



REGIONE LOMBARDIA



INFRASTRUTTURE LOMBARDE

Via Nicolò Copernico, 38 - 20125 Milano

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Vittorio Peruzzi

NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE A.T.I.

CAPOGRUPPO

F&M
favero&milan ingegneria

Via Belvedere 8/10, 30035 Mirano (VE)
Tel. 041-5785711, Fax 041-4355933
web: www.favero-milan.com

Ing. Tommaso Tassi
Ing. Federico Moro
Ing. Valentina Cioci
Ing. Antonio Nuzzo

SCA

Studio Cancelli Associato
Via Sansovino 23, 20133 Milano
Tel. 02-45488725, Fax 02-45488726
E-mail: sca@sca.fastwebnet.it

Prof. Geol. Andrea Cancelli
Ing. Paolo Cancelli
Ing. Gianluca Bragonzi

INGEGNERIA 2P
& associati

Via G.B. Dall'Armi 27/3,
30027 San Donà di Piave
Tel. 0421-307700, Fax 0421-307716
web: www.ingegneria2p.it

Ing. Corrado Petris
Ing. Giovanni Carretta

Ingegnere
Giuseppe Baldo
Ingegneria e Ambiente

Via delle industrie 18/A,
30038 Spinea
Tel. 041-8221863, Fax 041-8221864
web: www.ingbaldo.com

Ing. Giuseppe Baldo
Dott. Elisa Porcelluzzi
Ing. Francesca Domeneghetti

MODELLAZIONE FISICA

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PARMA
Prof. Ing. Paolo Mignosa

Dott. Ing. **TOMMASO TASSI**
n. 2671
Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Venezia



TITOLO ELABORATO:

GEOLOGIA-IDROGEOLOGIA-GEOTECNICA OPERE GENERALI RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

SCALA:

N. DOCUMENTO:

-
-
-

FASE	REDATTORE	DISCIPLINA	ARGOMENTO	TIPOLOGIA	N. ELABORATO	REVISIONE
D	SC	GE	OPG	R	002	2

REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE	REDAZIONE	VERIFICA	CONTROLLO
0	31-03-10	PRIMA EMISSIONE	SCA	SCA	F&M
1	14-05-10	VALIDAZIONE	SCA	SCA	F&M
2	23-05-12	REVISIONE PER ELIMINAZIONE SOGLIA GALLERIA	SCA	SCA	F&M

INDICE

1	PREMESSA	2
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	2
2.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	2
2.2	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO.....	3
2.3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	4
2.4	CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA	5
3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	8
3.1	DEPOSITI DETRITICI E ALLUVIONALI	8
3.1.1	Densità relativa	10
3.1.2	Angolo di resistenza al taglio.....	10
3.1.3	Caratteristiche di deformabilità.....	10
3.1.4	Parametri di progetto	14
3.2	AMMASSI ROCCIOSI	15
3.2.1	Valori di RMR	16
3.2.2	Valori di GSI.....	16
3.2.3	Resistenza a compressione monoassiale della roccia.....	16
3.2.4	Criterio di rottura di Hoek e Brown.....	17
4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO	19
4.1	DEFINIZIONE DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO RIGIDO.....	20
4.2	ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA AL SUOLO	22
4.3	ANALISI DI SICUREZZA IN CONDIZIONI SISMICHE	23
5	PROBLEMATICHE GEOTECNICHE	25
5.1	VERIFICHE DI STABILITA' ALL'IMBOCCO DELLA GALLERIA	25
5.2	TRAVERSA	28
5.2.1	Verifica numerica a sifonamento.....	30
5.2.2	Verifica con confronto del gradiente critico.....	37
5.2.3	Verifica secondo il metodo di Bligh (1910) e Lane (1935).....	37
5.2.4	Verifica a sollevamento della traversa.....	39
5.2.5	Calcolo della capacità portante e dei cedimenti della traversa	40
5.3	VERIFICHE DI STABILITA' CANALE DI RESTITUZIONE	42
6	AGGRESSIVITA' DEI TERRENI	43

1 PREMESSA

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Nel presente capitolo si fornirà un breve inquadramento geologico, rimandando alle relazioni specialistiche allegate al progetto definitivo per maggiori dettagli.

2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

È stato eseguito un rilievo geologico e geomorfologico di dettaglio a scala 1:5000 dell'area posta in destra orografica del Fiume Chiese tra gli abitati di Pieve Vecchia nel Comune di Idro e di Lavenone nel Comune omonimo, allo scopo di reperire tutte le informazioni geologiche di superficie a supporto della progettazione definitiva della nuova galleria idraulica di regolazione del Lago d'Idro.

L'area in oggetto è caratterizzata dalla presenza di un lineamento strutturale di importanza regionale, la Faglia dell'Abbioccolo, struttura evidenziata prevalentemente da dati stratigrafici e ad oggi ancora poco studiata; in particolare essa potrebbe rappresentare una struttura di svincolo tra il sistema Triumplino-Val Suganese orientato E-W e il sistema Giudicariense orientato NNE-SSW.

Le unità geologiche che affiorano nella regione ove si colloca l'area di interesse sono costituite da una successione di rocce sedimentarie triassiche. In particolare la successione stratigrafica presente nell'area di studio è costituita dalla Formazione delle Arenarie di Val Sabbia passante gradualmente verso l'alto alle Formazioni di San Giovanni Bianco, di Castro Sebino e della Dolomia Principale.

Di seguito si riporta la descrizione litologica generale delle Formazioni affioranti nell'area.

Le **Arenarie di Val Sabbia** (Carnico Medio-Inferiore) affiorano nell'area in esame lungo la SS237 a Est dell'abitato di Lavenone. In affioramento si osserva un ammasso costituito da roccia di colore rosso, rosso-grigio, a grana medio-fine, con laminazione sottile piano parallela non sempre visibile. Localmente si osservano intercalazioni di livelli conglomerati di spessore variabile da decimetrico a pluridecimetrico. Sono presenti noduli di natura carbonatica di dimensioni fino a centimetriche e vene di calcite di spessore millimetrico. In affioramento la roccia risulta localmente intensamente fratturata in frammenti scagliosi di dimensioni millimetriche.

La **Formazione di San Giovanni Bianco** (Carnico Superiore) affiora localmente a Est della SS237 a tetto delle Arenarie di Val Sabbia ed è stata segnalata in una estesa porzione alla base della galleria degli agricoltori. In affioramento l'ammasso è costituito da rocce calcaree di colore grigio-marrone, massicce, con presenza di molte cavità, anche centimetriche. Ha una buona reazione all'HCl 5%. Sono localmente presenti lenti di gesso.

Oltre alle unità del substrato lapideo sopra descritte, sono presenti le seguenti unità della copertura quaternaria, costituite da depositi sciolti o debolmente cementati:

I **depositi di versante** sono presenti alla base dei fronti rocciosi, in particolare nella parte orientale dell'area considerata; possono raggiungere spessori di diverse decine di metri. Sono costituiti da ghiaie grossolane con clasti spigolosi con sfericità bassa immersi in matrice sabbioso-limosa, di colore marrone nella parte orientale, tendente al rosso nel settore occidentale, a cui si alternano livelli conglomeratici da moderatamente a ben cementati con clasti poligenici di natura sia calcarea che dolomitica. Sono presenti anche blocchi pluridecimetrici immersi nella matrice sabbiosa.

I **depositi alluvionali** sono stati rilevati al di sotto della strada statale e si presentano come depositi grossolani ghiaioso-sabbiosi con frequenti ciottoli ben arrotondati distribuiti in adiacenza al fiume Chiese. La petrografia dei clasti vede la presenza di litologie estranee alle formazioni affioranti sui versanti a monte, quali ad esempio la formazione del Verrucano Lombardo, tonaliti del Plutone dell'Adamello e rocce effusive. Nella zona appena a valle del ponte di Pieve Vecchia e sino quasi alla traversa esistente sono presenti depositi alluvionali più fini, sabbioso e sabbioso-limosi con presenza di ghiaia e ghiaietto meno abbondanti che nella zone più a valle”.

2.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Nella carta geologica di dettaglio sono stati riportati i principali elementi geomorfologici distinguendo:

- i terrazzi stabili di origine diversa dai terrazzi di erosione fluviale recente;
- gli orli di scarpata erosionale dagli orli di scarpata rocciosa;
- i fenomeni di ruscellamento concentrato;
- le aree soggette a fenomeni di franosità diffusa;
- i fenomeni franosi attivi, quiescenti o stabilizzati artificialmente;
- i conoidi di deiezione/detritici;
- i corpi di paleofrana di crollo;
- i corpi di paleofrana in lento creep;
- le doline o le evidenze superficiali di fenomeni di sfornellamento a carico della vecchia Galleria degli Agricoltori;
- le sorgenti o emergenze idriche.

Di seguito si riportano alcune fotografie riportanti elementi geomorfologici significativi.



Figura 2.1 – Particolare di terrazzi stabili e orli di scarpata rocciosa nel tratto di versante interessato dalla realizzazione della galleria in progetto.



Figura 2.2 – Particolare di corpo di paleofrana di crollo e di conoide di deiezione/detritica e un esempio di evidenza superficiale di fenomeni di sfornellamento a carico della vecchia Galleria degli Agricoltori.

2.3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Per l'area di studio non sono disponibili dati specifici di carattere idrogeologico; di conseguenza, data la complessità geologica s.l. della zona, è possibile solo avanzare alcune ipotesi, basate sulle caratteristiche idrogeologiche generali delle singole formazioni litostratigrafiche.

Sulla base delle caratteristiche delle formazioni precedentemente descritte è possibile formulare un'ipotesi di modello idrogeologico a validità generale, caratterizzato da un acquifero carsico con sede nella Formazione di Castro Sebino, in lenta e continua evoluzione a causa dei fenomeni erosivi e di dissoluzione-collasso controllati dalle variazioni volumetriche dei sottostanti corpi evaporatici presenti irregolarmente all'interno della Formazione di San Giovanni Bianco.

In generale l'acquifero risulta confinato alla base in corrispondenza delle litologie pelitico-marnose, le quali sono frequentemente interessate da deformazioni tettoniche legate al fatto che esse rappresentano uno dei principali orizzonti di scollamento alpino; pertanto localmente sono possibili lineamenti e discontinuità, che possono mettere in comunicazione il reticolo di fratture presenti nella Formazione di Castro Sebino con le strutture tettoniche presenti nella sottostante formazione, inducendo vie preferenziali per la circolazione idrica.

In un simile assetto generale dell'area è possibile aspettarsi, lungo il tracciato della galleria di progetto, locali ed abbondanti venute d'acqua, difficilmente stimabili in ubicazione e portata, localmente concentrate in corrispondenza del lineamento tettonico regionale della Faglia dell'Abbioccolo e dell'interfaccia substrato roccioso-depositi detritici, possibile sede di falde sospese discontinue e di piccola-media entità.

Per quanto riguarda i depositi di versante, in corrispondenza dell'imbocco il livello della falda è governato dalle oscillazioni del lago. In corrispondenza del canale di restituzione la falda è in equilibrio con il F. Chiese.

2.4 CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA

La campagna di indagini geognostiche inizialmente proposta dalla scrivente ATI e successivamente approvata dal RUP è costituita da 7 sondaggi.

Sondaggio n. 1

- profondità 30 m
- inclinazione 50 °
- area di esecuzione: riva lago-area picnic, quota ca. 370.60m s.l.m.

Sondaggio n. 2

- profondità 30 m
- inclinazione 25 °
- area di esecuzione: riva lago-area picnic, quota ca. 370.60m s.l.m.

Sondaggio n. 3

- profondità 90 m
- inclinazione 45 °
- area di esecuzione: loc. Camogne, a valle delle abitazioni esistenti, quota ca. 399.00m s.l.m.

Sondaggio n. 4

- profondità 90 m
- inclinazione 0 °
- area di esecuzione: loc. Camogne, a valle delle abitazioni esistenti, quota ca. 426.00m s.l.m.

Sondaggio n. 5

- profondità 20 m
- inclinazione 0 °
- area di esecuzione: sponda sinistra della traversa, quota ca. 370.00m s.l.m.

Sondaggio n. 6

- profondità 20 m
- inclinazione 0 °
- area di esecuzione: sponda destra della traversa, quota ca. 370.00m s.l.m.

Sondaggio n. 7

- profondità 20 m
- inclinazione 0 °
- area di esecuzione: sbocco galleria artificiale, quota ca. 344.00m s.l.m.

All'interno dei fori di sondaggio, sulla base delle caratteristiche geologiche e geotecniche delle unità attraversate, sono state eseguite prove dilatometriche e pressiometriche, prove di permeabilità Lefranc e Lugeon, prove penetrometriche dinamiche discontinue SPT, prove di classificazione granulometrica sui campioni di terreno prelevati, prove di compressione monoassiale, di taglio lungo il giunto e di trazione indiretta tipo "brasiliiana" sui campioni di roccia prelevati.

Inoltre sulla base dei riscontri diretti, effettuati nel corso dell'attività di rilievo di dettaglio, si è deciso di aumentare la lunghezza del sondaggio S4 fino a 165m e di realizzare un rilievo con

telecamera ottica con restituzione di diagrammi di Schmidt. Infine per risolvere alcuni problemi di accesso ai fondi privati le inclinazioni dei sondaggi S3 ed S4 sono state poste pari a 30°.

Di seguito si riporta il riepilogo delle prove eseguite all'interno dei fori di sondaggio e delle prove di laboratorio.

PROVE IN SITO SU ROCCIA		
n. sondaggio	Prove di permeabilità	Prove dilatometriche
	-	-
1	-	-
2	-	-
3	-	2
4	1	2
5	-	-
6	-	-
7	-	-
TOT	1	4

PROVE IN SITO SU TERRENO			
n. sondaggio	Prove penetrometriche	Prove pressiometriche	Prove di permeabilità Lefranc
	-	-	-
1	-	-	-
2	-	-	-
3	-	-	-
4	-	1	1
5	6	-	1
6	2	-	-
7	7	-	-
TOT	15	1	2

PROVE IN LABORATORIO SU ROCCIA					
n. sondaggio	Compressione monoassiale	Taglio su giunti	Prova di trazione indiretta	Peso di volume	Point Load test
1	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-
3	1	-	1	1	1
4	3	1	3	3	3
5	-	-	-	-	-
6	2	2	2	2	2
7	-	-	-	-	-
TOT	6	3	6	6	6

PROVE IN LABORATORIO SU TERRENO				
n. sondaggio	Analisi granulometriche	Limiti di consistenza	Taglio diretto	Prova edometrica
1	2	-	-	-
2	2	-	-	-
3	-	-	-	-

REGIONE LOMBARDIA
NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO
PROGETTO DEFINITIVO

4	2	-	-	-
5	2	1	1	1
6	1	-	-	-
7	2	-	-	-
TOT	11	1	1	1

Sono state inoltre eseguite una prova di caratterizzazione "Terre e rocce da scavo" su un campione rimaneggiato prelevato dal foro di sondaggio n.7 ed una prova di determinazione dei contenuti in cloruri idrosolubili e solfati solubili in acidi accoppiata ad un'analisi semiquantitativa della sezione sottile.

L'analisi critica dei dati provenienti dalle campagne geognostiche del 2007 e del 2009, e l'acquisizione di dati di letteratura, hanno evidenziato, per quanto concerne la qualità degli ammassi rocciosi che interessano la galleria idraulica in progetto, i seguenti tre aspetti principali:

- la scadente resistenza meccanica della formazione del S. Giovanni Bianco;
- la distinzione, all'interno della formazione del S. Giovanni Bianco, di due "facies", di diversa qualità meccanica: la *litofacies arenacea* caratterizzata da un comportamento geotecnico litoide e la *litofacies terrosa* caratterizzata da un comportamento terroso condizionato dalla presenza di carniolate giallastre inglobanti clasti siltitici e soprattutto dalla presenza di gessi e anidriti a laminazione intensamente ripiegata per cause tettoniche associate a gessi a laminazione millimetrico-centimetrica, polverulenti, con intercalazioni di siltiti nocciola-rossastre e dolomie gessose grigie a laminazione ondulata;
- l'aumento dei tratti di galleria da compiersi nella formazione del S. Giovanni Bianco a scapito della riduzione dei tratti di galleria che si realizzeranno nella formazione dell'Arenaria della Val Sabbia. Per quanto riguarda la ricostruzione geologica lungo il tracciato della galleria di progetto le forti disomogeneità laterali ritrovate, in termini litostratigrafici, tra il versante occidentale posto nel Comune di Lavenone e il versante orientale posto nel Comune di Idro, fanno propendere per una struttura molto più complessa di una semplice monocline vergente a NW: probabilmente in prossimità del lineamento tettonico della Faglia dell'Abbioccolo l'andamento degli strati del substrato roccioso interessato risulta perturbato e molto articolato, con una vaga immersione a NE, passando, muovendosi verso E, ad una immersione NW e nuovamente ad una NE. Per maggiori dettagli si rimanda al profilo geologico in asse alla galleria ed al profilo geomeccanico;
- in corrispondenza della nuova traversa i sondaggi a carotaggio continuo S5 ed S6 hanno evidenziato la presenza di depositi lacustri ed alluvionali con lenti torbose e dell'Arenaria della Val Sabbia. In particolare il substrato roccioso si trova ad una profondità di ca. 6m in sponda idrografica destra e superiore a 20m in sponda sinistra. Per maggiori dettagli si rimanda alla sezione geotecnica lungo la traversa.

3 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

La raccolta di tutte le informazioni provenienti dalle prove effettuate, sia in sito che in laboratorio, ha permesso di delineare un quadro globale dei terreni e delle rocce presenti nella zona interessata dallo studio. Le proprietà dei materiali sono state analizzate facendo riferimento a tutti i dati in possesso, opportunamente confrontati tra loro e scartando quelli palesemente discostanti dagli altri per errori di misura o di disturbo dei campioni.

Nei paragrafi seguenti vengono riassunti i parametri geotecnici ricavati dall'interpretazione delle diverse prove, sia per i terreni che per le rocce, e le scelte effettuate per i valori di progetto.

3.1 DEPOSITI DETRITICI E ALLUVIONALI

La caratterizzazione geotecnica di tali terreni è basata principalmente sui risultati delle prove in sito SPT, utilizzando correlazioni e dati di letteratura, facendo riferimento al laboratorio solo per quanto riguarda la composizione granulometrica dei vari strati.

Per quanto riguarda le prove SPT i valori di N_{SPT} sono compresi tra un minimo di 8 colpi / 30 cm sino a rifiuto. In particolare nei terreni appartenenti ai depositi detritici (che interessano l'area di imbocco) generalmente si riscontrano valori maggiori.

Nei depositi alluvionali si riscontrano invece valori di N_{SPT} minori, soprattutto nei primi metri di profondità.

Le granulometrie effettuate hanno rilevato la predominanza di materiale sabbio ghiaioso all'interno di queste unità, con valori di limo e argilla mediamente pari al 20% e un contenuto di argilla pari al 5%. L'indice di plasticità mediamente riscontrato è mediamente pari al 5-15%. Localmente si è rilevata la presenza di materiali a granulometria più fine.

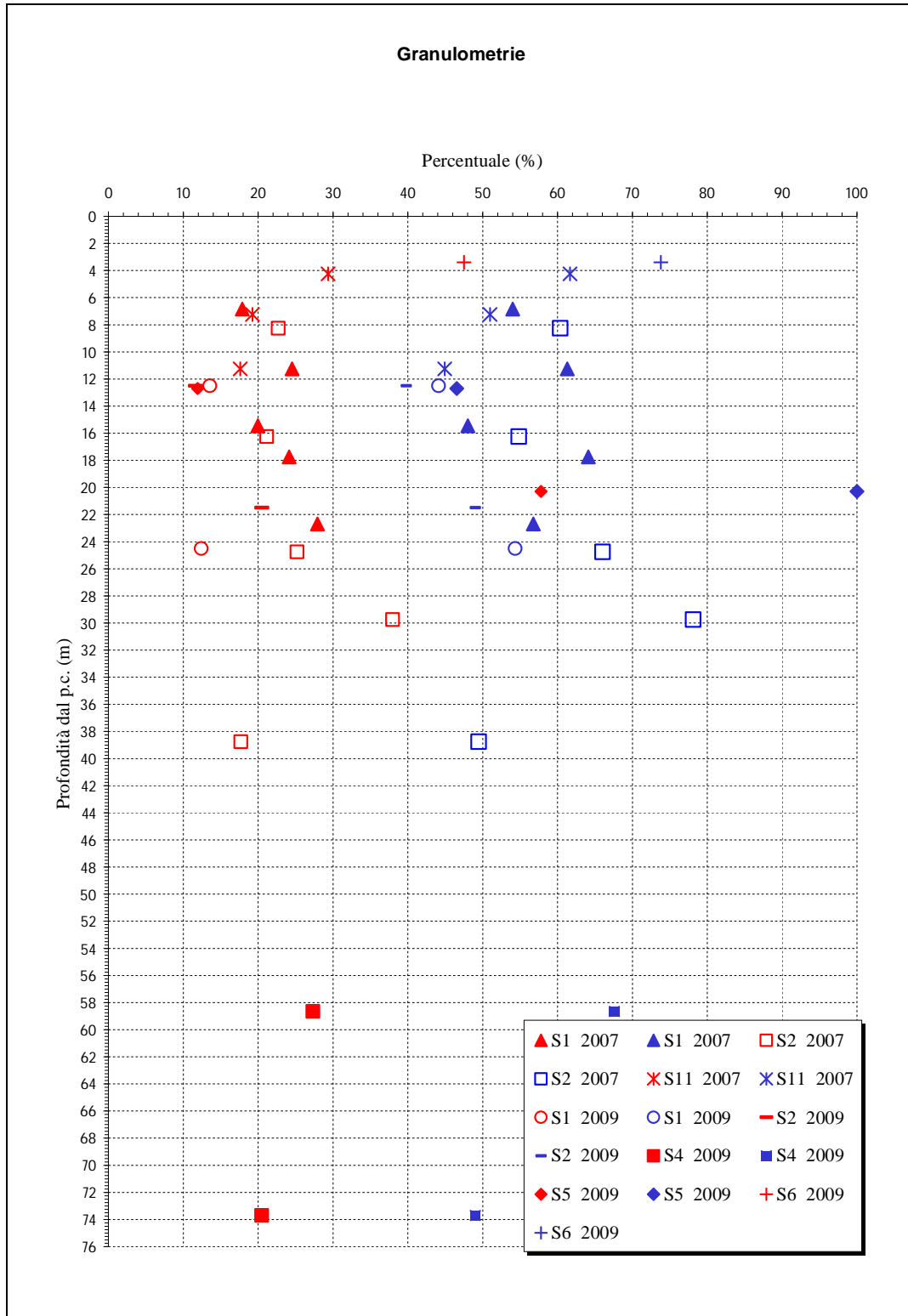


Figura 3.1: contenuto di limo e argilla (rosso) e di limo, argilla e sabbia (blu)

Di seguito si riportano le formule di letteratura utilizzate per la caratterizzazione geotecnica dei depositi.

3.1.1 Densità relativa

I valori della densità relativa sono stati ricavati dalle prove SPT in base alla correlazione proposta da Bazaraa (1967), attraverso le relazioni che legano la densità relativa D_r alla resistenza penetrometrica N_{SPT} :

$$D_r(\%) = 0,2236 \cdot \sqrt{\frac{N_{spt}}{1 + 2 \cdot \left(\frac{\sigma_v'}{47,88}\right)}} \quad \text{per } \sigma_v' < 73 \text{ kPa}$$

$$D_r(\%) = 0,2236 \cdot \sqrt{\frac{N_{spt}}{3,25 + 0,5 \cdot \left(\frac{\sigma_v'}{47,88}\right)}} \quad \text{per } \sigma_v' > 73 \text{ kPa}$$

essendo:

σ_v' = pressione verticale efficace esistente in sito (kPa);

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione.

I valori di D_r sono state determinati anche in accordo con Skempton (1986):

$$D_r(\%) = 100 \cdot \sqrt{\frac{N_{spt} \cdot \left(\frac{100}{\sigma_v'}\right)^{0.5}}{60}}$$

3.1.2 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio ϕ' è stato stimato dalle prove SPT in base alla correlazione proposta da Schmertmann (1975):

$$\phi' = 34,5 + 0,1 D_r (\text{°})$$

ed anche in accordo con quanto indicato da Hatanaka e Uchida (1986):

$$\phi' = 20 + (15,4 N_{SPT})^{0.5} (\text{°}).$$

I valori di ϕ' risultano mediamente compresi tra 39° e 44°, nelle zone di imbocco e della traversa, mentre lungo il canale di restituzione si sono rilevati valori compresi tra 35° e 45°.

3.1.3 Caratteristiche di deformabilità

Il modulo elastico drenato E' è stato valutato in base alla relazione suggerita da D'Appollonia (1970).

$$E = 18.75 + 0.756 N_{spt}$$

REGIONE LOMBARDIA
 NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO
 PROGETTO DEFINITIVO

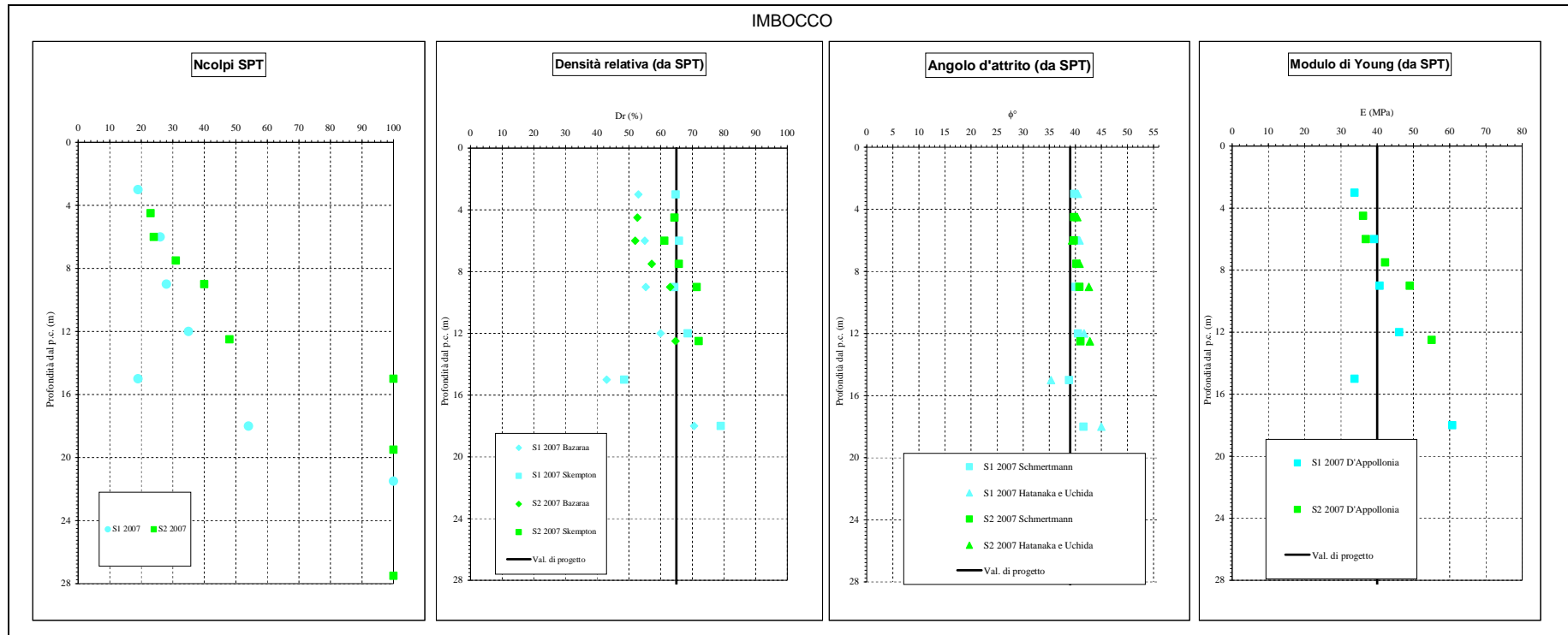


Figura 3.2: parametri dei terreni da prove SPT nell'area di imbocco

REGIONE LOMBARDIA
 NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO
 PROGETTO DEFINITIVO

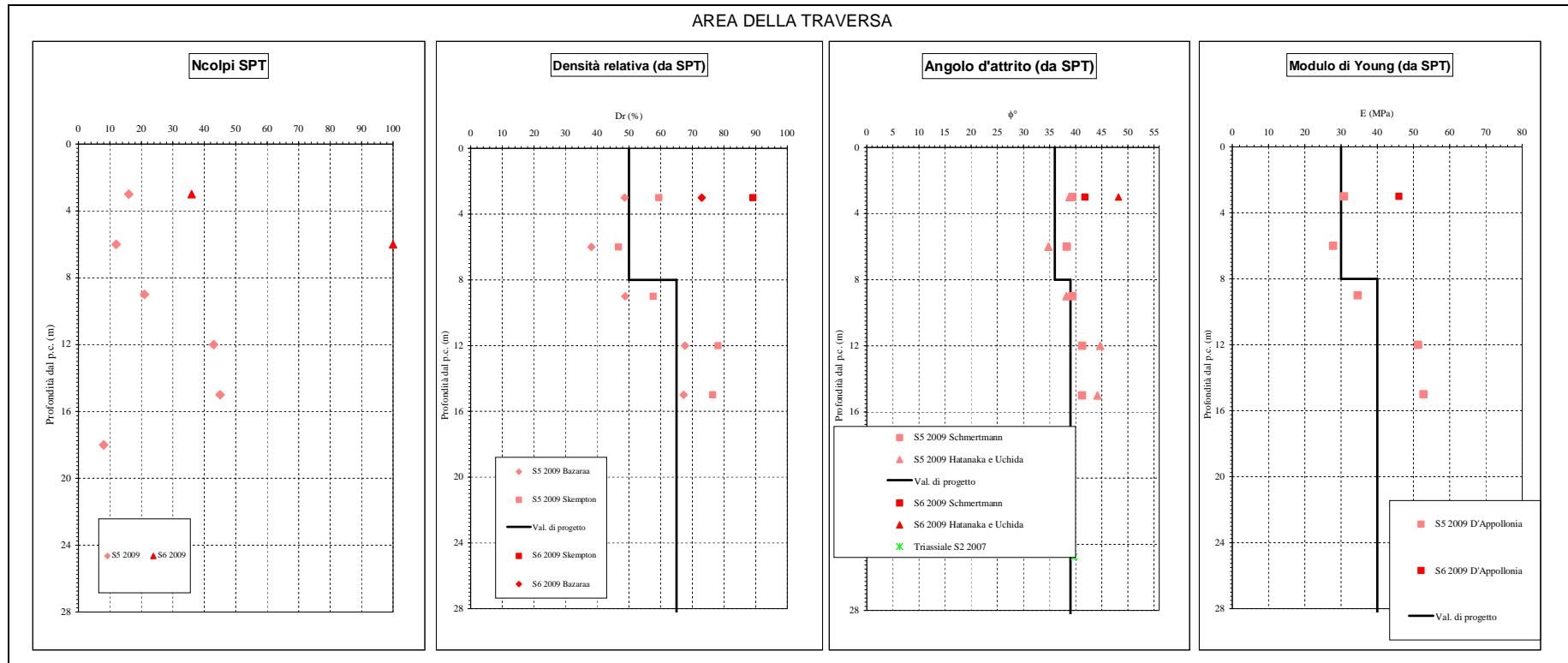


Figura 3.3: parametri dei terreni da prove SPT nell'area della traversa

REGIONE LOMBARDIA
 NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO
 PROGETTO DEFINITIVO

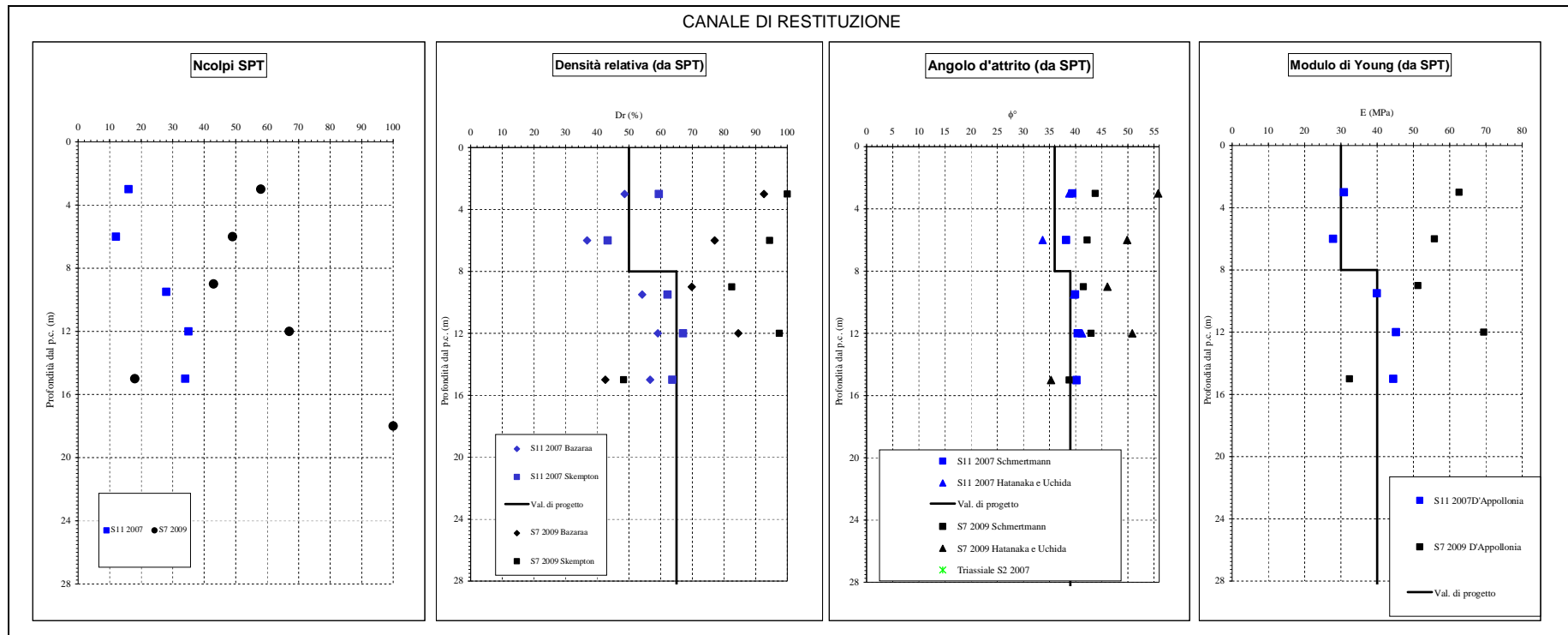


Figura 3.3: parametri dei terreni da prove SPT nell'area del canale di restituzione

3.1.4 Parametri di progetto

Di seguito si riportano i parametri di progetto dei terreni da utilizzarsi per le verifiche.

Depositi detritici:

γ	19	kN/m ³
ϕ'	39	°
c	10	kN/m ²
Dr	65	%
E'	40	MPa
k	4·10 ⁻⁵	m/s

Depositi alluvionali (da 0 a 8m):

γ	19	kN/m ³
ϕ'	36	°
c	0	kN/m ²
Dr	50	%
E'	30	MPa
k	4·10 ⁻⁵	m/s

Depositi alluvionali (da 8 m):

γ	19	kN/m ³
ϕ'	39	°
c	0	kN/m ²
Dr	65	%
E'	40	MPa
k	4·10 ⁻⁵	m/s

3.2 AMMASSI ROCCIOSI

Le caratteristiche principali degli ammassi rocciosi sono state ricavate dalle indagini effettuate per la redazione del Progetto preliminare (2007) e dalle indagini integrativi effettuate per la redazione del Progetto definitivo (2009).

Pertanto si sono considerati i rilievi geomeccanici in sito, le prove effettuate in sito (prove di permeabilità, prove dilatometriche, prove sismiche) e le prove di laboratorio (compressione monoassiale, taglio su giunto, prove di trazione "brasiliiana", point load test). Sono stati inoltre effettuati all'interno del sondaggio S4 del 2009 rilievi geostrutturali con sonda televisiva.

Nelle tabelle di seguito riportate si riportano i dati raccolti dalle indagini di laboratorio.

TABELLA RIASSUNTIVA PROVE DI LABORATORIO ROCCIA 2007					
Sondaggio	S9 2007	S9 2007	S10 2007	S10 2007	S10 2007
Campione	C8	C9	C7	C5	C6
Profondità (m)	38	41.95	15.3	8.58	13.2
Litologia	Arenaria	Arenaria	Arenaria	Arenaria	Arenaria
Caratteristiche fisiche					
γ (kN/m ³)	-	-	-	-	-
δ (kN/m ³)	-	-	-	-	-
w (%)	-	-	-	-	-
G _s	-	-	-	-	-
Prova di compressione monoassiale					
σ _c (TX monoassiale) (MPa)	23.22		24.76	21.19	
Etan(TX monoassiale) (GPa)	20.50		18.47	10.10	
Esec 50%(TX monoassiale) (GPa)	17.11		16.16	10.31	
Coefficiente di Poisson (TX monoassiale)	0.34		0.23	0.31	
Prova triassiale					
σ _c (TX p. cella 2MPa) (MPa)	71.08			37.87	
Etan(TX p. cella 2MPa) (GPa)	69.74			49.44	
Esec 50%(TX p. cella 2MPa) (GPa)	45.06			31.71	
Coefficiente di Poisson (TX p. cella 2MPa)	0.35			0.31	
σ _c (TX p. cella 3MPa) (MPa)			46.31		
Etan(TX p. cella 3MPa) (GPa)			52.88		
Esec 50%(TX p. cella 3MPa) (GPa)			30.84		
Coefficiente di Poisson (TX p. cella 3MPa)			0.3		
σ _c (TX p. cella 4MPa) (MPa)	78.05			58.11	
Etan(TX p. cella 4MPa) (GPa)	87.1			52.95	
Esec 50%(TX p. cella 4MPa) (GPa)	47.83			34.51	
Coefficiente di Poisson (TX p. cella 4MPa)	0.33			0.33	
σ _c (TX p. cella 6MPa) (MPa)	92.24		60.71	135.63	
Etan(TX p. cella 6MPa) (GPa)	90.14		59.39	151.6	
Esec 50%(TX p. cella 6MPa) (GPa)	60.83		23.51	95.35	
Coefficiente di Poisson (TX p. cella 6MPa)	0.32		0.32	0.39	
σ _c (TX p. cella 9MPa) (MPa)			81.39		
Etan(TX p. cella 9MPa) (GPa)			76.3		
Esec 50%(TX p. cella 9MPa) (GPa)			47.01		
Coefficiente di Poisson (TX p. cella 9MPa)			0.39		
Resistenza al taglio su giunto					
Valori di sforzo di confinamento σ _c				2000	4000
Valori di resistenza τ				1389	2562
coesione apparente (kPa)					124
σ _c picco(TD su giunto)					31.84
σ _c residuo(TD su giunto)					21.9

Tabella 3.1: dati di laboratorio indagini 2007

TABELLA RIASSUNTIVA PROVE DI LABORATORIO ROCCIA 2009-2010						
Sondaggio	S3 2009	S4 2009			S6 2009	
Campione	C1	C1	C2	C3	C1	C2
Profondità (m)	72.4	80.05	81.2	99.25	9.65	12.65
Litologia	S.Giovanni (terrosa)	S.Giovanni (terrosa)	S.Giovanni (terrosa)	S.Giovanni (terrosa)	Arenaria	Arenaria
Caratteristiche fisiche						
γ (kN/m ³)	23.6	23.6	23.8	24.1	26.4	26.6
Prova di compressione monoassiale						
σ _c (TX monoassiale) (MPa)	8.99	11.01	11.63	15.53	46.05	56.05
Etan(TX monoassiale) (GPa)	21.34	41.09	24.56	21.85	17.57	33.66
Esec 50%(TX monoassiale) (GPa)	11.09	11.32	17.74	21.68	6.76	31.59
Coefficiente di Poisson (TX monoassiale)	0.10	0.43	0.17	0.25		0.33
Prova brasiliiana						
σ _n (TX p. cella 2MPa) (MPa)	2.1	2.12	2.34	3.66	10.77	17.13

Tabella 3.2: dati di laboratorio indagini 2009

Di seguito si riportano i principali indici e parametri che sono stati utilizzati per la classificazione degli ammassi rocciosi

3.2.1 Valori di RMR

La classificazione di Bieniawski, nota come “Rock Mass Rating (RMR) System”, è stata sviluppata a partire dagli anni 1972-1973 per le gallerie. La valutazione di RMR ha rapidamente preso credito anche per altri progetti ingegneristici quali scarpate, fondazioni, miniere ecc.

Il valore numerico è dato da:

$$\text{RMR base} = A1+A2+A3+A4+A5$$

dove:

- A1 valore derivato dalla resistenza della roccia intatta;
- A2 valore derivato dall'indice RQD;
- A3 valore derivato dalla spaziatura delle discontinuità;
- A4 valore numerico derivato dalle condizioni delle discontinuità;
- A5 valore numerico derivato dalle condizioni idrauliche.

Inoltre nel nostro caso per le gallerie si è utilizzato un ulteriore valore, A6, relativo alla giacitura delle discontinuità, ottenendo così l'RMR corretto.

I valori di RMR ricavati utilizzando i dati dei rilievi geomeccanici e delle prove di laboratorio sono riportati nel Profilo Geomeccanico della galleria a cui si rimanda. I valori minori si sono riscontrati in prossimità della faglia di Abbioccolo ed in prossimità dello sbocco della galleria (RMR varia da 15-35). Mediamente per le Arenarie si sono trovati valori compresi tra 40 e 45.

Per la formazione del S. Giovanni Bianco si sono riscontrati valori compresi tra 28 e 38.

3.2.2 Valori di GSI

I valori di GSI sono stati ricavati confrontando due diversi metodi:

Il primo è di tipo quantitativo e si valuta semplicemente come:

$$\text{GSI} = \text{RMR}_{\text{dry}} + 10$$

Il secondo metodo è di tipo descrittivo e si basa sull'utilizzo di apposite tabelle che tengono conto della condizione di discontinuità della roccia e della sua struttura.

I valori di GSI così ricavati sono riportati nel Profilo Geomeccanico della galleria.

3.2.3 Resistenza a compressione monoassiale della roccia

I valori di resistenza a compressione monoassiale della roccia sono stati ricavati principalmente dalle prove di laboratorio. Tali prove hanno rilevato valori compresi tra 21 e 56 MPa per le Arenarie e valori assai più modesti per la formazione del S. Giovanni Bianco compresi tra 9 e 15 MPa. Occorre sottolineare che le prove eseguite su quest'ultima formazione riguardano la facies “terrosa” ovvero la facies più debole.

I valori ottenuti dalle prove di compressione monoassiale sono stati confrontati comunque con i dati ricavati dalle prove più speditive eseguite con martello di Schmidt e con Point :Load Test. Tali prove hanno rilevato una buona corrispondenza con quanto registrato dalle prove di compressione monoassiale laddove sono state utilizzate formule diverse per il tipo di roccia.

3.2.4 Criterio di rottura di Hoek e Brown

I dati di resistenza e deformabilità disponibili sono stati utilizzati per ricavare i dati di entrata per il criterio di rottura di Hoek e Brown (1980).

Il criterio di Hoek e Brown si basa sull'idea che la rottura di un ammasso sia controllata dallo spostamento e dalla rotazione di singoli blocchi di roccia, separati da numerose fratture (o nessuna) senza un orientamento preferenziale di scorrimento così che l'ammasso poteva essere considerato come isotropo.

In formule pertanto si può scrivere:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c^2}$$

dove.

σ_1 e σ_3 : sono gli sforzi principali maggior e minore;

m e s : costanti empiriche adimensionali e legate all'assetto geologico e strutturale.

Il modello di Hoek e Brown ha visto in verità diverse revisioni negli anni sino a quella del 2002, dove è stata implementata una soluzione per definire i valori di resistenza in termini di coesione e angolo di attrito.

Per la determinazione dei parametri dell'ammasso che interessano direttamente la galleria, sulla base delle evidenze stratigrafiche di campagna e dei sondaggi, il profilo della galleria è stato suddiviso in tratte omogenee che tenessero in conto quanto più possibile l'alternanza delle formazioni e delle diverse profondità della galleria dal piano campagna.

Nelle tabelle si riportano i risultati della modellazione per l'Arenaria e per la formazione della S. Giovanni Bianco a partire dai dati di ingresso.

ARENARIE		g	[kN/m3]	25.00				
		S_c	[MPa]	23.06	23.06	23.06	30.00	30.00
	Parametro	m_i	-	18.57	18.57	18.57	18.57	18.57
	GSI	-	-	33	27.00	47.00	51.00	53.00
	Parametro dell'ammasso	m_b	-	1.6967	1.3694	2.7974	3.226982	3.465913
	Parametro dell'ammasso	s_b	-	0.0006	0.0003	0.0028	0.00432	0.005395
	Resistenza a compress. Uniass. dell'ammasso	S_{cm}	[MPa]	0.4867	0.32	1.16	7.19	7.50
	Resistenza a trazione dell'ammasso	S_t	[MPa]	0.0079	0.005	0.023	0.040164	0.0467
	Modulo di Young dell'ammasso	E_m	[MPa]	628.4864	427.58	1615.34	2690.74	3020.07
	Profondità (m)	Profondità	[m]	13	26	40	83	212
Angolo d'attrito	f	[°]	57.7	51.3	54.3	52.1	45.8	
Coesione	c'	[kPa]	103.2	133.4	275.5	509.0	919.2	

Tabella 3.3: parametri del modello di Hoek e Brown per le arenarie

S.GIOVANNI BIANCO		g	[kN/m3]	23		
		S_c	[MPa]	20.00	10.00	10.00
	Parametro	m_i	-	8.00	8.00	8.00
	GSI	-	-	40.00	35.00	35.00
	Parametro dell'ammasso	m_b	-	0.938553	0.7851	0.7851
	Parametro dell'ammasso	s_b	-	0.001273	0.0007	0.0007
	Resistenza a compress. Uniass. dell'ammasso	S_{cm}	[MPa]	2.50	1.11	1.11
	Resistenza a trazione dell'ammasso	S_t	[MPa]	0.027119	0.009	0.009
	Modulo di Young dell'ammasso	E_m	[MPa]	638.61	226.81	226.81
	Profondità (m)	Profondità	[m]	245	115	155
Angolo d'attrito	f	[°]	31.1	30.1	32.3	
Coesione	c'	[kPa]	506.9	220.7	183.6	

Tabella 3.3: parametri del modello di Hoek e Brown per la formazione del S. Giovanni Bianco

In particolare per l'Arenaria si notano valori di resistenza particolarmente bassi allo sbocco della relazione legati alla presenza della faglia dell'Abbioccolo".

Nella S. Giovanni Bianco i valori di resistenza minori si riscontrano in prossimità dell'imbocco, dove è più marcata la presenza della facies terrosa.

4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO

L'area di studio si colloca nell'ambito del contesto sismotettonico dell'Arco Alpino, caratterizzato dalla convergenza tra la placca africana e quella europea ed è ubicata lungo il margine settentrionale della catena Sudalpina, che ha subito un imponente sollevamento (uplift) a partire dal Pliocene (Zanferrari et al., 1982).

In base alla zonazione sismogenetica ZS9 (Meletti e Valensise, 2004) l'area si colloca al confine tra le zone sismogenetiche 906 e 907, caratterizzate dalle strutture a pieghe sud-vergenti del Sudalpino orientale e faglie inverse associate; in particolare l'area è interessata dal sistema di faglie delle Giudicarie, legato a thrusts e strutture transpressive ad andamento NNE-SSW associate al sistema di faglie legate alla flessura dell'Abiocco ad andamento generalmente NW-SE.

Poiché le strutture più importanti del dominio Sudalpino sono thrusts sepolti, gli studi geomorfologici e paleosismologici non hanno identificato le faglie principali responsabili dei terremoti di grande magnitudo (e.g. Galadini et al., 2001).

Tutti i terremoti dell'area mostrano allineamenti di epicentri lungo il sistema delle Giudicarie e profondità ipocentrali dell'ordine dei 5-10 km.

Le strutture tettoniche individuabili da rilievi geologici di superficie non rappresentano l'espressione diretta delle strutture sismogenetiche profonde, che per questo sono definite "cieche"; le strutture individuabili con maggior evidenza in superficie rappresentano, per la maggior parte dei casi, strutture ancestrali pre-orogeniche legate al regime distensivo di età triassica, riattivate ed invertite in tempi diversi durante l'orogenesi alpina.

Per quanto riguarda la valutazione della pericolosità sismica dell'area si fa riferimento ai recenti studi di settore eseguiti nell'ambito dei progetti sismologici INGV-DPC e recepiti nell'ambito della Normativa Tecnica per le Costruzioni, al fine di definire l'azione sismica progettuale.

Le NTC/08 antepongono alla determinazione delle azioni sismiche la conoscenza della "pericolosità sismica di base" (che di seguito è indicata come pericolosità sismica) del sito di costruzione definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{vg} nel periodo di riferimento V_r della struttura.

La procedura di calcolo della Pericolosità sismica è presentata nell'"Allegato A" delle NTC/08.

L'inquadramento sismico è definito in base a tre parametri fondamentali:

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro;

T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione.

Questi parametri sono calcolati in funzione del "reticolo di riferimento" (Allegato B delle NTC/08) dove ad ogni nodo (individuato da una maglia di circa 10 km di lato) è associato un certo set di parametri per un Tempo di ritorno TR assegnato.

Il Tempo di Ritorno, come è di seguito indicato, viene calcolato in funzione del Periodo di riferimento V_R e in funzione della probabilità di eccedenza P_{Vg} , quest'ultima dipendente dallo Stato Limite adottato.

Per la definizione dell'azione sismica è necessario individuare la categoria di sottosuolo (NTC/08) in base alla tipologia del terreno in sito.

4.1 DEFINIZIONE DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO RIGIDO

Considerando una vita nominale dell'opera $V_N = 100\text{anni}$ ed un coefficiente d'uso $C_U = 2$, si calcola un periodo di riferimento V_R da adottare per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \times C_U = 200 \text{ anni}$$

		Vita nominale VN in anni
1	Opere provvisionali-Opere provvisionali- Strutture in fase costruttiva 1	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 4.1: vita nominale V_N per diversi tipi di opere (da tab. 2.4.I NTC/08).

Classe d'uso	Tipi	Cu
I	Costruz. con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	0.7
II	Costruz. il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.	1.0
III	Costruz. il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso	1.5
IV	Costruz. con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 nov. 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elett.	2.0

Tabella 4.2: valori del coefficiente d'uso Cu (da tab. 2.4.II NTC/08).

Stati Limite		Pvg: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR
Stati Limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati Limite Ultimi	SLV	10%
	SLC	5%
SLO: Stato Limite di Operatività; SLD: Stato Limite di Danno; SLV: Stato Limite di Salvaguardia della Vita; SLC: Stato Limite di Collasso.		

Tabella 4.3. tabella 3.2.I delle NTC/2008

Il tempo di ritorno T_R è valutato in funzione della vita di riferimento V_R e della probabilità del suo superamento P_{VR} per lo Stato Limite che si intende verificare.

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

Tramite l'allegato B delle NTC/08 è stato valutato il parametro a_g [g] per le opere in progetto e per gli Stati Limite considerati.

4.2 ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA AL SUOLO

La valutazione dell'accelerazione massima attesa al suolo, allo Stato Limite considerato, viene dalla formula: $a_{\max} [g] = S \times a_g [g]$, dove S è il fattore di sito dato da $S = S_s \times S_T$ dove S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (dipendente dalla categoria di sottosuolo, tabella 3.2.II delle NTC/08,) e S_T è il coefficiente di amplificazione topografica (dipendente dalla categoria topografica tabella 3.2.IV delle NTC/08).

Le norme tecniche indicano cinque categorie di sottosuolo in funzione della stratigrafia e in funzione del parametro Vs30 (velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità).

Il parametro Vs30 è pari a

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{si}}}$$

dove h_i e V_{si} sono rispettivamente lo spessore e la velocità delle onde trasversali dello strato i -esimo.

In particolare per la determinazione delle velocità V_{si} si sono considerate le prospezioni geofisiche effettuate nel 2007, in fase di progettazione preliminare (allegato 4 alla Relazione geologica del P. preliminare), che hanno rilevato sia nella zona di imbocco che nella zona del canale di restituzione, velocità V_s generalmente maggiore di 400m/s già a partire dai primi metri di profondità, ad indicare un buon stato di addensamento del materiale.

Per il substrato roccioso si sono riscontrate generalmente velocità maggiori di 800-1400 m/s.

Pertanto i terreni sono stati classificati come appartenenti alla categoria B, mentre il substrato roccioso nella categoria A.

Di seguito si riportano i valori di a_g e di S_s (coefficiente stratigrafico) determinati mediando i valori ottenuti su tutta l'area in esame.

		Suolo A	Suolo B
	a_g [g]	S_s	S_s
SLO	0.079	1.00	1.20
SLD	0.100	1.00	1.20
SLV	0.241	1.00	1.165
SLC	0.265	1.00	1.142

Tabella 4.4 Parametri da allegato B delle NTC/08

RELAZIONE DI CALCOLO

È quindi possibile riportare i valori di accelerazioni massime $a_{max}[g]$ per tutti gli Stati Limite.

	ag[g]	S	amax[g]
SLO	0.064	1.20	0.0768
SLD	0.078	1.20	0.0936
SLV	0.175	1.20	0.2100
SLC	0.190	1.20	0.2280

Tabella 2.7 Accelerazioni massime attese al sito

4.3 ANALISI DI SICUREZZA IN CONDIZIONI SISMICHE

La nuova normativa (NTC/08) dà la possibilità di effettuare il dimensionamento delle opere di sostegno tramite analisi di tipo pseudo-statico considerando quindi l'azione sismica come una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico β_m valutato in funzione della categoria di sottosuolo e in funzione dell'accelerazione su suolo rigido $a_g[g]$ (tabella 7.11.II delle NTC/08).

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale per i muri di sostegno sono:

$$k_h = \beta_m \times \frac{a_{max}[g]}{g}; k_v = \pm 0.5 \times k_h \text{ (formule 7.11.6 7.11.7 delle NTC/08)}$$

	ag[g]	Categoria sottosuolo	Ss	ST	β_m	amax[g]	Kh	kv
SLV	0.175	B	1.2	1	0.24	0.210	0.05	0.0250

Tabella 2.8 Valori di Kh e Kv per muri di sostegno

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale per i rilevati sono:

$$k_h = \beta_s \times \frac{a_{max}[g]}{g}; k_v = \pm 0.5 \times k_h \text{ (formule 7.11.3 e 7.11.4 delle NTC/08)}$$

	ag[g]	Categoria sottosuolo	Ss	ST	β_m	amax[g]	Kh	kv
SLV	0.175	B	1.2	1.2 (A)	0.24	0.252	0.060	0.030
SLV	0.175	B	1.2	1.0 (B)	0.24	0.210	0.05	0.025

Tabella 2.9 Valori di Kh e Kv per rilevati in terra rinforzata. Il coefficiente St vale 1,2 (caso A) per l'area di accumulo, e 1,0 (caso B) per le opere di difesa spondale e per l'argine della vasca di accumulo.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale per le berlinesi sono:

$$k_h = \alpha \times \beta_x \times \frac{a_{max}[g]}{g}; k_v = 0 \text{ (formule 7.11.3 e 7.11.4 delle NTC/08)}$$

REGIONE LOMBARDIA
NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO
PROGETTO DEFINITIVO

	ag[g]	Categoria sottosuolo	Ss	ST	$\alpha \cdot \beta$	amax[g]	Kh	kv
SLV	0.175	B	1.2	1.0	0.5	0.21	0.105	0.000

Tabella 2.10 Valori di Kh e Kv per paratie

5 PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

5.1 VERIFICHE DI STABILITÀ ALL'IMBOCCO DELLA GALLERIA

Per le verifiche di stabilità nei pressi dell'imbocco della galleria si è considerato quanto riportato al paragrafo 6.5 "Opere di sostegno" dove si precisa che la stabilità globale delle opere deve essere verificata secondo la combinazione A2+M2 +R2.

Pertanto nelle verifiche si sono considerate superfici di stabilità che interessano le opere in progetto ma che passano al di sotto delle opere stesse. Per le verifiche di stabilità che invece interessano direttamente le opere di sostegno si rimanda alla Relazione di calcolo.

Le verifiche sono state effettuate con il programma di calcolo Slide elaborato da "RocScience" che utilizza il metodo all'Equilibrio Limite.

La stima del fattore di sicurezza del pendio con il metodo all'Equilibrio Limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, limitato dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di circonferenza, spirale logaritmica).

Da tale equilibrio sono calcolate le tensioni da taglio e confrontate con la resistenza disponibile, valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb. Il loro rapporto fornisce il Fattore di Sicurezza F_s . In particolare nel programma di calcolo si è utilizzato il metodo di Mongerster & Price, che oltre a poter analizzare superfici di scivolamento circolari, offre anche, rispetto ad altri metodi, la possibilità di esaminare superfici non circolari.

Si è considerata una sezione che interessa in particolare la berlinese di micropali di monte nella sua massima altezza di scavo.

Le analisi sono state effettuate anche in presenza dei carichi sismici, come riportato in tabella. Si scrive pertanto (paragrafo 7.11.3 delle NTC)

$$k_h = \beta_s \times \frac{a_{\max} [g]}{g}$$

$$k_v = 0.5 \times k_h$$

con

$$a_{\max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

		Suolo B				
	ag[g]	S _s	S _t	β _s	kh	kv
SLV	0.241	1.165	1.2	0.28	0.094	+/-0.047

Tabella 5.1 parametri sismici per le verifiche di stabilità globale

Si sono pertanto considerate tre diversi scenari:

- analisi A2+M2+R2 in condizioni statiche e con piena a 368 m;
- analisi A2+M2+R2 in condizioni sismiche e con piena a 365 m;
- analisi A2+M2+R2 in condizioni sismiche e con piena a 368 m;

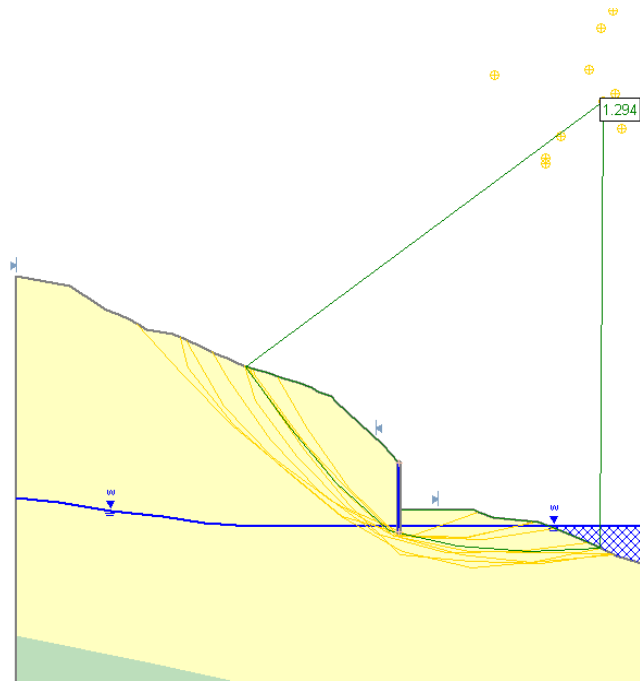


Figura 5.1 Analisi di stabilità nelle condizioni A2+M2+R2 (in condizioni statiche e acqua a 365)

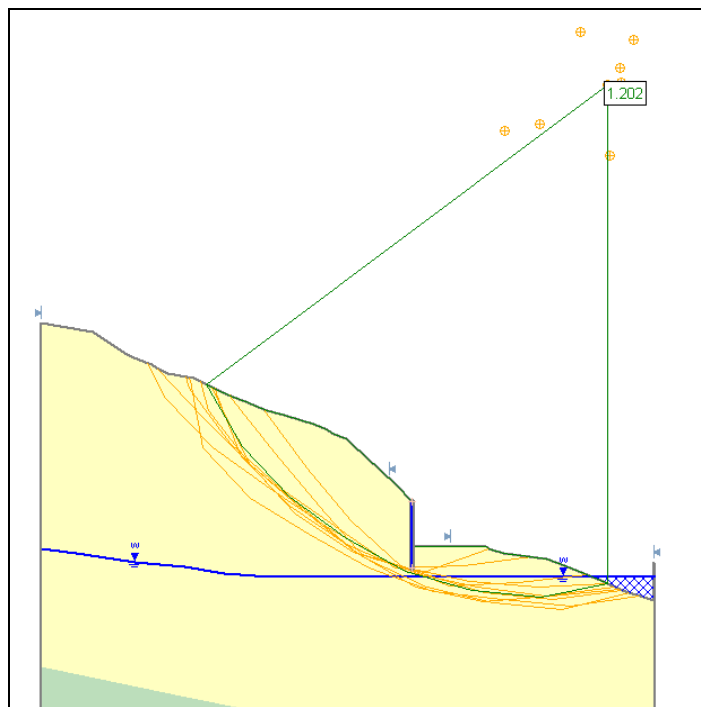


Figura 5.2 Analisi di stabilità nelle condizioni A2+M2+R2 (in condizioni sismiche e acqua a 365)

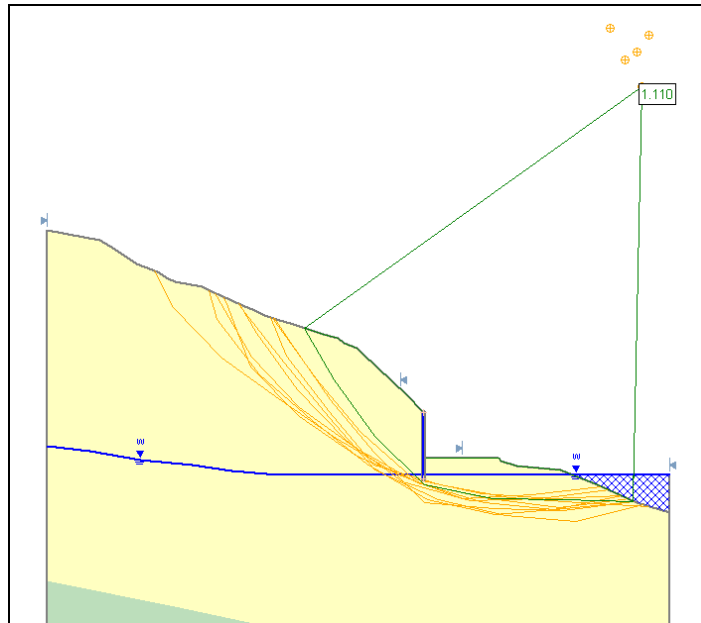


Figura 5.3 Analisi di stabilità nelle condizioni A2+M2+R2 (in condizioni sismiche con piena a 368)

	A2+M2+R2		
	Condizioni statiche e acqua a 368	Condizioni sismiche e acqua a 365	Condizioni sismiche e acqua a 368
Fs	1.29	1.20	1.11

Tabella 5.2: risultati delle verifiche di stabilità

I fattori di sicurezza che si rilevano dalla tabella risultano maggiori di 1.1, anche considerando la combinazione più rara con la piena a 368 m: pertanto considerando il fattore R2 (pari a 1.1) e pari al coefficiente di abbattimento delle resistenze del terreno la verifica risulta soddisfatta, ovvero le azioni instabilizzanti sono minori delle azioni stabilizzanti di progetto, in formula:

$$Ed \leq Rd$$

5.2 TRAVERSA

Si riporta la caratterizzazione geotecnica del terreno sotto la traversa, la verifica dei cedimenti e la verifica a sifonamento.

Per la caratterizzazione stratigrafica della nuova traversa si è fatto riferimento ai sondaggi S5/2009 e S6/2009, con le relative prove in sito e di laboratorio. A questi si sono aggiunte le attività di rilievo geologico e geomorfologico.

Di seguito si riporta uno stralcio planimetrico con indicata l'ubicazione dei sondaggi in corrispondenza della traversa:

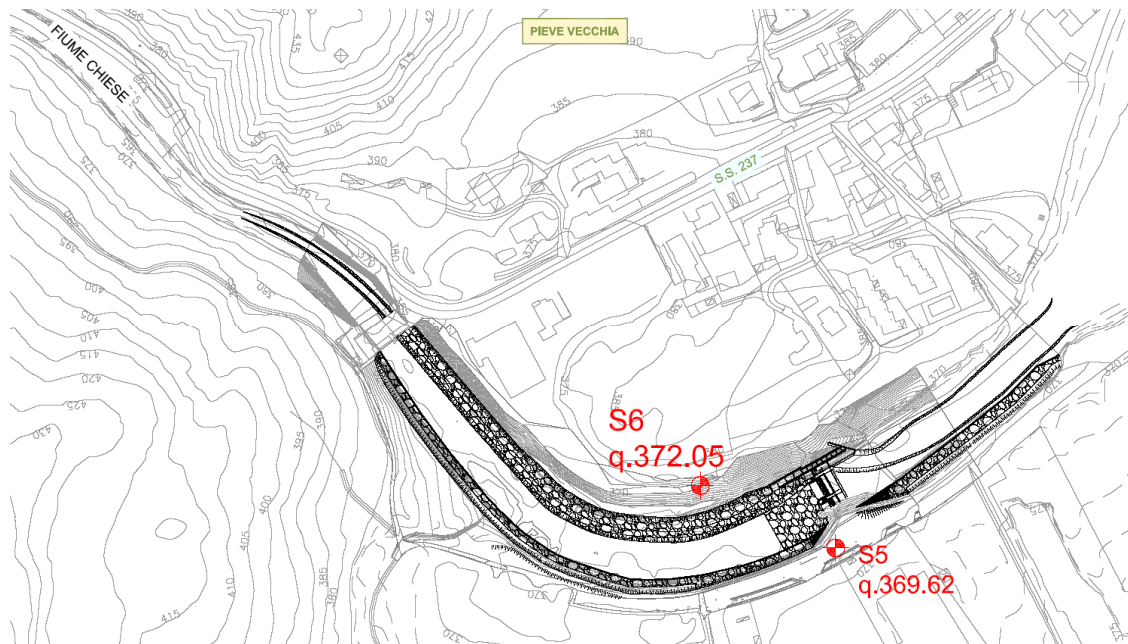


Figura 5.4: ubicazione indagini in corrispondenza della traversa (stralcio dell'elaborato "D-SC-GE-OPG-T-002, Planimetria ubicazione indagini geognostiche")

In tabella si riporta un elenco delle indagini effettuate nell'area della traversa.

Sondaggio	S5	S6
Lunghezza	21 m	13 m
Prove in sito		
SPT	6	2
Prove Lugeon	-	1
Prove Lefranc	-	1
Prove di laboratorio su terreni		
Granulometrie	2	1
Limiti di Atterberg	1	1
Prove di taglio diretto	1	-
Prove di permeabilità in edometro	1	-
Prove di laboratorio su roccia		
Prove di compressione triassiale	-	2
Prove Point Load test	-	2

Tabella 5.3: indagini nell'area della nuova traversa

I terreni presenti al di sopra del substrato roccioso sono depositi alluvionali e depositi eluviali di alterazione dell'arenaria (vedasi elaborato D-SC-GE-TRP-T-005, Sezione geologica della traversa).

Le indagini geognostiche sono state eseguite dalla società Land Service srl di Bolzano, mentre le prove di laboratorio sono state effettuate presso il Laboratorio Altair di Milano.

I valori di N_{SPT} sono risultati molto variabili. Per i depositi si sono registrati valori compresi tra 12 e 45, ma mediamente intorno a 20-30 colpi.

La percentuale di ghiaia e sabbia, nei campioni più rappresentativi per la traversa è compresa tra 52.50 (S6 CR1) e 88.08% (S5 CR1). L'indice di plasticità è compreso tra 14 e 19.

Per l'interpretazione delle prove SPT, utilizzando le formule di Schmertmann (1975) e di Hatanaka e Uchida (1986), si ottengono valori di angolo di attrito compresi tra 38° e 45° . Tuttavia a scopo cautelativo, e considerando la percentuale di fine, si è considerato per i depositi un unico strato con angolo di attrito pari a 36° .

Il modulo elastico dei depositi E' è stato valutato in base alla relazione suggerita da D'Appollonia (1970).

Per la caratterizzazione geotecnica dell'arenaria si sono considerati oltre i valori di resistenza e di elasticità ricavati dalle indagini eseguite proprio in corrispondenza della traversa, anche quelli ottenuti in corrispondenza della galleria.

I valori di permeabilità k sono stati ottenuti considerando le prove di permeabilità effettuate, nonché le formule empiriche note in letteratura che utilizzano i dati forniti dalle prove granulometriche.

Si è considerato pertanto un valore di k pari a 4×10^{-5} m/s per i depositi e 1.5×10^{-7} m/s per l'arenaria. Per il taglione in jet grouting si è invece considerato il valore minimo di k pari a 1.0×10^{-8} m/s, valore riportato in letteratura e che comunque sarà verificato in fase di realizzazione, come prescritto nel capitolato. Sempre per il jet grouting si è considerato un valore minimo di modulo elastico E pari a 2500 MPa, valore del tutto conservativo per la prestazioni attese di questo materiale. Di seguito si riportano i dati utilizzati

Depositi:

γ	19	kN/m ³
ϕ'	36	°
c	0	kN/m ²
E'	30	MPa
k	$4 \cdot 10^{-5}$	m/s

Arenaria

γ	25	kN/m ³
ϕ'	40	°
c	500	kN/m ²
E'	1500	MPa
k	$1.5 \cdot 10^{-7}$	m/s

5.2.1 Verifica numerica a sifonamento

Il controllo della stabilità al sifonamento (HYD) (par. 6.2.3.2 delle NTC/08) si esegue verificando che il valore della pressione interstiziale instabilizzante ($u_{inst,d}$) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ($\sigma_{stb,d}$) tenendo conto dei coefficienti parziali della tabella 6.2.IV delle NTC/08.

In formula

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d}$$

Si considerano i seguenti coefficienti parziali (tab 6.2.III delle NTC):

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	Sifonamento (HYD)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9
	Sfavorevole		1.3
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0
	Sfavorevole		1.5

Tabella 5.5: coefficienti parziali per le verifiche di sifonamento

Le verifiche sono state effettuate secondo due diversi scenari (A e B), ovvero modellazione in presenza ed in assenza del taglione di monte in jet grouting. Inoltre si sono considerate due diverse stratigrafie di progetto. La prima riguarda la spalla in sinistra idrografica dove si prevede che il substrato roccioso si a profondità maggiore di 12-13m.

La seconda riguarda invece la spalla in destra idrografica, dove il substrato roccioso (arenaria) è a profondità minore intorno ai 6-7 m.

Le analisi agli elementi finiti sono state eseguite con il codice di calcolo geotecnico PLAXIS – Versione 7.2, il quale è appositamente concepito per l’analisi, in termini di stabilità e cedimenti, di problemi di Ingegneria Geotecnica.

Si tratta di un approccio che comporta significativi oneri di calcolo numerico, ma che ha il pregio di poter simulare problemi di interazione, in quanto, a differenza, per esempio dei metodi “a molle”, modella il terreno come un mezzo continuo costituito da una molteplicità di elementi interconnessi ai nodi.

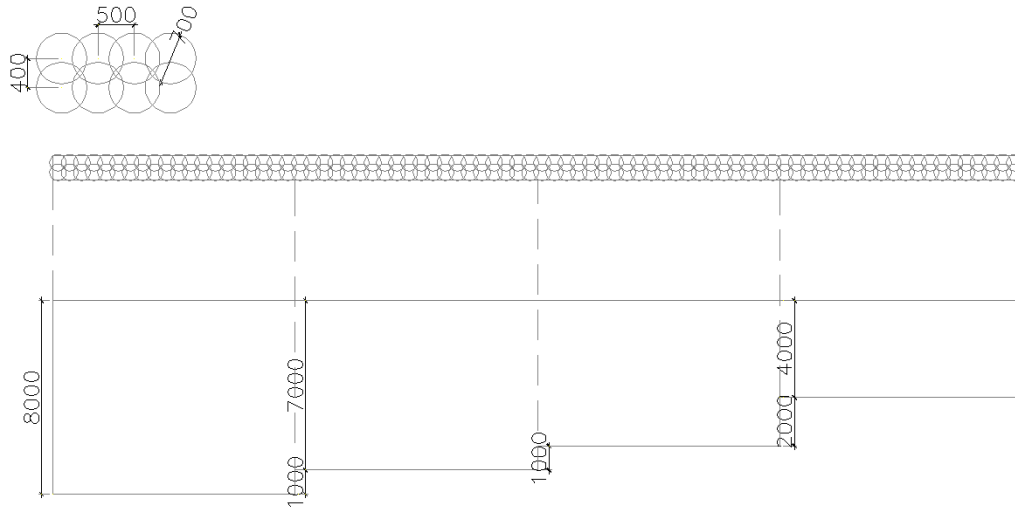
Il programma realizza analisi bidimensionali, cioè in condizioni di planarità delle deformazioni (*plane strain*). Ciò significa che il calcolo viene eseguito valutando ogni singola sezione trasversale come se la geometria della struttura si estendesse indefinitamente fuori piano.

La simulazione delle principali componenti il problema è avvenuto tramite le seguenti ipotesi:

- per gli elementi di terreno sono stati utilizzati elementi triangolari a 6 nodi . Per la modellazione del comportamento tensio-deformativo degli elementi di terreno è stato utilizzato il modello elastoplastico di Mohr-Coulomb che considera 2 parametri di deformabilità elastica - E e ν - e 3 parametri di resistenza – rispettivamente coesione c, angolo di attrito interno ϕ e angolo di dilatanza ψ

- Per la simulazione della fondazione in calcestruzzo di spessore 2 m e del dente a valle si è considerato un comportamento lineare elastico;

Di seguito si riporta lo schema del taglione in jet grouting:



La simulazione è stata articolata secondo le seguenti fasi di calcolo:

- fase iniziale 1: esecuzione della fondazione;
- fase iniziale 2 : esecuzione delle strutture in elevazione (simulata con un sovraccarico)
- fase 3: arrivo della piena a monte con la traversa chiusa.

Le fasi di cui sopra sono state quindi ripetute per i diversi scenari.

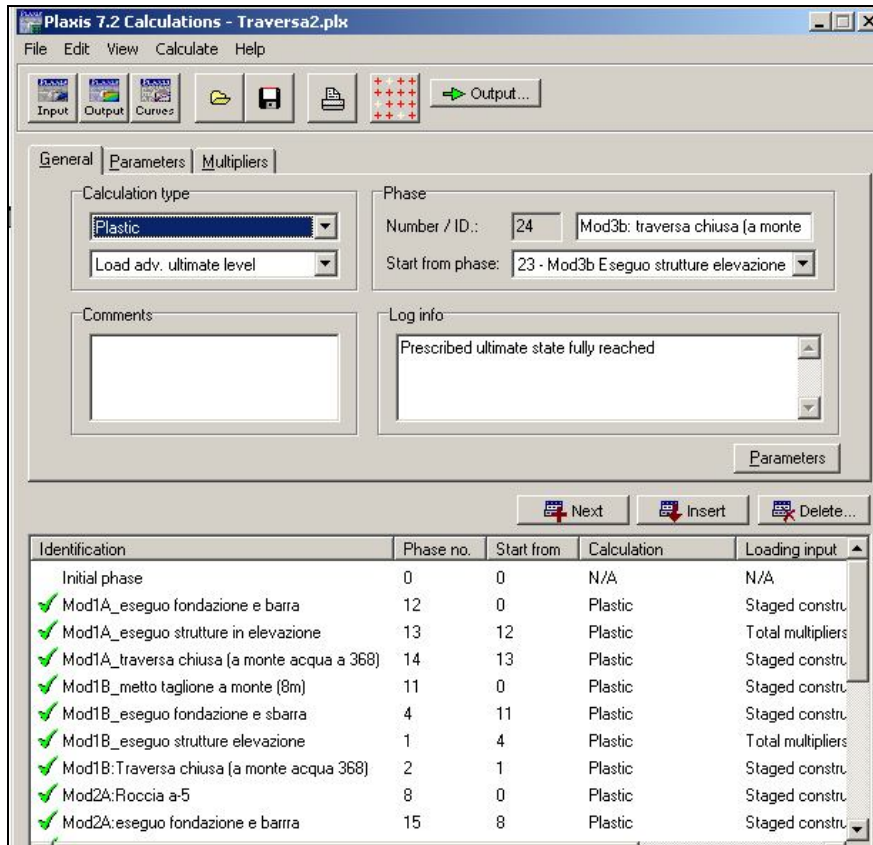


Figura 5.5 Fase di calcolo in Plaxis

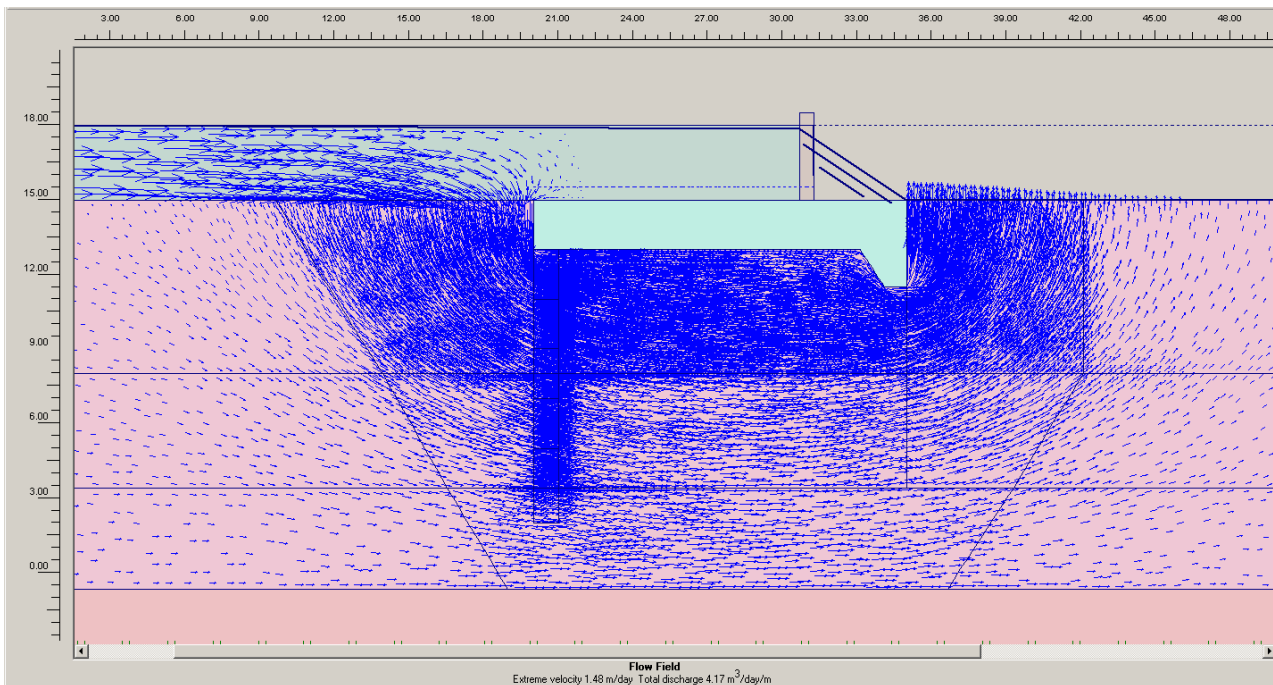


Figura 5.6 caso 1A: spalla sinistra in assenza del taglione di monte; linee di flusso.

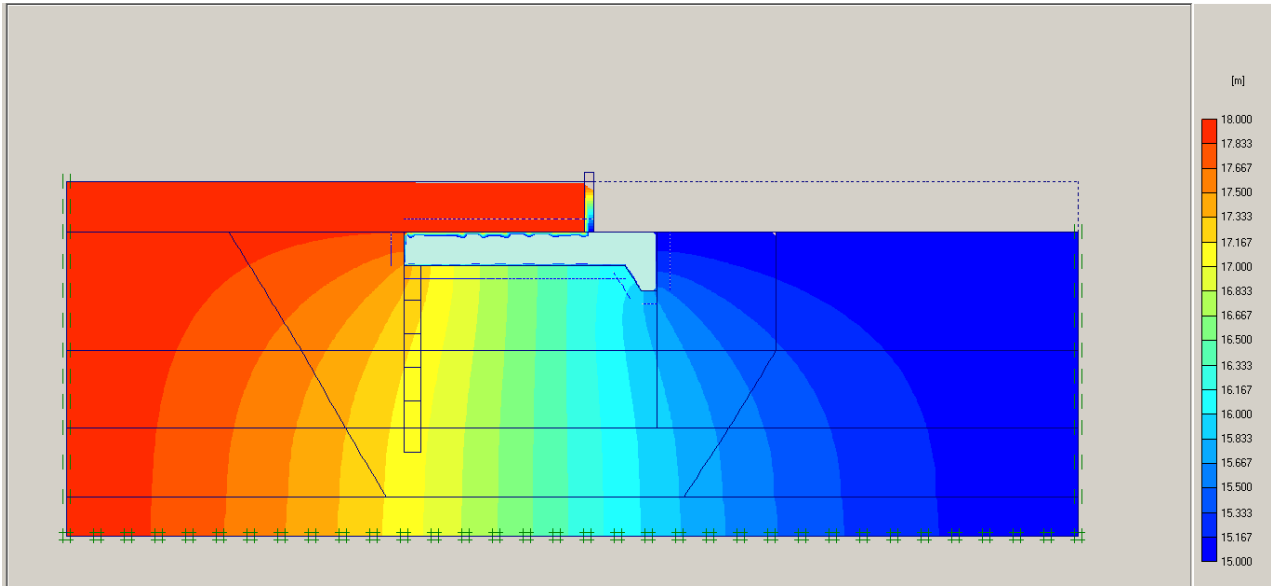


Figura 5.7 caso 1A: spalla sinistra in assenza del taglione di monte; linee equipotenziali.

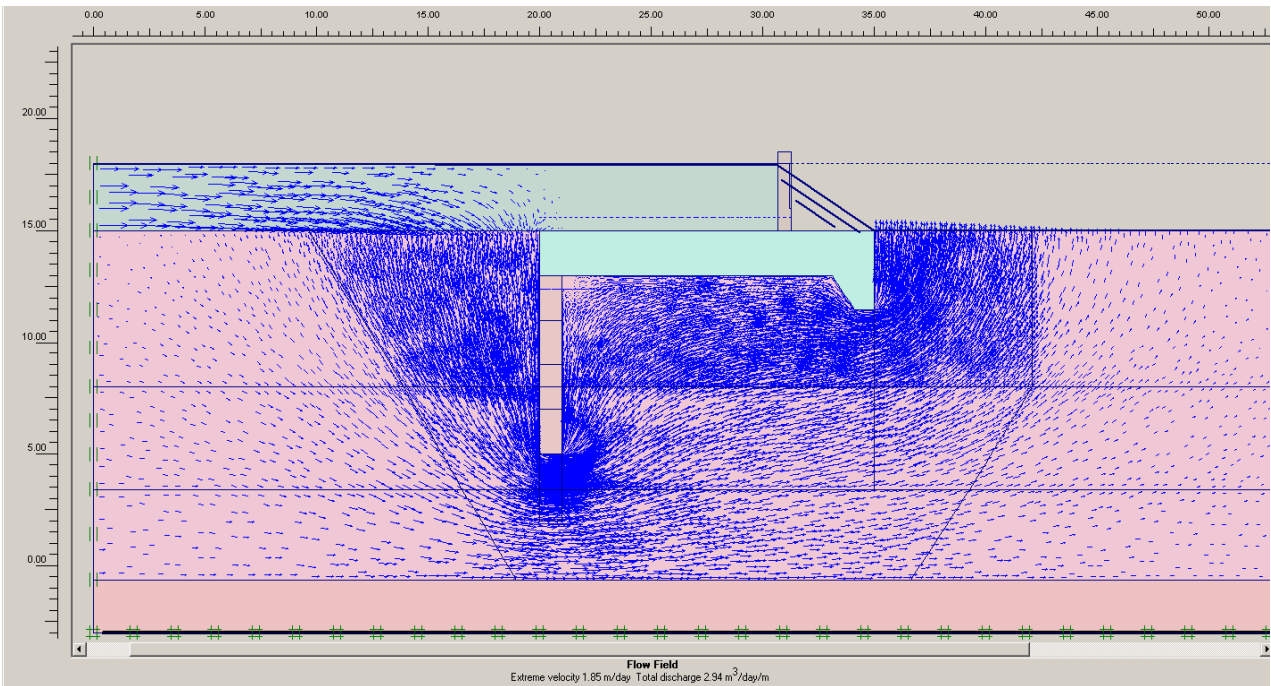


Figura 5.8 caso 1B: spalla sinistra in presenza del taglione di monte (lunghezza 8m); linee di flusso.

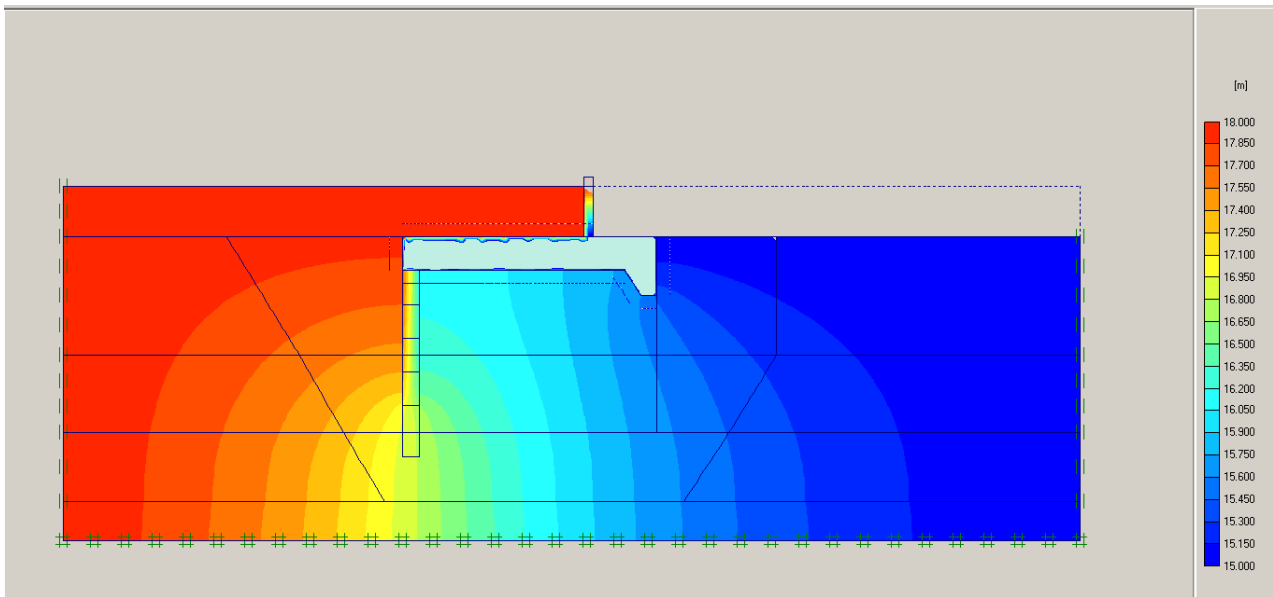


Figura 5.9 caso 1B: spalla sinistra in presenza del taglione di monte (lunghezza 8m); linee equipotenziali

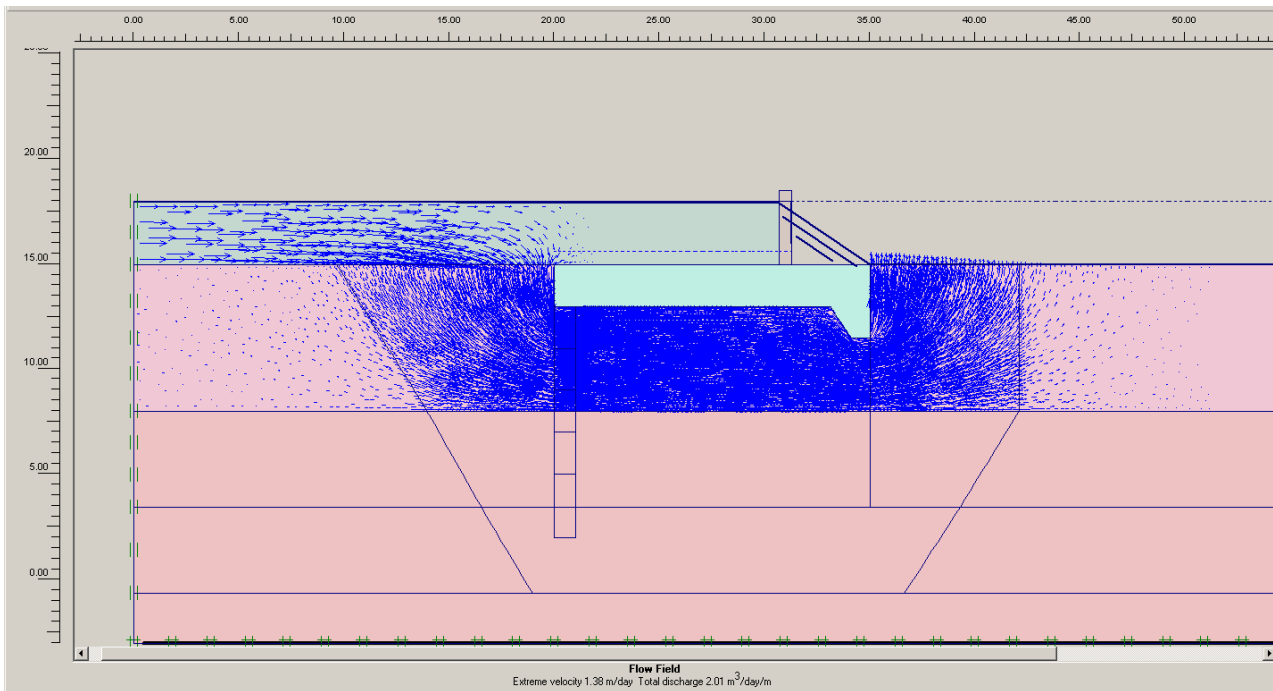


Figura 5.10 caso 2A: spalla destra in assenza del taglione di monte; linee di flusso.

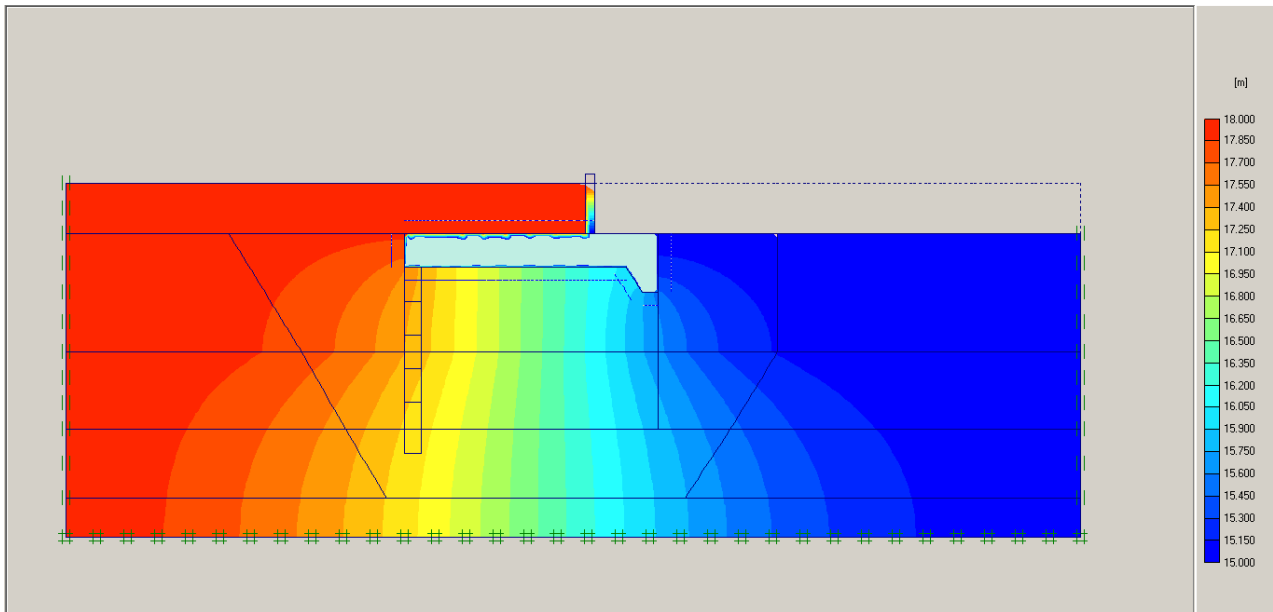


Figura 5.11 caso 2A: spalla destra in assenza del taglione di monte; linee equipotenziali.

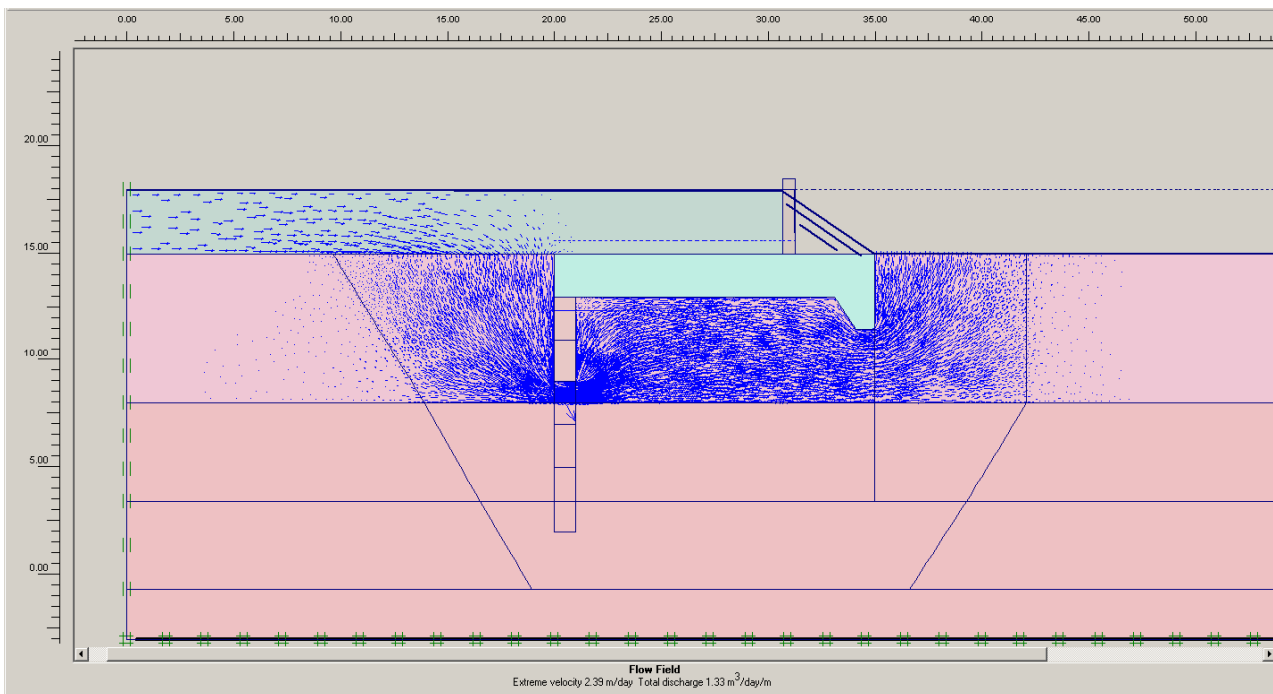


Figura 5.12 caso 2B: spalla destra in presenza del taglione di monte (lunghezza 4m); linee di flusso.

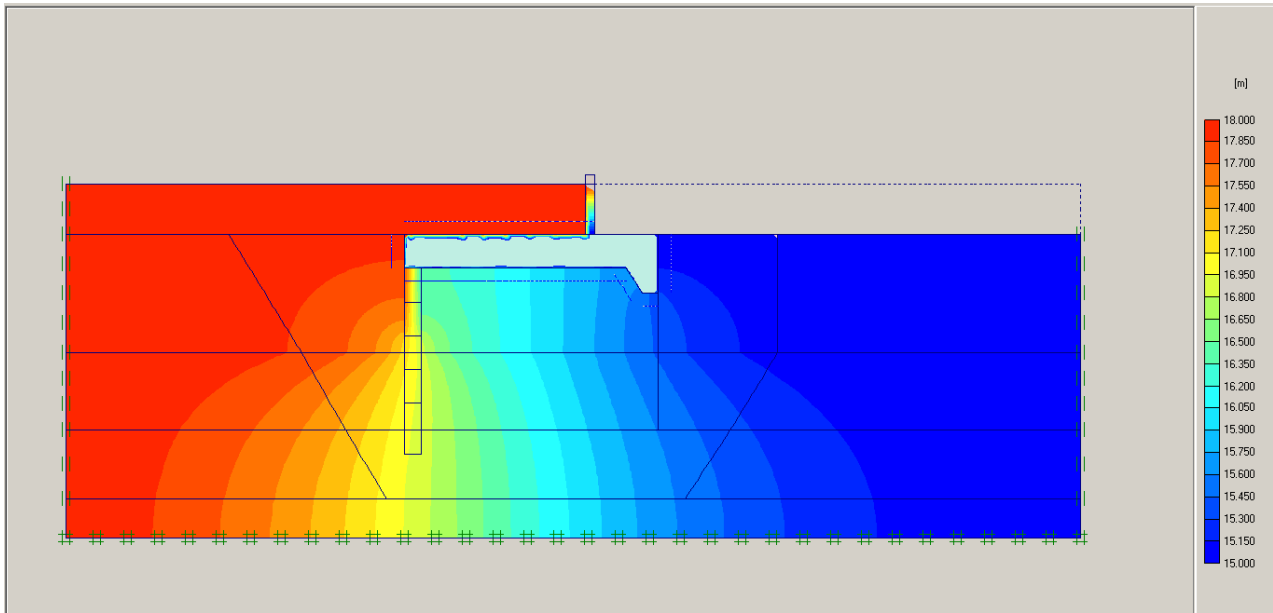


Figura 5.13 caso 2B: spalla destra in presenza del taglione di monte (lunghezza 4m); linee di equipotenziali.

Infine per la valutazione dell'instabilità dovuta al sifonamento sono state calcolate le pressioni stabilizzanti ed instabilizzanti al piede del dente di valle, direttamente dal programma di calcolo.

Caso		Azione (kPa)	Azione di progetto (kPa)	Rapporto (verificato se >1)
1A	Permanenti favorevoli	66.5	59.85	1.13
	Permanenti sfavorevoli	40.69	52.90	
1B	Permanenti favorevoli	66.5	59.85	1.18
	Permanenti sfavorevoli	38.99	50.69	
2A	Permanenti favorevoli	66.5	59.85	1.15
	Permanenti sfavorevoli	40.13	52.17	
2B	Permanenti favorevoli	66.5	59.85	1.20
	Permanenti sfavorevoli	38.39	49.91	

Tabella 5.6: pressioni al piede del dente di valle

Come si rileva dalla tabella il rapporto tra forze stabilizzanti e destabilizzanti risulta essere sempre maggiore di uno e perciò si può scrivere che

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d}$$

e pertanto le verifiche sono da ritenersi soddisfatte. In particolare la funzione del taglione è quella di aumentare notevolmente il rapporto.

5.2.2 Verifica con confronto del gradiente critico

Per ulteriore controllo si è calcolato il gradiente idraulico in uscita (sempre al piede del dente di valle) e lo si è confrontato con il gradiente critico $i_c = \gamma' / \gamma_w \cong 0.9$

Come si rileva dalla tabella il coefficiente di sicurezza pari al rapporto tra i due gradiente è sempre maggiore di 5. Anche per questa verifica il contributo del taglione appare notevole.

Caso	Gradiente calcolato al piede del taglione a valle	Gradiente critico	Fs*
1A spalla sinistra senza taglione	0.16	0.9	5.62
1B spalla sinistra con taglione	0.11	0.9	8.18
2A spalla destra senza taglione	0.15	0.9	6.00
2B spalla destra con taglione	0.10	0.9	9.00
*consigliato 4-5 (fonte: Lancellotta) *consigliato 2.5-4 (fonte: Colombo & Simonini)			

Tabella 5.7: gradienti idraulici al piede del dente di valle

Infine si prevede di eseguire il taglione a monte in jet grouting utilizzando differenti profondità: tale scelta è da imputarsi alla particolare stratigrafia delle due spalle.

Pertanto, mentre per la spalla sinistra il taglione sarà eseguito sino a profondità pari a 8m, laddove il substrato roccioso è posto a minore profondità (spalla destra) si eseguirà il taglione sino a 4 m di profondità, senza pertanto immorsarsi nella roccia, in modo da diminuire i cedimenti differenziali della traversa.

5.2.3 Verifica secondo il metodo di Bligh (1910) e Lane (1935)

Il metodo di Bligh (1910) considera il percorso che l'acqua dovrebbe fare per portarsi da monte a valle di una diga, lungo il perimetro della fondazione. Il rapporto tra la lunghezza di questo percorso e il carico d'acqua è indicato come rapporto di scorrimento:

$$C = \frac{L}{h}$$

Successivamente Lane (1935) migliorò il metodo per tener conto della maggiore resistenza al passaggio dell'acqua dai percorsi verticali L_v rispetto a quelli orizzontali L_h . Secondo Lane la formula pertanto diventa:

$$C = \frac{\frac{1}{3}L_h + L_v}{h}$$

Gli autori consigliano i seguenti valori di C in relazione al tipo di terreno.

Terreno	C	
	Bligh (1910)	Lane (1935)
Sabbia molto fine o limo	18.0	8.5
Sabbia fine	-	7
Sabbia media	-	6
Sabbia grossa	12.0	5
Ghiaia fine	-	4
Ghiaia media	-	3.5
Ghiaia e sabbia	9.0	3.5
Ghiaia grossa con ciottoli	5.0	3
Massi con ciottoli e ghiaia	-	2.5
Massi, ghiaia e sabbia	-	-
Argilla molle	-	3
Argilla media	-	2
Argilla compatta	-	1.8
Argilla molto compatta	-	1.6

Tabella 5.8: valori del coefficiente di scorrimento consigliati da Bligh e Lane

Per la traversa si può agevolmente calcolare il rapporto C con semplici considerazioni geometriche. In tabella si riportano i valori di C valutati per le due spalle (i valori di C per le spalle sono diversi in quanto diversa è la lunghezza del taglione).

Caso	Bligh (1910)	Lane (1935)
1A spalla sinistra senza taglione	7.3	4.0
1B spalla sinistra con taglione	12.7	9.3
2A spalla destra senza taglione	7.3	4.0
2B spalla destra con taglione	10.0	6.7

Tabella 5.9: valori del coefficiente di scorrimento C per la traversa

Il campione S5CR1, più prossimo alla spalla sinistra, è descritto come “ghiaia con sabbia limosa, leggermente argillosa”, con le seguenti percentuali granulometriche:

Ghiaia	53.5	%;
Sabbia	34.6	%
Limo	8.2	%;
Argilla	3.8	%.

Il valore del rapporto C desiderato con tale granulometria, sarebbe pari a 9 secondo Bligh (contro 12.7 da calcolo) e 3.5 secondo Lane (contro 9.3 da calcolo). Pertanto per la spalla sinistra la verifica è ampiamente soddisfatta.

Il campione S6CR1, più prossimo alla spalla destra, è descritto come “sabbia con ghiaia, limo e argilla”, con le seguenti percentuali granulometriche:

Ghiaia	26.2	%;
Sabbia	26.3	%
Limo	22.3	%;
Argilla	25.2	%.

L'interpretazione in questo caso appare più difficile: tuttavia l'argilla (come mostrato in tabella), praticamente al pari o più delle ghiaie, è considerata un materiale che difficilmente è soggetta a sifonamento, anche quando è dotata di poca coesione. Pertanto se si assume che la quota parte di terreno più sensibile al sifonamento (il limo) è contrastata in pari percentuale da una quota parte di terreno che invece è la meno sensibile al sifonamento (argilla), possiamo analizzare la sola parte di ghiaia e sabbia. In questo caso allora il valore del rapporto C desiderato con tale granulometria, sarebbe pari a 9 secondo Bligh (contro 10 da calcolo) e 3.5 secondo Lane (contro 6.7 da calcolo). Pertanto anche per la spalla destra la verifica è ampiamente soddisfatta.

L'argomentazione qui riportata può apparire troppo semplicistica, ma è necessaria se si vuole utilizzare i metodi empirici citati.

Infine, dato non considerato nelle analisi, a valle della traversa la sezione idraulica è rivestita con massi di peso minimo pari a 2000 kg, che contrastano in modo non trascurabile l'eventuale presenza di fenomeni di sifonamento.

Per quanto detto la verifica al sifonamento si può considerare ampiamente soddisfatta.

5.2.4 Verifica a sollevamento della traversa

Il controllo della stabilità al sollevamento (UPL) (par. 6.2.3.2 delle NTC/08) si esegue verificando che il valore della forza instabilizzante $V_{inst,d}$ risulti non superiore al valore di progetto delle azioni stabilizzanti $G_{stb,d}$ e delle resistenze R_d tenendo conto dei coefficienti parziali della tabella 6.2.III delle NTC/08.

In formula

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Si considerano i seguenti coefficienti parziali (tab 6.2.III delle NTC):

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	Sollevamento (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9
	Sfavorevole		1.1
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0
	Sfavorevole		1.5

Tabella 5.10: coefficienti parziali per le verifiche di sifonamento

Si considera il caso più sfavorevole, ovvero con la traversa chiusa e la quota dell'acqua a monte a 368 m s.l.m.

Per semplicità si considerano delle pressioni invece che delle forze.

All'intradosso della fondazione (quota 363 m s.l.m.) si ha che la pressione vale:

$$u_{inst} \cong 10 \cdot 5 = 50 \text{ kPa}$$

Le forze stabilizzanti alla base della fondazione sono il peso della fondazione (2m·25 kN/m³ = 50 kPa), il peso dei setti e delle paratoie (ca 37 kPa) e il peso dell'acqua a monte delle paratoie che si trascura per semplicità non essendo distribuita su tutta la fondazione. Si ha quindi:

Azioni	
$V_{inst,d}$	$=50 \cdot 1.1 = 55 \text{ kPa}$
$G_{stb,d}$	$=(50+37) \cdot 0.9 = 78.3 \text{ kPa}$

Tabella 5.11: verifica al sollevamento

Pertanto $V_{inst,d} \leq G_{stb,d}$ e la verifica è soddisfatta.

5.2.5 Calcolo della capacità portante e dei cedimenti della traversa

La traversa in progetto ha una platea di fondazione di larghezza 15.5 m (da monte a valle) lunghezza 29 m (trasversalmente al fiume) e altezza pari a 2m. Tenendo conto dell'affondamento minimo della fondazione pari a 2m e il limitato carico dovuto essenzialmente ai setti di sostegno delle paratoie, alla paratoie stesse e all'acqua, la verifica della capacità portante si ritiene superflua.

Alcune considerazioni occorre invece fare sui cedimenti attesi.

Si prevede di eseguire il taglione a monte in jet grouting utilizzando differenti profondità: tale scelta è da imputarsi alla particolare stratigrafia delle due spalle.

Pertanto, mentre per la spalla sinistra il taglione sarà eseguito sino a profondità pari a 8m, laddove il substrato roccioso è posto a minore profondità (spalla destra) si eseguirà il taglione sino a 4 m di profondità senza pertanto immorsarsi nella roccia, in modo da diminuire i cedimenti differenziali della traversa.

In tabella si riportano i cedimenti calcolati per la stratigrafia di riferimento nei casi 1B e 2B nei punti estremi della fondazione lato monte e lato valle. Nel modello si è tenuto conto di un carico uniforme di 37 kPa. al di sopra della fondazione. I cedimenti sono valutati con la falda alla quota dell'estradosso della fondazione.

Caso	Lato monte (mm)	Lato valle (mm)	$\Delta s/L$
1B spalla sinistra	6.30	14.76	< 1/1800
2B spalla destra	2.00	6.25	< 1/3600

Tabella 5.12: stima dei cedimenti complessivi

Dalla tabella si osserva una differenza di cedimento tra monte e valle dovuto alla presenza del taglione, e una differenza di cedimento tra spalla sinistra e spalla destra a causa della differente stratigrafia.

Si rileva inoltre che sia i cedimenti assoluti che quelli differenziali risultano limitati. Anche considerando la rotazione tra il lato monte della spalla destra e il lato valle della spalla sinistra si ottiene una rotazione $\Delta s/L$ inferiore a $1/2500$.

I valori riportati in tabella sono però valori “complessivi”, valori cioè che non tengono conto del momento della vita dell’opera in cui si esplicano. Nel caso in esame la gran parte del sovraccarico è dovuta al peso proprio della struttura in cemento armato (38850kN corrispondente al 98,7% del peso totale), mentre solo un’aliquota molto modesta è dovuta al peso delle paratoie (520kN corrispondente all’1,3%).

Di fatto quindi la maggior parte dei cedimenti si sarà già esplicita sotto il peso proprio della struttura (terreni a grana grossolana) ben prima del montaggio delle paratoie, le quali subiranno solo le distorsioni dovute alla somma del cedimento residuo e dei nuovi cedimenti per l’incremento di carico (che è però pari all’1,3%).

Dei valori riportati in tabella, la parte di effettivo interesse per la funzionalità delle paratoie risulta quindi essere una piccola parte, senz’altro inferiore al 50%.

Peraltro gli organi idraulici sono registrabili in ogni momento, potendo quindi recuperare anche cedimenti differiti nel tempo.

Può quindi lecitamente concludersi che data la tipologia dell’opera sono da considerarsi ammissibili valori di cedimento anche di diversi centimetri, numeri comunque ampiamente superiori ai valori attesi.

Il trattamento colonnare in progetto, ha principalmente una funzione che è quella idraulica, ovvero allungare il percorso che l’acqua compie per portarsi da monte a valle. Si è mostrato che tale intervento permette un adeguato aumento della sicurezza per la verifica al sifonamento, calcolato sia con modelli numerici che empirici, maggiore di quelli richiesti sia dalla normativa sia da quelli consigliati in letteratura

Si osserva infine che anche se il bedrock arenacea fosse a profondità minori di quelle ipotizzate, la verifica a sifonamento sarebbe ancor più soddisfatta (infatti vorrebbe dire che l’acqua deve attraversare uno strato con permeabilità più bassa).

Per quanto detto la soluzione fondazionale adottata risulta corretta.

Ai fini di un ulteriore affinamento delle informazioni geologico e geotecniche esattamente in corrispondenza dell’opera, si prescriverà nel capitolato speciale d’appalto l’esecuzione di ulteriori indagini per la verifica del modello utilizzato, che tuttavia non avranno ripercussioni significative sulle scelte progettuali.

5.3 VERIFICHE DI STABILITA' CANALE DI RESTITUZIONE

Nel presente paragrafo vengono presentate le verifiche di stabilità della sezione più critica del canale di sbocco realizzato con scavo a cielo aperto.

A tale proposito si segnala che le sezioni in corrispondenza delle opere a fiume, prevedendo unicamente una riprofilatura della sponda esistente e rivestendo poi la scarpata con massi ciclopici, risultano automaticamente soddisfatte.

Il tratto di canale a cielo aperto è stato realizzato con scarpate 3 su 2 (H su V).

I rivestimento in massi ciclopici può essere assimilato ad un terreno con angolo di attrito pari a 50° .

Dall'esame delle carte di stabilità proposte da Hoek e Bray per le diverse condizioni idrauliche della scarpata, si è verificato che la stabilità risulta soddisfatta anche considerando i coefficienti parziali previsti dalla normativa.

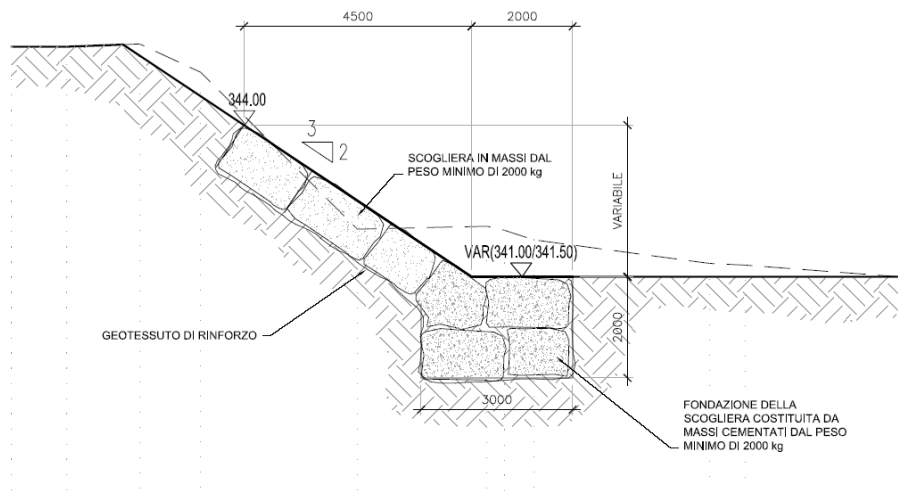


Figura 5.14 Particolare della sezione di progetto in corrispondenza delle opere a fiume (cfr. D DP ST CAR T 010).

6 AGGRESSIVITA' DEI TERRENI

Già dalla prima fase di caratterizzazione geologica, nella formazione S. Giovanni Bianco ci si attendeva occasionale presenza di gesso; per questo motivo sono state eseguite specifiche indagini atte a verificare la presenza di ambiente solfatico.

L'attacco solfatico consiste nella reazione tra lo ione solfato SO_4^{2-} e gli alluminati, la calce libera e gli idrosilicati.

Il risultato finale è la formazione di ettringite. Questa reazione avviene con forte aumento di volume quando il calcestruzzo è indurito, provocando rigonfiamenti, delaminazione e disgregazione dei manufatti.

Poiché dalle indagini è effettivamente risultata la presenza di solfati, a testimonianza di condizioni di aggressività chimica, per le strutture da realizzare nella formazione di S. Giovanni Bianco si dovranno prevedere i seguenti accorgimenti:

- 1) prescrizione di calcestruzzi resistenti ad attacco solfatico, secondo quanto prescritto dalla norma UNI 11104
- 2) a titolo di ulteriore cautela, ove possibile, impedire l'esposizione diretta di strutture in cemento armato a percolamenti e/o a volumi di roccia appartenente alla formazione di S. Giovanni Bianco.