

REGIONE



CALABRIA

REGIONE CALABRIA  
DIPARTIMENTO INFRASTRUTTURE,  
LAVORI PUBBLICI, MOBILITÀ

Salvaguardia litorale costiero di Calopezzati (CS)"  
(CODICE RENDIS 18IR954/G1) CUP  
J23B18000330001 CIG 8181775651 nel Comune di  
Calopezzati (CS) I° LOTTO

PROGETTO DEFINITIVO

INDICE	DATA	MODIFICHE	DISEGN.	CONTR.	APPROV.
<b>RELAZIONE TECNICA</b>					
I PROGETTISTI: Dott.ssa Ing. Beatrice Majone Dott. Ing. Paolo Atzeni Dott. Ing. Salvatore Falco			GEOLOGO: Dott. Geol. Teodoro Aldo Battaglia ARCHEOLOGO: Dott. Amedeo Brusco BIOLOGA: Dott. ssa Agnese Cipriano		SCALA:  DISEGNO:  <b>CLP 2.02</b>
			 Dott. Ing. Salvatore Falco 		  Giugno 2022



## INDICE

<b>1. PREMESSE .....</b>	<b>2</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
2.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI .....	4
2.2 NORME NAZIONALI .....	4
2.3 NORME E RACCOMANDAZIONI INTERNAZIONALI .....	4
<b>3. DATI METEOMARINI.....</b>	<b>5</b>
3.1 INNALZAMENTO DEL LIVELLO MEDIO DEL MARE .....	5
3.2 MOTO ONDOSO .....	6
<b>4. OPERE DI INTERVENTO .....</b>	<b>10</b>
4.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI INTERVENTO .....	10
4.2 DIMENSIONAMENTO DELLA MANTELLATA .....	11
4.2.1 <i>Formula di Hudson</i> .....	11
4.2.2 <i>Accettabilità dei danni alle mantellate</i> .....	12
4.2.3 <i>Formula di Van der Meer</i> .....	12
4.2.4 <i>Calcolo della pezzatura dei massi di mantellata</i> .....	14
4.2.5 <i>Materiali</i> .....	15
<b>5. VERIFICHE GEOTECNICHE DI STABILITA' .....</b>	<b>16</b>
5.1 CODICE E METODO DI CALCOLO UTILIZZATI .....	16
5.2 DISCONTINUITÀ LITOSTRATIGRAFICHE.....	18
5.3 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....	19
5.4 CRITERI DI VERIFICA.....	20
5.4.1 <i>SLU di tipo geotecnico (GEO)</i> .....	20
5.4.2 <i>SLU in condizioni sismiche (SLU-EQK)</i> .....	21
5.5 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI .....	22
5.6 ANALISI DI STABILITÀ .....	22
<b>ALLEGATI.....</b>	<b>29</b>



## 1. PREMESSE

La presente relazione tecnica è stata redatta a corredo del progetto definitivo delle opere di protezione del litorale di Calopezzati in Provincia di Cosenza, primo stralcio ed è basata sul progetto di fattibilità tecnico economica redatto dal Comune di Calopezzati del 2016.

Il progetto di Fattibilità Tecnico Economica prevede la realizzazione di cinque pennelli di circa 50-60 m distanziati di circa 100-150 m a partire da circa 150 m verso SSE dalla foce del Torrente Fiumarella. Il progetto prevede anche un ripascimento dell'arenile con un tasso di ripascimento di circa 40 m<sup>3</sup> per metro di litorale per un avanzamento della linea di riva previsto di circa 18 m.

A monte delle scelte progettuali del progetto di FTE è stato redatto uno studio dall'Università della Calabria a cura del Prof. Ing F. Aristodemo che ha analizzato accuratamente e dettagliatamente tutti gli aspetti idraulici, marittimi, morfologici e morfodinamici applicando un modello di evoluzione del litorale che ha portato alla definizione della configurazione di intervento.

Il presente progetto ha ripreso e analizzato lo studio del Prof. Aristodemo adottando la soluzione concordata anche nel progetto di FTE ma adattando le strutture di difesa alle attuali conformazioni del fondale.

A seguito del tempo intercorso tra la redazione del progetto di FTE e dell'assegnazione del presente Progetto Definitivo essendosi modificate le condizioni morfologiche del fondale e peraltro essendosi modificati prezzi ufficiali in consistente aumento, come concordato con la stazione Appaltante durante le riunioni del 07/04/2022 e del 17/05/2022 l'opera è stata ridimensionata stralciando dal progetto un pennello ed il ripascimento.

Al fine di non intaccare l'efficacia dell'opera globale e al fine mantenere la continuità con l'opera del secondo lotto che prevede altri 5 pennelli verso Sud si è optato per lo stralcio del primo pennello verso Nord in prossimità della destra Idraulica del Torrente Fiumarella.

Nella presente relazione tecnica viene descritto il dimensionamento dei pennelli facendo riferimento ed elaborando i dati di progetto riportati nelle relazioni del Prof. Aristodemo alle quali si rimanda per dettagli e approfondimento.



Il presente elaborato presenta, infine, le analisi di stabilità globale eseguite su ciascuno dei pennelli di seguito presentati. Le analisi di stabilità sono state eseguite tramite codice di calcolo Plaxis ed applicando il metodo dell'equilibrio limite.



## 2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

### 2.1 **Leggi, decreti e circolari**

- D.M. 14.1.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni”.
- DECRETO 17 gennaio 2018 . Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»
- Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 – “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.1.2008.

### 2.2 **Norme nazionali**

- UNI EN 206-1/2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”
- Ministero dei Lavori Pubblici, Consiglio Nazionale Ricerche, 1996: “Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime”.
- Circ. Min. LL.PP. 4 luglio 1996, n. 156 AA.GG./S.T.C.: “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996”.

### 2.3 **Norme e raccomandazioni internazionali**

- UNI EN 1997-1:2005 – “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali”.
- UNI EN 1998-5:2005 – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- BRITISH STANDARD BS 6349-1:1988 - Maritime structures - Part 3: Design of dry docks, locks, slipways and shipbuilding berths, shiplifts and dock and lock gates.
- Ministero dei Lavori Pubblici, Consiglio Nazionale Ricerche, 1996: “Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime”.
- J.W. Van Der Meer, Stability of Breakwater Armour Layers - Design Formulae, Coastal Engineering, 11 (1987) pg 219-239
- Shore Protection Manual (SPM), 1984, 4th ed., U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, U.S. Government Printing Office, Washington, DC.
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE), 2003, Coastal Engineering Manual (CEM), Pub Number EM 110-2-1100, Part VI.
- The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition), 2007, CIRIA; CUR, CETMEF; C683, CIRIA, London.



### 3. DATI METEOMARINI

#### 3.1 Innalzamento del livello medio del mare

Per quanto riguarda il livello medio del mare da utilizzare come dato di input per la progettazione si fa riferimento alla relazione meteomarina dello studio redatto dal Prof. Aristodemo.

Nella relazione di cui sopra si calcola il sovrizzo del livello medio del mare come sovrapposizione degli effetti indotti dagli eventi dovuti all'azione del moto ondoso (wave setup), all'azione del vento (wind setup), all'effetto barico inverso e alla marea astronomica. A questi si aggiunge anche l'effetto dell'innalzamento globale dei mari che attualmente è diventato argomento di attualità a livello internazionale e consuetudine considerare nel calcolo delle opere marittime con un tempo di vita utile di almeno 30 anni.

- Wave Setup = 0.55 m
- Storm Surge = 0.05 m
- Effetto barico inverso = 0.14 m
- Marea Astronomica = 0.15 m

Si tenga conto che, mentre il *wave setup*, lo *storm surge* e l'effetto barico sono degli eventi dipendenti dalle condizioni meteo e quindi è ammesso considerare la probabilità di accadimento con lo stesso tempo di ritorno, la marea astronomica non dipende dal meteo pertanto risultando un evento indipendente si considera con un  $T_r$  di un anno.

Per quanto riguarda il dato relativo al *Sea Level Rise* si è fatto riferimento allo studio globale redatto dalla NASA che tiene conto della previsione, fino al 2150, dell'innalzamento del livello dei mari. Per il mare Ionio la previsione è di circa 37 cm di innalzamento sull'attuale livello del mare.

- Sea Level Rise = 0.37 m

**Si prevede quindi un dimensionamento dell'opera tenendo conto di una elevazione di circa 1.26 m.**



### 3.2 Moto ondosso

Nello studio meteomarinario dell'Università il calcolo dell'onda di progetto è stato fatto sulla base di differenti fonti di dati. In particolare sono stati elaborati i dati rilevati dell'ondametro di Crotona (distante circa 74 km, 40 miglia) e i dati di un ondametro virtuale posto a circa 58 km (30 miglia) dal sito di Calopezzati a cui sono riferiti i dati di hindcasting del modello WAM alimentato dai dati del ECMWF.

Entrambi i dataset sono stati trasposti geograficamente facendo riferimento alle lunghezze dei fetch efficaci dei siti di origine e di destinazione.

L'elaborazione riportata nel report meteomarinario dell'Università riporta la seguente tabella degli eventi estremi al largo:

Tabella 1 Eventi estremi direzionali a prefissato tempo di ritorno al largo del paraggio di Calopezzati (dati elaborati dal punto ERA5)

T (anni)	Settore 345°-15°			Settore 15°-45°			Settore 75°-105°			Settore omnidirezionale		
	Hs (m)	Tm (s)	Tp (s)	Hs (m)	Tm (s)	Tp (s)	Hs (m)	Tm (s)	Tp (s)	Hs (m)	Tm (s)	Tp (s)
10	4.26	5.66	7.96	3.95	5.51	7.75	3.58	5.32	7.48	4.41	5.73	8.05
25	4.40	5.73	8.04	4.17	5.62	7.89	3.67	5.37	7.55	4.59	5.82	8.17
50	4.49	5.77	8.10	4.31	5.69	7.99	3.74	5.41	7.60	4.73	5.88	8.25
100	4.58	5.81	8.16	4.44	5.75	8.07	3.80	5.44	7.64	4.86	5.93	8.33

Tali eventi estremi sono stati propagati sottocosta con un modello di diffrazione e rilevati in tre differenti punti (A, B, C) per ottenere le seguenti tabelle:



Tabella 2 Eventi estremi direzionali di moto ondoso sottocosta con T = 10, 25, 50 e 100 anni (-10 m nel punto A)

T (anni)	Settore	LARGO				SOTTOCOSTA (-10 m, punto A)					
		Dir (°N)	H <sub>s</sub> (m)	T <sub>m</sub> (s)	T <sub>p</sub> (s)	Δα (°)	Dir (°N)	H <sub>s</sub> (m)	T <sub>m</sub> (s)	T <sub>p</sub> (s)	ΔH <sub>s</sub> (%)
10	345°-15°N	0	4.26	5.66	7.96	4.23	4.23	3.59	2.85	7.96	15.73
25	345°-15°N	0	4.40	5.73	8.04	4.87	4.87	3.62	3.01	8.04	17.73
50	345°-15°N	0	4.49	5.77	8.10	5.41	5.41	3.65	3.15	8.10	18.77
100	345°-15°N	0	4.58	5.81	8.16	5.81	5.81	3.67	3.25	8.16	19.97
10	15°-45°N	30	3.95	5.51	7.75	6.94	36.94	3.75	5.83	7.75	5.10
25	15°-45°N	30	4.17	5.62	7.89	7.18	37.18	3.94	5.99	7.89	5.43
50	15°-45°N	30	4.31	5.69	7.99	7.37	37.37	4.07	6.12	7.99	5.60
100	15°-45°N	30	4.44	5.75	8.07	7.53	37.53	4.18	6.24	8.07	5.81
10	75°-105°N	90	3.58	5.32	7.48	-7.49	82.51	3.10	5.33	7.48	13.24
25	75°-105°N	90	3.67	5.37	7.55	-7.64	82.36	3.17	5.38	7.55	13.73
50	75°-105°N	90	3.74	5.41	7.60	-7.74	82.26	3.22	5.41	7.60	13.88
100	75°-105°N	90	3.80	5.44	7.64	-7.83	82.17	3.26	5.44	7.64	14.11
10	omnidirezionale	60	4.41	5.73	8.05	-0.81	59.19	4.00	5.99	8.05	9.21
25	omnidirezionale	60	4.59	5.82	8.17	-0.86	59.14	4.16	6.14	8.17	9.45
50	omnidirezionale	60	4.73	5.88	8.25	-0.88	59.12	4.27	6.25	8.25	9.72
100	omnidirezionale	60	4.86	5.93	8.33	-0.90	59.10	4.36	6.35	8.33	10.30

Tabella 3 Eventi estremi direzionali di moto ondoso sottocosta con Tr = 10, 25, 50 e 100 anni (-10 m nel punto B)

T (anni)	Settore	LARGO				SOTTOCOSTA (-10 m, punto B)					
		Dir (°N)	H <sub>s</sub> (m)	T <sub>m</sub> (s)	T <sub>p</sub> (s)	Δα (°)	Dir (°N)	H <sub>s</sub> (m)	T <sub>m</sub> (s)	T <sub>p</sub> (s)	ΔH <sub>s</sub> (%)
10	345°-15°N	0	4.26	5.66	7.96	1.63	1.63	3.81	2.84	7.96	10.56
25	345°-15°N	0	4.40	5.73	8.04	2.04	2.04	3.85	3.01	8.04	12.48
50	345°-15°N	0	4.49	5.77	8.10	2.40	2.40	3.89	3.16	8.10	13.42
100	345°-15°N	0	4.58	5.81	8.16	2.67	2.67	3.91	3.26	8.16	14.61
10	15°-45°N	30	3.95	5.51	7.75	3.75	33.75	3.62	5.70	7.75	8.41
25	15°-45°N	30	4.17	5.62	7.89	3.91	33.91	3.80	5.83	7.89	8.77
50	15°-45°N	30	4.31	5.69	7.99	4.02	34.02	3.93	5.94	7.99	8.91
100	15°-45°N	30	4.44	5.75	8.07	4.12	34.12	4.04	6.04	8.07	8.99
10	75°-105°N	90	3.58	5.32	7.48	-8.35	81.65	3.31	5.50	7.48	7.42
25	75°-105°N	90	3.67	5.37	7.55	-8.51	81.49	3.39	5.55	7.55	7.80
50	75°-105°N	90	3.74	5.41	7.60	-8.63	81.37	3.44	5.59	7.60	7.88
100	75°-105°N	90	3.80	5.44	7.64	-8.73	81.27	3.49	5.62	7.64	8.06
10	omnidirezionale	60	4.41	5.73	8.05	-2.73	57.27	4.20	6.20	8.05	4.78
25	omnidirezionale	60	4.59	5.82	8.17	-2.85	57.15	4.35	6.38	8.17	5.40
50	omnidirezionale	60	4.73	5.88	8.25	-2.94	57.06	4.44	6.51	8.25	6.02
100	omnidirezionale	60	4.86	5.93	8.33	-3.02	56.98	4.52	6.64	8.33	6.93



Tabella 4 Eventi estremi direzionali di moto ondoso sottocosta con T = 10, 25, 50 e 100 anni (-10 m nel punto C)

T (anni)	Settore	LARGO				SOTTOCOSTA (-10 m, punto C)					
		Dir (°N)	H <sub>s</sub> (m)	T <sub>m</sub> (s)	T <sub>p</sub> (s)	Δα (°)	Dir (°N)	H <sub>s</sub> (m)	T <sub>m</sub> (s)	T <sub>p</sub> (s)	ΔH <sub>s</sub> (%)
10	345°-15°N	0	4.26	5.66	7.96	3.04	3.04	3.58	2.89	7.96	16.04
25	345°-15°N	0	4.40	5.73	8.04	3.58	3.58	3.61	3.06	8.04	17.87
50	345°-15°N	0	4.49	5.77	8.10	4.06	4.06	3.64	3.21	8.10	18.89
100	345°-15°N	0	4.58	5.81	8.16	4.43	4.43	3.66	3.32	8.16	20.04
10	15°-45°N	30	3.95	5.51	7.75	7.01	37.01	3.64	5.76	7.75	7.83
25	15°-45°N	30	4.17	5.62	7.89	7.32	37.32	3.82	5.92	7.89	8.47
50	15°-45°N	30	4.31	5.69	7.99	7.56	37.56	3.93	6.05	7.99	8.88
100	15°-45°N	30	4.44	5.75	8.07	7.77	37.77	4.03	6.18	8.07	9.31
10	75°-105°N	90	3.58	5.32	7.48	-7.33	82.67	3.14	5.38	7.48	12.11
25	75°-105°N	90	3.67	5.37	7.55	-7.45	82.55	3.21	5.43	7.55	12.55
50	75°-105°N	90	3.74	5.41	7.60	-7.53	82.47	3.26	5.46	7.60	12.68
100	75°-105°N	90	3.80	5.44	7.64	-7.60	82.40	3.31	5.49	7.64	12.89
10	omnidirezionale	60	4.41	5.73	8.05	0.45	60.45	4.05	6.14	8.05	8.10
25	omnidirezionale	60	4.59	5.82	8.17	0.46	60.46	4.18	6.33	8.17	8.90
50	omnidirezionale	60	4.73	5.88	8.25	0.47	60.47	4.27	6.46	8.25	9.67
100	omnidirezionale	60	4.86	5.93	8.33	0.47	60.47	4.34	6.59	8.33	10.68

Nonostante i punti siano molto vicini e siano pressoché equivalenti per quanto riguarda i valori delle altezze d'onda estreme, si farà riferimento ai risultati del punto dove l'altezza è maggiore per 50 anni di tempo di ritorno per definire i dati di progetto.

Per quanto riguarda la direzione di provenienza delle mareggiate si preferisce non tenere conto del calcolo omnidirezionale in quanto non sono idonei data la forte variabilità del fetch lungo i vari raggi con diverse inclinazioni. Si considera pertanto l'onda con il valore maggiore definita con Tr 50, ovvero l'onda proveniente dal settore di 15-45°N nel punto A con altezza significativa di 4.07 m

Considerando che la massima profondità alla quale sono fondati i pennelli è a circa 3.50 m e che il sovrizzo di tempesta (vedi par.3.1) è di 1.26 m si avrà che l'onda si propaga su un tirante di 4.76 m per il quale si adotta il criterio di Munk per il frangimento.



Il criterio di Munk esprime  $H_s$  al frangimento ( $H_{sb}$ ) pari al 78% del tirante d'acqua, pertanto:

$$\frac{H_b}{d_b} = 0.78$$

Dove  $H_b$  è l'altezza d'onda al frangimento;

$d_b$  è la profondità al frangimento

con  $d_b = 4.76$  m si ha:

$$H_b = 3.7 \text{ m}$$

Con l'adozione di criteri più complessi e precisi che necessitano però di maggiori dati riguardo al moto ondoso incidente ed il fondale, come ad esempio il criterio di Goda, si hanno nella fattispecie valori molto prossimi al valore ottenuto pertanto si considera adeguato e maggiormente conservativo il criterio di Munk ed il relativo risultato ottenuto.

**L'altezza d'onda di progetto è pertanto:**

$$H_{sb} = 3.7 \text{ m}$$

con

$$T_p = 7.99 \text{ s}$$



## 4. OPERE DI INTERVENTO

### 4.1 Descrizione delle opere di intervento

L'intervento consiste in una serie di 4 pennelli circa normali a riva.

- Il primo pennello è posizionato a circa 240 m dalla foce del T.Fiumarella ha un aggetto di circa 60 m dalla linea di riva alla intersezione della scogliera di testata con il medio mare e la testa è fondata ad una profondità di circa 3.45 m s.l.m.m.;
- Il secondo pennello è posizionato a circa 100 dal primo, ha un aggetto di circa 50 m dalla linea di riva alla intersezione della scogliera di testata con il medio mare e la testa è fondata a circa 3.6 m s.l.m.m.;
- Il terzo pennello è posizionato a circa 150 dal secondo, ha un aggetto di circa 56 m dalla linea di riva alla intersezione della scogliera di testata con il medio mare e la testa è fondata a circa 3.3 m s.l.m.m.;
- Il quarto pennello è posizionato a circa 100 dal terzo, ha un aggetto di circa 60 m dalla linea di riva alla intersezione della scogliera di testata con il medio mare e la testa è fondata a circa 3.2 m s.l.m.m.;

I pennelli sono realizzati in massi naturali con una sezione trapezia con sponde con scarpa 2h/1v, hanno una sommità a quota 2.30 m s.l.m.m. ad una larghezza della cresta di 5.18 m. L'impronta massima della scogliera (in corrispondenza delle profondità di imbasamento più elevate (circa 3 m) è di circa 26 m.

La radice dei pennelli è "ammorsata" nella spiaggia emersa fino ad una quota di battigia di circa 1.8 m s.l.m.m.. Tale ammorsamento garantirà che durante le mareggiate più forti la radice non venga aggirata dal moto ondoso innescando dannosi fenomeni di bypass della corrente e quindi di erosione proprio nella spiaggia emersa.

I pennelli sono costituiti da un nucleo che si estende lateralmente anche sotto la mantellata costituito da massi naturali da 100 a 700 kg. La base del nucleo, data la natura del sedimento di fondo e dei massi dell'intervento è prevista compenetrarsi nel fondale per circa 0.50 m. La sommità del nucleo è prevista con una larghezza di almeno 4.00 m e ad una quota s.l.m.m. di -0.20 m in maniera tale da poter

sfruttare la sommità per il passaggio dei mezzi per la realizzazione del pennello. In fase di cantiere, data la pezzatura dei massi del nucleo, la sommità dovrà essere spianata e intasata da materiale più fine per permettere la movimentazione di mezzi gommati.

La mantellata si erge a rivestimento del nucleo con un doppio strato di massi naturali con  $M_{50}$  pari a 4.300 kg (42.2 kN) quindi nella III categoria da 3000 a 7000 kg.

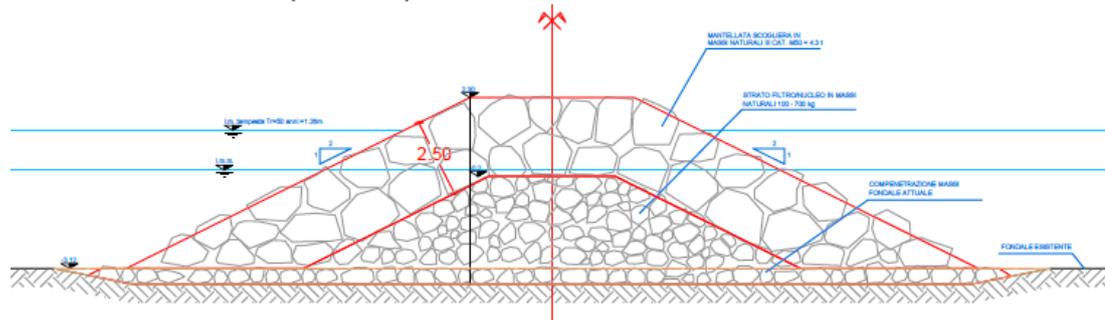


Figura 1 Sezione tipo dei pennelli

## 4.2 Dimensionamento della mantellata

Il dimensionamento degli scogli della mantellata è stato fatto seguendo una prima fase di predimensionamento con la formula di Hudson ed una seconda fase con l'implementazione delle formule di Van Der Meer. Le due formule appaiono congruenti.

### 4.2.1 Formula di Hudson

La formula di Hudson recita:

$$M_{50} = \frac{\rho_c H_s^3}{(K_D \cot \alpha) \Delta^3}$$

dove:

- $M_{50}$  è la massa dell'elemento lapideo medio;
- $\rho_c$  è il peso specifico del materiale lapideo ( $25.4 \text{ kN/m}^3$ );
- $\Delta$  è  $((\rho_c/\Delta_a)-1)$
- $\rho_a$  è il peso specifico dell'acqua ( $10.02 \text{ kN/m}^3$ );
- $\cot \alpha$  è il rapporto di scarpa (orizzontale/verticale)
- $K_D$  è il coefficiente di stabilità dell'elemento.



Il calcolo con la formula di Hudson non tiene conto della riduzione del peso dovuta alla trascinabilità dell'opera nè tanto meno del fatto che può essere accettato un certo grado di danneggiamento.

Si procede pertanto all'applicazione della formula di Van Der Meer.

#### 4.2.2 Accettabilità dei danni alle mantellate

La verifica del possibile danneggiamento delle mantellate viene effettuata con la formula di Van der Meer nella quale il livello di danno è caratterizzato dal parametro **S**. Tale parametro è definito come il numero di quadrati di lato  $D_{n50}$ , che è contenuto nell'area di erosione ( $A_e$ ) valutata sulla sezione trasversale della diga ( $S = A_e/D_{n50}^2$ ) oppure come il numero di massi cubici di lato  $D_{n50}$  erosi in una fascia di struttura di larghezza pari a  $D_{n50}$ .

Si riportano di seguito i valori assunti da "S" in funzione della pendenza della sezione ( $\cot\alpha$ , per mantellata in doppio strato).

Tabella 5 Valori di S in funzione della pendenza della sezione

$\cot\alpha$	Danno incipiente	Danno moderato	Strato di filtro visibile
1.5 ÷ 2	2	4	8
3	3	8	12

Il livello di danno di 2÷3 corrisponde alla condizione di "non danno" di Hudson che, per definizione, corrisponde ad un danno inferiore al 5%.

Il danno e le variazioni di profilo dell'opera dipendono dalla durata della mareggiata.

Nel dimensionamento della scogliera definitiva si è stabilito di:

garantire  $S = 2$  per scogliere definitive

accettare  $S = 3$  per scogliere provvisorie

Nella fattispecie è possibile accettare un S superiore a 3 in quanto è auspicabile un leggero rimodellamento della scogliera che potrà oltre che garantire una maggiore stabilità della stessa anche una risagomatura ambientalmente più compatibile e più efficace nella dissipazione dell'energia del moto ondoso.

#### 4.2.3 Formula di Van der Meer

La formula di Van der Meer esprime il peso medio dei massi necessario a garantire la stabilità di mantellate di assegnata geometria sotto l'azione del moto ondoso: la valutazione del peso dei massi necessari per realizzare le varie parti costituenti le



strutture previste può essere effettuata stimando il numero di stabilità  $N_s$ , e da questo il peso del masso  $W_{50}$  tramite la formula:

$$M_{50} = \gamma_s H_s^3 / \left[ N_s^3 \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \right], \text{ ovvero} \quad N_s = \frac{H_s}{\left( \frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) D_{50}}$$

dove  $\gamma_s$  indica il peso specifico del materiale lapideo,  $\gamma_w$  il peso specifico dell'acqua marina,  $H_s$  l'onda significativa di progetto incidente direttamente sull'opera,  $M_{50}$  e  $D_{50}$  rispettivamente il peso ed il diametro relativo al 50% del passante in peso.

In caso di *altezza d'onda limitata dal frangimento* (Van der Mer, 1992), è più corretto valutare un numero di stabilità riferito direttamente all'onda massima, piuttosto che risalire a questa tramite l'onda significativa.

Il numero di stabilità legato all'onda che è mediamente responsabile del danneggiamento è:

$$N_{s2\%} = \frac{H_{2\%}}{\left( \frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) D_{50}}$$

$$N_{s2\%} = 8.7 P^{0.18} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad \text{per frangimento tipo plunging}$$

$$N_{s2\%} = 1.4 P^{-0.13} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P \quad \text{per frangimento tipo surging}$$

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_m^2}}}$$

dove  $H_{2\%}$  è l'altezza d'onda media calcolata sul 2% delle onde più alte (con buona approssimazione l'altezza dell'onda frangente in acque basse),  $P$  un fattore di permeabilità della struttura pari a 0.5 nelle opere con nucleo e 0.6 in quelle che ne sono prive,  $S$  il grado di danneggiamento ( $S = 2$  equivale ad assumere che non è ammesso alcun danneggiamento),  $N$  il numero di onde della mareggiata,  $\cot \alpha$  la scarpa del paramento dell'opera e  $\xi_m$  il parametro di Iribarren.

Van der Meer consiglia di assumere il valore in funzione di un valore critico del parametro di Iribarren:

$$\xi_{m,c} = \left( 6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right)^{\frac{1}{(P+0.5)}}$$

Le formule di Van der Meer sono implementate in un foglio di calcolo proprietario verificato e calibrato in oltre 20 anni di attività specialistica e validato mediante il confronto con il codice di calcolo BreakWAT sviluppato da Delft WL.

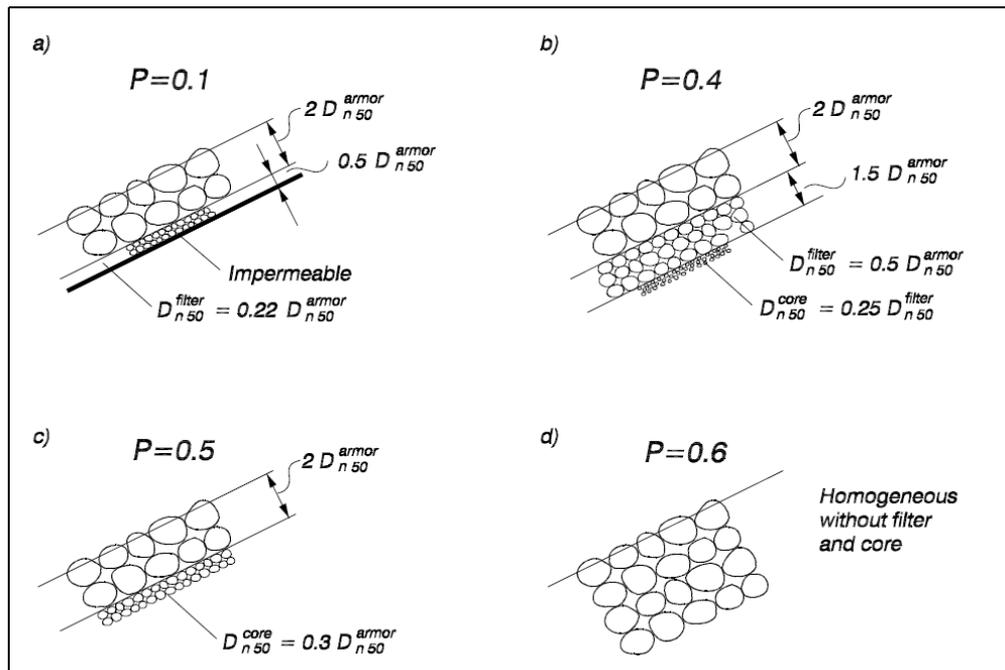


Figura 2 Coefficienti di permeabilità (VAN DER MEER 1988)

#### 4.2.4 Calcolo della pezzatura dei massi di mantellata

Con l'applicazione della formula di Van Der Meer con grado di danneggiamento 2 e considerando una scarpa della mantellata di  $2h/1v$ , una porosità di 0.6, un numero di onde della mareggiata pari a 4000 si ha:

$$M_{50} = 6'400 \text{ kg}$$

che corrisponde ad un  $D_{50}$  pari a circa 1.35 m .

Considerando che la quota della cresta della scogliera è di 2.30 e che il livello di tempesta + a +1.26 m s.l.m.m. si ha che il bordo libero è di 1.04 m pertanto la scogliera si comporta come una cosiddetta Low Crested Structure (si usa l'acronimo LCS per indicare le strutture a cresta bassa) ed è possibile calcolare un fattore correttivo per la riduzione della dimensione dei massi dovuto alla tracimazione. Tale fattore di riduzione del diametro medio calcolato è di:  $f = 0.872$  e il corrispettivo coefficiente di riduzione di mass è:  $g = 0.664$

Si ha pertanto un diametro  $D_{50} = 1.18$  m ed una  $M_{50}$  corrispondente pari a : 4.274. kg che si approssimano per eccesso a 4'300 kg quindi massi di **III categoria**, ovvero da **3000 a 7000 kg**.



#### 4.2.5 Materiali

I materiali previsti per l'intervento della scogliera sono esclusivamente materiali lapidei. La pezzatura degli elementi come si vedrà in seguito è della III categoria ovvero tra i 3000 ed i 7000kg.

I massi naturali per scogliera devono essere costituiti da pietra dura e compatta, priva di cappellaccio, e dotata di caratteristiche conformi alle norme per l'accettazione delle pietre naturali da costruzione di cui al R. D. 16 novembre 1939 n° 2232. Essi devono rispondere ai requisiti essenziali di compattezza, omogeneità, durabilità, essere esenti da giunti, fratture e piani di sfaldamento, e risultare inoltre inalterabili all'acqua di mare e al gelo; il peso specifico non deve essere inferiore a 2.5 t/m<sup>3</sup>.

Le prove di resistenza del materiale alla compressione, all'abrasione, alla salsedine marina e alla gelività, che la Direzione dei lavori riterrà di disporre, saranno effettuate a carico dell'Appaltatore, seguendo le norme in vigore per l'accettazione delle pietre naturali da costruzione.

In particolare devono essere rispettati i seguenti limiti:

- resistenza alla compressione  $\geq 500$  kg/cm<sup>2</sup>;
- coefficiente di usura  $\leq 1,5$  mm;
- coefficiente di imbibizione:  $\leq 4\%$ ;
- resistenza chimica (ASTMC - 88 - 5 cicli solfato di sodio): perdita  $\leq 10\%$ ;
- gelività.

Nell'ambito della categorie di massi per mantellate, almeno il 50% in peso di materiale deve avere un peso superiore a P, essendo P il peso medio caratteristico della categoria risultante dai calcoli di stabilità. I singoli elementi non devono presentare notevoli differenze tra le tre dimensioni e resta pertanto stabilito che la loro forma è definita dai rapporti di appiattimento b/a e di allungamento c/b (con a, b, c, i lati del prisma involuppo e  $a > b > c$ ), che devono sempre avere valori superiori a 2/3. Il grado di arrotondamento degli spigoli viene definito qualitativamente e corrisponderà almeno alla classe "vivi" o "quasi vivi".

Il materiale lapideo per opere marittime potrà provenire anche dal salpamento delle opere esistenti, purché privo di frazioni limose o argillose e di sostanze organiche.



## 5. VERIFICHE GEOTECNICHE DI STABILITA'

Di seguito vengono presentate le analisi di stabilità delle opere di progetto sopra definite e dimensionate. Le analisi sono state eseguite tramite codice di calcolo Plaxis, applicando il metodo dell'equilibrio limite per la definizione del fattore di sicurezza minimo.

### 5.1 Codice e metodo di calcolo utilizzati

Plaxis LE (versione 2021) permette l'analisi della stabilità globale dell'insieme opera-terreno applicando il metodo dell'equilibrio limite, che consiste nella definizione ed individuazione di possibili superfici di scivolamento critiche che potrebbero coinvolgere l'opera ed il terreno di fondazione, e permette la definizione dell'equilibrio allo scivolamento del cuneo di materiali soprastanti, considerati come un corpo rigido. Il metodo dell'equilibrio limite si basa sulle seguenti ipotesi:

- Il coefficiente di sicurezza viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio e lo sforzo di taglio mobilitato lungo l'ipotetica superficie di scivolamento;
- Il coefficiente di sicurezza (FS) è costante in tutti i punti appartenenti alla possibile superficie di scivolamento;
- La legge costitutiva lungo la superficie di rottura è assunta rigida-perfettamente plastica;
- Deformazioni piane.

Plaxis permette la definizione geometrica dell'area bidimensionale da sottoporre a verifica di stabilità, alla quale è necessario associare le principali grandezze geotecniche ed associare ad ogni materiale la propria legge costitutiva.

Operativamente, per la definizione del fattore di sicurezza, si effettua il rapporto tra le tensioni di taglio, o forze destabilizzanti, e la resistenza disponibile. Tale operazione viene eseguita tramite l'applicazione di metodi di calcolo che prevedono la suddivisione del pendio in conci e, per ognuno di essi, vengono analizzate le forze in gioco per poi definire l'equilibrio del sistema applicando le tipiche equazioni della statica.

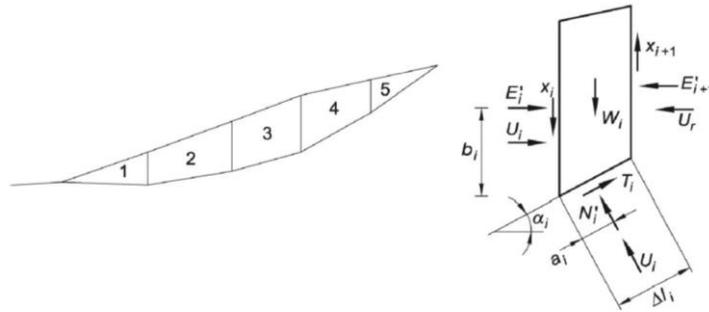


Figura 3 Schema applicativo del metodo dei concii

In riferimento alla figura 3, per ogni concio è necessario definire:

- La forza peso  $W$ ;
- Lo sforzo tangenziale alla superficie di scorrimento,  $T$ ;
- Lo sforzo normale alla superficie di scorrimento,  $N$ ;
- Le forze normali alla parete verticale del concio,  $E$ ;
- Le forze tangenziali alla parete laterale del concio,  $X$ ;
- Il contributo della spinta dovuto alle pressioni interstiziali,  $U$ ;
- Il contributo della pressione neutra a destra e a sinistra del singolo concio,  $U_l$  e  $U_r$ ;
- La pendenza del concio considerato,  $\alpha$ .

Se con "n" indichiamo il numero totali dei concii possiamo definire:

- n forze  $N'$  (intese come sforzo efficace);
- n-1 forze  $X$ ;
- n-1 forze  $E$ ;
- n coordinate  $a$  per definire il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci;
- n-1 coordinate  $b$  per definire il punto di applicazione delle forze normali efficaci alle pareti verticali dei concii;
- 1 valore finale di FS

Analizzando il problema, risultano quindi  $5n-2$  incognite in  $3n$  equazioni, attraverso le quali è possibile definire il problema come staticamente indeterminato. A tal proposito i metodi di calcolo permettono la risoluzione del problema statico introducendo ipotesi, quale il metodo di Janbu semplificato.



Tale metodo pone la condizione che le forze verticali agenti sulle superfici dei conci siano trascurabili: i conci interagiscono fra di loro attraverso le sole forze orientate lungo l'orizzontale. Questo metodo, a differenze di altri come per esempio Bishop, consente la verifica di superfici di scivolamento di qualunque forma.

Il metodo calcola l'equilibrio alla traslazione verticale e ricava le forze agenti alla base della striscia in funzione del fattore di sicurezza, ossia la forza normale  $N_i'$  e tangenziale  $T_i'$ . Effettuando il calcolo dell'equilibrio alla traslazione orizzontale si ricava infine il fattore di sicurezza come:

$$FS = \frac{\sum [c' \cdot b_i + (W_i - U_{bi} \cdot \cos \alpha_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi] \cdot \frac{1}{n_{\alpha i}}}{\sum W_i \cdot \operatorname{tg} \alpha_i}$$

Nella quale:

- $c'$  è la coesione efficace;
- $b_i$  è la larghezza della base dell'  $i$ -esimo concio;
- $W_i$  rappresenta il peso dell'  $i$ -esimo concio;
- $U_{bi}$  rappresenta la pressione interstiziale agente alla base dell' $i$ -esimo concio;
- $\alpha_i$  indica l'inclinazione dell' $i$ -esimo concio;
- $\varphi$  è l'angolo di attrito;
- $n_{\alpha i} = \left( \cos \alpha_i + \frac{1}{FS} \operatorname{sen} \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi \right) \cdot \cos \alpha_i$

Il calcolo segue una procedura iterativa partendo, come primo tentativo, da un valore del fattore di sicurezza pari a 1.

## 5.2 Discontinuità litostratigrafiche

Il codice di calcolo, per la restituzione del fattore di sicurezza, utilizza diversi criteri di rottura tra i quali è possibile definire quello di Mohr-Coulomb, sul quale è basata l'analisi dell'opera in esame.

Tale criterio lega le tensioni tangenziali a quelle normali secondo tale relazione:

$$\tau = \sigma' \cdot \operatorname{tan} \varphi + c'$$

nella quale:

- $\tau$  rappresenta lo sforzo tangenziale;



- $\sigma' \cdot \tan \varphi$ , che rappresenta lo sforzo normale moltiplicato per la tangente dell'angolo di attrito;
- $c'$  che rappresenta la coesione efficace.

### 5.3 Modello geotecnico di riferimento

Il modello geotecnico di riferimento è stato definito sulla base delle indagini e della caratterizzazione in sito riportata nell'elaborato "CLP2.03-Relazione Geologica e Sismica", della quale si riporta la caratterizzazione meccanica e l'estensione degli strati definiti. Vengono inoltre definite le caratteristiche meccaniche dei massi definiti durante il dimensionamento delle opere di difesa costiera.

Tabella 6 Unità litotecniche definite

Nome	Prof. [m]	Descrizione	Classificazione AGI
UL1	5.0	Sabbia a granulometria da fine a grossolana	Moderatamente addensato
UL2	10.0	Sabbia ghiaiosa con ciottoli	Moderatamente addensato
UL3	15.2	Sabbia argillosa con ghiaia	Addensato

Alle unità litotecniche sopra definite corrispondono i seguenti parametri geotecnici.

Tabella 7 Parametri geotecnici delle unità litotecniche definite e parametri utilizzati per la modellazione dei pennelli

Nome	Prof. [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$	C' [kPa]	E [MPa]
UL1	5	18	28÷30	0	9÷14
UL2	10.0	19	30÷33	0	13÷18
UL3	15.2	21	31÷35	0	20÷25
Massi I cat.	-	18	42	0	-
Massi III cat.	-	18	45	0	-



## 5.4 Criteri di verifica

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) sono state effettuate in ottemperanza alla normativa nazionale "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018 secondo i criteri sotto riportati.

### 5.4.1 SLU di tipo geotecnico (GEO)

Nella verifica dei pennelli è stata considerata la verifica agli stati limite ultimi di tipo geotecnico nella quale è necessario verificare l'instabilità globale del sistema terreno-opera: nelle verifiche deve essere rispettata la condizione  $E_d \leq R_d$ , ossia che il valore di progetto delle azioni deve essere minore o uguale al valore di progetto di resistenza.

In condizioni statiche i valori di progetto delle azioni ( $E_d$ ) devono essere determinati combinando il valore di azioni che si verificano simultaneamente nel seguente modo:

- Combinazioni per situazioni persistenti e transitorie: valori di progetto delle azioni permanenti  $G_i$  e contemporanea presenza delle azioni variabili  $Q_j$

$$E_d = \sum_i \gamma_{Gi} G_{ik} + \gamma_{Qk} (Q_{1k} + \sum_j \psi_{0j} Q_{jk})$$

Assumendo come coefficienti parziali i valori di seguito indicati

Tabella 8 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente 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



Tabella 9 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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

Tabella 10 Verifiche parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Il caso in esame non presenta, tuttavia, sovraccarichi accidentali da considerare.

Le verifiche sono state infine condotte secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio1, tenendo conto dei coefficienti parziali sopra riportati.

#### 5.4.2 SLU in condizioni sismiche (SLU-EQK)

In condizioni sismiche, i valori di progetto devono essere determinati combinando il valore delle azioni che si verificano simultaneamente nella seguente modalità:

- Combinazioni per situazioni di progetto sismiche (SLU-EQK): valori caratteristici delle azioni permanenti  $G_i$  con i valori frequenti delle azioni variabili  $Q_j$  e con il valore di progetto dell'azione sismica  $A_{ed}$

$$F_d = \sum_i G_{ik} + \gamma_I A_{Ed} + \sum_j \psi_{2j} Q_{jk}$$

Assumendo come coefficienti parziali  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  valori unitari. Per le verifiche sismiche i coefficienti parziali A e M sono tutti pari ad 1.

Vista la presenza di acqua libera è necessario considerare il sovraccarico distribuito dell'acqua dovuto all'effetto idrodinamico, pari a:

$$E_{d,w} = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{h \cdot z}$$

Dove  $k_h$  indica il coefficiente orizzontale sismico,  $\gamma_w$  rappresenta il peso specifico dell'acqua,  $h$  l'altezza del pelo libero e  $z$  indica la coordinata progressiva della profondità del pennello (positiva diretta verso il basso).



## 5.5 Definizione dei parametri sismici

Le analisi sismiche delle opere di progetto sono state condotte applicando il metodo pseudo-statico, che consiste nel sostituire alle azioni dinamiche indotte dal sisma, una forza di inerzia costante (F) valutata come:

- Componente orizzontale:  $F_h = Wk_h$ ;
- Componente verticale:  $F_v = Wk_v$

Dove:

- $W$  rappresenta il peso di volume di terreno potenzialmente instabile;
- $k_h$  e  $k_v$  rappresentano i coefficienti sismici orizzontali e verticali:  $k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g}$  e  $k_v = 0.5k_h$ ;
- $\beta_s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, come da Tab. 7.11.I della normativa vigente;
- $a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima al sito;
- $g$  indica l'accelerazione di gravità.

Come definito nell'elaborato "CLP2.03-Relazione Geologica e Sismica", il suolo appartiene alla categoria di suolo E e presenta  $a_g$  pari a 0.254g, alla quale è necessario applicare i coefficienti di amplificazione stratigrafica (pari a 1.32) e topografica (pari ad 1), definiti rispettivamente in Tab. 3.2.IV e Tab. 3.2.V della normativa vigente.

Applicando tali coefficienti si ottiene un valore di accelerazione massima al suolo pari a 0.335g, dalla quale si perviene ad un valore dei coefficienti di spinta orizzontale e verticale da inserire nella modellazione pari a:

- $k_h = 0.094$
- $k_v = 0.047$

## 5.6 Analisi di stabilità

Di seguito vengono riportate le analisi di stabilità definite con il metodo di Janbu simplified eseguite su ciascun pennello previsto in progetto, dei quali è stata considerata la sezione con maggior estensione laterale. Nelle figure e tabelle successive vengono riportate le verifiche svolte in condizioni statiche e sismiche con indicato il valore del fattore di sicurezza minimo definito.



Il modello di calcolo considera un valore unitario del coefficiente parziale applicato alla resistenza di progetto: per tale motivo, per ottenere il valore del coefficiente di sicurezza come da NTC18, basta applicare il coefficiente R2 al valore di FS ottenuto. Tale valore risulta pari ad 1.1 nell'approccio di progetto in condizioni statiche e 1.2 in condizioni sismiche.

Le analisi sono state infine condotte considerando, come livello idrico, il livello medio del mare ed il livello associato ad una tempesta con tempo di ritorno pari a 50 anni.

Di seguito si riportano le figure relative alle analisi condotte per il pennello 1 con i relativi valori del fattore di sicurezza, seguendo la nomenclatura definita nella tavola di progetto "CLP 2007 – Sezioni trasversali e volumi 3D pennelli".

Dai risultati ottenuti per le analisi di seguito mostrate, le condizioni di stabilità dei pennelli analizzati risultano soddisfatte.

Tabella 11 Verifiche di stabilità geotecniche del pennello 1 - Livello medio mare

<b>Verifiche di stabilità PENNELLO 1 metodo di Janbu simplified – L.M.M</b>	<b>F<sub>s</sub> globale [-]</b>	<b>R<sub>d</sub>/E<sub>d</sub> (A2+M2+R2) [-]</b>
Verifica SLU (GEO) Cond. Statica	1.557	1.133
Verifica SLU-EQK (GEO) Cond. Sismica	1.343	1.119

Tabella 12 Verifiche di stabilità geotecniche del pennello 1 - Livello tempesta TR=50 anni

<b>Verifiche di stabilità PENNELLO 1 metodo di Janbu simplified – L.M. TEMPESTA TR=50</b>	<b>F<sub>s</sub> globale [-]</b>	<b>R<sub>d</sub>/E<sub>d</sub> (A2+M2+R2) [-]</b>
Verifica SLU (GEO) Cond. Statica	1.734	1.262
Verifica SLU-EQK (GEO) Cond. Sismica	1.531	1.276

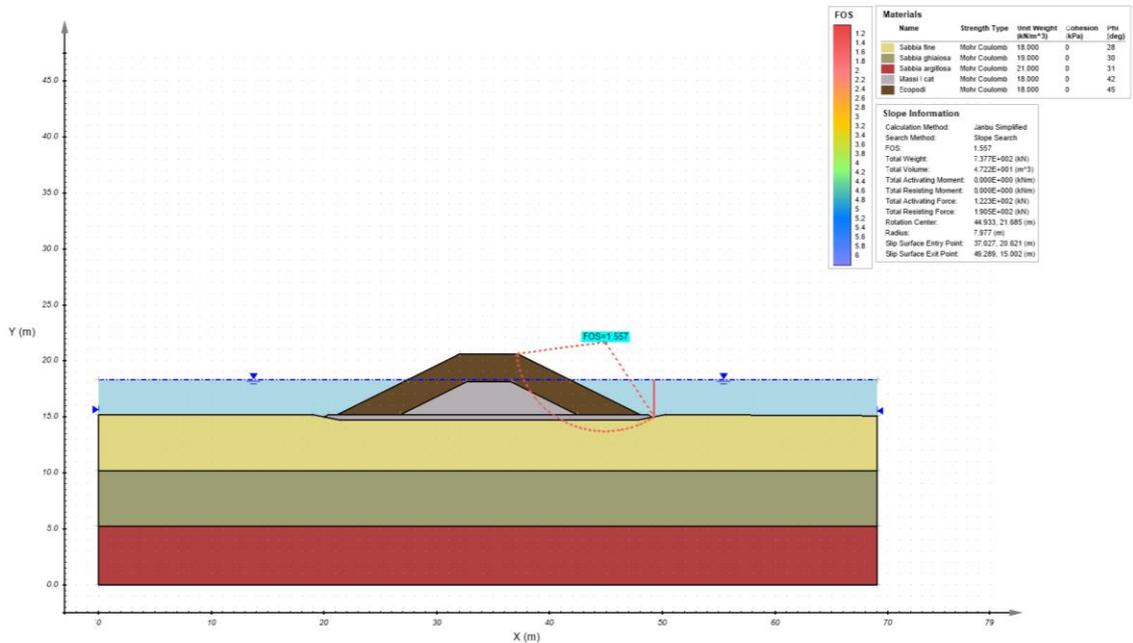


Figura 4 Fattore di sicurezza globale del pennello 1 – Livello medio mare

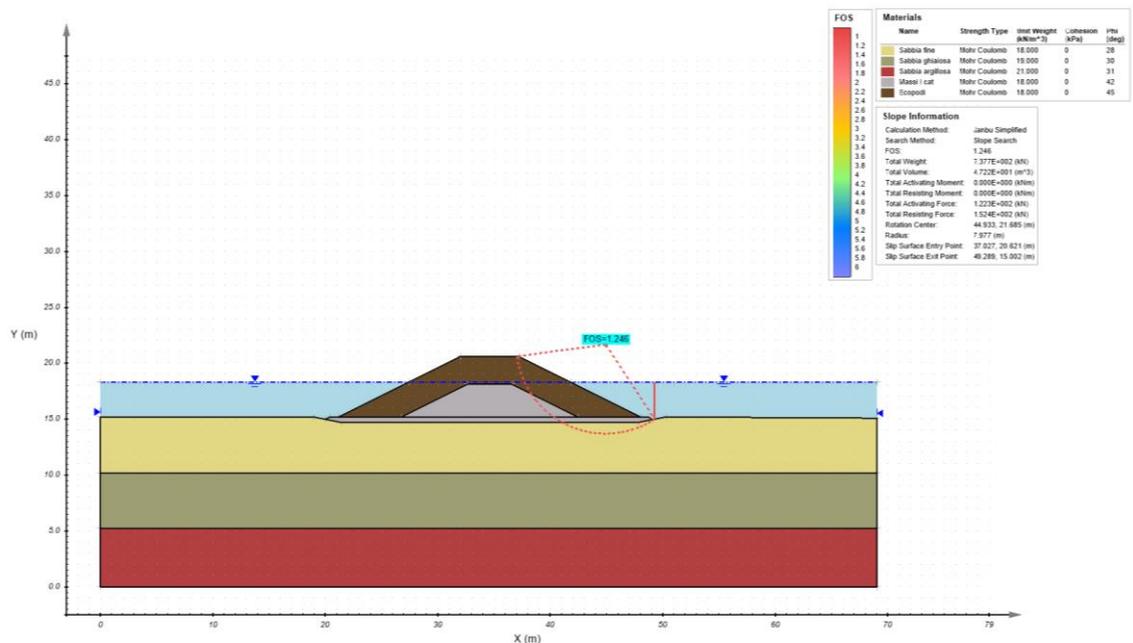


Figura 5 Fattore di sicurezza definito applicando l'approccio 1 – combinazione 2 del pennello 1 (valore di R2 da applicare al calcolo di FS) – Livello medio mare

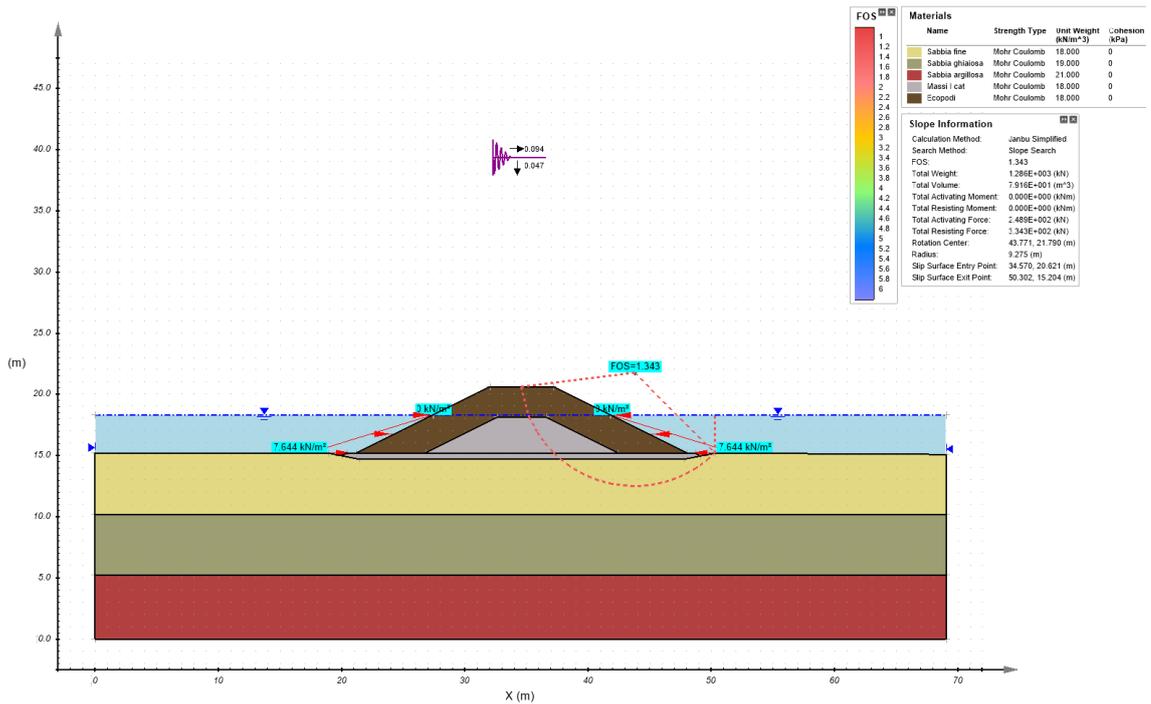


Figura 6 Fattore di sicurezza del pennello 1 determinato in condizioni sismiche (Fattore R2 da applicare al valore di FS) – Livello medio mare

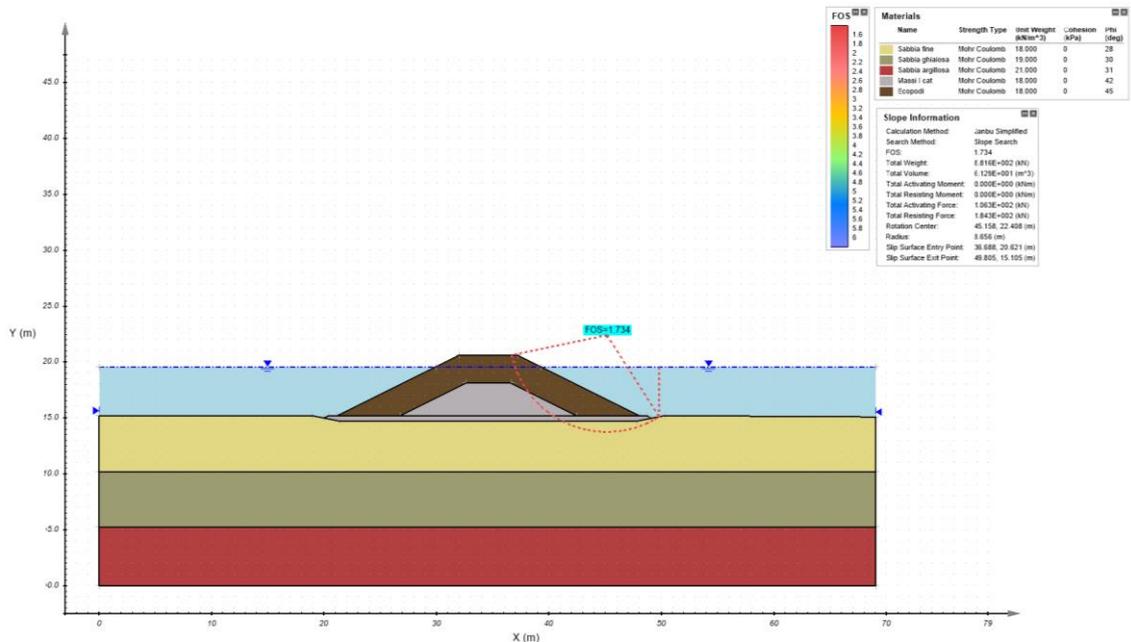


Figura 7 Fattore di sicurezza globale del pennello 1 – Livello mare tempesta TR=50 anni

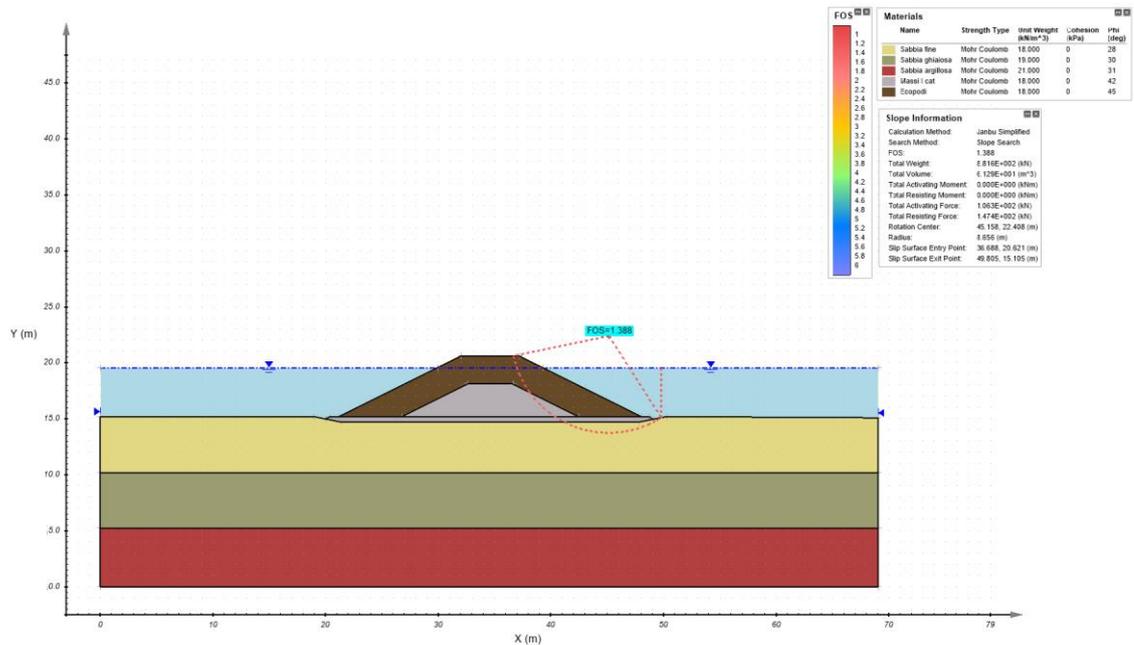


Figura 8 Fattore di sicurezza definito applicando l'approccio 1 – combinazione 2 del pennello 1 (valore di R2 da applicare al calcolo di FS) – Livello mare tempesta TR=50 anni

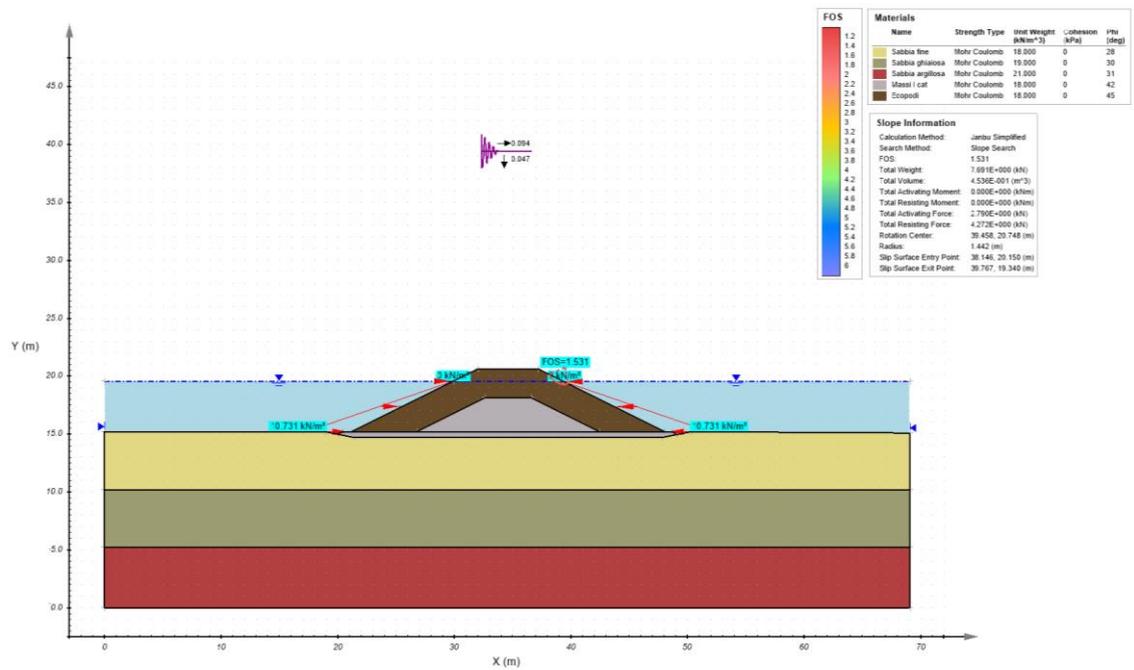


Figura 9 Fattore di sicurezza del pennello 1 determinato in condizioni sismiche (Fattore R2 da applicare al valore di FS) – Livello mare tempesta TR=50 anni

Di seguito si riportano i valori numerici del fattore di sicurezza relativo alle analisi di stabilità geotecniche eseguite sui pennelli 2, 3 e 4. Le relative immagini vengono infine presentate negli allegati alla relazione.



Tabella 13 Verifiche di stabilità geotecniche del pennello 2 - Livello medio mare

<b>Verifiche di stabilità PENNELLO 2 metodo di Janbu simplified – L.M.M</b>	<b>F<sub>s</sub> globale [-]</b>	<b>R<sub>d</sub>/E<sub>d</sub> (A2+M2+R2) [-]</b>
Verifica SLU (GEO) Cond. Statica	1.601	1.165
Verifica SLU-EQK (GEO) Cond. Sismica	1.316	1.097

Tabella 14 Verifiche di stabilità geotecniche del pennello 2 - Livello tempesta TR=50 anni

<b>Verifiche di stabilità PENNELLO 2 metodo di Janbu simplified – L.M. TEMPESTA TR=50</b>	<b>F<sub>s</sub> globale [-]</b>	<b>R<sub>d</sub>/E<sub>d</sub> (A2+M2+R2) [-]</b>
Verifica SLU (GEO) Cond. Statica	1.778	1.293
Verifica SLU-EQK (GEO) Cond. Sismica	1.546	1.288

Tabella 15 Verifiche di stabilità geotecniche del pennello 3 - Livello medio mare

<b>Verifiche di stabilità PENNELLO 3 metodo di Janbu simplified – L.M.M</b>	<b>F<sub>s</sub> globale [-]</b>	<b>R<sub>d</sub>/E<sub>d</sub> (A2+M2+R2) [-]</b>
Verifica SLU (GEO) Cond. Statica	1.592	1.158
Verifica SLU-EQK (GEO) Cond. Sismica	1.314	1.095



Tabella 16 Verifiche di stabilità geotecniche del pennello 3 - Livello tempesta TR=50 anni

<b>Verifiche di stabilità PENNELLO 3 me- todo di Janbu simplified – L.M. TEMPESTA TR=50</b>	<b>F<sub>s</sub> globale [-]</b>	<b>R<sub>d</sub>/E<sub>d</sub> (A2+M2+R2) [-]</b>
Verifica SLU (GEO) Cond. Statica	1.764	1.283
Verifica SLU-EQK (GEO) Cond. Sismica	1.528	1.273

Tabella 17 Verifiche di stabilità geotecniche del pennello 4 - Livello medio mare

<b>Verifiche di stabilità PENNELLO 4 me- todo di Janbu simplified – L.M.M</b>	<b>F<sub>s</sub> globale [-]</b>	<b>R<sub>d</sub>/E<sub>d</sub> (A2+M2+R2) [-]</b>
Verifica SLU (GEO) Cond. Statica	1.591	1.157
Verifica SLU-EQK (GEO) Cond. Sismica	1.334	1.112

Tabella 18 Verifiche di stabilità geotecniche del pennello 4 - Livello tempesta TR=50 anni

<b>Verifiche di stabilità PENNELLO 4 me- todo di Janbu simplified – L.M. TEMPESTA TR=50</b>	<b>F<sub>s</sub> globale [-]</b>	<b>R<sub>d</sub>/E<sub>d</sub> (A2+M2+R2) [-]</b>
Verifica SLU (GEO) Cond. Statica	1.767	1.285
Verifica SLU-EQK (GEO) Cond. Sismica	1.556	1.297



### ALLEGATI

Di seguito si riportano le immagini relative alle analisi geotecniche di stabilità eseguite sui pennelli 2, 3 e 4.

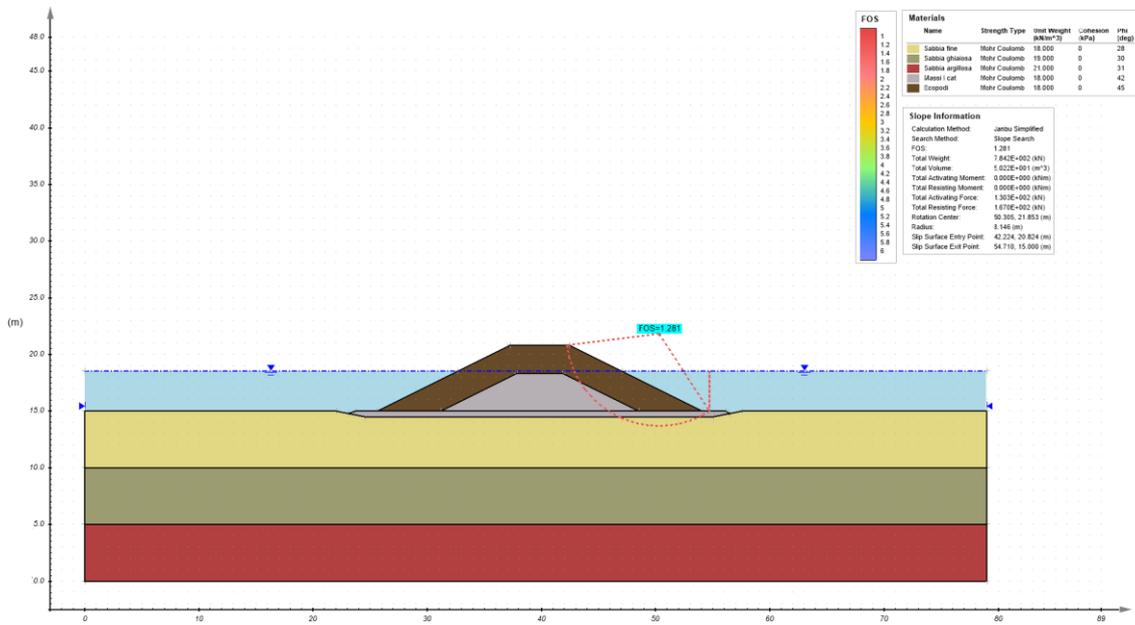


Figura 10 Fattore di sicurezza globale del pennello 2 – Livello medio mare

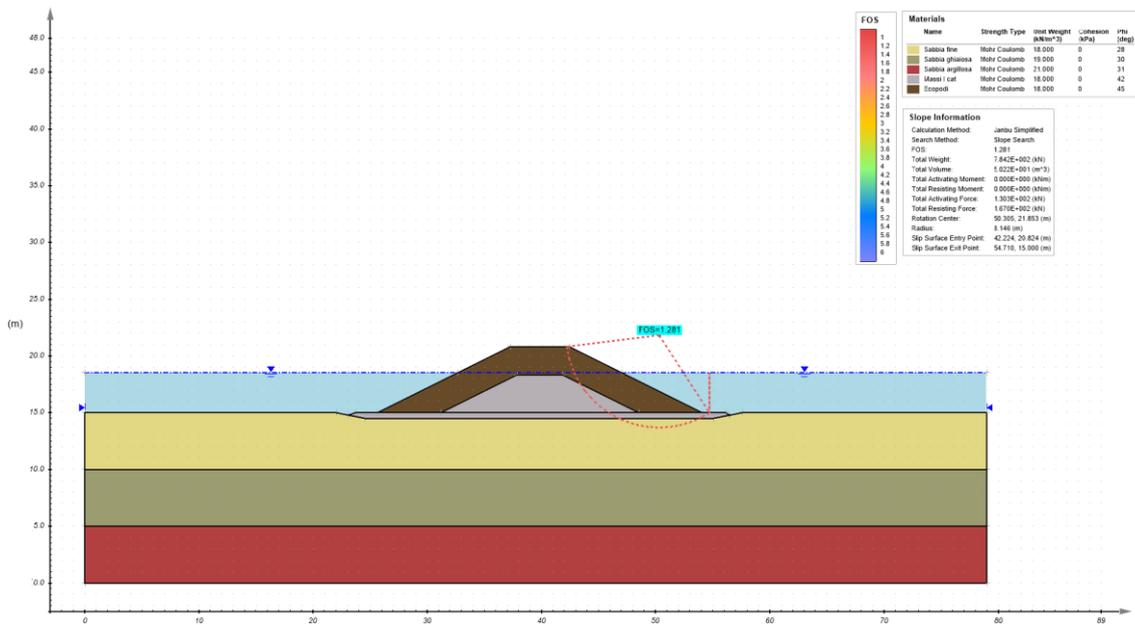


Figura 11 Fattore di sicurezza definito applicando l'approccio 1 – combinazione 2 del pennello 2 (valore di R2 da applicare al calcolo di FS) – Livello medio mare

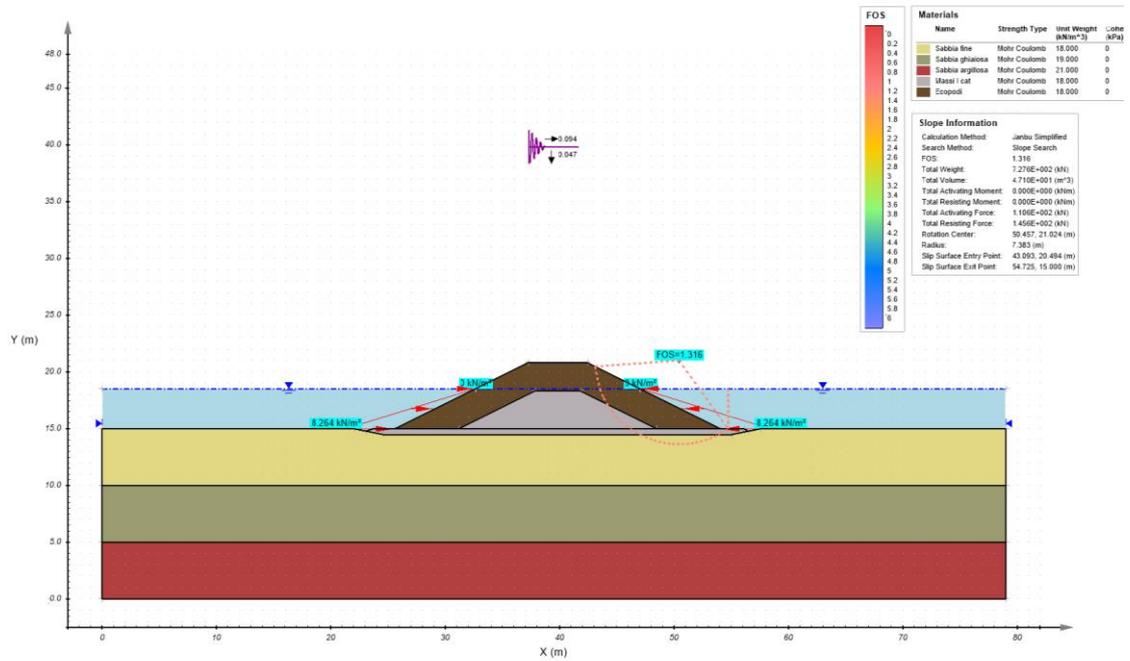


Figura 12 Fattore di sicurezza del pennello 2 determinato in condizioni sismiche (Fattore R2 da applicare al valore di FS) – Livello medio mare

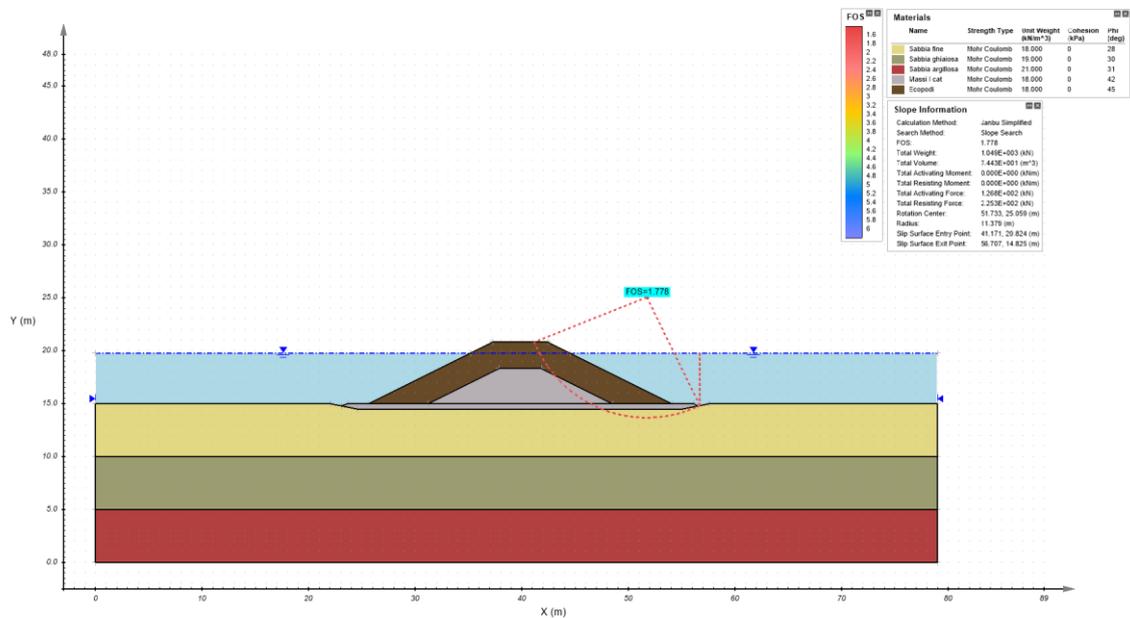


Figura 13 Fattore di sicurezza globale del pennello 2 – Livello mare tempesta TR=50 anni

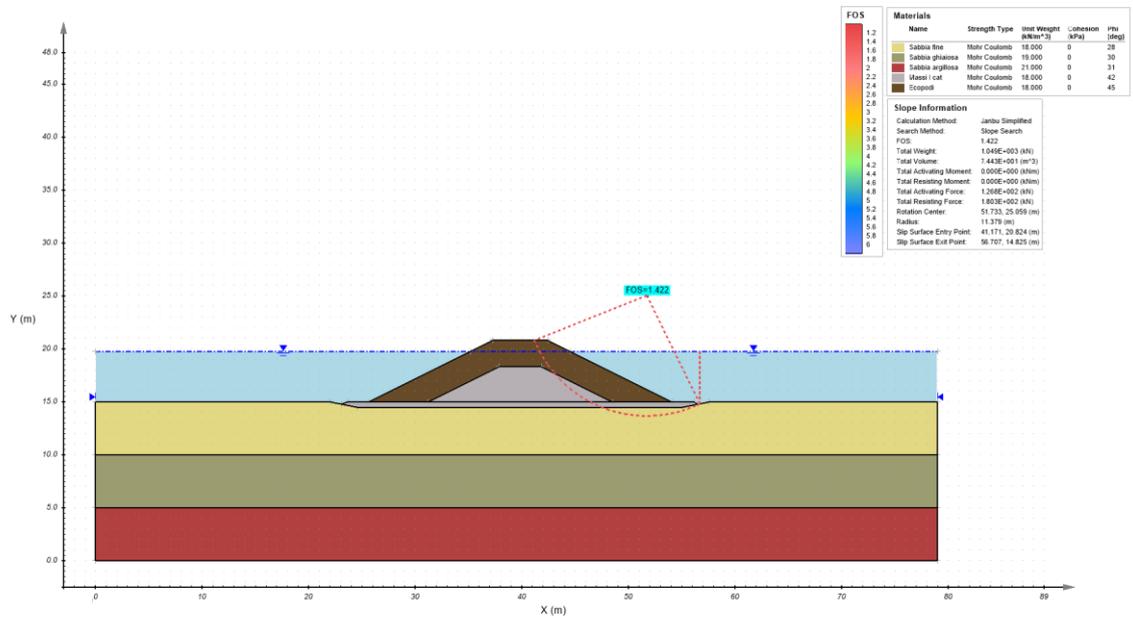


Figura 14 Fattore di sicurezza definito applicando l'approccio 1 – combinazione 2 del pennello 2 (valore di R2 da applicare al calcolo di FS) – Livello mare tempesta TR=50 anni

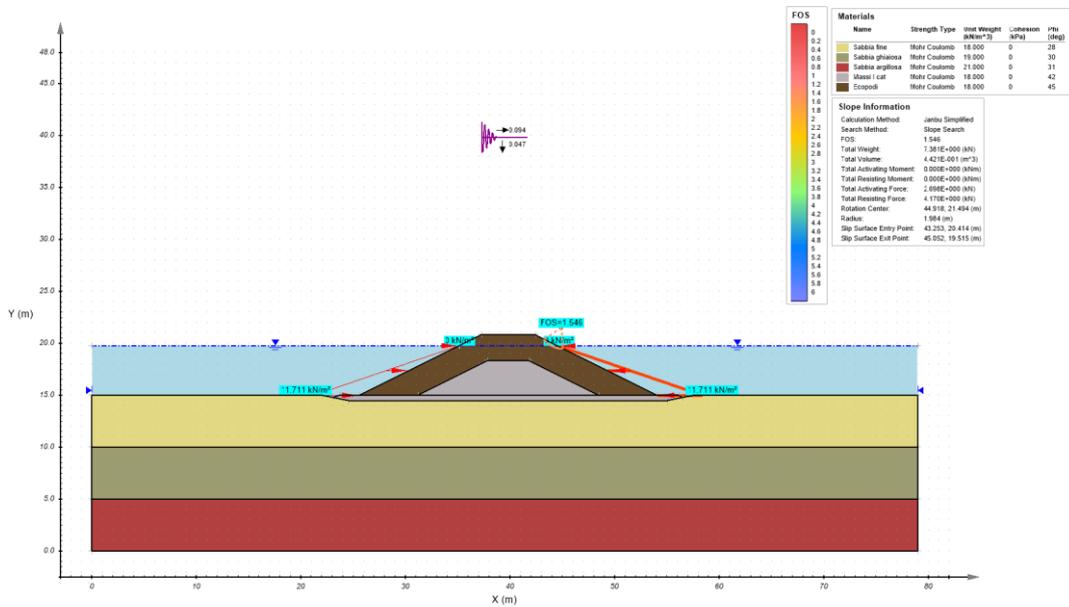


Figura 15 Fattore di sicurezza del pennello 2 determinato in condizioni sismiche (Fattore R2 da applicare al valore di FS) – Livello mare tempesta TR=50 anni

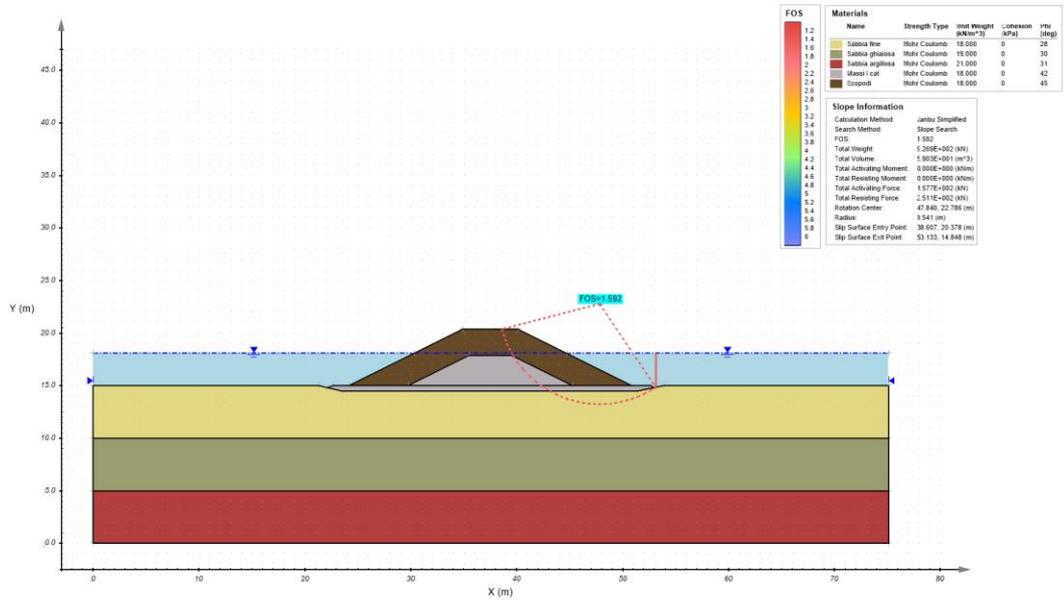


Figura 16 Fattore di sicurezza globale del pennello 3 – Livello medio mare

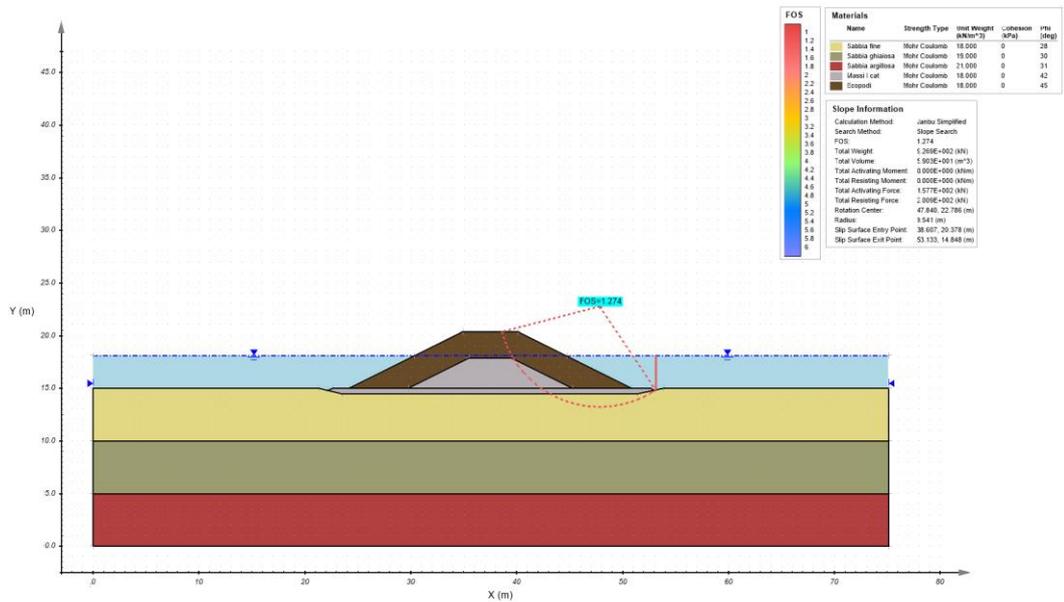


Figura 17 Fattore di sicurezza definito applicando l'approccio 1 – combinazione 2 del pennello 3 (valore di R2 da applicare al calcolo di FS) – Livello medio mare

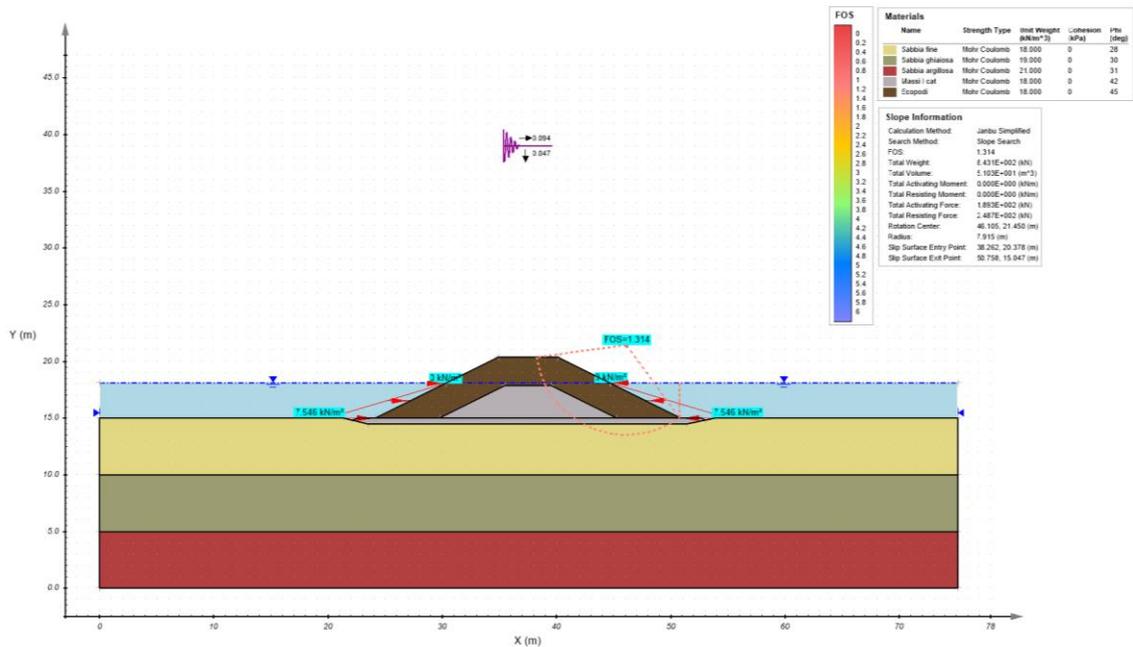


Figura 18 Fattore di sicurezza del pennello 3 determinato in condizioni sismiche (Fattore R2 da applicare al valore di FS) – Livello medio mare

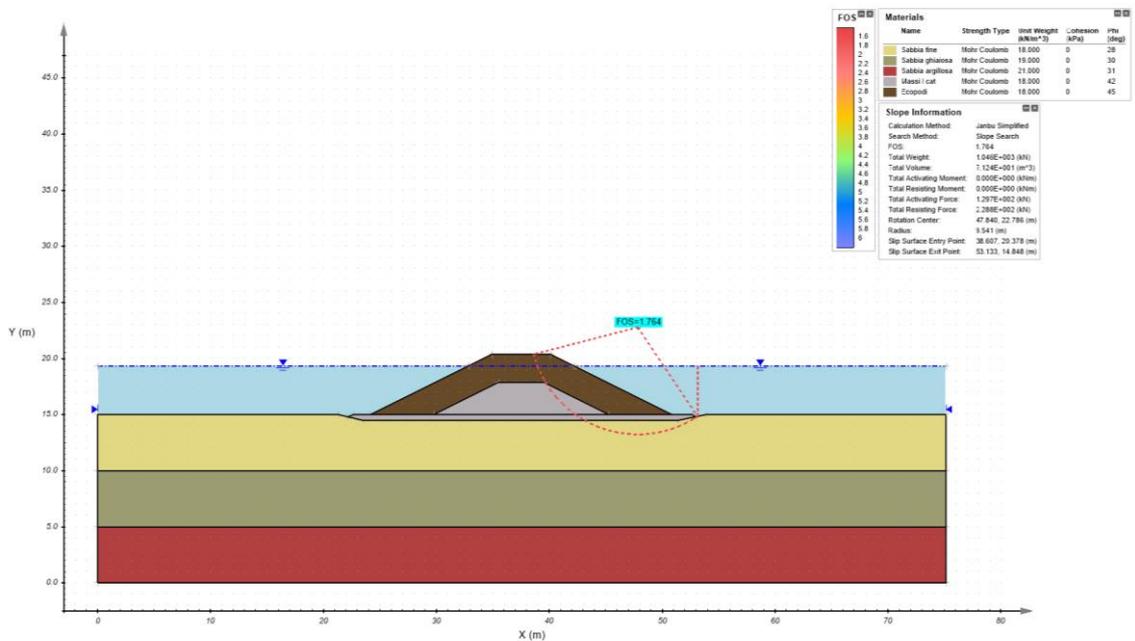


Figura 19 Fattore di sicurezza globale del pennello 3 – Livello mare tempesta TR=50 anni

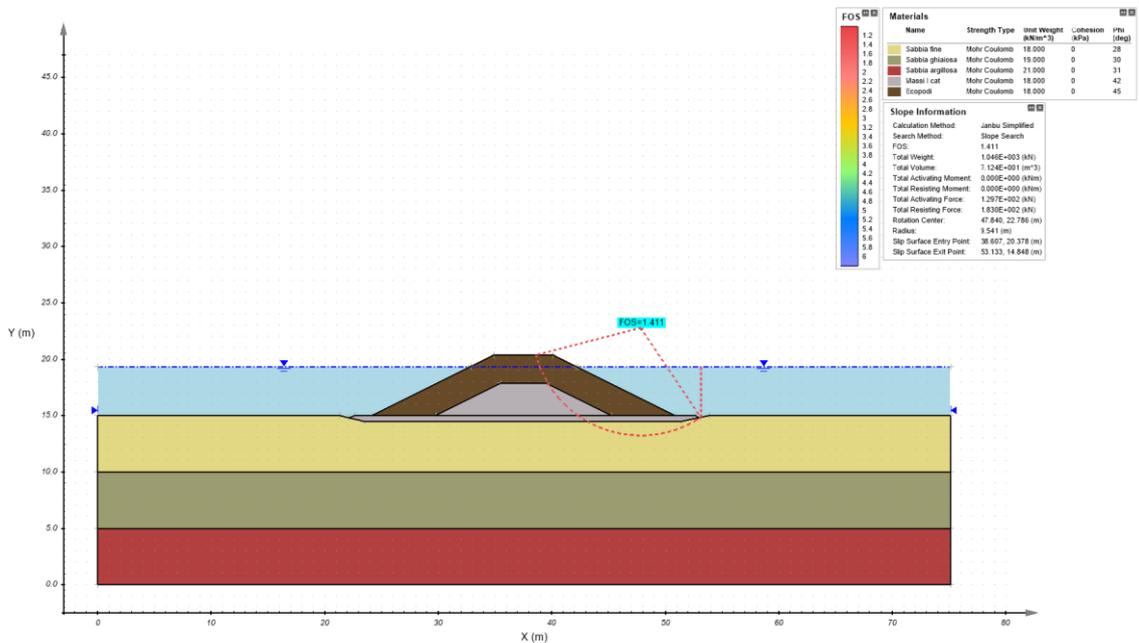


Figura 20 Fattore di sicurezza definito applicando l'approccio 1 – combinazione 2 del pennello 3 (valore di R2 da applicare al calcolo di FS) – Livello mare tempesta TR=50 anni

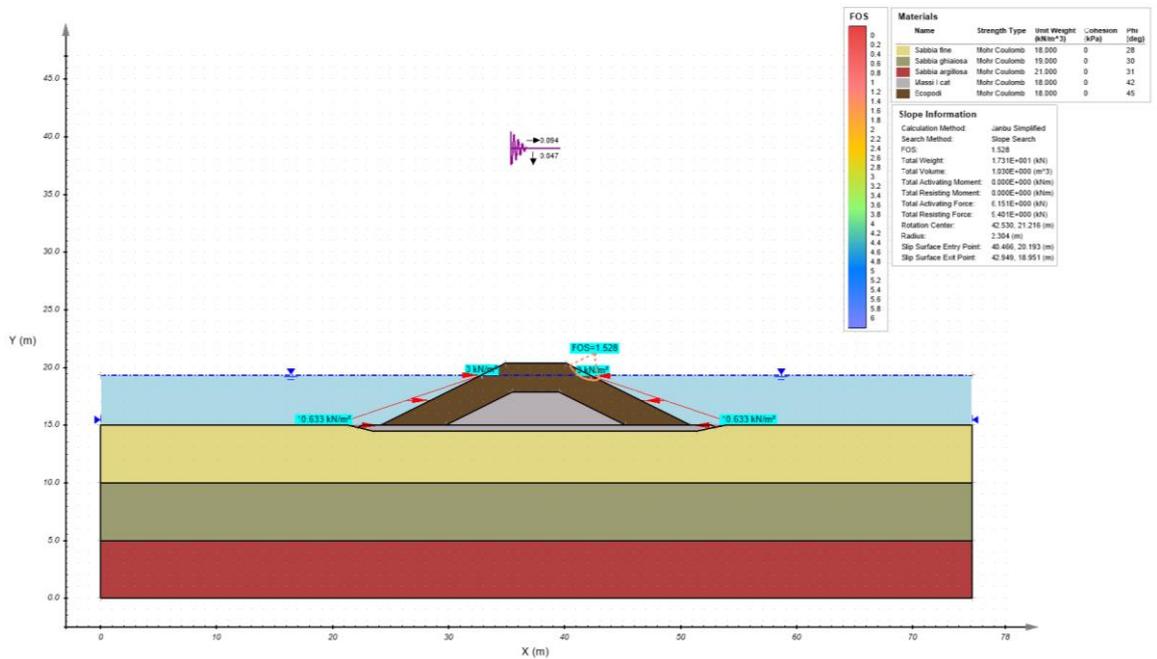


Figura 21 Fattore di sicurezza del pennello 3 determinato in condizioni sismiche (Fattore R2 da applicare al valore di FS) – Livello mare tempesta TR=50 anni

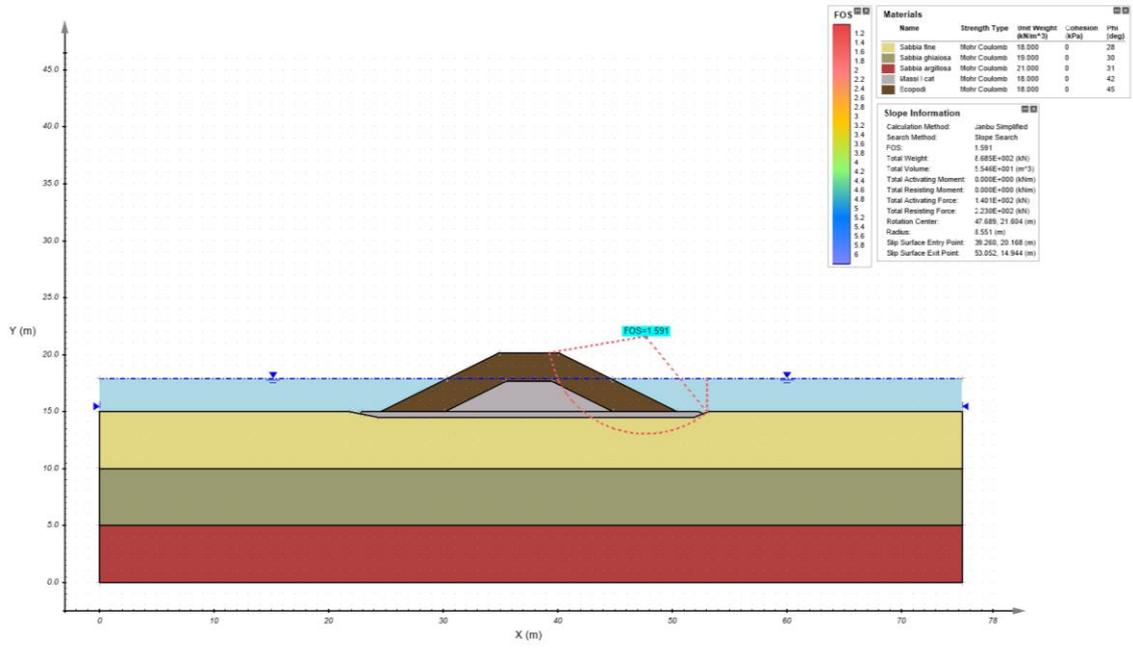


Figura 22 Fattore di sicurezza globale del pennello 4 – Livello medio mare

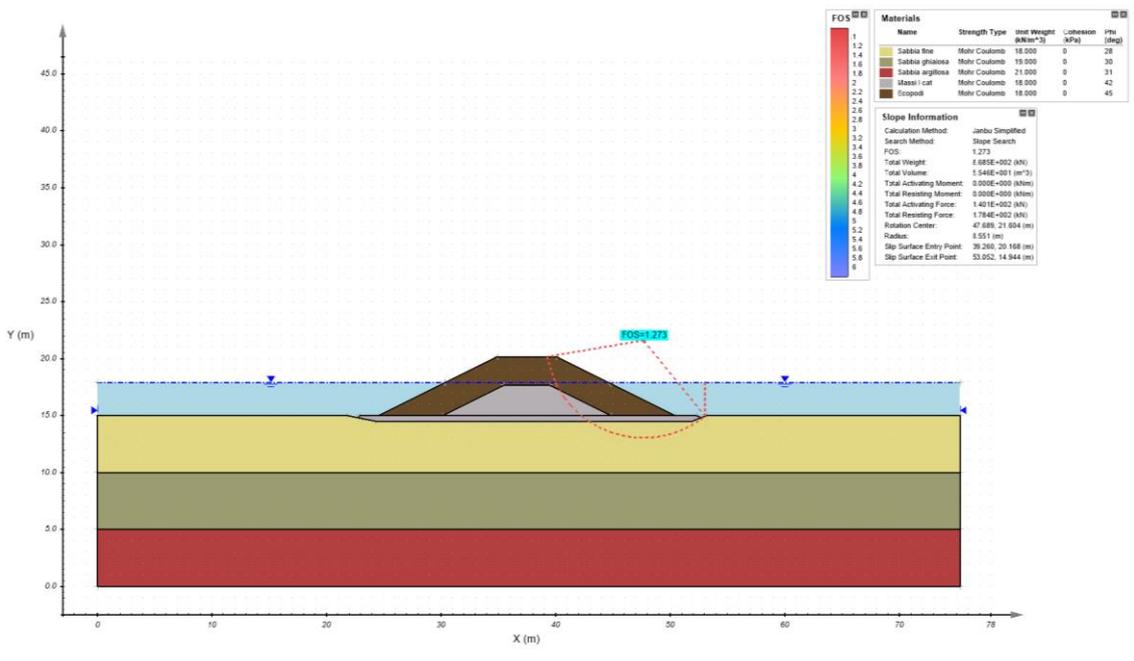


Figura 23 Fattore di sicurezza definito applicando l'approccio 1 – combinazione 2 del pennello 4 (valore di R2 da applicare al calcolo di FS) – Livello medio mare

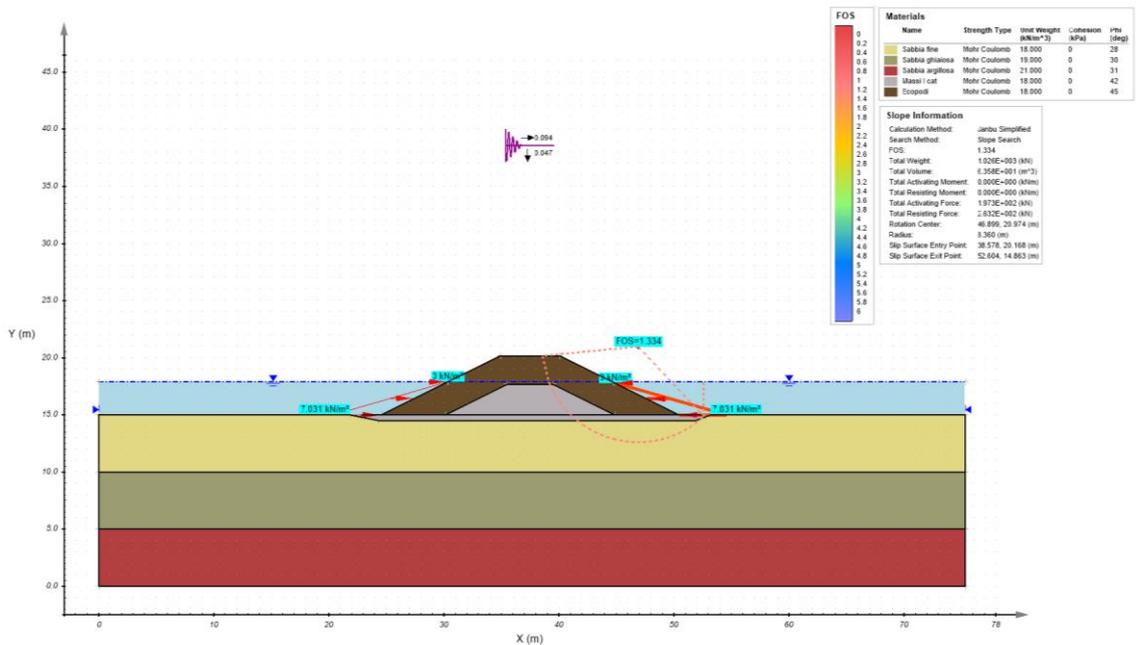


Figura 24 Fattore di sicurezza del pennello 4 determinato in condizioni sismiche (Fattore R2 da applicare al valore di FS) – Livello medio mare

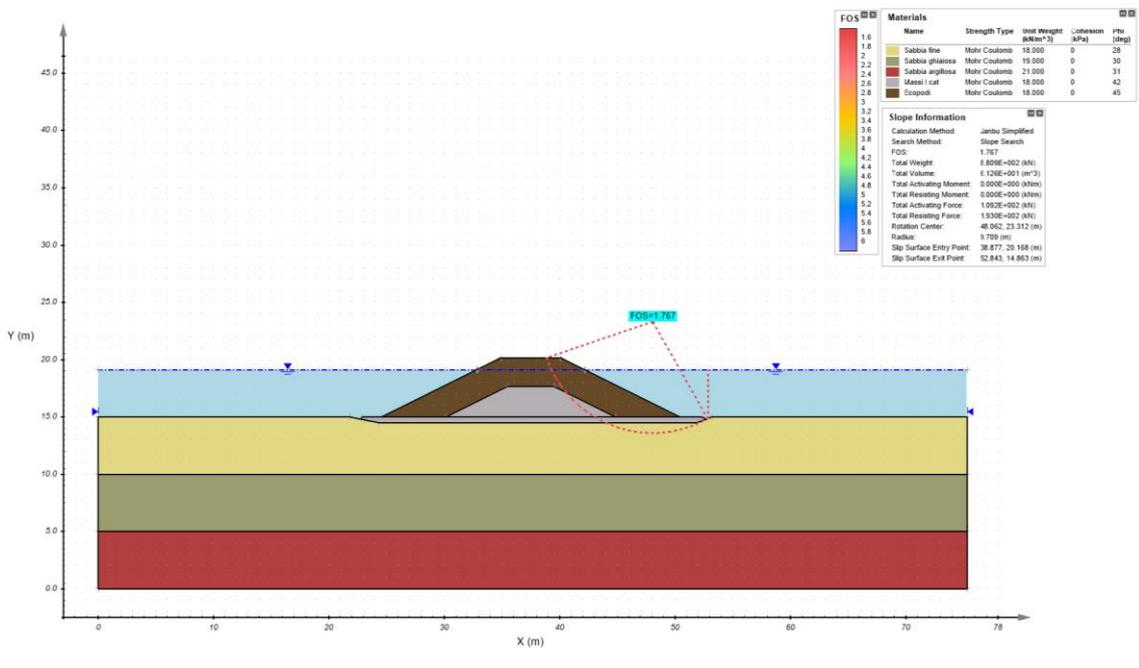


Figura 25 Fattore di sicurezza globale del pennello 4 – Livello mare tempesta TR=50 anni

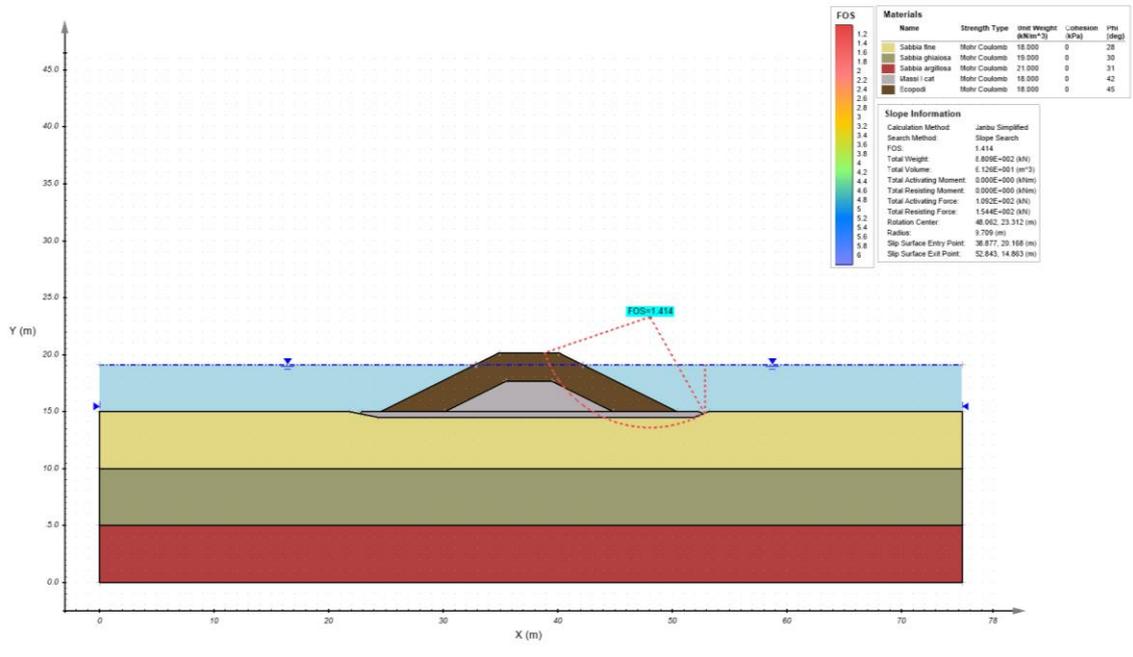


Figura 26 Fattore di sicurezza definito applicando l'approccio 1 – combinazione 2 del pennello 4 (valore di R2 da applicare al calcolo di FS) – Livello mare tempesta TR=50 anni

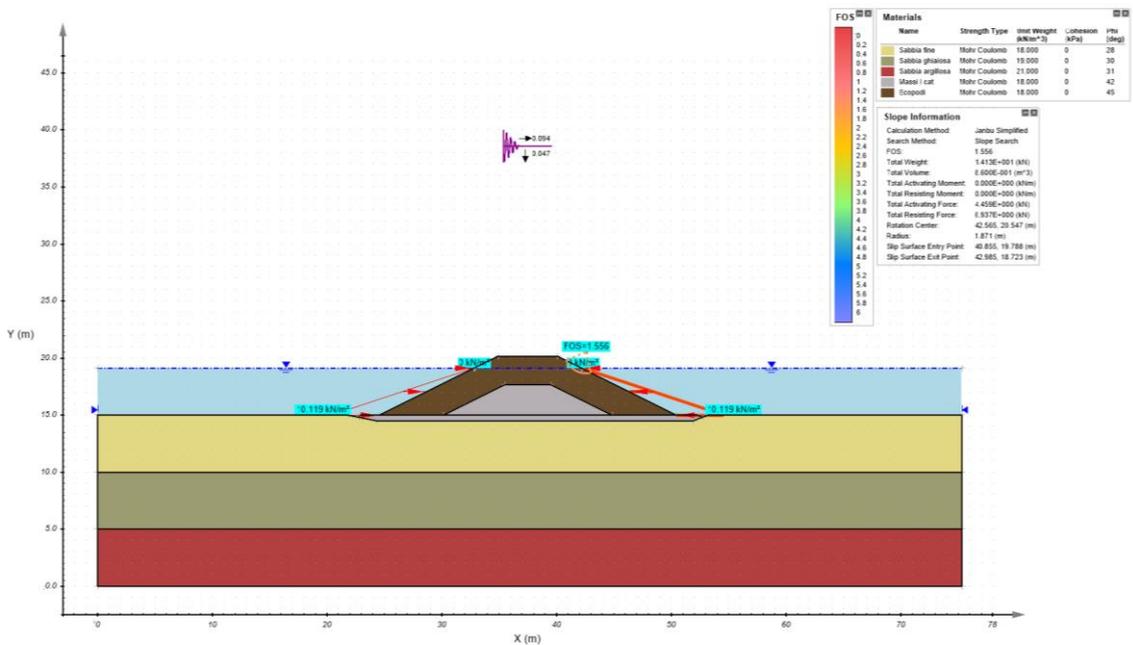


Figura 27 Fattore di sicurezza del pennello 4 determinato in condizioni sismiche (Fattore R2 da applicare al valore di FS) – Livello mare tempesta TR=50 anni