



IMPIANTO	CODICE CKS
Impianto idroelettrico di Levane	GRE.OEM.R.90.IT.H.49017.09.022.00
Diga di Levane: Progetto di Sovralzo ai fini di laminazione	

## DIGA DI LEVANE

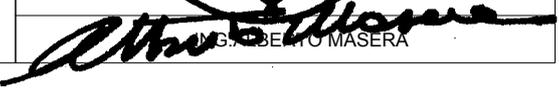
O&M Hydro Italy

Northern Central Area - Territorial Unit Lucca - UE Levane

Comune di Montevarchi - Provincia di Arezzo

# PROGETTO DI SOVRALZO AI FINI DI LAMINAZIONE - PROGETTO DEFINITIVO

## RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA E GEOTECNICA

00	21/04/2020	Prima emissione	F. Carnevale	A. Nardi A. Masera	A. Masera
REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONI	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO
ELABORATO CESI N. <b>C0006345</b>		NOME FILE R16 Relazione di caratterizzazione geomeccanica e geotecnica.docx	SCALA -	FOGLIO -	
NUMERO E DATA ORDINE		Ordine n. 3500053942 del 28/09/2019			
IL PROGETTISTA			 		
	CESI S.p.A. Via Rubattino 54 I-20134 Milano - Italy Tel: +39 02 21251 Fax: +39 02 21255440 e-mail: info@cesi.it www.cesi.it				
Engineering & Environment - ISMES Division Structural & Civil Engineering					
IL COMMITTENTE		ENEL GREEN POWER ITALIA S.r.l.			
		Power Generation Italy O&M Hydro Italy Northern Central Area			
				DATA	ING. M. SESSEGO
PER PRESA VISIONE ING. RESPONSABILE			No. HYD		
DATA	ING. S. GABBRIELLI				

## RAPPORTO

USO RISERVATO

APPROVATO

C0006345

**Cliente** ENEL Green Power S.p.A.

**Oggetto** Diga di Levane Comune di Montevarchi e Terranuova Bracciolini (AR) – Progetto di sopralzo della diga  
Progetto definitivo per autorizzazione  
**Relazione di caratterizzazione geomeccanica e geotecnica**

**Ordine** Attivazione n. 3500053942 da Contratto Aperto di Servizi 8400140386 del 7/05/19.

**Note** Rev.00 - A1300002142 – Lettera di trasmissione C0009658

La parziale riproduzione di questo documento è permessa solo con l'autorizzazione scritta del CESI.

**N. pagine** 32 **N. pagine fuori testo** -

**Data** 21/04/2020

**Elaborato** **INE - Carnevale Francesco**  
C0006345 3194063 AUT

**Verificato** **INE - Masera Alberto, INE - Nardi Andrea**  
C0006345 114993 VER C0006345 3011309 VER

**Approvato** **INE - Masera Alberto (Project Manager)**  
C0006345 114993 APP

**CESI S.p.A.**

Via Rubattino 54  
I-20134 Milano - Italy  
Tel: +39 02 21251  
Fax: +39 02 21255440  
e-mail: info@cesi.it  
www.cesi.it

Capitale sociale € 8.550.000 interamente versato  
C.F. e numero iscrizione Reg. Imprese di Milano 00793580150  
P.I. IT00793580150  
N. R.E.A. 429222

© Copyright 2020 by CESI. All rights reserved

Pag. 1/32

## ***Indice***

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>OGGETTO E SCOPO .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>GEOLOGIA DELL'AREA DI STUDIO .....</b>	<b>6</b>
<b>5</b>	<b>INDAGINI DI RIFERIMENTO PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA E GEOTECNICA .....</b>	<b>11</b>
<b>6</b>	<b>METODOLOGIA SEGUITA NELLA DEFINIZIONE DELLA CARATTERIZZAZIONE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI .....</b>	<b>12</b>
<b>7</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA E GEOTECNICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE DI FONDAZIONE .....</b>	<b>15</b>
7.1	Ammasso roccioso – caratterizzazione geomeccanica per le verifiche di stabilità in campo statico: sintesi dei risultati .....	23
7.2	Ammasso roccioso - analisi dinamiche: caratterizzazione dell'ammasso alle piccole deformazioni .....	24
7.3	Ammasso roccioso - stima della capacità portante della roccia di fondazione della diga .....	24
7.4	Coltre detritica in sponda sinistra: caratterizzazione geotecnica .....	26
7.5	Permeabilità dell'ammasso roccioso e della coltre detritica .....	28
<b>8</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>31</b>

## STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	21/04/2020	C0006345	Prima emissione

## 1 INTRODUZIONE

Il sopralzo della diga di Levane è inserito nel Piano di Bacino del Fiume Arno tra gli interventi di mitigazione del rischio idraulico della città di Firenze. Dal sopralzo è atteso un volume utile di 9,5Mmc per la laminazione della piena di progetto.

Nell'ottobre del 2015 ENEL ha predisposto il progetto definitivo dell'intervento di sopralzo e lo ha inviato all'autorità di controllo Direzione Generale Dighe del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti (DGD).

Nell'agosto del 2017, acquisito anche il parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici,

DGD ha richiesto integrazioni al progetto necessarie per l'approvazione.

CESI è stata incaricata dal Concessionario Enel Green Power di completare, integrare e revisionare il progetto ENEL 2015 di sopralzo della diga, adempiendo alle prescrizioni DGD inerenti alla diga e le sue spalle.

L'azione progettuale di CESI terrà conto dei risultati ottenuti dalla sperimentazione su modello fisico degli effetti delle piene di riferimento attraverso lo sfioratore condotta dall'Università di Firenze per le specifiche necessità di progetto.

Il presente documento costituisce la **Relazione di caratterizzazione geomeccanica e geotecnica** dei terreni e delle rocce di fondazione nell'area della diga.

Il rapporto è strettamente connesso al rapporto sulla geologia che rappresenta, di fatto, l'input per le considerazioni qui contenute e che portano alla definizione quantitativa dei parametri geotecnici e geomeccanici con cui eseguire le verifiche di stabilità della diga e di conseguenza con cui progettare gli interventi di appesantimento che derivano dal sovralzo.

## 2 OGGETTO E SCOPO

Oggetto del presente rapporto sono la roccia di fondazione della diga ed i terreni presenti nell'area della spalla sinistra dove sorgeranno le opere di cantierizzazione temporanee o definitive atte a consentire i lavori di appesantimento della diga.

Scopo è fornire la caratterizzazione geomeccanica delle rocce di fondazione e geotecnica dei terreni in spalla sinistra al fine di consentire l'esecuzione delle necessarie verifiche di stabilità della diga e di progettare al meglio le opere di cantierizzazione in spalla sinistra.

### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Sono di riferimento i seguenti documenti:

1. Documento Cesi Prot. C0006135 - Diga di Levane (Comune di Montevarchi) – INDAGINI GEOGNOSTICHE 2019 – aprile 2020;
2. Documento Cesi Prot. C0006347 - Diga di Levane (Comune di Montevarchi AR) – Progetto di sovralzò ai fini laminazione - Progetto definitivo - RELAZIONE GEOLOGICA – aprile 2020.

## 4 GEOLOGIA DELL'AREA DI STUDIO

Il presente paragrafo viene estratto dalla relazione geologica Doc. Rif. [Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.] cui si rimanda per i dettagli del caso.

Il substrato roccioso presente nella sezione di imposta della diga è parte dell'unità geologica prevalentemente terrigena denominata Formazione del Macigno, che costituisce il termine ultimo della Falda Toscana. Essa è formata da tre Unità stratigrafiche che variano fra di loro per età, per posizione stratigrafica all'interno dell'Appennino Settentrionale e per composizione litologico- mineralogica.

Le tre Unità stratigrafiche sono disposte nella catena appenninica da sud-ovest, le più interne, verso nord-est, le più esterne, cioè da quella più antica a quella più recente, in accordo alla vergenza tettonica. Le tre Unità stratigrafiche sono le seguenti:

- Macigno del Chianti: alternanza di arenarie turbiditiche quarzoso feldspatiche con matrice argillosa ed assenza di cemento, sostituito dalle argille della matrice, a grana medio grossolana e sottili livelli argillitici; è presente nell'omonima catena montuosa; rapporto arenarie/peliti >1.
- Arenarie del Monte Cervarola - Monte Falterona: alternanza di strati di arenarie turbiditiche quarzoso feldspatiche a grana medio fine, con matrice argillosa e scarso cemento calcareo, e livelli siltitico marnosi, rispettivamente meno e più spessi che nella precedente unità; è presente nella parte centrale della catena, costituendone i rilievi più elevati; rapporto arenarie/peliti ~1:1.
- Marnoso Arenacea: alternanze di arenarie turbiditiche quarzoso feldspatiche a grana medio fine, con matrice argillosa e cemento calcareo dolomitico, e spessi livelli di marne; è situata ancora più ad oriente nella Catena Appenninica, nel versante romagnolo marchigiano; rapporto arenarie/peliti <1.

Nella sezione di imposta della diga è presente la Formazione delle Arenarie del Monte Falterona (AMF), che appartiene all'Unità Stratigrafica Cervarola Falterona.

Le sponde del bacino sono costituite dalla Formazione delle Arenarie del Monte Falterona, affioranti nella sezione di imposta della diga e in tutto il tratto dell'alveo del fiume interno alla Valle dell'Inferno. In alcuni tratti, la AMF è coperta nelle parti superiori dei versanti dalle unità geologiche neogeniche.

La litologia della AMF affiorante nella zona di imposta della diga e sui versanti della Valle dell'Inferno (Figura 1 e Figura 2), conosciuta dai risultati dei rilevamenti geologico strutturali, è formata da un'alternanza di strati di arenarie quarzoso feldspatiche a grana medio fine di spessore dell'ordine decimetrico, raramente dell'ordine metrico, e di livelli siltitico marnosi, che costituiscono la parte alta ed a grana più fine degli strati arenacei, il cui spessore è, in generale, dello stesso ordine di grandezza dei precedenti. Il rapporto fra il litotipo arenaria e litotipo siltite-marna, cioè, A/P, è superiore ad 1, come è stato evidenziato dalla analisi litologica delle carote estratte dai sondaggi geognostici.



Figura 1 - Affioramento di AMF, versante destro sopra la centrale [A1]



Figura 2 - Affioramento di AMF versante destro a monte diga [A5]

Il versante sinistro è caratterizzato da una monotona isoclinale immergente di circa 20° verso NE. In ragione di questo assetto marcatamente a franapoggio il versante, con particolare riferimento all'area nell'intorno dell'imposta dell'opera realizzata, è privo di affioramenti del substrato, ricoperto da una coltre detritica di spessore variabile.

Per quanto riguarda la coltre detritica l'appoggio sul substrato avviene attraverso rocce argillitiche-siltitiche, talora arenacee, fratturate.

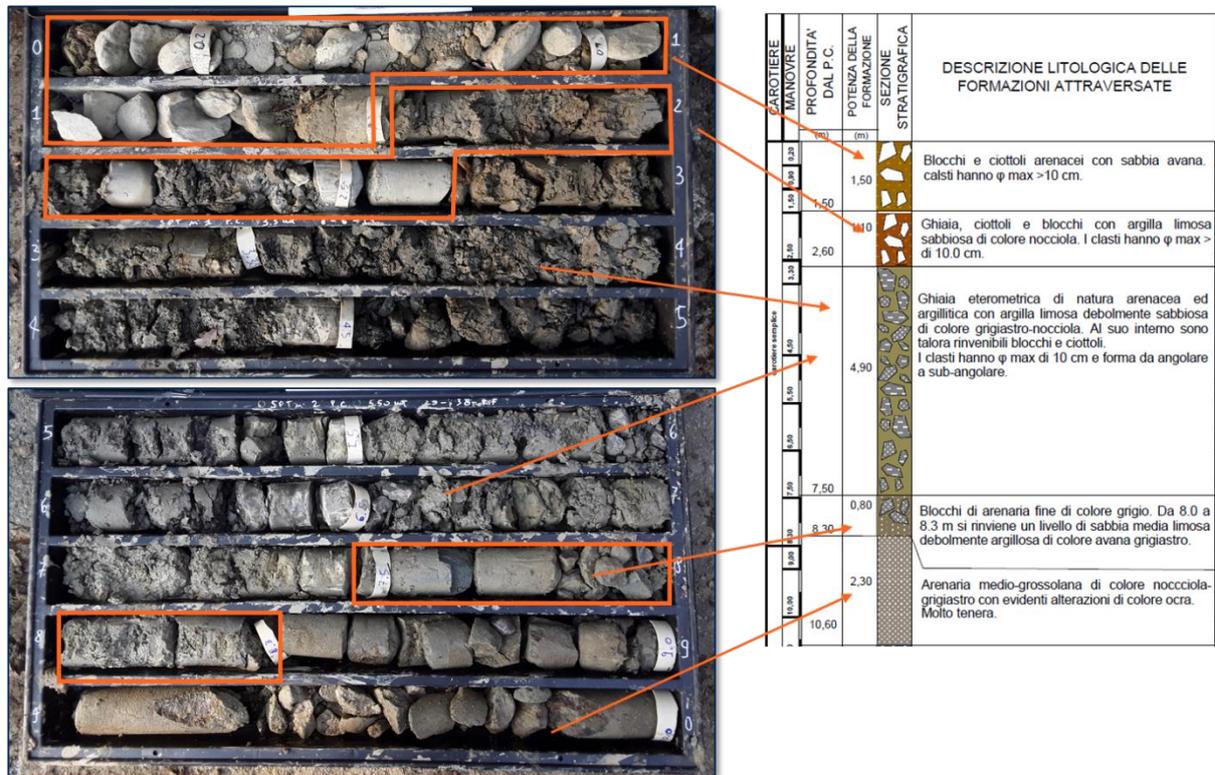


Figura 3 – Sondaggio SS1, stratigrafia dei primi 10 m in cui è evidente la natura caotica del materiale superficiale.



Figura 4 – Dettagli dello scavo della piazzola del sondaggio SS1 e della relativa pista di accesso

La natura caotica del deposito attraversato dai sondaggi è confermata dallo scasso effettuato in corrispondenza della piazzola del recente sondaggio SS1, in cui sono ben riconoscibili i blocchi arenacei, angolosi, pluridimensionali inglobati in matrice fine (Figura 4).

Dall'insieme degli elementi raccolti (documentazione storica, caratteristiche litostratigrafiche, assetto morfologico locale attuale, probabile rimodellamento antropico), si ipotizza l'esistenza di una coltre di materiale detritico caotico la cui presenza sia da mettere in relazione all'assetto strutturale locale caratterizzato da andamento a franapoggio degli strati con presenza di livelli pelitici e la cui morfologia sia imputabile al rimodellamento locale (soprattutto antropico).

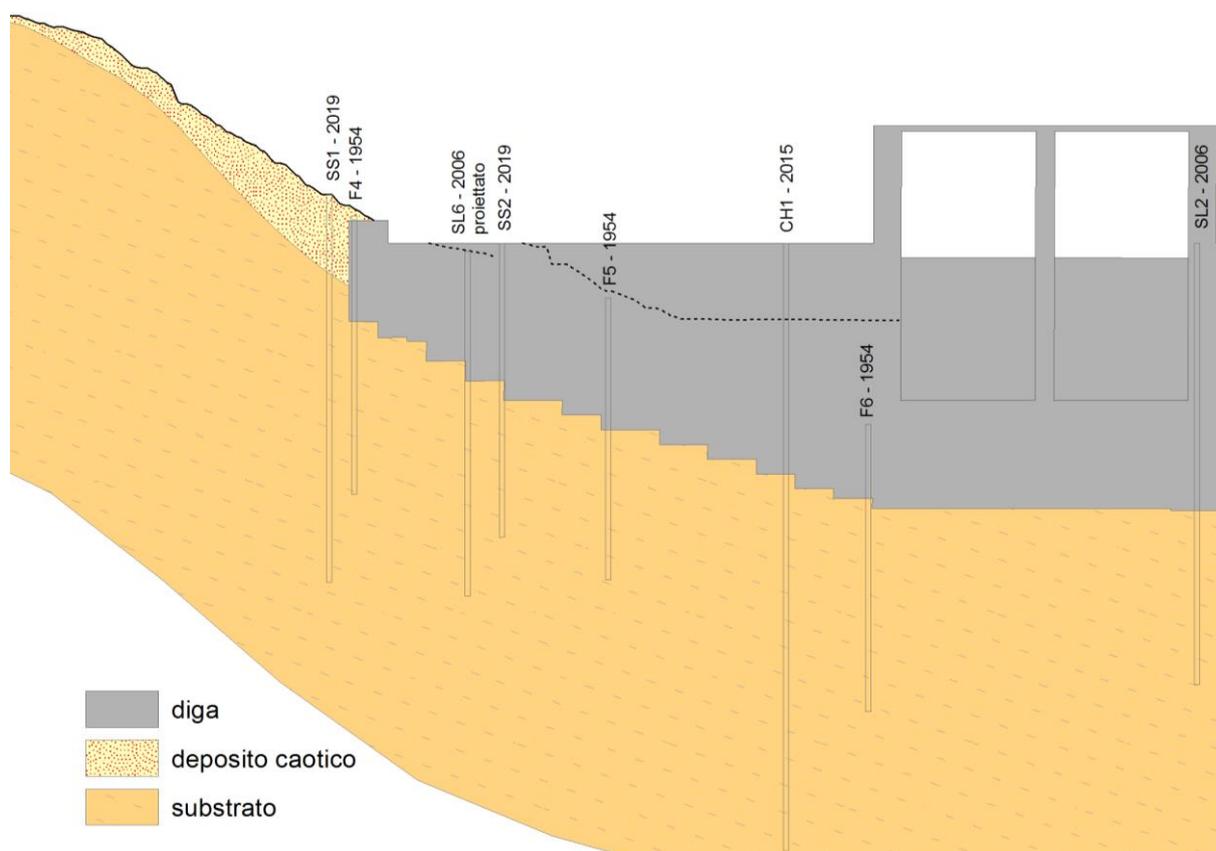


Figura 5– Interpretazione dell'imposta sinistra in cui è rappresentata la presenza di un corpo detritico caotico addossato al versante

Il versante sinistro, nella sua parte a valle dell'imposta, risulta invece caratterizzato da morfologie riconducibili a fenomeni più marcatamente gravitativi.

Dal confronto con le stratigrafie dei sondaggi, in particolare quelli storici, e con le cartografie degli studi più recenti, è possibile individuare un accumulo di frana che, però, risulta privo di tracce di attività recente e si presenta parzialmente rimodellato all'unghia dalla dinamica fluviale; sulla base di tali considerazioni è possibile ritenerlo inattivo (vd. Figura 6).

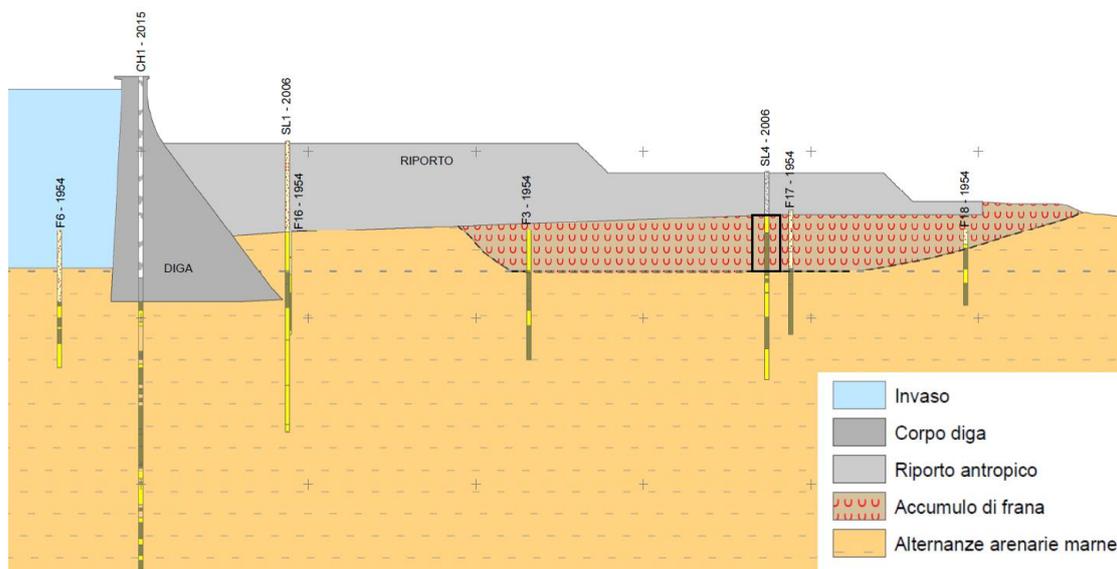


Figura 6 – Sezione lungo Arno con interpretazione dell'andamento dell'accumulo di frana al di sotto del riporto della diga; per il dettaglio del sondaggio SL4, nel riquadro nero, si veda la figura seguente.

Infine, il versante destro della Valle dell'Inferno, in corrispondenza dell'imposta della diga, si presenta acclive con versanti impostati prevalentemente nel substrato roccioso, a formare scarpate in roccia subverticali alte fino a 30m ed estese per circa 300m, da monte diga fino allo sbocco nella piana di Montevarchi (Figura 7). La continuità delle pareti rocciose è localmente interrotta da brevi incisioni impostate a partire dalle superfici terrazzate superiori e al cui interno sono presenti limitati accumuli di depositi detritico-colluviali. Piccoli accumuli di frane superficiali sono inoltre presenti sul fianco di tali incisioni.



Figura 7 – Viste panoramiche di valle (in alto) e di monte (in basso) del versante destro



## 6 METODOLOGIA SEGUITA NELLA DEFINIZIONE DELLA CARATTERIZZAZIONE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

Per la stima delle proprietà e delle caratteristiche di resistenza delle rocce poste al di sotto del piano di fondazione della diga è stata utilizzata la metodologia proposta da Hoek, Carranza-Torres & Corkum (2002), basata sull'originario criterio di resistenza di Hoek & Brown (1980).

Tale criterio è valido per ammassi aventi caratteristiche omogenee ed assimilabili. Il criterio di Hoek-Brown è basato sul concetto che la rottura di un ammasso roccioso sia controllata dallo spostamento e dalla rotazione di singoli blocchi di roccia separati da numerose fratture, aventi assetto caotico e quindi senza orientamento preferenziale di scorrimento, cosicché l'ammasso possa essere considerato come isotropo.

L'involuppo di rottura proposto da questi Autori è curvilineo ed è caratterizzato da elevati valori d'angolo d'attrito a bassi livelli di confinamento, in accordo con le osservazioni sperimentali sui materiali rocciosi e sul comportamento degli scavi in roccia. La resistenza di picco dell'ammasso roccioso espressa in tensioni principali è definita dall'equazione seguente:

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

Il parametro  $m_b$  viene ricavato riducendo quello della matrice rocciosa  $m_i$  in funzione dell'indice di qualità GSI (Hoek et al., 1995) e del fattore di disturbo D (fattore che tiene conto del grado di "danneggiamento" arrecato all'ammasso dalla metodologia di scavo) attraverso la seguente relazione:

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

Il valore dell'indice  $m_i$  può essere ricavato dalle tabelle seguenti:

ROCCE SEDIMENTARIE		
Roccia	$m_i$	$\pm$
Conglomerato	21	3
Arenaria	17	4
Siltite	7	2
Argillite	4	2
Argilloscisto	6	2
Chalk	7	2
Breccia	20	2
Calcere cristallino	12	3
Calcere sparitico	10	5
Calcere micritico	8	3
Dolomia	9	3
Marna	7	2
Gesso	10	2
Anidride	12	2

ROCCE IGNEE		
Roccia	$m_i$	$\pm$
Roccia		
Granito	32	3
Granodiorite	29	3
Diorite	25	5
Gabbro	27	3
Norite	20	5
Dolerite	16	5
Riolite	25	5
Dacite	25	3
Peridotite	25	5
Porfiritite	20	5
Andesite	25	5
Basalto	25	5
Diabase	15	5
Ossidiana	19	3

ROCCE METAMORFICHE		
Roccia	$m_i$	$\pm$
Roccia		
Marmo	9	3
Cornubianite	19	4
Metaquarzite	20	3
Quarzite	20	3
Migmatite	29	3
Anfibolite	26	6
Gneiss	28	5
Scisti argillosi	7	4
Scisti	10	3
Filladi	7	3

Le costanti  $s$  ed  $a$  vengono calcolate con:

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

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

Imponendo  $\sigma'_3 = 0$  nella equazione dell'involuppo a rottura si ottiene la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso  $\sigma_c$ :

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \times s^a$$

La resistenza a trazione  $\sigma_t$  si ottiene imponendo  $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$ :

$$\sigma_t = -\frac{s \times \sigma_{ci}}{m_b}$$

Il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso viene calcolato con la seguente relazione:

$$E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \times \sqrt{\frac{\sigma_c}{100} \times 10^{\frac{GSI-10}{40}}}, \text{ se } \sigma_c < 100 \text{ MPa}$$

$$E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \times 10^{\frac{GSI-10}{40}}, \text{ se } \sigma_c \geq 100 \text{ MPa}$$

Per esprimere le caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso nei termini definiti dal criterio di rottura di Mohr-Coulomb è necessario ricavare i valori dell'angolo d'attrito  $\varphi$  e della coesione  $c'$  equivalenti, per ogni intervallo di sollecitazione.

Ciò si ottiene attraverso un'interpolazione lineare del criterio di rottura per un intervallo dello sforzo principale minore dato da  $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma'_{3max}$ :

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

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

dove:

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{ci}}$$

Il parametro  $\sigma'_{3max}$  rappresenta il valore del limite superiore dello sforzo di contenimento nell'intervallo considerato per la correlazione tra i due diversi criteri di rottura.

Le correlazioni ora citate sono state implementate in un foglio di calcolo Excel che si mostra qui di seguito:

## RAPPORTO

USO RISERVATO

APPROVATO

C0006345

DATI DI INPUT						
mi =	7					
GSI = RMR -5 =	60					
D Tabella 2=	0	per avere valori residui inserire D=1				
UCS (MPa)=	35					
unit weight (KN/m3)=	25					
K0=	1					
Cover (m)=	27					
CALCOLI INTERMEDI						
s=	0,011743628					
a=	0,502840501					
mb=	1,677557255					
$\sigma_{cm}$ (Mpa)=	3,745298766	resistenza a compressione monoassiale ammasso				
$\sigma_t$ (Mpa)=	-0,24501518	resistenza a trazione ammasso				
$\sigma_{cg}$ (Mpa)=	2,394549198	resistenza globale ammasso				
$\sigma_{3max}$ (Kpa)=	675					
s3n =	0,019285714					
Em (Mpa)=	10520,44287	se UCS<100 Mpa				
Em (MPa)=	17782,7941	se UCS >100 Mpa				
MOHR COULOMB FAILURE ENVELOPE						
friction angle f' (°)=	50					
c' (kPa) =	642					

## 7 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA E GEOTECNICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE DI FONDAZIONE

Per la caratterizzazione geomeccanica delle rocce di fondazione in corrispondenza della diga si fa riferimento alla relazione geologica di cui al Doc. Rif. **[Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.]** alla quale si rimanda per tutti i dettagli del caso.

Si riportano nel seguito le informazioni stratigrafiche base, i valori di GSI accorpati per tratti omogenei, i parametri di resistenza utilizzando l'involuppo a rottura tipo Mohr-Coulomb, il modulo elastico in campo statico e dinamico.

Per tutti i livelli del substrato, a valle di quanto contenuto nella relazione geologica, non è distinto tra strati di marna ed arenaria, ma si è considerato uno strato equivalente avente le seguenti caratteristiche medie:

- Resistenza a compressione monoassiale,  $\sigma_{ci} = 35$  MPa;
- Peso di volume = 26,5 kN/m<sup>3</sup>;
- $m_i = 7$ .

I parametri su considerati vengono presi integralmente dalla relazione geologica cui si rimanda per le spiegazioni e giustificazioni del caso.

Per valutare i parametri residui si è assunto un valore del fattore di disturbo, D, pari all'unità (vd. capitolo 6).

Nel seguito si analizzano in maniera puntuale i diversi sondaggi disponibili con riferimento alle tre aree individuate nella Tabella 1, in particolare si analizzano i sondaggi SS1, SS2, CH1, SL2, SL3 per i quali si ha maggiore completezza delle informazioni.

Dalla relazione geologica si estraggono i diagrammi riassuntivi presentati nelle figure che seguono.

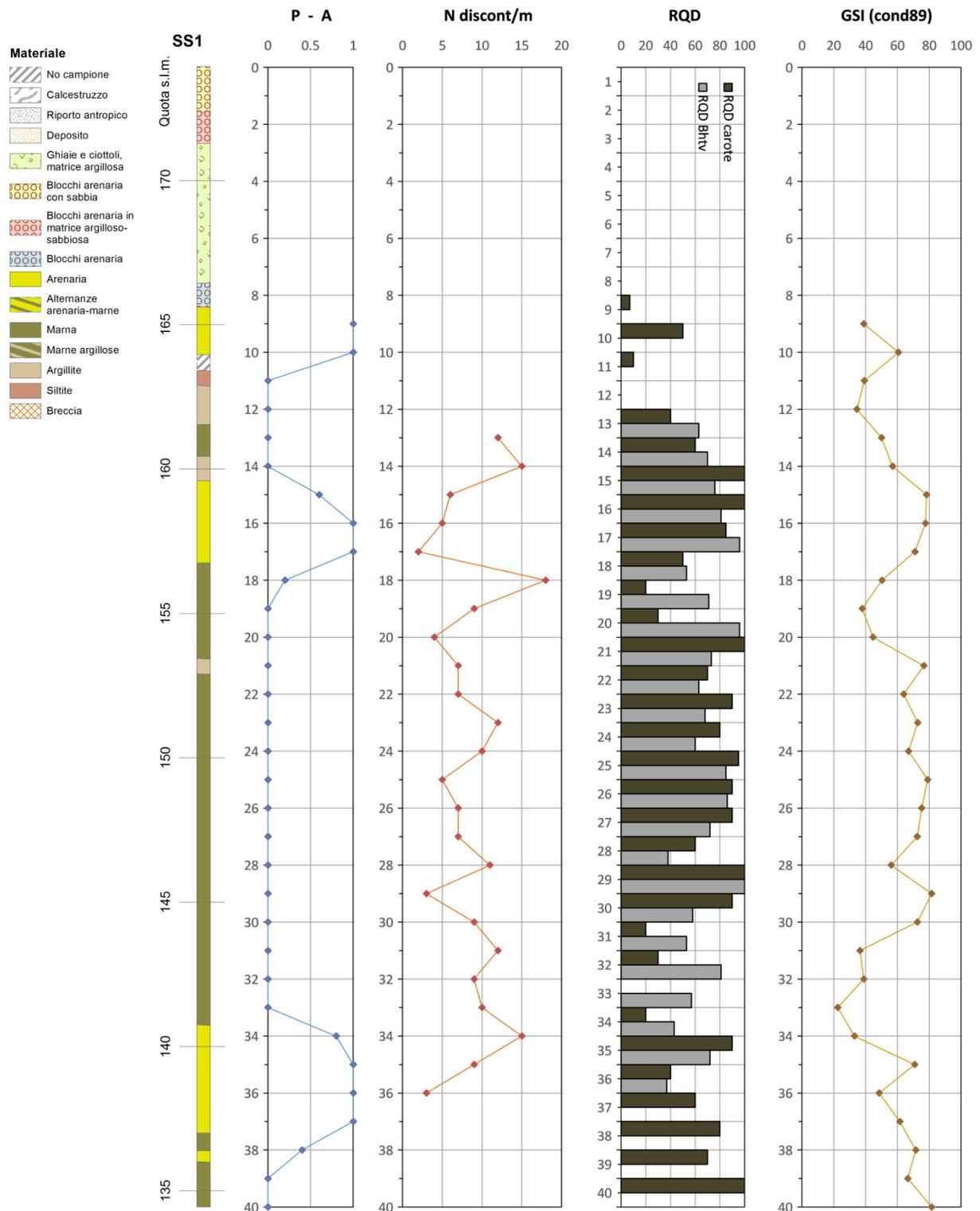


Figura 9– Log sondaggio SS1

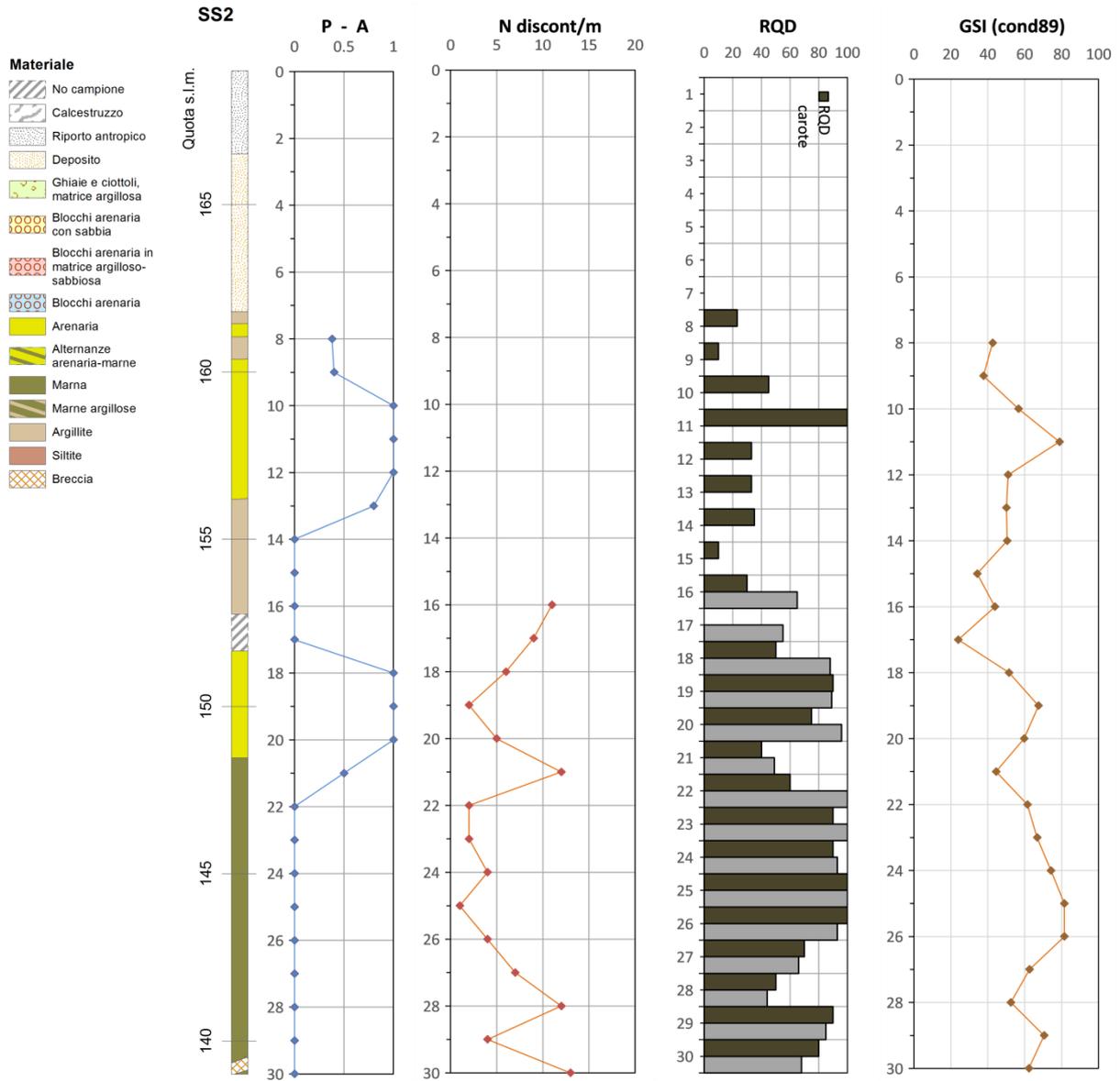


Figura 10– Log sondaggio SS2

**RAPPORTO**

USO RISERVATO

APPROVATO

C0006345

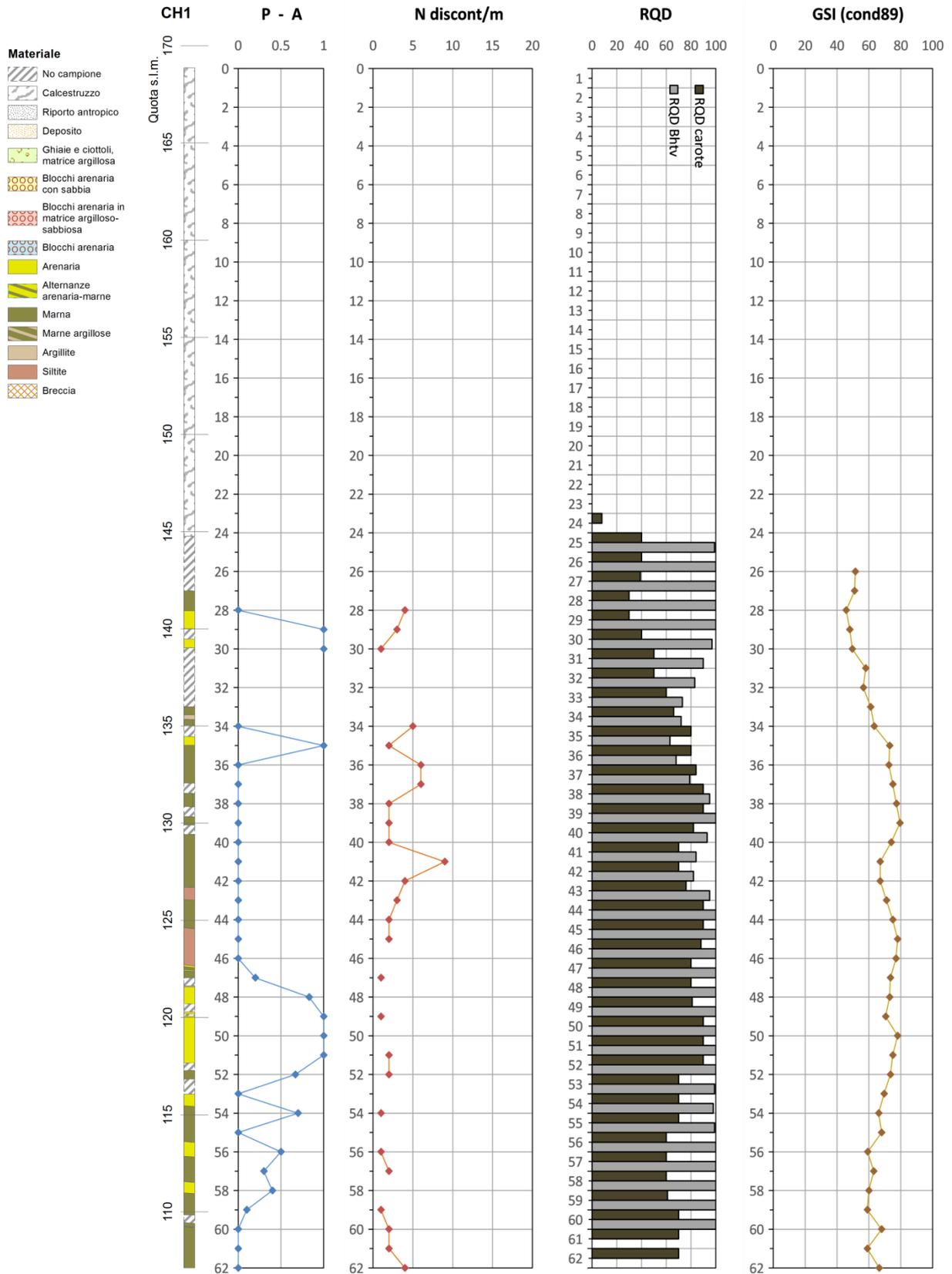


Figura 11– Log sondaggio CH1

RAPPORTO

USO RISERVATO

APPROVATO

C0006345

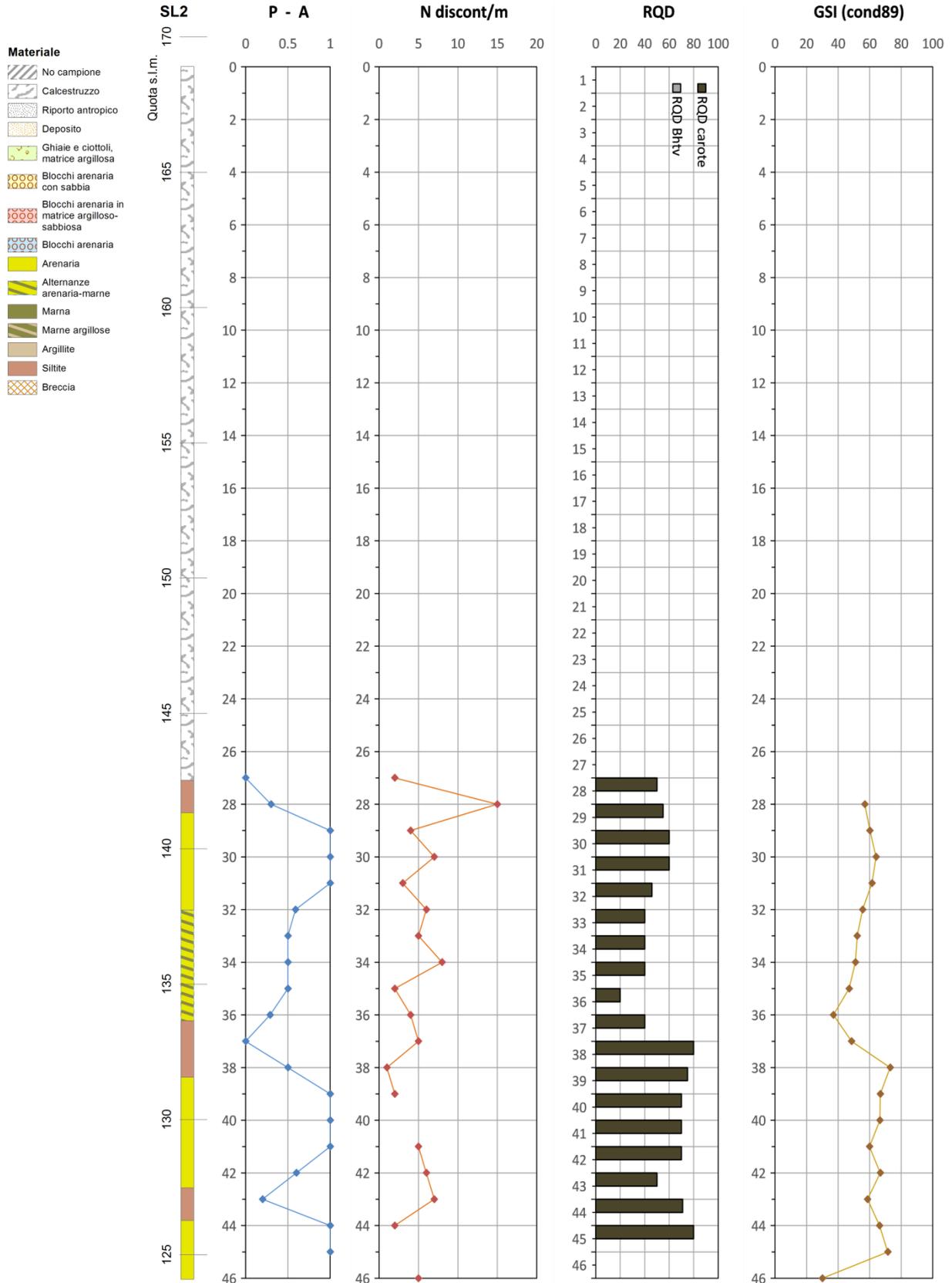


Figura 12– Log sondaggio SL2

**RAPPORTO**

USO RISERVATO

APPROVATO

C0006345

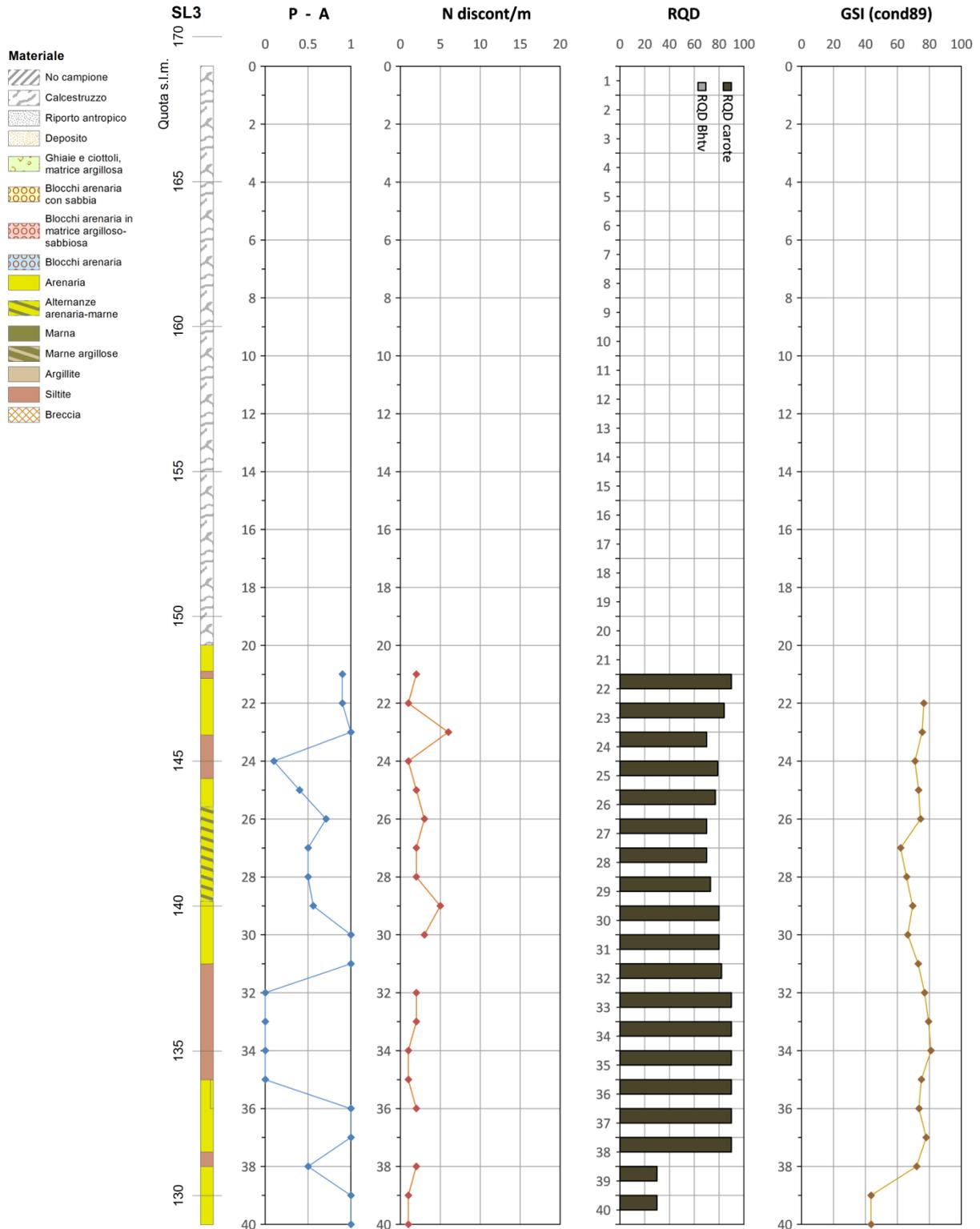


Figura 13– Log sondaggio SL3

Per ciascun sondaggio vengono individuati degli intervalli di profondità a GSI costante e con riferimento allo stato tensionale agente vengono valutati, secondo le correlazioni presentate al capitolo 6, i

parametri Mohr-Coulomb relativi alla linearizzazione dell'involuppo a rottura nell'intorno della tensione litostatica agente.

Si riporta nel seguito il dettaglio per ogni sondaggio:

**a. Spalla Sud**

Sondaggio SS1:

Prof. (m)	Descrizione	GSI	Parametri M-C		E MPa
			Picco	Residuo	
0 8.50	Ghiaia e ciottoli in matrice argillosa	N.A.	Vd. paragrafo dedicato	Vd. paragrafo dedicato	Vd. paragrafo dedicato
8.50    40.0	Substrato	8.50 GSI = 40	$c' = 188 \text{ kPa}$ $\phi' = 53^\circ$	$c' = 67 \text{ kPa}$ $\phi' = 36^\circ$	3.327
		14.0 GSI = 70	$c' = 1064 \text{ kPa}$ $\phi' = 53^\circ$	$c' = 526 \text{ kPa}$ $\phi' = 47^\circ$	18.708
		18.0 GSI = 40	$c' = 223 \text{ kPa}$ $\phi' = 49^\circ$	$c' = 87 \text{ kPa}$ $\phi' = 31^\circ$	3.327
		20.0 GSI = 75	$c' = 1472 \text{ kPa}$ $\phi' = 51^\circ$	$c' = 818 \text{ kPa}$ $\phi' = 46^\circ$	24.948
		30.0 GSI = 40	$c' = 292 \text{ kPa}$ $\phi' = 45^\circ$	$c' = 123 \text{ kPa}$ $\phi' = 27^\circ$	3.327

Sondaggio SS2:

Prof. (m)	Descrizione	GSI	Parametri M-C		E MPa
			Picco	Residuo	
0 6.50	Deposito	N.A.	Vd. paragrafo dedicato	Vd. paragrafo dedicato	Vd. paragrafo dedicato
6.50  30.0	Substrato	6.50 GSI = 40	$c' = 192 \text{ kPa}$ $\phi' = 52^\circ$	$c' = 70 \text{ kPa}$ $\phi' = 35^\circ$	3.327
		18.0 GSI = 60	$c' = 606 \text{ kPa}$ $\phi' = 51^\circ$	$c' = 267 \text{ kPa}$ $\phi' = 41^\circ$	10.520

Sondaggio CH1:

Prof. (m)	Descrizione	GSI	Parametri M-C		E MPa
			Picco	Residuo	
0	Cls – Corpo diga	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.

24.0					
24.0	Substrato	24.0 GSI = 40	$c' = 271$ kPa $\phi' = 46^\circ$	$c' = 113$ kPa $\phi' = 28^\circ$	3.327
34.0		34.0 GSI = 70	$c' = 1170$ kPa $\phi' = 48^\circ$	$c' = 630$ kPa $\phi' = 40^\circ$	18.708
54.0		54.0 GSI = 60	$c' = 790$ kPa $\phi' = 45^\circ$	$c' = 405$ kPa $\phi' = 33^\circ$	10.520
62.0		62.0			

**b. Parte centrale**

Sondaggio SL2:

Prof. (m)	Descrizione	GSI	Parametri M-C		E MPa
			Picco	Residuo	
0	Cls – Corpo diga	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
27					
27	Substrato	27.0 GSI = 60	$c' = 642$ kPa $\phi' = 50^\circ$	$c' = 297$ kPa $\phi' = 39^\circ$	10.520
32.0		32.0 GSI = 50	$c' = 441$ kPa $\phi' = 46^\circ$	$c' = 200$ kPa $\phi' = 32^\circ$	5.916
34.0		34.0 GSI = 40	$c' = 332$ kPa $\phi' = 43^\circ$	$c' = 142$ kPa $\phi' = 25^\circ$	3.327
37.0		37.0 GSI = 60	$c' = 711$ kPa $\phi' = 47^\circ$	$c' = 349$ kPa $\phi' = 36^\circ$	10.520
46		46.0			

**c. Spalla destra**

Sondaggio SL3:

Prof. (m)	Descrizione	GSI	Parametri M-C		E MPa
			Picco	Residuo	
0	Cls – Corpo diga	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
20.0					
20.0	Substrato	GSI = 70	$c' = 1.083$ kPa $\phi' = 52^\circ$	$c' = 547$ kPa $\phi' = 45^\circ$	18.708
40.0					

Per quanto concerne, inoltre, una visione più globale dell'indice GSI che è il parametro che più influenza (insieme alla resistenza a compressione monoassiale) la caratterizzazione dell'ammasso, si riporta nel seguito una figura estratta dalla relazione geologica che mostra i campi di variazione di GSI lungo la sezione di imposta della diga.

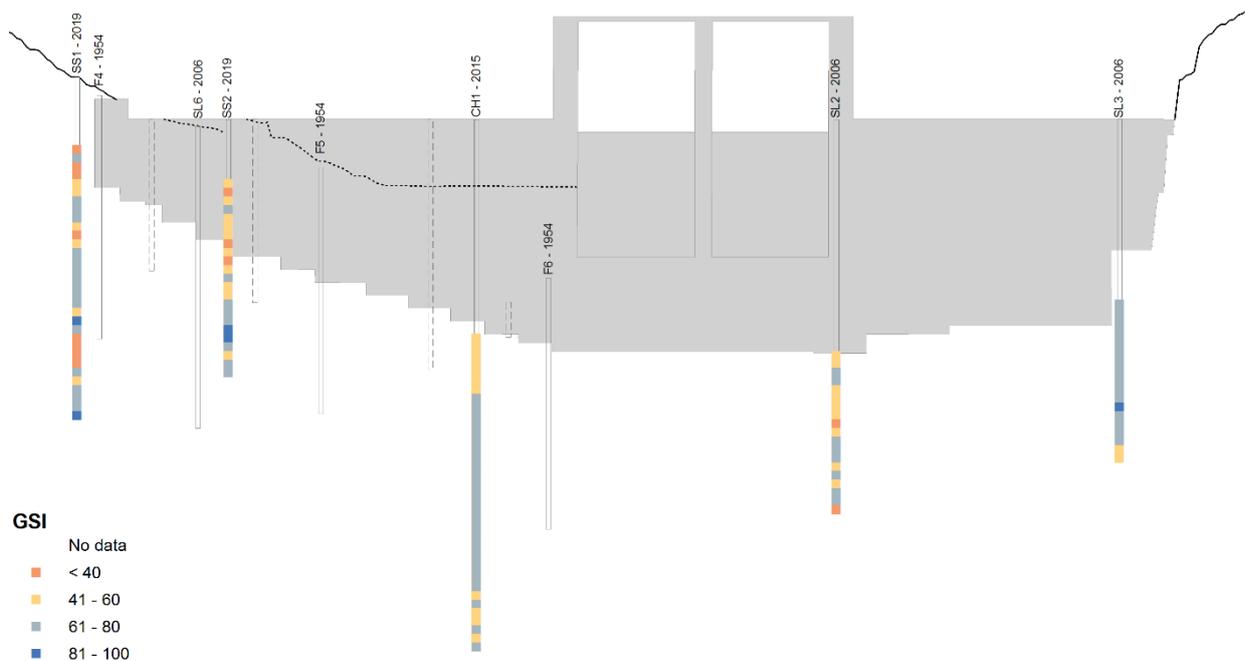


Figura 14 – Variazione dell'indice GSI lungo le verticali dei sondaggi SS1, SS2, CH1, SL2, SL3 proiettati su uno schema della sezione d'imposta.

In generale, si osserva un peggioramento del GSI nel passare dalla spalla destra, dove i valori sono tra 61 e 80, alla spalla sinistra dove si registrano valori anche di 40.

## 7.1 Ammasso roccioso – caratterizzazione geomeccanica per le verifiche di stabilità in campo statico: sintesi dei risultati

Volendo fare una sintesi preliminare e volendo individuare un solo set di parametri di resistenza al taglio e deformabilità per le tre aree individuate (a., b. e c.) si può assumere quanto segue:

Area di riferimento	Parametri di resistenza di picco		Parametri di resistenza di residui		E (MPa)
	$c_p'$ (KPa)	$\phi_p'$ (°)	$c_r'$ (KPa)	$\phi_r'$ (°)	
a. Spalla Sinistra	190	52	70	35	6.200
b. Parte centrale	470	46	250	32	8.900
c. Spalla destra	1.083	52	547	45	18.708

I parametri di cui sopra sono riferiti all'ammasso roccioso presente in fondazione alla diga e possono essere impiegati per le verifiche di stabilità della diga stessa. Si sono indicati sia i parametri di resistenza di picco ( $c_p'$ ,  $\phi_p'$ ) che i parametri residui ( $c_r'$ ,  $\phi_r'$ ).

Nel caso sia necessario considerare nelle verifiche condizioni locali si può fare riferimento alle indicazioni date in precedenza sondaggio per sondaggio alle singole profondità.

## 7.2 Ammasso roccioso - analisi dinamiche: caratterizzazione dell'ammasso alle piccole deformazioni

Per le verifiche sismiche è utile avere informazioni circa i parametri di deformabilità a piccole deformazioni dell'ammasso.

Nelle indagini svolte nel passato sono state eseguite delle prove cross hole tra le verticali CH1 e CH2 posizionate nell'area della spalla sinistra.

Si sono misurati i seguenti valori medi di  $V_p$  e  $V_s$ :

- $V_p = 4.000$  m/s;
- $V_s = 1.438$  m/s.

Dal rapporto tra  $V_s$  e  $V_p$  è possibile ricavare il coefficiente di Poisson dinamico.

$$\nu_d = 0.5 \times \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1} = 0,42$$

Dalle  $V_s$  è possibile ricavare il modulo di taglio alle piccole deformazioni come:

$$G_0 = \rho V_s^2 = 2,65 \times 1438^2 = 5.480 \text{ MPa}$$

Il modulo elastico dinamico si può ricavare come:

$$E_0 = G_0 \times 2 \times (1 + \nu) = 15.560 \text{ MPa}$$

Non si hanno altre informazioni per le altre aree della diga, tuttavia considerando che il modulo statico nella zona della spalla sinistra è stato valutato in 6.200 MPa si ha un rapporto  $E/E_0 = 0,4$ . Tale rapporto può esprimere, come per i terreni, un grado di mobilitazione degli sforzi di taglio e delle deformazioni di taglio, per cui minori sono le deformazioni più il modulo è vicino ad  $E_0$ . Vista la comune litologia, immaginando di estendere il rapporto  $E/E_0$  trovato per la spalla sinistra anche alle altre aree della diga si ottiene:

- Spalla sinistra:  $E = 6.200$  MPa,  $E_0 = 15.560$  MPa;
- Parte centrale:  $E = 8.900$  MPa,  $E_0 = 22.250$  MPa;
- Spalla destra:  $E = 18.708$  MPa,  $E_0 = 46.700$  MPa.

## 7.3 Ammasso roccioso - stima della capacità portante della roccia di fondazione della diga

Si riportano, infine, alcune considerazioni circa la capacità portante della roccia in fondazione alla diga.

Il calcolo della capacità portante ultima (qult) viene fatto sfruttando e confrontando più correlazioni:

1.  $qult = 0,2 \times UCS = 0,2 \times 36 \text{ MPa} = 7 \text{ MPa}$  (Cherubini et al. 1985);
2.  $qult = f(RQD) = 6 \text{ MPa}$ , come da tabella essendo  $RQD = 40\%$  (Gioda 1981)

**TABELLA IV**  
*Pressioni ammissibili su rocce fessurate in funzione dello RQD [GIODA, 1981].*

R Q D	Pressione ammissibile (MPa)
100%	29,4
90%	19,6
75%	11,8
50%	6,3
25%	2,9
0%	1

3.  $q_{ult} = [s^a + (m_b \times s^a + s)^a] \times \sigma_{ci}$  (Carter and Kulhawy)

Assumendo GSI = 40 si ottiene:

$s = 0,00127$

$a = 0,5113$

$m_b = 1,1574$

Ovvero: essendo  $\sigma_{ci} = 35$  MPa,  $q_{ult} = 0,195 \times 35$  MPa = 6,8 MPa.

Tutti i metodi convergono verso un valore di capacità portante  $q_{ult} = 7$  MPa che viene quindi assunto come valore di riferimento per le verifiche.

Il valore ottenuto può confrontarsi con le indicazioni di letteratura che si riportano di seguito:

**TABELLA I**  
*Pressioni ammissibili sulle rocce consigliate da varie norme di costruzione [PECK, HANSON e THORNBURN, 1974].*

LITOTIPO	Norme (MPa)			
	A	B	C	D
Roccia massiccia in posto (graniti, dioriti, gneiss e calcari)	10,72	10,72	0,2 q <sub>u</sub> *	1,07
Rocce laminate (scisti e ardesie in buone condizioni)	4,28	4,28	»	0,43
Calcari stratificati in buone condizioni	4,28	1,6	»	0,43
Rocce sedimentarie includenti argilloscisti duri ed arenarie	2,67	1,6	»	0,32
Rocce debolmente resistenti in posto e degradate (esclusi gli scisti) e calcare degradato)	1,07		»	
Argilloscisti soffici	0,43		»	

A = BUILDING OFFICIALS CONFERENCE OF AMERICA (1968)

B = NATIONAL BUILDING CODE (1967)

C = UNIFORM BUILDING CODE (1964)

D = LOS ANGELES CODE (1959)

\* q<sub>u</sub> è la resistenza a compressione uniassiale.

Nel caso in esame, ci si può riferire al caso di rocce sedimentarie includenti argilloscisti duri e arenarie, e quindi mediamente (considerando di escludere il Los Angeles code che appare molto discostato rispetto gli altri due riferimenti) si può assumere una pressione ammissibile di  $q_{amm} = 2.1$  MPa.

Se si applicasse un fattore di sicurezza pari a 3 sul valore di qult ottenuto in precedenza si otterrebbe:  $q_{amm} = q_{ult}/3 = 7 \text{ MPa}/3 = 2.3 \text{ MPa}$ , valore in linea con le indicazioni di letteratura.

Si consiglia pertanto di considerare un valore di capacità portante ultima pari a 7 MPa.

#### 7.4 Coltre detritica in sponda sinistra: caratterizzazione geotecnica

Per meglio indagare le caratteristiche geologiche e geotecniche della sponda sinistra nei pressi del rialzo in progetto, nei mesi di novembre e dicembre 2019 si sono eseguiti due sondaggi a carotaggio continuo (SS1 e SS2) con relative prove e prelievo di campioni riassunti nella Tabella 2. In ogni sondaggio è stato inserito un tubo piezometrico aperto del diametro di due pollici per la misurazione della quota piezometrica dell'acqua. Si sono eseguite sei prove di permeabilità Lugeon nell'ammasso roccioso ed una prova Lefranc nei depositi superficiali nel foro denominato SS1bis, perforato nei pressi del sondaggio SS1 a tale scopo. Si sono eseguite anche quattro prove SPT per la determinazione della resistenza alla penetrazione dei depositi sciolti (Tabella 3).

Tabella 2 - Riepilogo dei sondaggi e relative prove eseguite nel 2019

SOND.	PROF	PERFORAZIONE	SPT	CAMPIONI	LEFRANC	LUGEON	BHTV	PIEZOMETRO
SS1	40 m	Carotaggio	2	5 roccia 2 depos.		4	Da 12 a 35 m da p.c.	Tubo aperto 2"
SS1 bis	6.5 m	Distruzione			1			
SS2	30 m	Carotaggio	2	5 roccia 2 depos.		2	Da 15 a 30 m da p.c.	Tubo aperto 2"

Tabella 3– Riepilogo prove SPT eseguite nel 2019

SONDAGGIO	PROFONDITA' (m da p.c.)	COLPI	NSPT
SS1	3.3	8-6-13	19
SS1	5.5	28-38-R	R
SS2	3	4-8-4	12
SS2	5	13-20-19	39

Dalle prove SPT condotte è possibile avere una stima del valore di densità relativa (DR) attraverso la formulazione di Gibbs Holtz del 1951 sotto riportata:

Trattazione Gibbs Holtz (1951):

NsPT	Density	Relative density (%)
0 – 4	Very loose	0 - 15
4 – 10	Loose	15 – 35
10 - 30	Medium dense	35 – 65
30 – 50	Dense	65 – 85
>50	Very dense	85 – 100

Entro i primi 3.5 metri di profondità NSPT è tra 10 e 30 colpi e quindi la densità relativa dei terreni è stimabile nell'ordine del 35-65%.

All'aumentare della profondità il valore di NSPT aumenta raggiungendo i 39 colpi o addirittura rifiuto.

Considerando il valore di NSPT=39 si può considerare una densità relativa nell'ordine del 65-85%.

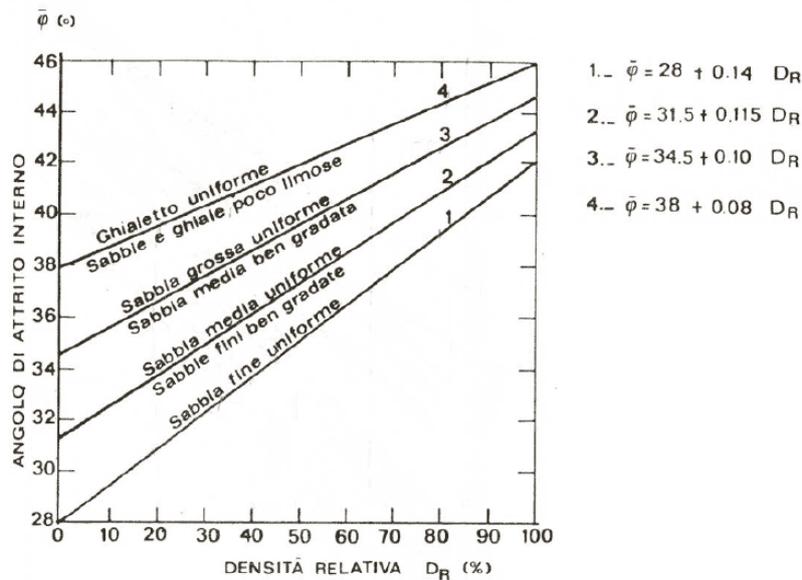
Considerando di interpolare i valori di densità relativa all'interno dell'intervallo di NSPT proposto nella tabella precedente si ha:

- NSPT = 12 → DR = 38%;
- NSPT = 19 → DR = 48%;
- NSPT = 39 → DR = 74%.

Al fine di correlare la densità relativa con l'angolo di attrito si può fare riferimento alla correlazione di Schmertmann sotto indicata:

### Trattazione Schmertmann (1978):

CORRELAZIONE  $\bar{\varphi} = f(D_R, GR)$   
SECONDO SCHMERTMANN (1977)



Nel caso in esame, con riferimento ai risultati delle prove granulometriche presentati nella Figura 15, i terreni oggetto di studio sono appartenenti alla retta indicata come 4: "Sabbie e ghiaie poco limose".

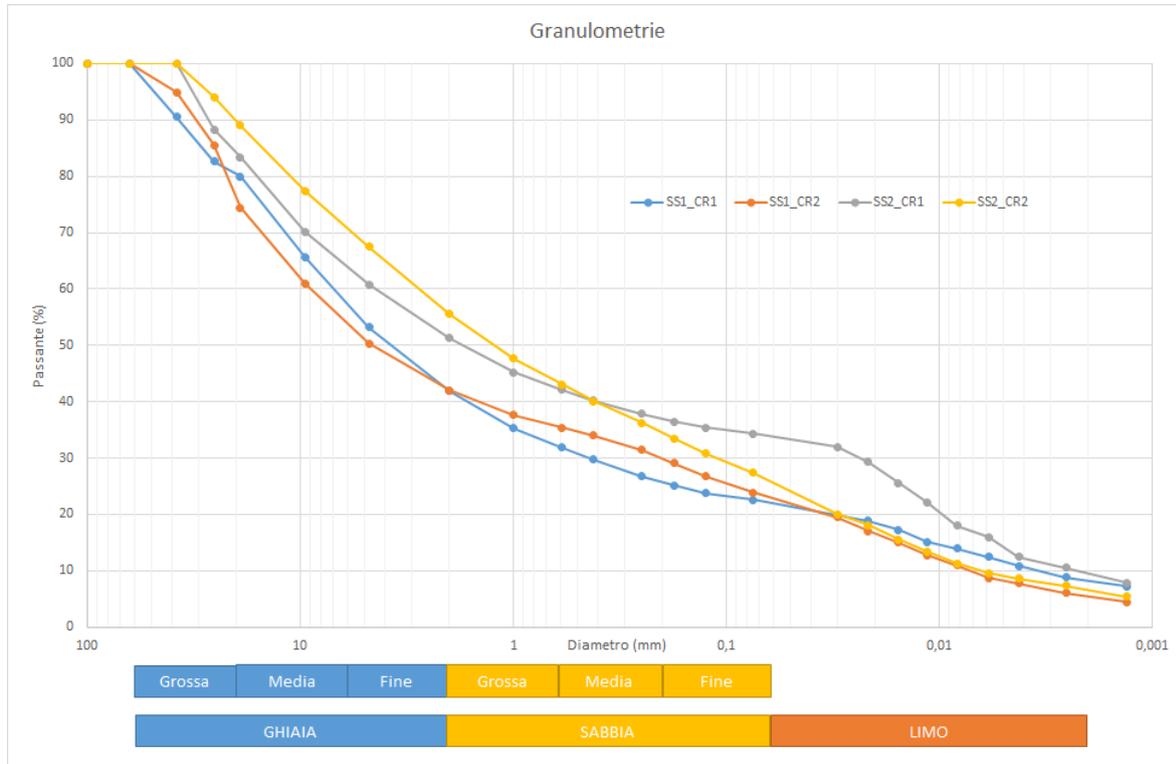


Figura 15 – Granulometrie eseguite sui campioni prelevati da SS1 e SS2

Il legame tra densità relativa e angolo di attrito per questa granulometria è quello indicato dalla retta 4:

$$\varphi = 38^\circ + 0,08DR$$

Ovvero:

- DR = 38 →  $\phi' = 41^\circ$ ;
- DR = 48% →  $\phi' = 42^\circ$ ;
- DR = 74% →  $\phi' = 44^\circ$ .

Visto il numero esiguo di SPT a disposizione e valutate le caratteristiche fisiche dei terreni e della morfologia del sito, si decide, cautelativamente, di adottare un angolo di resistenza al taglio pari a  $40^\circ$ .

Per quanto concerne il modulo elastico dei terreni, infine, si adotta la correlazione di Stroud per la quale:

$$E = NSPT \text{ (MPa)}$$

che nel caso in esame implica un valore medio del modulo elastico pari a  $E = 20 \text{ MPa}$ .

## 7.5 Permeabilità dell'ammasso roccioso e della coltre detritica

L'ammasso roccioso presente in fondazione è costituito da un'alternanza di strati arenacei e siltitico marnosi, interessati da una serie di fratture che si intersecano fra di loro e con le superfici di stratificazione. Per questo motivo, la permeabilità dell'ammasso roccioso è del tipo "secondario", cioè prevalentemente per fratturazione, ed il suo grado è funzione della frequenza delle discontinuità che lo interessano.

Si riprende dalla relazione geologica (Doc. Rif. **[Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.]**) la Tabella 4 che segue dove vengono sintetizzati tutti i risultati delle prove Lugeon eseguite nel tempo:

Tabella 4 - Valori di permeabilità dell'ammasso roccioso misurati nei vari sondaggi

Sondaggio	Un. Lugeon	k (m/s)	Classe	Prof. (m) da p.c.
SS1	95.00	8.70x10 <sup>-6</sup>	Molto alta	14.5-16.2
SS1	28.00	2.90x10 <sup>-6</sup>	Media	17-19.7
SS1	6.00	6.20x10 <sup>-7</sup>	Moderata	19-21.7
SS1	4.00	4.00x10 <sup>-7</sup>	Bassa	24.6-27
SS2	98.00	9.50x10 <sup>-6</sup>	Molto alta	9.6-11.7
SS2	19.00	2.20x10 <sup>-6</sup>	Media	17.5-21.4
CH2	6.00	10 <sup>-7</sup>	Moderata	22-28.8
CH2	3.00	10 <sup>-7</sup> -10 <sup>-8</sup>	Bassa	35-41
CH2	1.00	10 <sup>-7</sup> -10 <sup>-8</sup>	Bassa	45-50
CH2	1.00	10 <sup>-7</sup> -10 <sup>-8</sup>	Bassa	56.5-61.5
SL2	4.70	10 <sup>-6</sup>	Bassa	27-31
SL2	7.50	10 <sup>-6</sup>	Moderata	36.4-38.5
SL2	6.30	10 <sup>-6</sup>	Moderata	42-45
SL3	2.90	10 <sup>-7</sup>	Bassa	29-33
SL6	6.70	10 <sup>-7</sup>	Moderata	20-23.4

Con riferimento ai tre settori precedentemente individuati, spalla sinistra, parte centrale e spalla destra, la tabella può essere così riscritta:

Tabella 5 - Valori di permeabilità dell'ammasso roccioso raggruppati per aree di riferimento

Sondaggio	Area di riferimento	Permeabilità (m/s)	Prof. (m) da p.c.
SS1	Spalla sinistra	8.70x10 <sup>-6</sup>	14.5-16.2
SS1	Spalla sinistra	2.90x10 <sup>-6</sup>	17-19.7
SS1	Spalla sinistra	6.20x10 <sup>-7</sup>	19-21.7
SS1	Spalla sinistra	4.00x10 <sup>-7</sup>	24.6-27
SS2	Spalla sinistra	9.50x10 <sup>-6</sup>	9.6-11.7
SS2	Spalla sinistra	2.20x10 <sup>-6</sup>	17.5-21.4
CH2	Spalla sinistra	10 <sup>-7</sup>	22-28.8
CH2	Spalla sinistra	5x10 <sup>-8</sup>	35-41
CH2	Spalla sinistra	5x10 <sup>-8</sup>	45-50
CH2	Spalla sinistra	5x10 <sup>-8</sup>	56.5-61.5
SL6	Spalla sinistra	10 <sup>-7</sup>	20-23.4
SL2	Parte centrale	10 <sup>-6</sup>	27-31
SL2	Parte centrale	10 <sup>-6</sup>	36.4-38.5
SL2	Parte centrale	10 <sup>-6</sup>	42-45
SL3	Parte centrale	10 <sup>-7</sup>	29-33

Per quanto concerne la spalla sinistra, entro profondità inferiori ai 20 metri dal p.c. la permeabilità dell'ammasso è compresa tra 5x10<sup>-6</sup> e 10<sup>-5</sup> m/s. Al di sotto di tale profondità la permeabilità scende a 5x10<sup>-8</sup> m/s.

Nella parte centrale i valori sono più omogenei tra loro e la permeabilità può essere considerata pari a  $10^{-6}$  m/s.

Non ci sono informazioni circa la spalla destra la cui permeabilità, cautelativamente, può essere assunta pari a quella della parte centrale, ovvero,  $10^{-6}$  m/s.

In sinistra idrografica, nel foro del sondaggio SS1, dove sono presenti circa 8 metri di coltre superficiale, si è effettuata una prova di permeabilità Lefranc a -5.5m da p.c., che ha evidenziato un valore di permeabilità  $K=6.8 \times 10^{-7}$  m/s.

Una stima del valore di permeabilità per la coltre superficiale si può ottenere anche dalle granulometrie applicando la formula di Hazen:

$$k \left( \frac{m}{s} \right) = 0,01 \times [D_{10}(mm)]^2$$

Essendo D10 il diametro al passante 10%.

Con riferimento alle granulometrie prima presentate il diametro D10 di riferimento può essere assunto pari a 0,004 mm, ovvero si ottiene una permeabilità  $k= 1,6 \times 10^{-7}$  m/s. Tale valore è ben in linea con la prova Lefranc eseguita che interessando un volume di terreno ragionevolmente significativo restituisce il valore più plausibile di permeabilità da considerare.

È interessante notare come il grado di fessurazione della roccia sia tale da far sì che la permeabilità della roccia sia superiore a quella del deposito superficiale.

Per quanto riguarda, infine, la profondità della falda acquifera, nel sondaggio SS2 è stato installato un tubo piezometrico a tubo aperto nel quale il livello dell'acqua è stato misurato a -8.90 m da p.c. in data 05/12/2019, ovvero qualche giorno dopo il completamento del sondaggio.

## 8 CONCLUSIONI

Il presente rapporto ha trattato la definizione dei parametri geotecnici e geomeccanici dei terreni e delle rocce di fondazione in corrispondenza della diga di Levane(AR).

Detti parametri potranno essere utilizzati per eseguire le verifiche di stabilità della diga a seguito del sovrizzo e per definire gli eventuali interventi di appesantimento della stessa finalizzati al garantire i necessari fattori di sicurezza da Normativa.

In progetto saranno previste anche opere di cantierizzazione da eseguirsi in spalla sinistra. La parametrizzazione geotecnica e geomeccanica qui fornita potrà essere anche utilizzata per il dimensionamento geotecnico di dette opere che verranno definite e trattate in un rapporto dedicato.

Nel capitolo 4 viene presentata la geologia dell'area con particolare riferimento alla descrizione delle formazioni rocciose e ai livelli di terreno che interessano la fondazione della diga e la spalla sinistra.

Viene anche individuata la presenza di un antico accumulo di frana in corrispondenza della zona di valle della spalla sinistra. Tale accumulo che risulta appartenente ad un antico scivolamento gravitativo oggi appare essere stabilizzato e quindi può considerarsi inattivo.

L'area di studio è stata suddivisa in tre settori: spalla sinistra, parte centrale e spalla destra.

Con riferimento a queste tre aree il capitolo 5 accorpa tra loro le varie verticali di indagine che vengono analizzate poi nel seguito per definire i parametri geomeccanici delle rocce.

Il capitolo 6 presenta la metodologia seguita nella definizione della caratterizzazione geomeccanica delle rocce descrivendo le formulazioni analitiche utilizzate per ricavare i parametri di resistenza e deformabilità presentati poi al successivo capitolo 7.

Infine, il capitolo 7 tratta la definizione dei parametri geomeccanici e geotecnici delle rocce e dei terreni di fondazione interessati dalla diga e dalle opere in spalla sinistra.

Vengono presentate le tabelle con i parametri di resistenza alla Mohr-Coulomb, i moduli elastici operativi e quelli alle piccole deformazioni per le analisi dinamiche.

Si presentano, inoltre, i risultati delle prove di sito e laboratorio sui depositi superficiali presenti in spalla sinistra.

Si conclude con le tabelle riassuntive sotto riportate che sintetizzano tutte le informazioni ricavate e presentate nel presente rapporto distinguendo tra terreni e rocce per i tre settori individuati.

Tabella 6 - Caratteristiche della roccia di fondazione della diga

Area di riferimento	Parametri di resistenza di picco		Parametri di resistenza di residui		E (MPa)	E0 (MPa)	K m/s	Qult (MPa)
	$c_p'$ (KPa)	$\phi_p'$ (°)	$c_r'$ (KPa)	$\phi_r'$ (°)				
a. Spalla sinistra	190	52	70	35	6.200	15.560	5x10-6	7
b. Parte centrale	470	46	250	32	8.900	22.250	10-6	
c. Spalla destra	1.083	52	547	45	18.708	46.700	10-6	

Tabella 7 - Caratteristiche della coltre detritica in spalla sinistra

Descrizione granulometrica	Parametri di resistenza		K m/s	E (MPa)
	c' (KPa)	$\phi'$ (°)		
Ghiaia e Sabbia poco limosa	0	40	7x10 <sup>-7</sup>	20