

SEZIONE DEL GENIO MILITARE PER LA MARINA DI CAGLIARI

Stazione VLF - Isola di Tavolara (OT)

RESTAURATION OF HEALTH AND SAFETY CONDITIONS TO
OPERATE THE STATION - STAZIONE VLF - ISOLA DI
TAVOLARA (OT)

007

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA OPERE A GETTATA

21

018

DR

007

0

MAR

Committente

SEZIONE DEL GENIO MILITARE
PER LA MARINA DI CAGLIARI

P.zza Marinai d'Italia snc

Progettazione opere marittime:



MODIMAR s.r.l. Via Monte Zebio 40 - 00195 ROMA
06.3269461 - www.modimar.it

Progettazione:

Ing. Mauro MARINI

Ing. Davide SALTARI

Ing. Leonardo FARINA

Dott. Arch. Alessandro BARTOLESCHI

Studi ambientali

Dott.ssa Scrimieri Sara

Dott. De Pirro Maurizio

Febbraio 2022	0	0	L.F./D.S.	D.S.	M.M.
Data	Rev.	DESCRIZIONE	Disegnato:	Verificato:	Approvato:

Dimensioni foglio: A1

La MODIMAR s.r.l. si riserva la proprietà di questo documento con la proibizione di riprodurlo o trasferirlo a terzi senza autorizzazione scritta.
This document is property of MODIMAR s.r.l. Reproduction and divulgation forbidden without written permission

Indice

Generalità	1
1. Normative di riferimento	2
2. Dimensionamento e verifica dell'opera a gettata (mantellata esterna)	2
2.1 Altezze d'onda usate per il dimensionamento	3
2.2 Dimensionamento degli elementi costituenti le mantellate	4
2.3 Strati filtro	9
2.4 Berma al piede della mantellata	10
3. Verifica della struttura paraonde.....	11
3.1 Azioni permanenti	11
3.2 Azioni del moto ondoso	12
3.3 Verifiche di Stabilità	15
3.4 Verifica al ribaltamento	15
3.5 Verifica alla traslazione sul piano di posa	16
3.6 Verifica a schiacciamento dell'imbasamento a scogliera	16
5. Verifica di stabilità geotecniche della diga	17
5.1 Vita nominale delle opere strutturali	17
5.2 Classe d'uso	17
5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica	17
5.4 Classificazione sismica	18
5.5 Caratterizzazione sismica	18
5.6 Caratterizzazione stratigrafiche e geotecniche dei terreni	18
5.7 Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici di modello	19
5.8 Calcolo dell'azione sismica	20
5.9 Criteri di verifica	21
5.10 Calcolo e verifica della sezione di progetto	23

Generalità

Nella presente relazione sono riportati i calcoli di dimensionamento e verifica dei principali elementi costitutivi della diga foranea posta a protezione dell'approdo della "Cala di Ponente" ubicato in località Spalmatore di Fuori sull'isola di Tavolara. I calcoli di stabilità sono stati redatti nell'ambito del progetto definitivo degli interventi relativi a "Restoration of health and safety conditions to operate the station - Stazione VLF - Isola di Tavolara (OT)" per la riqualificazione dell'opera foranea e dei retrostanti piazzali fortemente degradati da un evento burrascoso avvenuto il 05.03.2015 che ha determinato ingenti danneggiamenti sia alla diga foranea che alle aree portuali retrostanti (piazzali) di competenza della Marina Militare Italiana.

Gli interventi proposti per il ripristino e riqualificazione funzionale della diga foranea sono identificabili nel preliminare salpamento di gran parte del materiale lapideo attualmente presente, nella successiva risagomatura dell'opera a gettata esistente per la creazione, mediante rifiorimento, di una nuova mantellata (in doppio strato) di massi naturali di grande pezzatura che poggeranno su un sottostante strato filtro. Oltre agli interventi di ripristino ed adeguamento della diga foranea per la difesa dal moto ondoso incidente è prevista la demolizione dell'esistente coronamento (ormai quasi completamente danneggiato) con suo completo rifacimento. Il nuovo massiccio di coronamento verrà dotato di un muro paraonde che sarà poi collegato alle esistenti strutture (piazzale rialzato) in corrispondenza del suo punto di radicamento a terra.

La scogliera da riqualificare ha uno sviluppo complessivo di circa 200 m con fondali variabili da circa 10,0 m fino ad un massimo di 20,0 m sul l.m.m. Il tratto terminale dell'opera foranea (avente una lunghezza di circa 115 m) è caratterizzato dalla presenza in sommità di un massiccio di coronamento dotato di muro paraonde sul quale, in corrispondenza della sezione di testata, verrà riposizionato il fanale (rosso) di segnalazione dell'imboccatura portuale.

Considerate le sollecitazioni prodotte dalle onde non frangenti sugli alti fondali di posa e volendo limitare nel tempo gli eventuali oneri di interventi di manutenzione futuri sulla scogliera risagomata e rifiorita il dimensionamento delle parti costituenti il molo frangiflutti (berma al piede, mantellata e muro paraonde) sono state effettuate utilizzando un'onda di progetto, associata ad un tempo di ritorno $T_r = 50$ anni, con la presenza concomitante di un sovrizzo del livello marino assunto pari a + 0,50 m sul l.m.m.

Nei paragrafi che seguono vengono riportati preliminarmente i calcoli di dimensionamento e verifica della nuova mantellata in massi naturali (sia nella sezione corrente che in quella di testata), successivamente quelli degli strati filtro e della berma al piede ed infine quelli di stabilità relativi al massiccio di coronamento, completo di muro paraonde, che sarà collocato sulla sommità della nuova diga foranea.

1. Normative di riferimento

Il presente progetto è stato redatto in conformità alla vigente normativa nazionale riportata sinteticamente nel seguito:

- L. 5/11/1971 n. 1086 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica.
- L. 2/2/1974 n. 64 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. 14/1/2008 – Norme tecniche per le costruzioni.
- Circ. 2/2/2009 n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni".
- D.M. 17/1/2018 – Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" - NTC2018
- Circ. 21/1/2019 n. 7 – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"».
- "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" – Ministero dei Lavori Pubblici – Consiglio Nazionale delle Ricerche (GNDCI).

2. Dimensionamento e verifica dell'opera a gettata (mantellata esterna)

Le opere a gettata hanno lo scopo di assorbire e riflettere parzialmente l'energia associata alle onde incidenti, proteggendo in maniera efficace le strutture portuali retrostanti e garantendo la sicurezza degli ormeggi. Generalmente le scogliere sono costituite da una mantellata che rappresenta lo strato superiore di un'opera di difesa a gettata costituita da un doppio strato di massi (naturali o artificiali) e da un sottostante strato filtro posto a protezione del nucleo.

Inoltre, la mantellata deve essere caratterizzata da una buona porosità per assorbire il maggior volume d'acqua possibile e limitare la trasmissione delle onde a tergo della scogliera stessa.

L'opera "a gettata" esistente è costituita da un insieme eterogeneo di massi naturali di I, II e III categoria (ovvero di peso compreso tra 500 ÷ 1250 kg, 1 ÷ 3 t e 3 ÷ 7 t) e da numerosi ed eterogenei elementi artificiali (costituiti da cubi, antifer e tetrapodi) collocati in opera presumibilmente in tempi successivi per contrastare il progressivo degrado subito dalla diga foranea a causa di successivi ed estremi eventi di moto ondoso. Dovendo perseguire l'obiettivo di garantire un elevato grado di sicurezza e di ridurre gli interventi di manutenzione (rifiorimento della mantellata, riposizionamento di eventuali massi spostati a seguito di eventi di moto ondoso intensi, ecc...) si è deciso di strutturare gli interventi eseguendo un salpamento parziale (con conseguente risagomatura) della parte emersa della scogliera esistente che verrà poi completata realizzando preliminarmente lo strato filtro con elementi lapidei naturali di peso compreso tra 500÷1250 kg) ed infine collocando in opera, sopra lo strato filtro, il doppio strato

di massi naturali della nuova mantellata esterna, aventi peso compreso tra $7 \div 12$ t. Per i suddetti elementi lapidei naturali è stato effettuato il dimensionamento e la verifica del peso medio, adottando i minori livelli di danneggiamento, come meglio specificato nei paragrafi successivi.

2.1 Altezze d'onda usate per il dimensionamento

Considerando le profondità di imbasamento della scogliera in esame, variabili tra $-10,00 \div -20,00$ m sul l.m.m. in prossimità della testata e caratterizzate da profondità di circa $-10,00$ m sul l.m.m. nel resto delle sezioni correnti fino al radicamento a terra in prossimità della falesia rocciosa a parete praticamente verticale, il dimensionamento della mantellata esterna è stato eseguito facendo riferimento all'altezza d'onda di progetto al largo (ricavata dallo studio meteo-marino) appartenente al settore di traversia principale di tramontana – grecale e successivamente trasferita a riva con lo studio di propagazione del moto ondoso sotto costa, cui si rimanda per tutti gli eventuali ed ulteriori approfondimenti.

I risultati del trasferimento sotto costa del moto ondoso al largo ha consentito di eseguire un approfondimento sulle modificazioni che subisce il moto ondoso propagandosi da largo verso riva, fornendo i valori dell'altezza d'onda (associata ai differenti tempi di ritorno di interesse) nell'area immediatamente antistante la diga foranea, caratterizzata da alti fondali. Il valore dell'onda di progetto al largo cui si è fatto riferimento è pari a $H_s = 5,60$ m ed è associata ad un tempo di ritorno $Tr = 50$ anni.

Nella sua propagazione da largo a riva (vedi tabelle e grafici relativi riportati nello studio di trasferimento sotto costa del moto ondoso) si può facilmente dedurre come gli eventi provenienti dal settore di tramontana – grecale subiscono parziali attenuazioni dell'altezza d'onda (stimate in circa il 30%) ed una rotazione antioraria di circa 10° della direzione iniziale nella loro propagazione verso costa.

Pertanto, l'attenuazione per rifrazione dell'onda di progetto come appena sopra indicato comporta una riduzione dell'altezza d'onda di circa il 30%, per cui l'altezza d'onda corrispondente a riva (ovvero nell'area immediatamente antistante la testata del molo foraneo ad una profondità compresa tra $-20,00$ e $-15,00$ m s.l.m.) è pari a $0,30 \times 5,60 \approx 4,00$ m, con caratteristiche di non frangimento per le elevate profondità che caratterizzano i fondali antistanti l'opera di difesa di interesse.

La valutazione dell'altezza d'onda H_{sb} al piede dell'opera, che nel caso in esame non risulta limitata dal frangimento, è stata eseguita anche eseguendo il calcolo con le note relazioni di Goda e di Kamphuis, considerando cautelativamente una sopraelevazione del livello marino di $0,5$ m. Il valore teorico ottenuto dal calcolo assumendo una profondità al piede di $-15,0$ m sul l.m.m. è di $H_{sb} \approx 4,80$ m che rappresenta un valore leggermente superiore a quello ottenuto nello studio di propagazione a riva del moto ondoso. Tale valore di altezza d'onda è stato comunque utilizzato nelle verifiche eseguite su modello fisico per comprendere la risposta dell'opera a gettata nel caso di onde particolarmente elevate che (in casi eccezionali) potrebbero verificarsi nel paraggio costiero in esame.

2.2 Dimensionamento degli elementi costituenti le mantellate

Il peso P dei singoli massi artificiali della mantellata è stato determinato con la classica formula di Hudson:

$$W_{50} = \frac{\gamma_m \times H_s^3}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_w} - 1\right)^3 \times k_d \times \cot g \alpha}$$

nella quale:

- | | |
|------------------|--|
| H_s | altezza d'onda significativa (m) è stata assunta pari a 4,0 m |
| W_{50} | peso medio teorico dei singoli massi (t); |
| γ_m | peso specifico di volume dei massi, assunto pari a 2,65 t/m ³ per i massi naturali; |
| γ_w | peso specifico dell'acqua marina, assunto pari a 1,028 t/m ³ |
| k_d | coefficiente di stabilità dipendente da numerosi parametri quali il tipo di masso, la pendenza, la posizione relativa (sezione corrente o sezione di testata) il tipo di onda (frangente o non frangente), il numero di strati, la percentuale di danneggiamento (assunta < 5%). |
| $\cot g(\alpha)$ | pendenza della scarpata sull'orizzontale, assunta pari a 1/2 per la sezione corrente e di testata (lato mare) e 2/3 in testata (lato porto). |

Da test eseguiti su modello fisico e dall'esperienza costruttiva per i massi naturali viene assunto un coefficiente di stabilità $k_d = 4$ per la sezione corrente in condizioni di onda non frangente per le elevate profondità che contraddistinguono i fondali antistanti l'opera in esame, mentre per la testata è stato utilizzato un valore di $k_d = 2,8$ valido per la pendenza della mantellata di 1/2.

I calcoli effettuati hanno portato all'individuazione delle caratteristiche degli elementi lapidei da utilizzare per la mantellata esterna, con un peso compreso tra 7 e 12 t sia per la testata che per la sezione corrente. Tale pezzatura dei massi naturali è leggermente superiore alla IV categoria standard (contraddistinta da massi di peso compreso tra 7 ÷ 10 t). Tale assunzione è stata confermata dalle prove su modello fisico (vedi report "Studio su Modello fisico 2D della Tracimazione e Stabilità della scogliera" emesso dall'Università Roma III) confermando la buona stabilità degli elementi lapidei della nuova mantellata nei confronti sia dell'onda di progetto ($H_{m0} = 4,0$ m) che di quella teorica massima ($H_{m0 \text{ overload}} = 4,80$ m) indicata nel paragrafo precedente.

Per la verifica del grado di danneggiamento della mantellata si è utilizzata, oltre alla formula di pre-dimensionamento Hudson, la più recente e completa relazione di Van Der Meer nella quale il diametro nominale dei massi è legato alla altezza significativa dalle seguenti espressioni:

- per onde di tipo "plunging": $D_{n50} = \frac{H_s \times \sqrt{\varepsilon_z}}{\Delta 6.2xp^{0,18}} x \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^2$
- per onde di tipo "surging": $D_{n50} = \frac{H_s}{\Delta p^{-0,13}} x \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} x \sqrt{\cot \alpha \varepsilon_z^p}$

dove i simboli rappresentano:

H_s = altezza d'onda significativa in corrispondenza della struttura

ε_z = parametro di surf

T_z = periodo d'onda "zero-crossing" (s)

α = pendenza della mantellata ($^\circ$)

Δ = massa relativa del masso, $= \gamma_a / \gamma_m^{-1}$

γ_a = peso specifico dell'acqua marina (Kg/m^3)

γ_m = peso specifico del masso (Kg/m^3)

D_{n50} = diametro nominale del masso, $D_{n50} = (W_{50} / \gamma_a)^{1/3}$ (m)

W_{50} = valore del peso corrispondente al 50% nella curva di distribuzione (kg)

P = coefficiente di permeabilità della struttura

S = livello di danneggiamento ammesso, $S = A / D_{n50}^2$

A = area erosa nella sezione

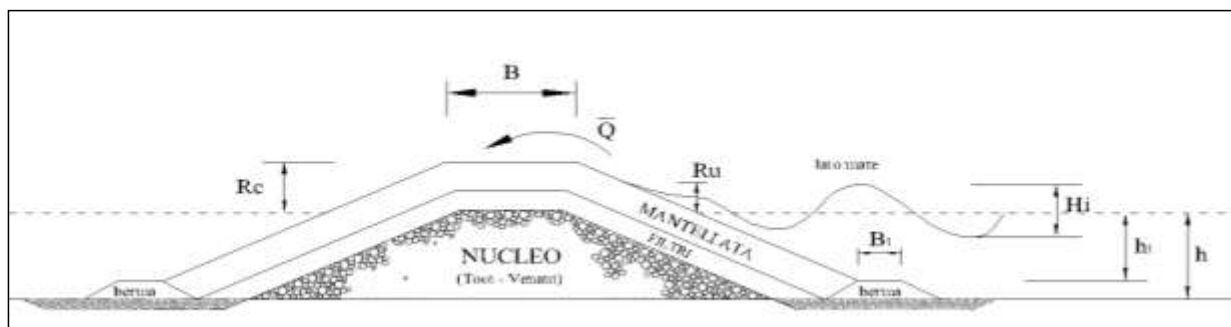
N = numero di onde

Il termine **S** sintetizza la "deformazione" indotta dall'onda di progetto sull'originaria geometria dell'opera e pertanto viene assunto come parametro rappresentativo delle condizioni di stabilità strutturale d'insieme dell'opera a gettata. Per scogliere contraddistinte da una mantellata composta da almeno due strati di massi e pendenze delle scarpate dell'opera di difesa fino ad 1/3, valori di S compresi tra 0,5÷2,0 offrono condizioni di grande stabilità delle mantellate, valori di S variabili da 2,0 a 4,0 riflettono condizioni di "inizio danneggiamento" equivalenti ad un grado di danneggiamento inferiore al 5% pienamente accettabile per il corretto esercizio delle opere marittime a gettata.

Valori di S compresi tra 4,0 e 6,0 indicano condizioni di danneggiamento che impongono interventi "manutentivi" di ricarica e riprofilatura della scogliera a seguito di eventi intensi; valori superiori ad 8 denunciano uno scenario di collasso dell'opera.

I risultati delle verifiche di stabilità delle mantellate nella sezione corrente ed in testata sono riportati nei tabulati allegati di seguito.

**DIMENSIONAMENTO IDRAULICO-STRUTTURALE: MANTELLATA IN MASSI NATURALI
SEZIONE CORRENTE DIGA FORANEA**



Caratteristiche dell'onda di progetto al largo

Altezza d'onda significativa al largo (m)	H_{so}	5.60
Periodo di picco (s)	T_p	10.67
Periodo medio (s)	T_m	8.80
Lunghezza d'onda al largo relativa a T _p (m)	L_{op}	177.8
Lunghezza d'onda al largo relativa a T _m (m)	L_{om}	120.9
Ripidità dell'onda al largo relativa a T _p	s_o	0.031
Sovralzo massimo del livello medio marino (m s.l.m.)	S_m	0.50

Caratteristiche del fondale di imbasamento della barriera

Profondità del fondale al piede dell'opera (m s.l.m.)	h	20.00
Pendenza del fondale al piede dell'opera	m	1/5

Onda di progetto a ridosso della barriera

ONDA FRANGENTE

		Kamphuis	Goda
Altezza d'onda max al piede dell'opera (m)	H_b	23.12	4.82
Altezza d'onda di progetto al piede (m)	H_s	4.80	
Lunghezza d'onda al piede dell'opera (m)	L'_p	133.02	
Ripidità dell'onda a ridosso dell'opera	s'_c	0.174	0.036
Ripidità dell'onda (T _p)	s_{op}	0.027	
Ripidità dell'onda (T _m)	s_{om}	0.040	

Caratteristiche geometriche della diga frangiflutti

barriera

Quota della berma di sommità (m s.l.m.)	R_c	5.00
Larghezza berma (m)	B	10.00
Pendenza paramento lato mare	cotgα	2.00
Porosità d'insieme della mantellata	P	0.37

Caratteristiche dei massi di mantellata

tipo: massi naturali

Coefficiente di stabilità ONDA NON FRANGENTE (Testata: 2,8; Sez. Corrente: 4,0)	K_d	4.00
Peso specifico apparente dei massi (kg/m ³)	ρ_r	2650
Peso specifico dell'acqua marina (kg/m ³)	ρ_w	1028
Densità relativa dei massi di mantellata	Δ = (ρ_r/ρ_w - 1)	1.58

VERIFICHE STRUTTURALI

Dimensionamento massi di mantellata

VALORI CARATTERISTICI MINIMI (formula di Hudson)

Peso medio (t)	M	9.33
Volume (m ³)	V	3.52

Schema di calcolo per il dimensionamento della sezione corrente con determinazione dell'altezza d'onda teorica ottenuta con la formulazione di Goda

Come anticipato l'altezza d'onda utilizzata per il dimensionamento è quella determinata nell'ambito del trasferimento a riva del moto ondoso e ubicata immediatamente davanti alla diga foranea pari ad H = 4,0 m. Ripetendo il calcolo si ha:

- per la sezione corrente:

Predimensionamento dei massi naturali della mantellata
HUDSON

$H_s := 4.0\text{m}$	Altezza d'onda significativa
$\cot\alpha := 2.0$	Pendenza paramento
$\rho_r := 2650 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Densità dei massi
$\rho_w := 1028 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Densità acqua di mare
$K_D := 4.0$	Coefficiente di stabilità
$\Delta := \left(\frac{\rho_r}{\rho_w} \right) - 1$	$\Delta = 1.578$
$D_{0.50} := \frac{H_s}{\Delta \cdot \sqrt[3]{K_D \cot\alpha}}$	
$D_{0.50} = 1.268\text{m}$	Diametro medio dei massi
$M_{50} := \rho_r \times D_{0.50}^3$	
$M_{50} = 5397\text{kgf}$	Peso medio dei massi

- per la testata:

Predimensionamento dei massi naturali della mantellata
HUDSON

$H_s := 4.0\text{m}$	Altezza d'onda significativa
$\cot\alpha := 2.0$	Pendenza paramento
$\rho_r := 2650 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Densità dei massi
$\rho_w := 1028 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Densità acqua di mare
$K_D := 2.8$	Coefficiente di stabilità
$\Delta := \left(\frac{\rho_r}{\rho_w} \right) - 1$	$\Delta = 1.578$
$D_{0.50} := \frac{H_s}{\Delta \cdot \sqrt[3]{K_D \cot\alpha}}$	
$D_{0.50} = 1.428\text{m}$	Diametro medio dei massi
$M_{50} := \rho_r \times D_{0.50}^3$	
$M_{50} = 7710\text{kgf}$	Peso medio dei massi

Effettuando il calcolo di verifica applicando la formula di Van Der Meer è stato possibile, adottando un peso medio di 9,5 t (caratteristico della categoria 7÷12 t), determinare il livello di danneggiamento S sia per la testata che per la sezione corrente:

Verifica del grado di danneggiamento della mantellata
Van der Meer

$$M_{50} := 9500 \text{ kgf} \quad \text{Peso medio di progetto}$$

$$D_{n50} := \sqrt[3]{\frac{M_{50}}{\rho_r}}$$

$$D_{n50} = 1.53 \text{ m} \quad \text{Diametro medio di progetto}$$

$$N_s := \frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} \quad N_s = 1.656 \quad \text{Numero di stabilità}$$

$$P := 0.37 \quad \text{Porosità della scogliera}$$

$$d := 20 \text{ m} \quad \text{Profondità al piede della scogliera}$$

$$T_m := 8.80 \text{ s} \quad \text{Periodo medio}$$

$$N_w := 6 \times \frac{3600 \text{ s}}{T_m} \quad N = 2455 \quad \text{Numero d'onde in una mareggiata}$$

$$L_{om} := g \cdot \frac{T_m^2}{2\pi}$$

$$L_{om} = 120.867 \text{ m} \quad \text{Lunghezza d'onda al largo}$$

$$L_m := 1 \text{ m}$$

$$L_{mc} := \text{root} \left[\left(L_m - L_{om} \cdot \tanh \left(2 \cdot \frac{\pi \cdot d}{L_m} \right) \right) \cdot L_m \right]$$

$$L_m = 101.936 \text{ m} \quad \text{Lunghezza d'onda al piede}$$

$$s_{om} := \frac{H_s}{L_{om}} \quad s_{om} = 0.033 \quad \text{Ripidità media al largo}$$

$$\xi_m := \frac{1}{\cot \alpha \cdot \sqrt{s_{om}}} \quad \xi_m = 2.748 \quad \text{Parametro di surf o Numero di Iribarren}$$

$$\xi_{mc} := \left(6.2 \cdot \frac{P^{0.31}}{\sqrt{\cot \alpha}} \right)^{\frac{1}{P+0.5}} \quad \xi_{mc} = 3.836 \quad \text{Parametro critico di surf}$$

frangimento tipo plunging

$$S_p := \left(\frac{N_s}{6.2 \cdot P^{0.18}} \right)^5 \times \sqrt{N} \times \xi_m^{\frac{5}{2}} \quad S_p = 2.067$$

frangimento tipo surging

$$S_s := \left(\frac{N_s}{1.0 \cdot P^{-0.13} \cdot \sqrt{\cot \alpha} \cdot \xi_m^P} \right)^5 \times \sqrt{N} \quad S_s = 8.817$$

$$S_d := \text{if}(\xi_m < \xi_{mc}, S_p, S_s) \quad S = 2.067 \quad \text{Livello di danneggiamento}$$

Dai risultati dei dimensionamenti (formula di Hudson) e dalle successive verifiche di stabilità (formula di Van der Meer) emerge che, assumendo una pendenza del fondale pari a 1/5 e di

1/2 per le scarpate della mantellata della scogliera in massi naturali sia per le sezioni correnti che per quella di testata, sono stati ricavati i seguenti valori:

- per fondali di 20,0 m (20,0 + 0,5 di sovrizzo) al piede dell'opera e con $H_s = 4,80$ m (onda di progetto teorica massima) si ha per la sezione corrente che il peso dei massi naturali necessari a garantire la stabilità deve essere $W_{50} = 9,33$ t, ovvero massi di categoria di peso compreso tra $7 \div 12$ t;
- per fondali di 20,0 m (20,0 + 0,5 di sovrizzo) al piede dell'opera e con $H_s = 4,00$ m (onda di progetto al piede dell'opera desunta dal trasferimento a riva) si ha per la sezione corrente un peso medio richiesto $P = 5,40$ t;
- per fondali di 20,0 m (20,0 + 0,5 di sovrizzo) al piede dell'opera e con $H_s = 4,00$ m (onda di progetto al piede dell'opera desunta dal trasferimento a riva) si ha per la sezione di testata un peso medio richiesto $P = 7,71$ t;

Assumendo sia per la sezione corrente che per la sezione di testata, sempre per fondali di 20,0 m (20,0 + 0,5 di sovrizzo) al piede dell'opera e con $H_s = 4,00$ m (onda di progetto propagata a riva), il valore del peso medio dei massi naturali pari a $W_{50} = 9,50$ t (corrispondente alla categoria $7 \div 12$ t) si ha che il grado di danneggiamento è pari a $S = 2,067$ e quindi corrispondente a condizioni di buona stabilità delle mantellate.

Lo spessore dello strato di mantellata è costante lungo la sezione ed ha un valore minimo ricavato con la seguente formula:

$$S = n K (P / \gamma_m)^{0.333}$$

dove: n è il numero degli strati

K coefficiente di strato di valore per i massi naturali pari a 1.05

Lo spessore teorico totale del doppio strato di massi naturali è:

$$S = 2 * 1.05 (P / \gamma_m)^{0.333}$$

dove: $n=2$ è il numero degli strati

K coefficiente di strato di valore per i massi naturali pari a 1.05

Dal calcolo lo spessore del doppio strato della mantellata risulta pari a circa 3,20 m i massi con peso tra 7 e 12 t.

2.3 Strati filtro

Sopra il nucleo e al di sotto dei massi costituenti la mantellata delle scogliere è necessario, per evitare il sifonamento del nucleo, interporre almeno uno strato filtro costituito da massi naturali di peso medio variabile tra $1/5$ e $1/15$ del peso dei massi sovrastanti. Si sono così previsti massi naturali da 500 a 1250 kg che corrispondono all'incirca ad $1/10$ del peso medio dei massi della mantellata (9,50 t).

Le gradazioni sono state scelte con il criterio di una agevole selezione in cava e di una limitata sovrapposizione delle classi. Lo spessore dello strato filtro ha un valore minimo ricavato dalla consueta formula :

$$S = 2 * 1.05 (P / \gamma_m)^{0.333}$$

dove: $n=2$ è il numero degli strati

K coefficiente di strato di valore per i massi naturali pari a 1.05

che ha fornito un valore di circa 1,50 m.

2.4 Berma al piede della mantellata

La berma al piede della mantellata (lato mare) ha la funzione di sostenerla e di proteggere il filtro ed il terreno sottostante dall'azione diretta del moto ondoso. Il dimensionamento dei massi al piede è influenzato principalmente dalla profondità dell'acqua sulla sommità della berma in rapporto all'altezza d'onda incidente. All'aumentare della profondità si riduce l'azione idrodinamica e di conseguenza il peso dei massi necessario ad assicurarne la stabilità.

Come regola generale la profondità della sommità del doppio strato che caratterizza la berma al piede deve essere di almeno una volta il valore dell'altezza d'onda incidente H_s al di sotto del livello marino per non subire gli effetti della ridiscesa dell'onda in corrispondenza del cavo ed evitare il frangimento diretto.

La verifica di stabilità del piede può essere effettuata con la moderna formula di Gerding (1993):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(0.24 \frac{h_t}{D_{n50}} + 1.6 \right) N_{od}^{0.15}$$

dove:

h_t = profondità della sommità della berma (unghia al piede)

N_{od} = è il numero di danneggiamento (≤ 0.5 nessun danno o danno incipiente, $0.5 \leq N_{od} \leq 2$ leggero spianamento (inizio del danno), ≥ 4 completo spianamento).

Nella seguente tabella sono riportati i risultati dell'applicazione della citata formula che individua la necessaria profondità della sommità della berma al piede) assumendo un coefficiente di danneggiamento pari a $N_{od}=0,5$. Ripetendo il calcolo per diversi valori di H_s e per le quattro principali classi di massi naturali solitamente utilizzate, si è ottenuto:

Classe dei Massi	0.5-1.25	1 - 3 t	3 - 7 t	7 - 10 t
	Mn50	Mn50	Mn50	Mn50
	0.875	2.00	5.00	8.50
Hs	Dn50	Dn50	Dn50	Dn50
	0.69	0.91	1.24	1.47
3.10	4.48	3.01	0.85	-0.75
3.50	5.65	4.19	2.02	0.42
4.00	7.11	5.65	3.48	1.89
4.80	9.46	7.99	5.83	4.23
5.00	10.04	8.58	6.41	4.82

Profondità richiesta per la stabilità della berma del piede della mantellata

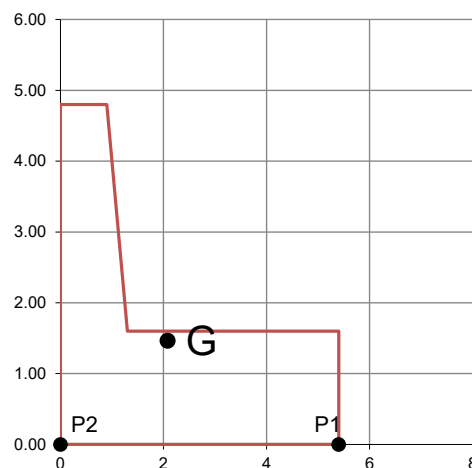
Per le sezioni di progetto della nuova diga foranea in massi naturali, in cui è stata utilizzata la berma al piede, risulta sufficiente l'impiego di massi della categoria 3÷7 t a partire dalla profondità risultante dai calcoli di $h_t = -5,83$ m sul l.m.m., ovvero a partire dalla - 6,0 m sul l.m.m. per tutte le sezioni di progetto sia in sezione corrente che di testata.

3. Verifica della struttura paraonde

La diga frangiflutti è dotata di un massiccio di coronamento con la funzione di proteggere dall'over-topping la cresta della diga e di consentire allo stesso il camminamento lungo la diga di sopraflutto.

Il massiccio di coronamento, realizzato in calcestruzzo, è imbasato alla quota di +0.20 m sul l.m.m. collocato sullo strato filtro della mantellata interna. Il muro del massiccio di coronamento si eleva fino alla quota di +4.50 m sul l.m.m.. Lo spessore della nuova sovrastruttura di coronamento è pari a 1.15 m, con una larghezza complessiva di 3.00 m nel primo tronco di radicamento e 2.70 m nel secondo tratto. La larghezza complessiva del massiccio di coronamento è di 7.75 m.

Al fine, di garantire la stabilità del muro è stato necessario inserire una berma di sommità di adeguata larghezza al fine di limitare le azioni di impatto diretto dell'onda incidente sul muro stesso. La quota media della berma è di +2.00 m sul l.m.m. e la sua larghezza antistante il muro paraonde raggiunge circa 10.00.



Per la verifica del muro paraonde si è preliminarmente calcolato il valore delle azioni agenti su di esso. Considerando le tipologie di carichi permanenti e variabili combinati secondo le combinazioni fondamentali descritte dalle NTC2018.

3.1 Azioni permanenti

Il muro paraonde è soggetto all'unica azione permanente del peso proprio. Di seguito sono riportate le caratteristiche fisiche e geometriche del massiccio di coronamento proposto:

1. Caratteristiche geometriche:

$$\gamma_{cls} = 23,5 \text{ kN/m}^3$$

$$P = \gamma_{cls} \times A_{muro} = 23,5 \times 12.16 = 285.76 \text{ kN/m}$$

$$X_g = 2,08 \text{ m} \text{ – nel piano orizzontale e rispetto al piede lato mare}$$

$$Y_g = 1,46 \text{ m} \text{ – nel piano verticale e rispetto al piede lato mare}$$

Area della sezione:	A	12.16	m ²
Ascissa del baricentro:	Xg	2.08	m
Ordinata del baricentro:	Yg	1.47	m
Peso specifico calcestruzzo:	ρ_{cls}	23.50	kN/m ³
Peso dell'elemento di coronamento:	W	285.76	kN/m

3.2 Azioni del moto ondoso

Le azioni elementari agenti sul muro paraonde sono state determinate utilizzando la metodologia proposta da F.L.Martin ("Wave loads on rubble mound breakwater crown walls" - F.L.Martin, M.A.Losada, R.Medina - Coastal Engineering 1999), che definisce, per onde frangenti di tipo surging e collapsing o già frante, la distribuzione delle pressioni indotte sul muro paraonde.

Tale criterio non può essere applicato nel caso di impatto di eventi di "shock".

La metodologia si basa sulla considerazione sperimentale che una singola onda può generare sulla stima verticale due distinte sollecitazioni massime dette: forza da impatto ("impact force") e forza di pulsazione ("pulsating force").

Per determinare la distribuzione delle pressioni da impatto, Martin suggerisce di utilizzare le seguenti espressioni:

- per la parte del muro non protetta dalla scogliera:

$$P_{so} = C_{w1} \times \rho_w \times g \times S_o$$

- per la parte del muro protetta dalla scogliera:

$$P_{s1} = C_{w2} \times C_{w1} \times \rho_w \times g \times S_o$$

dove:

C_{w1} è funzione del massimo run-up, dell'altezza d'onda di progetto e della pendenza della scarpata;

C_{w2} è funzione della larghezza della berma e della lunghezza d'onda relativa al periodo di picco;

$\rho_w = 10.3 \text{ kN/m}^3$ - la densità dell'acqua;

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$ - accelerazione di gravità;

S_o è il massimo run-up previsto sulla berma della scogliera.

La distribuzione delle pressioni da pulsazione (idrostatiche) è data da:

$$P_p(z) = C_{w3} \times \rho_w \times g \times (S_o + A_c - z)$$

dove:

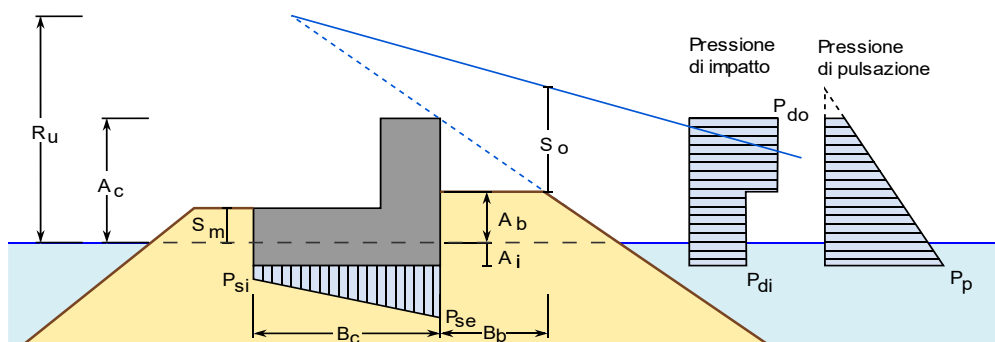
z è la quota di calcolo rispetto al l.m.m.;

C_{w3} è un parametro adimensionale, funzione delle caratteristiche della scogliera

A_c è l'altezza della berma rispetto al l.m.m.

Nello schema riportato nella pagina seguente sono riassunte le caratteristiche del moto ondoso incidente, le dimensioni della struttura di coronamento e le caratteristiche della berma in massi naturali antistante il massiccio di coronamento, nonché il calcolo delle condizioni e sollecitazioni agenti sulla struttura di coronamento:

Onda di progetto		Tr: 50 anni	
Altezza d'onda significativa al largo (m)	H_s	4.21	
Altezza d'onda di calcolo	H_c	7.41	
Periodo di picco (s)	T_p	9.50	
Lunghezza d'onda al largo (m)	L_{op}	140.91	
Ripidità dell'onda al largo	S_c	0.05	
Lunghezza d'onda al piede dell'opera (m)	L'_p	103.60	
Ripidità dell'onda a ridosso dell'opera	S'_c	0.07	
Sovralzo massimo del livello medio marino (m)	S_m	0.50	
Dimensioni struttura			
Profondità fondale al piede dell'opera (m s.l.m.)	h	15.00	
Quota berma mantellata (m s.l.m.)	A_b	5.00	
Larghezza berma (m)	B_b	10.00	
Pendenza mantellata	$\cotg\alpha$	2.00	
Larghezza di base del massiccio di coronamento (m)	B_c	5.40	
Quota sommitale del muro paraonde (m s.l.m.)	A_c	4.50	
Quota di imbasamento del muro paraonde (m s.l.m.)	A_i	0.20	
Porosità mantellata	p	0.4	
Porosità alla base del massiccio di coronamento	p_c	0.40	
Diametro medio massi della mantellata (m)	D_{n50}	1.76	



Calcolo diagrammi di pressione

50 anni

Condizioni di impatto diretto dell'onda contro il muro paraonde:

NO

Altezza relativa A_b/H_c 0.61
Larghezza relativa B_b/H_c 1.35 > 0.35

Run-up al margine della mantellata (m) S_o 2.70
 $A_b + S_o$ (m) 7.70

Calcolo dell'altezza di Run-up

$$R_u = H_c \times (A_u \times (1 - \exp(-B_u \times x_m)))$$

Numero di Iribarren ξ_m 2.18
 A_u 1.29 B_u 0.62
Run-up associato all'altezza d'onda H_c (m) R_u 7.09

Pressioni di impatto P_d

(valido per $0.03 < S'c < 0.075$)

$P_{do} = C_{w1} \times \rho_w \times g \times S_o$ C_{w1} 2.13
 $P_{di} = C_{w2} \times C_{w1} \times \rho_w \times g \times S_o$ C_{w2} 0.28
Tratto NON riparato dalla mantellata kN/m^2 P_{do} 57.8
Tratto inferiore (riparato dalla mantellata) kN/m^2 P_{di} 16.1
Sottopressione lato mare kN/m^2 P_{se} 16.1
Sottopressione lato terra kN/m^2 P_{si} 0.00

Pressioni di pulsazione P_p

(valido per $0.03 < S'c < 0.075$)

$P_p = C_{w3} \times \rho_w \times g \times (S_o + A_c - z)$ C_o 0.07
 C_{w3} 0.22
Pressione massima all'imbasamento kN/m^2 P_p 16.84
Pressione alla sommità del coronamento kN/m^2 P'_p 6.83
Sottopressione lato mare kN/m^2 P_{se} 16.84
Sottopressione lato terra kN/m^2 P_{si} 8.36

Calcolo azioni risultanti

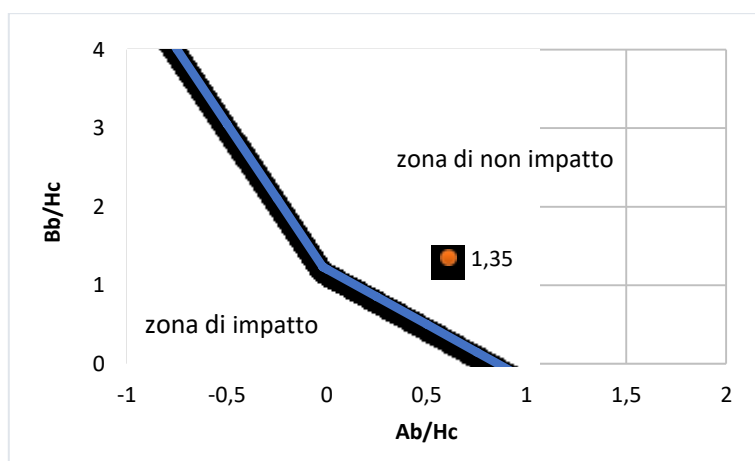
Azioni dovute alle Pressioni di impatto P_d

Spinta orizzontale kN/m Sp_d 69.4
Sottospinta kN/m Sp_{du} 43.6
Momento rispetto allo spigolo lato terra $kN-m/m$ Mp_d 306.3

Azioni dovute alle Pressioni di pulsazione P_p

Spinta orizzontale kN/m Sp_p 50.9
Sottospinta kN/m Sp_{pu} 68.0
Momento rispetto allo spigolo lato terra $kN-m/m$ Mp_p 298

Come si evince dai calcoli sopra riportati, la configurazione simulata non presenta condizioni di impatto diretto dell'onda contro il muro paraonde e quindi la verifica di stabilità relativa al caso di impatto verrà omessa.



3.3 Verifiche di Stabilità

Le verifiche devono essere effettuate impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1), per i parametri geotecnici (M1) e per le resistenze (R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nell'approccio progettuale è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche (A1 – M1 – R3).

Le verifiche seguenti sono effettuate secondo il primo approccio.

Per i muri di banchina o per altre strutture ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
 -

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi GEO di muri di sostegno

VERIFICA	Coefficiente Parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R=1.4$
Scorrimento	$\gamma_R=1.1$
Ribaltamento	$\gamma_R=1.15$

3.4 Verifica al ribaltamento

Le norme tecniche prevedono che la somma dei momenti delle forze stabilizzanti (M_{stab}) incrementate dei rispettivi coefficienti parziali sia maggiore della somma dei momenti delle forze ribaltanti (M_{rib}) incrementati dei rispettivi coefficienti parziali. Gli assi di ribaltamento per la valutazione dei momenti passano per il piano d'imbasamento e per lo spigolo lato interno del solettone di base; il coefficiente di stabilità al ribaltamento è:

$$\eta_{equ} = \sum \gamma_s \times M_{stab} / (\sum \gamma_r \times M_{rib}) > 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO				
NTC2018 - SLU - A1+M1+R3				
	tipo carico	coeff. parziale	Momento	R _d /E _d
			kNm	
Peso proprio - spinta di galleggiamento	G	1.0	894.8	
Azione di impatto (Tr= 50 anni)	Q	1.5	-306.3	1.95
Azione di pulsazione (Tr= 50 anni)	Q	1.5	-298.3	2.00

3.5 Verifica alla traslazione sul piano di posa

La somma delle forze resistenti nella direzione dello slittamento, incrementate dei rispettivi coefficienti parziali sia maggiore della somma delle componenti nella stessa direzione delle azioni sulla struttura di coronamento, incrementate dei rispettivi coefficienti parziali nelle varie combinazioni di carico.

La superficie di scorrimento è quella di separazione tra il piano di fondazione ed il terreno sottostante; il coefficiente d'attrito terreno - fondazione (μ) che generalmente si assume pari a 0,6. Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è:

$$\eta_{str} = \sum \gamma_s \times F_{res} / (\sum \gamma_r \times F_h) > 1$$

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO					
NTC2018 - SLU - A1+M1+R3					
	tipo carico	coeff. parziale	Forza verticale	Forza orizzontale	R _d /E _d
			kN	kN	
$f = 0.6$					
Peso proprio - spinta di galleggiamento	G	1.0	269.5	0.0	
Azione di impatto (Tr= 50 anni)	Q	1.5	-43.6	-69.4	1.18
Azione di pulsazione (Tr= 50 anni)	Q	1.5	-68.0	-50.9	1.32

3.6 Verifica a schiacciamento dell'imbasamento a scogliera

Per valutare le tensioni indotte dal muro sulla scogliera d'imbasamento si ipotizza che le tensioni abbiano un andamento lineare. Tale ipotesi è valida solo se la piastra di fondazione è sufficientemente rigida. Inoltre, le "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" ammettono un carico massimo sulla fondazione di 5,00 kg/cm² ≈ 500,00 kN/m², che rappresenta quindi il valore limite da soddisfare nelle verifiche.

Se la sezione è interamente reagente (il punto di applicazione della forza cade all'interno del nocciolo centrale di inerzia - $|e| \leq H/6$), si utilizza la nota espressione di Navier:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B \times H} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{H} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B \times H} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{H} \right)$$

nel caso di sezione parzializzata le espressioni precedenti diventano:

$$\sigma_{\max} = \frac{4}{3} \times \frac{N}{B \cdot (H - 2e)}$$

$$\sigma_{\min} = 0$$

Procedendo al calcolo relativo alle *condizioni di pulsazione dell'onda*, si ha:

VERIFICA ALLO SCHIACCIAMENTO DEL PIANO DI POSA							
	tipo carico	coeff. parziale	Forza verticale	Momento	eccentricità	pressioni sul terreno	
			kN	kNm	m	σ_{\max}	σ_{\min}
Peso proprio	G	1.0	269.5	894.8	0.62	kN/m ²	kN/m ²
Azione di impatto (Tr= 50 anni)	Q	1.5	-43.6	-306.3	-0.57	61.6	14.0
Azione di pulsazione (Tr= 50 anni)	Q	1.5	-68.0	-298.3	-0.03	32.0	30.1

per cui le tensioni trasmesse sulla piastra di fondazione sono tutte inferiori ai 500,00 kN/m² come richiesto dalle Istruzioni tecniche.

5. Verifica di stabilità geotecniche della diga

5.1 Vita nominale delle opere strutturali

La vita nominale (VN) di un'opera, intesa come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, è posta per le strutture marittime di progetto pari a 50 anni (Tab 2.4.1 del NTC 2018 - "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari").

5.2 Classe d'uso

La classe d'uso dell'opera in rapporto alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche è stata assunta pari a II ("Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.").

5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento (VR), in relazione al quale sono valutate le azioni sismiche sulla struttura, è ottenuto moltiplicando la vita nominale (VN = 50 anni) per il coefficiente d'uso associato alla relativa classe d'uso (CU = 1.00) da cui si ricava che il periodo di riferimento è pari a 50 anni.

5.4 Classificazione sismica

L'isola di Tavolara (comune di Olbia) è classificata in zona sismica 4 indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Sardegna n. 15/31 del 30.03.2004.

5.5 Caratterizzazione sismica

I parametri sismici utilizzati nelle verifiche dell'opera sono stati ricavati dalla normativa vigente a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La pericolosità sismica nazionale è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>, e riportati in allegato al DM 14/1/2008, in corrispondenza dei nodi di un reticolo di riferimento con passo di 0.05°. In corrispondenza di ogni nodo del reticolo di riferimento, per ciascuna delle probabilità di superamento (PVR) nel periodo di riferimento (VR) sono assegnati i valori dei seguenti parametri:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le probabilità di superamento (PVR) nel periodo di riferimento (VR), cui riferirsi per individuare l'azione sismica, sono definite in relazione al tipo di stato limite sismico considerato, così come indicato nella tabella 3.2.I delle NTC2018. Nel caso specifico è stato preso in esame lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), al quale corrisponde una probabilità di superamento (PVR) nel periodo di riferimento (VR) pari al 10%. Pertanto, il relativo periodo di ritorno dell'azione sismica ($TR = -VR/\ln[1-PVR]$) è pari a 475 anni.

Per l'area di intervento i valori dei parametri sismici da utilizzare per la definizione dell'azione sismica di progetto, in relazione al periodo di ritorno considerato, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 5.1 – Valutazione dell'azione sismica – Valori di riferimento per verifica delle opere

V_N (anni)	C_U	V_R (anni)	Stato limite (-)	TR (anni)	F_0 (-)	T^*c (s)	a_g (g)
50	1	50	SLV	475	2.88	0.34	0.05

5.6 Caratterizzazione stratigrafiche e geotecniche dei terreni

Di seguito si riportano in sintesi i parametri relativi alle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dei terreni interessati dall'opera:

- strato B: terreni granulari, caratterizzati da coperture oloceniche sabbiose, ghiaiose, di discrete caratteristiche meccaniche;

- strato C-1: strato più superficiale di facies di Monte Nieddu con presenza di fratture/disfacimento (granito fratturato);
- strato C: facies intrusiva di Monte Nieddu (granito).

Per i maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica-geotecnica.

Tabella 5.1 – Caratterizzazione geotecnica: valori medi dei principali complessi omogenei dei terreni

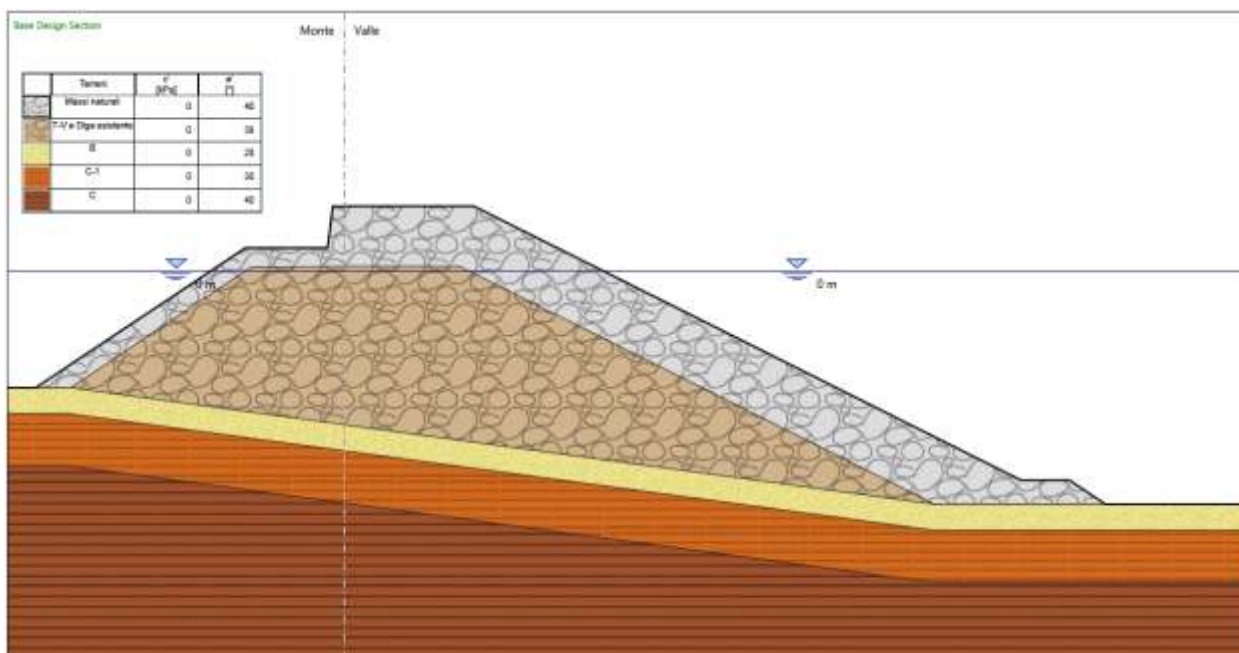
Litotipo	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	Spessore medio (m)
B	20.12	28 ÷ 30	0	2.00
C-1	21.00	30 ÷ 40	0	4.00
C	23.53	40 ÷ 45	0	>20.00

5.7 Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici di modello

Di seguito viene riportata la stratigrafia di riferimento e i parametri geotecnici dei terreni e degli strati della scogliera assunti nei calcoli di dimensionamento e verifica. La sezione di calcolo è stata assunta cautelativamente in corrispondenza dei massimi fondali, mentre per le caratteristiche geomeccaniche degli strati sono stati assunti, a scopo cautelativo, sono stati assunti i valori minimi dei parametri di resistenza individuati. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica-geotecnica di progetto.

Tabella 5.2 – Caratterizzazione geotecnica: valori medi dei principali complessi omogenei dei terreni e degli strati della scogliera

Litotipo / Strati scogliera	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	q.ta tetto (m s.m.)	q.ta letto (m s.m.)
<i>Massi naturali nuova opera (mantellata, strato filtro, berma)</i>	20	40	0		
<i>Tout-venant (nucleo nuova opera) e Corpo diga esistente</i>	20	38	0		
B	20.12	28	0	-18.00	-20.00
C-1	21	30	0	-20.00	-24.00
C	23.53	40	0	-24.00	---



5.8 Calcolo dell'azione sismica

Con riferimento a quanto definito in precedenza si riportano nella Tabella 5.3 i valori da utilizzare per la definizione dell'azione sismica di progetto.

Tabella 5.3 –Valori di riferimento per l'azione sismica

STATO LIMITE	TR (anni)	F_0 (-)	T_c^* (s)	a_g (g)
SLV	475	2.88	0.34	0.05

Sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche proprie del sito, è stato calcolato il valore massimo dell'accelerazione a_{max} da considerare nelle analisi di progetto. Tale valore deriva dall'accelerazione massima in condizione di sito di riferimento pianeggiante su suolo rigido, adeguatamente amplificata per tener conto dell'effetto delle specifiche condizioni stratigrafiche e topografiche.

Tale amplificazione locale viene introdotta utilizzando i due coefficiente seguenti:

SS = coefficiente di amplificazione stratigrafica (calcolato secondo la Tabella 3.2.IV del DM 17/01/18, variabile per ogni stato limite di riferimento);

ST = coefficiente di amplificazione topografico (calcolato considerando le condizioni topografiche del sito secondo la Tabella 3.2.V del DM 17/01/18);

L'accelerazione massima di riferimento, tenendo conto delle amplificazioni, è stata calcolata quindi con la seguente relazione:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = S \cdot a_g$$

Per quanto riguarda le condizioni stratigrafiche, la definizione della categoria di sottosuolo e gli altri parametri già introdotti, permettono di calcolare il valore di S_S per ogni stato limite di riferimento (Tabella 3.2.IV - NTC 2018). La relazione geologica indica una categoria di sottosuolo di tipo C che corrisponde ad un coefficiente amplificativo $S_S=1.5$.

A riguardo delle condizioni topografiche, tutte le aree interessate dalle opere di progetto sono caratterizzate da un fondale o piano campagna lievemente inclinati; per tale motivo, le analisi di stabilità in corrispondenza delle opere sono state eseguite tenendo conto di una categoria topografica T1, che secondo Tabella 3.2.III e Tabella 3.2.V della normativa di riferimento corrisponde ad un coefficiente amplificativo $S_T = 1.0$.

I valori utilizzati nelle verifiche sismiche in corrispondenza dell'opera sono riassunti nella seguente Tabella 5.4.

Tabella 5.4 –Valori di riferimento per verifica delle opere dopo amplificazione topografica e stratigrafica

STATO LIMITE	TR (anni)	F_0 (-)	T_c^* (s)	a_g (g)	S_S	S_T	a_{\max} (g)
SLV	475	2.88	0.34	0.05	1.5	1.0	0.075

5.9 Criteri di verifica

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) vengono effettuate in ottemperanza alla normativa nazionale "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/1/2018, secondo i criteri sotto riportati.

Per la diga a gettata sono stati considerati i seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Instabilità globale del sistema terreno-opera (A2+M2+R2)

Nelle **verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)** deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni e R_d è il valore di progetto della resistenza.

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

- 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 per i coefficienti parziali γ_G e γ_Q e per i coefficienti di combinazione ψ_{0j} i valori in seguito indicati.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_G (o γ_Q)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(0)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qk}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽⁰⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Per quanto riguarda il caso in esame non sono presenti sovraccarichi accidentali.

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

- 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 per i coefficienti parziali ψ_G e ψ_Q il valore pari a 1.

Per le verifiche sismiche i coefficienti parziali A ed M sono tutti uguali a 1.

Per la presenza di acqua libera è necessario tenere in conto della sovrappressione dell'acqua dovuta all'effetto idrodinamico, avente risultante pari a:

$$E_{d,w} = \mu \frac{7}{12} k_h \gamma_w h^2$$

essendo h l'altezza del pelo libero dalla quota del fondale al piede dell'opera.

Per le verifiche di stabilità globale in condizioni sismiche sono stati applicati i seguenti coefficienti:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

dove

$\beta_s = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\gamma_R = 1.2$.

(§ 7.11.4)

5.10 Calcolo e verifica della sezione di progetto

Per i calcoli di verifica è stato utilizzato il software specialistico PARATIE PLUS 2019 di Harpaceas Srl.

Per la verifica di stabilità globale è stata applicato il metodo dell'equilibrio limite attraverso il metodo dei conci. Benché il grado di stabilità di un pendio sia legato alle deformazioni che esso manifesta, le analisi di stabilità sono basate su metodi che considerano solo l'equilibrio delle forze in gioco. Il metodo si basa sul confronto tra forze resistenti e forze agenti e sulla definizione di un fattore di sicurezza dato dal loro rapporto. Il corpo è considerato rigido, senza tener conto di deformazioni o spostamenti, la superficie di rottura è nota a priori. Il metodo richiede soltanto di determinare i criteri di resistenza del materiale lungo la superficie di rottura. I metodi dell'equilibrio limite si basano sul presupposto che è necessario che siano soddisfatte le condizioni di equilibrio e il criterio di resistenza (che determina le condizioni di collasso), ma che le condizioni di congruenza e di compatibilità degli spostamenti possano essere ignorate. Esistono diverse applicazioni di questo metodo ma tutte hanno in comune le seguenti assunzioni:

-
- le superfici di rottura sono delle superfici di scivolamento predefinite, quindi l'analisi di stabilità è effettuata considerando l'equilibrio della massa di terreno individuata da tale superficie sottoposta alle forze di contorno;
 - la legge costitutiva lungo la superficie di rottura è assunta rigida – perfettamente plastica mentre quella del materiale è rigida.
 - la resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento è calcolata attraverso le equazioni della statica;
 - quando il pendio non è omogeneo ed esistono condizioni di flusso difficilmente schematizzabili, si ricorre a metodi che suddividono la massa interessata in conci per ogni concio valgono le assunzioni precedenti.

In particolare, è stato applicato, a favore della sicurezza, il metodo di Bishop in cui, nelle equazioni di equilibrio, vengono trascurate le forze di taglio tra i conci.

Al metodo di Bishop è stato applicato l'Approccio di progetto A2+M2+R2 con $R2 = 1.1$ in condizioni statiche e l'Approccio di progetto 1.0+1.0+R2 con $R2 = 1.2$ in condizioni sismiche (vedi i criteri di verifica par.5.9 indicati nella relazione).

Nelle figure seguenti si riportano gli esiti delle verifiche svolte per la condizione statica e per la condizione sismica, rappresentate dal valore del coefficiente di sicurezza F_s minimo riferito alla superficie di scorrimento critica ottenuto dal modello di calcolo. Il modello di calcolo considera un valore unitario del coefficiente parziale applicato alla resistenza ($R1$), per tale motivo per ottenere il valore del coefficiente di sicurezza secondo le NTC basta applicare il coefficiente $R2$ al valore di F_s ottenuto.

Nella tabella riassuntiva si riporta, per le verifiche svolte, nella prima colonna il coefficiente di sicurezza F_s sopra descritto che risulta dal modello di calcolo senza applicare il coefficiente di riduzione delle resistenze offerte, mentre nella seconda colonna si riportata il corrispondente valore del coefficiente di sicurezza ottenuto applicando alla resistenza del terreno il coefficiente $R2$ della Normativa vigente. Dai risultati delle analisi, le condizioni di stabilità della scogliera risultano soddisfatte.

Tabella 5.5 – risultati delle verifiche di tipo stabilità di insieme (GEO) agli stati limite ultimi

	F_s minimo	Rd/Ed SLU (GEO): (A2+M2+R2) SLU-EQK (GEO): (1.0+1.0+R2)
Verifica SLU (GEO) Condizione statica	1.252	1.138
Verifica SLU-EQK (GEO) Condizione sismica	1.375	1.146

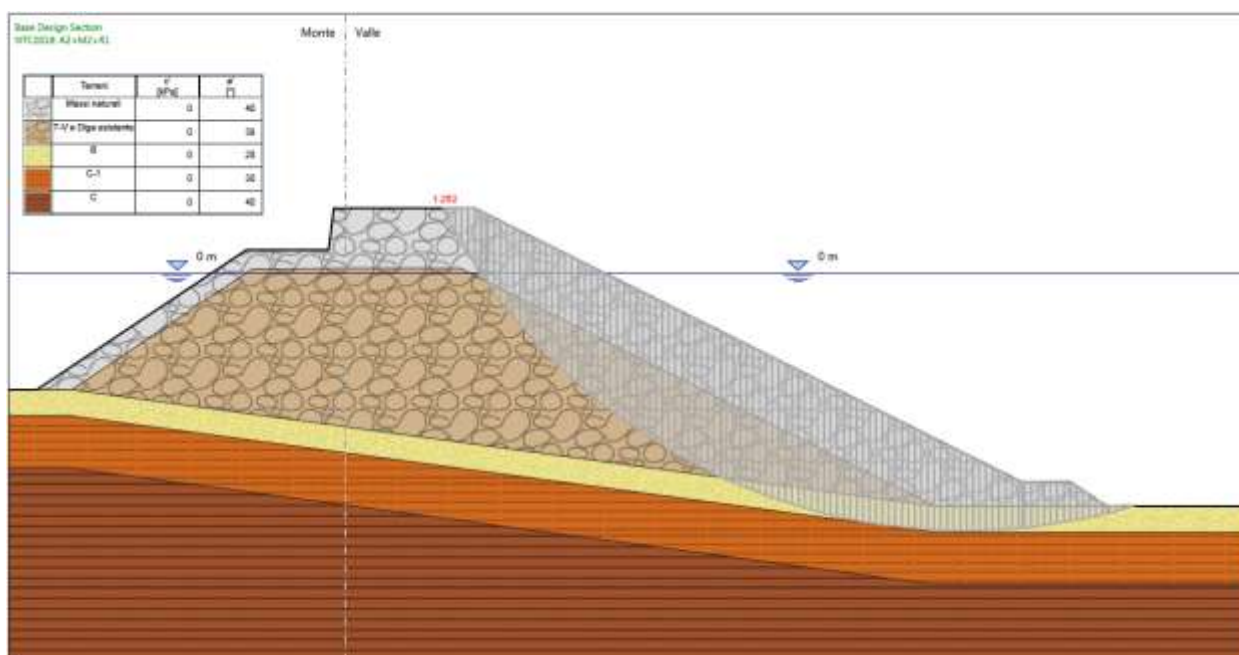


Figura 5.1: valore del coefficiente di sicurezza minimo (F_s) ottenuto in riferimento alla superficie di scorrimento critica per la verifica di stabilità di globale in condizioni statiche

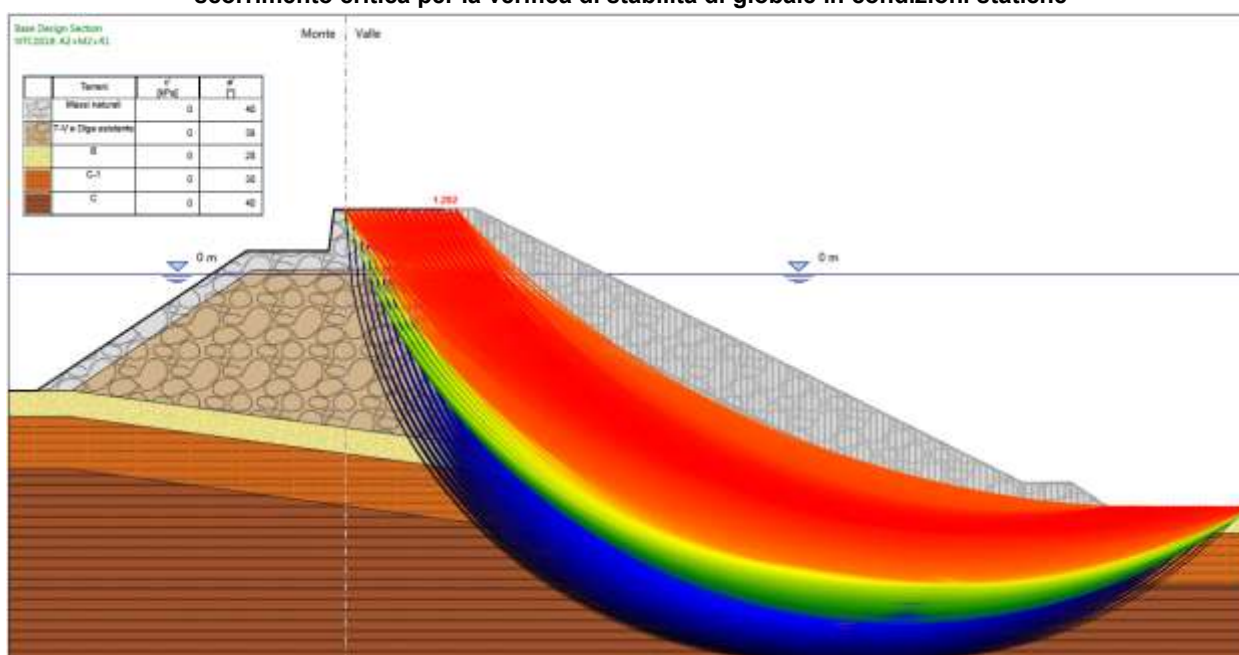


Figura 5.2: valore del coefficiente di sicurezza minimo (F_s) ottenuto in riferimento alla superficie di scorrimento critica e superfici critiche analizzate per la verifica di stabilità di globale in condizioni statiche

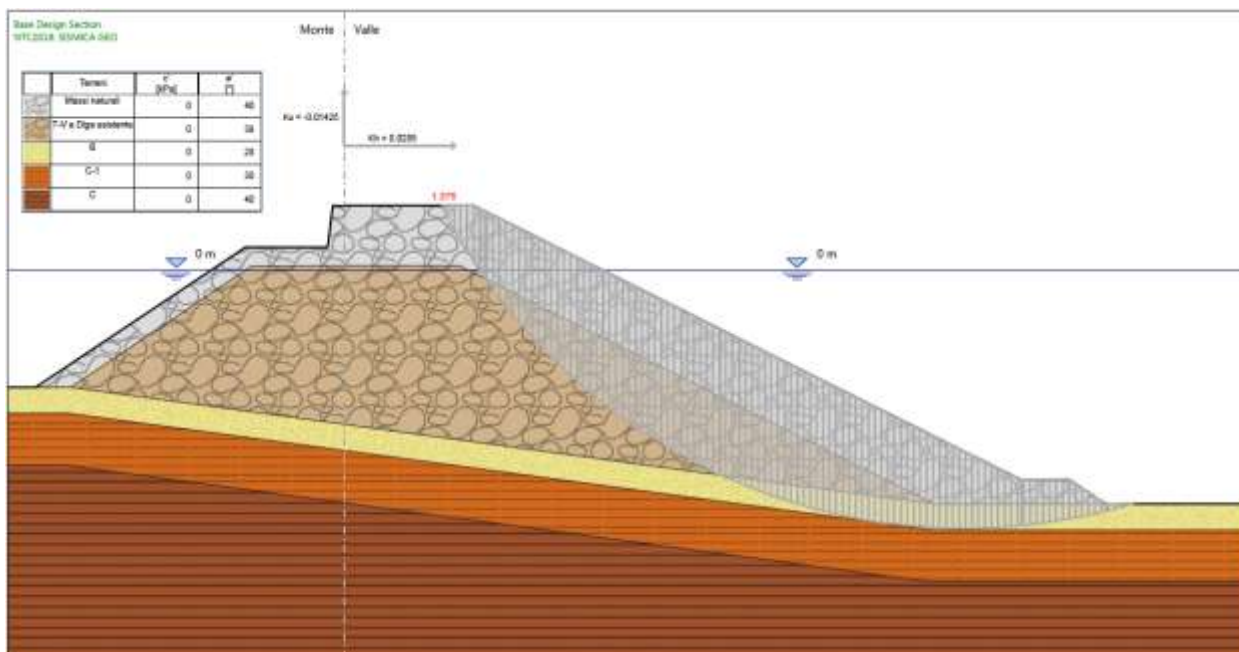


Figura 5.3: valore del coefficiente di sicurezza minimo (F_s) ottenuto in riferimento alla superficie di scorrimento critica per la verifica di stabilità di globale in condizioni sismiche

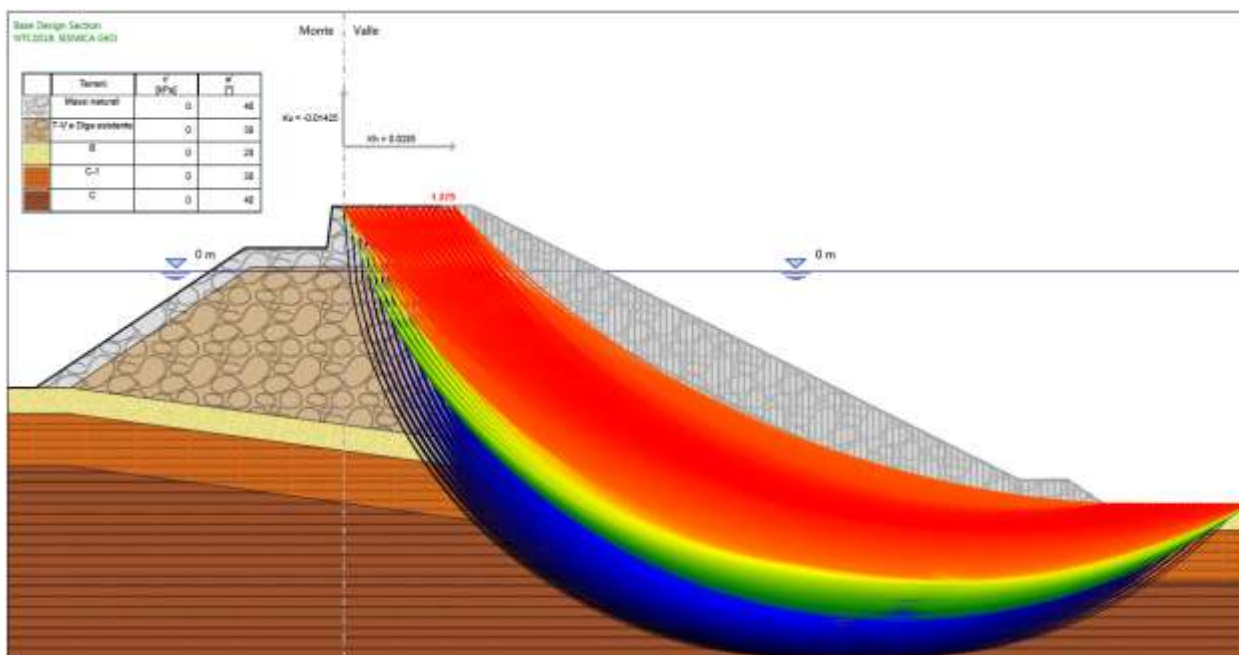


Figura 5.4: valore del coefficiente di sicurezza minimo (F_s) ottenuto in riferimento alla superficie di scorrimento critica e superfici critiche analizzate per la verifica di stabilità di globale in condizioni sismiche