

Analisi di stabilità della diga storica "Bau - 1893" in Val Martello (BZ)

Daniele Fellin - Università di Trento, DICAM - 26 marzo 2020

1 Introduzione

L'obiettivo di questo studio, svolto in collaborazione con l'Ufficio Dighe dell'Agenzia per la Protezione civile della Provincia autonoma di Bolzano nel corso di 6 mesi, è quello di analizzare le condizioni di stabilità di una diga storica, situata in Val Martello. Si tratta di una diga di materiali sciolti, realizzata in terra e pietrame posto in opera a secco alla fine del XIX secolo, al fine di impedire gravi fenomeni di sovralluvionamento a valle, dovuti allo scioglimento primaverile del ghiacciaio del Cevedale. Con la fine della Piccola Età Glaciale ed il ritiro dei ghiacciai, l'opera ha perso la sua funzione originaria di laminazione e protezione del fondo valle, mentre il suo coronamento (a quota 2319.77 m s.l.m.) è attualmente utilizzato come percorso escursionistico.

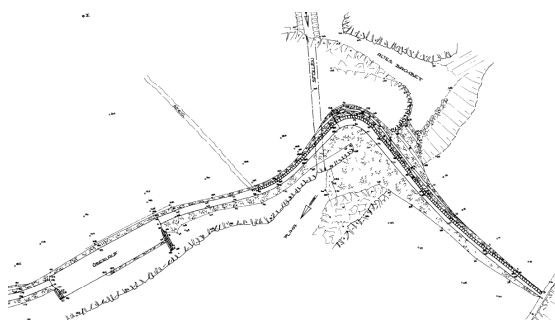


FIGURA 1 – Planimetria della diga storica "Bau"

L'altezza massima della diga ammonta a 19.32 m e, alla quota di massima regolazione, il volume di invaso risulterebbe pari a 170 000 m³. Lo sbarramento raggiunge la sua altezza massima in corrispondenza del vecchio letto del torrente Plima, scavato nella roccia, ed è su questa sezione (*sezione maestra*) che si concentrano le analisi di stabilità eseguite. Lo scarico di superficie è situato in destra orografica alla quota di 2317.50 m s.l.m. ed ha una larghezza di 43 m; lo scarico di fondo, costituito da un cunicolo scavato nella roccia, ha una sezione di 6.90 m² ed una lunghezza di 54.20 m. In tale cunicolo è stato deviato il torrente Plima, che può quindi defluire liberamente a valle della diga bypassando lo sbarramento [1].

2 Documentazione storica

L'analisi della documentazione storica disponibile ha permesso di ricostruire le condizioni che hanno portato alla realizzazione dell'opera, in seguito alle inondazioni che si ripresentarono con singolare regolarità nel mese di giugno degli anni 1887, 1888, 1889 e 1891. Tali inondazioni erano riconducibili al seguente fenomeno:

- durante il periodo invernale, le morene laterali del ghiacciaio del Cevedale costituivano uno sbarramento



FIGURA 2 – La diga vista da monte

per le acque di fusione del ghiacciaio principale, che si raccoglievano nel cosiddetto "lago dei detriti", che poteva raggiungere un volume di 630 000 m³[2];

- nel periodo primaverile-estivo, invece, l'innalzamento delle temperature provocava la fusione del manto nevoso invernale e l'arretramento delle lingue glaciali;
- la rottura dello sbarramento naturale di ghiaccio portava ad un rapido svuotamento del lago, che poteva avvenire in meno di un'ora, e l'onda di piena che ne conseguiva aveva effetti catastrofici per il fondo valle.

Al fine di scongiurare o quantomeno limitare i danni di eventi futuri, negli anni 1892 e 1893 si procedette alla realizzazione della diga, su progetto dell'ing. Geppert. L'opera entrò in funzione in occasione della piena di giugno 1895, durante la quale svolse efficacemente la sua funzione di laminazione. Negli anni successivi invece, con il progressivo scioglimento e ritiro dei ghiacciai del Monte Cevedale, non si verificò più il fenomeno di formazione e rapido svuotamento del lago glaciale, pertanto la diga non entrò più in funzione.

È stato inoltre rinvenuto un disegno dell'epoca recante la sezione caratteristica dell'opera, riportata in figura 3: pur non potendo fornire dati tecnici relativi al materiale impiegato, è stata di grande aiuto nella definizione della geometria delle diverse zone che compongono il rilevato.

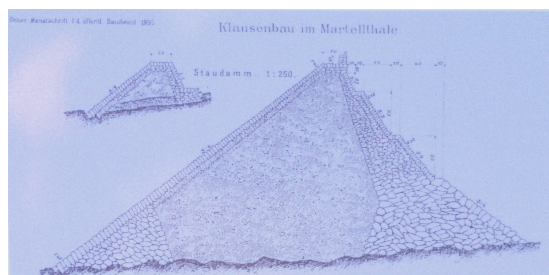


FIGURA 3 – Sezione della diga, secondo un disegno del 1895

3 Caratterizzazione geotecnica

3.1 Inquadramento geologico

La val Martello è una valle laterale della val Venosta, che si estende a partire dal paese di Laces per circa 30 km in direzione sudovest. È percorsa dal Rio Plima, alimentato dalle acque di fusione del ghiacciaio del monte Cevedale, il quale costituisce la testata della valle. La val Martello è una grande valle glaciale, impostatasi parallelamente alla direzione dei piani di scistosità (SW-NE) del substrato roccioso, costituito in prevalenza da micascisti, con intercalazioni di ortogneiss granitici. L'alta valle del Plima è una valle glaciale sospesa che confluisce nella valle principale con dei ripidi gradini. Il substrato roccioso è costituito in prevalenza da filladi quarzifere appartenenti alla *Scaglia dello Zembrù* [3].

3.2 Indagini e parametri di riferimento

La campagna di indagini geotecniche è stata progettata dall'ing. De Polo per conto dell'Agenzia per la Protezione civile della Provincia autonoma di Bolzano ed è stata condotta nel corso del mese di settembre 2016, prevedendo l'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo (v. figura 4), prove penetrometriche dinamiche, prove pressiometriche, prove dilatometriche in roccia e prove granulometriche in laboratorio.

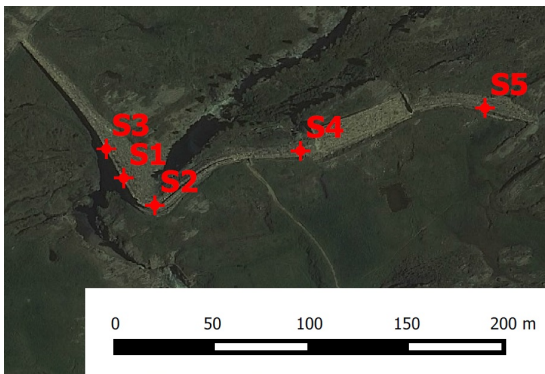


FIGURA 4 – Ubicazione dei fori di sondaggio

Il sondaggio S1 risulta essere di particolare interesse, perché posto in corrispondenza della sezione maestra. Al di sotto del rivestimento in pietrame, che ha uno spessore di 1.4 m, è stata confermata la presenza di un materiale ghiaioso-sabbioso che è stato caratterizzato meccanicamente; inoltre alla profondità di 12.40 m è stato individuato l'ammasso roccioso (filladi) che costituisce la fondazione della diga e ne sono state indagate le proprietà a partire dai risultati della prova dilatometrica.

Le prove eseguite in laboratorio per setacciatura e sedimentazione hanno permesso di identificare la natura dei terreni costituenti il corpo della diga, le cui curve granulometriche sono riportate in figura 5. Si tratta di terreni grossolani, con percentuale di ghiaia del 50%, di sabbia del 30% e percentuale di limo inferiore al 20%; sono riconducibili alle classi A-1-b o A-2-4 (UNI 11531), dunque terreni con capacità portanti da buone a eccellenti e bassissima sensibilità all'azione del gelo.

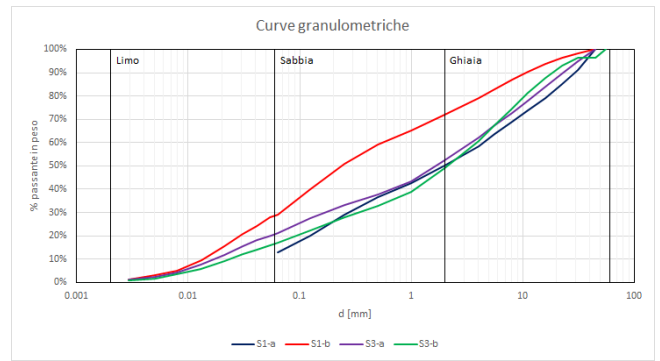


FIGURA 5 – Curve granulometriche dei campioni analizzati

La resistenza al taglio del terreno costituente il riempimento è stata valutata a partire dai risultati delle prove SPT, utilizzando il numero di colpi N_{SPT} , corretto per tenere conto dello sforzo verticale efficace agente alla profondità di prova, per valutare prima la densità relativa D_R e poi l'angolo di attrito ϕ' secondo le relazioni di Schmertmann [4, 5]. I risultati ottenuti sono riportati in figura 6.

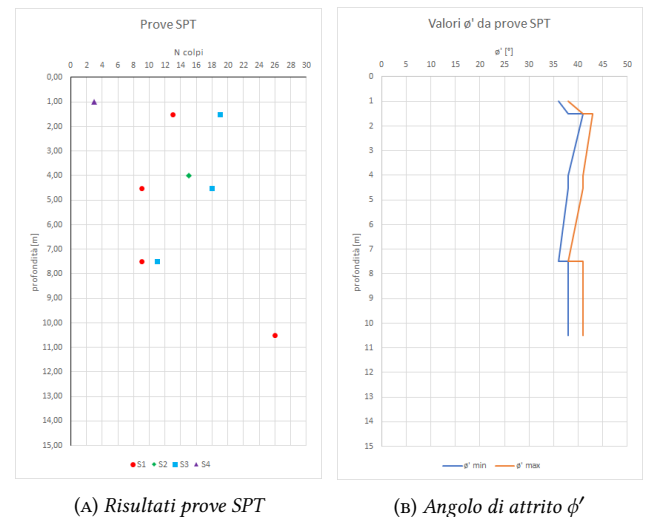


FIGURA 6 – Elaborazione prove penetrometriche dinamiche

Secondo le indicazioni del *Naval Facilities Engineering Command, Soil Mechanics Design Manual*, considerando una densità relativa media $D_R = 50\%$, compatibile con i risultati delle prove SPT, e dato che il materiale in esame è definibile come ghiaia ben graduata (GW, *well-graded gravel*), si ottengono valori di ϕ' di poco superiori a $35 \div 36^\circ$. Ai fini delle analisi di stabilità, il valore caratteristico (inteso come stima ragionata e cautelativa ai sensi delle NTC2018) dell'angolo di attrito interno del materiale costituente il riempimento è stato assunto pari a $\phi' = 36^\circ$. Data la natura prevalentemente grossolana del materiale, inoltre, esso è considerato incoerente e pertanto la coesione efficace è stata assunta pari a $c' = 0$ kPa.

La caratterizzazione meccanica del pietrame che costituisce il rivestimento dei paramenti risulta invece più complessa: data la pezzatura molto grossolana del materiale lapideo, per la determinazione sperimentale delle caratteristiche di resistenza meccanica sarebbe stato necessario fare ricorso ad apparecchiature di grandi dimensioni; tuttavia, considerata la difficoltà di trasportare in sito le apparecchiature

re necessarie (il sito è accessibile solo attraverso un sentiero escursionistico e l'attrezzatura utilizzata nella campagna di indagini del 2016 è stata trasportata mediante elicottero), non sono state eseguite prove sul materiale costituente il rivestimento ed è stato quindi necessario fare riferimento alla letteratura tecnica al fine di individuare un possibile intervallo di variazione dei parametri di resistenza, all'interno del quale sono state eseguite delle analisi di tipo parametrico.

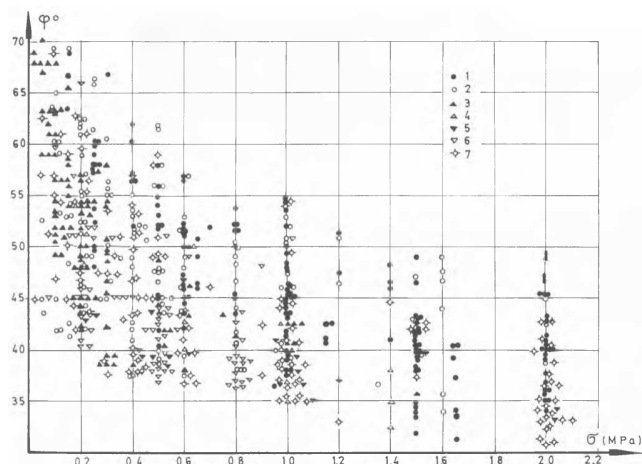


FIGURA 7 – Angolo di attrito per il rockfill [6]

In linea generale (v. figura 7), l'angolo di attrito del rockfill può coprire un campo di variazione molto esteso ed è dipendente dallo stato di sforzo: l'involuppo di rottura non è lineare e presenta invece una concavità verso il basso. Sono stati quindi individuati in letteratura i 5 legami costitutivi riportati in figura 8, considerati rappresentativi perché determinati dagli autori sulla base di una vasta campagna di indagini sperimentali che, oltre alla dipendenza dell'angolo di attrito dallo stato di sforzo, ha preso in considerazione anche l'effetto della resistenza a compressione semplice σ_c della matrice lapidea intatta [7].

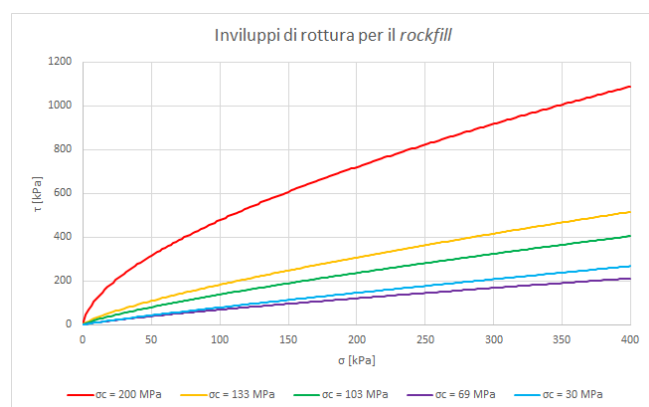


FIGURA 8 – Rockfill: involuppi di resistenza non lineari

L'approccio scelto è quindi quello di svolgere delle analisi parametriche, al fine di indagare il campo di variazione del coefficiente di sicurezza. In particolare, oltre ai 5 legami costitutivi non lineari descritti, sono state condotte analisi parametriche utilizzando anche il criterio di Mohr-Coulomb, al variare dei parametri di resistenza nei rispettivi intervalli $\phi' = 40 \div 70^\circ$ e $c' = 0 \div 10$ kPa, utilizzando per entrambi incrementi di 5 unità.

3.3 Monitoraggio

In seguito all'indagine geotecnica è stata prevista un'attività di monitoraggio, iniziata nel 2017 e costituita da misure topografiche e con laser scanner, misure inclinometriche in corrispondenza della sezione maestra e misure piezometriche. Grazie alla strumentazione installata è stato possibile analizzare il comportamento dell'opera nel corso degli ultimi anni. In particolare, i rilievi topografici eseguiti hanno evidenziato come, mentre il paramento di valle risulti sostanzialmente stabile, quello di monte abbia subito spostamenti dell'ordine di 15 mm in 2 anni (v. figura 9). Tale spostamento è stato rilevato dai punti di misura posti sui massi che compongono il rivestimento esterno del paramento di monte, la cui inclinazione raggiunge i 55° . Le misure inclinometriche hanno invece rilevato una deformazione modesta compresa tra le profondità di -4.00 m e -9.00 m con spostamenti inferiori a 5.0 mm.



FIGURA 9 – Estratto della planimetria degli spostamenti rilevati

Infine, benché in nessuno dei piezometri a tubo aperto installati in prossimità della sezione maestra sia stata osservata presenza di acqua, durante le visite di controllo annuali è stata registrata la presenza di un moto di filtrazione in corrispondenza di tale sezione.

4 Analisi idrologica-idraulica

Benché il fenomeno della tracimazione del "lago dei detriti" non sia più attuale, bisogna considerare il fatto che la diga è costruita lungo l'alveo del rio Plima. Pertanto, è stata svolta un'analisi idrologica e idraulica al fine di determinare se il cunicolo che costituisce lo scarico di fondo sia sufficientemente grande da permettere il deflusso delle acque del torrente o se, in funzione delle onde di piena per diversi tempi di ritorno, si possa invece verificare un innalzamento del livello dell'acqua a monte dello sbarramento.

Lo studio idrologico è stato svolto dall'*Ufficio Idrografico dell'Agenzia per la Protezione civile della Provincia autonoma di Bolzano* attraverso un modello afflussi-deflussi, al fine di determinare il deflusso superficiale a partire dall'intensità di pioggia descritta dalle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica. Il risultato dell'analisi è la definizione, per tempi di ritorno pari a 30, 100, 200 e 300 anni, degli idrogrammi di piena corrispondenti al tempo di pioggia critico, riportati in figura 10.

Sulla base dello studio idrologico pregresso è stata condotta un'analisi idraulica ricorrendo alla schematizzazione di un fenomeno di un moto vario di un serbatoio: sono state definite la curva dei volumi dell'invaso a monte della diga

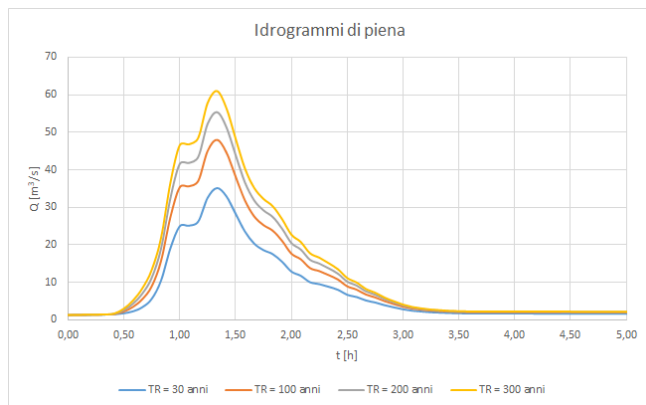


FIGURA 10 – Idrogrammi di piena

e la relazione che lega la portata uscente dal cunicolo costituente lo scarico di fondo al livello dell'acqua. Si è osservato che le dimensioni dello scarico di fondo sono tali da consentire il deflusso dell'onda di piena con $T_R = 30$ anni, mentre per tempi di ritorno più elevati si ha un innalzamento del livello dell'acqua a monte (v. figura 11) nonché un modesto effetto di laminazione dell'onda di piena.

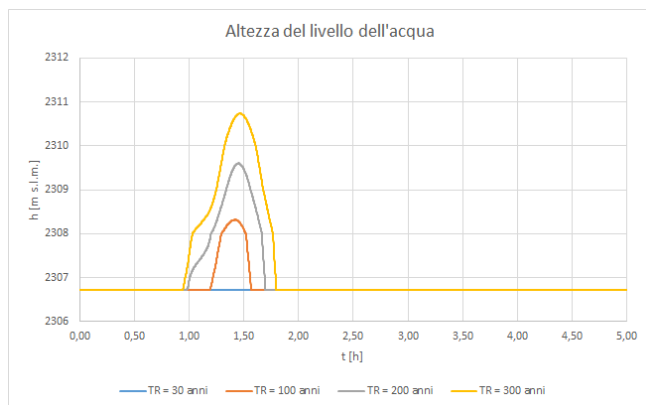


FIGURA 11 – Variazione del livello dell'acqua a monte della diga

Per lo scenario di piena con $T_R = 300$ anni è stata inoltre svolta l'analisi del moto di filtrazione transitorio che si instaura nel corpo della diga tramite il software SEEP/W [8]. In tale analisi è stato considerato l'effetto della parziale saturazione sulla permeabilità dei materiali coinvolti, secondo il modello di Van Genuchten [9]. Il valore di suzione di entrata dell'aria e gli altri parametri del modello sono stati stimati in accordo con la letteratura tecnica in materia, sulla base delle curve granulometriche individuate.

Si osserva che la variazione del livello dell'acqua a monte della diga è molto rapida e il corpo della diga non arriva a completa saturazione: in uno scenario di piena non si verificano pertanto condizioni assimilabili a quelle di rapido svasso, che potrebbero essere critiche per la stabilità dell'opera.

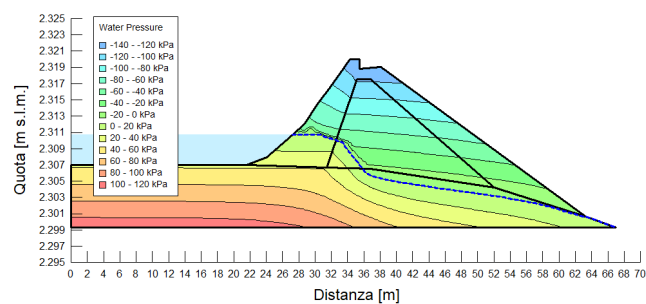


FIGURA 12 – Analisi del moto di filtrazione

5 Analisi di stabilità

5.1 Stabilità interna

In primo luogo è stato indagato lo stato limite ultimo di rottura per erosione interna, ovvero per effetto del trascinamento delle particelle di piccolo diametro all'interno dello scheletro solido costituito dalle particelle più grosse. La formazione di vie d'acqua attraverso il rilevato, e la progressiva asportazione di materiale che deriva dal fenomeno di erosione interna è infatti uno dei meccanismi che possono portare la diga in una situazione di incipiente rottura.

La stabilità interna di un terreno dipende principalmente dalla sua distribuzione granulometrica, dallo stato di addensamento e dal gradiente idraulico a cui è sottoposto; la valutazione della stabilità interna del materiale costituente il riempimento del rilevato è stata eseguita analizzando la sua distribuzione granulometrica secondo il metodo di Kenney e Lau [10]. Le analisi effettuate (v. figura 13) conducono alla conclusione che il materiale che costituisce il riempimento del corpo della diga sia internamente instabile ed in quanto tale suscettibile al fenomeno dell'erosione interna. Risulta quindi prioritario prevenire la formazione di un meccanismo di rottura per erosione interna riducendo al minimo, per quanto possibile, il moto di filtrazione in atto alla base della sezione maestra.

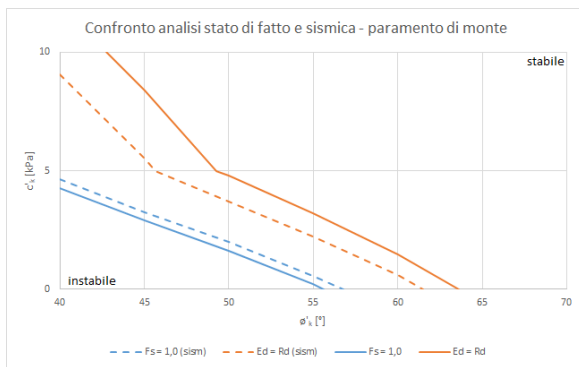


FIGURA 13 – Valutazione della stabilità all'erosione interna

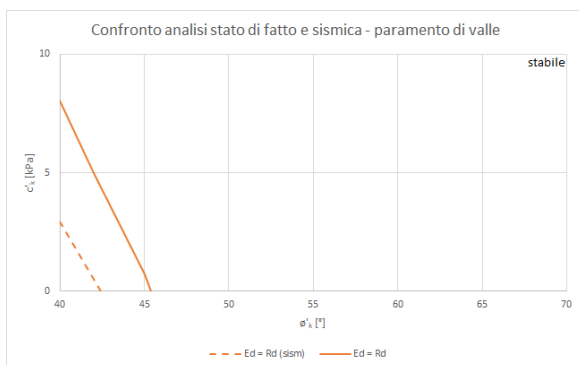
5.2 Stabilità globale

Le verifiche di stabilità dei paramenti sono state eseguite impiegando metodi di verifica all'equilibrio limite globale (Morgenstern e Price), tramite il software SLOPE/W [11]. Oltre alla verifica dello stato di fatto, sono stati considerati gli eventi estremi di piena (sulla base dell'analisi idraulica e di filtrazione con $T_R = 300$ anni) e di sisma (l'azione sismica è stata considerata, applicando il metodo pseudostatico, con coefficienti sismici $k_h = 0.025$ e $k_v = 0.013$ determinati a partire dalla pericolosità sismica di base).

Sono state svolte analisi parametriche al variare della resistenza attribuita al rivestimento dei paramenti, per un totale di 21 analisi con criterio di Mohr-Coulomb e 5 analisi con criterio non lineare, per ciascun paramento e ciascuno scenario, applicando inoltre per le diverse combinazioni i rispettivi coefficienti parziali di sicurezza, nel rispetto della normativa vigente. I risultati ottenuti per il criterio di Mohr-Coulomb sono riassunti graficamente in figura 14, che mostra, per lo stato di fatto (linea continua) e l'evento sismico (linea tratteggiata), a quali coppie di parametri di resistenza del rivestimento ($\phi' - c'$) compete un valore unitario del coefficiente di sicurezza (linea azzurra) e a quali un valore tale da assicurare il margine di sicurezza previsto dalla normativa (linea arancione).



(A) Paramento di monte



(B) Paramento di valle

FIGURA 14 – Risultati analisi di stabilità

L'analisi di stabilità globale del paramento di valle, che presenta un'inclinazione media di 36° , non ha riscontrato particolari problematiche. Il margine di sicurezza richiesto dalla normativa è assicurato anche in condizioni sismiche. Il paramento di monte, la cui inclinazione raggiunge i 55° , presenta invece problematiche maggiori. Il margine di si-

curezza richiesto dalla normativa è assicurato solo se può essere confermata una buona resistenza meccanica del rivestimento, con angoli di attrito interno superiori a 60° , o a 50° nel caso sia verificata l'esistenza di una coesione efficace anche modesta (5 kPa).

L'analisi di stabilità condotta in condizioni di piena non ha riscontrato invece particolari criticità. La variazione del livello dell'acqua a monte della diga è molto rapida e la sua influenza sulle condizioni di stabilità del paramento di monte piuttosto modesta. Nel caso in analisi la riduzione del fattore di sicurezza è risultata inferiore al 1% (v. figura 15).

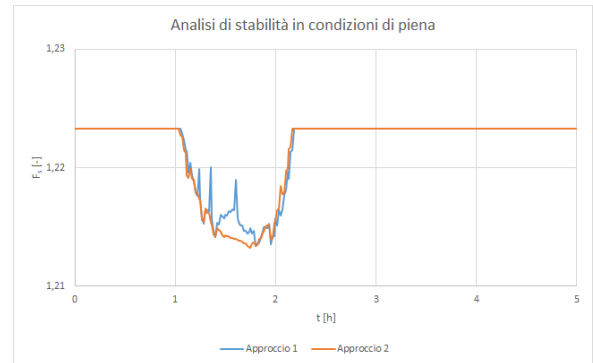


FIGURA 15 – Analisi di stabilità nel caso di onda di piena

6 Conclusioni

In conclusione, per garantire la stabilità dell'opera si ritiene importante procedere alla riduzione delle infiltrazioni riscontrate in corrispondenza della sezione maestra, ad esempio attraverso un sistema di drenaggio che convogli verso il cunicolo di scarico le acque che si raccolgono a monte della diga. In secondo luogo, si ritiene che i valori modesti dei coefficienti di sicurezza ottenuti per il paramento di monte siano riconducibili all'elevata inclinazione del paramento stesso e coerenti con gli spostamenti misurati nei rilievi topografici. Un possibile approfondimento potrebbe essere costituito da ulteriori analisi, che utilizzino per il rockfill il criterio di Hoek-Brown, in seguito alla caratterizzazione meccanica dello stesso attraverso semplici indagini, quali ad esempio prove sclerometriche per la determinazione della resistenza a compressione semplice. L'attività di monitoraggio si rivela in ogni caso preziosa per verificare il comportamento dell'opera anche nel futuro.

Bibliografia

- [1] DE POLO F. "Messa in sicurezza della diga Gletschersee in alta Val Martello (BZ): l'indagine geotecnica". In: *Ingenio*, (2016).
- [2] SECCHIERI F. "Appunti sul glacialismo della Val Martello. Atti del 5° convegno glaciologico italiano". In: *Geografia Fisica e Dinamica Quaternaria*, 8.2 (1985), pp. 205-207.
- [3] CASTIGLIONI G. B. "Appunti sulla geomorfologia dell'alta Val Martello. Atti del 5° convegno glaciologico italiano". In: *Geografia Fisica e Dinamica Quaternaria*, 8.2 (1985), pp. 208-209.
- [4] CESTARI F. *Prove Geotecniche in sito*. Edizioni Geo-Impianti - Segrate, 2009.
- [5] TANZINI M. *L'indagine geotecnica. Caratterizzazione geotecnica delle terre e delle rocce attraverso prove in sito e di laboratorio*. Dario Flaccovio Editore, 2002.
- [6] SARAĆ D. e POPOVIĆ M. "Shear strength of rockfill and slope stability". In: *International conference on soil mechanics and foundation engineering*, 11, 1985, pp. 641-645.
- [7] ANĐELKOVIĆ V., PAVLOVIĆ N., LAZAREVIĆ Z. e RADOVANOVIĆ S. "Modelling of shear strength of rockfills used for the construction of rockfill dams". In: *Soils and foundations*, 58.4 (2018), pp. 881-893.
- [8] GEOSTUDIO. *Seepage Modeling with SEEP/W*. GEO-SLOPE International Ltd., 2015.
- [9] PAPA R., PIRONE M. e UCCIUOLI G. *Elementi di meccanica dei terreni parzialmente saturi*. Hevelius Edizioni, 2011.
- [10] MORACI N., JELO D. e MANDAGLIO M. C. "Valutazione della stabilità interna dei terreni granulari". In: *Rivista Italiana di Geotecnica*, 2 (2016), pp. 27-43.
- [11] GEOSTUDIO. *Stability Modeling with GeoStudio*. GEO-SLOPE International Ltd., 2018.