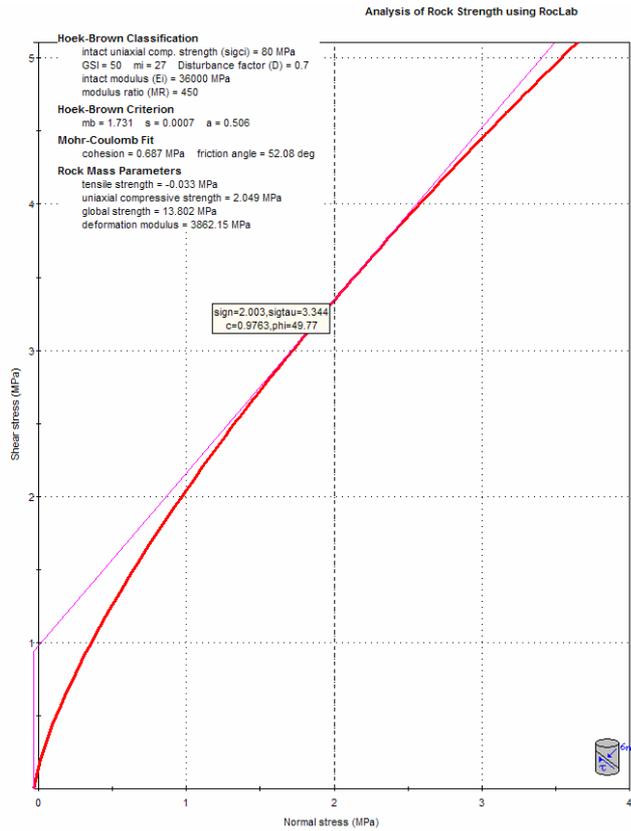


Fig. 8-2 Curve caratteristiche per i tre tipi di ammasso (GSI=50-55-60)

8.2 Resistenza al taglio lungo i giunti

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

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

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

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

Nel caso in esame, per i *giunti di strato* sono stati valutati (v. schede di rilievo geomeccanico sulle carote di sondaggio) valori di JRC molto variabili; generalmente i valori variano nel campo tra 6-8 e 12-14 con una maggiore prevalenza dei valori nel campo 10-12. Per una caratterizzazione delle caratteristiche di resistenza si è preso come riferimento il campo 10-12 come rappresentativo, utilizzando anche un valore minimo di JRC=6 per la stima più conservativa.

Per il valore di resistenza a compressione sui giunti non si hanno a disposizione dati sperimentali; sono stati adottati valori stimati a partire dai risultati delle prove con sclerometro su superfici di giunto (circa 50MPa).

Con un valore di JRC=10 e un valore di σ_J di 50 MPa l'espressione della curva intrinseca del giunto è illustrata in fig. 8.3 ed espressa esplicitamente dalla relazione

$$\tau = \sigma \cdot \tan [30^\circ + 10 \cdot \log_{10} (50/\sigma)] \quad (\text{MPa})$$

CURVA INTRINSECA DEL GIUNTO Criterio di Barton

JRC = 10,00
 $\sigma_J = 50,00$ MPa

σ MPa	τ MPa	φ (°)
0,10	0,15	56,99
0,20	0,28	53,98
0,30	0,39	52,22
0,40	0,49	50,97
0,50	0,60	50,00
1,00	1,07	46,99
1,50	1,51	45,23
2,00	1,93	43,98
2,50	2,33	43,01
3,00	2,72	42,22
4,00	3,47	40,97
5,00	4,20	40,00

$\tan\varphi = 0,89$
 $\varphi = 41,54$

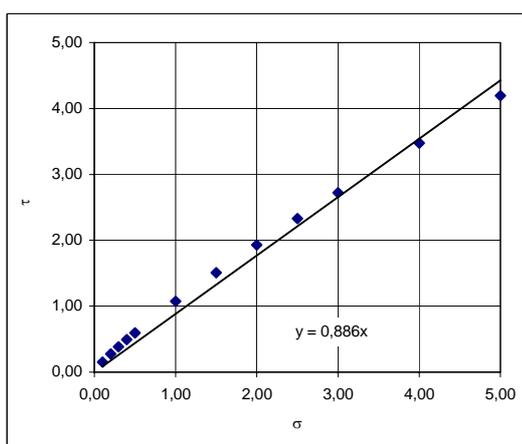


Fig. 8-3 Curva intrinseca del giunto con il criterio di Barton

Dalla curva linearizzata si ricaverebbe un valore dell'angolo di attrito di circa 42° (v. fig. 8.3).

8.3 Deformabilità dell'ammasso roccioso

Indicazioni preliminari sulla deformabilità dell'ammasso possono essere ricavate da una valutazione della qualità della roccia basata sulle classifiche tecniche. Dopo l'introduzione della classifica RMR, Bieniawski (1976) ha proposto la seguente correlazione (applicabile solo per valori di RMR superiori a 55) tra modulo di deformabilità e indice RMR

$$E_d(\text{GPa}) = 2 \cdot \text{RMR} - 100$$

Una modifica della relazione precedente, che tiene conto di dati di prova in rocce di qualità mediocre o scadente (fig. 8.4), è stata proposta da Serafim e Pereira (1979) e adottata successivamente dallo stesso Bieniawski (1989).

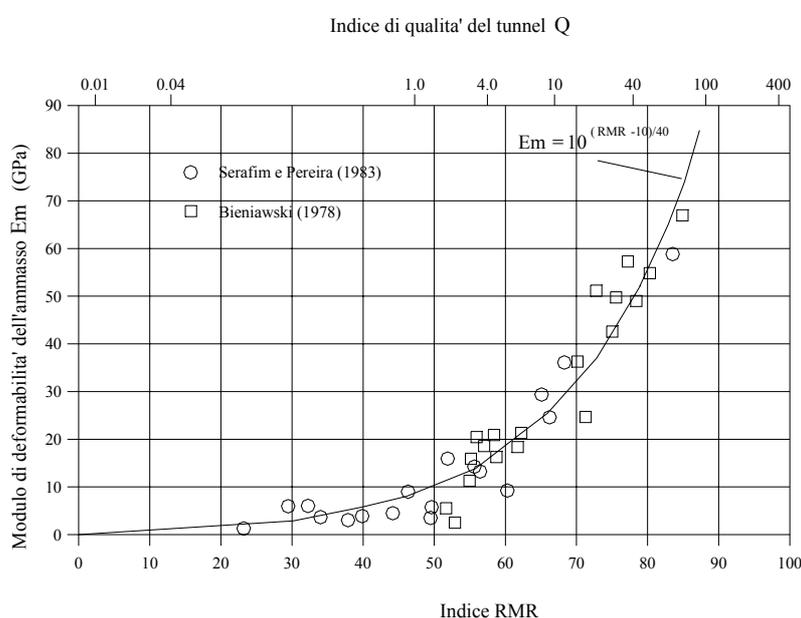


Fig. 8-4 Relazione di Serafim-Pereira per la valutazione di E

definita dalla seguente relazione:

$$E_d(\text{GPa}) = 10 \frac{\text{RMR} - 10}{40}$$

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

$$E_d(\text{GPa}) = 10 Q^{1/3}$$

Tenendo conto della correlazione $\text{RMR} = 50 + 15 \log Q$, la relazione sopra indicata è equivalente alla seguente:

$$E_d(\text{GPa}) = 10 \frac{\text{RMR} - 5}{45}$$

tenuto conto della correlazione $\log Q' = (V_p - 3.5)$ si ottiene una relazione che consente di valutare il modulo di deformabilità a partire dalla velocità sismica

$$E_d = 10^{\frac{V_p - 3.5}{3}}$$

In seguito, Hoek et al. (1995) hanno osservato che la relazione precedente tende a sovrastimare i moduli dell'ammasso quando il modulo del materiale roccioso è basso. La relazione precedente è stata quindi modificata introducendo un termine direttamente collegato alle proprietà del materiale roccioso. Tenendo conto anche della sostituzione dell'indice di caratterizzazione GSI all'indice RMR, si ha :

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

Una modifica dello stesso tipo è stata introdotta da Barton (1999).

$$E_d \text{ (GPa)} = 10 \left(Q' \cdot \frac{\sigma_c}{100} \right)^{1/3} \quad \text{per } \sigma_c < 100 \text{ MPa}$$

In definitiva, sulla base delle predette due ultime correlazioni, in prima approssimazione, per l'ammasso roccioso possono stimarsi i seguenti campi di valori:

Per le porzioni di ammasso alterate e fratturate più o meno superficiali

$$\sigma_c = 80 \text{ MPa} - \text{GSI} = 50$$

$$E_d = 8.9 \text{ GPa} - 17 \text{ GPa}$$

Per le porzioni di ammasso relativamente profonde, poco alterate e fratturate

$$\sigma_c = 90 \text{ MPa} - \text{GSI} = 55$$

$$E_d = 12 \text{ GPa} - 18 \text{ GPa}$$

Per le porzioni di ammasso profonde, relativamente integre

$$\sigma_c = 100 \text{ MPa} - \text{GSI} = 60$$

$$E_d = 18 \text{ GPa} - 18.4 \text{ GPa}$$

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

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

In base a tale relazione, adottando un valore del il fattore di disturbo $D = 0$ per i motivi prima commentati, si ottiene, per le tre diverse porzioni di ammasso roccioso già delineate:

$$E=9\text{GPa}$$

$$E=14\text{GPa}$$

$$E=20\text{GPa}$$

Una stima del modulo di deformabilità in condizioni dinamiche può essere ricavata dai risultati delle prove geofisiche, sia dalle prospezioni sismiche a rifrazione per le porzioni di ammasso più superficiali, sia dalle prove in foro (down-hole e cross-hole) che forniscono risultati anche per le porzioni più profonde.

I valori del modulo di Young dinamico (E_D), del modulo di taglio (G_D) e del coefficiente di Poisson (μ), sono stati ricavati con i risultati delle prove sismiche in foro con le seguenti formule:

$$E_D = 2\rho \cdot (1 + \mu) \cdot v_s^2 \quad [1]$$

$$G_D = \rho \cdot v_s^2 \quad [2]$$

$$\left(\frac{v_p}{v_s} \right)^2 = \frac{2(1 - \mu)}{1 - 2\mu} \quad [3]$$

dove ρ è la densità dell'ammasso roccioso.

In base a tali correlazioni il valore di E_D è risultato compreso nel campo tra 10 e 20 GPa nelle porzioni di ammasso più superficiale (fino a 10 m), quindi aumenta rapidamente con valori che si attestano intorno a 75 GPa a profondità superiori a 15 m.

E' nota la difficoltà nel correlare i valori dei moduli di deformabilità statico e dinamico. Solo in linea orientativa si citano i dati di letteratura, ricavati da Coon e Merrit (ASTM 1970), che indicano valori del modulo statico pari a $0.15E_D$.

Nel grafico della fig. 8.5, ricavata da Deere et al. (1967) si riportano le correlazioni tra moduli di deformabilità statico e dinamico in funzione delle diverse caratteristiche di qualità della roccia.

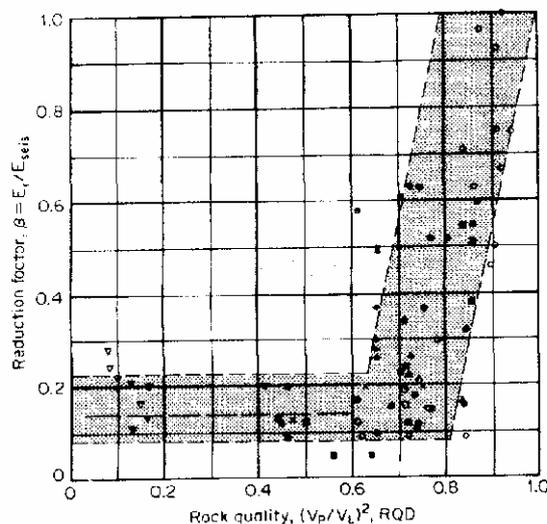


Fig. 8-5 – Correlazioni tra modulo statico e dinamico per diverse caratteristiche di qualità della roccia

Nel caso in esame, confrontando i valori del modulo statico (ricavato con i metodi empirici prima descritti) e quelli del modulo dinamico ricavato dalle prove sismiche si ricaverebbe un rapporto $E_s=0.15E_D$ per le porzioni più superficiali, nel caso in cui si prenda a riferimento un fattore di disturbo pari a 0,7 e

$E_s=0.20\div 0.25E_D$ per le porzioni più profonde, nel caso in cui si prenda a riferimento un valore di $D=0$; in tali ipotesi i rapporti tra i valori del modulo statico e dinamico si avvicinano a quelli citati dalla letteratura.

Una misura diretta del modulo di deformabilità si è ottenuta infine con la **prova di carico su piastra in cunicolo**, eseguita con le modalità descritte nel par. 6.3.

I risultati di tale prova hanno una validità di particolare importanza, sia perché ricavati da prove in sito, quindi in condizioni di ammasso indisturbate, sia perché ubicata sulla verticale della spalla della futura diga e quindi rappresentativa delle effettive condizioni del sito ad una certa profondità dal piano di imposta della futura diga (porzione di ammasso poco o per nulla disturbata dagli effetti di alterazione e decoazione).

Come illustrato nel cap. 6.6, i risultati di questa prova hanno fornito valori del modulo E nel campo 60-80 GPa, che risulta assai vicino al valore del modulo del singolo litotipo (quindi senza l'effetto della fratturazione).

Pur con le considerazioni svolte nel par. 6.6 che potrebbero portare ad una riduzione dei valori del modulo considerando porzioni di ammasso ancora più grandi di quelle investigate con la prova, tale risultato porta ad una stima superiore di almeno 2 volte rispetto al valore di $E\approx 20$ GPa stimato dalle precedenti correlazioni per l'ammasso indisturbato (ma vicino a quello ricavato dalle correlazioni con le velocità delle onde sismiche).

In conclusione, sulla base dell'insieme dei risultati delle indagini, nelle analisi tensio-deformative con modellazione 3-D è stato assunto uno schema di sottosuolo stratificato caratterizzato da valori del modulo di deformabilità progressivamente più elevati procedendo in profondità pari a $E=10 - 15 - 30$ GPa.

9 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOSTRUTTURALE

Nel contesto geologico delineato nei paragrafi precedenti non si delineano differenze sostanziali delle caratteristiche litologiche e geomeccaniche nelle diverse zone di imposta della diga.

Dal punto di vista geologico è presente infatti una sola formazione caratterizzata da lievi differenze delle caratteristiche petrografiche. Non ci sono quindi particolari modellazioni geologiche e geomeccaniche diversificate da effettuare.

Per riassumere solo sinteticamente le condizioni geologiche e geotecniche della zona di imposta si rimanda a ai paragrafi successivi.

9.1 Spalla sinistra

Sulla sponda sinistra la formazione gabbro-dioritica è ovunque estesamente affiorante o coperta da sottili coltri detritico-eluviali. Il grado di fratturazione è risultato basso già a debole profondità dal p.c..

Sono state individuati due allineamenti tettonici che però non provocano fasce di notevole fratturazione dell'ammasso roccioso.

9.2 Spalla destra

Sulla spalla destra la formazione gabbro-dioritica è quasi ovunque affiorante e forma una morfologia molto accentuata con uno sperone dai caratteri rupestri. Tale morfologia è condizionata dalla presenza di alcuni allineamenti tettonici.

Al piede del pendio è presente un accumulo detritico che raggiunge spessori anche dell'ordine della decina di metri. Tale accumulo detritico verrà completamente asportato con gli scavi di fondazione della diga.

9.3 Fondo valle

Nell'area di fondovalle la formazione rocciosa è estesamente affiorante ed è coperta solo a tratti da lembi di depositi alluvionali costituiti da ghiaie, ciottoli e grossi blocchi. Le indagini hanno accertato che la formazione rocciosa si presenta poco alterata e fratturata già a poca profondità dal p.c.

9.4 Confronto con il modello assunto per la progettazione della diga esistente

In definitiva, sulla base del complesso delle indagini eseguite e dei rilievi di campagna, si è riconosciuta la presenza di un unico litotipo, costituito dal complesso delle gabbri-dioriti; questo affiora nella quasi totalità dell'area di imposta della diga, così come pure riscontrato in sede di progettazione della diga esistente. Analogamente si è potuto confermare, mediante il grande numero di sperimentazioni in sito ed in laboratorio condotte, l'elevata resistenza dell'ammasso roccioso, espressa sia in termini di resistenza che di deformabilità, come anche esplicitamente affermato negli originari studi geologici.

Dal punto di vista strutturale, il progetto della diga esistente individuava alcuni sistemi di discontinuità: un primo sistema, a radi giunti, estesi e regolari, orientato NNE-SSE, con immersione prossima alla verticale; era stata anche individuata un'altra famiglia di diaclasi, rade ma ben definite, diretta NNO-SSE, con forte immersione a SO, cui erano state associate le particolari strutture morfologiche, a forma di costoloni emergenti obliqui sui versanti.

Anche sotto questo aspetto, gli studi attualmente svolti evidentemente riconoscono e definiscono, nei paragrafi precedenti della presente relazione, i predetti lineamenti, confermando pure l'assenza di assetti geostrutturali tali da influenzare negativamente la sicurezza delle opere.

10 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE AI SENSI DEL D.M. 14/1/2008

Le Norme tecniche sulle costruzioni (DM 14/1/2008) entrate in vigore dal luglio 2009, hanno introdotto nuovi criteri di verifiche delle opere. Queste sono state riprese nella bozza delle norme tecniche sulle dighe (ancora in via di approvazione). Questi criteri sono stati adottati per la progettazione della diga sul Sessera, con gli opportuni accorgimenti necessari per rendere compatibili i criteri di verifica e di calcolo adottati (descritti nei capitoli successivi).

Secondo quanto previsto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, le verifiche a rottura vengono effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in fase statica che in fase sismica, rispettando la condizione $E_d \leq R_d$, dove:

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;

R_d è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà strutturali con i rispettivi valori di progetto.

Le verifiche sono eseguite con il "metodo dei coefficienti parziali" da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati. Le caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite "valori caratteristici".

Coefficienti sulle Azioni

γ_G sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli): $G_d = \gamma_G \cdot G$

γ_Q sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli): $Q_d = \gamma_Q \cdot Q$

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

- γ_γ sul peso di volume: $\gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$
- γ_φ sull'angolo d'attrito (sulla tangente dell'angolo di attrito): $\text{tg} \varphi_d = \frac{\text{tg} \varphi_k}{\gamma_\varphi}$
- $\gamma_{c'}$ sulla coesione efficace: $c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_{c'}}$
- γ_{cu} sulla coesione non drenata: $c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_{cu}}$
- γ_{qu} sulla resistenza a compressione uniassiale della roccia: $q_{ud} = \frac{q_{uk}}{\gamma_{qu}}$

Coefficienti parziali per le Resistenze

- $R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ variabili a seconda del tipo di fondazione

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (14/01/2008) vengono indicati i seguenti coefficienti:

Tabella 10.1 - NTC (2008) - Coeff. parziali per i parametri dei terreni (M)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale q_{ur} , la norma impone di applicare un coefficiente riduttivo $\gamma_{qu} = 1.6$.

Tabella 10.2 - NTC (2008) - Coeff. parziali per le azioni agenti (A)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Nelle condizioni di esercizio (SLE), devono essere verificati gli spostamenti dell'opera in questione, in modo tale da verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera stessa.

Si specifica che nel caso in esame, poiché le problematiche geotecniche riguardano sempre ammassi rocciosi, è stato adottato un coefficiente parziale γ_{qu} diverso da quello indicato nelle NTC (superiore a 1.6). In particolare si è ricercato il valore di γ_{qu} tale da ricavare dalla linearizzazione del criterio di Hoek descritto in precedenza, valori di coesione e di angolo di attrito ridotti rispetto ai corrispondenti valori caratteristici mediante l'applicazione dei richiamati coefficienti parziali minimi ($\gamma_{\phi} = 1.25$ e $\gamma_{c'} = 1.25$) disposti dalle NTC. E' risultato in questo caso un valore $\gamma_{qu} \approx 2.5$ superiore a quello delle NTC, quindi in favore di sicurezza.

10.1 Verifica di stabilità per opere in materiali sciolti e fronti di scavo

Con riferimento alle condizioni statiche, le verifiche devono essere condotte secondo l'approccio:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 10.1,10.2 e 10.3.

Tabella 10.3 - NTC (2008) - Coeff. parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Nel caso di scavi realizzati su pendio, deve essere verificata l'influenza dello scavo sulle condizioni di stabilità generale del pendio stesso.

L'analisi delle condizioni di stabilità in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici; l'azione sismica è rappresentata da un'azione equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo devono essere considerati pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni ed impiegando i parametri geotecnici con i valori dei coefficienti parziali indicati nelle tabelle 10.1 e 10.3.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza sismica possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \cdot W \quad \text{e} \quad F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v , rispettivamente, pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale, valutati come segue:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

β_s : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito,

a_{\max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g : accelerazione di gravità.

In assenza di studi specifici l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

S : coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g : accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

I valori di β_s sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 10.4 - NTC (2008)-Coeff. di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

10.2 Fondazioni superficiali

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 10.1, 10.2 per i parametri geotecnici e per le azioni e nella tabella 10.5 per le resistenze globali, seguendo almeno uno dei due approcci:

- ✓ Approccio 1:
 - Combinazione 1: (A1+M1+R1)
 - Combinazione 2: (A2+M2+R2)
- ✓ Approccio 2: (A1+M1+R3)

Tabella 10.5 - NTC (2008) - Coeff. di riduzione delle resistenze per fondazioni

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

In generale, come evidenziato anche dalla Circolare n.617 del 02/02/2009, nelle verifiche agli stati limite ultimo per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni; l'analisi può essere condotta con l'Approccio 1-Combinazione 2 o con l'Approccio 2. Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzati al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi di fondazione; per tale analisi si può considerare l'Approccio 1-Combinazione 1 o l'Approccio 2 (per questo ultimo senza considerare il coefficiente γ_R).

Per quanto riguarda le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE), si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificare la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione. Analogamente, forma, dimensioni, e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Per ciò che riguarda le condizioni sismiche, devono essere considerati gli stessi approcci validi per la fase statica, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni; inoltre valgono le stesse considerazioni riportate sopra sulle verifiche finalizzate al dimensionamento geotecnico o strutturale.

11 VERIFICHE DI STABILITÀ DELLA ROCCIA DI FONDAZIONE

11.1 Considerazioni generali

I problemi geomeccanici per le fondazioni delle dighe ad arco o arco-gravità possono sostanzialmente ricondursi ai seguenti:

- verifica a rottura della roccia di fondazione e delle sponde sottoposte ai carichi trasmessi dall'opera;
- stabilità dei fronti di scavo;
- deformazioni della roccia e loro influenza sullo stato tensionale entro la struttura.

Le discontinuità naturali influenzano in modo determinante il comportamento meccanico degli ammassi rocciosi. L'approccio del discontinuo consiste nel tenere in conto in modo esplicito delle discontinuità considerando le loro caratteristiche di deformabilità e resistenza. Tale approccio è utilizzato nel caso di strutture superficiali soggette a carichi limitati quali i pendii ed i fronti di scavo.

Un approccio alternativo, che viene adottato quando non si presentano le condizioni sopradette, consiste nel considerare l'ammasso roccioso come un continuo le cui caratteristiche meccaniche vengono ridotte per tenere conto della presenza delle discontinuità.

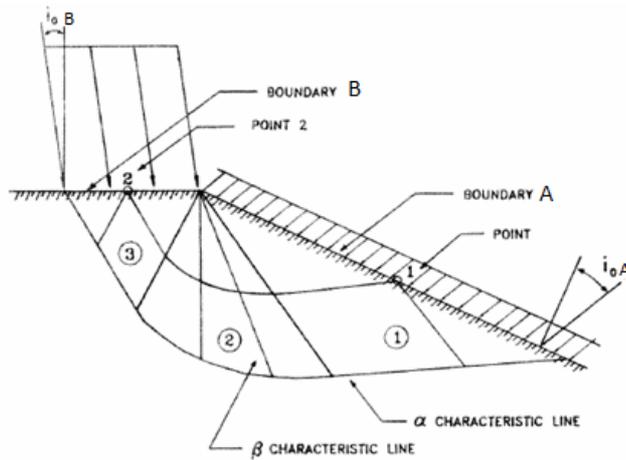
Il ricorso a tale approccio è tanto più realistico quanto più le discontinuità hanno una persistenza limitata ed un grado di chiusura elevato. Nel presente lavoro si è fatto ricorso ad entrambi gli approcci.

11.2 Verifica della portanza della roccia di fondazione

Per questa fase progettuale si è ritenuta necessaria una verifica della capacità portante della roccia di fondazione con un metodo semplificato basato sulla teoria della plasticità, applicando i criteri di verifica del DM14/1/2008.

L'adozione di una legge di resistenza di tipo Hoek-Brown impedisce di utilizzare le note relazioni della portanza in funzione della coesione e dell'angolo di attrito, ma il problema è stato affrontato da Serrano e Olalla (1994 e 1996) che hanno illustrato un metodo di calcolo numerico basato sulla teoria delle curve caratteristiche (vedi figura seguente), il quale si semplifica e si presta ad una soluzione analitica quando si trascura, a favore della sicurezza, l'influenza del peso proprio del terreno.

L'adozione di una legge di resistenza di tipo Hoek-Brown impedisce di utilizzare le note relazioni della portanza in funzione della coesione e dell'angolo di attrito, ma il problema è stato affrontato da Serrano e Olalla (1994 e 1996) che hanno illustrato un metodo di calcolo numerico basato sulla teoria delle curve caratteristiche (vedi figura seguente), il quale si semplifica e si presta ad una soluzione analitica quando si trascura, a favore della sicurezza, l'influenza del peso proprio del terreno.



Indicando con Ψ l'inclinazione rispetto alla verticale dello sforzo principale maggiore e con ρ l'angolo di attrito istantaneo, pari a:

$$\rho = \frac{m\sigma_c}{4(\sigma_1 - \sigma_3) + m\sigma_c}$$

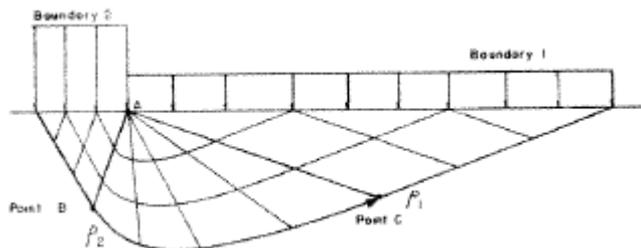
e con I il termine:

$$I = \frac{1}{2} \left(\cot \rho + \ln \left(\cot \left(\frac{\rho}{2} \right) \right) \right)$$

la teoria delle caratteristiche prevede che nella zona plasticizzata sia costante il valore di $I + \Psi$ quindi in particolare che si abbia

$$I_A + \Psi_A = I_B + \Psi_B \quad [11.3.1]$$

Nel caso in esame lo schema di carico in condizioni limite può essere ricondotto alla situazione della figura seguente



in cui sulla superficie A agisce il carico verticale del terreno a valle ($\sigma_A = \gamma h$) indicando con γ il peso di volume della roccia ed h l'approfondimento della superficie di fondazione rispetto al piano di campagna, e sulla superficie B il carico limite applicato dalla diga, inclinato rispetto alla verticale di un angolo i_B .

Se si indica con δ l'angolo

$$\delta = \arcsin \left(\sin i + \frac{1 + \sin \rho}{2 \sin \rho} \right)$$

e con α l'inclinazione della superficie a valle, si ottengono sulla superficie A le seguenti relazioni tra il carico normale σ , i parametri i e ρ e la direzione dello sforzo principale ψ

$$\sigma_A = \frac{m\sigma_c}{8} \left[\frac{1 - \sin \rho_A}{\sin \rho_A} \cot i_A \sin(\delta_A - i_A) \right] - \frac{\sigma_c s}{m}$$

$$\Psi_A = \frac{\pi}{2} - \frac{1}{2}(\delta_A - i_A) - \alpha$$

Se si assume orizzontale la superficie A di valle, si ha:

$$\sigma_A = \gamma h_v$$

$$i_A = \delta_A = 0$$

$$\Psi_A = \pi/2$$

$$\rho_A = \arcsin \left[1 + 4 \sqrt{\frac{\sigma_A}{m\sigma_c} + \frac{s}{m^2}} \right]^{-1}$$

Sul piano di fondazione B si ha invece:

$$\sigma_B = \frac{m\sigma_c}{8} \left[\frac{1 - \sin \rho_B}{\sin \rho_B} \cot i_B \sin(\delta_B - i_B) - \frac{\sigma_c s}{m} \right] \quad [11.3.2]$$

$$\Psi_B = \frac{1}{2}(\delta_B + i_B) \quad [11.3.3]$$

Dal sistema delle (11.3.1) e (11.3.3), risolvibile per iterazioni successive, è possibile ricavare i valori di ρ_B e di δ_B e quindi determinare mediante la (11.3.2) il valore del carico limite σ_B .

Il meccanismo di rottura qui ipotizzato coinvolge un rilevante volume di roccia sotto la fondazione; Serrano e Olalla (1996) suggeriscono pertanto di utilizzare i parametri di resistenza relativi all'ammasso roccioso indisturbato.

Ad ogni modo, per confronto, si è ritenuto comunque utile riportare anche i valori del carico limite della roccia considerata in condizioni disturbate.

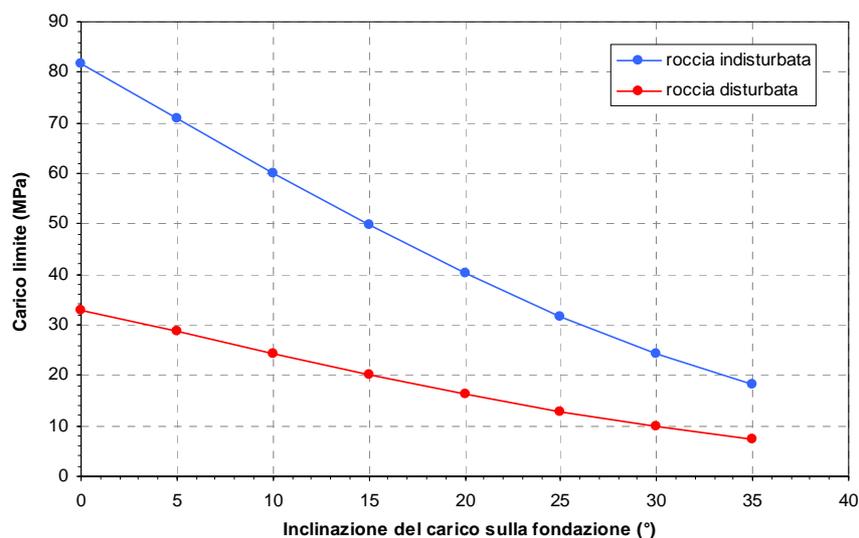
E' stata effettuata un'analisi parametrica del carico limite della fondazione ai sensi del D.M. 14/01/2008, attraverso il "metodo dei coefficienti parziali". Il calcolo è stato quindi effettuato tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali previsti dall'Approccio 2 (A1+M1+R3) che prevede l'utilizzo dei parametri di resistenza dei terreni con i loro valori caratteristici e riducendo il valore della resistenza totale (carico limite) attraverso il coefficiente parziale $\gamma_R=2.3$.

Nel calcolo si assume cautelativamente un sovraccarico di roccia a valle nullo, un valore di GSI=50 e una resistenza a compressione della roccia indisturbata $\sigma_{cd}=80$ MPa.

Il valore del carico limite al variare dell'inclinazione del carico è riportato in forma sintetica nella tabella che segue e mostrato in forma grafica nella figura seguente. Dai risultati ottenuti si evince che l'influenza dell'inclinazione del carico diventa significativa per valori dell'inclinazione superiori a 15°.

Pur assumendo i valori dell'inclinazione del carico spostati verso quelli massimi ipotizzabili il carico limite della roccia risulta superiore ai carichi ricavati dalle analisi agli elementi finiti illustrati nella specifica relazione di calcolo.

Roccia indisturbata			Roccia disturbata		
q _{lim} (MPa)	q _{lim progetto} (MPa)	inclinazione carico (°)	q _{lim} (MPa)	q _{lim progetto} (MPa)	inclinazione carico (°)
41.7	18.1	35	17.0	7.4	35
56.0	24.4	30	22.8	9.9	30
73.0	31.8	25	29.7	12.9	25
92.5	40.2	20	37.6	16.3	20
114.3	49.7	15	46.4	20.2	15
137.9	60.0	10	55.9	24.3	10
162.7	70.7	5	65.8	28.6	5
187.8	81.7	0	75.9	33.0	0



11.3 Stabilità dei fronti di scavo

Si rimanda al cap. 12 per il commento dei risultati delle specifiche analisi effettuate che risultano ampiamente verificate ai sensi delle NTC 14/1/2008.

11.4 Deformazioni della roccia di fondazione

Dai risultati delle analisi agli elementi finiti descritti nella specifica Relazione, risulta che le deformazioni della roccia di fondazione sottoposta ai carichi trasmessi dalla diga sono minime e quindi senz'altro ammissibili e tollerabili dal tipo di struttura prevista.

11.5 Comportamento della diga esistente

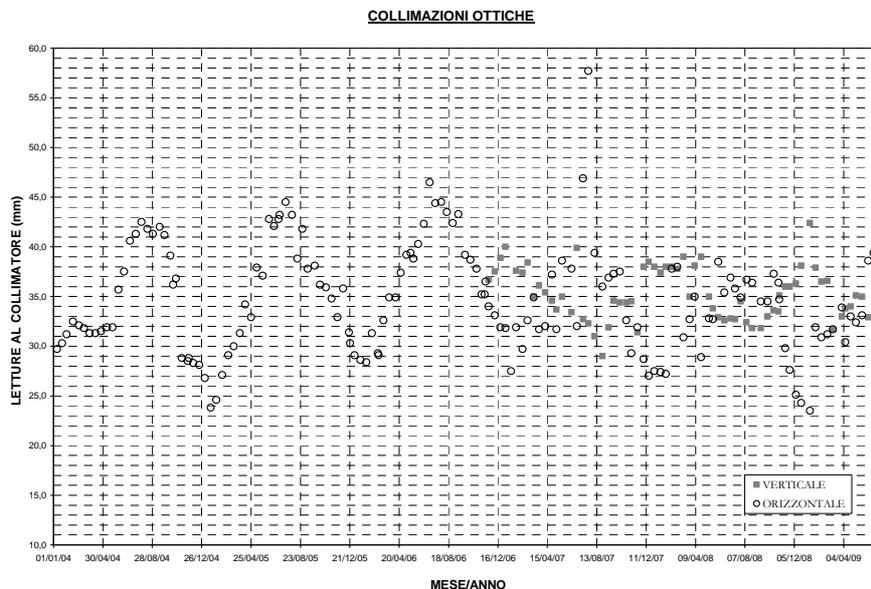
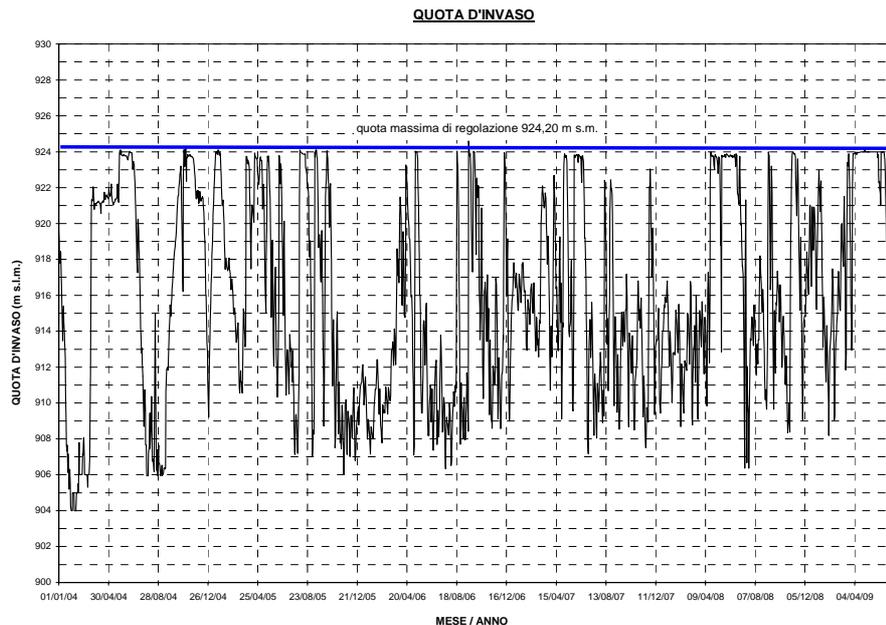
La diga attualmente esistente sul torrente Sessera si trova poco a monte della diga in progetto (circa 200 m) ed interessa pertanto le medesime formazioni rocciose in precedenza descritte.

Anche gli elementi strutturali riconosciuti per l'ammasso roccioso di imposta del predetto sbarramento, manifestano il medesimo assetto delineato per la zona di imbasamento della diga in progetto, con evidenze, nelle relative spalle, delle descritte strutture a forma di speroni/costoloni.

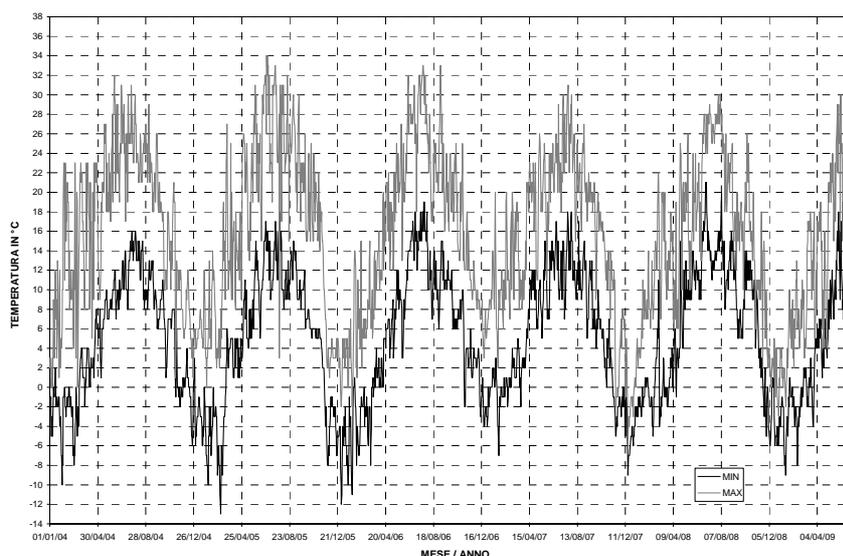
In sponda destra, in corrispondenza dello scarico di alleggerimento, si sono pure riconosciuti i principali sistemi di discontinuità, in cui si sono impostati i richiamati processi erosivi.

Altrettanto analoga è il tipo di struttura costituente lo sbarramento, del tipo a cupola, con geometrie del tutto confrontabili con quelle dello sbarramento in progetto, fatti salvi i semplici fattori di amplificazione geometrica.

In un quadro così simile, è apparso pertanto utile soffermare l'attenzione sul comportamento della struttura attualmente in esercizio, per verificarne la risposta nei confronti delle azioni esercitate dall'invaso, che, nel caso specifico di uso idroelettrico - caratterizzato da repentini e frequenti cicli di riempimento-svaso - con escursioni dell'ordine di una ventina di metri, costituisce una forzante particolarmente gravosa (di seguito si riporta l'andamento dei livelli di invaso fino all'attualità).



TEMPERATURA DELL'ARIA



Per ottenere un giudizio sull'idoneità dell'ammasso roccioso, sono state quindi esaminate le risposte della struttura in termini di spostamenti.

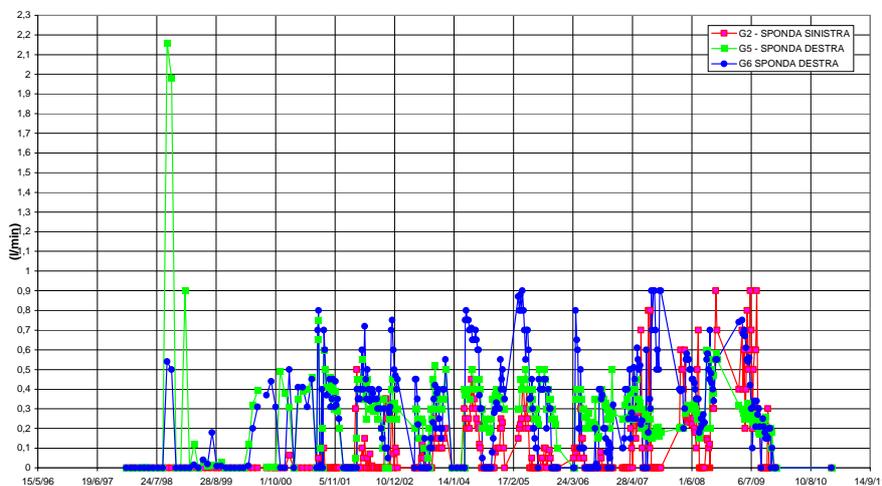
Questi sono risultati del tutto indipendenti dall'azione indotta dall'azione dell'invaso, per essere invece correlati esclusivamente al ciclo termico stagionale.

Tale comportamento risulta pertanto di particolare interesse per confermare per l'ammasso la elevata rigidità riconosciuta con il complesso delle indagini e valutazioni condotte.

Altro aspetto particolarmente utile ci è sembrato quello di esaminare le perdite provenienti dalla fondazione e dalle spalle della diga.

Queste, misurate in 3 distinti punti di raccolta, sono risultate estremamente contenute (al massimo dell'ordine del litro/minuto), e pertanto indice di un ottimo serraggio di eventuali fessure presenti; tale aspetto conferma pertanto i più che soddisfacenti esiti delle prove di assorbimento eseguite sull'imposta della diga in progetto, che hanno confermato che già a modeste profondità (certamente raggiunte con gli scavi di imbasamento della diga) è assicurata un'ottima tenuta.

PERDITE ROCCIA DI FONDAZIONE



12 VERIFICHE DI STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO

12.1 Criteri da analisi

Gli scavi di fondazione sono stati profilati con pendenza $h/b=5/1$, con altezze delle singole scarpate generalmente non superiori a 10m, interrotte da banche orizzontali di larghezza variabile.

Tenuto conto delle buone caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso non si prevedono problemi rilevanti di carattere generale, legati cioè a instabilità di volumi importanti di roccia.

Tuttavia, le forti acclività degli scavi (necessarie vista la morfologia dei luoghi e il tipo di diga prescelto), l'altezza complessiva degli scavi e il presumibile periodo di tempo durante il quale gli scavi stessi rimarranno esposti prima della costruzione della diga, impongono una valutazione di dettaglio degli aspetti legati alla stabilità dei fronti di scavo, sia di carattere globale sia locale a varia scala.

Per le verifiche di stabilità durante le fasi di costruzione sono stati considerati tre diversi schemi di rottura, analizzati con il metodo dell'equilibrio limite:

- a) scorrimenti potenziali lungo superfici generiche (considerando l'ammasso come un mezzo continuo equivalente) con uno schema bidimensionale;
- b) scorrimenti potenziali lungo superfici piane predefinite, con uno schema bidimensionale;
- c) scorrimento di cunei tridimensionali formati dall'intersezione dei giunti di discontinuità.

Nel primo caso le verifiche sono state condotte analizzando vari metodi di stabilità all'equilibrio limite su un modello bidimensionale, con superfici piane e di forma generica (Bishop, Janbu, Fellunius, ecc.), facendo uso del codice di calcolo Slope/W della Geo-Slope International (versione 2004). Il programma consente la ricostruzione di geometrie complesse e l'analisi dettagliata di tutte le potenziali superfici di scorrimento lungo le scarpate. Le verifiche sono state condotte sull'intero fronte di scavo, in sponda destra e sinistra. Tale condizione può rappresentare la fase finale degli scavi e prima dell'inizio della costruzione della diga (quindi con l'intera superficie di scavo esposta), che rappresenta la fase più critica dell'intera costruzione.

Poiché con questa geometria sono da escludere potenziali instabilità lungo superfici piane, o comunque regolari, già presenti nell'ammasso (vista la bassa persistenza media dei giunti rilevati e l'assenza di superfici critiche), le analisi sono state condotte utilizzando i parametri dell'ammasso con il criterio di Hoek, adottando quindi uno modello della roccia assimilabile ad un mezzo continuo equivalente.

Considerati i valori dei parametri di resistenza della roccia ricavati anche per la porzione di ammasso più fratturato ($GSI=50$ secondo lo schema prima descritto), sono stati adottati coefficienti di sicurezza (coefficienti riduttivi dei parametri di resistenza della roccia) maggiori di quelli previsti dalla normativa.

Sono inoltre state effettuate specifiche analisi di sensitività rispetto alla variazione dei parametri di resistenza (v. par. 12.2.1.1 e 12.2.1.2 per i dettagli).

Le verifiche di stabilità condotte con questi schemi non hanno evidenziato, come era da attendersi, situazioni critiche ed hanno inoltre fornito ampie garanzie anche nei riguardi delle riserve di resistenza disponibili.

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità di singole scarpate (o di coppie di scarpate separate da una banca) sono state considerate più realistiche le analisi condotte su potenziali superfici di rottura lungo giunti di discontinuità preesistenti, sia su modelli bidimensionali (secondo il classico meccanismo dei cunei), sia su modelli tridimensionali, legati cioè alla stabilità di diedri di roccia che si possono formare dalla combinazione geometrica di due o tre giunti.

Per entrambi i casi sono stati utilizzati specifici software di calcolo implementati dalla RocScience Inc.: RocPlane per le analisi bidimensionali e Swedge per quelle tridimensionali.

Per il primo caso (condizioni piane) lo schema geometrico e di calcolo è mostrato nelle figure seguenti, assumendo unitario lo spessore del cuneo.

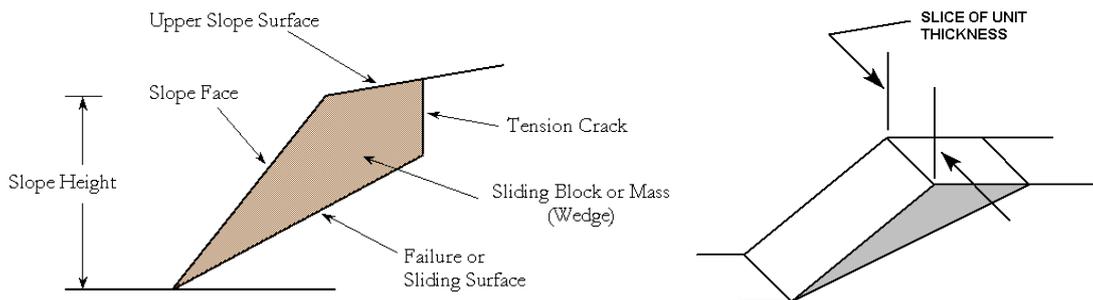


Fig. 12-1 – Schema geometrico e di calcolo per la stabilità delle scarpate in condizioni piane

Le relazioni che portano a valutare il coefficiente di sicurezza relativo allo scivolamento sono riportate di seguito, sia per il caso senza Tension Crack sia per il caso di cuneo con Tension Crack.

Cuneo senza Tension Crack:

$$F.S. = \frac{cA + (W(\cos \alpha - sc \times \sin \alpha) - U + T \cos \theta) \tan \phi}{W(\sin \alpha + sc \times \cos \alpha) - T \sin \theta}$$

$$A = \frac{H}{\sin \alpha}$$

$$W = \frac{\gamma_r H^2}{2} (\cot \alpha - \cot \beta)$$

$$U = \frac{\gamma_w H^2}{4 \sin \alpha}$$

Cuneo con Tension Crack:

$$F.S. = \frac{cA + (W(\cos \alpha - sc \times \sin \alpha) - U - V \sin \alpha + T \cos \theta) \tan \phi}{W(\sin \alpha + sc \times \cos \alpha) + V \cos \alpha - T \sin \theta}$$

$$z = H(1 - \sqrt{\cot \beta \tan \alpha})$$

$$A = \frac{H - z}{\sin \alpha}$$

$$W = \frac{\gamma_r H^2}{2} \left(\left(1 - \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right) \cot \alpha - \cot \beta \right)$$

$$U = \frac{\gamma_w z_w A}{2}$$

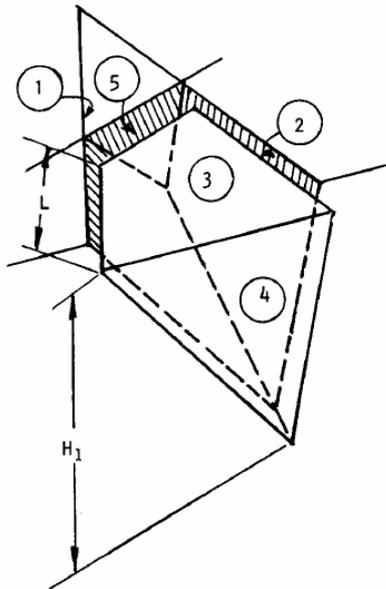
$$V = \frac{\gamma_w z_w^2}{2}$$

in cui:

- H altezza del pendio;
- α angolo d'inclinazione del pendio rispetto all'orizzontale;
- β angolo d'inclinazione del piano di scivolamento;
- γ_r peso di volume della roccia;
- γ_w peso di volume dell'acqua;
- z profondità della Tension Crack;
- z_w profondità del livello dell'acqua nella Tension Crack o lungo il piano di scivolamento;
- sc coefficiente sismico orizzontale;
- W peso del cuneo di roccia;
- A area di base del cuneo;
- U forza di sollevamento dovuta alla presenza dell'acqua al piano di scivolamento;
- V forza orizzontale dovuta alla presenza dell'acqua nella Tension Crack;

c, φ coesione e angolo d'attrito secondo il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb;
 T forza dovuta ad eventuali rinforzi;
 θ angolo d'inclinazione, rispetto alla perpendicolare al piano di scivolamento, dell'eventuale rinforzo;
 $F.S.$ coefficiente di sicurezza.

Per quanto riguarda le verifiche tridimensionali delle scarpate, la schematizzazione geometrica e di calcolo viene mostrata nella figura seguente:



in cui:

- 1, 2 = Piani di scivolamento;
- 3 = Superficie superiore della scarpata;
- 4 = Superficie inferiore della scarpata;
- 5 = Tension Crack;
- H_1 = Altezza della scarpata;
- L = distanza della Tension Crack dalla cresta della scarpata.

Fig. 12-2 – Schema geometrico e di calcolo per la stabilità delle scarpate in condizioni tridimensionali

Per quanto riguarda le condizioni idrauliche, in entrambi i casi (analisi piane e tridimensionali) è possibile ipotizzare la presenza dell'acqua all'interno dei giunti attraverso le classiche schematizzazioni riportate in letteratura. Tali schematizzazioni vengono di seguito riportate:

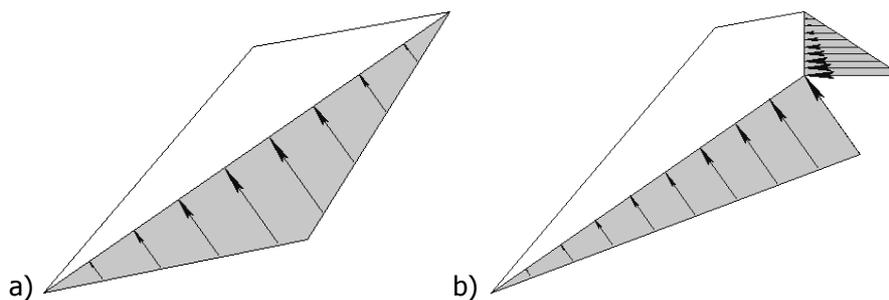


Fig. 12-3 – Schematizzazioni idrauliche assunte nell'analisi delle scarpate

In figura 12-3a, si assume come ipotesi una fratturazione molto intensa della roccia, tale da far stabilire una circolazione idrica diffusa all'interno della scarpata; il comportamento globale risulta essere simile a quello di un terreno in cui il picco di pressione si ipotizza agire nel punto medio della superficie di scivolamento. In figura 12-3b, si schematizza la situazione che può verificarsi in occasione di intense precipitazioni in una scarpata usualmente drenata in cui la circolazione di acqua avviene unicamente lungo i giunti principali; situazione, quest'ultima, che certamente costituisce il riferimento per le analisi in esame.

Tali calcoli si basano sull'ipotesi che la resistenza mobilitabile sulle superfici di discontinuità sia solo di tipo attritivo (in accordo con le ipotesi di Barton svolte nel par. 8.2) adottando un valore di angolo di attrito di 42°. Tale ipotesi è certamente molto prudente, in quanto è da considerarsi valida per valori limite di "persistenza" dei giunti (cioè di lunghezza di superfici giustapposte tra loro, ma non saldate) dell'ordine di una decina di metri. In effetti valori di persistenza di questo ordine di grandezza non sono mai stati rilevati nel sito, per cui l'ipotesi può ritenersi, come detto, ampiamente conservativa.

Per superfici di maggiore estensione è ragionevole pensare che i "ponti" di roccia presenti lungo la superficie forniscano una "coesione" equivalente di entità sicuramente tale da non consentire l'instabilità di cunei di dimensioni molto grandi.

Peraltro, per volumi molto grandi (in assenza di giunti di elevata persistenza, superiore ad una decina di metri), lo schema di calcolo si sposta verso quello del mezzo continuo prima descritto, tornando valido il criterio di resistenza di ammasso alla Hoek.

Nel caso del **modello bidimensionale** sono state analizzate le superfici piane la cui inclinazione è stata ricavata dai giunti di discontinuità più importanti la cui giacitura è disposta a sfavore della stabilità (cioè a franapoggio con inclinazioni dell'ordine di 40-50°). Superfici meno inclinate coinvolgerebbero volumi di roccia non compatibili con la persistenza limite adottata per il giunto lungo il quale può avvenire lo scivolamento (come detto 10 metri); superfici molto più inclinate delimiterebbero per contro fette sottili di roccia, poco realistiche in un modello bidimensionale, ma più realistiche con modelli tridimensionali che considerano l'influenza anche di altri giunti.

Per le **analisi tridimensionali** sono state esaminate tutte le possibili combinazioni di giunti (ricavate dalle misure geostrutturali sulle stazioni più vicine ai fronti di scavo da analizzare) associandole alle diverse disposizione geometriche dei fronti di scavo di progetto.

I risultati dell'insieme delle analisi sono descritti e commentati nel par. 12.2 e sono allegati, in forma di tabelle e grafici, nello specifico documento "Tabulati e grafici dei rilievi geostrutturali" (RD7.10) allegato alla presente Relazione.

12.2 Risultati delle verifiche di stabilità

12.2.1 Scorrimenti potenziali lungo superfici generiche

Le verifiche lungo superfici generiche interne all'ammasso roccioso sono state eseguite in condizioni statiche e sismiche secondo quanto previsto dalla normativa (D.M. 14/01/2008). I risultati sono sintetizzati nelle tabelle seguenti e nelle figure in cui si riportano le superfici di scorrimento corrispondenti ai valori dei coefficienti di sicurezza minimi ottenuti. La documentazione completa sulle verifiche è riportata nell'Allegato RD8.2.

I parametri di resistenza fanno riferimento ai criteri riportati nei paragrafi precedenti; l'ammasso roccioso viene caratterizzato attraverso il criterio generalizzato di Hoek-Brown facendo riferimento (in via cautelativa) alla parte più alterata di questo ultimo ($\sigma_{ci}=80$ MPa; $GSI=50$; $m_i=27$; $D=0.7$). Tali parametri sono stati

successivamente ridotti per eseguire le verifiche allo Stato Limite Ultimo; tale riduzione è stata effettuata utilizzando un valore di $\sigma_{cid}=32$ MPa lasciando invariati gli altri parametri (GSI, m_i , D) in modo tale da ottenere una riduzione di ϕ' pari a 1.25 e una riduzione di c' pari a 1.47 (quindi più cautelativa di quanto previsto dalla normativa che indica un coefficiente sulla coesione pari a 1.25 ed un coefficiente sulla resistenza a compressione di 1.6, molto inferiore al valore di 2.5 adottato).

Nelle figure seguenti si mostrano i grafici delle curve intrinseche, determinate attraverso il criterio di Hoek-Brown, rispettivamente con il valore di resistenza a compressione caratteristico ($\sigma_{cik}=80$ MPa) e ridotto ($\sigma_{cid}=32$ MPa).

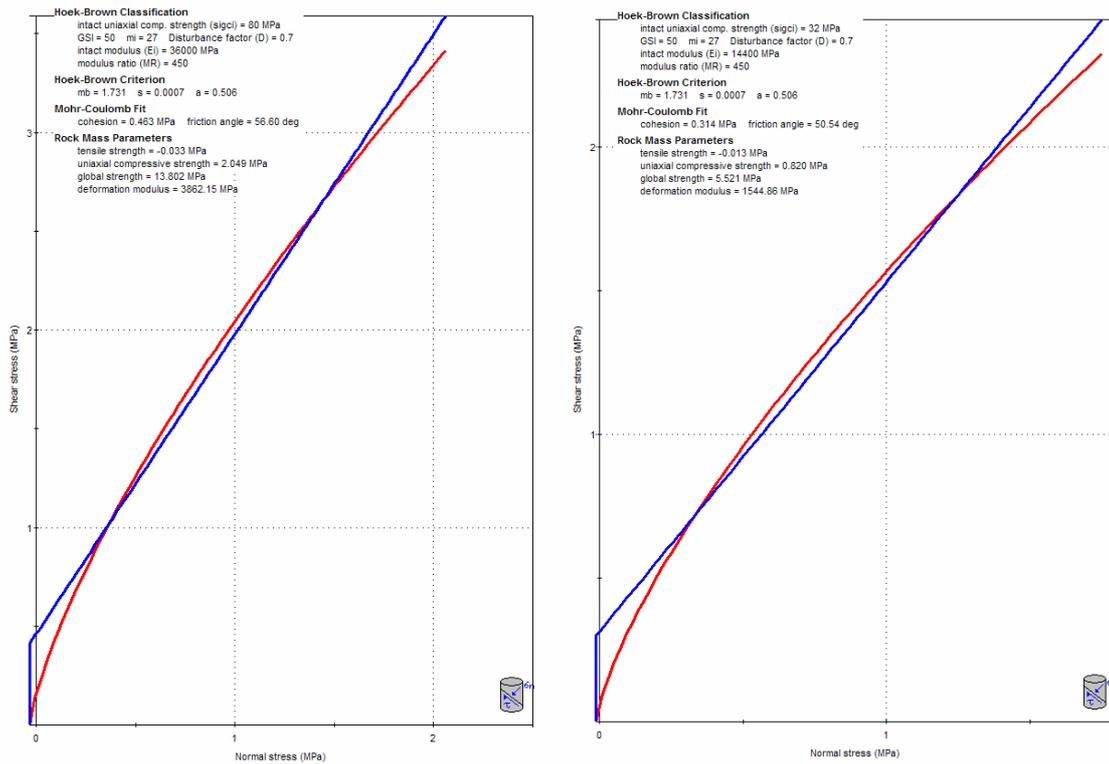


Fig. 12-4 – Criterio generalizzato di Hoek-Brown: curva intrinseca caratteristica e ridotta

12.2.1.1 Sponda destra

Si riportano i risultati ottenuti dall'analisi allo SLU (SLC) per la fase statica e la fase sismica; in entrambi i casi è garantita la stabilità con ampi margini di sicurezza ($FS > 1$).

Sponda destra	FS
SLU - condizioni statiche	1.978
SLU - condizioni sismiche	1.926

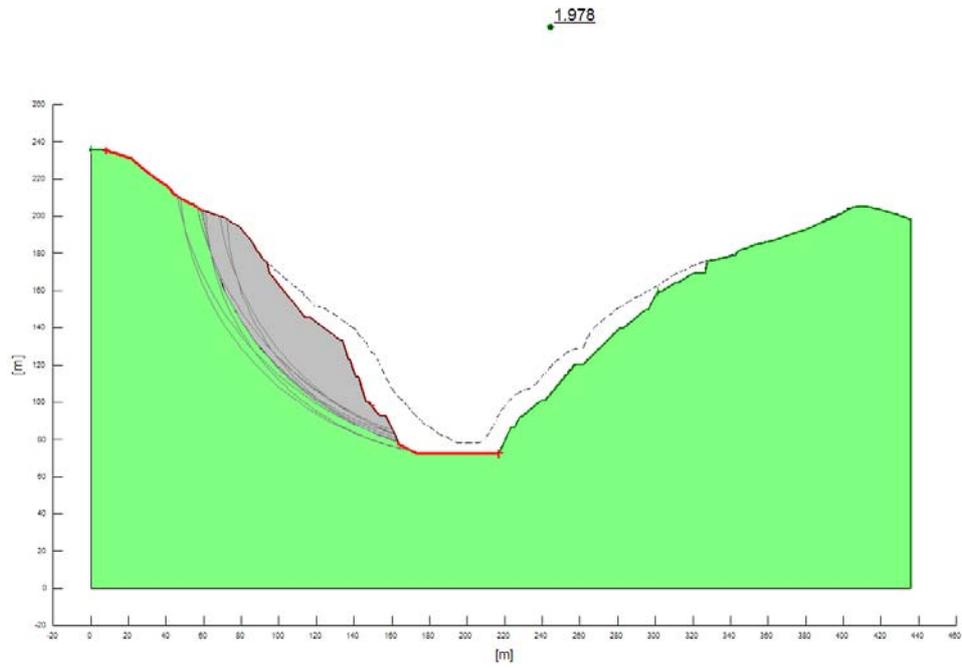


Fig. 12-5 – Sponda destra: condizioni statiche

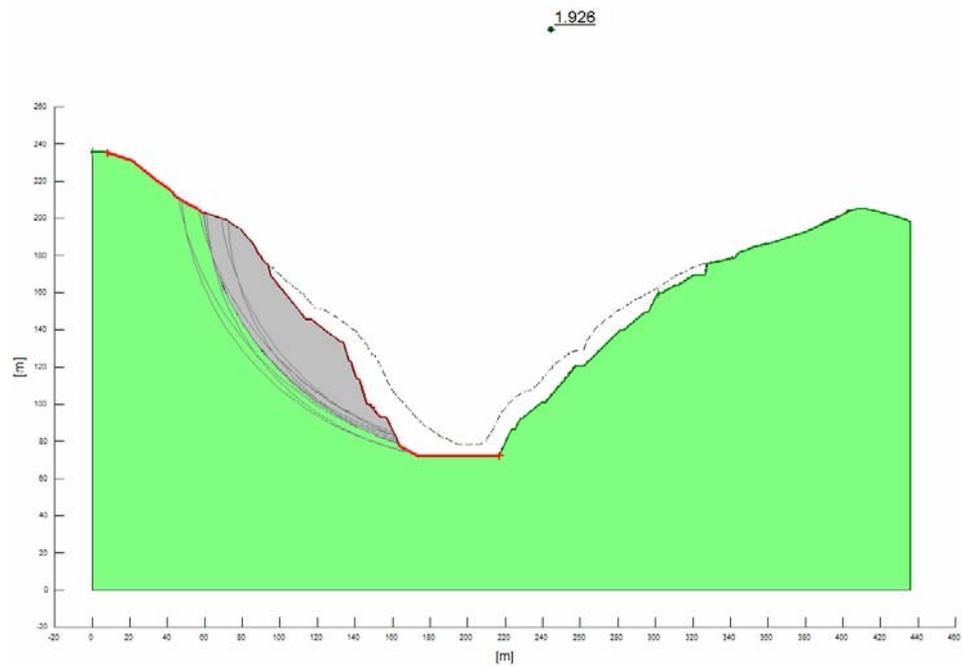


Fig. 12-6 – Sponda destra: condizioni sismiche

All'analisi suddetta è stato affiancato anche uno studio parametrico in condizioni sismiche (essendo le più gravose) per valutare la sensitività del coefficiente di sicurezza in funzione della variazione dei parametri di resistenza dell'ammasso roccioso. E' stato considerato come modello costitutivo quello di Mohr-Coulomb: nel primo caso è stato fatto variare il valore della coesione c' mantenendo costante l'angolo d'attrito ridotto allo SLU (assunto pari a 50°), nel secondo caso è stato variato l'angolo d'attrito con un valore costante della coesione pari a 150 kPa (tale valore risulta dalla riduzione del valore caratteristico pari a circa 450 kPa secondo un fattore 3 (come suggerito da alcune normative straniere¹ sulle dighe). Inoltre per entrambi i casi si riporta la "safety map" nella condizione di coefficiente di sicurezza unitario.

Nel primo caso si mostra un andamento del coefficiente di sicurezza pressoché lineare per valori di coesione compresi tra 100÷400 kPa ed una brusca diminuzione per valori inferiori.

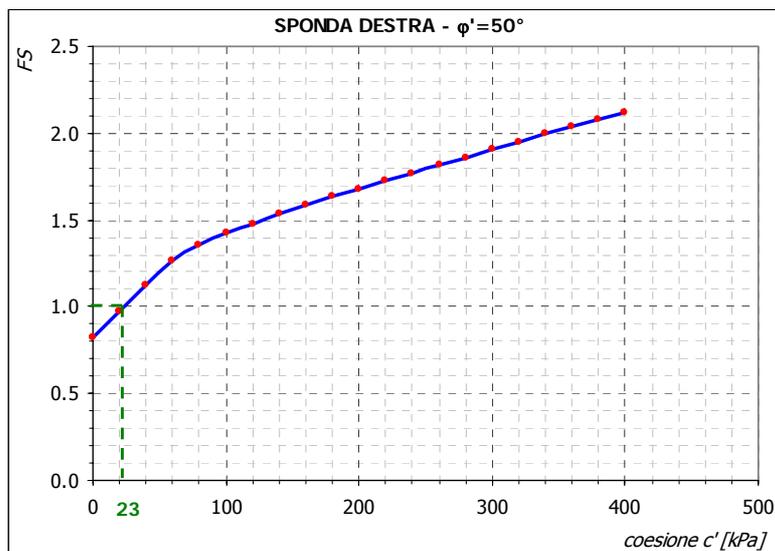


Fig. 12-7 – Sponda destra: studio parametrico ($\varphi'=50^\circ$)

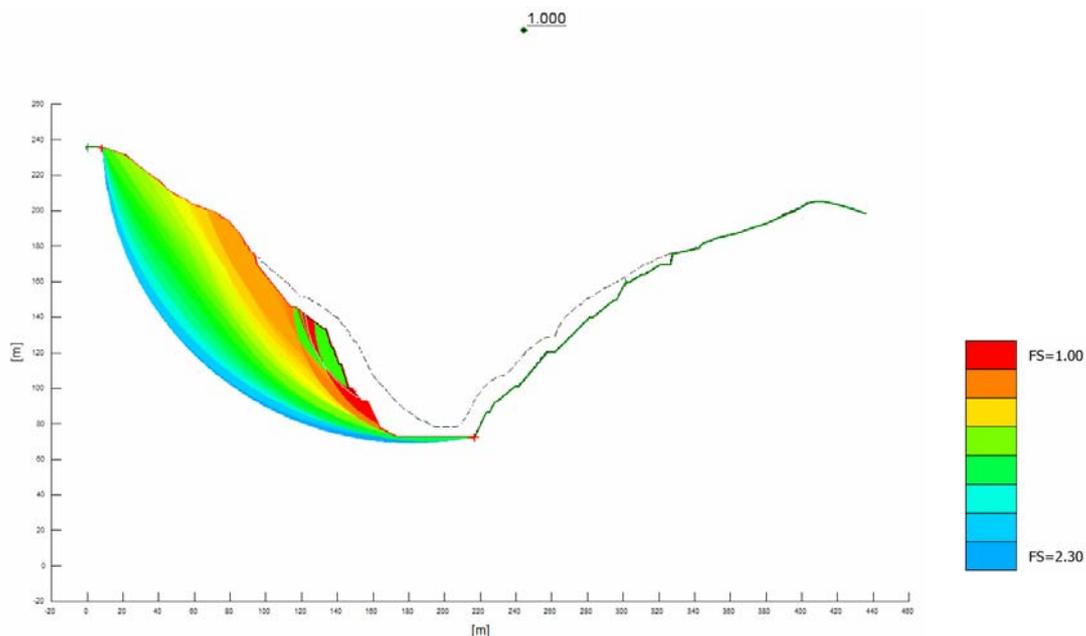


Fig. 12-8 – Sponda destra: Safety map ($c'=23$ kPa, $\varphi'=50^\circ$)

¹ SPAGNA: $F_{\text{FRICITION}}=1.2$, $F_{\text{COHESION}}=5$; FRANCIA: $F_{\text{FRICITION}}=1.5$, $F_{\text{COHESION}}=3$; PORTOGALLO: $F_{\text{FRICITION}}=1.2-1.5$, $F_{\text{COHESION}}=3-5$; SVIZZERA: $F_{\text{FRICITION}}=1.2$, $F_{\text{COHESION}}=5$; CINA: $F_{\text{FRICITION}}=1.3$, $F_{\text{COHESION}}=3$; INDIA: $F_{\text{FRICITION}}=1.5$, $F_{\text{COHESION}}=3.6-4.5$.

Come mostrato in figura 12-8, si ottiene un coefficiente di sicurezza unitario per un valore di coesione $c'=23\text{kPa}$ (con angolo d'attrito $\varphi'=50^\circ$). Il valore critico della coesione risulta molto inferiore a quello che caratterizza l'ammasso per la parte più alterata (circa 300kPa considerando la riduzione allo SLU) e sicuramente non rappresentativo dell'ammasso roccioso in questione (almeno su volumi di roccia interessati dalle potenziali superfici di scorrimento). Tali risultati, quindi, sono una ulteriore garanzia della stabilità globale del fronte di scavo.

Nella figura 12-9 si riporta la mappa dei fattori di sicurezza, relativi a tutte le possibili superfici di scorrimento, ottenuta assumendo come criterio di resistenza quello di Mohr-Coulomb con valori di $c'=150\text{kPa}$ e $\varphi'=50^\circ$. Le superfici di scorrimento potenziali, compatibili con il criterio adottato, hanno restituito valori del coefficiente di sicurezza compresi tra 1 e circa 6. Nella figura 12-9, per semplicità e maggiore chiarezza, sono state rappresentate solo le aree relative alle superfici di scorrimento con coefficiente di sicurezza compreso nel range $(1\div 2.3)$ con incrementi pari a 0.01 ed un numero di livelli pari a 130.

Nel secondo caso, lo studio parametrico è stato condotto considerando costante e pari a 150kPa la coesione caratterizzante l'ammasso e facendo variare l'angolo d'attrito φ' . I risultati ottenuti mostrano un andamento lineare per valori di φ' compresi nell'intervallo $0\div 40^\circ$ ed un maggiore aumento per valori $> 40^\circ$.

Il coefficiente unitario si ottiene per un valore di φ' pari a 33° . Anche in questo caso il valore critico dell'angolo di attrito non può considerarsi rappresentativo dell'ammasso roccioso in questione, confermando l'ampio margine di garanzie nei riguardi delle riserve di resistenza disponibili.

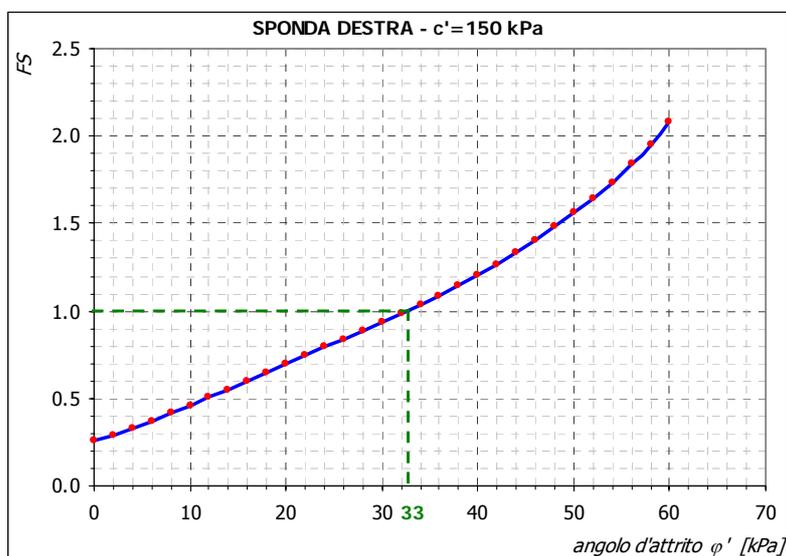


Fig. 12-9 – Sponda destra: studio parametrico ($c'=150\text{kPa}$)

La mappa dei fattori di sicurezza è mostrata nella figura che segue. I valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti da tutte le possibili superfici di scorrimento compatibili risultano essere compresi tra 1 e 27 circa. Nella figura sono state rappresentate solo le aree relative alle superfici di scorrimento con coefficiente di sicurezza compreso nel range $(1\div 1.48)$ con incrementi pari a 0.004 ed un numero di livelli pari a 120.

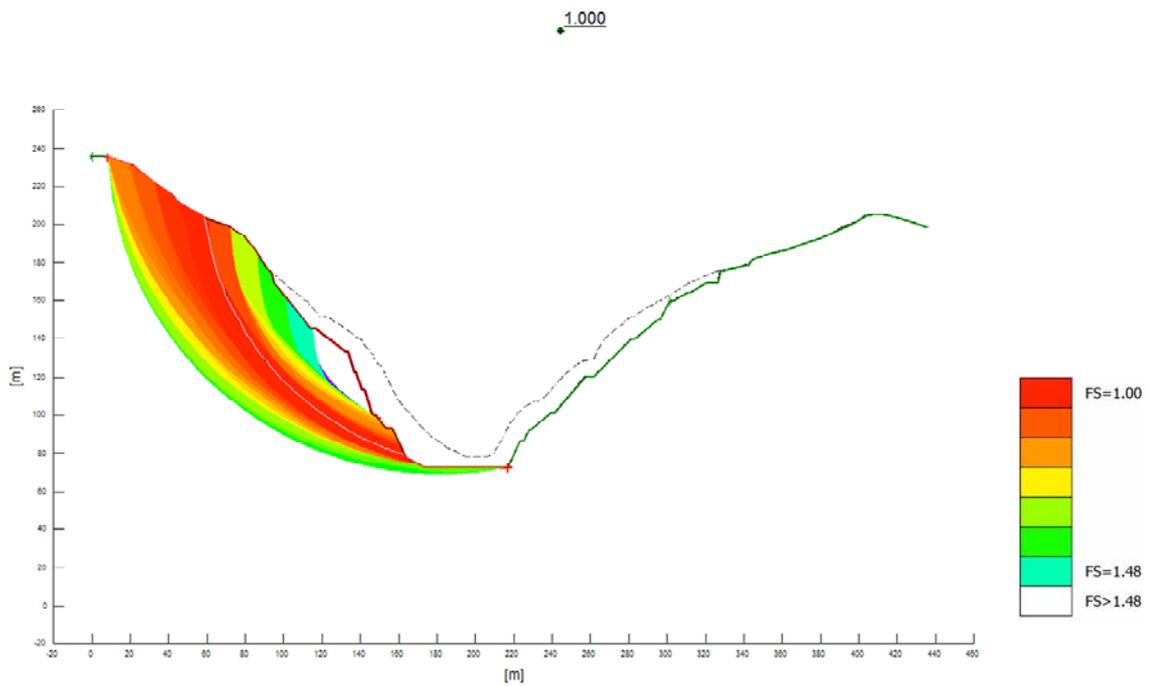


Fig. 12-10 – Sponda destra: Safety map ($c'=150^\circ$, $\phi'=33^\circ$)

12.2.1.2 Sponda sinistra

Si riportano i risultati ottenuti dall'analisi allo SLU (SLC) per la fase statica e la fase sismica.

Sponda destra	FS
SLU - condizioni statiche	2.566
SLU - condizioni sismiche	2.491

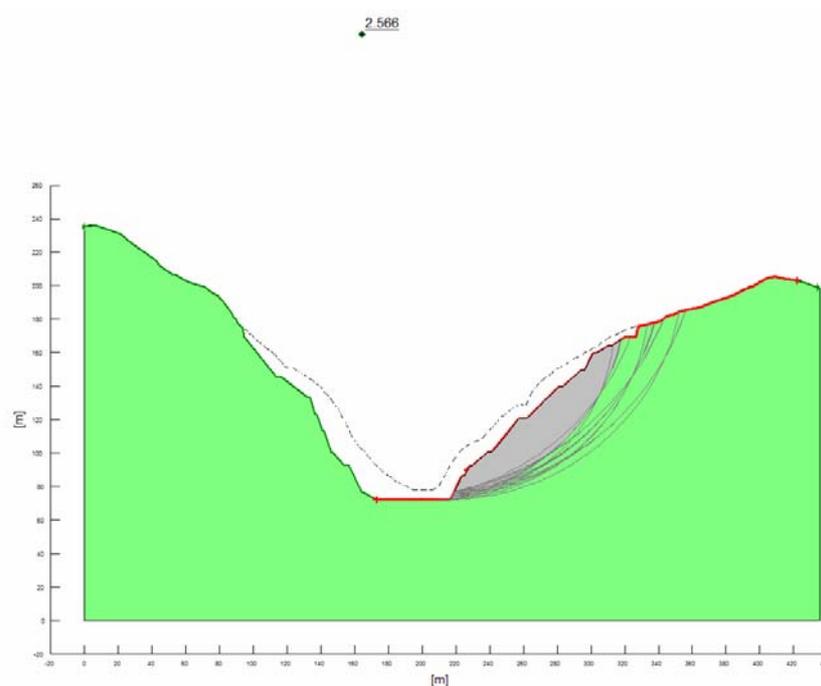


Fig. 12-11 – Sponda sinistra: condizioni statiche

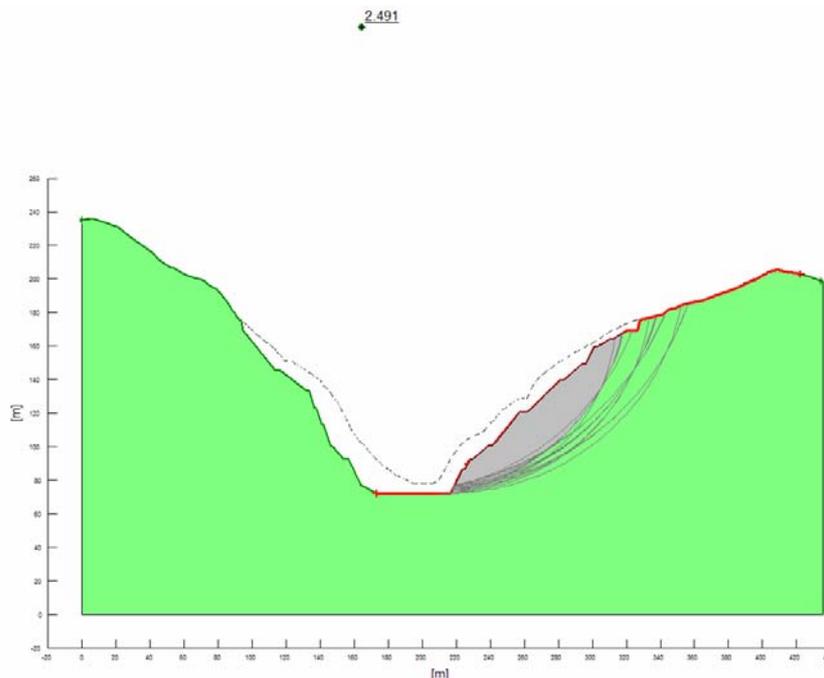


Fig. 12-12 – Sponda sinistra: condizioni sismiche

Dai risultati sopra esposti si rileva che in entrambi i casi è garantita la stabilità con ampi margini di sicurezza ($FS > 1$).

Anche per la sponda sinistra è stato effettuato lo studio parametrico volto a valutare la sensibilità del coefficiente di sicurezza in funzione della variazione dei parametri di resistenza dell'ammasso roccioso. I criteri di calcolo utilizzati sono quelli adottati in precedenza (sponda destra); per semplicità si riportano solamente i risultati ottenuti. Nel primo caso (variazione di FS in funzione di c' con φ' costante) risulta:

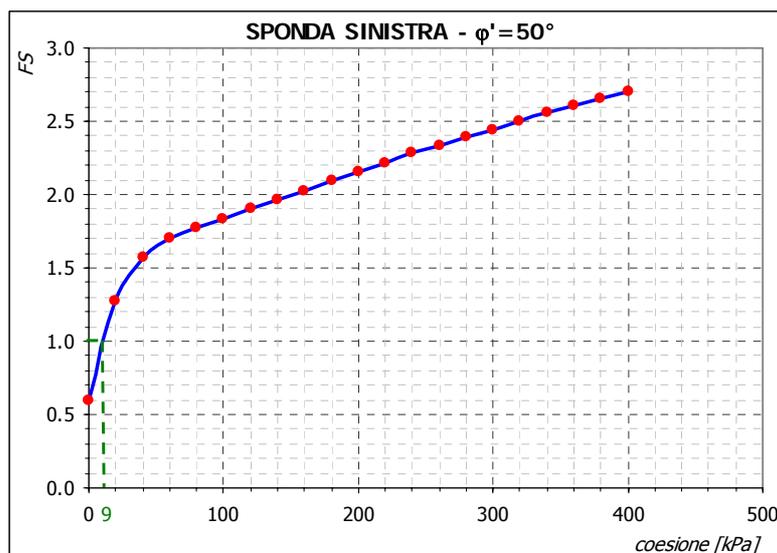


Fig. 12-13 – Sponda sinistra: studio parametrico ($\varphi'=50^\circ$)

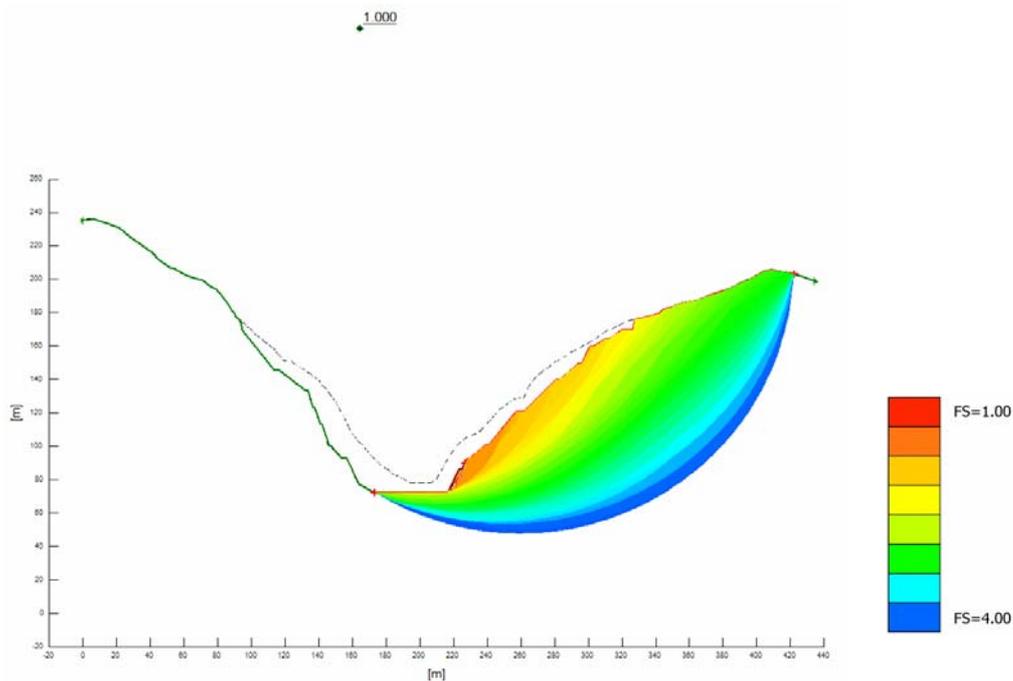


Fig. 12-14 – Sponda destra: Safety map ($c'=9^\circ$, $\varphi'=50^\circ$)

Come mostrato in figura 12-14, a parità di angolo d'attrito $\varphi'=50^\circ$, si ottiene un valore unitario del coefficiente di sicurezza con una coesione addirittura quasi prossima a zero ($c'=9\text{kPa}$).

La mappa dei coefficienti, ottenuta utilizzando come parametri di resistenza $c'=9\text{ kPa}$ e $\varphi'=50^\circ$, rappresenta solo le aree relative alle superfici di scorrimento con coefficiente FS compreso nel range (1÷4) con incrementi pari a 0.02 ed un numero di livelli pari a 150.

Nel secondo caso (variazione di FS in funzione di φ' con c' costante), lo studio effettuato ha fornito i seguenti risultati:

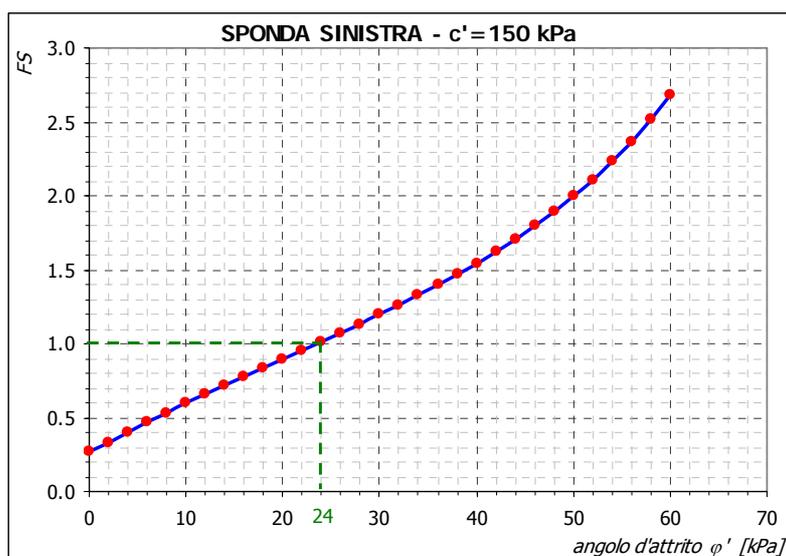


Fig. 12-15 – Sponda destra: studio parametrico ($c'=150\text{ kPa}$)

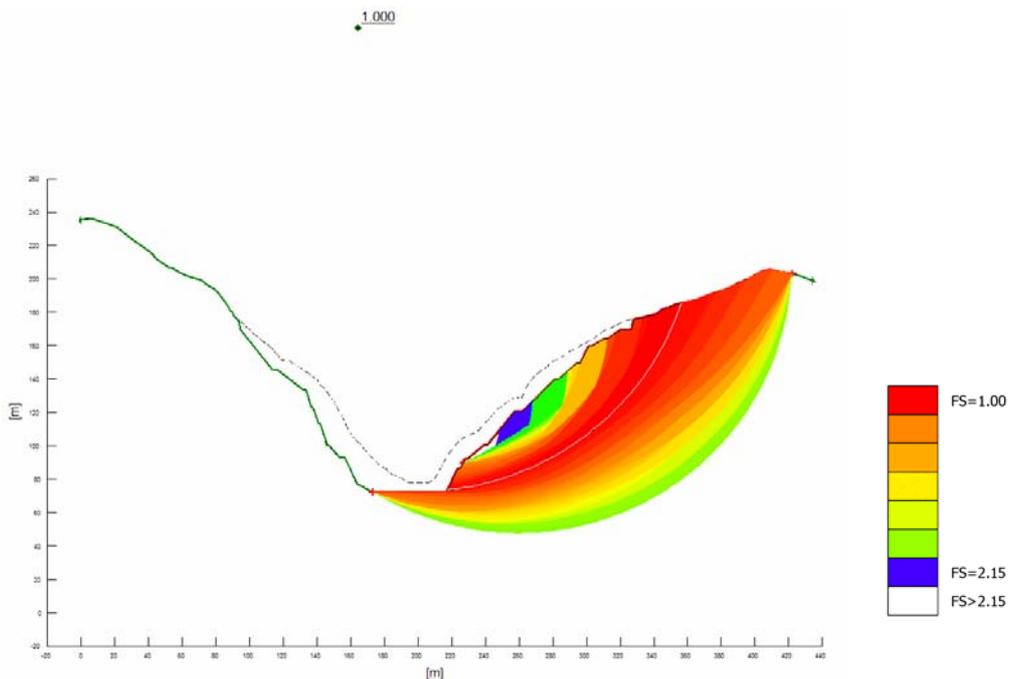


Fig. 12-16 – Sponda destra: Safety map ($c'=150^\circ$, $\varphi'=24^\circ$)

Considerando costante il valore della coesione $c'=150$ kPa, si ottiene un valore unitario del coefficiente di sicurezza in corrispondenza del valore dell'angolo d'attrito pari a 24° .

La mappa dei coefficienti, ottenuta utilizzando come parametri di resistenza $c'=150$ kPa e $\varphi'=24^\circ$, mostra solo le aree relative alle superfici di scorrimento con coefficiente FS compreso nel range (1÷2.15) con incrementi pari a 0.01 ed un numero di livelli pari a 115.

Le analisi di sensitività condotte sulla sponda sinistra hanno evidenziato riserve di resistenza disponibili ancora maggiori rispetto a quanto evidenziato per la sponda destra, come era da attendersi vista la minore acclività della sponda sinistra.

12.2.2 Scorrimenti potenziali lungo superfici piane predefinite

Per la verifica dei potenziali scorrimenti lungo superfici piane, sono state individuate quattro situazioni tipo: 2 per la sponda destra e 2 per quella sinistra. Individuate per queste ultime inclinazione ed immersione dei fronti di scavo interessati, sono state selezionate le famiglie di giunti che possono creare situazioni critiche. Le verifiche sono state condotte considerando una forza sismica definita secondo le relazioni riassunte nel paragrafo 4.5 ed ipotizzando condizioni idrauliche del tipo mostrato nella figura che segue.

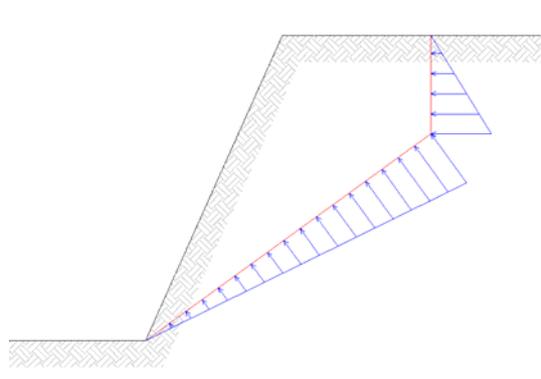


Fig. 12-17 – Schematizzazione idraulica ipotizzata nell'analisi degli scorrimenti in condizioni piane

Tale assunzione schematizza la situazione che può verificarsi in occasione di intense precipitazioni in una scarpata usualmente drenata in cui la circolazione di acqua avviene unicamente lungo i giunti esistenti. Nello specifico è stato considerato un riempimento dei giunti pari al 50%.

Nelle tabelle che seguono sono sintetizzati i risultati ottenuti in condizioni sismiche effettuando un'analisi allo SLU (SLC); nei casi in cui il coefficiente di sicurezza è risultato inferiore o assai prossimo all'unità, si è ipotizzato un intervento di consolidamento attraverso chiodature.

SPONDA DESTRA		<i>Verifica 1</i>	<i>Verifica 2</i>
Inclinazione pendio superiore	[°]	31	35
Inclinazione pendio inferiore	[°]	65	71
Inclinazione giunto	[°]	48	48
FS (senza chiodatura)	[-]	0.37	0.36
FS (con chiodatura)	[-]	1.10	1.15
Resistenza a taglio richiesta per i chiodi	[ton/m]	48.0	18.0
Lunghezza cuneo lungo pendio inferiore	[m]	17.7	10.6

SPONDA SINISTRA		<i>Verifica 3</i>	<i>Verifica 4</i>
Inclinazione pendio superiore	[°]	38	27
Inclinazione pendio inferiore	[°]	63	61
Inclinazione giunto	[°]	40	51
FS (senza chiodatura)	[-]	0.56	0.27
FS (con chiodatura)	[-]	1.11	1.13
Resistenza a taglio richiesta per i chiodi	[ton/m]	29.0	20.0
Lunghezza cuneo lungo pendio inferiore	[m]	15.7	11.4

Per ulteriori dettagli si rimanda a quanto riportato, in forma di tabelle e grafici, nello specifico documento allegato alla presente Relazione.

12.2.3 Scorrimento di cunei tridimensionali

I risultati delle analisi tridimensionali sui cunei di roccia sono mostrati nelle tabelle seguenti; fanno riferimento alla condizione sismica allo SLU (essendo la più gravosa in termini di coefficiente di sicurezza). Anche in questo caso le verifiche sono state condotte assumendo, come ipotesi, condizioni idrauliche con riempimento dei giunti pari al 50%. Sono state esaminate tutte le possibili combinazioni di giunti per i fronti di scavo principali e per i fronti di scavo laterali: nei casi in cui il coefficiente di sicurezza è risultato essere <1 o prossimo ad 1, si è ipotizzato un intervento di consolidamento del fronte di scavo attraverso chiodature.

Si riporta, a titolo d'esempio, uno schema grafico in cui è riportata una proiezione stereografica tipo con la relativa rappresentazione tridimensionale del cuneo.

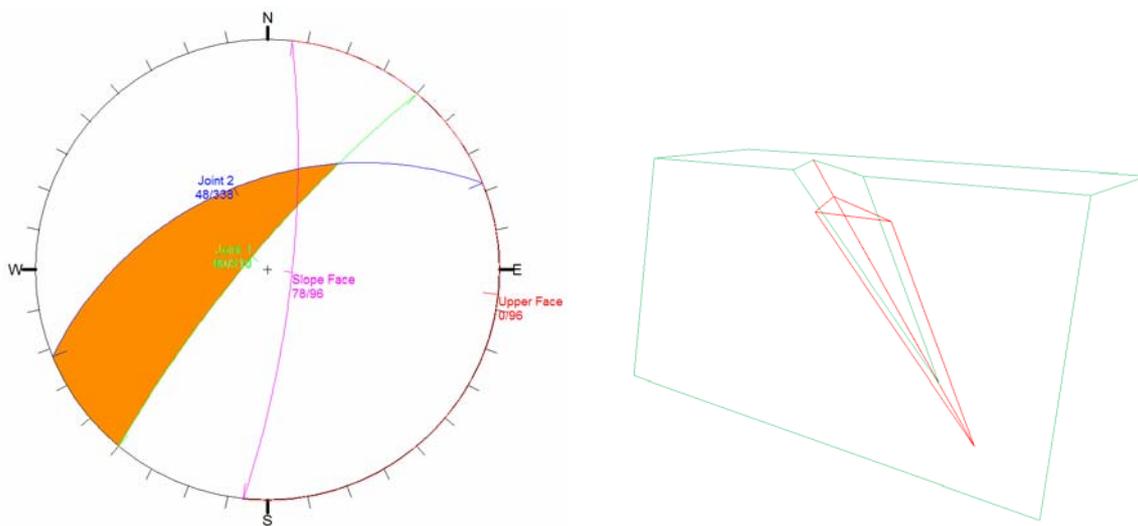


Fig. 12-18 – Proiezione stereografica e rappresentazione tridimensionale del cuneo

SPONDA DESTRA - Scavo laterale		<i>Stazione 12</i>	<i>Stazione 13</i>	<i>Stazione 14</i>
Wedge weight	<i>[ton]</i>	19.20	81.04	29.43
Wedge area (slope)	<i>[m²]</i>	7.24	21.01	5.30
FS (senza chiodatura)	<i>[-]</i>	2.54	0.74	4.32
FS (con chiodatura)	<i>[-]</i>	-	1.11	-
Resistenza a taglio richiesta per i chiodi	<i>[ton]</i>	-	15	-

SPONDA SINISTRA - Scavo principale		<i>Stazione 6</i>	<i>Stazione 8</i>	<i>Stazione 9</i>	<i>Stazione 15</i>
Wedge weight	<i>[ton]</i>	1.09	2.43	2.17	1.93
Wedge area (slope)	<i>[m²]</i>	1.62	6.27	7.00	2.33
FS (senza chiodatura)	<i>[-]</i>	3.46	0.96	0.79	0.72
FS (con chiodatura)	<i>[-]</i>	-	1.54	1.87	1.61
Resistenza a taglio richiesta per i chiodi	<i>[ton]</i>	-	1	2	1

SPONDA SINISTRA - Scavo laterale		<i>Stazione 5</i>	<i>Stazione 6</i>	<i>Stazione 6</i>	<i>Stazione 7</i>
Wedge weight	<i>[ton]</i>	113.13	22.52	11.92	7.63
Wedge area (slope)	<i>[m²]</i>	37.03	14.05	14.18	9.22
FS (senza chiodatura)	<i>[-]</i>	0.48	0.18	0.48	0.51
FS (con chiodatura)	<i>[-]</i>	1.11	1.16	1.15	1.41
Resistenza a taglio richiesta per i chiodi	<i>[ton]</i>	54	21	6	5

SPONDA SINISTRA - Scavo laterale		<i>Stazione 7</i>	<i>Stazione 7</i>	<i>Stazione 8</i>	<i>Stazione 8</i>
Wedge weight	<i>[ton]</i>	21.86	8.21	1.40	1.47
Wedge area (slope)	<i>[m²]</i>	12.36	9.41	2.52	2.92
FS (senza chiodatura)	<i>[-]</i>	0.96	0.39	0.74	0.72
FS (con chiodatura)	<i>[-]</i>	1.18	1.23	1.73	1.84
Resistenza a taglio richiesta per i chiodi	<i>[ton]</i>	3	5	1	1

SPONDA SINISTRA - Scavo laterale		<i>Stazione 9</i>	<i>Stazione 9</i>	<i>Stazione 11</i>
Wedge weight	<i>[ton]</i>	2.11	2.80	11.33
Wedge area (slope)	<i>[m²]</i>	1.26	4.69	12.9
FS (senza chiodatura)	<i>[-]</i>	1.62	1.62	1.63
FS (con chiodatura)	<i>[-]</i>	-	-	-
Resistenza a taglio richiesta per i chiodi	<i>[ton]</i>	-	-	-

Per ulteriori dettagli si rimanda a quanto riportato, in forma di tabelle e grafici, nello specifico documento allegato alla presente Relazione.

12.3 Interventi di consolidamento

Dalle analisi condotte è emerso che per le situazioni in cui risulta una potenziale instabilità di cunei o comunque di porzioni più o meno corticali dell'ammasso roccioso, sono necessari e sufficienti semplici interventi di chiodatura, del tipo usualmente adottati per problemi del genere.

Si precisa che tali interventi, come relazionato nei paragrafi che precedono, sono stati dimensionati considerandoli di tipo permanente – con riferimento all'azione sismica – mentre gli stessi assumono un carattere unicamente provvisorio; ciò al fine di assicurare comunque un ampio margine di sicurezza alle maestranze in fase di scavo.

Le verifiche delle chiodature sono state effettuate considerando una resistenza del singolo chiodo per semplice taglio, con un valore di resistenza allo SLU pari a circa 130 kN (vedi allegato delle verifiche geotecniche).

Gli interventi di chiodatura sono stati previsti in tutte le situazioni in cui le analisi di stabilità condotte con i criteri prima descritti hanno evidenziato coefficienti di sicurezza inferiori o prossimi all'unità.

Tali interventi sono quindi stati estesi sulle porzioni delle superfici di scavo che, da una analisi preliminare, potrebbero essere interessate dalle stesse condizioni geometriche e geomeccaniche di quelle risultate critiche.

Ovviamente tale previsione ha solo un carattere statistico in quanto è irrealistico prevedere, in questa fase, quelle che potrebbero essere tutte le condizioni di giacitura e di geometria locale delle potenziali superfici di discontinuità dell'ammasso. Tale accertamento sarà possibile solo in seguito all'apertura degli scavi che quindi, proprio alla luce di queste considerazioni, dovranno essere costantemente e dettagliatamente monitorati con puntuali rilievi geomeccanici. A seguito di tali accertamenti saranno definite e dettagliate le tipologie di intervento e l'estensione degli stessi.

Questo criterio risponde peraltro ad una metodologia progettuale ormai consolidata e accettata anche dalla normativa (Metodo osservazionale, art. 6.2.4 delle NTC DM14/1/2008).

Con criterio conservativo, per la sola computazione economica degli interventi di consolidamento, si è fatto riferimento ad una superficie dei fronti di scavo da consolidare pari al 50% del totale delle superfici dei fronti di scavo.

Si è fatto riferimento ad un intervento di chiodature \varnothing 26mm L = 5m disposti con maglia a quinconce 2.5x2.5m; nelle zone di maggiore fratturazione sarà previsto anche un intervento di protezione corticale con rete e spritz-beton (ovviamente solo delle superfici di scavo che non costituiscono la fondazione della diga, che invece sarà soggetta agli usuali metodi di pulitura e regolarizzazione).

13 PERMEABILITÀ DELL'AMMASSO ROCCIOSO E SCHERMI

13.1 Caratteristiche di permeabilità dell'ammasso roccioso

Trattandosi di un ammasso roccioso, lo schema con il quale avviene la circolazione delle acque nel sottosuolo non può essere ricondotto ad un mezzo omogeneo e poroso come per i terreni, poiché tale circolazione avviene solo attraverso le fessure della roccia; quest'ultima infatti, a livello di litotipo intatto, è da considerare tecnicamente impermeabile.

Le osservazioni di superficie e sulle carote dei sondaggi hanno indicato che, tranne alcune porzioni di roccia particolari, la maglia delle fratture con la quale è suddiviso l'ammasso roccioso non ha una estensione e una frequenza tale da delineare la possibilità di intense circolazioni idriche, soprattutto alla luce delle dimensioni di apertura delle fratture, risultate molto piccole e rapidamente decrescenti in profondità.

Per tale motivo, nelle valutazioni quantitative della permeabilità degli ammassi rocciosi, non si farà riferimento al classico coefficiente di permeabilità K (m/s), che è adatto come detto per mezzi omogenei e porosi, ma si terrà conto dei criteri dell'Unità Lugeon (descritta in precedenza) che viene usualmente presa come base di riferimento per la progettazione e l'esecuzione dello schermo di tenuta delle dighe.

13.2 Valutazioni complessive dei risultati delle prove

Come precedentemente detto, i risultati prove di assorbimento hanno indicato che l'ammasso roccioso è caratterizzato da un grado di permeabilità apprezzabile (per la presenza di fessure più o meno aperte) solo nell'ambito dei primi 10-20 m dal p.c. attuale dove sono stati misurati valori superiori a 5U.L..

A profondità maggiori gli assorbimenti sono stati generalmente molto scarsi (U.L. molte volte nulli o generalmente compresi tra 1 e 2). L'ammasso è praticamente impermeabile a profondità superiori a 40 m (dove le prove Lugeon hanno riscontrato assorbimenti nulli anche con pressioni elevate di iniezione).

13.3 Schermo di impermeabilizzazione in progetto

La necessità di un trattamento di impermeabilizzazione della roccia di fondazione è richiesta essenzialmente per i seguenti motivi

- ✓ Limitare le perdite d'acqua per filtrazione attraverso la roccia di fondazione verso valle;
- ✓ Limitare il valore delle pressioni interstiziali nella roccia di fondazione;
- ✓ Evitare che le acque di percolazione dilavino e trascinino i materiali fini presenti eventualmente nelle fessure.

Nel quadro della situazione accertata con le prove di assorbimento in sito, si delinea la necessità di realizzare uno schermo di tenuta solo nella prima porzione dell'ammasso roccioso. Nella pratica progettuale si può ritenere adeguato lo schermo di tenuta quando i valori di assorbimento nei fori di controllo non superino valori di 1-2 UL. Tenuto conto dei valori di assorbimento ottenuti in fase di indagine è da ritenere che tali requisiti potranno essere raggiunti senza particolari difficoltà.

Nei riguardi della tenuta idraulica generale del bacino, non sono stati individuati motivi stratigrafici e/o tettonici che forniscano indizi circa la possibilità di aggiramenti e perdite del serbatoio. La buona tenuta d'insieme del bacino è del resto testimoniata dal comportamento dell'attuale invaso, che non ha fornito problemi di alcun tipo indicando un grado di permeabilità delle rocce di imposta del serbatoio molto scarso. L'aumento di circa 35m del futuro livello di invaso rispetto a quello attuale non dovrebbe fornire problemi aggiuntivi rispetto a quelli finora affrontati.

Ai fini del dimensionamento del previsto schermo di tenuta, in genere, ai fini pratici, si ricorre a criteri empirici che fissano la profondità del foro di iniezione in funzione dell'altezza dello sbarramento: ad esempio il Bureau of Reclamation U. S. A. propone di proporzionare la profondità degli schermi mediante la regola pratica: $l=H/3+c$

in cui H = altezza dello sbarramento, l=profondità del foro, c=coefficiente dipendente dalle caratteristiche del terreno e variabile fra 7.5 e 21 m.

Nel caso specifico, essendo H pari a circa 80 m, si può ritenere ragionevole fissare l in 40 m, corrispondente, peraltro, alla profondità alla quale le prove di permeabilità hanno fornito assorbimenti tecnicamente nulli.

In merito ai fori del velo laterale, si ritiene ragionevole ridurre gradatamente la relativa profondità all'aumentare della quota di imposta, fino a minimi dell'ordine di 20 m.

E' stata prevista una tipologia di schermo che prevede 3 file di fori disposti a quinconce. Si eseguiranno prima i fori di ispezione preventiva con prove d'acqua; i risultati delle prove serviranno anche per stabilire la profondità definitiva dello schermo oltre che per decidere la composizione più opportuna ed il volume delle miscele da iniettare. Dopo aver completato lo schermo saranno eseguiti altri fori, anche inclinati attraverso lo schermo, alcuni dei quali a carotaggio, che serviranno per la verifica dei risultati dell'impermeabilizzazione tramite prove di assorbimento.

Interventi speciali, in termini di infittimento dei fori di iniezione e/o di lunghezza di trattamento, potranno essere decisi in corrispondenza delle zone più disturbate tettonicamente (ad es. in corrispondenza degli allineamenti tettonici in sponda destra). Tali interventi speciali potranno essere decisi in corso di esecuzione, alla luce anche dei rilevati da condurre sui fronti di scavo delle fondazioni e dei risultati delle prove di assorbimento.

La pressione di iniezione viene prescelta con criteri diversi, spesso empirici, tenendo in conto la natura delle rocce di imposta e lo stato fessurativo riscontrato. Una delle regole in uso è quella di fare corrispondere ad ogni metro di foro lungo la verticale un aumento di pressione che usualmente viene posta pari a 1 kg/cm^2 ; come ulteriore regola empirica può inoltre essere presa a riferimento quella che commisura la pressione di iniezione a circa il doppio di quella che si determinerà, a serbatoio pieno, nel generico punto in profondità. Ad esempio, nel caso specifico, potrà essere presa a riferimento come pressione massima di iniezione, a fondo foro, la pressione pari a $p=2(4 + 8) = 24 \text{ kg/cm}^2$.

Tali valori sono da ritenere del tutto indicativi, in quanto, prima di passare alla progettazione esecutiva dello sbarramento, occorrerà verificare tali orientamenti, adottando come schema metodologico, quello GIN (Grouting Intensity Number) proposto da Lombardi e Deere (1993).

Secondo il metodo "GIN", i criteri fondamentali da seguire nel processo di iniezione di ammassi rocciosi fessurati con miscele cementizie dipendono essenzialmente da un parametro che rappresenta l'intensità d'iniezione (misura dell'energia applicata): cioè, il numero GIN, determinato dal prodotto della pressione finale per il volume di miscela iniettato.

Con tale metodo si intende essenzialmente escludere l'uso di pressioni elevate in concomitanza a considerevoli volumi d'iniezione, per limitare il rischio di idrofratturazione dell'ammasso.

Come criteri di applicazione del metodo GIN dovrà tenersi presente che dovrà preliminarmente essere individuata una miscela di iniezione, che in prima istanza può essere così composta:

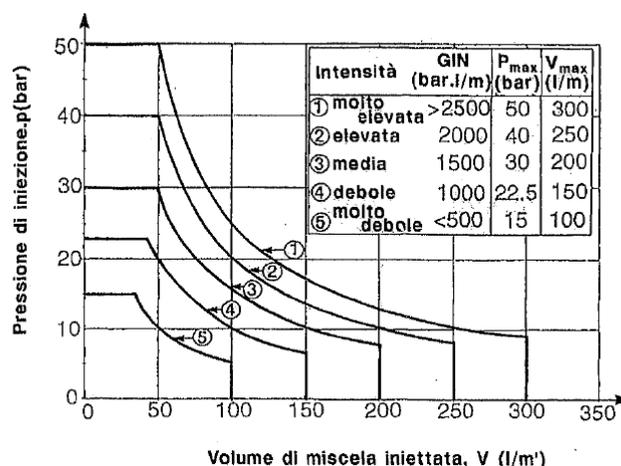
- Rapporto acqua/cemento A/C= 0.6÷0.7
- Cemento: fine tipo Portland CEM I 52,5. Valore Blaine $\approx 3.000 \text{ cm}^2/\text{gr}$.
- Viscosità Marsh: 38-42 s
- Decantazione: max 5% dopo 120 min
- Resistenza a compressione della miscela indurita (a 28 gg) 15÷20 MPa

Successivamente dovrà operarsi in modo da:

- iniettare la miscela prescelta con una portata costante alla pompa, che determini un graduale aumento della pressione man mano che la miscela penetra nelle fessure;
- restituire in tempo reale mediante sistema informatico i valori della pressione e degli assorbimenti volumetrici;
- imporre il blocco dell'iniezione quando la curva pressione-volume, riferita ad un tratto di foro di lunghezza unitaria, interseca la curva limite definita dal numero GIN prestabilito, che per ogni zona trattata dipende dalle caratteristiche geotecniche e dagli obiettivi finali richiesti dal progetto.

La perforazione di fori intermedi potrà essere tralasciata laddove l'assorbimento dei fori vicini delle serie precedenti non abbia raggiunto, per esempio, il valore di $V=0.5 \times \text{GIN}/p_{\text{max}}$.

Per il parametro GIN si riportano nel seguito le curve per varie intensità di iniezione.



Nel caso in esame verrà adottata una intensità di iniezione "elevata" (curva 2 della figura precedente) con i seguenti parametri:

$$P_{\text{max}} = 40 \text{ bar} \quad V_{\text{max}} = 250 \text{ l/m} \quad \text{GIN} = 2.000 \text{ bar l/m}$$

Per le prove più superficiali (tra 15 e 5m) sarà adottata invece la curva 4 (GIN = 1.000 bar l/m).

13.4 Sistema di drenaggio

Le attuali norme tecniche di cui al D.M. 1982 prevedono, in maniera cogente, per le dighe murarie a gravità ordinaria, la presenza di canne drenanti in fondazione e lungo ipotetici piani nel corpo murario in elevazione al fine di poter assumere, nei calcoli delle verifiche di stabilità allo scorrimento, un ridotto andamento delle sottopressioni agenti.

Tale disposizione non risulta altrettanto impositiva per il tipo di struttura (a volta) in progetto, nei confronti delle prescritte verifiche tensionali.

Ciò nonostante, nel caso in esame, si è comunque preferito dotare la struttura di un sistema drenante del tutto conforme a quello previsto dalle norme per le dighe a gravità.

Tale scelta è stata adottata, cautelativamente, anche in ragione dello sviluppo della sezione tipo dello sbarramento che, nella parte basale, assume rilevanti spessori in relazione alla presenza dello scivolo e del risvolto a salto di ski sagomati sul corpo diga.

In aggiunta a tale aspetto occorre evidenziare che la linea dei drenaggi consentirà anche di individuare con immediatezza eventuali difetti di tenuta che dovessero manifestarsi nel corpo diga o in fondazione nel corso dell'esercizio dell'impianto e quindi di attuare i conseguenti eventuali interventi manutentivi.

Dal punto di vista geotecnico, l'accoppiamento dell'insieme delle linee di drenaggio, approfondite nella roccia di base per una decina di metri, e del previsto schermo di tenuta, costituisce un sicuro elemento di difesa nei confronti delle possibili permeazioni in relazione alle riscontrate modeste caratteristiche di permeabilità dell'ammasso roccioso per fessurazione.

14 ASPETTI DI ULTERIORE APPROFONDIMENTO IN FASE DI PROGETTAZIONE ESECUTIVA

Come detto in precedenza, il complessivo quadro geotecnico della zona di imposta e dell'invaso, ricostruito sulla base delle investigazioni e rilievi condotti, nonché sulla base dell'analisi critica del più che soddisfacente comportamento della diga esistente, ha fornito un quadro ampiamente convincente per il rilascio di un giudizio circa la sicura idoneità del sito per la costruzione di una diga del tipo di quella prescelta.

Ovviamente tale giudizio favorevole, in fase di progettazione esecutiva, dovrà trovare ulteriore conferma mediante l'esecuzione di investigazioni integrative in spalla destra, che ancorché previste nella fase di progettazione definitiva, non sono state eseguite per oggettive difficoltà di accesso, reso possibile solo attraverso mezzi di trasporto in elicottero (peraltro comunque ampiamente impiegato per l'esecuzione delle indagini condotte nella presente fase progettuale definitiva) e di posizionamento delle piazzole di attacco del fronte da investigare, da approntare solo mediante l'ausilio di rocciatori.

In fase di progettazione esecutiva dovrà inoltre essere tarato, mediante opportune prove di iniezione/cementazione di fori sull'imposta della diga, lo schermo di tenuta, da condurre con riferimento al descritto metodo GIN; ad ogni modo tale approfondimento fornirà solamente elementi quantitativi in quanto dall'insieme delle prove di assorbimento eseguite sono emersi elementi di assoluta tranquillità.

15 BIBLIOGRAFIA

- Barton N. Lien R. and Lunde J. (1974) "*Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*". Rock Mechanics, 6, 4 183-236
- Barton, N. (1976). "*The shear strength of rock and rock joints*". Int. J. Rock Mech. Min. Sci.& Geomech. Abstr. 13, 1-24.
- Barton, N.R. and Bandis, S.C. (1990) "*Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice*". In Rock Joints, Proc. Int. Symp. On Rock Joints, Loeen, Norway (Eds. N Barton and O. Staphansson), 603-610. Rotterdam, Balkema
- Bieniawski, Z.T. (1974) "*Geomechanics Classification of Rock Masses and Its Application in Tunneling*". In Proc., Third International Congress on Rock Mechanics, Denver, National Academy of Sciences, Washington, D.C., Vol. 2, Part 2, pp. 27-32.
- Bieniawski Z. T. (1989). "*Engineering rock mass classifications*". John Wiley and Sons, New York
- Deere D.U. (1968). Chapter 1: "*Geological considerations*". In Rock Mechanics in Engineering Practice (eds. Stagg K.G. and Zienkiewicz, O.C.), 1-20. London: John Wiley and Sons.
- Deere, D.U. (1989). "*Rock quality designation (RQD) after 20 years*". U.S. Army Corps Engrs Contract Report GL-89-1. Vicksburg, MS: Waterways Experimental Station.
- Deere, D.U. and Deere, D.W. (1988). "*The rock quality designation (RQD) index in practice*". In Rock classification systems for engineering purposes, (ed. L. Kirkaldie), ASTM Special Publication 984, 91-101. Philadelphia: Am. Soc. Test.Mat.
- Deere, D.U., Hendron, A.J., Patton, F.D. and Cording, E.J. (1967). "*Design of surface and near surface construction in rock*". In Failure and breakage of rock, proc. 8th U.S. symp. rock mech., (ed. C. Fairhurst), 237-302. New York: Soc. Min. Engrs, Am.Inst. Min. Metall. Petrolm Engrs.
- Marinos, P.G. e Hoek, E. (2000) "*GSI: A geological friendly tool for rock mass strength estimation*". Proceedings of the International Conference on Geotechnical & Geological Engineering (GeoEng 2000), Technomic Publishing Co. Inc., pp 1422-1440, Melbourne, Australia.
- Marinos, P. e Hoek, E. (2001) "*Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch*". Bull. Enggg. Geol. Env. 60, 85-92.
- Hoek E. & Brown E.T. (1980) "*Underground Excavations in Rock*", The Institution of Mining and Metallurgy, Londra.
- Hoek E. e Brown E.T. (1980) "*Empirical strength criteria for rock masses*", J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 106, no. GT9, 1013-1035.
- Hoek, E. (1983) "*Strength of jointed rock masses*" 23rd Rankine Lecture, Géotechnique, 33(3): 187-223.
- Hoek, E. e E. T. Brown (1988) "*The Hoek-Brown Failure Criterion-A 1988 Update*" In Proc., 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, University of Toronto, Canada.
- Hoek, E. (1994) "*Strength of rock and rock masses*" ISRM News Journal, 2(2), 4-16
- Hoek, E., Kaiser P.K., Bawden W.F. (1995) "*Support of underground excavations in hard rock*" p. 215. Rotterdam, Balkema..
- Hoek & Brown (1997) "*Practical Estimates of Rock Mass*" Int. J. Rock Mech. Vol. 34(8) – pp. 1165-1186

- Hoek, E., Carranza-Torres, C.T. e Corkum, B. (2002) "*Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition*" Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002.
- Hoek, E and Diederichs, M. (2006). "*Empirical estimates of rock mass modulus*". Int. J Rock Mech. Min. Sci., 43, 203–215
- Housby A.C. (1976) "*Routine interpretation of the Lugeon water-test*" Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology.1976; 9: 303-313
- ISRM (1978) – "*Suggested methods for the quantitative description of rock masses and discontinuities*". Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 15, 319-368
- ISRM (1979) – "*Suggested methods for determining in situ deformability of rock*" Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr., 16, 195-214
- ISRM (1979) – "*Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials*". Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr., 16, 135-140
- ISRM (1981) – "*Suggested methods for determining shear strength*". In Rock Characterization, Testing and Monitoring (Edited by E. T. Brown), 129-140, Pergamon Press, Oxford
- ISRM (1981) "*Basic geotechnical description of rock masses*" Int. J Rock Mech. Min. Sci., 18, 85-110
- ISRM (1985) "*Point Load Test – Suggested Method for Determining Point Load Strength*" Int. J Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstract, 22, 51-60
- Lombardi G., Deere D. (1993) "*Grouting design and control using the GIN principle*" Int. Water Power & Dam Construction, giugno 1993
- Lombardi G. (1999) "*Iniezioni di masse rocciose con miscele cementizie. Il concetto GIN*" Rivista Italiana di Geotecnica, Anno XXXIII, n.2 aprile-giugno, pp.40-52
- Ribachi R., Lembo-Fazio A., (1980), "*Caratteristiche meccaniche degli ammassi rocciosi*". XIV Conv. Naz. Geotecnica, Vol. 3, pp. 19-39.
- Serafim J.L. and Pereira J.P. (1983). "*Consideration of the Geomechanics Classification of Bieniawski*". Proc. Int. Symp. Engng. Geol. And Underground Construction, Lisbon, Portugal
- Serrano A., Olalla C (1994) "*Ultimate bearing capacity of rock masses*" Int. J Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstract, 31, 93-106
- Serrano A., Olalla C (1996) "*Allowable bearing capacity of rock foundations using a non linear failure criterium*" Int. J Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstract, 33, 327-245
- Serrano A., Olalla C, Gonzales J. (2000): "*Ultimate bearing capacity of rock masses based on the modified Hoek-Brown criterion*". Int. Journ. of Rock Mech. And Mining Sci., 37 pp. 1013-1018