



ALPIGEO - SOCIETA' COOPERATIVA
Iscrizione presso l'Albo Cooperative: A178313
C.F. e P.I. 02417840341
Via Barozzi, 45 - 32100 Belluno
Tel. 0437 34995 info@alpigeo.it

Provincia di Vicenza

Comune di Piovene Rocchette

Committente: EUSEBIO ENERGIA S.p.A.

Corso Sempione, 15a

21013 Gallarate (VA)

**Diga di Leda nel comune di Piovene Rocchette (VI), n. arch.
SND 652: Preliminari interventi di miglioramento della
sicurezza dello sbarramento ai sensi delle NTD2014**

RELAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA E STRUTTURALE

Data: Febbraio 2021



Dott. Geol.
Dario Barazzuol



INDICE

1. PREMESSA.....	3
1.1 RIFERIMENTI NORMATIVI.....	3
2. ASPETTI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI, STRUTTURALI E GEOMECCANICI.....	4
2.1 ASPETTI LITOLGICI.....	4
2.2 ASPETTI GEOSTRUTTURALI DELL'AREA.....	5
2.3 ASPETTI GEOMECCANICI DELL'AMMASSO ROCCIOSO.....	6
2.3.1 <i>Classificazione dell'ammasso</i>	6
2.3.2 <i>Resistenza dell'ammasso</i>	7
2.4 ASPETTI IDROGEOLOGICI.....	9
2.5 ASPETTI IDROLOGICI.....	9
4. RISPOSTA ALLE PRESCRIZIONI.....	9
4.1 COMPATIBILITÀ DELL'INTERVENTO CON LA STABILITÀ DELLE SPONDE DEL SERBATOIO.....	9
4.2 IDONEITÀ IDRAULICA DELL'ALVEO DI VALLE DESTINATO A RICEVERE LA PORTATA Q_{500} DI PROGETTO.....	10
4.2.3 <i>Interferenza della piena cinquecentesca con le infrastrutture presenti</i>	11
8. CONCLUSIONI.....	11



1. PREMESSA

La presente relazione accoglie le prescrizioni dell'Ufficio Tecnico per le Dighe di Venezia (vedi Parere ex art. D.P.R n.1363/59 DGD-Div.5 prot. n. 21766 del 06/09/2019), ed è in particolare rivolta alle prescrizioni n. 6 e 7 richieste nel parere che si riportano integralmente:

6. sia esaminata la compatibilità dell'intervento (e dell'eventuale nuova gestione del serbatoio), con la stabilità delle sponde del serbatoio conseguente alla variazione di quota di massimo invaso;

7. siano esaminate le caratteristiche geologiche, geotecniche e geostrutturali e conseguente verifica dell'idoneità idraulica dell'alveo di valle destinato a ricevere la portata Q_{500} di progetto a fronte della massima portata originariamente approvata e collaudata;

Nel 2015 il sottoscritto aveva eseguito, anche con l'ausilio di numerose calate in parete, per conto di Eusebio Energia un dettagliato studio geologico-geomeccanico sulle spalle rocciose dell'impianto (*Relazione geologico-geotecnica e geomeccanica relativa al progetto delle opere di rilascio del DMV dalla diga di Leda e proposta di utilizzo a scopo idroelettrico, Barazzuol 2015*), per cui alcuni dati geologici, geostrutturali e geomeccanici saranno direttamente ricavati dallo studio citato, e saranno riassunti ed esposti nel capitolo 2.

Altri dati sono stati ricavati da ulteriori sopralluoghi in sito dai quali è stata prodotta la Documentazione fotografica allegata.

1.1 Riferimenti normativi

Il lavoro è stato svolto in accordo con la normativa vigente, in particolare:

- D.M. 11.03.1988, "*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*";
- Circ. LL. PP. 24 settembre 1988, n° 30483 "*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione-Istruzioni applicative*";
- Decreto 26 giugno 2014 "*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*" che sostituiscono quelle approvate con il decreto ministeriale 24 marzo 1982
- L. R. 23.04.2004, n. 11, "*Norme per il governo del territorio*".
- DM 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle "*Norme Tecniche per le Costruzioni*"
- Circolare esplicativa del C.S.LL.PP. n° 7/2019

In materia sismica

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003, "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica*";



Sia i versanti afferenti al bacino della diga che quelli lungo i quali è incisa la forra dell'Astico, per almeno 800-900 m a valle dello sbarramento (ovvero fino ad un centinaio di metri a valle del ponte S. Agata), sono incisi interamente in litotipi dolomitici di colore da biancastro a grigio chiaro, stratificati in banchi ma più spesso massicci, appartenenti alla formazione della "Dolomia Principale" di età triassica. A valle della dolomia (vedi fig. 1), si ha il passaggio ai calcari grigi di Noriglio (Lias), che affiorano almeno fino a 50 m a valle del ponte Pilo.

Sulle pareti della forra la stratificazione piano parallela risulta solo localmente ben evidente con strati di spessore compreso tra 1 e 1,5 m; la direzione di immersione media degli strati è dispersa tra WSW e SW (*dip-direction* $110 \div 145^\circ$), con inclinazione media (*dip* $30-40^\circ$), quindi rispetto alla stratificazione la forra è circa trasversale.

Lungo la porzione della forra scavata in roccia la copertura, di natura prevalentemente detritica ed eluviale, è assai scarsa. Essa si trova in prevalenza lungo le porzioni meno acclivi del versante (foto 1 e 2), ma lo spessore raramente supera il metro, talora è di spessore centimetrico (foto 3): infatti avvicinandosi lungo i cigli spondali si nota subito la roccia a pelo d'acqua che scende ripida verso il fondo.

A partire da un centinaio di metri a valle di ponte S. Agata e fino al Ponte Pilo, la situazione geologica si modifica sensibilmente: mentre sui versanti in destra idrografica dell'Astico, lungo l'alveo attuale e talora sulle sponde attive affiora ancora il substrato roccioso (foto 7, 14 e 15), in sinistra idrografica prevalgono i depositi fluvioglaciali (foto 9 e 10); essi presentano un buon grado di cementazione tanto da formare vere e proprie pareti subverticali o ripidi versanti (foto 10 e 11). A partire da una cinquantina di metri a valle di Ponte Pilo, l'alveo e le sponde sono completamente ricavate nei depositi ghiaiosi fluvioglaciali ed il substrato roccioso non appare più.

Localmente, lungo l'alveo attuale, si rilevano depositi ghiaiosi ciottolosi sciolti (foto 10), o francamente sabbiosi (foto 8), depositati dalle alluvioni più recenti o attuali: si tratta comunque di depositi arealmente modesti così come il loro spessore. Solo in un caso (foto 21), in alveo si sono riversati dei depositi di colata detritica provenienti da un modesto corso d'acqua che raccoglie alcuni scoli dalla pianura soprastante (i comune di Cogollo del Cengio).

Dal punto di vista temporale i depositi fluvioglaciali sono stati messi in posto durante l'ultima glaciazione, poi, nel Tardoglaciale, a causa del basso o nullo tasso di sedimentazione, l'Astico ha iniziato ad incidere le proprie alluvioni fino al substrato pre quaternario, infine stabilendosi nell'alveo attuale.

2.2 Aspetti geostrutturali dell'area

L'intera valle dell'Astico e quindi anche il tratto di interesse è inserita in un quadro di disturbo tettonico intenso, caratterizzato da componenti di stress a direzione prevalente comprese fra E-W e NE-SW e altre NW-SE. Ciò è documentato da alcuni indizi geologici e tettonici:

- Il territorio è contrassegnato dalla presenza di una importante direttrice tettonica che condiziona fortemente la morfologia del territorio comunale e dell'area in rilievo. Si tratta del Sovrascorrimento di Santorso che costituisce il raccordo fra la Flessura Pedemontana vera e propria, che margina a sud



l'Altipiano dei Sette Comuni, e la Linea di Marana, forte ginocchiatura con vergenza sud ed asse arcuato con direzione comprese fra E-W e NE-SW. Lungo questo lineamento si sono verificati movimenti essenzialmente verticali, i quali hanno provocato intense fratturazioni nelle rocce ed un generale raddrizzamento degli strati che risultano attualmente immergenti verso SE.

- Il sovrascorrimento sopra è suddiviso in più tronconi grazie alla presenza di faglie subverticali trascorrenti con direzione Scledense (NW-SE), la seconda direttrice tettonica dell'area. La Schio-Vicenza è una faglia di importanza regionale: lungo di essa si sono verificati, in tempi successivi, movimenti verticali e orizzontali: in particolare il blocco posto ad est di questa linea risulta traslato verso NW ed abbassato rispetto al blocco posto ad W. Da quest'ultima dipendono la forma delle pendici settentrionali del M. Summano ed, in parte, la posizione dell'alveo del T. Astico.

2.3 Aspetti geomeccanici dell'ammasso roccioso

2.3.1 Classificazione dell'ammasso

Una delle classificazioni geomeccaniche più in uso è sicuramente quella di Bieniawski, 1989, che si basa sulla determinazione dell'indice di qualità RMR (Rock Mass Rating) epurata dei fattori relativi allo scavo in galleria (indice Basic Mass Rating – BMR).

I caratteri delle discontinuità ottenuti in modo speditivo sono stati rielaborati secondo le procedure indicate dagli Autori. Nel calcolo del RMR il valore dell'indice RQD (Rock Quality Designation – necessario per la determinazione) è stato assunto 70% ed il JRC = 5. Dallo stesso, nel rispetto delle indicazioni fornite dall'autore della classificazione è stata elaborata la tabella 1.

Per quanto riguarda il nostro ammasso l'indice RMR di base è risultato compreso tra 61 e 80, quindi nel complesso l'ammasso si trova in classe II (buona), mentre se consideriamo l'effetto di un eventuale scavo si trova in classe III (discreta) essendo il punteggio compreso tra 41 e 60.

L'indice RMR permette anche una stima dei valori di resistenza al taglio dell'ammasso secondo la formulazione:

$$\phi = 5 + 0,5 * RMR_{base} = 35 \div 45^\circ$$

$$c = RMR_{base} * 0,005 = 0,3 \div 0,4 \text{ MPa}$$

anche se questi valori vanno presi con cautela in quanto con un ammasso come quello in esame probabilmente tendono a sottostimare le resistenze che competono allo stesso.



Indice	Parametro	Descrizione	Valore		Punteggio	
1	Resistenza del litotipo intatto	Point Load Test	0	MPa	-	
		Compressione uniass.	50	MPa	5.7	
2	RQD		70.00	%	14.0	
3	Spaziatura dei giunti		1.00	m	14.3	
4	Condizione dei giunti	3-A) Lunghezza (persistenza)	5	m	2.7	
		3-B) Separazione (apertura)	1	mm	2.6	
		3-C) Rugosità	5	JRC	1.0	
		3-D) Riempimento (tipo - spessore mm)	Duro		1	5.6
		3-E) Alterazione (filtrazione- F1 ----> F6)	F3			3.0
5	Condizione idraulica	Afflusso in 10 metri di galleria	0	l/min	15.0	
		Rapporto Press. Acqua/ Stress principale				
		Condizioni generali			-	
6	Correzione per direzione giunti	Azimet tra direzione scavo e immersione giunto	contrario			
		Azimet tra asse e dip-dir (0°= drive;180°=against)	110	°	-2.2	
		Inclinazione dip (0° - 90°)	-70	°	-1.4	
		Tunnel e miniere			-3.7	
		Fondazioni			-	
		Pendii			-	
RMRbasic (1+2+3+4+5)				RMRbasic	63.8	
RMR (1+2+3+4+5+6)				RMR	60.2	
CLASSE DI QUALITA'				CLASSE	DISCRETA	
GSI (Hoek, Kaiser e Bawden, 1995) Geological Strength Index				GSI	58.8	

Tabella 1: Classificazione ammasso roccioso della pareti della forra

La tabella 1 sopra illustra i parametri di entrata ed i rispettivi punteggi.

2.3.2 Resistenza dell'ammasso

Per la valutazione della resistenza dell'ammasso può essere adottato il criterio di rottura generalizzato di Hoek e Brown per gli ammassi rocciosi fratturati, il cui comportamento può essere considerato omogeneo ed isotropo alla scala del volume significativo di ammasso coinvolto (comportamento continuo equivalente).

Questo presuppone la stima delle seguenti proprietà:

1. resistenza alla compressione monoassiale σ_{ci} della roccia intatta;
2. valore della costante di Hoek-Brown m_i della roccia intatta;
3. valore del Geological Strength Index GSI dell'ammasso roccioso. In questo specifico caso è stato adottato l'indice GSI (Geological Strength Index – Hoek, 1995 e Hoek, Kaiser & Bawden, 1995) che considera l'ammasso in condizioni di pressione effettiva descrivendone in modo sintetico la suddivisione e le superfici (vedi fig. 2);
4. “stato di disturbo”, in termini di grado di fatturazione e allentamento dell'ammasso (es. metodo di scavo).

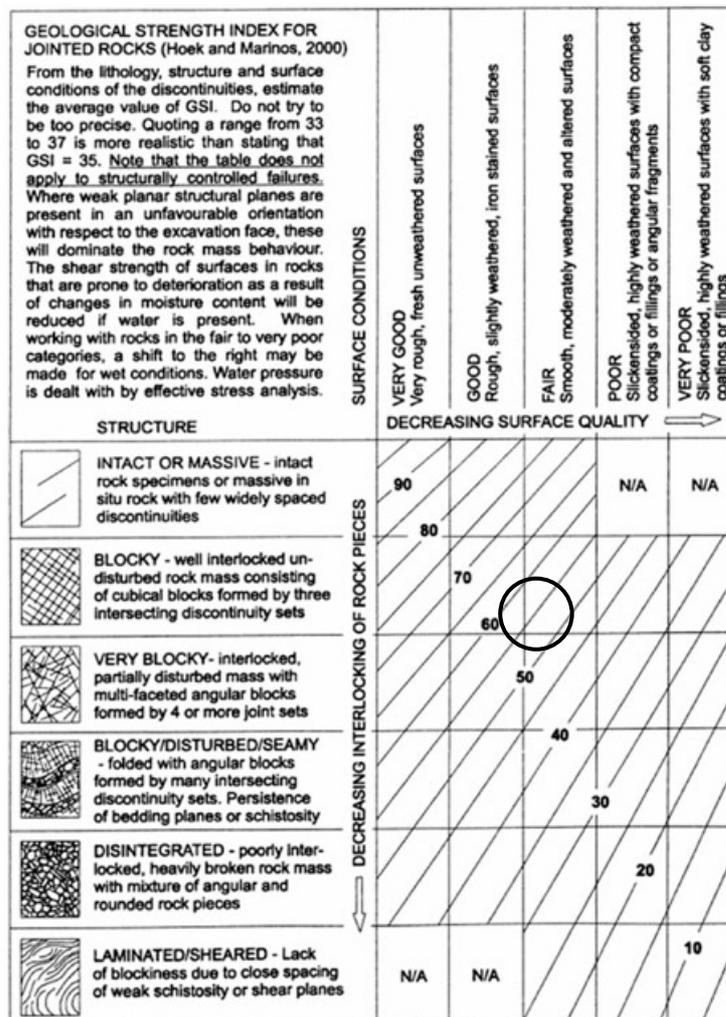


Figura 2: valutazione visiva dell'indice GSI (da HOEK & MARINOS, 2000). Nel cerchio il GSI = 55 della dolomia affiorante nel sito.

Tutti i parametri necessari per descrivere la rottura dell'ammasso sono stati ottenuti a partire dall'indice GSI mediante l'equazione di Balmer (1952) secondo le procedure indicate dettagliatamente da Hoek (Appunti di lezione, 1998) e Shorey (Empirical Rock Failure Criteria, 1997).

I parametri relativi al comportamento elastico sono stati ricavati dalle correlazioni empiriche proposte da Serafim e Pereira (1983) e successivamente modificate da Hoek (1997).

I parametri relativi al litotipo (parametro m_i di Hoek e resistenza a compressione monoassiale σ_c) sono derivati da riferimenti bibliografici (m_i).

Nel caso in oggetto, considerando che l'ammasso roccioso è moderatamente fratturato, con tre o più famiglie di giunti a formare blocchi angolari, è stato adottato un valore di GSI pari a 55-65 (GSI = 55); per il litotipo sono stati adottati $m_i = 10$ e $\sigma_c = 50$ MPa. (si veda la Tabella 2). I valori si riferiscono non alla parte corticale dell'ammasso, quella maggiormente detensionata, ma ad una certa profondità, dove il valore del GSI



aumenta rapidamente. Il criterio è stato valutato in condizioni di ammasso “indisturbato” ($D=0$) e nella condizione di applicazione “Slope” con altezze stimate tra 20 e 25 m.

<i>Parametro</i>	<i>valore</i>	<i>UDM</i>	<i>variabile</i>	<i>note</i>
DATI D'INGRESSO				
GSI =	55.0		GSI	Geologica Strength Index
σ_{ci} =	50.0	Mpa	sigci	Resistenza alla compressione monoassiale del campione
mi =	10.0		mi	Parametro m del campione (stimato)
CRITERIO DI ROTTURA DI HOEK GENERALIZZATO (HOEK, KAISER, BAWDEN)				
mb =	2.005		mb	Parametro m ammasso criterio rottura Hoek
mb/mi =	0.200			Rapporto tra m ammasso e m campione
s =	0.0067		s	Parametro s ammasso criterio rottura Hoek
a =	0.504		a	Parametro a ammasso criterio rottura Hoek generalizzato
σ_{cm} =	9.738	Mpa	sigcm	Resistenza globale
σ_c =	4.022	Mpa	sigc	Resistenza alla compressione monoassiale
σ_{tm} =	-0.168	MPa	sigtm	Resistenza alla trazione dell'ammasso criterio rottura Hoek
Em =	4 899	MPa		Mod. di deformazione in situ secondo Serafim e Pereira (1983) / Hoek (1997)
CRITERIO DI ROTTURA DI MOHR COULOMB (SU REGRESSIONE LINEARE)				
ϕ =	55.38	°	phi	Angolo d'attrito - Criterio Mohr Coulomb - da regr. lineare sull'inviluppo
c =	0.589	MPa	coh	Coesione - Criterio Mohr Coulomb - da regressione lineare sull'inviluppo

Tabella 2 – parametri relativi all'ammasso roccioso

2.4 Aspetti idrogeologici

Lungo il bacino non ci sono assi drenanti di particolare importanza. L'incisione che scende dalla località “Lugiare”, prende vita poco a monte dei versanti della forra. Il rio che scende dalla val Brentegnan dai versanti del m. Summano sbocca qualche decina di metri a valle della diga. Da questo al Ponte Pilo non ci sono altri assi degni di nota. 500 m a valle di Ponte Pilo, in sinistra idrografica è presente una piccola incisione che raccoglie le acque della piana di Cogollo del Cengio: sui tratta di un modesto ed effimero corso d'acqua senza nome in carta topografica.

2.5 Aspetti idrologici

Per quanto riguarda gli aspetti idrologici che interessano l'alveo in caso di piena cinquecentenaria, si è fatto riferimento alle analisi idrologiche fornitemi dagli ingegneri Alex Savio e Marco Pontin, che hanno fornito una mappa dei tiranti idrici rispetto all'alveo attivo e rispetto alle aree esondabili con presenza di infrastrutture. Esse verranno citate nella risposta ai quesiti.

4. RISPOSTA ALLE PRESCRIZIONI

4.1 Compatibilità dell'intervento con la stabilità delle sponde del serbatoio

Come si vede dalle foto da 1 a 5, il bacino della diga di Leda è in buona parte ricavato lungo una valle/forra scavata in roccia naturale (Dolomia Principale); solo localmente si notano delle modeste falde detritiche lungo i versanti meno acclivi della forra, in genere aventi spessore inferiore al metro. Una volta sommerse tali coperture vengono presto rimosse dall'acqua e portate sul fondo: durante il sopralluogo si nota infatti la presenza della roccia a pelo d'acqua che scende verso il fondo con elevata pendenza, su quasi tutto il

perimetro del bacino. Non sono state notate zone con evidenti conoidi che proseguono sott'acqua. In qualche zona si notano delle cadute massi, ma la singola volumetria è ridotta ed in genere inferiore al metro cubo.

La variazione della quota di massimo invaso prevista dagli interventi di miglioramento della sicurezza dello sbarramento (circa 1,5 m in altezza), coinvolgerà quindi masse modeste di materiale detritico, quantificabili in 1000-1500 m³ per l'intero bacino. Inoltre tale variazione di quota non avrà conseguenze sulla stabilità dei versanti afferenti al bacino, in quanto non si rilevano, allo stato attuale, incipienti situazioni di instabilità che coinvolgano grossi volumi di materiale (diciamo superiori a qualche migliaio di m³), che possano smottare improvvisamente per "taglio al piede". Anche gli affioramenti rocciosi, se si eccettua qualche pilastro molto alterato, non mostrano instabilità diffuse. In parole povere l'ipotesi di una nuova Vajont è difficilmente applicabile al nostro bacino. Naturalmente se in futuro dovessero verificarsi delle situazioni di criticità coinvolgenti grossi volumi, queste andranno verificate col periodico sopralluogo ed eventualmente monitorate in modo da intraprendere le dovute contromisure (es. abbattimento controllato).

4.2 Idoneità idraulica dell'alveo di valle destinato a ricevere la portata Q_{500} di progetto

Le valutazioni che seguono si sono basate su un dettagliato studio idraulico che ha calcolato l'altezza del tirante idrico in alveo a seguito della piena cinquecentenaria, della quale si riporta uno stralcio:

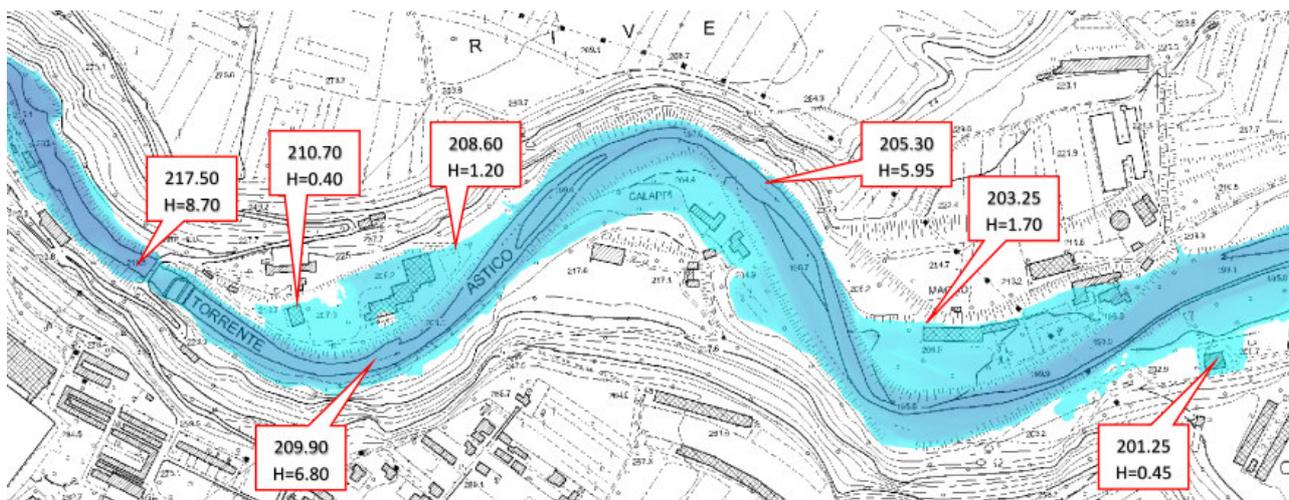


Fig. 3: analisi idrologica della piena cinquecentenaria con le altezze idriche calcolate

Come descritto nel capitolo sugli aspetti litologici, la prima parte dell'alveo (dalla diga al ponte Sant'Agata), è scavato in forra rocciosa (foto 6). Anche i depositi fluvioglaciali che si trovano in sinistra idrografica a valle del ponte di Sant'Agata sono in buona parte cementati (foto 9, 10 e 11), e difficilmente le acque esondate possono destabilizzare volumi tali che possano ostruire il letto del fiume. Più a valle, all'altezza del ponte Pilo e ancora verso la centrale di Bessè, si nota un progressivo degrado della cementazione, fattore che nel passato ha costretto ad erigere consistenti tratti di difesa spondale (foto 16, 22 e 25). L'abitato di Piovene Rocchette è sorto su depositi fluvioglaciali mal cementati che mostrano un'evidente instabilità diffusa (foto 16). Per questo motivo lungo la porzione in evidente erosione è stata messa in opera una scogliera in massi ciclopici squadrati (foto 16, 17 e 18). In questo tratto il tirante idrico calcolato per la piena cinquecentenaria si aggira sui 6-7 m. Come si vede dalla foto 16 il bordo superiore della scogliera supera abbondantemente



questa quota rispetto al fondo dell'alveo attuale.

4.2.1 Interferenza della piena cinquecentenaria con materiale rimovibile

Il materiale rimovibile sciolto lungo l'alveo attuale è assai ridotto in volume. Anche il detrito di colata proveniente corsi d'acqua tributari laterali (foto 21), presenta volumi nel complesso modesti. Nella maggior parte dei casi le sponde naturali interessano depositi fluvio-glaciali cementati o semi cementati, in grado di resistere alle piene senza un collasso dell'intero versante.

4.2.2 Interferenza della piena cinquecentenaria con le difese spondali esistenti

In molti tratti l'altezza d'acqua prevista nella piene con tempo di ritorno cinquecentenario, supera le difese di sponda esistenti, in articolare quelle visibili nelle foto 22 e 25. Durante l'evento non si può escludere che parte di queste difese possano essere scalzate, ma in ogni caso il volume di materiale che verrebbe coinvolto sarebbe trascurabile. L'abitato di Piovene Rocchette, ubicato sopra depositi sciolti facilmente erodibili (foto 16), risulta protetto da scogliere che superano in altezza il livello idrico ipotizzato. Anche in questo caso locali scalzamenti coinvolgerebbero volumi modesti di materiale, che verrebbe ridistribuito in alveo senza creare sbarramenti consistenti.

4.2.3 Interferenza della piena cinquecentenaria con le infrastrutture presenti

Buona parte delle infrastrutture presenti sono abbandonate (foto 12, 20, 32). In caso di rimessa in attività di tali infrastrutture andrà tenuto presente lo studio idraulico con le altezze d'acqua previste. In particolare i tralicci delle linee elettriche di servizio andranno consolidati con idonee opere (es. fondazioni su micropali). Per quanto riguarda le attività umane presenti ed attive si rimanda ai piani previsti dagli enti di competenza.

8. CONCLUSIONI

La presente relazione, in risposta ai quesiti esposti dall'Ufficio Tecnico per le Dighe di Venezia (vedi Parere ex art. D.P.R n.1363/59 DGD-Div.5 prot. n. 21766 del 06/09/2019), esamina la compatibilità dell'intervento in progetto (sopralzo del piano di coronamento della diga di Leda), con la stabilità delle sponde del serbatoio conseguente alla variazione di quota di massimo invaso, ed esamina le caratteristiche geologiche, geotecniche e geostrutturali e conseguente verifica dell'idoneità idraulica dell'alveo di valle destinato a ricevere la portata Q_{500} di progetto a fronte della massima portata originariamente approvata e collaudata.

Per quanto riguarda il primo quesito si ritiene che la variazione di quota del massimo invaso (quantificata in 1,5 m), non comporti problemi di stabilità delle sponde, prevalentemente scavate in roccia, che allo stato attuale non mostra evidenze di colassi di grandi porzioni. Le parti sciolte removibili hanno volumetrie assolutamente modeste rispetto al bacino in esame.

Per quanto riguarda le condizioni geologiche, geotecniche e strutturali dell'alveo di valle destinato a ricevere la portata Q_{500} di progetto, si ritiene che, allo stato attuale, esse siano compatibili con la medesima.