



Finanziato  
dall'Unione europea

NextGenerationEU



Ministero  
delle Infrastrutture  
e dei Trasporti



REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

Assessorato dei Lavori Pubblici

Ente acque della Sardegna

Ente Abbas de Sardigna

Servizio Progetti e Costruzioni



PNRR

PIANO NAZIONALE PER LA RIPRESA E RESILIENZA

D.M. MIMS n. 517 del 16.12.2021 - All. 1

Codice di intervento PNRR-M2C4-I4.1-A2-50

Diga Monte Pranu: interventi di verifica della sicurezza  
e ripristino del paramento di valle delle dighe in terra

## PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA-ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO

Allegato

R3-1

REDATTO DAL SERVIZIO PROGETTI E COSTRUZIONI

Responsabile del Procedimento:

Geol. Ignazio Ghironi

Progettisti:

Ing. Giuseppe Colleselli, Prog. Ing. Francesco Colleselli

Collaborazioni tecniche:

M. Albano, M.Menarbin, E. Nisato

colleselli & p.  
INGEGNERIA GEOTECNICA

Il Direttore Generale

Il Direttore del Servizio  
Ing. Stefano Serra

CAGLIARI - Dicembre 2022

DATA

VERIFICA

APPROVAZIONE RUP

APPROVAZIONE

23/12/2022

G. Colleselli

Ente Acque della  
Sardegna  
Servizio Progetti e  
Costruzioni

---

COMUNE di Tartalias e  
Giba

Progetto di fattibilità  
tecnico economica

Diga Monte Pranu:  
interventi di verifica della  
sicurezza e ripristino del  
paramento di valle delle  
dighe in terra.

## RELAZIONE DI CALCOLO

---

Data	<b>23/12/2022</b>	
Commessa	<b>22-S085</b>	
Codice	<b>R3-1</b>	
Rev.	Redatto	Approvato
<b>1</b>	<b>MM</b>	<b>GC</b>

Sistema  
di gestione  
della qualità  
certificato



**Sommario**

<b>1</b>	<b>PREMESSE.....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>6</b>
2.1	Normativa di riferimento.....	6
2.2	Elaborati e Studi Precedenti.....	6
2.3	Bibliografia.....	7
<b>3</b>	<b>ITER PROGETTUALE DELLE DIGHE .....</b>	<b>8</b>
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GOETECNICO.....</b>	<b>10</b>
4.1	Unità geologico-geotecnico di riferimento .....	10
4.2	Profilo geologico-geotecnico diga Case Miais.....	12
4.3	Profilo geologico-geotecnico diga Bavorada.....	14
<b>5</b>	<b>INTERVENTO DI RIPRISTINO E SEZIONI DI ANALISI.....</b>	<b>16</b>
<b>6</b>	<b>AZIONE SISMICA DI PROGETTO .....</b>	<b>21</b>
6.1	Accelerazione orizzontale massima su suolo rigido .....	21
6.2	Risposta sismica locale.....	22
<b>7</b>	<b>VERIFICHE DI FILTRAZIONE.....</b>	<b>25</b>
7.1	Dati idraulici .....	25
7.2	Analisi svolte .....	26
<b>8</b>	<b>VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE .....</b>	<b>30</b>

8.1	Dati di input.....	30
8.2	Metodo di analisi .....	31
8.3	Situazioni analizzate .....	33
8.4	Coefficienti parziali .....	34
8.5	Risultati .....	36
<b>ALLEGATO 1: OUTPUT DI CALCOLO.....</b>		<b>47</b>

## 1 PREMESSE

La presente relazione è stata redatta nell'ambito della Progettazione di Fattibilità tecnico-economica riguardante gli interventi di verifica della sicurezza e ripristino del paramento di valle delle dighe in terra dell'Invaso di Monte Pranu.

L'invaso di Monte Pranu è ubicato tra i comuni di Villaperuccio, Tratalias e Giba ed è nato con lo scopo di creare un serbatoio da utilizzare per scopi irrigui per i comprensori del Basso Sulcis e realizzato per la regolazione delle piene del Rio Palmas.

L'invaso è costituito da cinque sbarramenti che realizzano un serbatoio della capacità di 63 Mm<sup>3</sup>. Lo sbarramento principale sorge sul Rio Palmas alla sezione di Monte Pranu, mentre sono stati realizzati altri tre sbarramenti secondari, tra i quali le dighe in terra di Case Miais e Bavorada, che costituiscono parte delle sponde Sud e Sud Ovest dell'invaso e sono l'oggetto del presente PFTE. La diga di Case Miais è caratterizzata da una lunghezza di circa 1400 m, mentre la diga Bavorada da una lunghezza di circa 750 m.

L'area dell'intervento è ubicata tra i comuni di Tratalias e Giba in Provincia del Sulcis Iglesiente (ex Provincia del Sud della Sardegna e Provincia di Carbonia Iglesias).

Nella Figura seguente è mostrata l'ubicazione delle aree di intervento su foto satellitare, mentre nella Tavola *D01 - Corografia generale* su un estratto cartografico di Carta Tecnica Regionale con scala 1: 10.000.



*Figura 1-1 Ubicazione dell'area degli interventi sulle dighe in terra su foto satellitare (Google Earth, 2022)*

La presente relazione presenta le analisi numeriche svolte per valutare la sicurezza delle dighe nei confronti delle verifiche di stabilità globale ed idrauliche, confrontando lo stato attuale con quello di progetto migliorativo.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- (1) D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- (2) Circolare 02/01/2019 n.7 C.S.LL.PP. recante le istruzioni per l’applicazione dell’ “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- (3) Decreto Ministeriale 26 giugno 2014. “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)” (NTD 14)
- (4) DG Dighe, Divisione 6 – Strutture e Geotecnica (2018) Verifiche sismiche delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere complementari e accessori. Istruzioni per l’applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26.06.2014 (NTD14) e al D.M. 17.01.2018 (NTC18)
- (5) EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical Design
- (6) EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
- (7) ASG (2016). Linee guida per indagini geofisiche. Associazione Italiana di Geofisica
- (8) AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. Associazione Geotecnica Italiana
- (9) AGI (1994) Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio. Associazione Geotecnica Italiana
- (10) AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica - Linee guida. Associazione Geotecnica Italiana

### 2.2 ELABORATI E STUDI PRECEDENTI

- (11) Vardabasso Silvio, Relazione geologica, progettazione esecutivo V° Lotto – Serbatoio di Monte Pranu, Cagliari 31 Agosto 1932
- (12) Cinigeo, Sbarramenti di Case Mias e Bavorada – Valutazione delle condizioni di stabilità e del flusso di filtrazione per Ente Acque della Sardegna, Ottobre 2022
- (13) Azienda Carboni Italiani, Direzione Lavori Bonifica, Lavori di bonifica del Basso Sulcis, Progetto di variante Costruzione del serbatoio de Monte Pranu per irrigazione e regolazione delle piene di Rio Palmas, Piante e Profili dei sondaggi, Case Mias e Bavorada, 20 luglio 1948;
- (14) Ministero dei Lavori Pubblici, Consiglio Superiore, 4° Sezione – Servizio Dige, Atti di collaudo (D.R. 1° Ottobre 1932 n. 1370, Relazione, verbali di vista e Certificato di collaudo

### 2.3 BIBLIOGRAFIA

- (15) Meletti C., Montaldo V., 2007. Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni: valori di ag. Progetto DPC-INGV S1
- (16) Stucchi M., Meletti C., Montaldo V., 2007. Valutazione standard (10%, 475 anni) di amax (16mo, 50mo e 84mo percentile) per le isole rimaste escluse nella fase di redazione di MPS04. Progetto DPC-INGV S1



### 3 ITER PROGETTUALE DELLE DIGHE

Le dighe di Case Mias e Bavorada, previste nel progetto del 1934 in muratura, sono state poi realizzate come delle dighe in terra tra il gennaio del 1949 e il settembre del 1950.

I sondaggi eseguiti dal Servizio Dighe durante le fasi di progettazione, presso Case Mias e Bavorada nel 1948, oltre ad ulteriori indagini eseguite in corso d'opera, avevano evidenziato la presenza un assetto geologico costituito da coltri argillose sovrapposte ad una formazione trachitica profonda. Poiché le coltri argillose diminuivano il loro spessore in corrispondenza delle rocce affioranti sulle spalle delle dighe, il progetto fu modificato e fu deciso di costruire le dighe in terra formate da un nucleo argilloso rivestito da uno spessore di circa 2 m di materiale meno argilloso; il corpo diga fu immorsato nelle coltri argillose tramite 2 o 4 trincee longitudinali sufficientemente profonde da raggiungere le coltri argillose (profondi circa 1.5 m e distanti tra loro 5 m) (Atti di collaudo, Servizio Dighe).

Verso valle dopo l'ultimo taglione fu disposto un drenaggio costituito da trincee drenanti con interasse 20 m riempite da ciottoli trasversale all'asse della diga, che scaricano su un fosso di raccolta per mezzo di canali di scolo perpendicolari all'asse (Atti di collaudo, Servizio Dighe).

Nel 1953, con il progetto di variante del 35° lotto della Bonifica del Basso Sulcis, la struttura delle dighe è stata in parte modificata: fu previsto di addolcire le pendenze delle scarpate a monte e valle e di rivestire i paramenti lato invaso con lastroni di calcestruzzo cementizio con uno spessore di 20 cm gettato in sito su di un sottofondo costituito da 60 cm di muratura di pietrame a secco costituito a sua volta sopra ad uno strato di 20 cm di pietrisco con funzione di filtro rovescio. Al piede del rivestimento a monte delle dighe fu costruito un taglione di calcestruzzo per evitare scalzamenti dovuti al moto ondoso. Fu prevista anche l'impermeabilizzazione superiore delle dighe in terra con bitumazione del manto stradale. Inoltre, a lato valle furono realizzati dei nuovi dreni trasversali nel corpo diga con interasse 10 m ed anche un muro a secco di rinforzo per la raccolta e lo smaltimento delle acque di drenaggio. I lavori terminarono nel 1957.

La Figura seguente riporta uno schema attuale rappresentativo delle dighe in terra tratto dallo studio della Valutazione delle condizioni di stabilità e flusso di filtrazione di Cinigeo (Ottobre 2022).

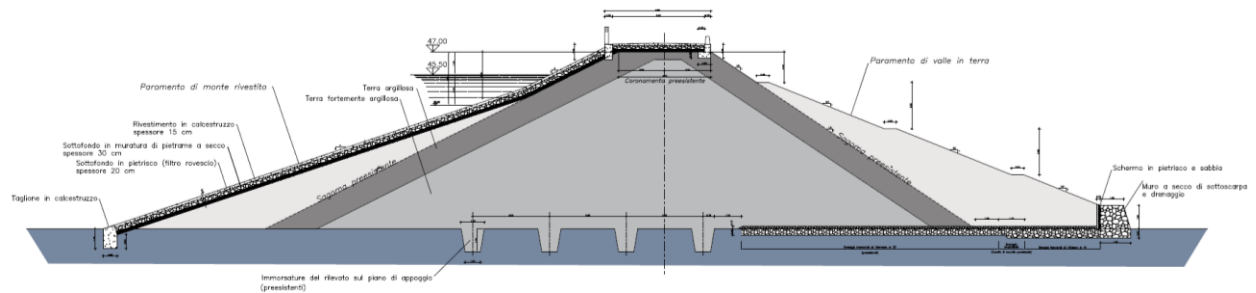


Figura 3-1 Sezione di riferimento delle dighe in terra Case Miais e Bavorada (Cinigeo, 2022)

Nel 2003 il coronamento delle due dighe è stato oggetto di interventi di manutenzione straordinaria che hanno riguardato il ripristino della quota di progetto del coronamento a seguito dei cedimenti che negli anni hanno interessato il corpo diga ed il rifacimento dei cordiali in c.a. presenti in sommità al corpo diga.

Il coronamento della diga di Case Miais ha una lunghezza di 1380 m e le sue quote variano tra 48.5 e 47.9 m s.l.m. mentre la diga Bavorada è lunga 679 m e la sua quota è a 47.9 m s.l.m.

Il piano campagna ai piedi della diga Case Miais è variabile: verso nord ovest la sua quota è più bassa, tra i 36-37 m s.l.m. per alzarsi man mano verso sud est in corrispondenza del sondaggio S03 fino ad una quota di 42 m s.l.m. per poi mantenersi costante fino alla fine della diga.

Il piano campagna ai piedi della diga Bavorada varia tra una quota minima di 35.6 m s.l.m. in corrispondenza del centro della diga a una massima di 41.7 m s.l.m. in corrispondenza delle spalle della diga.

## 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO

Le due dighe in terra si trovano al di sopra dei depositi alluvionali quaternari ma a cavallo con le formazioni vulcaniche neogeniche su un territorio con morfologie generalmente dolci con una topografia pressoché pianeggiante.

Per maggiori informazioni sull'assetto geologico locale, sull'aspetto idrogeologico e sulle indagini a disposizione si rimanda al documento *R3 "Relazione geologico-geotecnica"* del presente progetto.

Di seguito si descrivono le unità geologico-geotecniche dei terreni di fondazione delle dighe in terra in oggetto individuate grazie alle campagne di indagine eseguite.

### 4.1 UNITÀ GEOLOGICO-GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

#### Unità Riporto - R

L'unità del riporto costituisce i terreni che costituiscono il corpo arginale delle due dighe. Si tratta di terreni prevalentemente coesivi formati da limi argilloso-sabbiosi con rari ciottoli di colore marrone – nocciola, da moderatamente consistenti a consistenti, umidi. Talvolta sono presenti intervalli da centimetrici a metrici di ghiaie sabbiose limose.

La maggior parte dei sondaggi eseguiti nella campagna di indagine del 2022 dal coronamento delle due dighe in terra hanno individuato degli spessori di strati basali della pavimentazione stradale, costituita prevalentemente da pietrisco brecciato di natura calcarea e materiale incoerente sabbioso sciolto. Lo spessore di questi strati raggiunge anche i 2 m in corrispondenza dei sondaggi S03, S04 ed S09; in questo ultimo sondaggio, inoltre, sono presenti degli strati di pavimentazione pregressa formata da terreno costipato compatto. L'unità del "Riporto" comprende anche questi spessori.

#### Unità coltri eluvio colluviali – b<sub>2</sub>

Depositi eluvio colluviali costituiti da tessiture prevalentemente limose sabbiose con argilla e inclusioni di ghiaia, sono evidenti tracce di materiale organico in decomposizione. I depositi sono plastici e umidi di un colore bruno avana e verdastro, da molli e molto consistenti.

La presenza di questo strato non è continua in tutta l'area dell'impronta delle dighe: alcuni sondaggi e prove DPSH la incontrano (come il sondaggio S02, S03, S04, S05), mentre i sondaggi S01, S05, S08, S09, S07, PzC14 no.

#### Unità Sintema di Portovesme – PVM

Depositi alluvionali costituiti da ghiaie e ciottoli con dimensioni centimetriche (1-10 cm) poligenetici ed eterometrici, arrotondati e appiattiti in matrice sabbioso limosa di colore avana. Questa unità è ben rappresentata nelle stratigrafie dei sondaggi presso la diga di Case Miais S03, S04 e S05.

#### Unità Cappellaccio di alterazione delle Rioliti iperalcaline di Monte Ulmus – C. ULM

L'unità del cappellaccio di alterazione delle rioliti di Monte Ulmus è stata intercettata dai sondaggi S04, S05 e S06 presso la diga di case Miais e da tutti i sondaggi eseguiti presso diga Bavorada. Si tratta di rioliti fortemente o totalmente alterate con un colore beige o grigio chiaro. Le rioliti di Monte Ulmus sono rocce piroclastiche compatte formate principalmente da frammenti di piccole dimensioni (ceneri, pomici, vetri e lapilli) che, se alterate, possono trasformarsi in strati fortemente argillificati o strati sabbiosi con presenza di clasti centimetrici, come nel caso del cappellaccio di alterazione presente nei terreni di fondazione presso le dighe in oggetto (ad esempio tra 3.9 e 4.8 m da p.c. del S09).

#### Unità Rioliti iperalcaline di Monte Ulmus – ULM

Le Rioliti di Monte Ulmus sono state intercettate dal sondaggio S06 presso diga Case Miais e dai sondaggi eseguiti presso la diga Bavorada. Come si può osservare dalle indagini si tratta di rioliti in facies ignimbratica formate principalmente da frammenti vulcanici di origine esplosiva di piccole dimensioni (ceneri, pomici, vetri e lapilli), il colore varia tra il grigio chiaro, beige e rosa salmone pallido. Spesso si osservano strutture di flusso piroclastico con evidenze di vesciculazione. Le rioliti presentano un RQD variabile tra 30-80% con famiglie di fratture sub-orizzontali e a 45°, i giunti sono scabri e in alcuni casi ossidati con aperture dell'ordine di 0.5 cm prive di riempimento.

#### Unità Andesiti di Monte Palmas - MPL

Le Andesiti di Monte Palmas sono state indagate dai sondaggi eseguiti a nord ovest della diga Case Miais (S01, S02). Si tratta di rocce lapidee di colore grigio o grigio ceruleo, presentano RQD variabili tra 30 e 90% perciò in uno stato da buono a molto fratturato. Si distinguono varie famiglie di fratture con aperture anche decimetriche riempite di argilla di colore beige con immersa ghiaia di vulcanite, con giunti scabri ed alterati.

#### Unità Daciti di Matzaccara – MAZ

L'unità delle Daciti di Matzaccara è stata intercettata dal sondaggio S03 della campagna di indagine del 2022 e dal sondaggio Sond.1 BIS CASE MIAIS della campagna del 2015. Si tratta prevalentemente di rocce vulcaniche provenienti da attività esplosiva a composizione dacitica – riolitica. Queste rocce sono costituite da depositi di flusso piroclastici fratturati non saldati costituiti da brecce di vulcaniti di colore vinaccia con dimensioni centimetriche in una matrice sabbioso argillosa con un colore dal nocciola al rosso; ai depositi piroclastici si intervallano depositi epiclastici, andesiti lapidee molto alterate e fratturate, blocchi di lava nerastra massiva in matrice cineritica e argillificata. Nei livelli superiori della formazione sono presenti in cineriti chiare o rossicce molto alterate e argillificate (cappellaccio di alterazione).

#### **4.2 PROFILO GEOLOGICO-GEOTECNICO DIGA CASE MIAIS**

Esaminando i sondaggi eseguiti in corrispondenza della diga di Case Miais, in occasione del Progetto di variante del 4° Lotto in data 20 luglio 1948, si osserva un netto cambio delle litologie tra i sondaggi E-Ebis ed E1.

- i sondaggi A1 ÷ E-Ebis trovarono in prevalenza rocce trachitiche fratturate e non fratturate alternate a tufi argillosi o a rocce tenerissime;
- i sondaggi E1 ÷ P, incontrarono terreni sciolti: nei primi 7 m circa, da quello che allora era il p.c., presenza di terreni fortemente argillosi con ciottoli, successivamente strati di argilla smectitica e arenacea fino a profondità anche molto elevate (quota 38.4 da boccaforo del sondaggio IM, quota 29.4 da boccaforo del sondaggio H) fino ad incontrare un substrato di rocce trachitiche alterate.

Inoltre, anche nella I° Relazione degli Atti di collaudo delle dighe dell'invaso di Monte Pranu si scrive: *“la diga di Case Miais per circa m. 2000, verso la estremità destra della diga, è fondata anziché su terreno argilloso su una formazione trachitica, più o meno alterata...”*.

Grazie alla campagna di indagine svolta nel 2022 è stato possibile interpretare con maggior sicurezza la stratigrafia geologico-geotecnica in corrispondenza della diga di Case Miais. Il profilo geologico geotecnico, perciò, è stato interpretato principalmente grazie alle informazioni dei sondaggi recenti e tenendo conto delle trivellazioni degli studi storici soltanto in generale.

Nella seguente Figura è schematizzato il profilo geologico-geotecnico della diga di Case Miais, profilo interpretativo integrale è raffigurato nella *Tavola D07 Profilo Case Miais*.

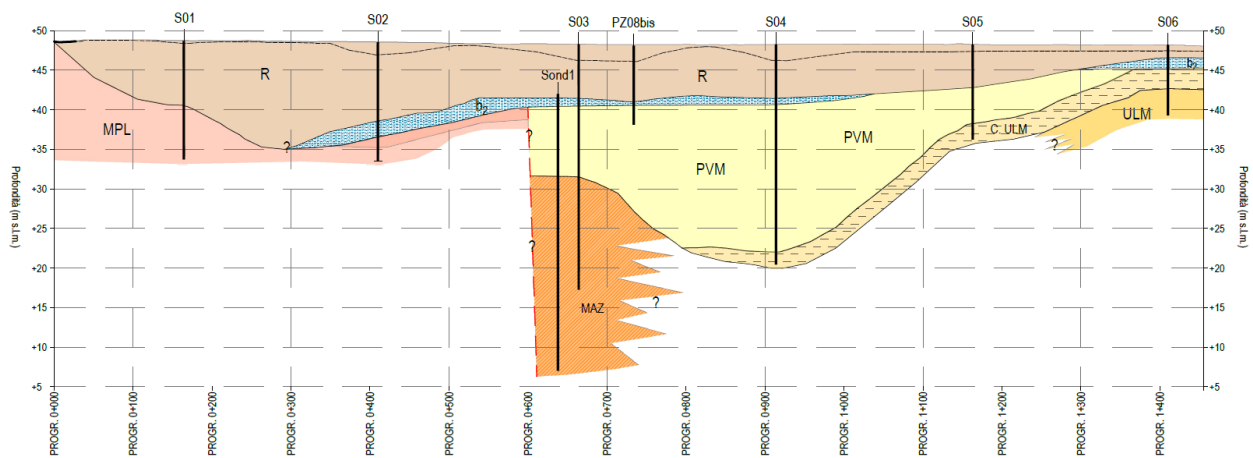


Figura 4-1 Profilo geologico geotecnico schematico della diga a Case Miais (R=riporto,  $b_2$ =coltri eluvio colluviali, PVM=Sintema di Portovesme, MAZ=Daciti di Matzaccara, C.ULM=cappellaccio di alterazione delle Rioliti di Monte Ulmus, ULM=Rioliti di Monte Ulmus)

Il riporto (R), che costituisce il corpo della diga, ha uno spessore variabile in dipendenza con l'andamento topografico del piano campagna. Lo spessore del corpo diga infatti aumenta dalla prog. 0+000 fino ad un massimo di 13-14 m alla prog. 0+300 per poi diminuire gradualmente fino alla progressiva 0+600. Dalla prog. 0+600 lo spessore rimane pressoché costante (circa 6 m) fino alla prog. 1+200 in corrispondenza del sondaggio S05 (spessore dell'asfalto e il riporto di 5.4 m), per poi assottigliarsi e quasi scomparire in corrispondenza del S06.

Dalla prog. 0+000 alla prog. 0+600 il materiale del corpo diga poggia quasi interamente sul substrato roccioso delle Andesiti di Monte Palmas (MPL) mentre dalla 0+600 in poi, a causa della presenza di una probabile faglia poggia sui depositi alluvionali grossolani del Sintema di Portovesme (PVM). I depositi alluvionali hanno uno spessore variabile tra un minimo di 5 m in corrispondenza del S05 e un massimo di 18 m in corrispondenza del S04. I depositi alluvionali di Portovesme a loro volta poggiano con un contatto di tipo erosivo tra le prog. 0+600 e 0+800 sulle Daciti di Matzaccara (MAZ), individuate dai sondaggi S03 e Sond 1 BIS (2015) e sulle Rioliti iperalcaline di Monte Ulmus (cappellaccio, C.ULM e substrato compatto, ULM) in corrispondenza dell'S06 e l'S05.

La maggior parte dei sondaggi ha intercettato uno spessore nell'ordine metrico (1-3 m) di depositi di limo sabbioso argilloso debolmente ghiaioso ( $b_2$ ) tra il corpo diga e le litologie sottostanti. Questo strato, tuttavia, non è continuo per tutta la lunghezza della diga: nei primi 300 m della diga e tra le prog. 1+000 e 1+300 sembra assente.

#### 4.3 PROFILO GEOLOGICO-GEOTECNICO DIGA BAVORADA

Durante la campagna di indagini storica svolta nel 1948 erano stati eseguiti 3 trivellazioni presso la diga Bavorada con lunghezze fino a 14 m. Le trivellazioni hanno individuato in quest'area la presenza di tufi arenacei alternati a spessori di argilla.

Grazie alla campagna di indagine svolta nel 2022 è stato possibile interpretare con maggior sicurezza la stratigrafia geologico geotecnica in corrispondenza della diga Bavorada.

Il profilo geologico geotecnico, perciò, è stato interpretato principalmente grazie alle informazioni dei sondaggi recenti e tenendo conto delle trivellazioni degli studi storici soltanto in generale.

Nella seguente Figura è schematizzato il profilo geologico-geotecnico della diga di Case Miais, profilo integrale è raffigurato nella *Tavola D08 Profilo Bavorada*.

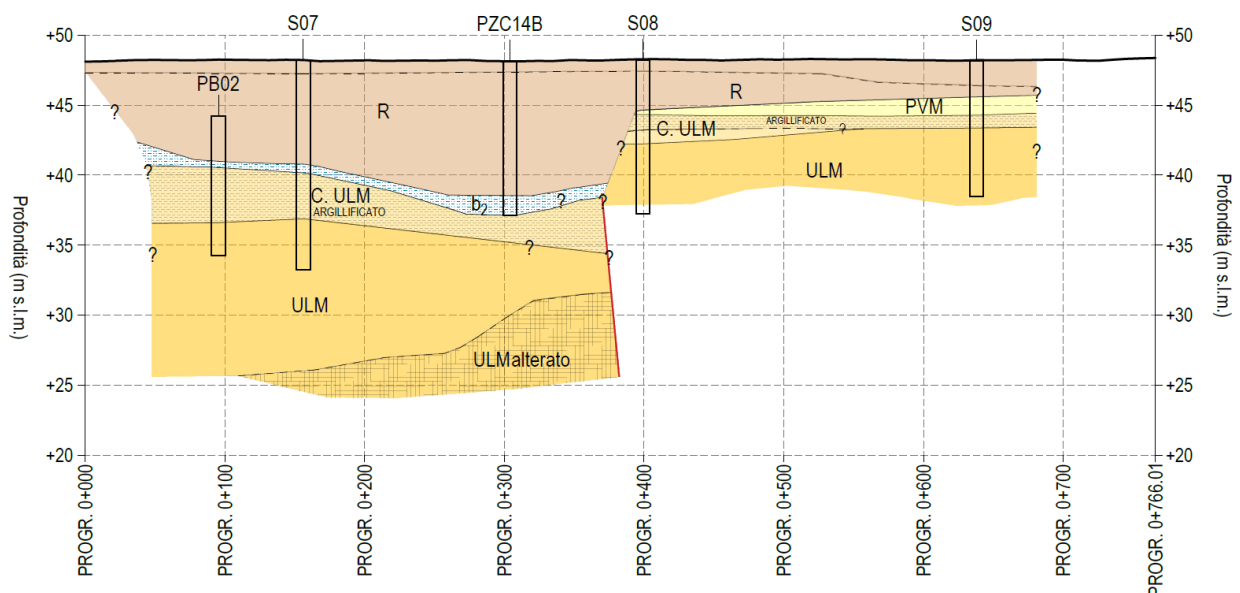


Figura 4-2 Profilo geologico geotecnico schematico della diga Bavorada (R=riporto- corpo diga,  $b_2$ = coltri eluvio colluviali, PVM=Sintema di Portovesme, C.ULM= cappellaccio di alterazione delle Rioliti di Monte Ulmus (argillificato))

Dalla prog. 0+000 e la prog. 0+370 la stratigrafia è pressoché costante: uno spessore di circa 8 m di corpo arginale (R), 1 m circa di depositi di limo sabbioso argilloso debolmente ghiaioso e, infine, il substrato roccioso costituito dalle Rioliti iperalcaline di Monte Ulmus. Il substrato roccioso è caratterizzato nella parte più superficiale da un cappellaccio di alterazione argillificato (C.ULM).

Dalla progressiva 0+370 in poi la stratigrafia è definita dai sondaggi S08 e S09: il cappellaccio per lo più argillificato del substrato roccioso delle Rioliti di Monte Ulmus è stato

trovato alla quota di circa 44.5 m s.l.m. con uno spessore intorno a 1.5 m; al di sopra del substrato è presente uno strato di depositi alluvionali del Sistema di Portovesme (PVS) con uno spessore metrico. Lo spessore del corpo arginale composto sia dagli strati pregressi della pavimentazione stradale che da terreni di riporto rimane costante fino alla prog. 0+650.



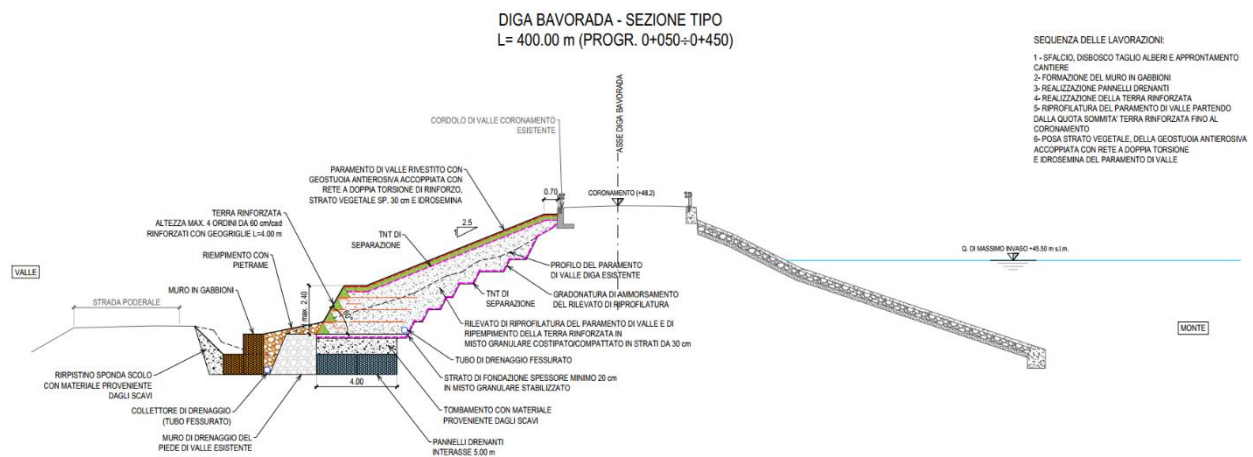
## 5 INTERVENTO DI RIPRISTINO E SEZIONI DI ANALISI

Nel presente progetto di analisi di fattibilità tecnico-economica si è ritenuto opportuno individuare principalmente l'intervento di ripristino del paramento di valle:

- posizionamento di un muro in gabbioni a valle del muro di drenaggio in pietrame esistente;
- installazione di pannelli drenanti di lunghezza 4 m ogni 5 m, con lo scopo di ripristinare il drenaggio di valle della diga;
- realizzazione sempre al piede di valle di un rinforzo in terra armata con un'altezza massima di 2.4 m, corrispondente a 4 ordini di geogriglie ciascuno alto 60 cm; la resistenza delle geogriglie a lungo termine deve essere pari ad almeno 30 kN/m.
- riprofilatura del paramento di valle con una pendenza finale di 1V:2.5H con terreno misto granulare proveniente da cava costipato in strati da 30 cm

Nel caso in cui l'altezza della diga sia contenuta non si realizza il muro in gabbioni.

Ulteriori dettagli sono presenti nelle tavole di progetto ("D10 - Diga Case Miais –Sezioni tipologiche" e "D13 - Diga Bavorada –Sezioni tipologiche"), delle quali si riporta un estratto nelle figure seguenti.



*Figura 5-1: Intervento di progetto tipo per la diga di Bavorada*

DIGA CASE MIAIS - SEZIONE TIPO  
L= 310 m (PROGR. 0+190 ÷ 0+500)

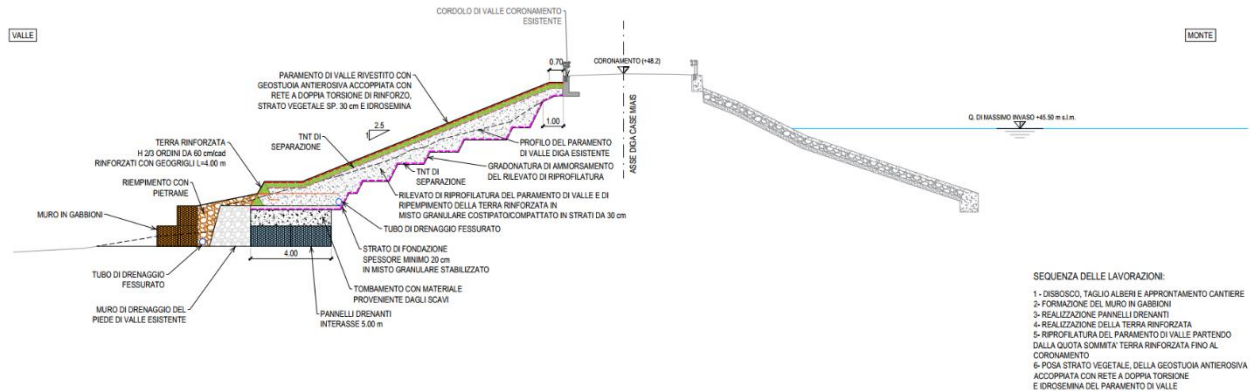


Figura 5-2: Intervento di progetto tipo per la diga di Case Miais

Dalle analisi dei dati a disposizione, quali indagini geotecniche e dati di monitoraggio, e dalle analisi di sicurezza di seguito condotte si evince che l'area più critica corrisponde alla parte della diga di Bavorada dalla pk 0+050 alla pk 0+450.

Tale intervento è previsto esteso in base al finanziamento ad un tratto di 310 m (dalla pk 0+190 alla pk 0+500) della diga di Case Miais. Tale scelta è stata condotta analizzando tre sezioni di calcolo (sezione 2\_CM alla pk di circa 0+285, sezione 3\_CM alla pk di circa 0+410 e sezione 4\_CM alla pk di circa 0+660).

Le sezioni di calcolo analizzate risultano quindi essere:

- Sezione 8\_B, alla pk di circa 0+273 per la diga di Bavorada;
- Sezione 2\_CM, alla pk di circa 0+285 per la diga di Case Miais;
- Sezione 3\_CM, alla pk di circa 0+410 per la diga di Case Miais;
- Sezione 4\_CM, alla pk di circa 0+660 per la diga di Case Miais.

Si riportano di seguito i modelli di tali sezioni tramite i quali sono state svolte le verifiche SLU di stabilità globale e le verifiche HYD di filtrazione, sia per lo stato attuale che per il progetto di ripristino proposto.

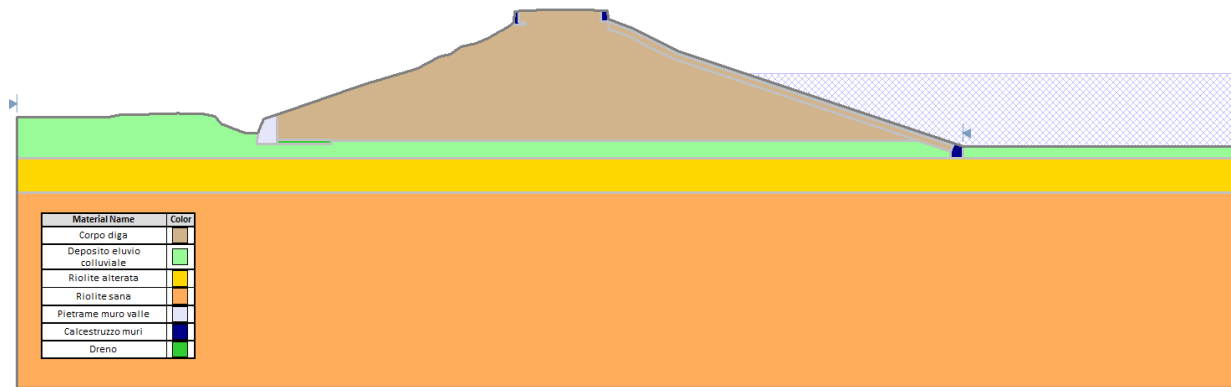


Figura 5-3: Sezione 8\_B (diga di Bavorada, pk 0+273 circa) allo stato attuale e con bacino alla quota di massima regolazione

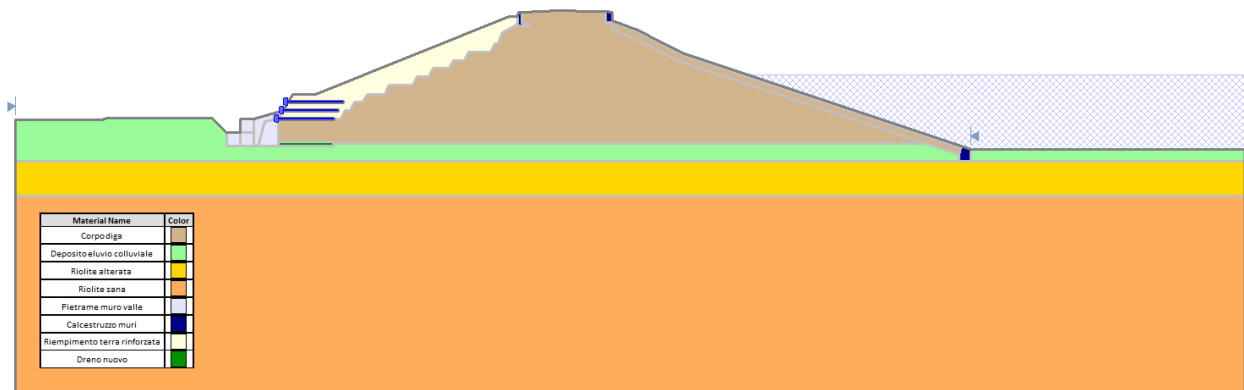


Figura 5-4: Sezione 8\_B (diga di Bavorada, pk 0+273 circa) allo stato di progetto e con bacino alla quota di massima regolazione

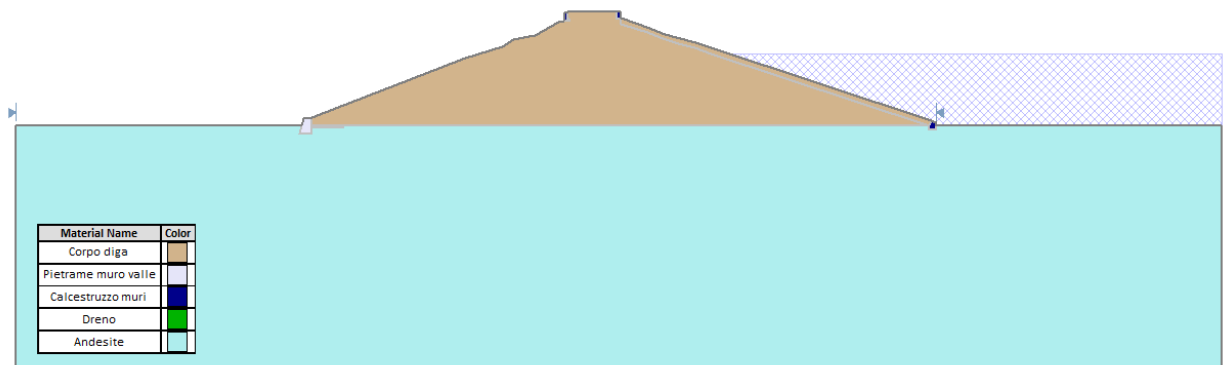


Figura 5-5: Sezione 2\_CM (diga di Case Miais, pk 0+285 circa) allo stato attuale e con bacino alla quota di massima regolazione

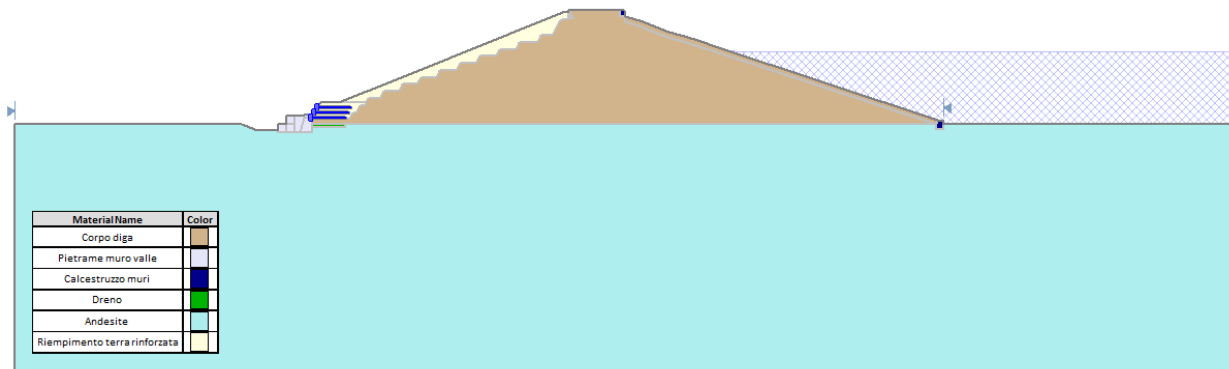


Figura 5-6: Sezione 2\_CM (diga di Case Miais, pk 0+285 circa) allo stato di progetto e con bacino alla quota di massima regolazione

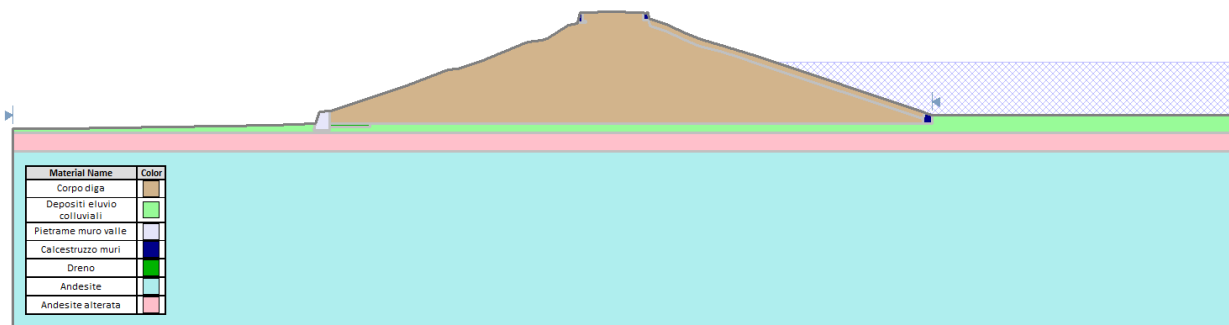


Figura 5-7: Sezione 3\_CM (diga di Case Miais, pk 0+410 circa) allo stato attuale e con bacino alla quota di massima regolazione

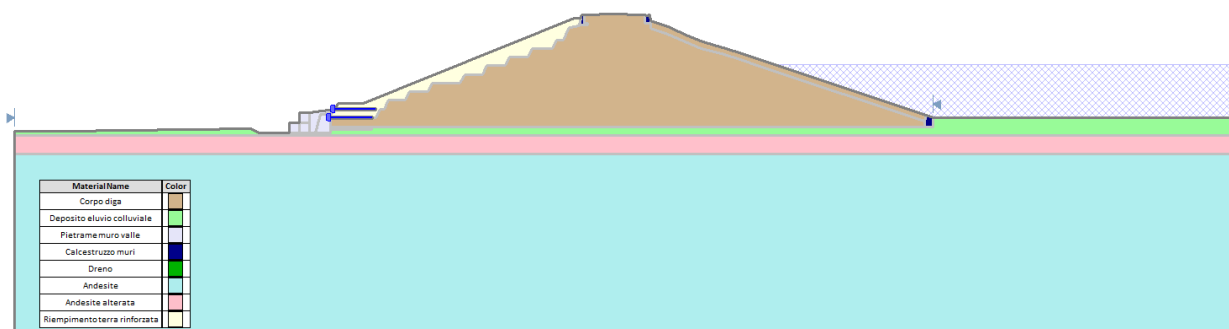


Figura 5-8: Sezione 3\_CM (diga di Case Miais, pk 0+410 circa) allo stato di progetto e con bacino alla quota di massima regolazione

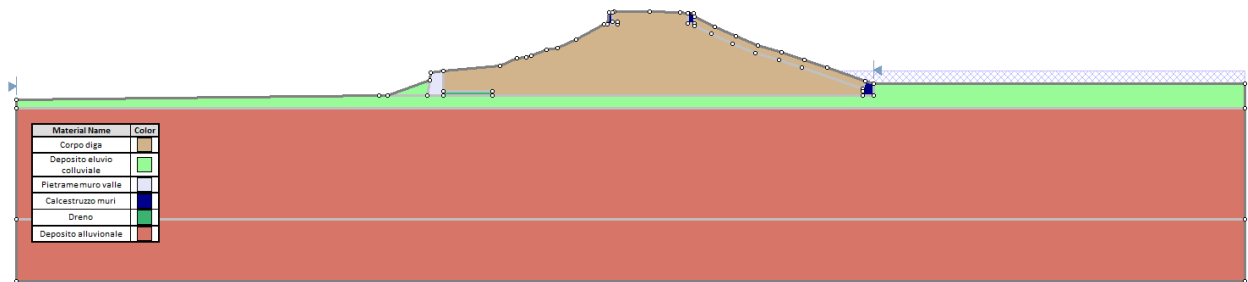


Figura 5-9: Sezione 4\_CM (diga di Case Miais, pk 0+660 circa) allo stato attuale e con bacino alla quota di massima regolazione

## 6 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Nel presente capitolo si riporta lo studio finalizzato alla definizione della azione sismica di progetto in termini di accelerazioni massime orizzontali.

La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in un sito di riferimento, un parametro che descrive il moto sismico superi un valore prefissato. Nelle NTC 2018, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato “periodo di riferimento”  $V_R$  e la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento”  $P_{V_R}$ .

Ai fini della determinazione delle azioni sismiche di progetto nei modi previsti dalle NTC, la pericolosità sismica del territorio nazionale è definita convenzionalmente facendo riferimento ad un sito rigido (di categoria A) con superficie topografica orizzontale (di categoria T1), in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti. Successivamente risulta necessario valutare l’effetto della risposta sismica locale, dipendente dalle caratteristiche del terreno di fondazione e dalla morfologia dell’area.

### 6.1 ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MASSIMA SU SUOLO RIGIDO

Le NTD al paragrafo H.3.4.1. indicano di assumere per le dighe esistenti, salvo particolari situazioni, una vita nominale  $V_N$  pari a 50 anni. Inoltre, considerando che la diga appartenga alla categoria “rilevante”, il coefficiente d’uso indicato per le dighe esistenti per tale categoria è pari ad 1.5.

Le azioni sismiche attese vengono valutate in relazione al periodo di riferimento  $V_R$ :

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni}$$

Con riferimento al D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018, sono stati determinati i parametri sismici di progetto per la realizzazione delle opere previste. In particolare, sulla base delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 e dei dati relativi al progetto S1 dell’INGV-DPC, per tutto il territorio della Sardegna si assumono i parametri spettrali contenuti nella tabella 2 dell’allegato Isole. Per i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 (come previsto dalle NTC 2018 cfr. paragr. 3.2). I parametri forniti possono essere direttamente utilizzati per la ricostruzione degli spettri di risposta del sito e, quindi, per la progettazione di tutte le opere previste in conformità con le vigenti normative a livello nazionale.

Tabella 6-1 - Parametri di riferimento del moto sismico in superficie per i differenti periodi di ritorno ( $T_R$ ) considerati validi per tutto il territorio della Sardegna (da NTC2008, come previsto dalle NTC2018)

$T_R$ anni	$a_g$ g	$F_0$ -	$T_c^*$ s
30	0.186	2.61	0.273
50	0.235	2.67	0.296
72	0.274	2.70	0.303
101	0.314	2.73	0.307
140	0.351	2.78	0.313
201	0.393	2.82	0.322
475	0.500	2.88	0.340
975	0.603	2.98	0.372
2475	0.747	3.09	0.401

Lo SLV, caratterizzato da possibilità di superamento pari al 10%, relativo ad un periodo di riferimento  $V_R$  di 75 anni è caratterizzato da un periodo di ritorno  $T_R$  pari a 712 anni.

Assumendo cautelativamente un periodo di ritorno  $T_R$  pari a 975 anni, l'accelerazione orizzontale massima  $a_g$  attesa su sito di riferimento rigido risulta, con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), pari a:

$$a_g = 0.0603 g$$

## 6.2 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale che, secondo un approccio semplificato, consiste nell'individuazione di categorie di sottosuolo e categorie topografiche di riferimento.

Per quanto riguarda le categorie di sottosuolo è possibile fare riferimento alla Tab. 3.2 III delle NTC 2018, come riportato nella seguente Tabella.

Tabella 6-2 Categorie di sottosuolo, NTC 2018

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360

	m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Ad ogni categoria viene associato un valore di un coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_S$  (Tab. 3.2.IV).

Per l'individuazione della categoria di suolo di fondazione si fa riferimento alle 3 indagini geofisiche sismiche effettuate nella campagna di indagini del 2022. I valori delle  $V_{s,eq}$  ricavati dalle prove RS01, RS02, RS03 sono i seguenti:

$$V_{s,eq} \text{ RS01} = 241 \text{ m/s}$$

$$V_{s,eq} \text{ RS02} = 247 \text{ m/s}$$

$$V_{s,eq} \text{ RS03} = 270 \text{ m/s}$$

Dato che generalmente il substrato roccioso risulta presente a profondità minori di 30 m dal p.c., la categoria di sottosuolo del sito risulta essere la categoria E, il cui coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_S$  assume il valore massimo di 1.6.

Per quanto riguarda la categoria topografia, nei casi di configurazioni superficiali semplici, è possibile fare riferimento alle classificazioni presentate nelle Tab. 3.2 III-V delle NTC 2018. In questi casi, per tener conto delle condizioni topografiche è possibile utilizzare il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  (Tab. 3.2, NTC 2018) in funzione delle categorie topografiche, come mostrano le seguenti Tabelle.

*Tabella 6-3 Categorie topografiche (Tab.3.2 III, NTC 2018)*

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$



*Tabella 6-4 Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica,  $S_T$  (Tab.3.2 V, NTC 2018)*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	Coefficiente di amplificazione topografica, $S_T$
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1.2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1.4

L'area in oggetto ricade nella categoria T1, alla quale è associato il coefficiente  $S_T$  pari a 1.

L'accelerazione massima orizzontale attesa con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), tenuto conto delle modifiche prodotte dalle condizioni stratigrafiche locali e da quelle morfologiche del sito è pari a:

$$a_{max} = a_g \times S_s \times S_T = 0.0603g \times 1.6 \times 1 = 0.097g$$

dove:

$S_s$  = coefficiente di amplificazione stratigrafia (funzione della categoria di suolo)

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografia (funzione della morfologia del sito)

## 7 VERIFICHE DI FILTRAZIONE

Nel presente capitolo vengono svolte le verifiche di filtrazione sul corpo diga e sul terreno di fondazione come definito nelle NTC18 e NTD14 al fine di stimare il fattore di sicurezza relativo al gradiente idraulico di filtrazione e di escludere fenomeni di erosione.

### 7.1 DATI IDRAULICI

I livelli fondamentali di invaso delle due dighe in oggetto sono:

- Quota di massimo invaso                    45.5 m s.l.m.m.
- Quota di massima regolazione        43.5 m s.l.m.m.

La verifica del gradiente idraulico viene svolta nella condizione idraulica più gravosa, corrispondente al bacino riempito fino alla quota di massimo invaso.

Si tratta di analisi condotte in modo del tutto cautelativo in condizioni di moto permanente, che vengono svolte nelle condizioni attuali ed in quelle di progetto.

La geometria della sezione tipo della diga utilizzata nelle analisi di filtrazione è stata descritta al paragrafo 5.

Nella seguente tabella vengono riportati i valori della permeabilità e del peso di volume assegnati per ciascuna unità geotecnica e per ciascun materiale del corpo diga.

*Tabella 7-1: Parametri geotecnici idraulici*

Unità	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	k [m/s]
Corpo diga (R)	19/9	1x10 <sup>-5</sup>
Depositi eluvio colluviali (b <sub>2</sub> )	18/8	1x10 <sup>-5</sup>
Depositi alluvionali (PVM)	19/9	5x10 <sup>-5</sup>
Rioliti alterate (C. ULM)	21/11	3x10 <sup>-6</sup>
Rioliti (ULM)	25/15	3x10 <sup>-6</sup>
Andesiti alterate (MPL)	21/11	2x10 <sup>-6</sup>
Andesiti (MPL)	25/15	2x10 <sup>-6</sup>
Pietrame muro valle	20/10	1x10 <sup>-3</sup>
Calcestruzzo muri	25/15	1x10 <sup>-8</sup>
Dreno esistente	20/10	1x10 <sup>-4</sup>
Dreno nuovo	20/10	1x10 <sup>-3</sup>
Riempimento terra rinforzata	19/9	1x10 <sup>-4</sup>

Dove:

- $\gamma/\gamma'$  peso di volume del terreno / peso di volume immerso del terreno
- k coefficiente di conducibilità idraulica

Tali valori di permeabilità delle varie unità simulano nei modelli di calcolo le condizioni piezometriche individuate dal monitoraggio piezometrico.

## 7.2 ANALISI SVOLTE

Le verifiche agli stati limite idraulici nei confronti del pericolo di sifonamento al piede del paramento di valle sono state condotte valutando che il rapporto tra il gradiente idraulico critico  $i_c$ , assunto pari a 1, ed il gradiente idraulico di efflusso  $i_e$  sia superiore a 2, come indicato dalla normativa vigente (§6.2.4.2 NTC18).

$$\frac{\text{gradiente idraulico critico } i_c}{\text{gradiente di efflusso } i_e} \geq 2$$

Le analisi di filtrazione sono state svolte con il codice di calcolo Slide (ver. 9.024) della Rocscience, tramite il quale viene valutato il gradiente idraulico di efflusso.

Si riportano di seguito le condizioni idrauliche fissate per i modelli:

- sulla superficie topografica bagnata dall'invaso la piezometrica alla quota di massimo invasore (45.5 m s.l.m.m.);
- sul lato di valle la piezometrica alla quota del piano campagna per la diga di Case Miais ed alla quota del fossato per la diga di Bavorada;
- sul paramento di valle l'acqua è libera di fluire;
- alla base ed ai lati flusso idrico nullo.

Nella seguente tabella sono riassunti i valori massimi del gradiente idraulico verticale ed il fattore di sicurezza della verifica nei confronti del pericolo di sifonamento condotta per ciascuna sezione di analisi nella condizione più gravosa corrispondente al massimo invasore.

*Tabella 7-2: risultati delle analisi di filtrazione*

Diga	Sezione	Stato attuale		Stato di progetto	
		Gradiente efflusso [-]	Verifica sifonamento	Gradiente efflusso [-]	Verifica sifonamento
Bavorada	8_B	0,22	4,5	0,12	8,3
Case Miais	2_CM	0,35	2,9	0,25	4,0
Case Miais	3_CM	0,25	4,0	0,2	5,0
Case Miais	4_CM	0,32	3,1	*	*

\* verifica non condotta in quanto in questa fase non vengono previsti interventi in questo tratto ove la verifica di stabilità globale evidenzia maggiori coefficienti di sicurezza.

Il fattore di sicurezza risulta sempre maggiore di 2 e quindi le verifiche al sifonamento sono soddisfatte. Si riportano di seguito le immagini con i risultati delle analisi di filtrazione, nello specifico relative ai gradienti idraulici verticali.

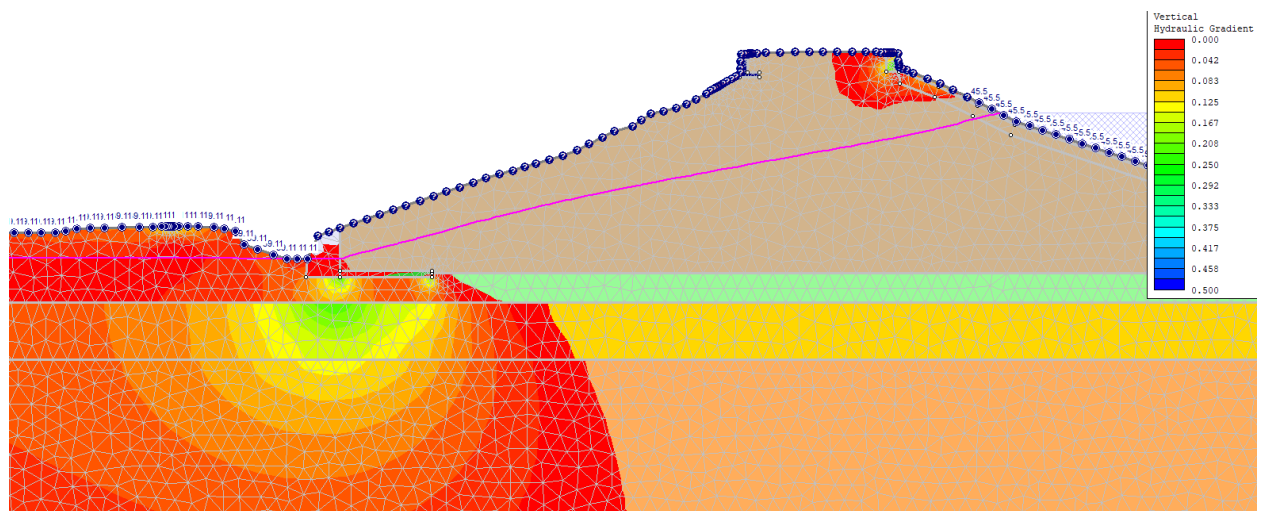


Figura 7-1: Diga di Bavorada, Sezione 8\_B, stato attuale - Analisi di filtrazione con invaso alla quota di massimo invaso – risultati del gradiente idraulico verticale

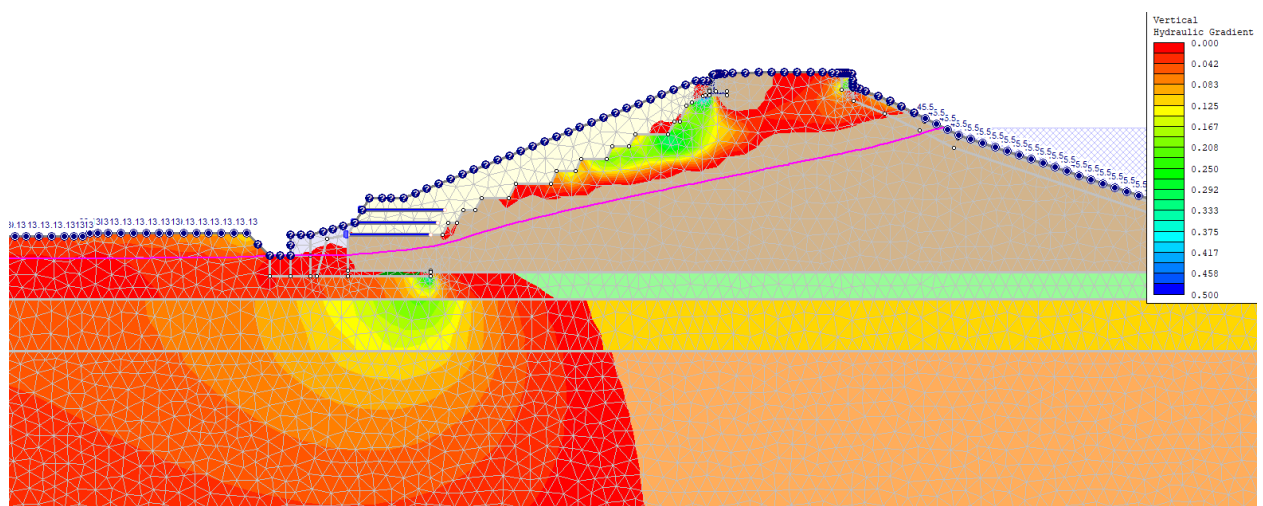


Figura 7-2: Diga di Bavorada, Sezione 8\_B, stato di progetto - Analisi di filtrazione con invaso alla quota di massimo invaso – risultati del gradiente idraulico verticale

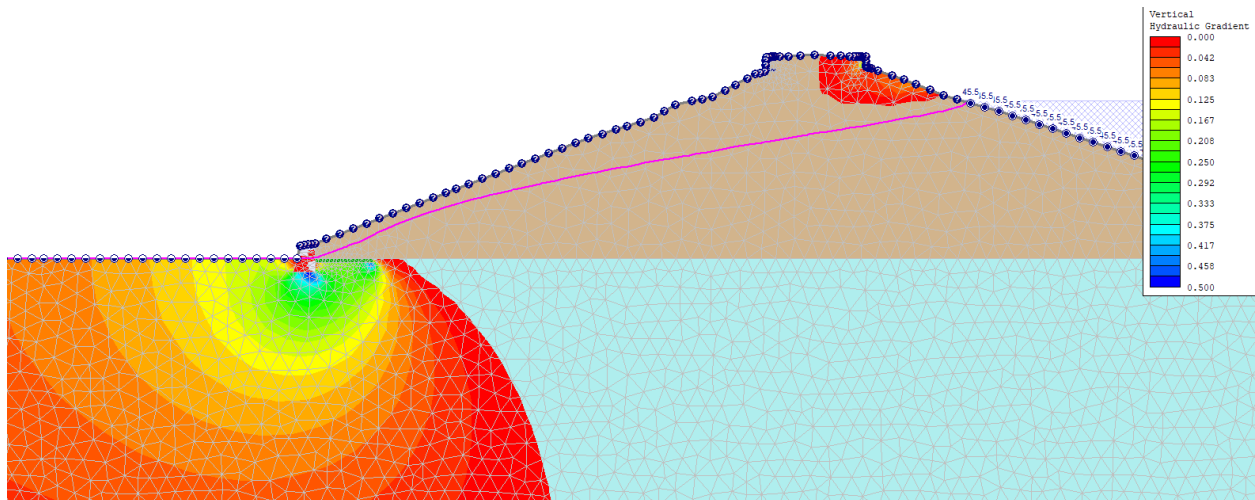


Figura 7-3: Diga di Case Miais, Sezione 2\_CM, stato attuale - Analisi di filtrazione con invaso alla quota di massimo invaso – risultati del gradiente idraulico verticale

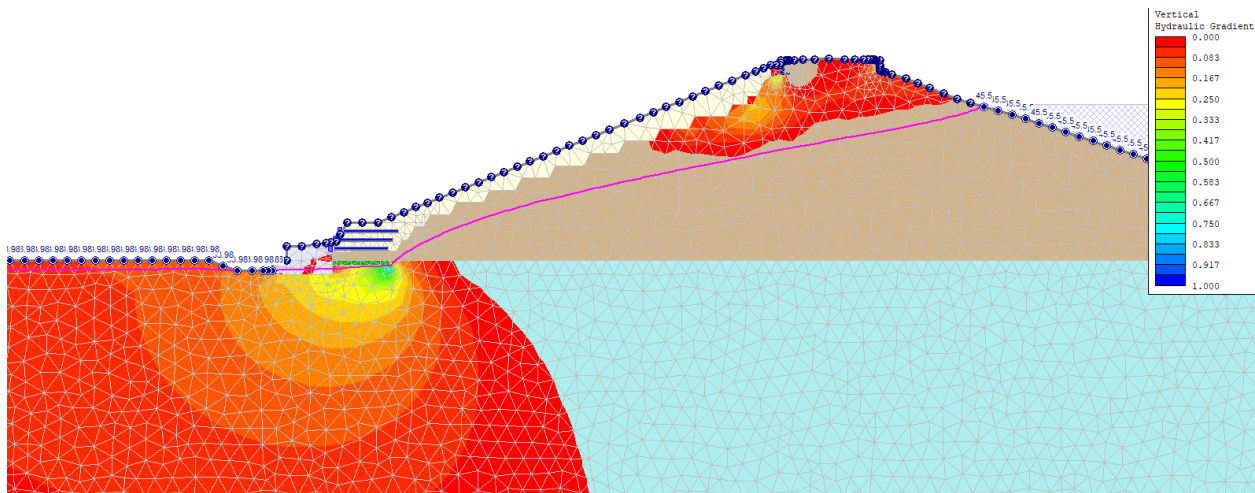


Figura 7-4: Diga di Case Miais, Sezione 2\_CM, stato di progetto - Analisi di filtrazione con invaso alla quota di massimo invaso – risultati del gradiente idraulico verticale



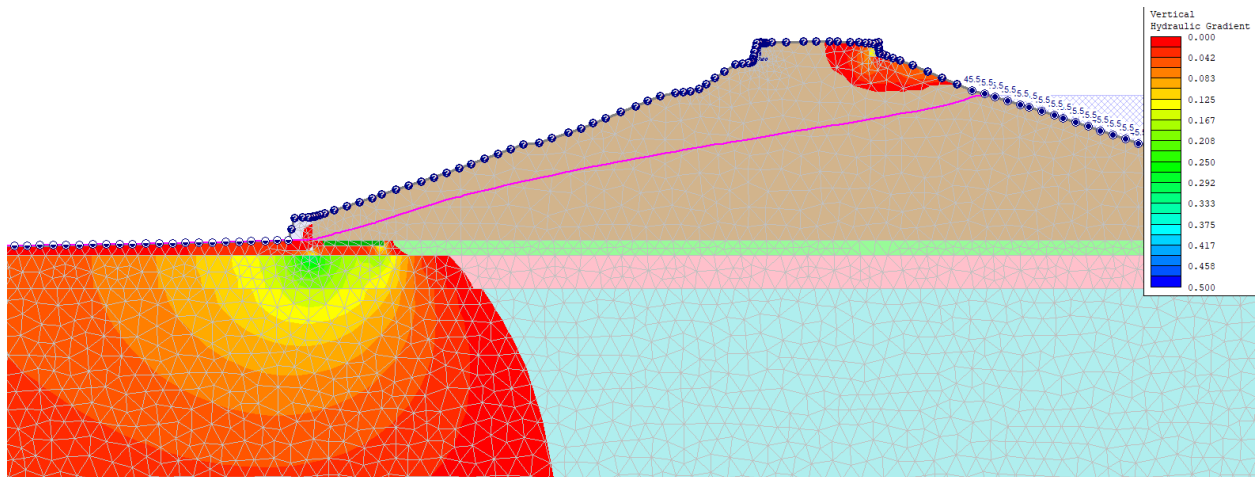


Figura 7-5: Diga di Case Miais, Sezione 3\_CM, stato attuale - Analisi di filtrazione con invaso alla quota di massimo invaso – risultati del gradiente idraulico verticale

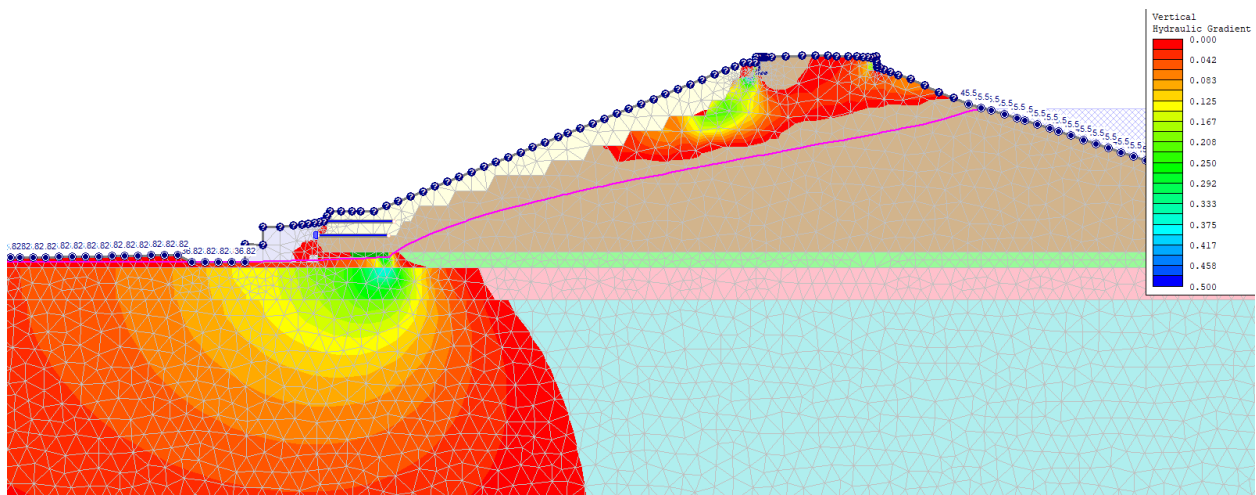


Figura 7-6: Diga di Case Miais, Sezione 3\_CM, stato di progetto - Analisi di filtrazione con invaso alla quota di massimo invaso – risultati del gradiente idraulico verticale

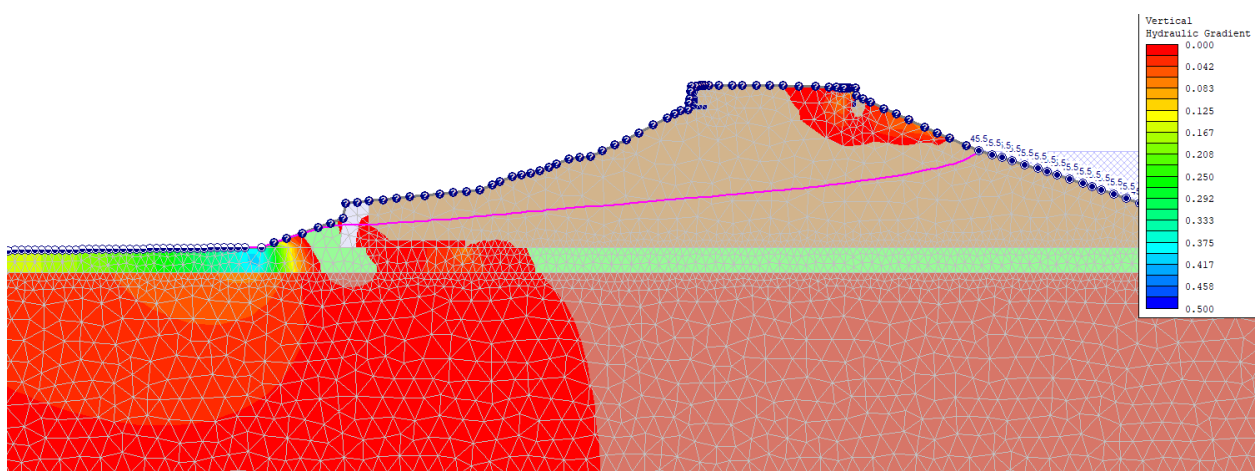


Figura 7-7: Diga di Case Miais, Sezione 4\_CM, stato attuale - Analisi di filtrazione con invaso alla quota di massimo invaso – risultati del gradiente idraulico verticale

## 8 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Nel presente capitolo vengono svolte le verifiche di stabilità in condizione statica sul corpo diga e sul terreno di fondazione come definito nelle NTC18 e NTD14.

Nello specifico verranno effettuate le seguenti analisi bidimensionali:

- combinazione di carico fondamentale con livello d'invaso alla quota di massima regolazione (43.50 m s.l.m.m.);
- combinazione di carico eccezionale con serbatoio al livello di massimo invaso (45.50 m s.l.m.m.);
- combinazione sismica con livello d'invaso alla quota di massima regolazione (43.50 m s.l.m.m.);

Le verifiche con l'invaso vuoto non vengono svolte in quanto risultano meno gravose di quelle con l'invaso pieno.

Dato che si tratta di un intervento di miglioramento del paramento di valle e che il paramento di monte non viene modificato in alcun modo, non viene svolta la verifica in condizione di svaso rapido.

### 8.1 DATI DI INPUT

La geometria della sezione tipo della diga utilizzata nelle analisi di stabilità è stata descritta al paragrafo 5.

Nella seguente tabella vengono riportati i valori di resistenza e del peso di volume assegnati per ciascuna unità geotecnica e per ciascun materiale del corpo diga.

*Tabella 8-1: Parametri geotecnici*

Unità	$\gamma/\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]
Corpo diga (R)	19/9	25	15
Depositi eluvio colluviali (b <sub>2</sub> )	18/8	27	5
Depositi alluvionali (PVM)	19/9	0	33
Rioliti alterate (C. ULM)	21/11	32	5
Rioliti (ULM)	25/15	38	20
Andesiti alterate (MPL)	21/11	35	0
Andesiti (MPL)	25/15	38	10
Pietrame muro valle	20/10	0	40

Calcestruzzo muri	25/15	infinita	infinita
Dreno esistente	20/10	0	33
Dreno nuovo	20/10	0	33
Riempimento terra rinforzata	19/9	0	35

Dove:

- $\gamma/\gamma'$  peso di volume del terreno / peso di volume immerso del terreno
- $\phi'_k$  valore caratteristico angolo di resistenza al taglio efficace
- $c'_k$  valore caratteristico coesione in condizioni drenate efficace

Il regime delle pressioni neutre in condizione di massimo invaso e in condizione di massima regolazione è stato valutato appositamente nelle analisi di filtrazione, descritte al paragrafo 7.

## 8.2 METODO DI ANALISI

Le verifiche di stabilità sono state effettuate utilizzando il codice di calcolo Slide della Rocscience Inc. che implementa i metodi convenzionali dell'equilibrio limite. Il codice consente di determinare il coefficiente di sicurezza allo scorrimento lungo potenziali superfici di scivolamento fisicamente definite o generate casualmente.

I metodi dell'equilibrio limite sono basati sulla ricerca del grado di stabilità della massa di terreno che è compresa tra la superficie del pendio e la superficie di possibile scorrimento. L'equilibrio di questa massa è studiato assumendo che la resistenza al taglio mobilitata lungo la superficie di scivolamento sia quella che mantiene il pendio nelle condizioni di equilibrio limite. I metodi dell'equilibrio limite applicati a verifiche di stabilità sono fondati sull'ipotesi che il fattore di sicurezza, ottenuto come valore medio ponderale, risulti costante lungo l'intera superficie di scivolamento. È inoltre opportuno precisare che i metodi di calcolo citati adottano una schematizzazione bidimensionale dell'opera (stato piano di deformazione), assumendo che il pendio sia infinitamente lungo nella terza dimensione.

L'analisi consiste nella ricerca della superficie di scorrimento critica caratterizzata dal minimo valore del coefficiente di sicurezza, definito come il rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e quella che viene mobilitata lungo la superficie di scorrimento. La ricerca della



superficie critica viene effettuata per tentativi tra tutte le potenziali superfici di scorrimento che possono interessare la diga e la fondazione.

Il minimo valore del coefficiente di sicurezza così determinato fornisce il “margine” di sicurezza disponibile rispetto alle condizioni di collasso incipiente (o equilibrio limite), cui corrisponde un valore del coefficiente di sicurezza pari a 1.

Le verifiche sono state eseguite utilizzando il metodo di Bishop semplificato (1955) ed ipotizzando superfici di scorrimento circolari di raggio  $r$ , con il materiale coinvolto nella rottura suddiviso in conci di larghezza  $b$  (vedi schema riportato di seguito), per ognuna delle quali vengono valutati il momento stabilizzante  $M_s$  (resistenza  $R$  del sistema geotecnico) e il momento ribaltante  $M_r$  (azione  $E$ ) calcolati rispetto al centro del cerchio.

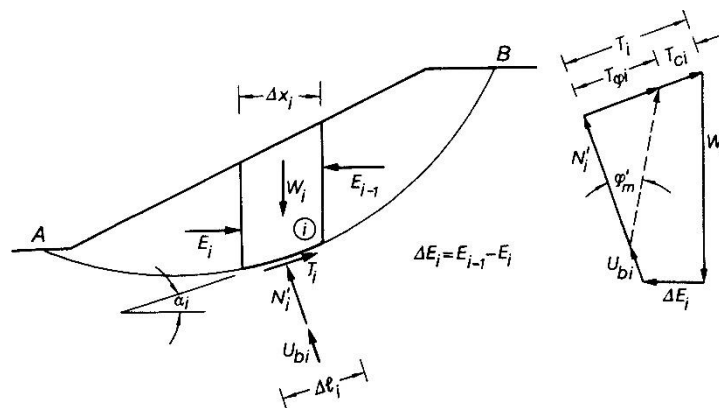


Figura 8 – Schema delle forze agenti sui conci di una superficie di rottura

Il contributo al momento stabilizzante  $M_s$  di un conco è fornito in generale dalla resistenza alla base, somma della componente del peso  $W$  ortogonale alla base moltiplicata per la tangente dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi$  e della eventuale coesione  $c$ , moltiplicata per la lunghezza  $b/\cos\alpha$ , dove  $\alpha$  è l'inclinazione della base del conco rispetto all'orizzontale. Nell'ipotesi che il conco sia parzialmente immerso in acqua e che alla base la pressione idraulica valga  $u$  si ottiene:

$$M_s = \frac{c \times b + (W - u \times b) \times \text{tg} \phi}{m\alpha} \times r$$

dove:

$$m\alpha = \cos \alpha \times \left( 1 + \frac{\text{tg} \alpha \times \text{tg} \phi}{F} \right)$$

Il contributo al momento ribaltante  $M_r$  di un concio è fornito dalla componente del peso  $W$  parallela alla base del concio:

$$M_r = W \times \sin \alpha \times r$$

### 8.3 SITUAZIONI ANALIZZATE

Le analisi di stabilità globale effettuate corrispondono alle seguenti combinazioni:

- combinazione di carico fondamentale con livello d'invaso alla quota di massima regolazione (43.50 m s.l.m.m.);
- combinazione di carico eccezionale con serbatoio al livello di massimo invaso (45.50 m s.l.m.m.);
- combinazione sismica con livello d'invaso alla quota di massima regolazione (43.50 m s.l.m.m.);

Le verifiche con l'invaso vuoto non vengono svolte in quanto risultano meno gravose di quelle con l'invaso pieno.

Dato che si tratta di un intervento di miglioramento del paramento di valle e che il paramento di monte non viene modificato in alcun modo, non viene svolta la verifica in condizione di svaso rapido.

La resistenza a lungo termine delle geogriglie è assunta pari a 30 kN/m.

La verifica in condizione sismica è stata condotta mediante l'analisi di tipo pseudo-statico che considera un sistema di forze orizzontali e verticali applicate ai volumi di terreno coinvolti.

Le forze orizzontali di inerzia, dovute all'azione sismica, sono state considerate con intensità pari a:

$$\begin{aligned} F_h &= k_h \times W \\ F_v &= k_v \times W \end{aligned}$$

con:

$$\left\{ \begin{aligned} k_h &= k_c = \beta_s \frac{a_{max}}{g} \\ k_v &= \pm 0,5k_h \end{aligned} \right.$$

dove:

- $a_{max} = 0.097$  g accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

- $\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima al sito, pari a 0.38 per verifiche allo stato limite ultimo (SLV), come riportato al § 7.11.4 delle NTC18;
- $W$  = peso del materiale costituente il volume di terreno interessato;
- $g$  = accelerazione di gravità.

Ne consegue che  $k_h=0.037$  e  $k_v=\pm 0.19$ .

Nella condizione di livello dell'acqua al livello di massima regolazione è stata considerata anche l'azione inerziale dell'acqua contenuta nel serbatoio, calcolata secondo quanto indicato nel paragrafo C.7.7.3 delle NTD14 in funzione dell'accelerazione sismica, e successivamente schematizzata cautelativamente con un carico orizzontale pari a 5 kN/m.

#### 8.4 COEFFICIENTI PARZIALI

Per le verifiche in condizioni di esercizio normale e di serbatoio vuoto, secondo quanto riportato dalle NTD2014, i carichi sono stati calcolati tramite la combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \dots$$

Per la verifica di massimo invaso invece i carichi sono stati calcolati tramite la combinazione eccezionale (SLU):

$$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} \dots$$

In ottemperanza a quanto indicato dalle NTD2014, le verifiche di stabilità sono state svolte seguendo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) delle NTC, ponendo  $\gamma_R = 1,2$  nelle condizioni di serbatoio pieno. I coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2) e per i parametri geotecnici (M1 e M2) previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018 sono riportati di seguito.

*Tabella 8-2- Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (tabella 6.2.1 delle NTC18).*

	EFFETTO	COEFF. PARZIALE $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti $G_2$ (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$ .

Tabella 8-3 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tabella 6.2.11 delle NTC18).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFF. PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0	1.0

Nelle verifiche in condizioni sismiche, invece, sono stati posti pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e considerato un coefficiente pari a  $\gamma_r=1.2$  (§ 7.11.4 NTC18).

Il programma Slide non definisce separatamente il valore dell'effetto delle azioni E che portano instabilità (momenti ribaltanti  $M_r$ ) e della resistenza corrispondente R (momenti stabilizzanti  $M_s$ ), ma solo il loro rapporto ( $F=R/E$ ) che è il "fattore di sicurezza globale".

La stabilità globale, secondo quanto indicato nell'Eurocodice 7, può essere verificata utilizzando il "fattore di sicurezza globale" F e un fattore ausiliario definito ODF ("Over-design factor"):

- viene calcolato il fattore di sicurezza F come rapporto R/E utilizzando i parametri di resistenza dei terreni di progetto  $\phi_d$  e  $c_d$  e amplificando i carichi con i coefficienti parziali  $\gamma_{G1}$  e  $\gamma_{G2}$ ;
- viene calcolato ODF dividendo F per il coefficiente parziale sulle resistenze  $\gamma_R$ .

Affinché le verifiche siano soddisfatte deve quindi risultare:

$$ODF = \frac{F}{\gamma_r} = \frac{R(\phi_d, c_d)/E(\phi_d, c_d)}{\gamma_r} > 1$$

## 8.5 RISULTATI

I valori degli ODF delle superfici di scorrimento più critiche sono riportati nella seguente tabella.

*Tabella 8-4 Risultati delle analisi di stabilità per la diga di Bavorada, sezione di calcolo 8\_B*

<b>Diga di Bavorada - Sezione 8_B</b>			
<b>Situazione</b>	<b>Bacino</b>	<b>ODF Attuale</b>	<b>ODF Progetto</b>
Statica	Massimo invaso	1,114	1,224
Statica	Massima regolazione	1,203	1,281
Sismica	Massima regolazione	1,358	1,445

*Tabella 8-5 Risultati delle analisi di stabilità per la diga di Case Miais, sezione di calcolo 2\_CM*

<b>Diga di Case Miais - Sezione 2_CM</b>			
<b>Situazione</b>	<b>Bacino</b>	<b>ODF Attuale</b>	<b>ODF Progetto</b>
Statica	Massimo invaso	1,077	1,153
Statica	Massima regolazione	1,183	1,221
Sismica	Massima regolazione	1,323	1,375

*Tabella 8-6 Risultati delle analisi di stabilità per la diga di Case Miais, sezione di calcolo 3\_CM*

<b>Diga di Case Miais - Sezione 3_CM</b>			
<b>Situazione</b>	<b>Bacino</b>	<b>ODF Attuale</b>	<b>ODF Progetto</b>
Statica	Massimo invaso	1,093	1,187
Statica	Massima regolazione	1,198	1,265
Sismica	Massima regolazione	1,327	1,406

*Tabella 8-7 Risultati delle analisi di stabilità per la diga di Case Miais, sezione di calcolo 4\_CM*

<b>Diga di Case Miais - Sezione 4_CM</b>		
<b>Situazione</b>	<b>Bacino</b>	<b>ODF Attuale</b>
Statica	Massimo invaso	1,268
Statica	Massima regolazione	1,402
Sismica	Massima regolazione	1,528

Dato che l'ODF di queste analisi risulta maggiore di 1, le verifiche di stabilità globale risultano soddisfatte.

Di seguito si riportano le superfici di scorrimento con i valori minimi di ODF per ciascuna analisi.

Bavorada – Sezione di analisi 8\_B

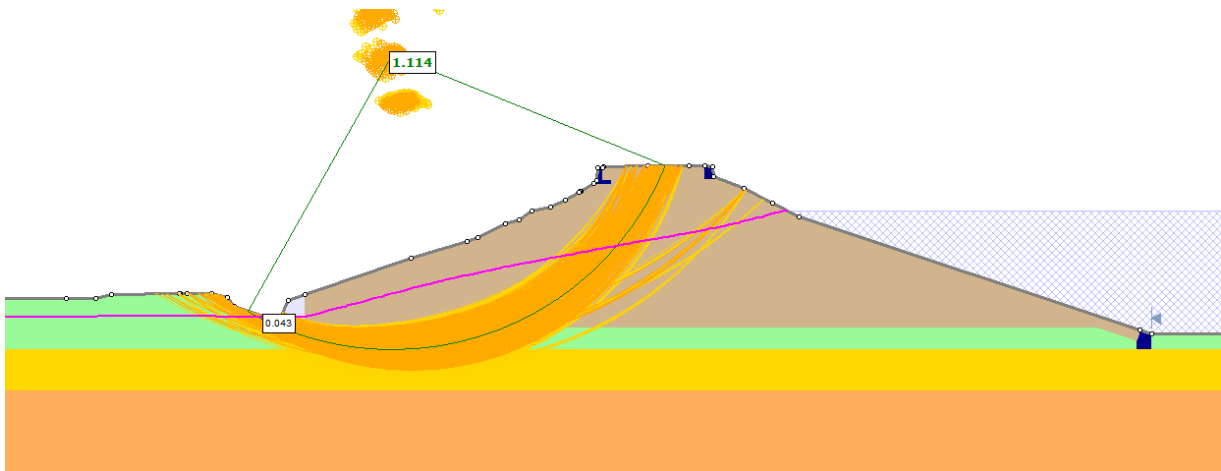


Figura 8-9: Diga di Bavorada, Sezione 8\_B, stato attuale - Analisi di stabilità globale in condizione statica con invaso alla quota di massimo invaso – superfici con  $ODF < 1.3$

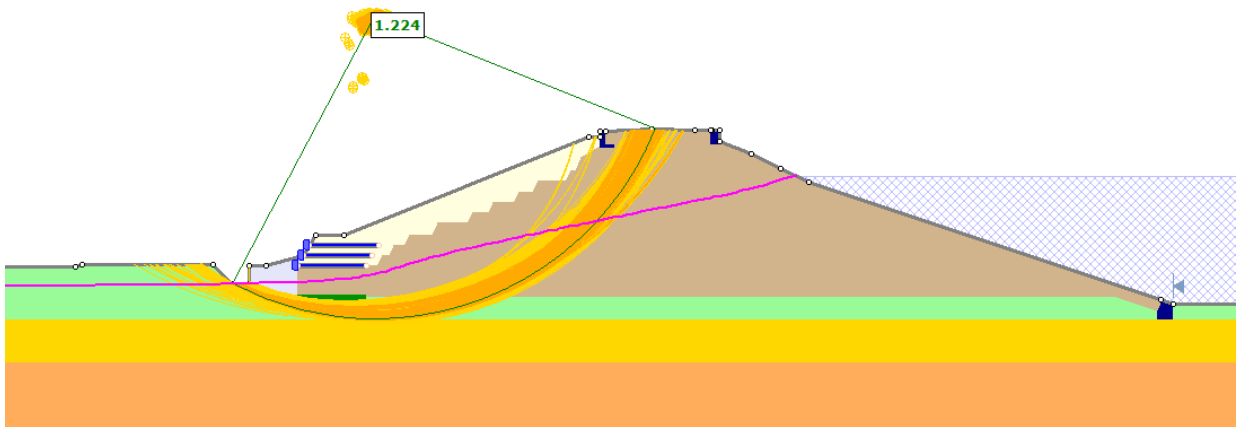


Figura 8-10: Diga di Bavorada, Sezione 8\_B, stato di progetto - Analisi di stabilità globale in condizione statica con invaso alla quota di massimo invaso – superfici con  $ODF < 1.3$

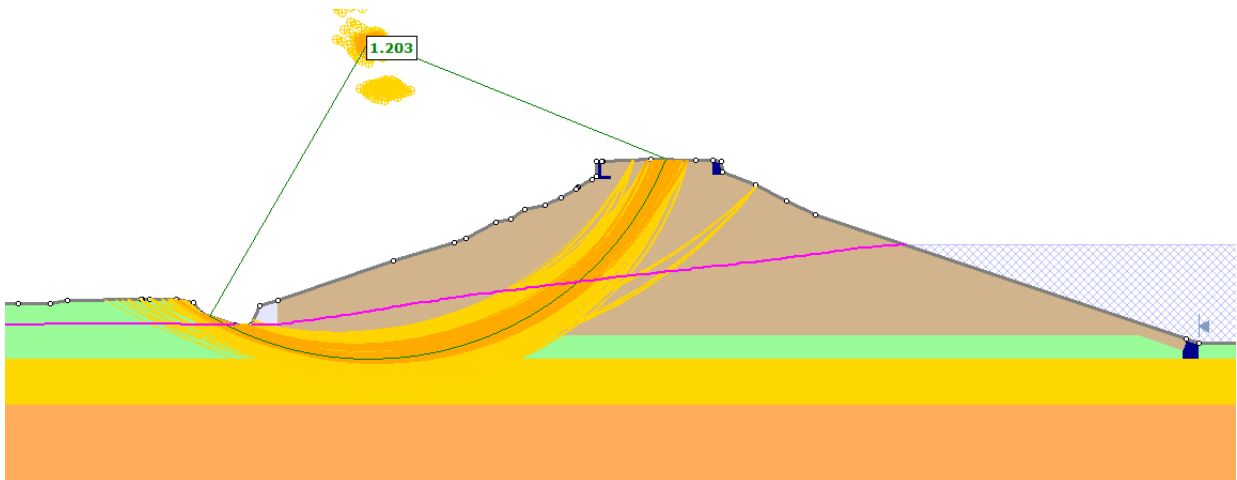


Figura 8-11: Diga di Bavorada, Sezione 8\_B, stato attuale - Analisi di stabilità globale in condizione statica con invaso alla quota di massima regolazione – superfici con  $ODF < 1.4$

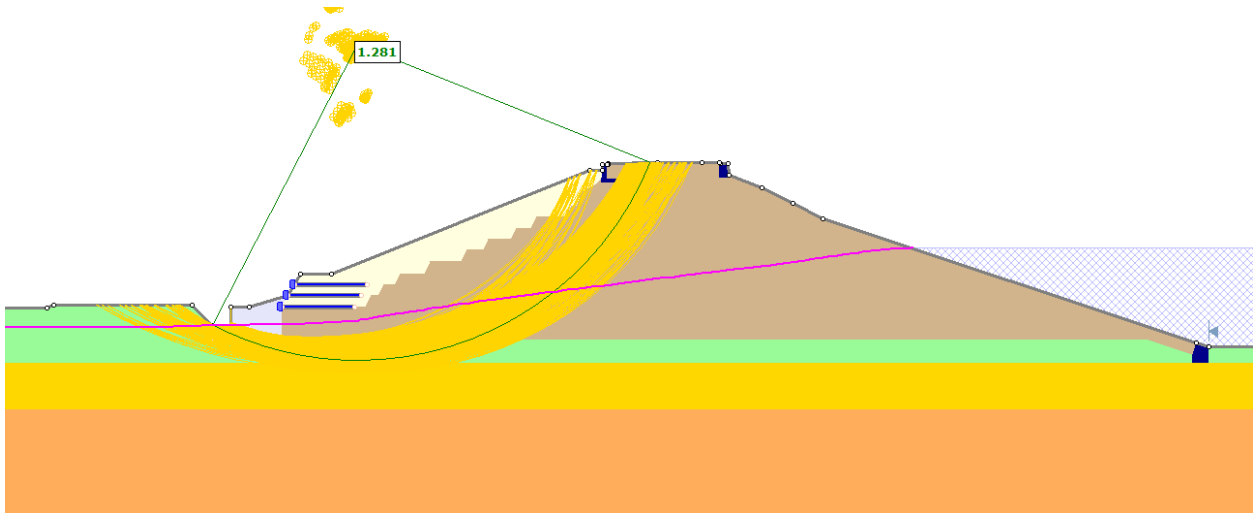


Figura 8-12: Diga di Bavorada, Sezione 8\_B, stato di progetto - Analisi di stabilità globale in condizione statica con invaso alla quota di massima regolazione – superfici con  $ODF < 1.4$

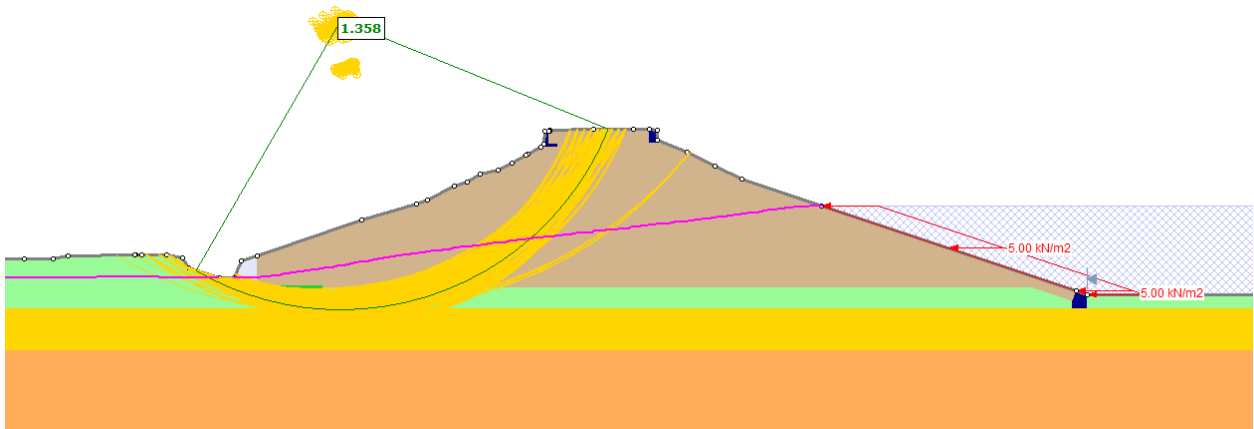


Figura 8-13: Diga di Bavorada, Sezione 8\_B, stato attuale - Analisi di stabilità globale in condizione sismica con invaso alla quota di massima regolazione – superfici con  $ODF < 1.5$

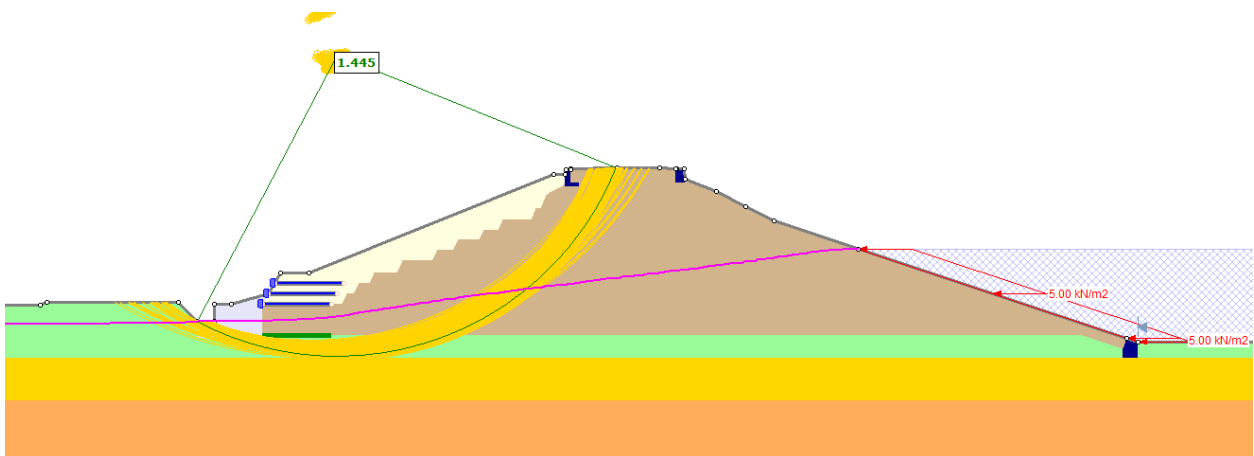


Figura 8-14: Diga di Bavorada, Sezione 8\_B, stato di progetto - Analisi di stabilità globale in condizione sismica con invaso alla quota di massima regolazione – superfici con  $ODF < 1.5$

Case Miais – Sezione di analisi 2\_CM

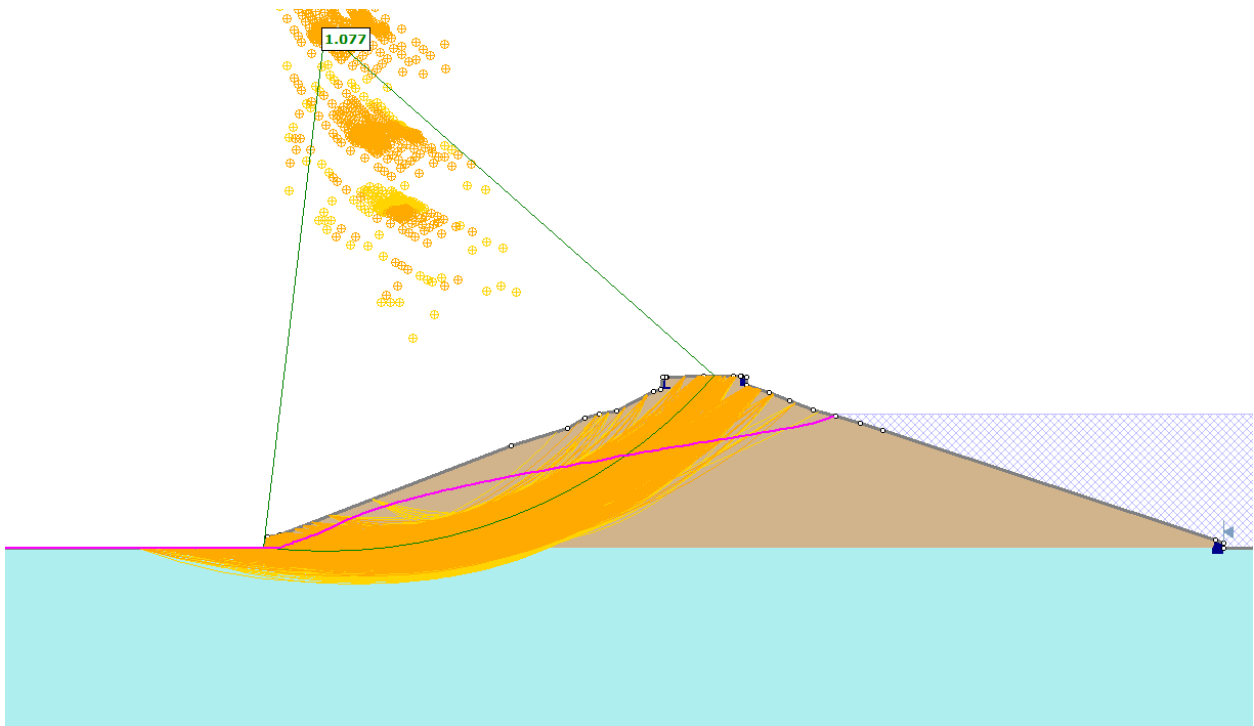


Figura 8-15: Diga di Case Miais, Sezione 2\_CM, stato attuale - Analisi di stabilità globale in condizione statica con invaso alla quota di massimo invaso – superfici con  $ODF < 1.3$

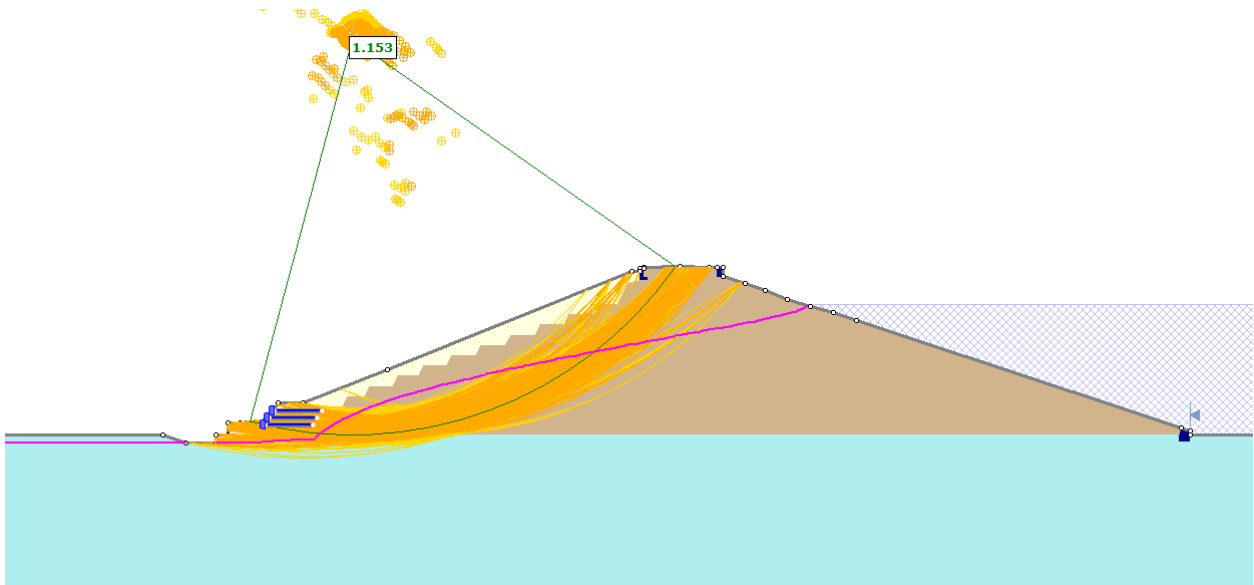


Figura 8-16: Diga di Case Miais, Sezione 2\_CM, stato di progetto - Analisi di stabilità globale in condizione statica con invaso alla quota di massimo invaso – superfici con  $ODF < 1.3$



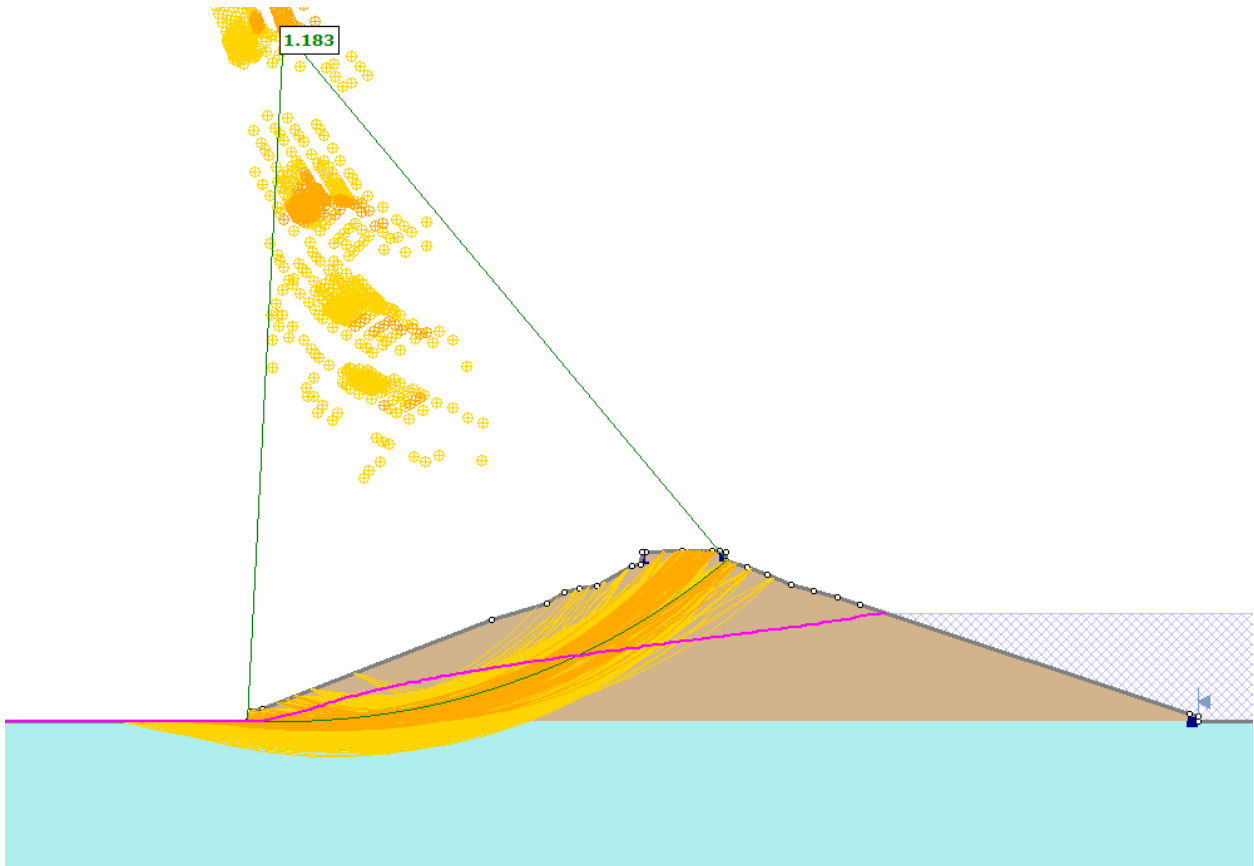


Figura 8-17: Diga di Case Miais, Sezione 2\_CM, stato attuale - Analisi di stabilità globale in condizione statica con invaso alla quota di massima regolazione – superfici con  $ODF < 1.4$

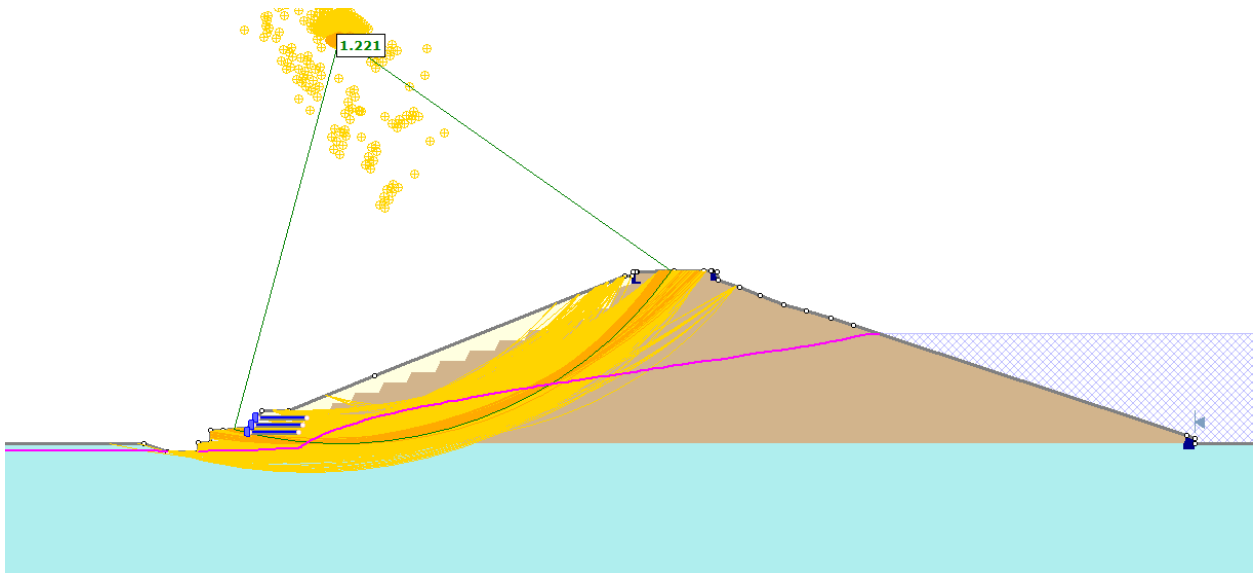


Figura 8-18: Diga di Case Miais, Sezione 2\_CM, stato di progetto - Analisi di stabilità globale in condizione statica con invaso alla quota di massima regolazione – superfici con  $ODF < 1.4$

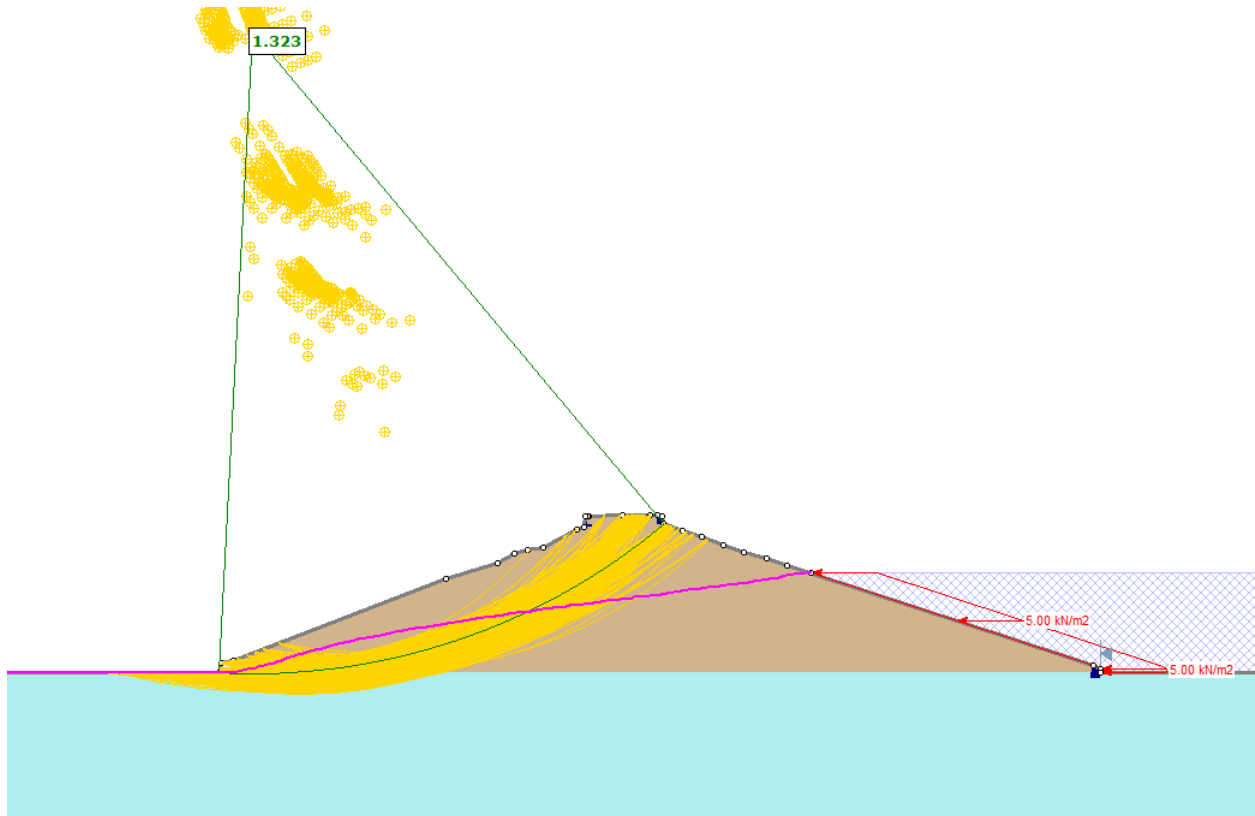


Figura 8-19: Diga di Case Miais, Sezione 2\_CM, stato attuale - Analisi di stabilità globale in condizione sismica con invaso alla quota di massima regolazione – superfici con  $ODF < 1.5$

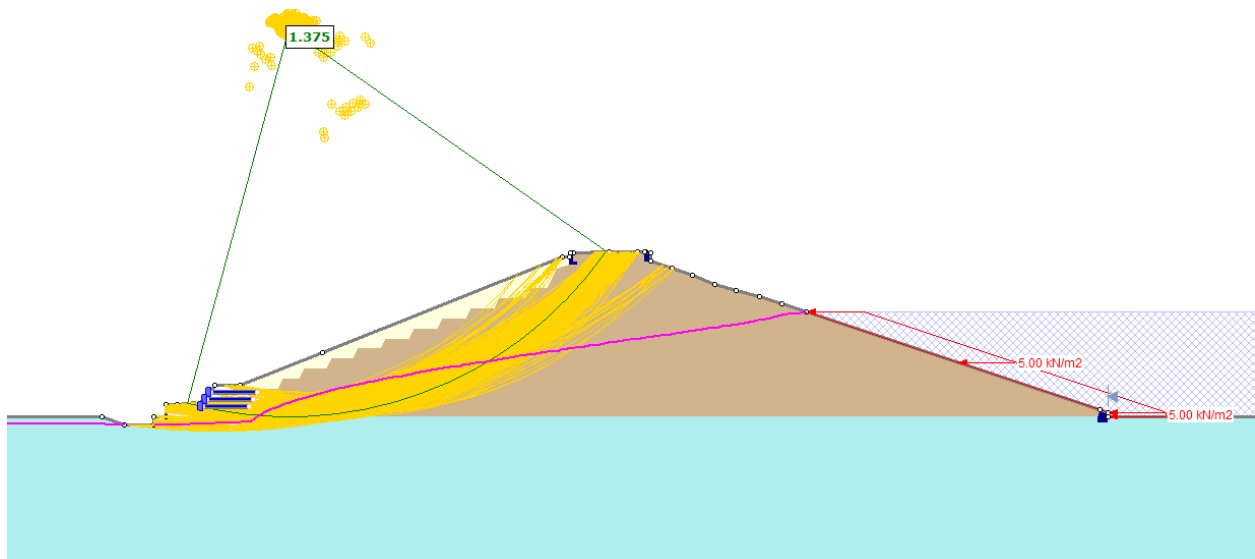


Figura 8-20: Diga di Case Miais, Sezione 2\_CM, stato di progetto - Analisi di stabilità globale in condizione sismica con invaso alla quota di massima regolazione – superfici con  $ODF < 1.5$

Case Miais – Sezione di analisi 3\_CM

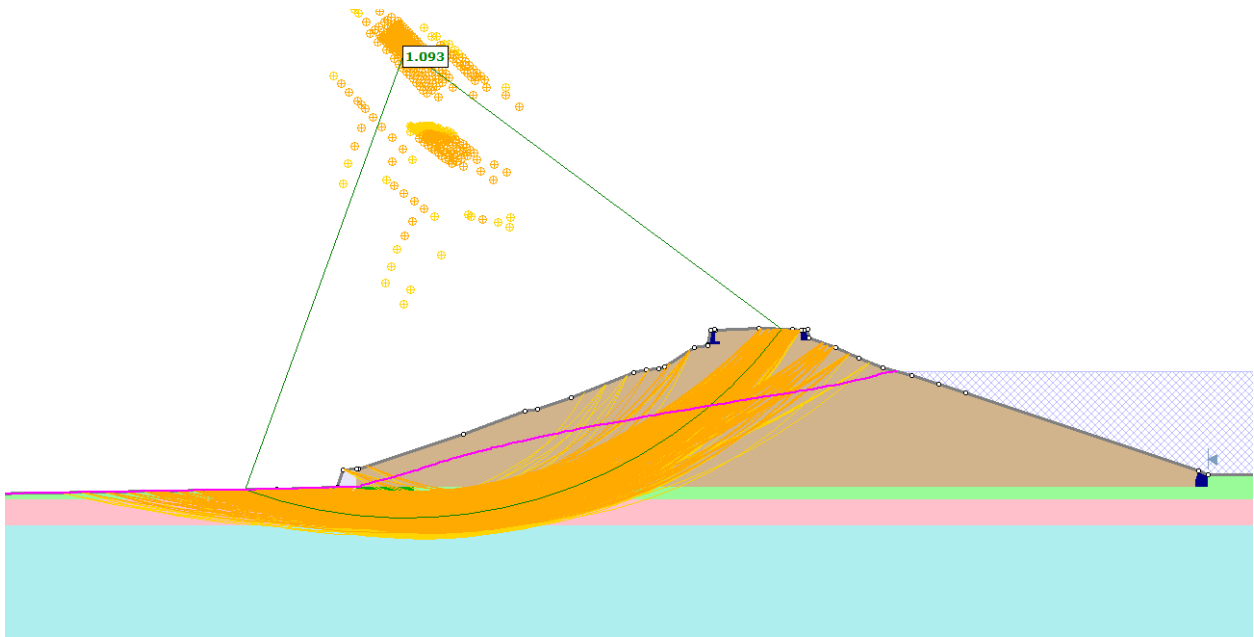


Figura 8-21: Diga di Case Miais, Sezione 3\_CM, stato attuale - Analisi di stabilità globale in condizione statica con invaso alla quota di massimo invaso – superfici con  $ODF < 1.3$

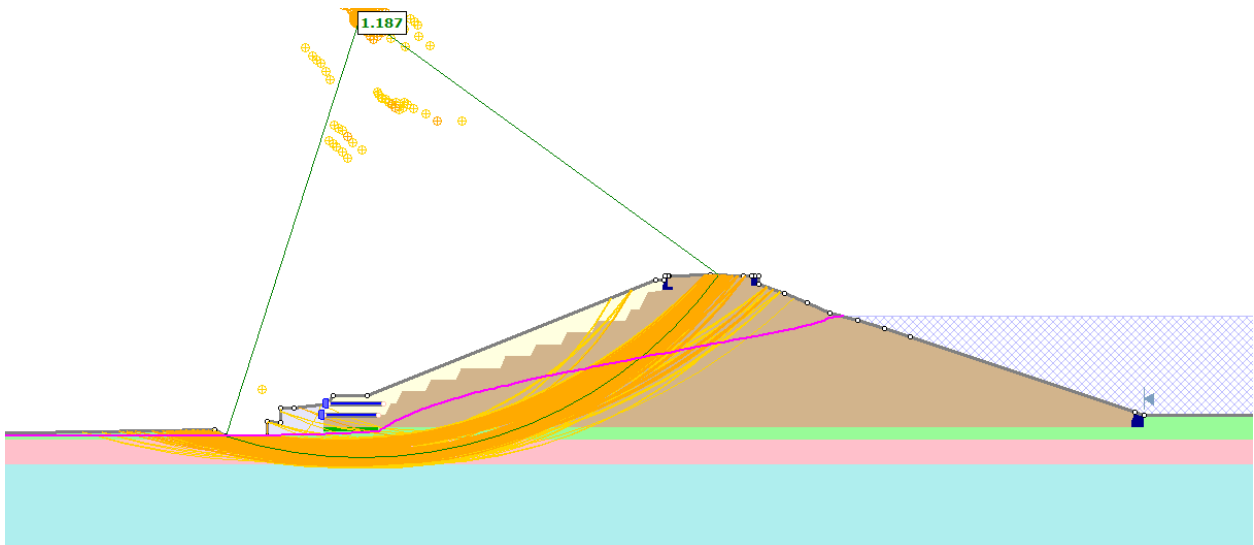


Figura 8-22: Diga di Case Miais, Sezione 3\_CM, stato di progetto - Analisi di stabilità globale in condizione statica con invaso alla quota di massimo invaso – superfici con  $ODF < 1.3$

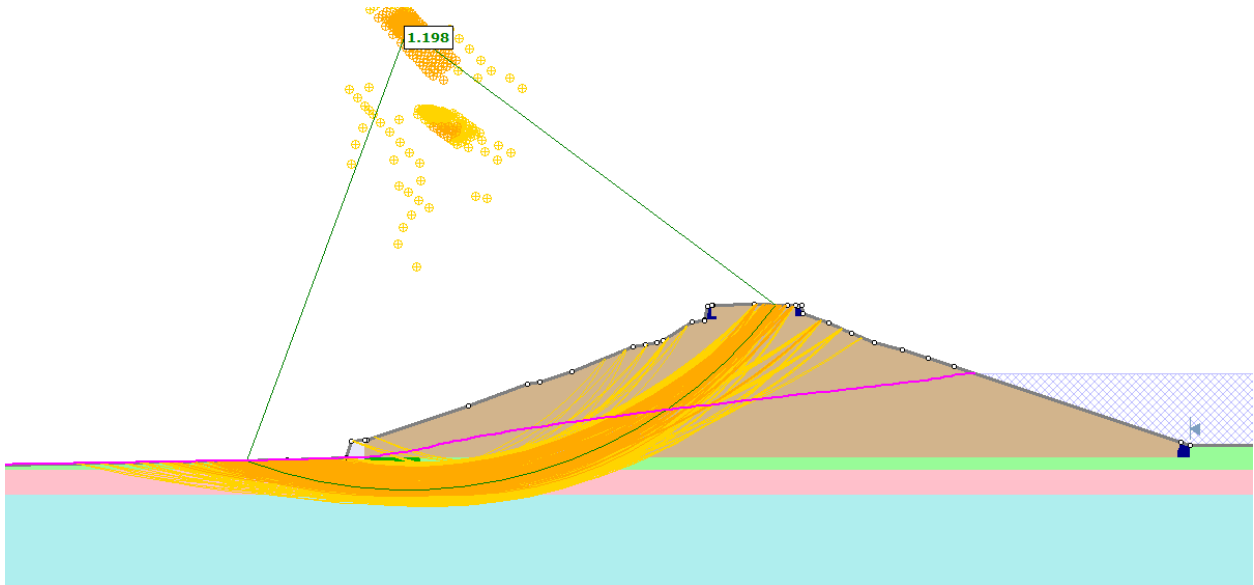


Figura 8-23: Diga di Case Miais, Sezione 3\_CM, stato attuale - Analisi di stabilità globale in condizione statica con invaso alla quota di massima regolazione – superfici con  $ODF < 1.4$

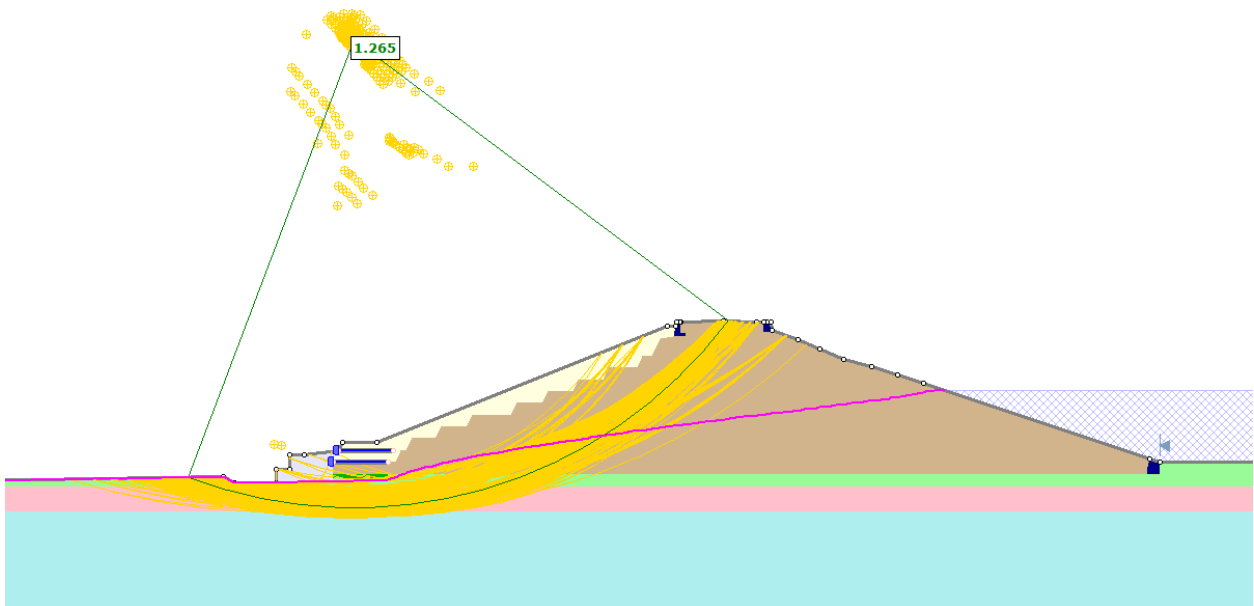


Figura 8-24: Diga di Case Miais, Sezione 3\_CM, stato di progetto - Analisi di stabilità globale in condizione statica con invaso alla quota di massima regolazione – superfici con  $ODF < 1.4$

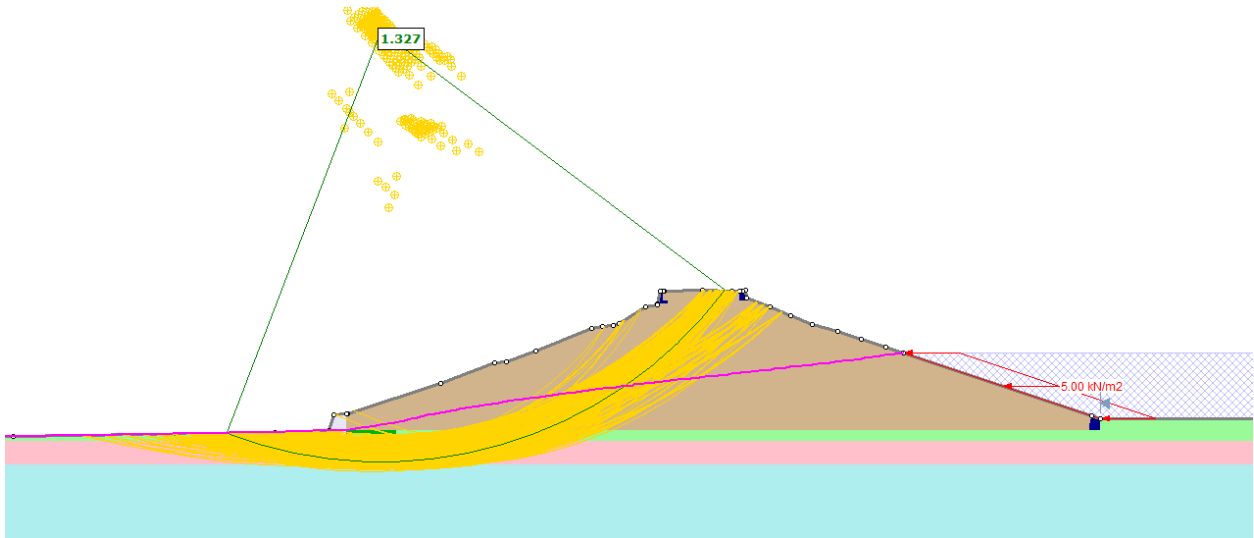


Figura 8-25: Diga di Case Miais, Sezione 3\_CM, stato attuale - Analisi di stabilità globale in condizione sismica con invaso alla quota di massima regolazione – superfici con  $ODF < 1.5$

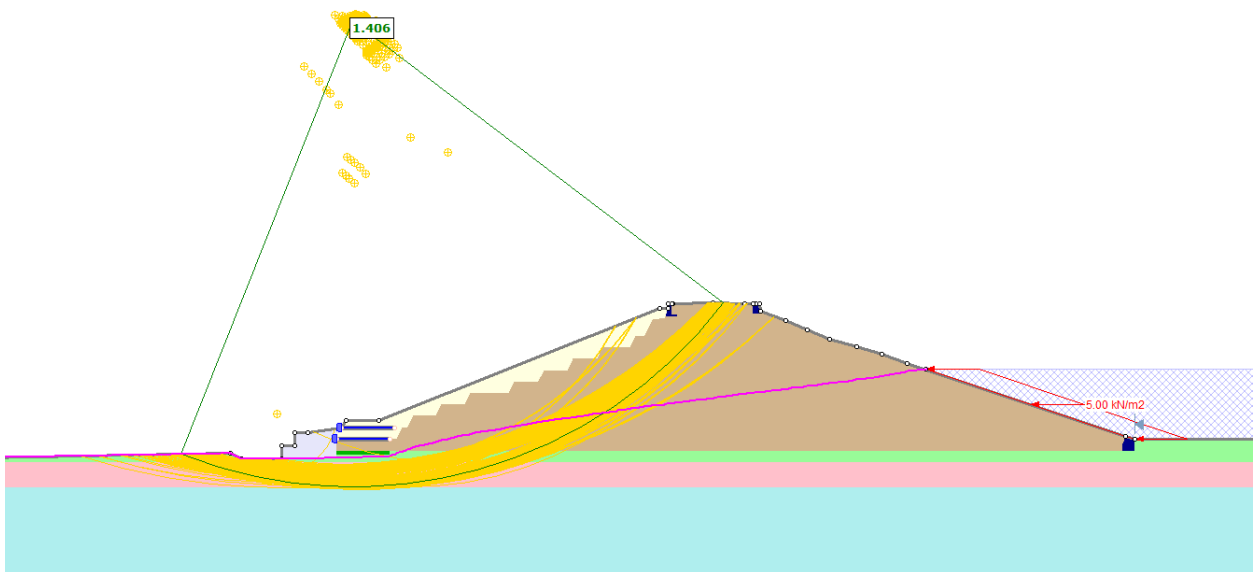


Figura 8-26: Diga di Case Miais, Sezione 3\_CM, stato di progetto - Analisi di stabilità globale in condizione sismica con invaso alla quota di massima regolazione – superfici con  $ODF < 1.5$

Case Miais – Sezione di analisi 4\_CM

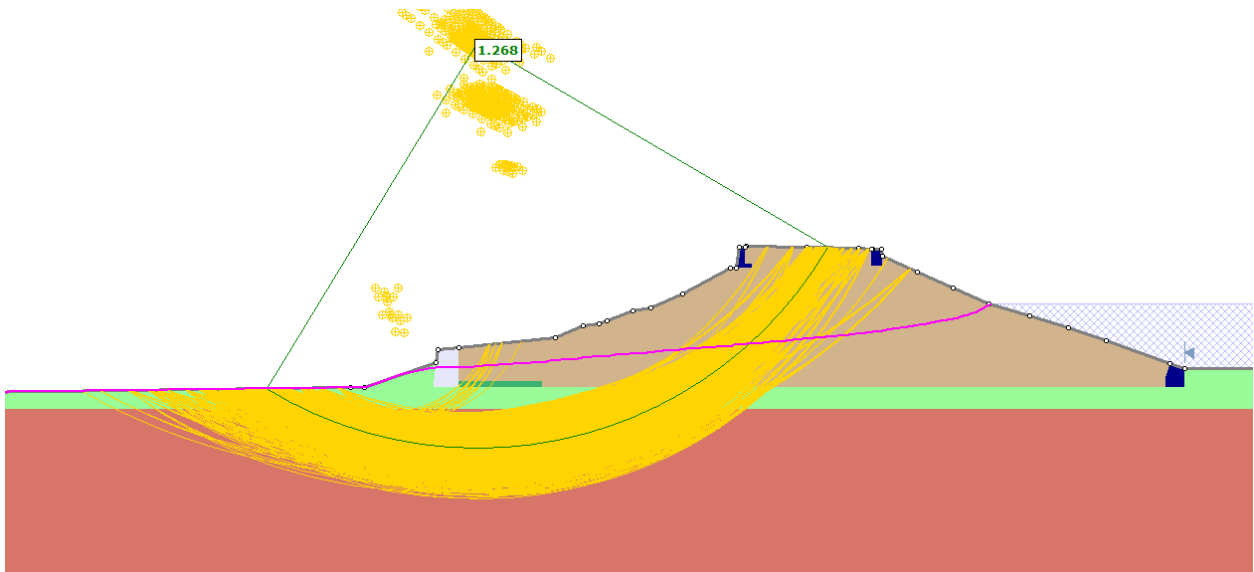


Figura 8-27: Diga di Case Miais, Sezione 4\_CM, stato attuale - Analisi di stabilità globale in condizione statica con invaso alla quota di massimo invaso – superfici con  $ODF < 1.4$

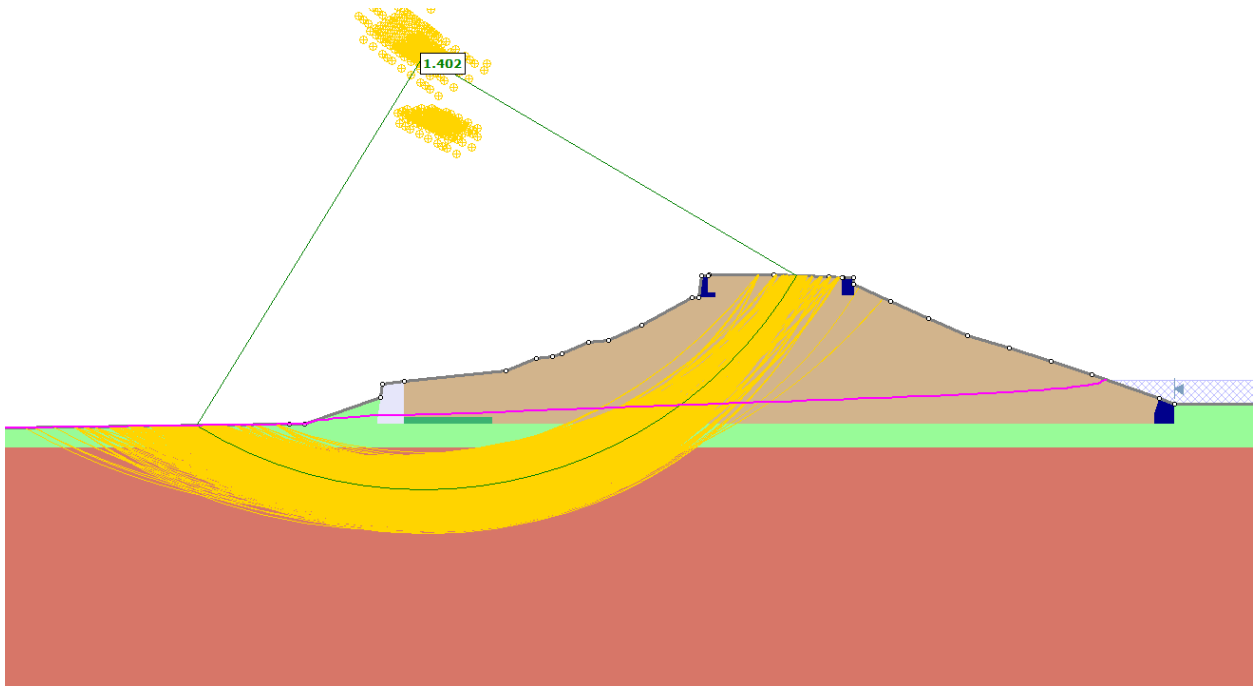


Figura 8-28: Diga di Case Miais, Sezione 4\_CM, stato attuale - Analisi di stabilità globale in condizione statica con invaso alla quota di massima regolazione – superfici con  $ODF < 1.5$

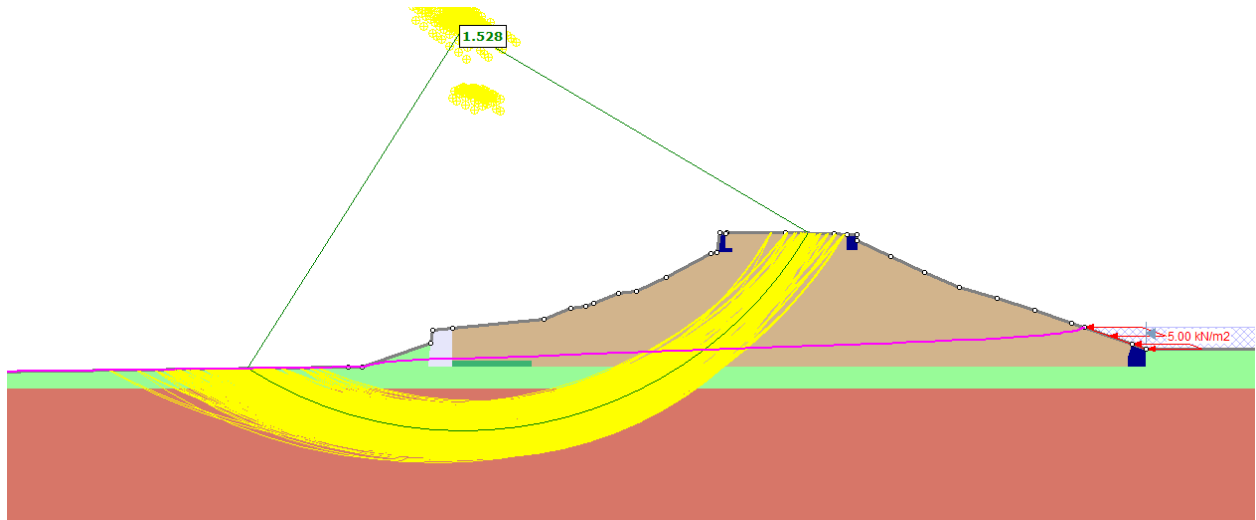


Figura 8-29: Diga di Case Miais, Sezione 4\_CM, stato attuale - Analisi di stabilità globale in condizione sismica con invaso alla quota di massima regolazione – superfici con  $ODF < 1.6$



## ALLEGATO 1: OUTPUT DI CALCOLO