

# “TACCU SA PRUNA”

Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio  
ad alta flessibilità

Comune di Esterzili (SU)

COMMITTENTE



COORDINAMENTO / MANDANTE

STRATEGIES FOR WATER



Progettista: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

VERIFICHE DI STABILITÀ /  
MANDATARIA

WATERWAYS

Progettista: Ing. Giovanni La Barbera

## Verifiche di stabilità del rilevato del bacino di monte

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	PRIMA EMISSIONE	15/06/2022	G. La Barbera	L. Serra	C. Pasqua

Codice commessa: 1351    Codifica documento: 1351-J-FN-R-01-0

*Giovanni La Barbera*

## INDICE

<b>1. INTRODUZIONE</b> .....	3
<b>2. RIFERIMENTI NORMATIVI</b> .....	4
<b>3. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO</b> .....	5
3.1 Generalità .....	5
3.2 Campagna di indagini geotecniche.....	5
3.3 Caratterizzazione stratigrafica e parametri geotecnici .....	5
3.3.1 Parametri geotecnici caratteristici .....	7
3.3.2 Quadro riassuntivo dei parametri geotecnici.....	8
<b>4. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SERBATOIO DI MONTE</b> .....	9
<b>5. PERICOLOSITA' SISMICA DI RIFERIMENTO AL SITO</b> .....	10
<b>6. MODELLO DI CALCOLO</b> .....	11
<b>7. MODELLO STRATIGRAFICO DELLA FONDAZIONE DEL RILEVATO</b> .....	13
<b>8. IL CORPO DEL RILEVATO</b> .....	14
<b>9. CRITERI DI VERIFICA DELLA STABILITA' DEL RILEVATO</b> .....	15
<b>10. VERIFICHE DI STABILITÀ IN CONDIZIONI STATICHE</b> .....	16
10.1 Generalità .....	16
10.2 Rilevato di pietrame di dolomia su base di fondazione piana.....	16
<b>11. CONCLUSIONI</b> .....	16

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione tratta delle verifiche di stabilità che sono state condotte sul rilevato di contenimento del serbatoio superiore dell'impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio ad alta flessibilità denominato "Taccu sa Pruna", nel comune di Esterzili (SU) ed è stata redatta per conto di FROSIO NEXT S.r.l. nell'ambito del progetto di autorizzazione.

I parametri di resistenza dei materiali costituenti il corpo del rilevato sono stati stimati sulla base dei risultati delle indagini geognostiche in sito e delle prove di laboratorio sulla matrice rocciosa dei materiali che si prevede andranno a costituire il corpo del rilevato.

Il corpo del rilevato è previsto che venga costruito con pietrame di vario assortimento granulometrico con percentuali di fino inferiori al 10 % in modo che il comportamento da un punto di vista idraulico è quello di un materiale totalmente drenante che non permette l'instaurarsi di regimi di filtrazione e di pressioni neutre al suo interno.

In questa fase di sviluppo progettuale non sono state effettuate prove meccaniche in situ sul materiale rappresentativo di quello verrà posto in opera per la costruzione del rilevato, nelle successive fasi di sviluppo del progetto dovranno essere condotte specifiche indagini finalizzate alla caratterizzazione del comportamento meccanico dei materiali. In considerazione di quanto esposto, i risultati delle analisi di stabilità che sono state effettuate e presentati nel presente rapporto vanno quindi inquadrati in un ambito di ipotesi progettuale di base che necessita di successivi approfondimenti.

Gli elaborati di riferimento per la presente relazione sono:

- 1351-A-OP-R-01-0 - Relazione geologica
- 1351-A-GD-R-01-0 - Relazione geotecnica generale
- 1351-A-OP-D-01-0 - Carta geologica
- 1351-A-OP-D-02-0 - Sezione geologica interpretativa
- 1351-A-OP-A-01-0 - Sintesi stratigrafie sondaggi
- 1351-A-OP-A-02-0 - Rilievi geomeccanici
- 1351-A-OP-A-03-0 - Prove geotecniche di laboratorio
- 1351-A-OP-A-04-0 - Analisi di laboratorio
- 1351-A-OP-A-05-0 - Indagini geofisiche

## 2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Gli studi, le indagini e le verifiche di stabilità sono stati condotti facendo riferimento ai seguenti testi normativi:

- **NTD14.** *D.M. del 26 giugno 2014. Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).*
- **MIT-DGD19.** *Circolare - Direzione generale per le dighe e infrastrutture idriche ed elettriche - 3 luglio 2019, n. 16790 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLA NORMATIVA TECNICA DI CUI AL D.M. 26.06.2014 (NTD14) E AL D.M. 17.01.2018 (NTC18).*
- **MIT-DGD18.** *Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26 giugno 2014 (NTD14) e del D.M. 17 gennaio 2018 (NTC18). Direzione generale per le dighe e infrastrutture idriche ed elettriche. Luglio 2018.*
- **NTC18.** *D.M. del 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".*
- **Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP.** - *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*
- **MIT-DGD17.** *Note esplicative per le Verifiche Sismiche delle Grandi Dighe ai sensi del D.M. 26 giugno 2014 (NTD) e del D.M. 14 gennaio 2008 (NTC). Direzione generale per le dighe e infrastrutture idriche ed elettriche, Divisione 6 - Strutture e geotecnica. Marzo 2017.*

## 3. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO

### 3.1 Generalità

Per una esaustiva e completa descrizione dei caratteri geologici e geotecnici dell'area in cui è ubicato l'impianto di Taccu Sa Pruna si rimanda rispettivamente alla Relazione Geologica (elaborato 1351-A-OP-R-01-0) ed alla Relazione Geotecnica Generale (elaborato 1351-A-GD-R-01-0).

La stratigrafia dell'area comprende formazioni di età paleozoica (principalmente rocce metamorfiche e subordinatamente rocce magmatiche) e depositi prevalentemente carbonatici giurassici. Sono poi presenti sottili coperture cenozoiche.

Lo studio delle proprietà meccaniche di ciascuna unità geotecnica ha tenuto in conto le risultanze delle prove in sito ed i risultati delle prove di laboratorio. L'analisi dei dati di laboratorio è avvenuta assegnando i risultati ottenuti all'unità geotecnica di appartenenza del campione in funzione dei log stratigrafici e del profilo geologico.

### 3.2 Campagna di indagini geotecniche

È stata condotta una campagna di indagini volta a definire in maniera preliminare la caratterizzazione geotecnica del sito in cui è ubicata l'opera in progetto.

La campagna conoscitiva, con riferimento al serbatoio superiore, si è articolata nelle seguenti indagini:

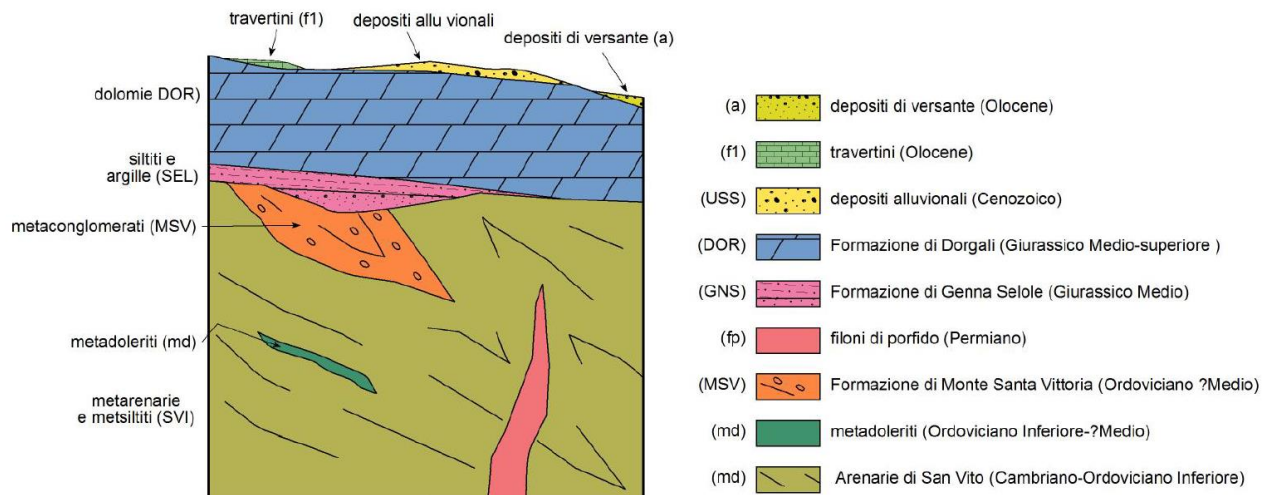
- sondaggi geognostici: n. 3 sondaggi a carotaggio continuo, identificati rispettivamente con NA1, NA2, NA3, rappresentativi delle condizioni stratigrafiche e strutturali delle rocce in cui ricade l'opera di superficie costituita dal serbatoio superiore. Dalle perforazioni è stato possibile eseguire inoltre:
  - prelievo di campioni indisturbati;
  - prove geotecniche di classificazione e di resistenza in laboratorio su campioni indisturbati;
  - analisi chimiche finalizzate alla classificazione delle terre da scavo su campioni rappresentativi.

L'ubicazione dei tre sondaggi è rappresentata in Figura 3.2.

### 3.3 Caratterizzazione stratigrafica e parametri geotecnici

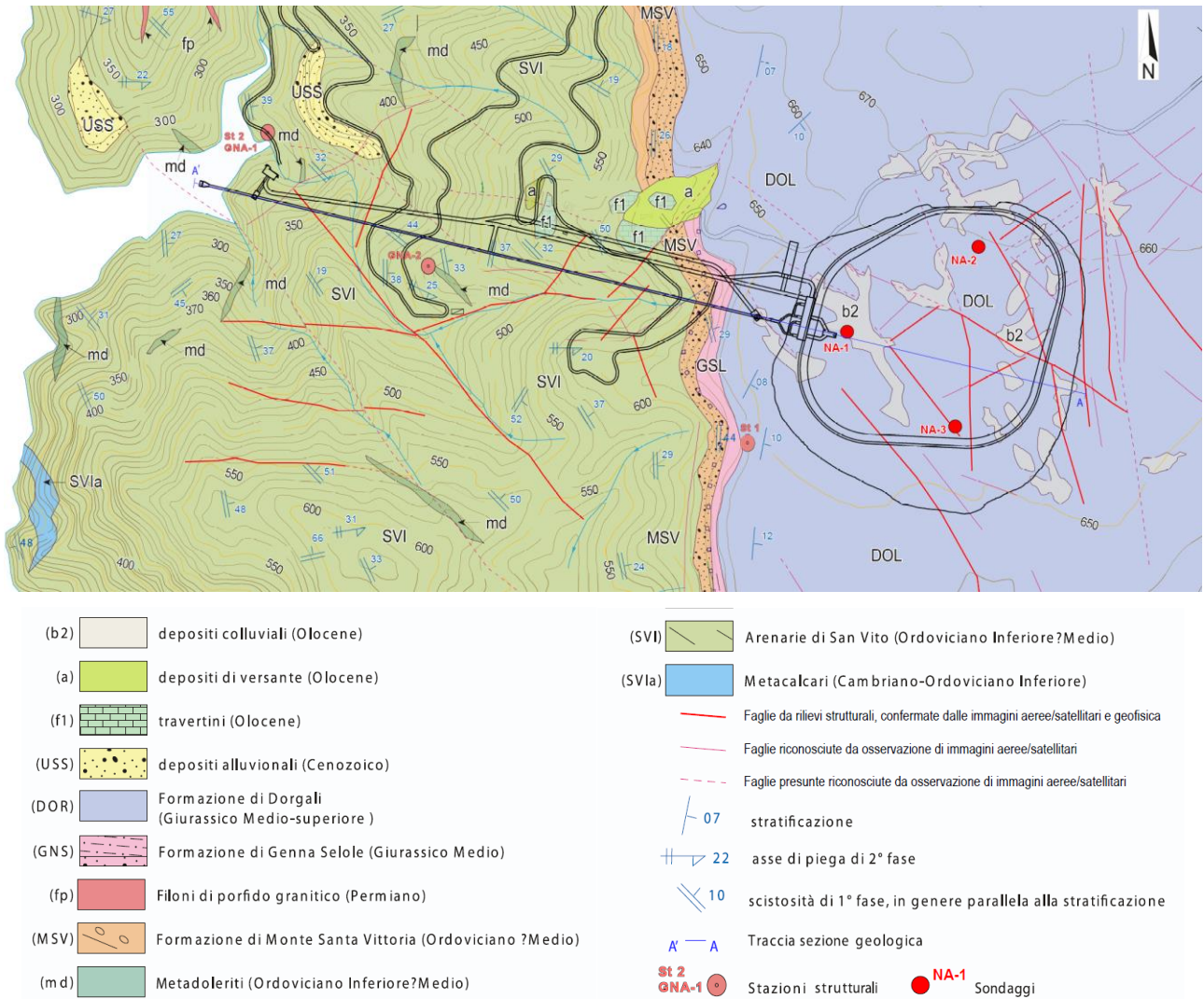
La caratterizzazione geotecnica dei terreni è stata effettuata con la finalità di offrire un quadro il più completo possibile sulle proprietà delle diverse litologie interessate dal progetto. Per maggiori informazioni ed approfondimenti si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale (elaborato 1351-A-GD-R-01-0).

La stratigrafia dell'area comprende formazioni di età paleozoica (principalmente rocce metamorfiche e subordinatamente rocce magmatiche) e depositi prevalentemente carbonatici giurassici. Sono poi presenti sottili coperture cenozoiche (Figura 3.1 e Figura 3.2).



**Figura 3.1 – Schema stratigrafico dell'area di Sa Pruna.**

# WATERWAYS



**Figura 3.2 – Carta geologica di progetto**

Le stime dei parametri risultano fortemente condizionate dalla disponibilità dei dati finora raccolti, e pertanto nei casi in cui si hanno le maggiori incertezze sarà raccomandata l'esecuzione di ulteriori prove.

## 3.3.1 Parametri geotecnici caratteristici

La stima del peso di volume del pietrame di dolomia è stata effettuata con le seguenti ipotesi:

- peso specifico di massa della dolomia  $27 \text{ kN/m}^3$ ;
- la porosità  $n$  per il materiale compattato è variabile dal 25 al 30 % [si rammenta che la relazione tra porosità  $n$  ed indice di porosità è il seguente:  $e = n/(1-n)$  ]
- assumendo che il materiale sia asciutto - ne consegue che il peso di volume è stimabile come indicato di seguito

$$\gamma_v = \gamma_s \cdot (1 - n)$$

$$\gamma_{n=25\%} = 27 \cdot (1 - 0,25) = 20,25 \text{ kN/m}^3 \approx 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{n=30\%} = 27 \cdot (1 - 0,30) = 18,90 \text{ kN/m}^3 \approx 19 \text{ kN/m}^3$$

Ipotizzando di ottenere con la compattazione una porosità residua del 25%, Il valore utilizzato nei calcoli è  $20 \text{ kN/m}^3$ . Tale considerazione deriva dal tener conto che la composizione granulometrica del materiale comprende anche una frazione dell'ordine del 15 - 20 % di materiale con pezzatura inferiore ai 200 mm (già la sola compattazione induce una certa frammentazione del materiale più grossolano e poi dalla cava comunque viene prelevata una frazione di materiali di pezzatura inferiore a 200 mm).

Nella Tabella 3.1 si riportano, per ciascun campione, i parametri di resistenza e deformabilità ricavati dalle prove di compressione monoassiale. Si rimanda ai certificati dell'Elaborato 1351-A-OP-A-03-0 per maggiori dettagli relativi alle prove eseguite.

**Tabella 3.1 – Parametri di resistenza e deformabilità dedotti dalle prove di compressione monoassiali**

Sondaggio	Profondità (m)	Modulo di deformabilità E (GPa)	Coefficiente di Poisson $\nu$ (-)	Resistenza a compressione monoassiale $\sigma_{ci}$ (MPa)
NA1	7,4 - 7,7	41,76	0,12	62,5
NA2	7,0 - 7,4	22,40	0,13	65,9
NA2	8,0 - 8,4	27,65	0,20	23,8
NA3	6,5 - 6,8	21,74	0,19	38,3
NA3	7,0 - 7,3	68,95	0,22	39,3
NA3	8,7 - 9,0	29,37	0,15	14,8
	<b>Valore massimo</b>	<b>68,95</b>	<b>0,22</b>	<b>65,90</b>
	<b>Valore medio</b>	<b>35,31</b>	<b>0,17</b>	<b>40,77</b>
	<b>Valore minimo</b>	<b>21,74</b>	<b>0,12</b>	<b>14,80</b>

Come si può osservare dai valori riportati nella Tabella 3.1, le prove hanno evidenziato un'elevata variabilità di risultati, sia per il modulo di deformazione sia per la resistenza a rottura. Tale aspetto può essere correlato alla presenza di microfrazioni all'interno di alcuni provini, per cui i campioni più integri hanno restituito valori più elevati, mentre quelli con microfrazioni hanno evidenziato valori inferiori di resistenza e modulo elastico.

Per quanto riguarda il modulo di deformabilità elastico dei materiali in posto per la costruzione del rilevato, esso è stato stimato facendo riferimento a dati desunti dalla letteratura tecnica riportata nel capitolo dei riferimenti bibliografici.

Per quanto concerne l'angolo d'attrito efficace del pietrame di dolomia è stato definito un campo di variabilità con un valore medio di 40 gradi, un valore minimo di 38 gradi ed un valore massimo di 42 gradi. Il valore minimo potrebbe essere rappresentativo di un materiale ottenuto miscelando il materiale di smarino

proveniente dagli scavi profondi, che secondo le indicazioni desunte dalle indagini geotecniche risulterebbe avere un angolo d'attrito compreso tra 33 e 35 gradi, con il pietrame di dolomia.

Si precisa comunque che le analisi di stabilità effettuate nell'ambito del presente studio si riferiscono all'ipotesi di realizzare il rilevato con pietrame di dolomia, eventuali utilizzi dei materiali provenienti dagli scavi profondi saranno valutati solo a valle di opportune indagini finalizzate alla definizione delle caratteristiche meccaniche degli stessi.

### 3.3.2 Quadro riassuntivo dei parametri geotecnici

La tabella seguente riporta il quadro riassuntivo dei valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali che si prevede di utilizzare per la realizzazione del rilevato e della roccia di fondazione.

<b>Unità geotecniche</b>	<b>Peso di volume <math>\gamma</math> [kN/m<sup>3</sup>]</b>	<b>Modulo di deformabilità E [Mpa]</b>	<b>Coefficiente di Poisson</b>	<b>Angolo di attrito efficace <math>\varphi'</math> [°]</b>	<b>Coesione efficace c' [kPa]</b>
Rilevato in pietrame di dolomia	20	600	0,3	min 38 med 40 max 42	0
Roccia di Fondazione (Dolomia)	22	15.000	0,2	40	200



## 4. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SERBATOIO DI MONTE

In accordo alla normativa tecnica vigente NTD14, il periodo di riferimento  $V_R$  per l'azione sismica è definito in funzione della vita nominale  $V_N$  e del coefficiente d'uso  $C_U$  dell'impianto mediante la relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Nella normativa tecnica NTD14 al capitolo C.7.7.2 i valori di  $V_N$  e di  $C_U$  vengono definiti in funzione di tre possibili tipologie di dighe come riportate nel seguito:

- A. Dighe di importanza strategica” o “strategiche”:** le dighe la cui funzionalità durante e a seguito di eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile: le dighe così classificate in base ai Decreti del Dipartimento della protezione civile; le dighe così classificate in base a regolamenti regionali; per queste ultime, in assenza di specifica individuazione o classificazione si definiscono strategiche le dighe che realizzano serbatoi a prevalente utilizzazione idroelettrica o potabile.
- B. “Dighe rilevanti per le conseguenze di un eventuale collasso”:** tutte le grandi dighe; le dighe così classificate in base a regolamenti regionali.
- C. “Dighe di importanza normale”:** tutte le dighe non appartenenti alle fattispecie A e B (si tratta solo di dighe di dimensioni contenute).

Il capitolo C7.7 delle norme tecniche per le opere di sbarramento di ritenuta tratta il tema delle azioni sismiche per le **dighe di nuova costruzione**. In particolare, al capitolo C.7.7.2 vengono forniti i criteri per la definizione del *Periodo di riferimento per l'azione sismica*.

Il periodo di riferimento dell'azione sismica  $V_R$ , come già definito in precedenza, è dato dal prodotto della vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ , e con riferimento alla seguente tabella C2 tratta dalle NTD14 si ottiene:

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

Conseguentemente, i periodi di riferimento minimi per tutte le tipologie di dighe risultano quelli riportati nella seguente tabella H2 delle NTD14:

<b>Dighe</b>	<b><math>V_R</math> (anni)</b>	
strategiche	200	
rilevanti	75	150
Imp. normale	50	

Secondo le specifiche riportate al capitolo 2.4.2 delle NTC18 ed al capitolo C.7.7.2 delle NTD14, il serbatoio della diga di Serra del Corvo un utilizzo a scopo idroelettrico è classificabile come **diga di importanza strategica** e quindi si sono assunti i seguenti valori dei parametri di base:

- Vita nominale  $V_N = 100$  anni
- Coefficiente d'uso della costruzione  $C_U = 2$
- Periodo di riferimento  $V_R = 200$  anni

## 5. PERICOLOSITA' SISMICA DI RIFERIMENTO AL SITO

Le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni NTC18 (Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018), hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali: per ciascuna zona - e quindi territorio comunale - precedentemente veniva fornito un valore di accelerazione di picco e quindi di spettro di risposta elastico da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche.

Già dal 01 luglio 2009 con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 e successivamente con l'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018 pubblicato nel supplemento ordinario alla G.U. n 42 del 20 febbraio 2018, per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera. Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali.

L'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica) è l'organismo istituzionale che a partire dal 2004 ha rilasciato la cosiddetta **mappa di pericolosità sismica** consultabile online all'indirizzo [http://zonesismiche.mi.ingv.it/mappa\\_ps\\_apr04/](http://zonesismiche.mi.ingv.it/mappa_ps_apr04/) che fornisce lo strumento ufficiale di riferimento per la definizione dei parametri di pericolosità sismica per tutto il territorio italiano (rif. Ordinanza PCM del 28 aprile 2006, n. 3519 – All 1.b). La mappa mostra i valori di accelerazione orizzontale massima al suolo  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (*bedrock*) con superficie topografica orizzontale, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  come definite al capitolo 3.2.1 delle NTC18 nel periodo di riferimento  $V_R$  definito al capitolo 2.4 delle NTC18.

Con riferimento alla circolare **MIT-DGD19 - Direzione generale per le dighe e infrastrutture idriche ed elettriche - 3 Luglio 2019, n. 16790 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLA NORMATIVA TECNICA DI CUI AL D.M. 26.06.2014 (NTD14) E AL D.M. 17.01.2018 (NTC18)**, se in base alla pericolosità sismica di base risulta che la  $a_g$  con probabilità di eccedenza del 10 % in 50 anni (tempo di ritorno  $T_R = 475$  anni) è  $\geq 0,15g$ , è necessario effettuare uno studio sismo-tettonico per il sito in esame.

È stata quindi consultata la mappa online della pericolosità sismica del territorio italiano sul sito dell'INGV (<http://zonesismiche.mi.ingv.it>) con lo scopo di definire per il sito della diga di Nuraghe Arrubiu il valore di  $a_g$  ( $T_R = 475$  anni). Tutta la regione Sardegna risulta non sismica e quindi i parametri di rischio sismico sono nulli come si evince dalla figura 5.1.

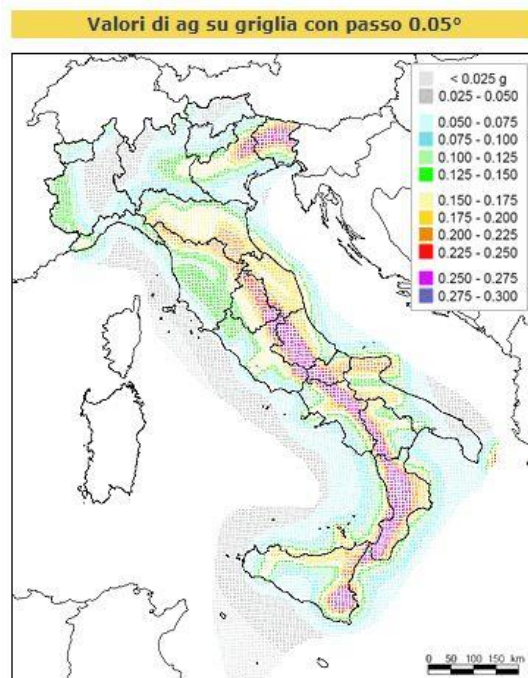


Figura 5.1 Mappa della pericolosità sismica dell'Italia - Sardegna con pericolosità nulla

## 6. MODELLO DI CALCOLO

È ben noto dalla letteratura tecnica e dall'esperienza dei fenomeni osservati che il grado di stabilità di un pendio sia evidenziato dalle deformazioni che esso manifesta nel tempo e nello spazio e quindi i metodi di analisi dovrebbero valutare le deformazioni che si sviluppano in conseguenza delle azioni, delle condizioni al contorno e degli stati iniziali agenti sul pendio.

Tuttavia, un approccio analitico basato sulle deformazioni risulta particolarmente complesso da applicare almeno fino ad una decina di anni fa quando non erano disponibili strumenti di calcolo con le capacità di quelli attuali ed a costi contenuti.

Di conseguenza, i primi metodi che sono stati formulati per la valutazione delle condizioni di stabilità di un pendio o di un rilevato furono si basavano su ipotesi semplificative che tenevano in conto unicamente delle equazioni di equilibrio delle forze agenti (sia delle azioni esterne agenti sul sistema che di quelle resistenti interne dei materiali costituenti il mezzo). Si rammenta che la completa e corretta definizione del problema necessita anche la formulazione e il soddisfacimento delle equazioni di congruenza delle deformazioni attraverso le leggi costitutive dei materiali.

L'ipotesi posta alla base di questi metodi semplificati è che una volta note le caratteristiche di resistenza dei materiali, la distribuzione del campo delle pressioni neutre, la geometria del pendio ed altre proprietà specifiche dei terreni e del pendio, le analisi di stabilità ci devono permettere di stabilire se le forze resistenti del sistema sono sufficientemente maggiori di quelle tendenti a mobilitare il sistema stesso.

In genere questi metodi di calcolo si riassumono nella definizione prima e nel calcolo poi di un fattore di sicurezza che più propriamente sarebbe opportuno definire indice di stabilità.

Nell'ambito di questi metodi l'ipotesi fondamentale è che la resistenza dei terreni è espressa dalla nota legge di Coulomb generalizzata successivamente da Mohr. Nella sua forma generale l'equazione di Mohr-Coulomb è espressa dalla seguente espressione:

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' = c' + (\sigma - u) \cdot \tan \phi'$$

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}}$$

Nelle precedenti espressioni  $c'$  e  $\phi'$  rappresentano i parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci ed  $u$  è la pressione neutra dell'acqua interstiziale, mentre  $\tau_{mob}$  rappresenta lo sforzo di taglio mobilitato dal sistema di forze agenti lungo la potenziale superficie di scorrimento.

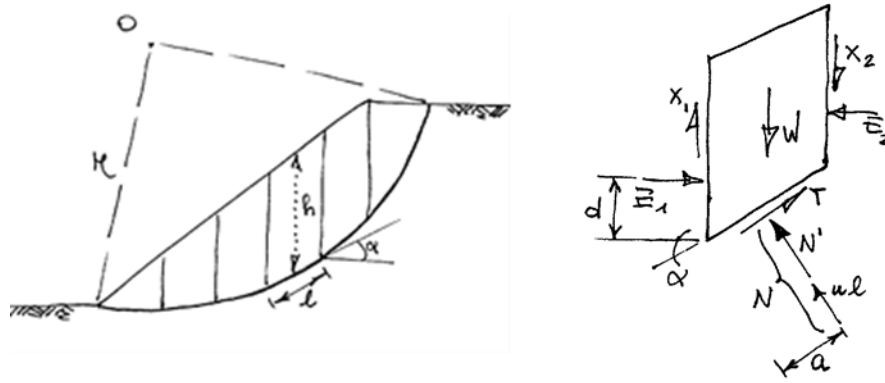
Nell'ambito del presente studio si farà sempre riferimento ad una situazione statica bidimensionale in deformazione piana, in tale ambito è quindi possibile sostituire il termine "superficie di scorrimento" con quello di "linea di scorrimento".

In riferimento ai metodi di stabilità globale che si fondano sul concetto di equilibrio limite è utile precisare che il problema si presenta con una duplice indeterminazione:

- Una di carattere geometrico poiché sono infinite per forma e posizione le potenziali linee di scorrimento che possono essere tracciate all'interno di un rilevato o di un pendio. Pertanto, resta affidata alla sensibilità del progettista l'individuazione della o delle linee più critiche tra le infinite cinematicamente possibili.
- Una di carattere statico in quanto nella definizione delle tre equazioni dell'equilibrio statico e del coefficiente di sicurezza  $F$  allo scorrimento, il problema risulta staticamente indeterminato. In pratica, il numero di incognite è maggiore del numero di equazioni disponibili e quindi non è possibile ottenere una soluzione univoca del problema. Per rendere il problema determinato è necessario determinare le incognite sovrabbondanti con delle ipotesi arbitrarie.

Sono quindi stati sviluppati nel tempo numerosi procedimenti che differiscono e per la forma delle potenziali linee di scorrimento e per le ipotesi assunte per rendere il problema staticamente determinato.

# WATERWAYS

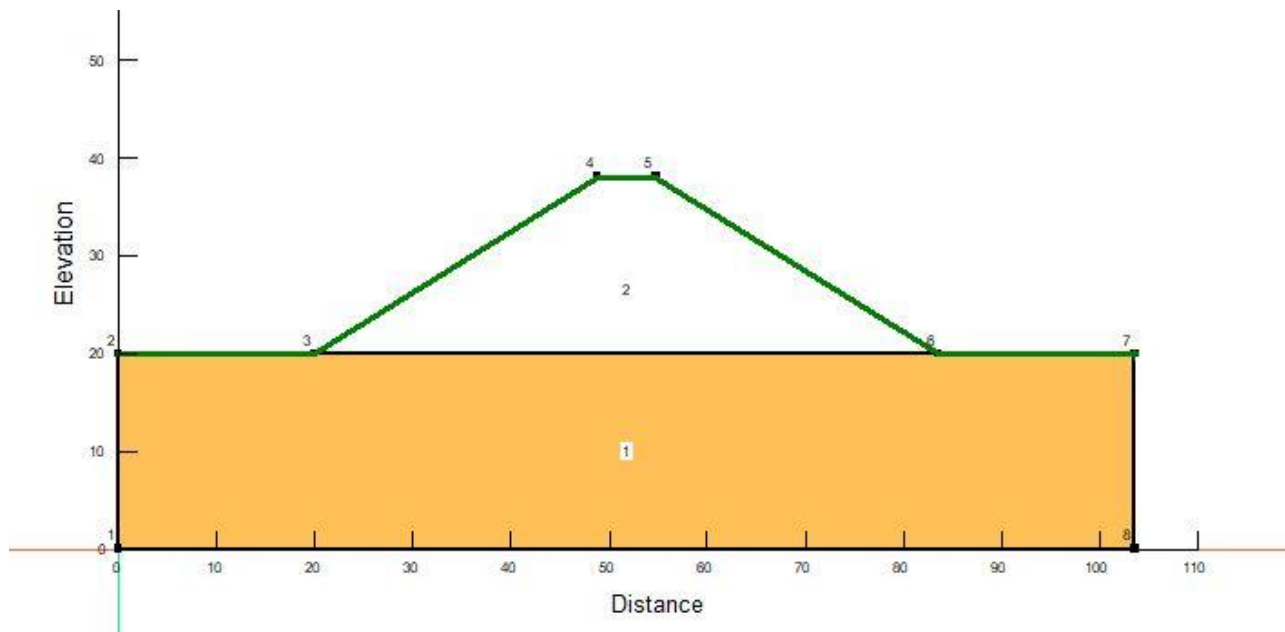


**Figura 6.1** schema di pendio - linea di potenziale scorrimento - suddivisione in strisce

La procedura generale che viene adottata in questi metodi prevede che la massa di terreno che si trova al di sopra della linea di scorrimento venga suddivisa in un certo numero di "strisce" e da ciò è derivata la definizione di metodi delle strisce. Il numero di suddivisioni in strisce dipende dalla geometria del pendio e della eterogeneità dei terreni presenti all'interno della potenziale massa instabile delimitata dalla linea di scorrimento (vedi figura 6.1).

## 7. MODELLO STRATIGRAFICO DELLA FONDAZIONE DEL RILEVATO

Sulla base delle risultanze delle successioni stratigrafiche individuate nei sondaggi è stato adottato un modello stratigrafico di calcolo che prevede un unico strato di roccia dolomitica di spessore indefinito, ma nel modello di calcolo è stato limitato a 20 m di spessore. Nella figura 7.1 seguente è riportata la stratigrafia di calcolo delle rocce di fondazione.



**Figura 7.1** schema stratigrafico delle rocce di fondazione del rilevato

## 8. IL CORPO DEL RILEVATO

Il corpo del rilevato è previsto venga realizzato in pietrame di dolomia proveniente dagli scavi del serbatoio: si tratta di un materiale avente ottime caratteristiche di resistenza meccanica associata ad una buona resistenza alla frantumazione. Queste proprietà garantiscono che, a seguito della compattazione che il materiale subisce in fase di costruzione del rilevato, esso acquisisce e mantiene nel tempo delle ottime caratteristiche di resistenza meccanica.

È stato anche ipotizzato, al fine di ridurre i costi di costruzione, l'utilizzo dei materiali provenienti dagli scavi delle opere in sotterraneo. Tuttavia, dalle indagini preliminari effettuate su questi materiali è emerso che le caratteristiche di resistenza di questi materiali sono inferiori rispetto a quelle della dolomia e soprattutto, trattandosi di rocce metamorfiche, pongono seri dubbi sulla resistenza alla frantumazione in fase di posa in opera e compattazione del rilevato.

Una possibile opzione potrebbe essere quella di miscelare i materiali degli scavi profondi con la dolomia in modo da ottenere, da un lato comunque un materiale di caratteristiche meccaniche accettabili e compatibili con la geometria del rilevato definita in progetto e dall'altro ottenere una riduzione dei costi di realizzazione dell'opera.

Ipotizzando in prima istanza di realizzare il rilevato con pietrame di dolomia è stata ipotizzata una geometria che prevede di realizzare i rinfianchi di monte e di valle con pendenze di 1:1,6.

La figura 8.1 seguente illustra il modello geometrico di calcolo utilizzato per l'esecuzione delle verifiche di stabilità. I rinfianchi del rilevato hanno uguale pendenza pari ad 1:1,6. L'altezza massima del rilevato è di 18 metri e la larghezza del coronamento è di 6 metri.

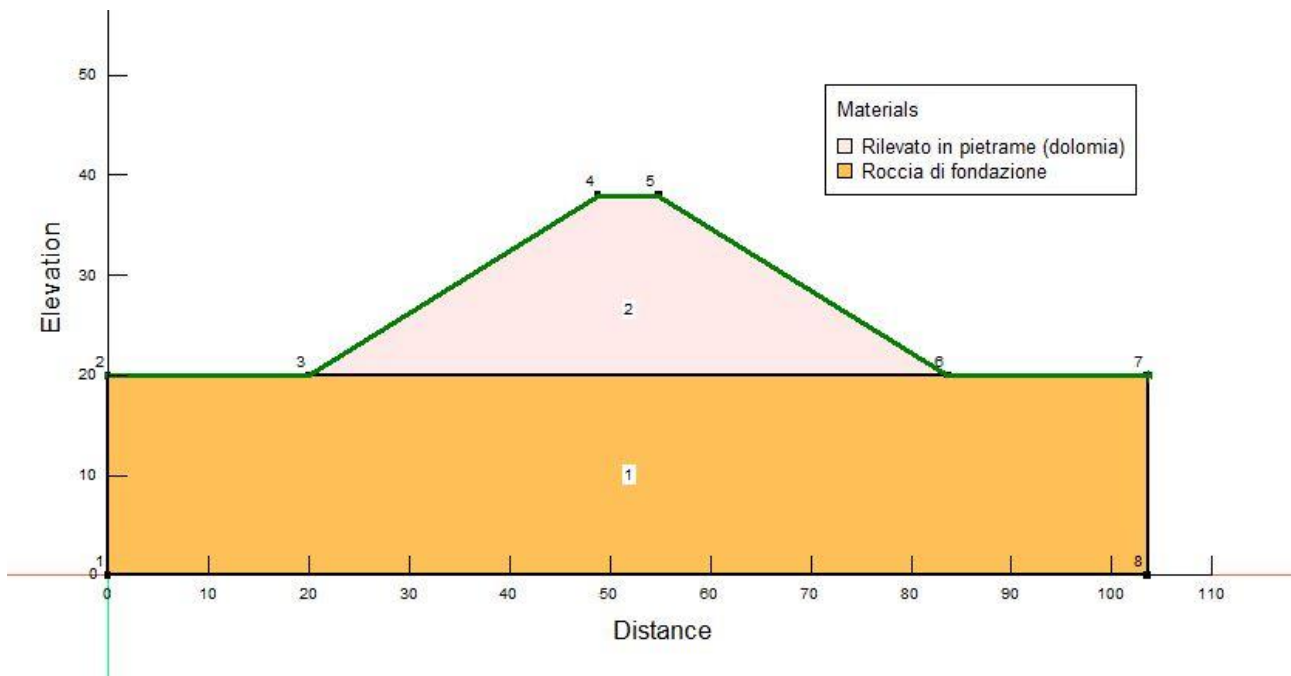


Figura 8.1 modello geometrico del rilevato

## **9. CRITERI DI VERIFICA DELLA STABILITA' DEL RILEVATO**

Come già accennato nei precedenti paragrafi, invece di definire un unico valore caratteristico dei parametri di resistenza, sono stati definiti un valore medio, un valore limite superiore ed un valore limite inferiore. Ciò è stato fatto con l'obiettivo di valutare la sensibilità dei risultati delle verifiche di stabilità al variare dei parametri di resistenza meccanica dei materiali costituenti il corpo del rilevato.

Un ulteriore obiettivo è stato anche quello di effettuare una valutazione preliminare sull'ipotesi di un potenziale utilizzo dei materiali provenienti dagli scavi profondi. Si mette in evidenza che l'obiettivo delle analisi di stabilità è anche quello di individuare e definire una sezione dell'opera di sbarramento che ottemperi ad una duplice esigenza, da un lato aumentare al massimo possibile le pendenze dei rinfianchi per limitare i costi, dall'altro soddisfare i requisiti di sicurezza imposti dalle normative vigenti tenendo conto della natura e delle caratteristiche dei materiali disponibili in loco ed impiegabili per la realizzazione del manufatto.

## 10. VERIFICHE DI STABILITÀ IN CONDIZIONI STATICHE

### 10.1 Generalità

Le verifiche di stabilità sono state condotte nelle sole condizioni statiche in quanto, come evidenziato al capitolo 4, la Sardegna in generale ed il sito di realizzazione del serbatoio di monte dell'impianto a pompaggio di Taccu Sa Pruna non presenta pericolosità sismica.

Le verifiche sono state condotte con il codice di calcolo SLOPE/W utilizzando il metodo dell'equilibrio limite, al fine di verificare la compatibilità della sezione definita per il rilevato con le caratteristiche meccaniche dei materiali. I parametri geotecnici di calcolo dei materiali sono quelli riportati al capitolo 2.

Di seguito sono riportati i risultati delle verifiche condotte.

### 10.2 Rilevato di pietrame di dolomia su base di fondazione piana

Le verifiche di stabilità sono state condotte facendo riferimento a tre ipotesi di caratteristiche meccaniche del materiale costituente il corpo del rilevato ed in particolare, per l'angolo d'attrito efficace, un valore minimo di 38 gradi, un valore medio di 40 gradi ed infine un valore massimo di 42 gradi.

Le tre analisi sono state identificate come riportato di seguito:

- Caso A1 – angolo d'attrito efficace  $\varphi' = 38$  gradi
- Caso A2 - angolo d'attrito efficace  $\varphi' = 40$  gradi
- Caso A3 - angolo d'attrito efficace  $\varphi' = 42$  gradi

Nella tabella 10.1 seguente è riportata la sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti per le diverse ipotesi di progetto inerenti alle condizioni di carico sia statiche che sismiche ed alle geometrie del rilevato.

**Tabella 10.1 Quadro riassuntivo dei fattori di sicurezza calcolati per l'ipotesi A**

Ipotesi di progetto	Condizioni statiche		
	Caso A1	Caso A2	Caso A3
Rilevato in pietrame dolomitico	1,252	1,345	1,443

Come era logico attendersi, si osserva il progressivo aumento del coefficiente di sicurezza all'aumentare del valore dell'angolo d'attrito efficace del pietrame. Si rileva inoltre che anche con il valore minimo dell'angolo d'attrito efficace il coefficiente di sicurezza calcolato garantisce la stabilità del rilevato.

D'altro canto, il valore di 38 gradi di angolo d'attrito potrebbe essere rappresentativo di un materiale ottenuto miscelando opportunamente il pietrame di dolomia con la roccia metamorfica di smarino proveniente dagli scavi delle opere in sotterraneo. Le prime valutazioni porterebbero a dire che l'ipotesi di un utilizzo combinato della dolomia e delle rocce metamorfiche provenienti dagli scavi profondi è fattibile e percorribile.

## 11. CONCLUSIONI

I risultati della analisi di stabilità hanno messo in evidenza che l'ipotesi di realizzare una diga in pietrame con la roccia dolomitica proveniente dagli scavi del fondo del serbatoio o, se non sufficiente, da cave di dolomie presenti nei paraggi del sito di costruzione, con uguali pendenze dei paramenti di monte e di valle pari ad 1:1,6 è fattibile.

L'obiettivo delle analisi di stabilità è stato quello di individuare e definire una sezione dell'opera di sbarramento che ottemperi ad una duplice esigenza, da un lato aumentare al massimo possibile le pendenze dei rin fianchi per limitare i costi, dall'altro soddisfare i requisiti di sicurezza imposti dalle normative vigenti tenendo conto della natura e delle caratteristiche dei materiali disponibili in loco ed impiegabili per la realizzazione del manufatto.



# WATERWAYS

Sulla base dei risultati ottenuti è stato possibile anche valutare l'ipotesi di un potenziale utilizzo dei materiali provenienti dagli scavi profondi. Si ritiene che il loro utilizzo sia possibile prevedendo di miscelare, con opportuni dosaggi, il pietrame dolomitico con le rocce metamorfiche degli scavi profondi. D'altro canto, poiché allo stato attuale non si dispone di specifiche indagini geotecniche condotte sui materiali degli scavi profondi finalizzate a valutare un loro utilizzo nella costruzione del rilevato, l'ipotesi non è stata sviluppata in modo compiuto e si rimandano alle successive fasi progettuali gli opportuni approfondimenti di indagine sia sperimentale che di analisi di stabilità per valutare la concreta fattibilità di tale soluzione.

La sezione della diga e la conformazione del bacino di monte dell'impianto saranno ottimizzati durante il progetto definitivo. Queste analisi saranno anche di tipo dinamico nel dominio del tempo previa definizione di accelerogrammi di progetto aventi uno spettro di risposta compatibile con il sito in questione.

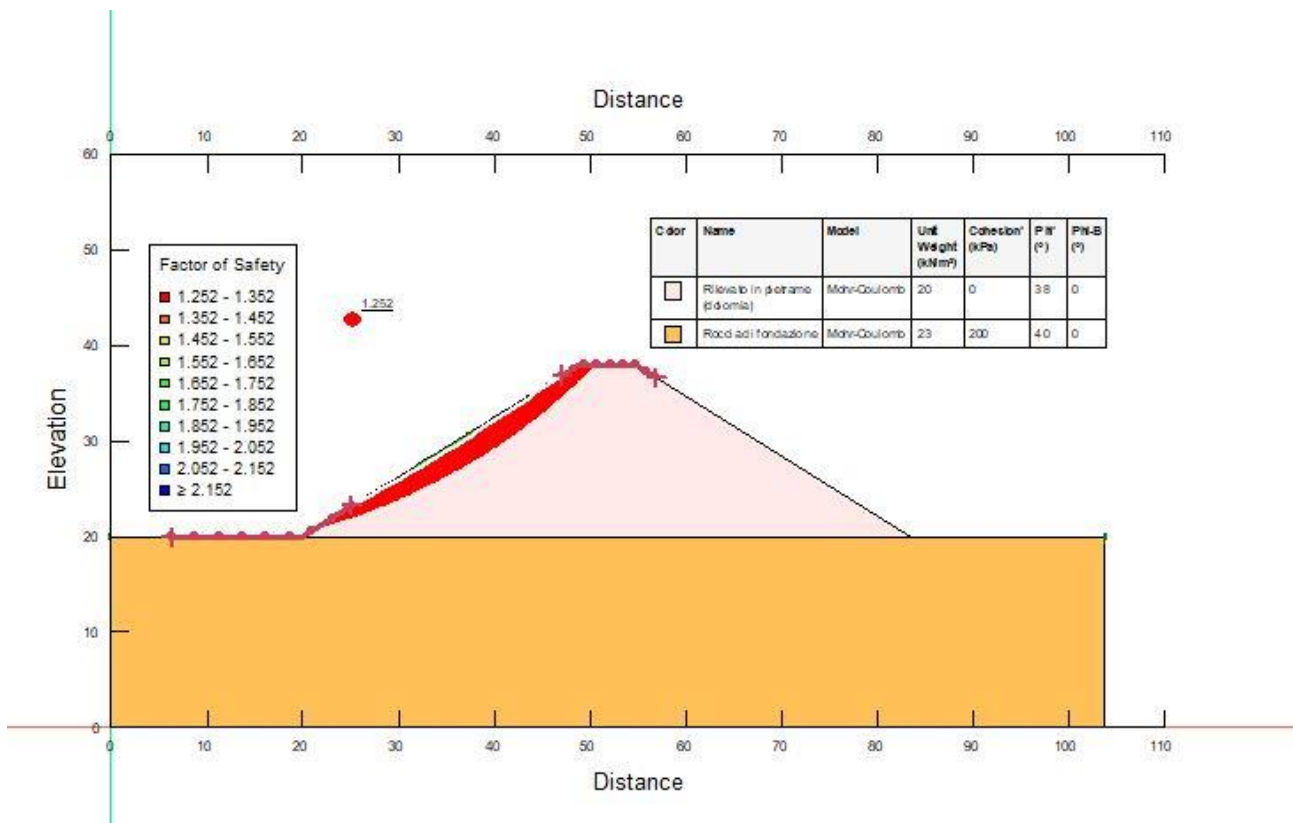
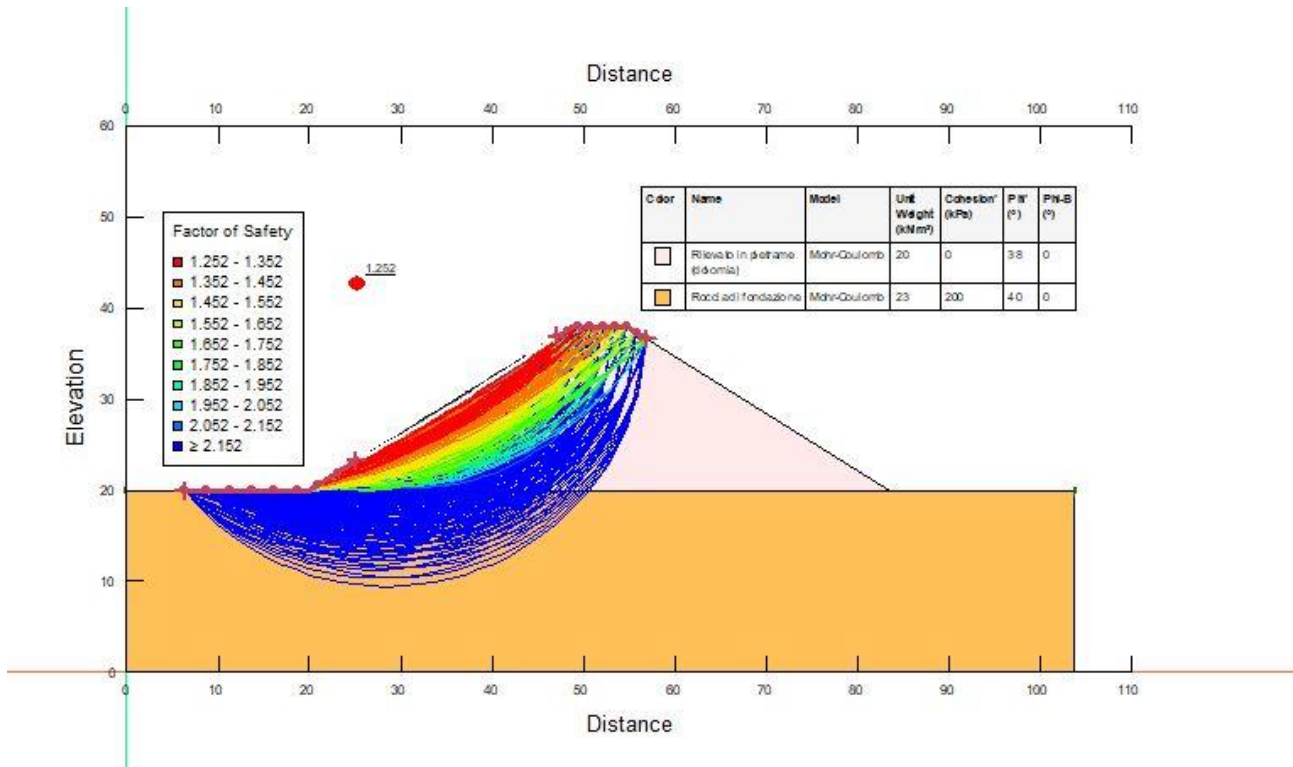
## ALLEGATI

## NOTE ESPLICATIVE ALLE FIGURE

Per ciascuna ipotesi di calcolo sono riportate in allegato una coppia di figure, la prima rappresenta tutte le superfici di potenziale scorrimento che sono state generate con il codice di calcolo SLOPE/W e sono rappresentate con colori diversi per intervalli di fattori di sicurezza come indicato nella scala cromatica. la seconda figura rappresenta la superficie critica con il minore fattore di sicurezza tra tutte quelle analizzate.

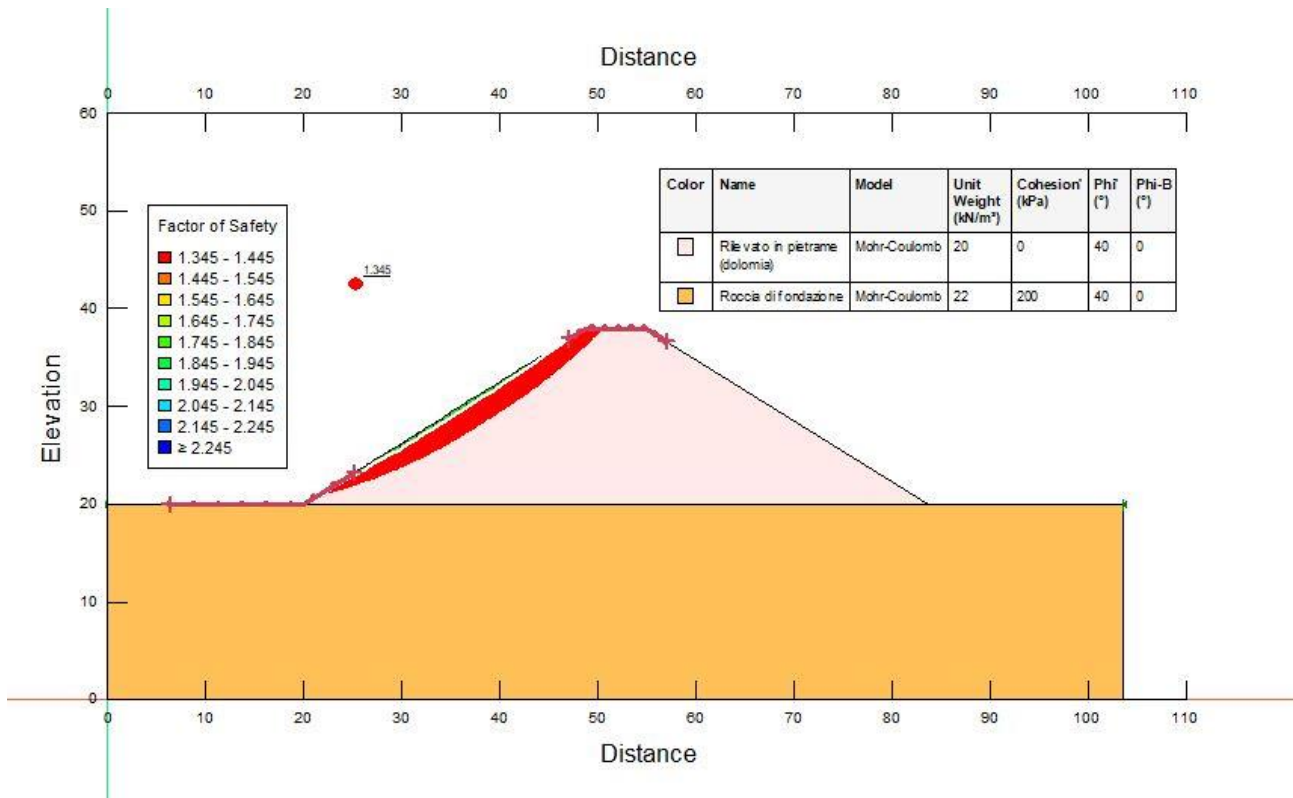
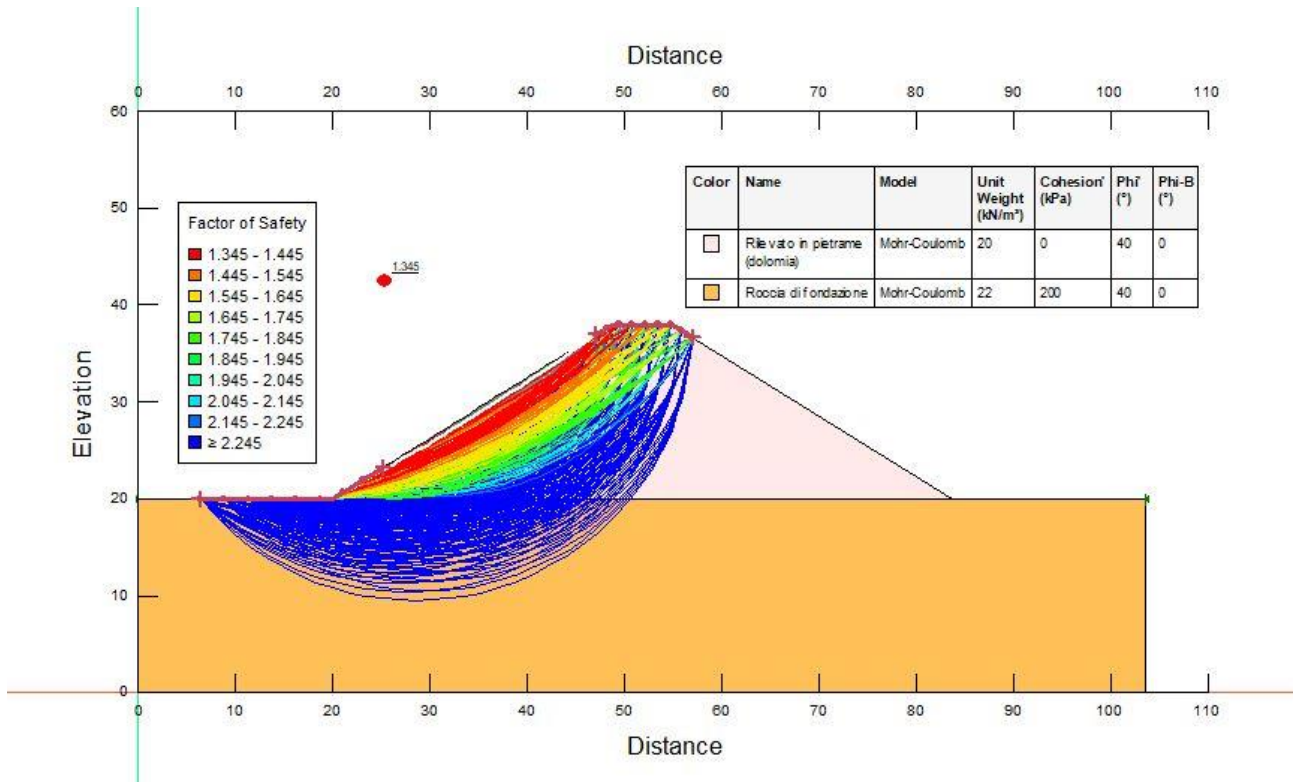
# WATERWAYS

Caso A1 - rilevato in pietrame dolomitico su base di fondazione piana – condizioni statiche – ( $\varphi' = 38^\circ$ )



# WATERWAYS

Caso A2 - rilevato in pietrame dolomitico su base di fondazione piana – condizioni statiche – ( $\varphi' = 40^\circ$ )



# WATERWAYS

Caso A3 - rilevato in pietrame dolomitico su base di fondazione piana – condizioni statiche – ( $\varphi' = 42^\circ$ )

