



COMUNE DI GAETA



Autorità di Sistema Portuale
del Mar Tirreno Centro Settentrionale

PORTI DI ROMA E DEL LAZIO - CIVITAVECCHIA - FIUMICINO - GAETA

RICHIEDENTI:

SANTAMARIA S.R.L.

Via Docibile, 44 - 04024 GAETA (Lt)
P. IVA: 01019740594
email: info@portoanticogaeta.it

SANTAMARIA SRL
Via Docibile 44
04024 - GAETA (LT)
P.Iva 01019740594

Marco VAGNANI

Via Docibile, 44 - 04024 GAETA (Lt)
C.F.: VGNMRC73M27D708Y

PROGETTISTA:



Rogedil Servizi s.r.l.

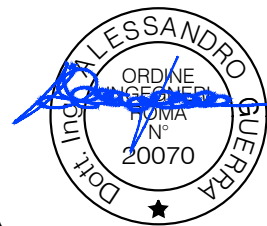
Via Ada Negri, 66 - 00137 ROMA
Tel. 06 82002948 Fax 06 82097772
email: servizi@rogedil.com

Progetto Ufficio Tecnico Rogedil Servizi srl
DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Franco PORTOGHESI



PROGETTISTA

Dott. Ing. Alessandro GUERRA



PROGETTO:

OPERE DI COMPLETAMENTO A PROTEZIONE
E SALVAGUARDIA DEL MOLO SANTA MARIA

PROGETTO DEFINITIVO

N° progetto	Commessa	N° progr.	N° elaborato	Rev	Cap	Tip
001 21	GAE SNT	018	003 0	0	S	R

STRUTTURALE

OGGETTO:

RELAZIONE DI CALCOLO
STRUTTURALE E GEOTECNICA

Scala	Plot	File	Redatto	Controllato	Approvato
	Dim	00121GAESNTD01800300SR	Ing. LUPI	Ing. COSIMI	Ing. GUERRA
		Tipo PDF			

DATA	REV	DESCRIZIONE	CODICE	
D	MARZO 2022	0	Emissione per Approvazione Enti	1/21

INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO, RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E SOFTWARE ADOTTATI	3
3. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO	4
4. DESCRIZIONE DELL'OPERA DI PROGETTO	5
4.1. Materiali impiegati.....	8
4.2. Determinazione del copriferro di progetto.....	12
5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	14
5.1. Valutazione tempo di ritorno T_r	15
5.1.1. Periodo di riferimento V_r	15
5.1.2. Probabilità di superamento dello stato limite richiesto.....	16
5.2. Definizione della terna di valori a_g , F_0 , T^*_c	16
5.3. Effetto della risposta sismica locale	18
5.3.1. Categoria di sottosuolo	18
5.3.2. Condizione topografica.....	18
5.4. Termini di amplificazione stratigrafica e topografica	19
6. STRATIGRAFIA DI CALCOLO E PARAMETRI GEOTECNICI DI MODELLO	20
7. CALCOLI DI VERIFICA DELLE SCOGLIERE	22
7.1. Verifica idraulico strutturale	23
7.1.1. Scogliera.....	24
7.1.1.1. Allegato di calcolo_Scogliera	27
7.1.2. Muro paraonde.....	39
7.1.2.1. Allegato di calcolo_Muro	40
7.2. Verifica di stabilità	50
7.2.1. Stabilità in condizioni statiche.....	55
7.2.1.1. Fase costruttiva 1.....	56
7.2.1.2. Fase costruttiva 2.....	58
7.2.1.3. Fase costruttiva 3.....	60
7.2.2. Stabilità in condizioni dinamiche.....	61
7.2.2.1. Metodo pseudo-statico	61
7.2.2.2. Applicazione dell'accelerogramma (Newmark displacement).....	63
7.3. Verifica dei fenomeni di risalita d'onda (run up), di tracimazione (overtopping) e di riflessione diretta sull'imbasamento per le massicciate radenti.....	64
7.3.1. Allegato di calcolo verifiche Un up e Overtopping.....	68
7.4. Valutazione dei cedimenti attesi	69

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.	Foto aerea_Dettaglio Molo Sanità.....	4
Figura 2.	Sezione tipologica scogliera.....	7
Figura 3.	Profilo longitudinale	7
Figura 4.	Planimetria post operam	8
Figura 5.	Diagramma tensione-deformazione nel calcestruzzo	10
Figura 6.	Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio	11
Figura 7.	Azione sismica nel sito di interesse_reticolo (Long. 13.572 E_Lat. 41.213 N)	17
Figura 8.	Parametri di calcolo utilizzati_Scogliera	27
Figura 9.	Sezione tipo scogliera_S3.....	28
Figura 10.	Posizionamento Muro Paraonde.....	39
Figura 11.	Parametri di calcolo utilizzati_Muro paraonde	40
Figura 13.	Scogliera in fase 1.....	56
Figura 14.	Scogliera in fase 1_Superfici calcolate	56
Figura 15.	Scogliera in fase 2.....	58
Figura 16.	Scogliera in fase 2_Superfici calcolate	58
Figura 17.	Scogliera in fase 3.....	60
Figura 18.	Scogliera in fase 3_Superfici calcolate	60

Figura 19.	Accelerogramma Gaeta.....	63
Figura 20.	Parete inclinata investita da un'onda.....	67
Figura 21.	Modello di Calcolo Cedimenti	71

INDICE DELLE TABELLE

TABELLA 1.	DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI	9
TABELLA 2.	CRITERI DI SCELTA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE	10
TABELLA 3.	INDIVIDUAZIONE DELLE ZONE.....	14
TABELLA 4.	TAB. 3.2.I_NTC 18_PROB. DI SUPERAMENTO AL VARIARE DELLO STATO LIMITE CONSIDERATO	16
TABELLA 5.	VALORI DI A_G, F_0, T^*_c.....	16
TABELLA 7.	TAB. 3.2.IV NTC18_CATEGORIE TOPOGRAFICHE.....	19
TABELLA 8.	TAB. 3.2.V NTC18_ESPRESSIONE DI SS E CC.....	19
TABELLA 9.	VALORI DI RIFERIMENTO PER LA VERIFICA DELLE OPERE DOPO L'AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA E STRATIGRAFICA	20
TABELLA 10.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA_STRATO 1-LIMO DA DEBOLMENTE ARGILLOSO AD ARGILLOSO.....	20
TABELLA 11.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA_STRATO 2-SABBIA DA DEBOLMENTE LIMOSA A LIMOSA (POCO ADDENSATA).....	21
TABELLA 12.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA_STRATO 3-SABBIA DA DEBOLMENTE LIMOSA A LIMOSA (MEDIAMENTE ADDENSATA).....	21
TABELLA 13.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA_STRATO 4-ARGILLA LIMOSA.....	22
TABELLA 14.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA_STRATO 5-CIOTTOLI.....	22
TABELLA 15.	COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O L'EFFETTO DELLE AZIONI	23
TABELLA 16.	COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO	24
TABELLA 17.	COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE DI SICUREZZA	24
TABELLA 18.	VALORE K_D	31
TABELLA 19.	VALORE K_Δ.....	31
TABELLA 20.	RISULTATI IN TERMINI DI SPOSTAMENTO NEWMARK	63
TABELLA 21.	PARAMETRI FISICI E DI DEFORMABILITÀ DEI LITOTIPI.....	72
TABELLA 22.	CEDIMENTI ATTESI.....	72

1. PREMESSA

Il presente elaborato, redatto ai sensi di quanto previsto dall'art. 29 del D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207 e ss.mm., che costituisce nello specifico la relazione tecnica (strutturale e geotecnica) delle opere marittime, relativa alla progettazione definitiva dal titolo “*Opere di completamento a protezione e salvaguardia del Molo Santa Maria/Banchina Caboto_Comune di Gaeta*”, è finalizzato al dimensionamento e verifica globale delle opere a gettata.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO, RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E SOFTWARE ADOTTATI

Di seguito si riportano le principali normative tecniche, nonché i riferimenti bibliografici utilizzati per l'analisi delle opere in oggetto:

- *D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni"*;
- *CIRCOLARE n.7 C.S.LL.PP. del 21 gennaio 2019, "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni">> di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*;
- *Classi di esposizione e durabilità-UNI EN 206-1 e UNI 11104-2004*;
- *D.Min. 31 luglio 2012 - Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici*;
- *EAU 2004 – "Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbour and Waterways"*;
- *ISTRUZIONI TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE DI DIGHE MARITTIME - Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, pubbl. 1490, Roma 1996*;
- *ISTRUZIONI TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE DI OPERE DI PROTEZIONE DELLE COSTE – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Ass.Gen. 28.06.1991*;
- *Tomasicchio, Manuale di ingegneria Portuale e Costiera, Editoriale Bios, 2001*;
- *Shore Protection Manual, U.S. Corps of Engineers Coastal Engineering Research Center, Washington D.C., 1984*;
- *Valerio Milano, Idraulica marittima, Maggioli Editore, 2008*;
- *Shore Protection Manual, U.S. Corps of Engineers Coastal Engineering Research Center, Washington D.C., 1984*;
- *Valerio Milano, Idraulica marittima, Maggioli Editore, 2008*;
- *Giuseppe Matteotti, Lineamenti di Costruzioni Marittime, SG Editoriali, Padova, 2004*;
- *Andrea Atzeni, Regime e protezione dei litorali*;

- *Andrea Atzeni, Dispense di Idraulica Marittima.*

Di seguito si riportano i principali software adottati per il calcolo delle opere in progetto:

- *Programma per la generazione di accelerogrammi artificiali spettro compatibili-SIMQKE_GR (Piero Gelfi);*
- **Slope** (*Stabilità dei pendii*) - *Geostru;*
- **Loadcap** (*Carico limite e cedimenti*) – *Geostru;*
- **Mathcad** – *Math Software for Engineering Calculations ptc.*

3. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

Il Molo di Santa Maria a tutt'oggi è protetto da una scogliera a cresta bassa (con soprastante muro paraonde) realizzata dal concessionario con un precedente intervento, che si estende per circa 48 metri lungo la linea di terra del molo, è dotato di pontili galleggianti, utilizzati per l'attracco di piccole e medie imbarcazioni da diporto ed è provvisto di servizi vari di piccola entità quali: manichette, fornitura energia elettrica, scali di alaggio e altre attività accessorie.



Figura 1. Foto aerea_Dettaglio Molo Sanità

All'interno dello specchio acqueo esistente tra l'opera foranea e la Banchina Caboto il concessionario ha attrezzato un punto di ormeggio con pontili galleggianti, così come definito dall'Art. 2 comma 1 lettera c) del D.P.R. 509 del 2 dicembre 1997.

4. DESCRIZIONE DELL'OPERA DI PROGETTO

Le opere di cui al presente studio si inseriscono nell'intorno del Pontile Santa Maria – Molo Sanità, attracco poco spazioso ma interamente banchinato, che si sviluppa tra Punta Stendardo e Punta della Sanità.

La presente relazione di calcolo strutturale e geotecnica è relativa alla realizzazione, in corrispondenza del molo Santa Maria, del prolungamento del pennello esistente con direzione Nord Ovest (circa 23 ml), al fine di garantire la protezione e la salvaguardia del molo stesso dalle correnti più rilevanti e quindi più dannose, derivanti dalla direzione Nord Est (vento Garigliano), attraverso la realizzazione di una scogliera ortogonale alla suddetta direzione, avente la funzione di opera di difesa della costa.

Grazie al prolungamento del pennello esistente è possibile riposizionare il pontile galleggiante esistente che ha una lunghezza pari a circa 40 m con filo esterno a 23 m dal filo banchina attuale (dalla sez. S5 a S6).

La scogliera in esame è costituita da un'opera a gettata, avente un nucleo costituito da massi naturali di 1^a Categoria (200 - 1000 kg), una mantellata a singolo strato in massi naturali di 2^a Categoria (1000 - 3000 kg) ed un muro paraonde al fine di evitare in parte i frequenti e numerosi sormonti da parte dell'onda. L'inclinazione del paramento risulta essere costante e pari a $3/2$ lungo tutta l'estensione sia sulla sezione corrente che sulla testata.

Le sezioni di testata sono imbasate a -12.00 m sul l.m.m. mentre il coronamento finale è previsto a + 2.10 m sul l.m.m.

Per quanto concerne il muro paraonde, la larghezza della cresta è strettamente connessa al grado di tracimazione atteso; in genere risulta antieconomico realizzare un'opera per la quale si escluda del tutto la possibilità di sormonto della stessa.

Ai soli fini della stabilità ed escludendo ogni considerazione sulla tracimazione, si può assumere una larghezza di cresta minima pari a quella ottenibile affiancando 3 massi di mantellata.

La cresta dovrà essere abbastanza larga da consentire l'impiego delle attrezzature sia per la costruzione che per la manutenzione.

Per il dimensionamento della diga di sopraflutto si è scelto una larghezza della cresta pari a 3,15 m ed un'altezza netta del muro paraonde pari a 1.30 m.

La sovrastruttura emergente è costituita da un muro paraonde realizzato in calcestruzzo gettato in opera munito di idonei fori d'areazione per alleggerimento sottopressioni. Lato interno è presente una struttura in acciaio con tavolato in legno a gettante verso l'interno di 1.50 m.

Il prolungamento del pennello viene progettato come una struttura a gettata, realizzata con massi naturali, con un orientamento direzione Nord-Ovest con lunghezza di 23 metri; l'intervento viene realizzato via mare e viene articolato in **3 fasi** distinte:

1° FASE

- trattamento con materiale delle stesse dimensioni del nucleo (1^a Categoria 200 – 1000 kg) a penetrazione fino a rifiuto;
- posa in opera alla base del rilevato della scogliera di una geogriglia di elevata resistenza a trazione (Geogriglia Paralink Rmax = 1350 kN/m);
- realizzazione della diga per un'altezza pari a 4.00 m.

2° FASE

- realizzazione della diga per un'altezza pari a 8.00 m.

3° FASE

- realizzazione della diga fino a quota +0.80 m s.l.m.m.;
- realizzazione del muro paraonde (diga foranea completamente realizzata + sisma).

I lavori di realizzazione delle “opere di completamento a protezione e salvaguardia del Molo Santa Maria” prevedono inoltre:

- il rifiorimento locale della scogliera esistente che presenta ammaloramenti in alcune sezioni della stessa dovuti agli eventi meteomarinari occorsi negli anni;
- modeste opere di sistemazione degli spazi a terra che comportano l'integrazione della pavimentazione esistente e la rettifica della recinzione di delimitazione dell'area in concessione nel tratto limitrofo al muro semicircolare di delimitazione del molo;
- il riposizionamento di attrezzature presenti (guardiania e faro) e la posa in opera di una struttura amovibile;
- la traslazione del pontile galleggiante posto a delimitazione dello specchio acqueo in concessione alla Santamaria S.r.l. e rimozione del pontile più corto.

La sezione tipologica della scogliera è riportata nella seguente figura.

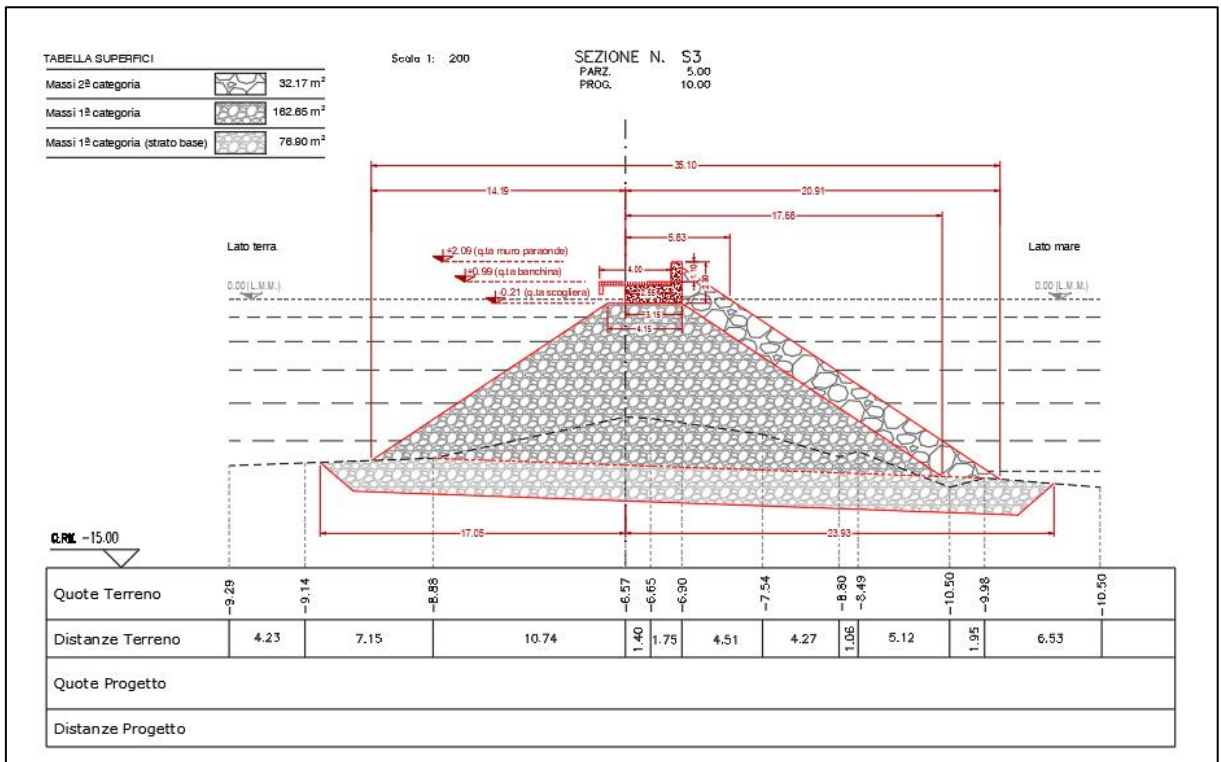


Figura 2. Sezione tipologica scogliera

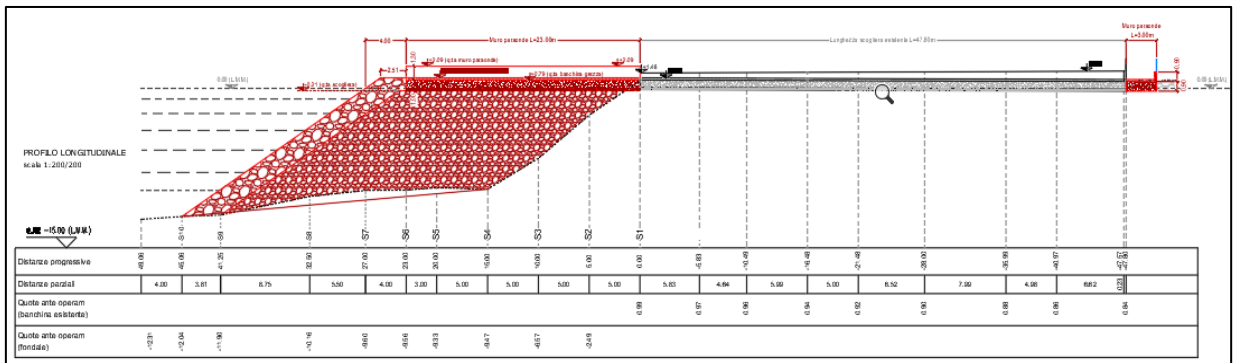


Figura 3. Profilo longitudinale

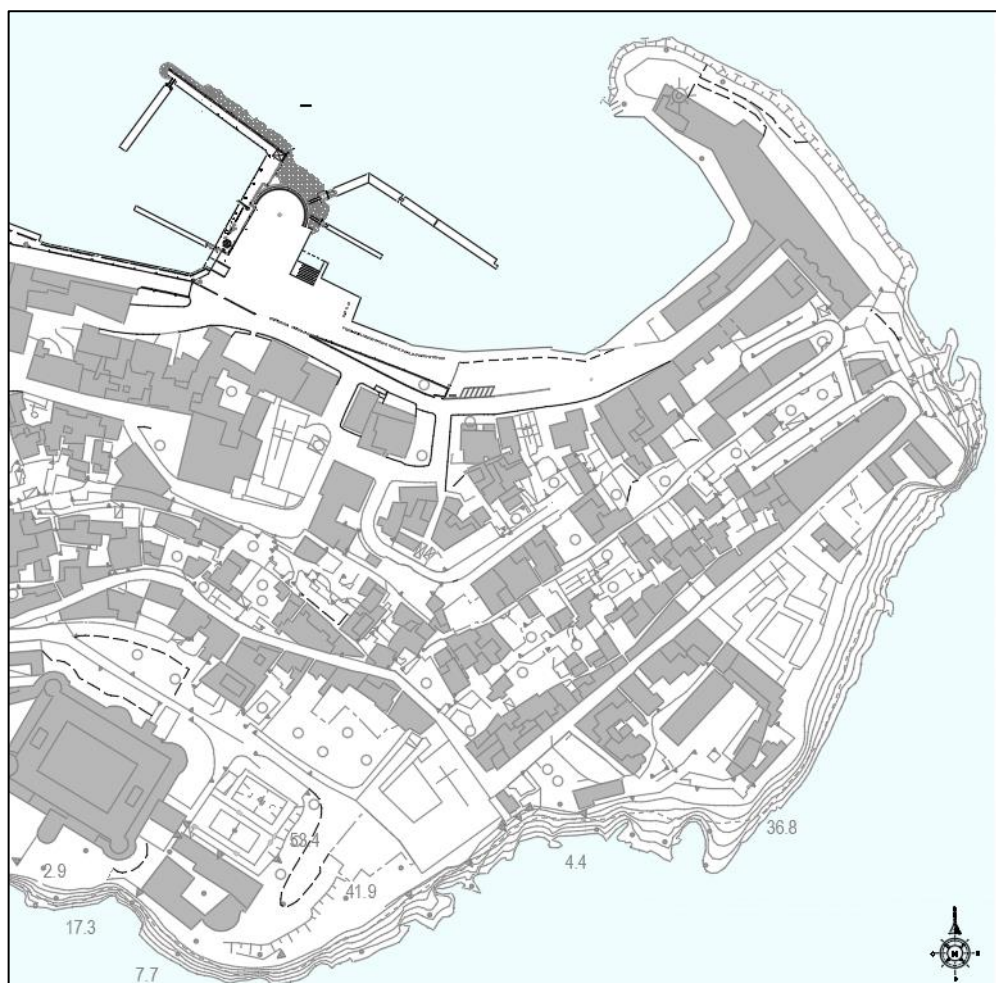


Figura 4. Planimetria post operam

Le opere di consolidamento geotecnico preliminari del terreno di fondazione prevedono un trattamento con materiale delle stesse dimensioni del nucleo (1^a Categoria 200 – 1000 kg) a penetrazione fino a rifiuto. Inoltre, alla base del rilevato della scogliera è prevista la messa in opera di una geogriglia di elevata resistenza a trazione (Geogriglia Paralink $R_{max} = 1350 \text{ kN/m}$).

4.1. Materiali impiegati

La scogliera in esame è costituita da un'opera a gettata, avente un nucleo costituito da massi naturali di 1^a Categoria (200 - 1000 kg), una mantellata a singolo strato in massi naturali di 2^a Categoria di dimensioni (1000 - 3000 kg).

Per la realizzazione delle strutture in c.a. in opera si prevede, in ottemperanza alla normativa UNI 11104, l'utilizzo di calcestruzzo avente le seguenti caratteristiche:

Classe di resistenza C35/45 (muro paraonde)

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 37.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione in campo elastico	$f_{cE} = 0.6 \cdot f_{ck} = 22.41 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.34 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima di compressione in esercizio	
Per combinazione rara:	$\sigma_s < 0.60 * f_{ck} = 22.41 \text{ N/mm}^2$
Per combinazione quasi permanente:	$\sigma_s < 0.45 * f_{ck} = 16.81 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_c = 5700 * R_{ck}^{0.5} = 38236 \text{ MPa}$
Massima deformazione di accorciamento	esp = 3.5‰
Massima deformazione di accorciamento per pressione centrata	esp = 2.0‰
Classe di esposizione	XS3
Classe di consistenza	S4
Massimo rapporto a/c	< 0.45
Copriferro minimo	45 mm
Copriferro nominale	55 mm
Diametro max. degli aggregati	30 mm
Minimo contenuto di cemento	360 kg/m ³

In conformità alla UNI 11104 e vista la vicinanza alla costa, si ipotizza che la corrosione sia indotta dai cloruri presenti nell'acqua di mare. Si considera quindi una classe di esposizione XS3. In relazione alla classe di esposizione considerata, le condizioni ambientali vengono definite in base a quanto indicato nella tabella seguente:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 1. Descrizione delle condizioni ambientali

Nel caso in questione le condizioni ambientali vengono definite “molto aggressive”. Inoltre, trattandosi di armature di acciaio ordinario la sensibilità delle armature alla corrosione viene valutata come “poco sensibile”.

Nella tabella seguente sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Nel caso che si sta esaminando rientriamo nel gruppo di esigenze “C” e la verifica da effettuare è quella di apertura delle fessure con limite di apertura delle fessure $w_1 = 0,20 \text{ mm}$ in combinazione quasi permanente e ugualmente $w_1 = 0,20 \text{ mm}$ in combinazione frequente.

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tabella 2. Criteri di scelta stato limite di fessurazione

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è stato adottato un modello σ - ϵ parabola rettangolo illustrato nella figura seguente.

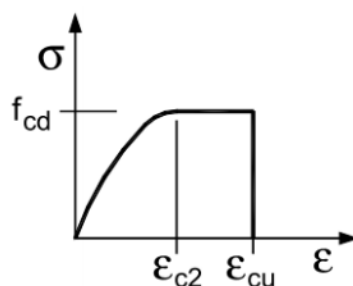


Figura 5. Diagramma tensione-deformazione nel calcestruzzo

Acciaio del tipo B450C

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk,nom} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk,nom} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima in condizioni di esercizio	$\sigma_s < 0.80 * f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_c = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
Massima deformazione di allungamento	$e_a = 10\%$

Ognuno di questi prodotti deve rispondere alle richieste delle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M.17-01-2018, che specifica le caratteristiche tecniche che devono essere verificate, i metodi di prova, le condizioni di prova e il sistema per l'attestazione di conformità per gli acciai destinati alle costruzioni in cemento armato che ricadono sotto la Direttiva Prodotti CPD (89/106/CE).

L'acciaio deve essere qualificato all'origine, deve portare impresso, come prescritto dalle suddette norme, il marchio indelebile che lo renda costantemente riconoscibile e riconducibile inequivocabilmente allo stabilimento di produzione.

Per tutte le armature metalliche, utilizzate nel progetto, si prevede l'utilizzo di tondini di acciaio del tipo B450C, controllati in stabilimento.

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è stato adottato un modello σ - ε elastico perfettamente plastico indefinito illustrato nella figura seguente.

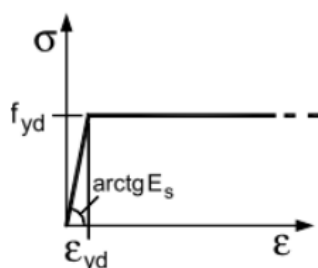


Figura 6. Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio

Le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati vengono di seguito riportate:

Acciaio per carpenteria S235 (struttura a gettante in acciaio lato interno)

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} : 235 N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk} : 360 N/mm ²
Modulo elastico	E_s : 210000 N/mm ²
Modulo di elasticità trasversale	$G = E/[2*(1+\nu)] = 80769.23$
N/mm ²	
Rapporto di Poisson	$\nu = 0.30$
Densità	$\rho = 7850$ kg/m ³

I valori di calcolo delle resistenze dei materiali si ricavano dividendo ciascun valore caratteristico per il fattore di sicurezza parziale γ_m specifico del materiale considerato:

Fattore di sicurezza parziale	γ_{M0} : 1.05
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd} : 262 N/mm ²
Tensione di rottura di calcolo	f_{td} : 409 N/mm ²

Tab. 4.2.1 – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

4.2. Determinazione del copriferro di progetto

Tutte le strutture devono assicurare direttamente, mediante un sufficiente ricoprimento delle armature, la protezione delle stesse da fenomeni di degrado da corrosione. Applicando il metodo esposto in EC2, si determina il ricoprimento minimo in funzione della classe di esposizione e resistenza del materiale, della vita nominale, della “forma” e dei controlli di qualità su esso condotti.

Si riportano nel seguito le tabelle impiegate come riferimento per la determinazione del copriferro minimo, inteso come ricoprimento del ferro più esterno rispetto alla superficie esposta della sezione.

3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

La classe strutturale da prendere normalmente a riferimento è la S4 (vita media di progetto della struttura 50 anni).

Classe Strutturale	Classi di esposizione ambientale in accordo con il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 /XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Il copriferro nominale di progetto, da indicare obbligatoriamente sui grafici di progetto, è dato da:

- $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$ dove:

- c_{nom} = valore nominale di progetto;
- c_{min} = valore minimo del copriferro;
- Δc_{dev} = la tolleranza di esecuzione relativa al copriferro.

Il valore della tolleranza di esecuzione Δc_{dev} , è assunto di norma pari a 10 mm, ma se in cantiere si prevedono controlli di qualità che comportano la misura dei copriferri, può assumersi $\Delta c_{dev}=5$ mm.

Nel caso si prevedono particolari controlli di qualità e la possibilità di poter scartare gli elementi strutturali con copriferro non conforme (è il caso in cui si usano elementi prefabbricati), può assumersi $\Delta c_{dev}=0$.

Il valore minimo del copriferro è dato da:

- $c_{min} = \text{MAX} (c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm})$ dove:
 - $c_{min,b}$ = copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature;
 - $c_{min,dur}$ = copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali (durabilità).

Il valore di $c_{min,b}$ è da assumersi pari al diametro della barra. Se la dimensione dell'inerte è più grande di 32 mm, il valore di $c_{min,b}$ deve essere maggiorato di 5 mm.

Le dimensioni minima da assumere per il copriferro in relazione alle condizioni ambientali ($c_{min,dur}$), sono funzione della classe strutturale e della classe ambientale e si ricavano dalla tabella 4.4N dell'Eurocodice 2 su riportata.

Nel caso del muro paraonde si ha $c_{nom} = 55$ mm

Il **copriferro nominale** (o di **progetto**) è la distanza fra la superficie esterna dell'armatura più vicina alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c = \max (c_{min,b}; c_{min,dur}; c_{min,tuoco}) + \Delta c$$

dove:

- $c_{min,b}$ = garantisce l'aderenza = Φ barra maggiore
- $c_{min,dur}$ = garantisce la durabilità = è funzione delle classi di esposizione ambientale (cfr. EC2)
- $c_{min,tuoco}$ = garantisce la resistenza all'incendio (DM 16/02/07)
- Δc = tolleranza di posizionamento delle armature = 10 mm.

N.B. Il copriferro c_{nom} è lo spessore di protezione esterna che è obbligatorio prescrivere e realizzare su tutti i lati dell'elemento strutturale.

Il diagramma illustra un elemento strutturale con una rete di armatura (barre) all'interno. La distanza tra la superficie esterna delle barre e la superficie esterna del calcestruzzo è indicata con la lettera c_{nom} su entrambi i lati, rappresentando il copriferro nominale.

Prescrizioni geometriche per il valore del copriferro					
Gruppo di esigenza	Copriferro di progetto		$C_{nom} = C_{min} + \Delta c$		$\Delta c =$ tolleranza di posizionamento = 10 mm Per le solette dei solai è consentito derogare dai valori a fianco riportati, fermo restando un valore minimo di progetto di 15 mm. Il copriferro deve essere specificato in tutte le tavole di progetto e nei documenti di calcolo.
	Classe di esposizione		Minimo spessore di copriferro $C_{min,dur}$		
			C_{min} (mm)	C_{prog} (mm)	
a	X0	Nessun rischio	10	20	
	XC1	Corrosione da carbonatazione	15	25	
	XC2, XC3		25	35	
b	XC4	Corrosione da cloruri	30	40	
	XS1, XD1		35	45	
	XS2, XD2		40	50	
c	XS3, XD3		45	55	
b	XF1, XF3	Gelo/Disgelo	30	40	
	XF2, XF4		45	55	
c	XA1, XA2, XA3	Attacco chimico	45	55	

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Alla luce del D.M. del 17.01.2018 sulle Normative Tecniche per le Costruzioni – NTC 2018 (G.U. n. 42 del 20.02.2018 - S.O. n.8) e vista la precedente NTC 2008, risulta necessario determinare le caratteristiche del “suolo di fondazione”, che sarà possibile individuare attraverso la prova sismica MASW e/o D. Hole, che differenzieranno i terreni presenti in funzione delle velocità (V_s o V_s equiv.) fino alla profondità di 30 metri dal p.c. (per la ricostruzione del profilo di velocità delle onde S).

Lo studio sismico per la definizione del suolo sarà intrapreso nella successiva fase di progettazione con la determinazione delle V_s .

Il territorio del Comune di Gaeta (LT), in base alle normative vigenti (Ordinanze n. 3274 del 20-03-03 e n. 3519/06 della Presidenza del Consiglio dei ministri), è stato classificato come appartenente alla zona 3A “Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti. La sottozona 3A indica un valore di $a_g \geq 0,10g$ ”.

Schema riportato nell’Ordinanza relativo all’individuazione delle zone funzione della nuova e della vecchia classificazione:

Nuova classificazione	Precedente classificazione
Zona 1	$S = 12$ (ex I° categoria)
Zona 2	$S = 9$ (ex II° categoria)
Zona 3	$S = 6$ (ex III° categoria)
Zona 4	Non classificato

Tabella 3. Individuazione delle zone

Le OPCM n.3274/03, n.3519/06 e successive modificazioni sono state inglobate nel Nuovo Testo Unico per le Costruzioni approvato con D.M. 17 gennaio 2018.

L'area in oggetto è inclusa dunque nella cella contraddistinta da valori di a_g (accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) maggiore uguale di 0,10 g, zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti. Le azioni sismiche di progetto sono state definite in primo luogo dalla valutazione della “pericolosità sismica di base” riferita al sito di costruzione. La normativa adottata (D.M. 17/01/18 Testo Unico – Norme tecniche per le costruzioni) suddivide il territorio nazionale in un reticolo di punti di coordinate geografiche assegnate.

Per ogni punto del reticolo vengono assegnate le 9 terne di valori:

$$a_g \qquad F_0 \qquad T_c^*$$

per i periodi di ritorno (T_r) di riferimento dove:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito su suolo di riferimento rigido.
- F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_c^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La posizione geografica di riferimento del comune rientra all'interno di una specifica quaterna di punti notevoli del reticolo.

Interpolando i valori si ottengono le terne di valori per i periodi di ritorno di riferimento specifiche per il comune in oggetto.

5.1. Valutazione tempo di ritorno T_r

Per la scelta del periodo di ritorno da utilizzare, intervengono 2 fattori: la valutazione del periodo di riferimento (V_r) e la probabilità di superamento dello stato limite di progetto, in altre parole la richiesta prestazionale che la struttura deve soddisfare.

5.1.1. Periodo di riferimento V_r

Il periodo di riferimento (V_r) dell'evento sismico viene definito (par n.2.4.3 – NTC 18) come prodotto tra la vita nominale (V_n) ed il coefficiente d'uso (C_u) ottenendo:

$$V_r = V_n \times C_u$$

Considerando per tutte le opere un'importanza normale, il termine V_n , definito al par 2.4.1 delle NTC 18, è stato preso pari a 50 anni.

La classe d'uso II, definita al par 2.4.2, relativa alle opere appartenenti a reti viarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza, fornisce un coefficiente d'uso C_u pari a 1.

Per quanto detto il periodo di riferimento V_r assume valore:

$$V_r = 50 \times 1 = 50 \text{ anni}$$

5.1.2. Probabilità di superamento dello stato limite richiesto

Gli stati limite della struttura sono raccolti nella successiva tabella suddivisa per stati limite di esercizio e stati limite ultimi:

Stati limite	PVR_Probabilità di superamento nel periodo di riferimento	
	Stati limite di esercizio	SLO
SLD		63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 4. Tab. 3.2.I_NTC 18_Prob. di superamento al variare dello stato limite considerato

Nelle NTC 18, al capitolo 7.1, sotto l'effetto dell'azione sismica si considerano rispettati tutti gli stati limite di esercizio qualora sia rispettato il solo SLD. Per le verifiche in termine di stati limite ultimi è sufficiente rispettare il solo SLV.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica per il sito in esame è dato da:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - P_{VR})^{\frac{1}{V_R}}} = 475 \text{ anni}$$

5.2. Definizione della terna di valori a_g , F_0 , T^*_C

In ultima analisi, le scelte progettuali introdotte ai due paragrafi precedenti, definiscono la massima accelerazione orizzontale al sito su suolo di riferimento rigido.

Per il sito in esame sono stati considerati i seguenti valori:

Stato Limite	TR (Anni)	a_g (g)	F_0	T^*_C
SLO	30	0,0330	2,490	0,264
SLD	50	0,0390	2,520	0,300
SLV	475	0,0770	2,760	0,460
SLC	975	0,0930	2,820	0,537

Tabella 5. Valori di a_g , F_0 , T^*_C

La categoria del sottosuolo è la C – “Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s” con velocità delle onde di taglio pari a circa 292 m/s e la categoria topografica del sito è la T1.

Nel seguito, si fa riferimento al documento “Allegato A alle Norme Tecniche per le Costruzioni: Pericolosità Sismica”. In base a tale documento, l'azione sismica sulle strutture è valutata a partire da una “pericolosità sismica di base” (nel seguito chiamata semplicemente pericolosità sismica) in condizioni ideali di sito di riferimento rigido (sottosuolo di categoria A) con superficie topografica orizzontale. L'azione sismica così individuata viene successivamente modificata, nei modi chiaramente precisati dalle NTC 18, per tener conto delle modifiche prodotte dalle

condizioni stratigrafiche locali e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

La nuova mappatura sismica nazionale consente di individuare mediante un dettagliato reticolo di riferimento (individuato su maglia quadrata di lato 10 km), le accelerazioni massime attese al suolo per diversi tempi di ritorno dell'evento sismico. La pericolosità sismica su reticolo è attualmente disponibile sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://esse1.mi.ingv.it>).

Dal reticolo di riferimento, di cui si riporta una immagine nella figura che segue, per il sito in esame sono stati ricavati i valori delle accelerazioni di progetto al suolo per diversi tempi di ritorno riportati di seguito.

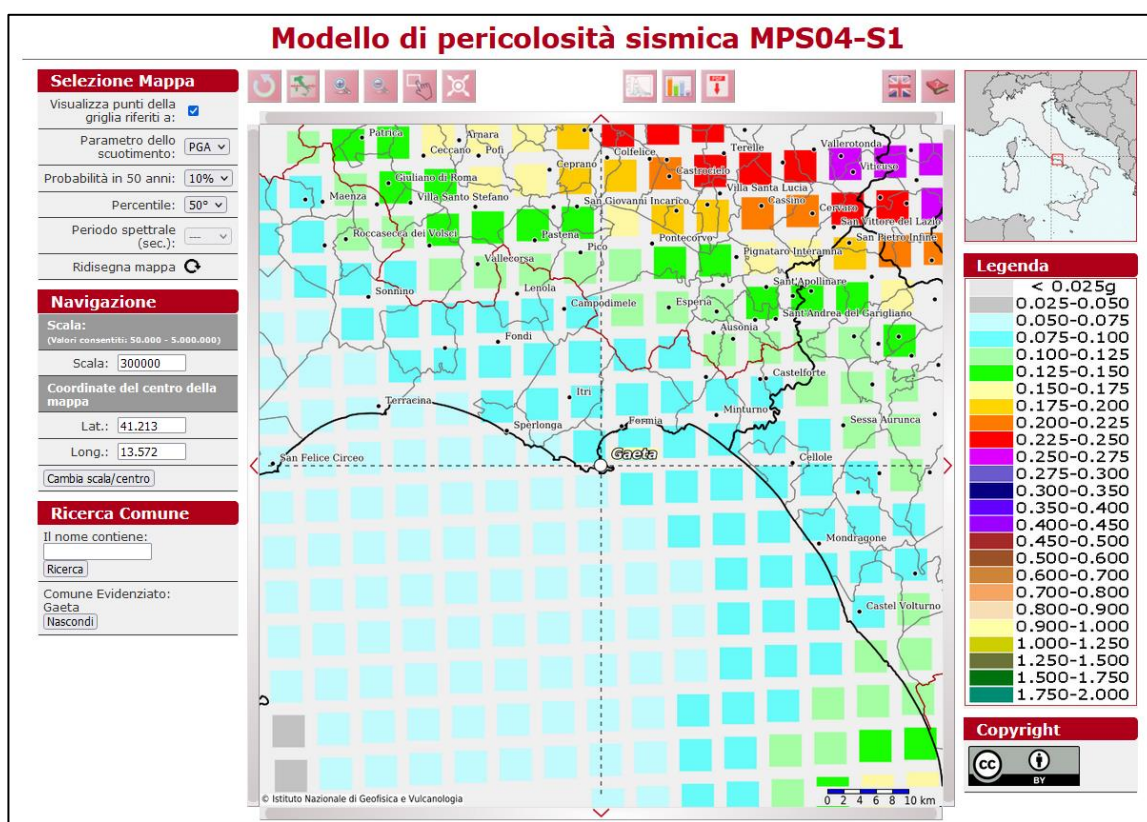


Figura 7. Azione sismica nel sito di interesse_reticolo (Long. 13.572 E_Lat. 41.213 N)

Come già introdotto, l'area in progetto ricade nel territorio del Comune di Gaeta alle coordinate latitudine 41.213 N e longitudine 13.572 E. In funzione della sequenza stratigrafica presente nell'area e alle caratteristiche dei litotipi interessati dalle opere, descritte nel modello geologico-geotecnico presente nella seguente relazione, il sottosuolo viene classificato come categoria C secondo le Norme Tecniche 2018 (Tabella 3.2.II del NTC).

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di attenuazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SP130} > 50$ nei terreni a grana grossa $C_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SP130} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SP130} < 15$ nei terreni a grana grossa e $C_{u30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli C e D per spessori non superiori a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)

Tabella 6. Tab. 3.2.II NTC08_Categorie di sottosuolo

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla “pericolosità sismica di base”, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

5.3. Effetto della risposta sismica locale

Occorre valutare le condizioni geomorfologiche del sito che interessa le opere. Le NTC 18 individuano 2 parametri amplificativi dell'azione sismica, riferiti al tipo di sottosuolo ed alla condizione topografica.

5.3.1. Categoria di sottosuolo

In funzione della rigidità del terreno le NTC 18 definiscono 5 categorie di sottosuolo:

Dalle relazioni geotecniche e geofisiche riferite all'area in oggetto è stata valutata la categoria di rigidità del terreno:

- Categoria di sottosuolo C

5.3.2. Condizione topografica

In funzione della composizione topografica del sito delle opere le NTC 18 suddividono il territorio in 4 categorie.

Le aree in oggetto rientrano in:

- Categoria topografica T1

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

Tabella 7. Tab. 3.2.IV NTC18_Categorie topografiche

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,40

5.4. Termini di amplificazione stratigrafica e topografica

In diretta correlazione con il precedente capitolo, vengono definiti il coefficiente di amplificazione stratigrafica correlato alla categoria di sottosuolo (S_s) ed il coefficiente di amplificazione topografica correlato alla condizione topografica (S_t).

- Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s e il coefficiente C_c che modifica il valore del periodo T_c sono funzione della categoria di sottosuolo e dello stato limite di riferimento

Categorie di sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 * F_0 * a_g / g \leq 1.20$	$1.10 * T_c^{*-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 * F_0 * a_g / g \leq 1.50$	$1.05 * T_c^{*-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 * F_0 * a_g / g \leq 1.80$	$1.25 * T_c^{*-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 * F_0 * a_g / g \leq 1.60$	$1.15 * T_c^{*-0.40}$

Tabella 8. Tab. 3.2.V NTC18_Espressione di S_s e C_c

Stato Limite	S_s	C_c
SLO	1,50	1,647
SLD	1,50	1,618
SLV	1,57	1,552
SLC	1,54	1,536

- Coefficiente di amplificazione topografica categoria topografica T1

$$S_t = 1$$

- Prodotto dei 2 coefficienti viene indicato con il termine S

Stato Limite	S
SLO	1,50
SLD	1,50
SLV	1,57
SLC	1,54

L'accelerazione massima di riferimento, tenendo conto delle amplificazioni, è definita quindi come:

$$a_{max} = S_s * S_T * a_g = S * a_g$$

I valori utilizzati nelle verifiche sismiche in corrispondenza delle opere sono riassunti nella tabella seguente.

Stato Limite	Tempo di ritorno T_r (Anni)	a_g (g)	S_s	S_T	a_{max} (g)
SLV	475	0,0770	1,570	1,000	0,1211
SLD	50	0,033	1,500	1,000	0,059

Tabella 9. Valori di riferimento per la verifica delle opere dopo l'amplificazione topografica e stratigrafica

6. STRATIGRAFIA DI CALCOLO E PARAMETRI GEOTECNICI DI MODELLO

Per quanto riguarda la determinazione delle caratteristiche fisiche, meccaniche e sismiche dei terreni di fondazione interessati, si è fatto riferimento alle indagini geognostiche (di carattere geotecnico) pregresse eseguite per la progettazione e realizzazione delle strutture finalizzate alla ristrutturazione del Molo Santa Maria nel Comune di Gaeta nonché alle indagini geofisiche eseguite dal Dr. Geol. Elio Bianchi.

Di seguito viene riportata la stratigrafia di riferimento e i parametri geotecnici dei terreni e degli strati della scogliera assunti nei calcoli di verifica di stabilità. La sezione di calcolo è quella relativa alla sezione corrente con fondale di calcolo. Di seguito si riportano i dati utilizzati nelle verifiche desunti dalle prove.

<i>b) Limo da debolmente argilloso ad argilloso, a tratti sabbioso da molto molle a molle</i>				
Profondità da 0 m a -17.5 m		Comportamento coesivo "molto molle"		
NSPT ₁ := 1	$\varphi_1 := 18^\circ$	$I_{p_1} := 24\%$	Indice di plasticità	
Pocket variabile da 0.2 a 0.4 kg/m ²				
$\gamma_1 := 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$C_{u1} := 10\text{kPa}$	$c_{p_1} := 0\text{kPa}$	$E_{ed_1} := 0.8\text{MPa}$	$q_{0_1} := 0.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Velocità media delle onde di taglio nello strato				
$V_{s_1} := \frac{440 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}} + 220 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}} + 255 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}} + 253 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}}}{4} = 292 \frac{\text{m}}{\text{s}}$				
Modulo di taglio dinamico a basse deformazioni				
$G_{0_1} := \frac{\gamma_1}{g} (V_{s_1})^2 = 130417.62 \cdot \text{kPa}$				
Modulo di taglio dinamico				
$G_{g_1} := 0.75 \cdot G_{0_1} = 97813.22 \cdot \text{kPa}$				

Tabella 10. Caratterizzazione geotecnica_Strato 1-Limo da debolmente argilloso ad argilloso

<u>e) Sabbia da debolmente limosa a limosa a basso grado di addensamento</u>				
Profondità da -17.5 m a -21 m		Livello poco addensato		
NSPT ₂ := 5	$\varphi_2 := 24^\circ$	$I_{p_2} := 24\%$	Indice di plasticità	
$\gamma_2 := 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$c_{p_2} := 0\text{kPa}$	$E_{y_2} := 3\text{MPa}$	$D_{r_2} := 15\%$	Densità relativa
Velocità media delle onde di taglio nello strato				
$V_{s_2} := 276 \frac{\text{m}}{\text{s}}$				
Modulo di taglio dinamico a basse deformazioni				
$G_{0_2} := \frac{\gamma_2}{g} (V_{s_2})^2 = 132052.43 \cdot \text{kPa}$				
Modulo di taglio dinamico				
$G_{g_2} := 0.75 \cdot G_{0_2} = 99039.33 \cdot \text{kPa}$				

Tabella 11. Caratterizzazione geotecnica_Strato 2-Sabbia da debolmente limosa a limosa (poco addensata)

<u>e) Sabbia da debolmente limosa a limosa mediamente addensata</u>				
Profondità da -21 m a -24.5 m		Mediamente addensato/addensato		
NSPT ₃ := 28	$\varphi_3 := 32^\circ$	$I_{p_3} := 19.3\%$	Indice di plasticità	
$\gamma_3 := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$c_{p_3} := 0\text{kPa}$	$E_{y_3} := 9\text{MPa}$	$\nu_3 := 0.3$	
Velocità media delle onde di taglio nello strato				
$V_{s_3} := 290 \frac{\text{m}}{\text{s}}$				
Modulo di taglio dinamico a basse deformazioni				
$G_{0_3} := \frac{\gamma_3}{g} (V_{s_3})^2 = 162940.45 \cdot \text{kPa}$				
Modulo di taglio dinamico				
$G_{g_3} := 0.75 \cdot G_{0_3} = 122205.34 \cdot \text{kPa}$				

Tabella 12. Caratterizzazione geotecnica_Strato 3-Sabbia da debolmente limosa a limosa (mediamente addensata)

<u>d) Argilla limosa da consistente a molto consistente</u>				
Profondità da -24.5 m a -30 m		Comportamento coesivo "molto consistente/consistente"		
Pocket variabile da 2.5 a 5 kg/m ²				
NSPT ₄ := 30		φ ₄ := 18°		
$\gamma_4 := 17.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$C_{u4} := 200 \text{kPa}$	$c_{p_4} := 10 \text{kPa}$	$E_{ed_4} := 12 \text{MPa}$	$q_{0_4} := 4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Velocità media delle onde di taglio nello strato				
$V_{s_4} := 328 \frac{\text{m}}{\text{s}}$				
Modulo di taglio dinamico a basse deformazioni				
$G_{0_4} := \frac{\gamma_4}{g} (V_{s_4})^2 = 191984.01 \cdot \text{kPa}$				
Modulo di taglio dinamico				
$G_{g_4} := 0.75 \cdot G_{0_4} = 143988.01 \cdot \text{kPa}$				

Tabella 13. Caratterizzazione geotecnica_Strato 4-Argilla limosa

<u>e ed f) Ciottoli e blocchi di natura calcarea</u>		
Profondità da -30 m		Mediamente addensato/addensato
NSPT ₅ := 50		φ ₅ := 35°
$\gamma_5 := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$c_{p_5} := 0 \text{kPa}$	$E_{y_5} := 20 \text{MPa}$
Velocità media delle onde di taglio nello strato		
$V_{s_5} := 340 \frac{\text{m}}{\text{s}}$		
Modulo di taglio dinamico a basse deformazioni		
$G_{0_5} := \frac{\gamma_5}{g} (V_{s_5})^2 = 223970.47 \cdot \text{kPa}$		
Modulo di taglio dinamico		
$G_{g_5} := 0.75 \cdot G_{0_5} = 167977.85 \cdot \text{kPa}$		

Tabella 14. Caratterizzazione geotecnica_Strato 5-Ciottoli

7. CALCOLI DI VERIFICA DELLE SCOGLIERE

Di seguito si riportano i calcoli relativi al dimensionamento della scogliera con particolare riguardo alle condizioni di stabilità globale delle opere in oggetto, facendo riferimento sia alle configurazioni geometriche provvisorie (fasi esecutive) che alla configurazione finale. Infine, si riporta una stima dei cedimenti indotti dalla realizzazione delle opere.

7.1. Verifica idraulico strutturale

Nel presente paragrafo vengono introdotti i calcoli relativi al dimensionamento degli elementi del nucleo e della mantellata nella sezione corrente e di testata.

Per la definizione dell'altezza d' onda H_s al piede dell'opera sono stati utilizzati i dati degli studi meteo marini effettuati sull' area in esame, dai quali si ricava che le caratteristiche del moto ondoso a ridosso dell'opera caratterizzato da un tempo di ritorno di 50 anni sono le seguenti:

- moto ondoso generato dal vento di Garigliano;
- altezza d' onda significativa = 1.80 m;
- periodo di picco dell'onda = 4.8 s.

I già menzionati calcoli sono stati eseguiti utilizzando le consolidate procedure delle costruzioni marittime nonché sulla base delle Normative e Circolari Tecniche vigenti in materia, in particolare: “Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime” – Ministero dei Lavori Pubblici – Consiglio Nazionale delle Ricerche (GNDCI), 1996.

Le normative di riferimento principalmente adottate sono le “Norme tecniche delle costruzioni” del 17/01/2018 (NTC) e le Istruzioni per l'Applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” pubblicate il 21 gennaio del 2019. Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) consistono, in generale, nel verificare il rispetto della condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove con E_d si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con R_d il valore di progetto delle resistenze. La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti rispettivamente per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Le azioni di progetto, o degli effetti delle azioni, E_d sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali γ_F i valori specificati nella seguente figura (Tabella 2.6.I delle NTC).

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 15. Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni

Le resistenze di progetto R_d si determinano a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali γ_M specificati nella seguente figura (Tabella

6.2.II delle NTC) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R , specificati per ciascun tipo di opera.

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	1,0	1,0

Tabella 16. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

I valori da applicare alle resistenze sono diversi in relazione alla tipologia di opera, e quindi verranno precisati nell'ambito della descrizione delle verifiche relative a ciascuna di esse. Le verifiche di sicurezza dei rilevati arginali costituenti le scogliere fanno riferimento, come prescritto dalla normativa, alle opere di materiali sciolti (rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rinfianchi, rinterri, terrapieni e colmate); in particolare, deve risultare rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici secondo l'Approccio 1 Combinazione 2: A2+M2+R2, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle figure precedenti (Tabella 6.8.I delle NTC).

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 17. Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza

Per quanto concerne le opere a gettata previste nel presente progetto, sono stati individuati i settori di traversia dai quali provengono le onde che sono state prese in considerazione per il progetto della mantellata.

7.1.1. Scogliera

Definite le altezze d'onda in corrispondenza dei pennelli con i metodi di "Shore protection manual, Goda, Kamphuis", si è proceduto con il progetto della mantellata eseguito con la formula di Hudson, per condizioni di moto ondoso regolare e per condizioni di danno compreso tra 0 e 5%, e con la teoria di Van der Meer per tenere conto delle onde irregolari e dell'effetto della variabilità del periodo.

Le onde prese in esame sono quelle $H_{(1/3)}$ corrispondenti ad un tempo di ritorno di 50 anni e per queste si ammette che il grado di danneggiamento sia limitato, inferiore al 5% ed anche quelle con tempo di ritorno 2 anni. Per ogni onda si verifica che si tratti di un'onda frangente o di onda non frangente in modo da determinare il corretto coefficiente k_D , sempre fissato nell'ipotesi di sezione di testata. Se l'onda è frangente al piede dell'opera non si assume più come onda di

progetto l'altezza d'onda $H_{(1/3)}$, ma si assume l'altezza d'onda al frangimento H_b . Si verifica quindi se d_b , profondità di frangimento ricavata nello studio idraulico marittimo, è superiore alla profondità che si ha al piede dell'opera in esame.

Come accennato per il calcolo del singolo masso di rivestimento si ricorre alla formula di **Hudson**:

$$W = \frac{\gamma_m * H^3}{\left\{ k_D * \left[\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_a} \right) - 1 \right]^3 * \cot g(\alpha) \right\}}$$

Dove:

- γ_m = peso dell'unità di volume;
- γ_a = peso dell'unità di volume dell'acqua (1.03 ton/mc);
- H = altezza d'onda di progetto (ad esempio quella significativa);
- α = angolo della scarpata con l'orizzontale;
- k_D = coefficiente adimensionale di stabilità variabile con il tipo di masso.

Le formule di Van der Meer sono state ricavate portando in conto l'azione delle onde irregolari che la formula di Hudson non prende in considerazione.

Nel coefficiente k_D reperibile in letteratura sono sintetizzate tutte le caratteristiche relative alla forma, all'angolo di attrito interno e all'indice dei vuoti degli elementi considerati.

Il coefficiente k_D è stato ottenuto in condizioni di moto ondoso regolare e per una condizione di danno inferiore al 5%, percentuale intesa come rapporto tra il volume di massi spostati e il volume totale della mantellata.

Il coefficiente dipende poi della modalità di attacco da parte delle onde; si distinguono due situazioni tipiche e cioè quella di completa dissipazione dell'energia sulla mantellata (no-breaking wave) e quella di frangimento provocato dal fondale prima che le onde aggrediscano l'opera (breaking-wave).

Nel primo caso l'altezza d'onda da introdurre nella formula di Hudson è quella "significativa" di progetto intendendo un'onda caratterizzata da un "tempo di ritorno" quale si manifesta su fondali pari a quello esistente al piede dell'opera. Occorre notare che l'onda al largo può subire per effetto della rifrazione, attenuazioni o concentrazioni avvicinandosi alla zona di impianto dell'opera di difesa.

Nel caso di frangimento dell'onda prima che esse pervengano al piede sulla struttura l'onda significativa non è più rappresentativa della distribuzione delle altezze d'onda. Pertanto, nella formula di Hudson deve essere introdotta l'altezza d'onda al frangimento dipendente dalla pendenza del fondale al piede dell'opera. L'onda da introdurre non è generalmente quella che frange in corrispondenza del piede dell'opera ma quella di maggiore altezza frangente a una certa distanza dal piede stesso ed ancora in grado di dissipare gran parte della propria energia.

Particolare cura deve essere assicurata per il progetto della testata. I motivi per i quali la testata può essere più esposta sono i seguenti:

- la testata è usualmente ubicata in acque più profonde;
- la testata è spesso esposta all'attacco di onde che giungono da un più ampio settore di traversia;
- le onde incidenti possono essere riflesse, rifratte o diffratte dalla struttura o da altro frangiflutti posto all'ingresso del porto;
- l'azione di disturbo dell'onda può risultare accresciuta dalla riflessione o dalla diffrazione.

Per questi motivi i valori di k_D assunti per la testata sono inferiori rispetto a quelli assunti per la sezione corrente.

La formula di Hudson può essere espressa in funzione del numero di stabilità N_s e del diametro nominale D_n con la relazione

$$N_s = \frac{H}{[(\gamma_m/\gamma_a - 1) * D_n]} = [k_D * ctg(\alpha)]^{1/3}$$

La stabilità statica corrisponde a valori del parametro N_s compresi tra 1 e 3.

Lo spessore del rivestimento è dato dall'espressione

$$s = n * k * (W/\gamma_m)^{1/3}$$

in cui n è il numero degli strati imposti dalla dimensione del masso del rivestimento ($n=2$), k è il coefficiente di stratificazione.

Per mantellate costituite da massi naturali, sono state ottenute da **Van der Meer** due formule:

$$\frac{H_s}{(\delta * D_{n50})} = 6.20 * (p^*)^{0.18} * \left[\frac{S}{(N)^{0.50}} \right]^{0.20} * (\xi_m)^{-0.50}$$

che vale per opere soggette ad onde frangenti tipo plunging in cui $\xi_m \leq 2.5$

$$\frac{H_s}{(\delta * D_{n50})} = 1.00 * (p^*)^{-0.13} * \left[\frac{S}{(N)^{0.50}} \right]^{0.20} * cotg(\alpha)^{0.50} * (\xi_m)^{p^*}$$

che vale per strutture investite da frangenti tipo surging in cui $\xi_m \geq 3.5$.

Le formule di Van der Meer (1987 e 1993) distinguono tra il caso in cui il frangente sul paramento è di tipo plunging da quello in cui è di tipo surging. Per stabilire in quale condizione si trovi il paramento è necessario innanzitutto la stima del valore critico del parametro di Iribarren, ξ_{mc} , così definito:

$$\xi_{mc} = (6.2 * P^{0.31} * \sqrt{tan\delta})^{\frac{1}{(P+0.5)}}$$

dove P è un coefficiente adimensionale (compreso tra 0,1 e 0,6) che esprime la permeabilità della struttura in funzione dei rapporti dimensionali tra la mantellata e lo strato sottostante. Il valore critico ξ_{mc} va confrontato con il parametro di Iribarren, ξ_m :

$$\xi_m = \frac{\tan \delta}{\sqrt{\frac{H_b}{L_{0m}}}}$$

dove L_{0m} è la lunghezza d'onda al largo in funzione del periodo medio T_m .

Come suggerito dallo Shore Protection Manual (1984) nella mantellata viene poi utilizzato un doppio strato di massi naturali di spessore pari a:

$$r = n_m K_\Delta \left(\frac{W_m}{\rho} \right)^{1/3}$$

Tutte le opere a gettata previste sono interamente costituite con scogli naturali di 1^a e 2^a Categoria.

7.1.1.1. Allegato di calcolo_Scogliera

Di seguito si riportano le caratteristiche del moto ondoso utilizzate per il dimensionamento dell'opera. Per facilità e in favore di sicurezza si prende in considerazione il solo tempo di ritorno pari a 50 anni.

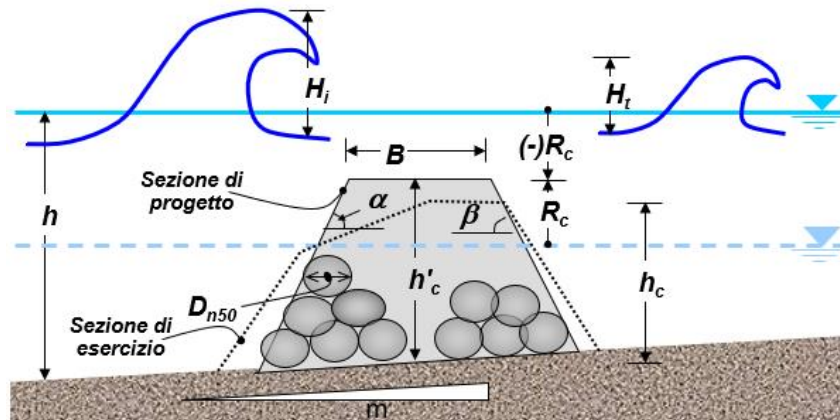


Figura 8. Parametri di calcolo utilizzati_Scogliera

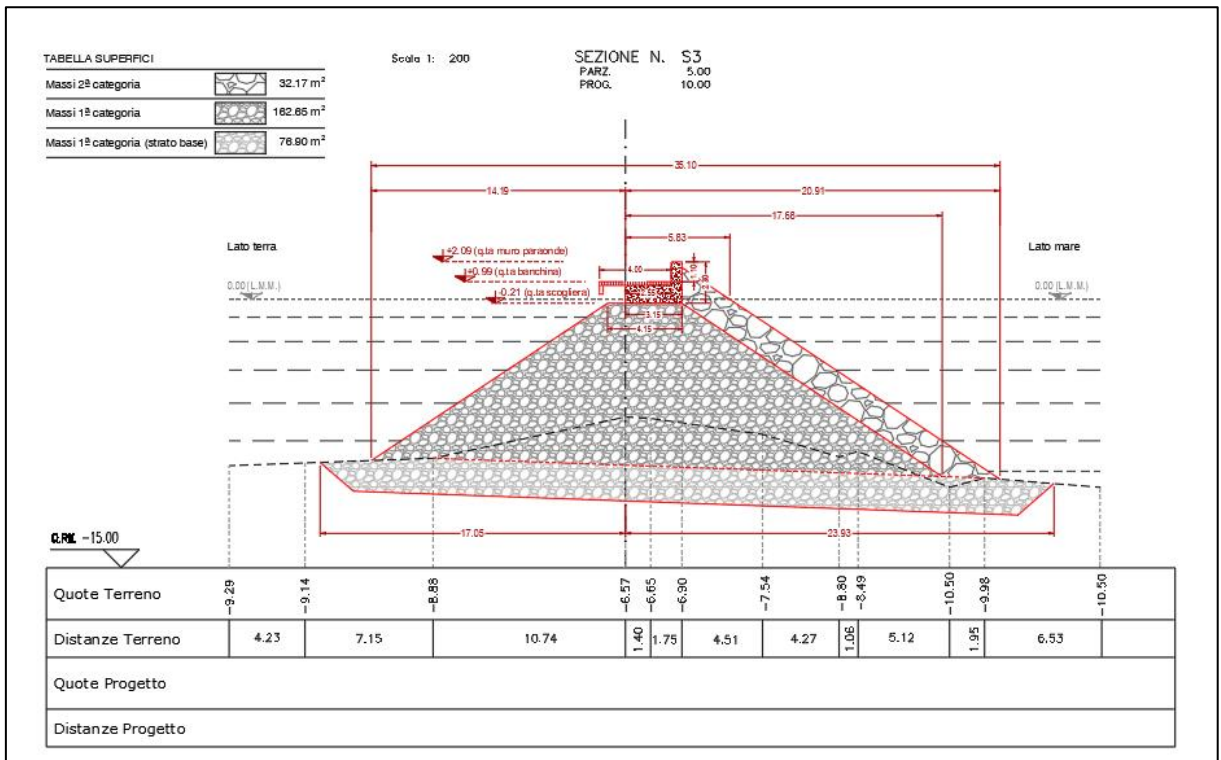


Figura 9. Sezione tipo scogliera_S3

CARATTERISTICHE DEL MOTO ONDOSO

$R_c := 0.8\text{-m}$	Quota massima di bordo libero	
$s_{pos} := 0.5\text{-m}$	Sovralzo del livello marino	
$d_f := 12\text{-m}$	Profondità del fondale	
$d := d_f + s_{pos} = 12.5\text{ m}$	Profondità del fondale più sovrualzo livello marino	
$T_{r50} := 50\text{yr}$	Tempo di ritorno	
$H_{s_50\text{piede}} := 1.8\text{ m}$	Altezza d'onda di progetto a ridosso dell'opera (H_{s0})	
$H_{s_50\text{largo}} := 1.8\text{ m}$	Altezza d'onda a largo	
$T_{p50} := \frac{5 \cdot \sqrt{H_{s_50\text{largo}}}}{0.5} \cdot s = 6.708\text{ s}$	Periodo di picco a largo	
$T_{m50} := \frac{4.15 \cdot \sqrt{H_{s_50\text{largo}}}}{0.5} \cdot s = 5.568\text{ s}$	Periodo medio a largo	
$\text{Pendenza}_{\text{piede}} := \frac{\sin(\text{Gradi})}{\cos(\text{Gradi})} = 5.241\%$	Pendenza al piede dell'opera (m)	Gradi := 3°
$L_{0ml_c_50} := \frac{g \cdot T_{m50}^2}{2 \cdot \pi} = 48.385\text{ m}$	Lunghezza d'onda a largo riferita al Periodo medio T_m (Sezione corrente)	Sezione corrente
$L_{0p_c_50} := \frac{g \cdot T_{p50}^2}{2 \cdot \pi} = 70.235\text{ m}$	Lunghezza d'onda a largo riferita al Periodo di picco T_p (Sezione corrente)	
$s_{0ml_c_50} := \frac{H_{s_50\text{largo}}}{L_{0p_c_50}} = 0.026$	Ripidità dell'onda (Sezione corrente)	
$L_{0ml_t_50} := \frac{g \cdot T_{m50}^2}{2 \cdot \pi} = 48.385\text{ m}$	Lunghezza d'onda a largo riferita al Periodo medio T_m (Sezione testata)	Sezione di testata
$L_{0p_t_50} := \frac{g \cdot T_{p50}^2}{2 \cdot \pi} = 70.235\text{ m}$	Lunghezza d'onda a largo riferita al Periodo di picco T_p (Sezione testata)	
$s_{0ml_t_50} := \frac{H_{s_50\text{largo}}}{L_{0p_t_50}} = 0.026$	Ripidità dell'onda (Sezione testata)	

Considerando un periodo di ritorno pari a 50 anni si ottiene un'altezza d'onda di calcolo pari a 1.8 m.

50 ANNI ALTEZZA D'ONDA MASSIMA FRANGENTE AL PIEDE DELL'OPERA

Kamphuis

$$\text{Kamphuis} := 0.56 \cdot e^{(3.5 \cdot \text{Pendenza}_{\text{piede}})} \cdot (d_f + s_{pos}) = 8.409\text{ m}$$

Goda

$$\text{Goda50} := \min \left[\left[0.028 \cdot s_{0ml_t_50}^{-0.38} \cdot e^{(20 \cdot \text{Pendenza}_{\text{piede}} \cdot 1.5)} \right] \cdot H_{s_50\text{largo}} + \left[0.52 \cdot e^{(4.2 \cdot \text{Pendenza}_{\text{piede}})} \right] \cdot d, \max \left[0.92, 0.32 \cdot s_{0ml_t_50}^{-0.29} \cdot e^{(2.4 \cdot \text{Pendenza}_{\text{piede}})} \right] \cdot H_{s_50\text{largo}}, 1.65\text{-m} \right] = 1.65\text{ m}$$

$$H_{s_50_1} := \max(\text{Kamphuis}, \text{Goda50}) = 8.409\text{ m}$$

$$H_{s_50\text{calcolo}} := \begin{cases} H_{s_50\text{largo}} & \text{if } H_{s_50\text{largo}} < H_{s_50_1} \\ H_{s_50_1} & \text{otherwise} \end{cases} = 1.8\text{ m} \quad \text{Altezza d'onda di calcolo}$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E GEOMETRIA DELLA SCOGLIERA

$\gamma_m := 2.6 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$	Peso specifico massi
$\gamma_a := 1.03 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$	Peso specifico acqua
<u>Sezione corrente</u>	
$\alpha_c := 34^\circ$	Angolo della scarpata con l'orizzontale
<u>Sezione di testata</u>	
$\alpha_t := 34^\circ$	Angolo della scarpata con l'orizzontale
$\text{Slope} := \cot(\alpha_c) = 1.4826$	
La profondità di frangimento dell'onda incidente	
$d_b := \frac{H_{s_50\text{calcolo}}}{0.78} = 2.308 \text{ m}$	Onda non frangente
<u>Sezione corrente frangente</u>	
$K_{d_c_f} := 2$	Coefficiente adimensionale di stabilità variabile con il tipo di masso
<u>Sezione di testata frangente</u>	
$K_{d_t_f} := 1.6$	Coefficiente adimensionale di stabilità variabile con il tipo di masso
$n_f := 2$	Numero di strati imposti dalla dimensione del masso di rivestimento (massi uno sopra l'altro)
<u>Sezione corrente non frangente</u>	
$K_{d_c_nf} := 4$	Coefficiente adimensionale di stabilità variabile con il tipo di masso
<u>Sezione di testata non frangente</u>	
$K_{d_t_nf} := \begin{cases} 3.2 & \text{if } 1.5 \leq \text{Slope} \leq 1.6 \\ 2.8 & \text{if } 1.9 \leq \text{Slope} \leq 2.1 \\ 2.3 & \text{otherwise} \end{cases} = 2.3$	Coefficiente adimensionale di stabilità variabile con il tipo di masso
$n_{nf} := 2$	Numero di strati imposti dalla dimensione del masso di rivestimento (massi uno sopra l'altro)
$k := 1$	Coefficiente di forma
$P := 37\%$	Porosità media della mantellata

Valori consigliati del coefficiente K_d per determinare il peso della mantellata "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime" - Ministero dei Lavori Pubblici - Consiglio Nazionale delle Ricerche.

Criterio di "non danneggiamento" con limitata traccimazione							
Elemento	n (3)	Posa in opera	Sezione corrente		Testata		
			K_D (2)		K_D		Scarpa Cot α
			Onda frangente	Onda non frangente	Onda frangente	Onda non frangente	
Masso naturale							
arrotondato	2	alla rinfusa	1.2	2.4	1.1	1.9	da 1.5 a 3.0 (5)
arrotondato	>3	alla rinfusa (4)	1.6 (4)	3.2	1.4 (4)	2.3	
a spigoli vivi	2	alla rinfusa	2.0	4.0	1.9 1.6 1.3	3.2 2.8 2.3	1.5 2.0 3.0
a spigoli vivi	>3	alla rinfusa	2.2	4.5	2.1	4.2	(5)
a spigoli vivi	2	speciale (6)	5.8	7.0	5.3	6.4	(5)
Parallelepipedo (7)	2	speciale (1)	7.0-20.0	8.5-24.0	--	--	
Tetrapodo e Quadripodo	2	alla rinfusa	7.0	8.0	5.0 4.5 3.5	6.0 5.5 4.0	1.5 2.0 3.0
Tribar	2	alla rinfusa	9.0	10.0	8.3 7.8 6.0	9.0 8.5 6.5	1.5 2.0 3.0
Dolos	2	alla rinfusa	15.8 (8)	31.8 (8)	8.0 7.0	16.0 14.0	2.0 (9) 3.0
Cubo modificato	2	alla rinfusa	6.5	7.5	--	5.0	(5)
Hexapod	2	alla rinfusa	8.0	9.5	5.0	7.0	(5)
Toskane	2	alla rinfusa	11.0	22.0	--	--	(5)
Masso naturale (K_{DK}) assortiti	-	alla rinfusa	2.2	2.5	--	--	

Tabella 18. Valore K_D

Tipo di elemento	Numero di strati	Collocamento in opera	K_Δ	P
Massi naturali:				
a spigoli arrotondati	2	alla rinfusa	1.02	38
a spigoli vivi	2	" "	1.00	37
a spigoli vivi	≥ 3	" "	1.00	40
Cubo modificato	2	" "	1.10	47
Tetrapodo	2	" "	1.04	50
Quadripodo	2	" "	0.95	49
Esapodo	2	" "	1.15	47
Tribar	2	" "	1.02	54
Dolos	2	" "	0.94	56
Massi naturali	Granulometria assortita di spessore minimo $\geq 2(W_{50}/\gamma_c)^{1/3}$	" "	--	37

Tab. 17.4 - Valori del coefficiente di forma K_Δ e della percentuale di vuoti P per alcuni tipi di elementi di mantellata (S.P.M. 1984)

Tabella 19. Valore K_Δ

FORMULA DI HUDSON

Sezione corrente Tr 50 anni (mantellata)

$$\delta_{\text{sc}} := \left(\frac{\gamma_m}{\gamma_a} - 1 \right)^3 = 3.542$$

$$W_{c_50} := \frac{\gamma_m \cdot H_{s_50\text{calcolo}}^3}{\delta \cdot K_{d_c_nf} \cdot \left(\frac{1}{\tan(\alpha_c)} \right)} = 0.722 \cdot \text{ton}$$

Massa dell'elemento
costituente la
mantellata

$\text{Categoria}_{\text{mantellata_c_50}} :=$	<p>"Pietrame" if $0.05 \cdot \text{ton} \leq W_{c_50} \leq 0.2 \cdot \text{ton} = "1^{\wedge}\text{Categoria}"$</p> <p>"1^{\wedge}\text{Categoria}" if $0.2 \cdot \text{ton} \leq W_{c_50} \leq 1 \cdot \text{ton}$</p> <p>"2^{\wedge}\text{Categoria}" if $1 \cdot \text{ton} \leq W_{c_50} \leq 3 \cdot \text{ton}$</p> <p>"3^{\wedge}\text{Categoria}" if $3 \cdot \text{ton} \leq W_{c_50} \leq 5 \cdot \text{ton}$</p> <p>"4^{\wedge}\text{Categoria}" otherwise</p>
--	---

$$D_{n_c_50} := \left(\frac{W_{c_50}}{\gamma_m} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.652 \text{ m}$$

Diametro nominale
dell'elemento
costituente la
mantellata

$$s_{c_50} := n_{nf} \cdot k \cdot D_{n_c_50} = 1.305 \text{ m}$$

Spessore della
mantellata

La formula di Hudson può anche essere espressa in funzione del Numero di stabilità. La stabilità statica corrisponde a valori di N_s compresi tra 1 e 3. Frangiflutti di massi naturali fortemente mobili sia trasversalmente che longitudinalmente presentano valori di N_s compresi tra 4 e 20. Le spiagge di ghiaia ($0.4 < D_n < 10 \text{ cm}$) hanno in genere $N_s = 15-500$, mentre spiagge di sabbia presentano $N_s > 500$.

$$N_{s_c_50} := \frac{H_{s_50\text{calcolo}}}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_a} - 1 \right) \cdot D_{n_c_50}} = 1.81$$

$$\text{Densità}_{c_50} := \frac{N_r}{A}$$

$$\text{Densità}_{c_50} := \left[n_{nf} \cdot k \cdot \left(1 - \frac{P}{100} \right) \cdot \left(\frac{\gamma_m}{W_{c_50}} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \cdot \text{m}^2 = 4.681$$

Densità di posa in
opera

$$B_{c_50} := 3 \cdot k \cdot \left(\frac{W_{c_50}}{\gamma_m} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.957 \text{ m}$$

Dimensione della cresta

Sezione testata Tr 50 anni (mantellata)

$$W_{t_50} := \frac{\gamma_m \cdot H_{s_50\text{calcolo}}^3}{\delta \cdot K_{d_t_nf} \left(\frac{1}{\tan(\alpha_t)} \right)} = 1.256 \cdot \text{ton}$$

Massa dell'elemento
costituente la
mantellata

$$\text{Categoria}_{\text{mantellata_t_50}} := \begin{cases} \text{"Pietrame"} & \text{if } 0.05 \cdot \text{ton} \leq W_{t_50} \leq 0.2 \cdot \text{ton} = \text{"2^Categoria"} \\ \text{"1^Categoria"} & \text{if } 0.2 \cdot \text{ton} \leq W_{t_50} \leq 1 \cdot \text{ton} \\ \text{"2^Categoria"} & \text{if } 1 \cdot \text{ton} \leq W_{t_50} \leq 3 \cdot \text{ton} \\ \text{"3^Categoria"} & \text{if } 3 \cdot \text{ton} \leq W_{t_50} \leq 5 \cdot \text{ton} \\ \text{"4^Categoria"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$D_{n_t_50} := \left(\frac{W_{t_50}}{\gamma_m} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.785 \text{ m}$$

Diametro nominale
dell'elemento
costituente la
mantellata

$$s_{t_50} := n_{nf} \cdot k \cdot D_{n_t_50} = 1.569 \text{ m}$$

Spessore della
mantellata

La formula di Hudson può anche essere espressa in funzione del Numero di stabilità. La stabilità statica corrisponde a valori di N_s compresi tra 1 e 3. Frangiflutti di massi naturali fortemente mobili sia trasversalmente che longitudinalmente presentano valori di N_s compresi tra 4 e 20. Le spiagge di ghiaia ($0.4 < D_n < 10 \text{ cm}$) hanno in genere $N_s = 15 \div 500$, mentre spiagge di sabbia presentano $N_s > 500$.

$$N_{s_t_50} := \frac{H_{s_50\text{calcolo}}}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_a} - 1 \right) \cdot D_{n_t_50}} = 1.505$$

$$\text{Densità}_{t_50} := \frac{N_f}{A}$$

$$\text{Densità}_{t_50} := \left[n_{nf} \cdot k \cdot \left(1 - \frac{P}{100} \right) \cdot \left(\frac{\gamma_m}{W_{t_50}} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \cdot \text{m}^2 = 3.237$$

Densità di posa in
opera

$$B_{t_50} := 3 \cdot k \cdot \left(\frac{W_{t_50}}{\gamma_m} \right)^{\frac{1}{3}} = 2.354 \text{ m}$$

Dimensione della cresta

STRATO FILTRO SOTTO LA MANTELLATA

Al di sopra il nucleo e al di sotto dei massi costituenti la mantellata, per evitare il sifonamento del nucleo, è necessario interporre almeno uno strato filtro costituito da massi naturali di peso medio variabile tra 1/10 e 1/15 del peso dei massi sovrastanti.

$$W_{\text{filtro_c_50}} := \frac{1}{12} \cdot W_{\text{c_50}} = 0.06 \cdot \text{ton}$$

$$W_{\text{filtro_t_50}} := \frac{1}{12} \cdot W_{\text{t_50}} = 0.105 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Categoria}_{\text{filtro_c_50}} := \begin{cases} \text{"Pietrame"} & \text{if } 0.01 \cdot \text{ton} \leq W_{\text{filtro_c_50}} \leq 0.2 \cdot \text{ton} = \text{"Pietrame"} \\ \text{"1^Categoria"} & \text{if } 0.2 \cdot \text{ton} \leq W_{\text{filtro_c_50}} \leq 1 \cdot \text{ton} \\ \text{"2^Categoria"} & \text{if } 1 \cdot \text{ton} \leq W_{\text{filtro_c_50}} \leq 3 \cdot \text{ton} \\ \text{"3^Categoria"} & \text{if } 3 \cdot \text{ton} \leq W_{\text{filtro_c_50}} \leq 5 \cdot \text{ton} \\ \text{"4^Categoria"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Categoria}_{\text{filtro_t_50}} := \begin{cases} \text{"Pietrame"} & \text{if } 0.01 \cdot \text{ton} \leq W_{\text{filtro_t_50}} \leq 0.2 \cdot \text{ton} = \text{"Pietrame"} \\ \text{"1^Categoria"} & \text{if } 0.2 \cdot \text{ton} \leq W_{\text{filtro_t_50}} \leq 1 \cdot \text{ton} \\ \text{"2^Categoria"} & \text{if } 1 \cdot \text{ton} \leq W_{\text{filtro_t_50}} \leq 3 \cdot \text{ton} \\ \text{"3^Categoria"} & \text{if } 3 \cdot \text{ton} \leq W_{\text{filtro_t_50}} \leq 5 \cdot \text{ton} \\ \text{"4^Categoria"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$W_{\text{medio_massi_c_50}} := \begin{cases} \frac{0.05 \cdot \text{ton} + 0.2 \cdot \text{ton}}{2} & \text{if } \text{Categoria}_{\text{filtro_c_50}} = \text{"Pietrame"} = 113.398 \text{ kg} \\ \frac{0.2 \cdot \text{ton} + 1 \cdot \text{ton}}{2} & \text{if } \text{Categoria}_{\text{filtro_c_50}} = \text{"1^Categoria"} \\ \frac{1 \cdot \text{ton} + 3 \cdot \text{ton}}{2} & \text{if } \text{Categoria}_{\text{filtro_c_50}} = \text{"2^Categoria"} \\ \frac{3 \cdot \text{ton} + 5 \cdot \text{ton}}{2} & \text{if } \text{Categoria}_{\text{filtro_c_50}} = \text{"3^Categoria"} \\ \frac{5 \cdot \text{ton} + 7 \cdot \text{ton}}{2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$W_{\text{medio_massi_t_50}} := \begin{cases} \frac{0.05 \cdot \text{ton} + 0.2 \cdot \text{ton}}{2} & \text{if } \text{Categoria}_{\text{filtro_t_50}} = \text{"Pietrame"} = 113.398 \text{ kg} \\ \frac{0.2 \cdot \text{ton} + 1 \cdot \text{ton}}{2} & \text{if } \text{Categoria}_{\text{filtro_t_50}} = \text{"1^Categoria"} \\ \frac{1 \cdot \text{ton} + 3 \cdot \text{ton}}{2} & \text{if } \text{Categoria}_{\text{filtro_t_50}} = \text{"2^Categoria"} \\ \frac{3 \cdot \text{ton} + 5 \cdot \text{ton}}{2} & \text{if } \text{Categoria}_{\text{filtro_t_50}} = \text{"3^Categoria"} \\ \frac{5 \cdot \text{ton} + 7 \cdot \text{ton}}{2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$n_{\text{filtro}} := 2$$

Numero degli strati filtro

$$K_{\text{filtro}} := 1.02$$

Coefficiente di strato

$$S_{\text{filtro_c_50}} := n_{\text{filtro}} \cdot K_{\text{filtro}} \cdot \left(\frac{W_{\text{medio_massi_c_50}}}{\gamma_m} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.742 \text{ m}$$

$$S_{\text{filtro_t_50}} := n_{\text{filtro}} \cdot K_{\text{filtro}} \cdot \left(\frac{W_{\text{medio_massi_t_50}}}{\gamma_m} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.742 \text{ m}$$

$$D_{n_t_f_50} := \left(\frac{W_{\text{medio_massi_t_50}}}{\gamma_m} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.364 \text{ m}$$

FORMULA DI VAN DER MEER

Le formule di Van der Meer sono state ricavate portando in conto l'azione delle onde irregolari che la formula di Hudson non prende in considerazione. Esse consentono di tenere conto anche degli effetti della variabilità del periodo, fattore particolarmente presente in acque molto basse in cui $d/L < 0.15$

$N_{\text{onde}} := 5000$ Numero di onde presenti nella mareggiata
valori suggeriti da 3000 a 7000

Si ricava anche facendo $12 \cdot 3600s/T_m$ (periodo medio)

$S_{\text{danno}} := 1$ ⁺ Livello di danneggiamento 1-3 equivalente
ad un danneggiamento del 5%

$P_x := 0.5$ Parametro indicatore della permeabilità
della struttura variabile da 0.1 a 0.6_0.4
per le strutture convenzionali

$$\delta_1 := \left(\frac{\gamma_m}{\gamma_a} \right) - 1 = 1.524$$

Sezione corrente Tr 50 anni (mantellata)

$$\epsilon_{mc_c} := \begin{cases} \left(6.2 \cdot P^{0.31} \cdot \sqrt{\tan(\alpha_c)} \right) \left(\frac{1}{P+0.5} \right) & \text{if } \frac{1}{\tan(\alpha_c)} < 3 \\ \left(3.58 \cdot P^{0.31} \right) \left(\frac{1}{P+0.5} \right) & \text{otherwise} \end{cases} = 4.557$$

Parametro di frangimento

$$\epsilon_{m_c_50} := \frac{\tan(\alpha_c)}{\sqrt{\frac{(2 \cdot \pi \cdot H_{s_50\text{calcolo}})^2}{g \cdot T_{m50}^2}}} = 3.497$$

Numero di Irribarren

Frangimento_{mantellata_c_50} := $\begin{cases} \text{"Plunging"} & \text{if } \epsilon_{m_c_50} < \epsilon_{mc_c} \\ \text{"Surging"} & \text{if } \epsilon_{m_c_50} > \epsilon_{mc_c} \\ \text{"Collapsing"} & \text{if } \epsilon_{m_c_50} = \epsilon_{mc_c} \end{cases} = \text{"Plunging"}$

$$L_{0m_c_50} := \frac{g \cdot T_{m50}^2}{2 \cdot \pi} = 48.385 \text{ m}$$

Lunghezza a largo riferita al Periodo medio T_m

$$L_{0p_c_50} := \frac{g \cdot T_{p50}^2}{2 \cdot \pi} = \blacksquare$$

Lunghezza a largo riferita al Periodo di picco T_p

$$s_{0m_c_50} := \frac{H_{s_50calcolo}}{L_{0p_c_50}} = 0.026$$

Ripidità dell'onda

Riduzione per effetto della tracimabilità dell'opera a gettata

$$R_{c_50} := \left[\frac{(R_c - s_{pos})}{H_{s_50calcolo}} \right]^2 \cdot \left(\frac{s_{0m_c_50}}{2 \cdot \pi} \right)^{\frac{1}{2}} = 1.774 \times 10^{-3}$$

Aminiti e Franco

$$K_{c_50} := \frac{1}{(1.25 - 4.8 \cdot R_{c_50})} = 0.805$$

Coefficiente di riduzione

$$\xi_{1_c_50} := \left[\frac{H_{s_50calcolo}}{\delta_1 \cdot 6.2 \cdot p_x^{0.18} \cdot \left(\frac{S_{danno}}{\sqrt{N_{onde}}} \right)^{0.2} \cdot \xi_{m_c_50}^{-0.15}} \right] = 0.61 \text{ m}$$

$$\xi_{2_c_50} := \left[\frac{\xi_{m_c_50}}{\delta_1 \cdot 1 \cdot p_x^{-0.13} \cdot \left(\frac{S_{danno}}{\sqrt{N_{onde}}} \right)^{0.2} \cdot (\cot(\alpha_c))^{0.5} \cdot \xi_{m_c_50}^{p_x}} \right] \cdot m = 2.158 \text{ m}$$

Diametro nominale del masso di peso mediano

$$D_{n50_c_50_definizione} := \begin{cases} \xi_{1_c_50} & \text{if Frangimento}_{mantellata_c_50} = \text{"Plunging"} \\ \xi_{2_c_50} & \text{if Frangimento}_{mantellata_c_50} = \text{"Surging"} \end{cases} = \xi_{1_c_50}$$

$$D_{n50_c_50} := \xi_{1_c_50}$$

Abilita o disabilita in funzione del risultato che viene dalla formula di sopra

$$D_{n50_c_50} := \xi_{2_c_50}$$

$$W_{c_50_VDM} := D_{n50_c_50}^3 \cdot \gamma_m = 0.591 \cdot \text{ton}$$

Massa dell'elemento di mantellata

$$D_{n50_c_50_rid} := D_{n50_c_50} \cdot K_{c_50} = 0.491 \text{ m}$$

Diametro nominale ridotto per la tracimazione

$$W_{c_50_ridotto_VDM} := D_{n50_c_50_rid}^3 \cdot \gamma_m = 0.309 \cdot \text{ton}$$

Massa dell'elemento di mantellata ridotto per la tracimazione

$$s_{c_50_VDM} := D_{n50_c_50_rid} \cdot n_{nf} \cdot k = 0.983 \text{ m}$$

Spessore della mantellata

$$\text{Categoria}_{mantellataVDM_c_50} := \begin{cases} \text{"Pietrame"} & \text{if } 0.05 \cdot \text{ton} \leq W_{c_50_ridotto_VDM} \leq 0.2 \cdot \text{ton} \\ \text{"1^Categoria"} & \text{if } 0.2 \cdot \text{ton} \leq W_{c_50_ridotto_VDM} \leq 1 \cdot \text{ton} \\ \text{"2^Categoria"} & \text{if } 1 \cdot \text{ton} \leq W_{c_50_ridotto_VDM} \leq 3 \cdot \text{ton} \\ \text{"3^Categoria"} & \text{if } 3 \cdot \text{ton} \leq W_{c_50_ridotto_VDM} \leq 5 \cdot \text{ton} \\ \text{"4^Categoria"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"1^Categoria"}$$

Sezione testata Tr 50 anni (mantellata)

$$\epsilon_{mc_t} := \begin{cases} \left(6.2 \cdot P^{0.31} \cdot \sqrt{\tan(\alpha_t)}\right)^{\left(\frac{1}{p+0.5}\right)} & \text{if } \frac{1}{\tan(\alpha_t)} < 3 = 4.557 \\ \left(3.58 \cdot P^{0.31}\right)^{\left(\frac{1}{p+0.5}\right)} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Parametro di frangimento}$$

$$\epsilon_{m_t_50} := \frac{\tan(\alpha_t)}{\sqrt{\frac{2 \cdot \pi \cdot H_{s_50\text{calcolo}}}{g \cdot T_{m50}^2}}} = 3.497 \quad \text{Numero di Irribarren}$$

$$\text{Frangimento}_{\text{mantellata_t_50}} := \begin{cases} \text{"Plunging"} & \text{if } \epsilon_{m_t_50} < \epsilon_{mc_t} = \text{"Plunging"} \\ \text{"Surging"} & \text{if } \epsilon_{m_t_50} > \epsilon_{mc_t} \\ \text{"Collapsing"} & \text{if } \epsilon_{m_t_50} = \epsilon_{mc_t} \end{cases}$$

$$L_{0m_t_50} := \frac{g \cdot T_{m50}^2}{2 \cdot \pi} = 48.385 \text{ m} \quad \text{Lunghezza a largo riferita al Periodo medio Tm}$$

$$L_{0p_t_50} := \frac{g \cdot T_{p50}^2}{2 \cdot \pi} = \text{■} \quad \text{Lunghezza a largo riferita al Periodo di picco Tp}$$

$$s_{0m_t_50} := \frac{H_{s_50\text{calcolo}}}{L_{0p_t_50}} = 0.026 \quad \text{Ripidità dell'onda}$$

Riduzione per effetto della tracimabilità dell'opera a gettata

$$R_{t_50} := \left[\frac{(R_c - s_{\text{pos}})}{H_{s_50\text{calcolo}}} \right]^2 \cdot \left(\frac{s_{0m_t_50}}{2 \cdot \pi} \right)^{\frac{1}{2}} = 1.774 \times 10^{-3} \quad \text{Aminiti e Franco}$$

$$K_{t_50} := \frac{1}{(1.25 - 4.8 \cdot R_{t_50})} = 0.805 \quad \text{Coefficiente di riduzione}$$

$$\epsilon_{1_t_50} := \left[\frac{H_{s_50\text{calcolo}}}{\delta_1 \cdot 6.2 \cdot p_x^{0.18} \cdot \left(\frac{s_{\text{danno}}}{\sqrt{N_{\text{onde}}}}\right)^{0.2} \cdot \epsilon_{m_t_50}^{-0.15}} \right] = 0.61 \text{ m}$$

$$\epsilon_{2_t_50} := \left[\frac{\epsilon_{m_t_50}}{\delta_1 \cdot 1 \cdot p_x^{-0.13} \cdot \left(\frac{s_{\text{danno}}}{\sqrt{N_{\text{onde}}}}\right)^{0.2} \cdot (\cot(\alpha_t))^{0.5} \cdot \epsilon_{m_t_50}^{p_x}} \right] \cdot \text{m} = 2.158 \text{ m}$$

Diametro nominale del masso di peso medio

$$D_{n50_t_50_definizione} := \begin{cases} \xi_{1_t_50} & \text{if Frangimento}_{mantellata_t_50} = \text{"Plunging"} = \xi_{1_t_50} \\ \xi_{2_t_50} & \text{if Frangimento}_{mantellata_t_50} = \text{"Surging"} \end{cases}$$

$$D_{n50_t_50} := \xi_{1_t_50}$$

Abilita o disabilita in funzione del risultato che viene dalla formula di sopra

$$D_{n50_t_50} := \xi_{2_t_50}$$

$$W_{t_50_VDM} := D_{n50_t_50}^3 \cdot \gamma_m = 0.591 \cdot \text{ton}$$

Massa dell'elemento di mantellata

$$D_{n50_t_50_rid} := D_{n50_t_50} \cdot K_{t_50} = 0.491 \text{ m}$$

Diametro nominale ridotto per la tracimazione

$$W_{t_50_ridotto_VDM} := D_{n50_t_50_rid}^3 \cdot \gamma_m = 0.309 \cdot \text{ton}$$

Massa dell'elemento di mantellata ridotto per la tracimazione

$$s_{t_50_VDM} := D_{n50_t_50_rid} \cdot n_{nf} \cdot k = 0.983 \text{ m}$$

Spessore della mantellata

$$\text{Categoria}_{mantellataVDM_t_50} := \begin{cases} \text{"Pietrame"} & \text{if } 0.05 \cdot \text{ton} \leq W_{t_50_ridotto_VDM} \leq 0.2 \cdot \text{ton} = \text{"1^{\wedge}\text{Categoria"}} \\ \text{"1^{\wedge}\text{Categoria"}} & \text{if } 0.2 \cdot \text{ton} \leq W_{t_50_ridotto_VDM} \leq 1 \cdot \text{ton} \\ \text{"2^{\wedge}\text{Categoria"}} & \text{if } 1 \cdot \text{ton} \leq W_{t_50_ridotto_VDM} \leq 3 \cdot \text{ton} \\ \text{"3^{\wedge}\text{Categoria"}} & \text{if } 3 \cdot \text{ton} \leq W_{t_50_ridotto_VDM} \leq 5 \cdot \text{ton} \\ \text{"4^{\wedge}\text{Categoria"}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Il Van der Meer ha stabilito i valori del danno S all'inizio del danneggiamento, a danneggiamento intermedio e a danneggiamento limite per una mantellata a massi naturali a doppio strato.

Scarpa	Danno Iniziale	Danno da mod. a forte	Codimento
1:1.5	2	3-5	8
1:2	2	4-6	8
1:3	2	6-9	12
1:4	3	8-12	17

Tabella 4 - Percentuali di danno delle mantellate

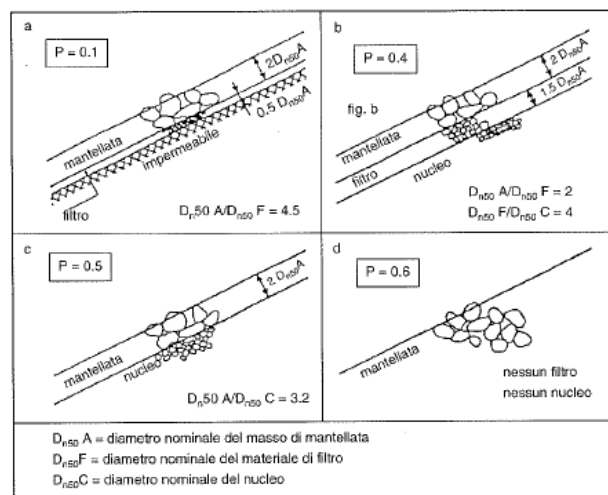


Fig. 17.20 - Esempi di configurazioni per mantellate in massi naturali con quattro diversi indici di permeabilità

7.1.2. Muro paraonde

Sulla diga foranea è previsto un massiccio di coronamento resistente a gravità che ha la funzione di ridurre la portata tracimante e di consentire l'utilizzo della parte superiore della diga per alloggiarvi cavi e tubazioni.

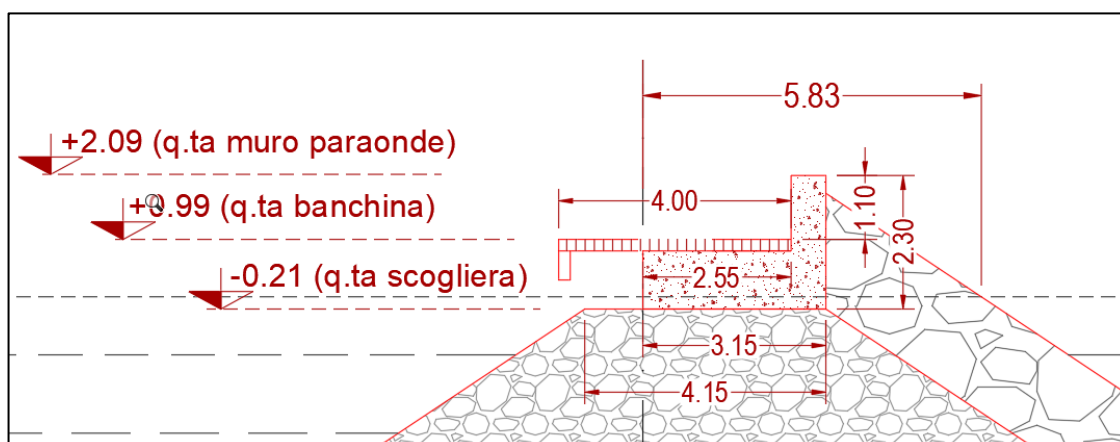


Figura 10. Posizionamento Muro Paraonde

Le azioni verticali ed orizzontali nelle verifiche del muro paraonde sono:

- peso proprio della struttura;
- spinte idrodinamiche;
- spinte idrostatiche;
- sottospinta.

Combinazioni di carico

peso proprio + spinte idrostatiche + spinte idrodinamiche + sottospinta

I carichi sono stati combinati secondo Par. 2.5.3 delle N.T.C. 2018

Combinazione Fondamentale S.L.U.: $\gamma G1 * G1 + \gamma Q1 * QK1 + \gamma Q2 * \psi 02 * QK2 + \dots$

Per la combinazione di carico suddetta, sono stati calcolati i valori delle spinte totali agenti alla quota di imposta del muro paraonde, i valori dei pesi della struttura, il valore del momento ribaltante a livello di imposta dell'elemento. Quindi è stata effettuata la verifica a scorrimento, a ribaltamento, la verifica per carico limite dell'insieme terreno-fondazione.

In base alle N.T.C.2018 le verifiche sono state eseguite secondo:

- Combinazione S.L.U. di tipo EQU – ribaltamento.
- Combinazione S.L.U. di tipo GEO.
- Scorrimento sul piano di posa.
- Collasso per carico limite dell'insieme terreno – fondazione.

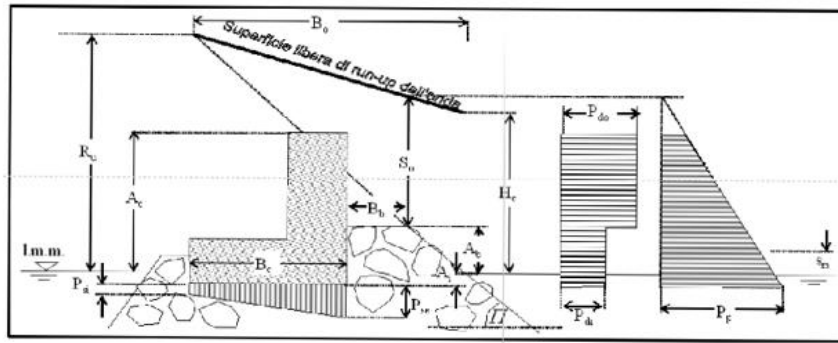


Figura 11. Parametri di calcolo utilizzati_Muro paraonde

7.1.2.1. Allegato di calcolo_Muro

MURO PARAONDE

Onda di progetto e dimensioni della struttura

$H_{s_50\text{pie}} = \dots$	Altezza d'onda di progetto a ridosso dell'opera (H_{s0})
$H_{s_50\text{largo}} = \dots$	Altezza d'onda a largo
$d_f = \dots$	Profondità del fondale
$s_{\text{pos}} := 0.5 \cdot \text{m}$	Sovralzo del livello marino

$T_{p50} := \frac{5 \cdot \sqrt{H_{s_50\text{largo}}}}{0.5} \cdot s = \dots$	Periodo di picco a largo
$T_{m50} := \frac{4.15 \cdot \sqrt{H_{s_50\text{largo}}}}{0.5} \cdot s = \dots$	Periodo medio a largo
$L_{0p_t_50} := \frac{g \cdot T_{p50}^2}{2 \cdot \pi} = \dots$	Lunghezza d'onda a largo riferita al Periodo di picco T_p

Lunghezza d'onda al piede riferita al Periodo di picco T_p

$L_{p_1} := 1 \cdot \text{m}$
$L_{p_1} := \text{root} \left(L_{p_1} - L_{0p_t_50} \cdot \tanh \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot d_f}{L_{p_1}} \right) \cdot L_{p_1} \right) = 59.793 \text{ m}$
$L_{p_1} = 59.793 \text{ m}$

$H_{s_50} := H_{s_50\text{largo}} \cdot 1.8 = 3.24 \text{ m}$	Altezza d'onda di calcolo massima
$\text{Miche} := 0.142 \cdot L_{p_1} \cdot \tanh \left[2 \pi \cdot \frac{(d)}{L_{p_1}} \right] = 7.346 \text{ m}$	Miche
$H_{s_50\text{max}} := \min(\text{Miche}, H_{s_50}) = 3.24 \text{ m}$	Altezza d'onda di progetto

$s_{0m_t_50\text{max}} := \frac{H_{s_50\text{max}}}{L_{0p_t_50}} = 0.046$	Ripidità dell'onda (è il massimo run-up previsto sulla berma della scogliera)
$A_b := 2.1 \cdot \text{m}$	Quota berma mantellata (m s.l.m.)
$B_b := 0 \cdot \text{m}$	Larghezza berma
$\alpha_t = \dots$	Pendenza mantellata
$B_c := 3.15 \cdot \text{m}$	Larghezza di base del massiccio di coronamento (m)

$A_c := 2.1\text{-m}$	Quota sommitale del muro paraonde (m s.l.m.)
$A_j := 0.2\text{-m}$	Quota di imbasamento del muro paraonde (m s.l.m.)
$p := 0.4$	Porosità mantellata
$D_{m50} := 0.8\text{-m}$	Diametro medio massi della mantellata
$p_c := 0.3$	+ Porosità alla base del massiccio di coronamento

$$H_{\text{relativa}} := \frac{A_b - s_{\text{pos}}}{H_{s_50\text{max}}} = 0.494$$

Altezza relativa

$$L_{\text{relativa}} := \frac{B_b}{H_{s_50\text{max}}} = 0$$

Larghezza relativa

Condizioni di impatto diretto dell'onda contro il muro paraonde

$$\text{Impatto} := \begin{cases} \text{"NO"} & \text{if } \begin{cases} H_{\text{relativa}} > -0.02 \\ L_{\text{relativa}} > (-1.4038 \cdot H_{\text{relativa}} + 1.2019) \\ L_{\text{relativa}} > -3.7945 \cdot H_{\text{relativa}} + 1.1541 \end{cases} \\ \text{"SI"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"NO"}$$

Calcolo dell'altezza di Run-up

$$\epsilon_{m_t_50\text{max}} := \frac{\tan(\alpha_t)}{\sqrt{\frac{(2 \cdot \pi \cdot H_{s_50\text{max}})^2}{g \cdot T_{m50}^2}}} = 2.607$$

Numero di Irribarren

$$A_u := \frac{-p}{0.21} + \frac{0.681}{0.21} = 1.338$$

$$B_u := \frac{p}{0.58} - \frac{0.05}{0.58} = 0.603$$

$$Ru_{\text{altezza_onda}} := H_{s_50\text{max}} \cdot \left[A_u \cdot \left(1 - e^{-B_u \cdot \epsilon_{m_t_50\text{max}}} \right) \right] = 3.436\text{m}$$

Run-up associato all'altezza d'onda Hs50_max

$$Ru_{\text{mantellata}} := H_{s_50\text{max}} \cdot \left[1 - \frac{(A_b - s_{\text{pos}})}{Ru_{\text{altezza_onda}}} \right] = 1.731\text{m}$$

Run-up al margine della mantellata

$$A_b + Ru_{\text{mantellata}} = 3.831\text{m}$$

Maggiore di Ac

Pressioni di impatto Pd valido per ripidità dell'onda $0.03 < s_{0m_t_50} < 0.075$

$$s_{0m_t_50max} := \frac{H_{s_50max}}{L_{0p_t_50}} = \dots$$

$$C_{w1} := 2.9 \cdot \left(\frac{Ru_{altezza_onda}}{H_{s_50max}} \right) \cdot \cos \left(\frac{1}{\tan \left(\frac{1}{\cot(\alpha_t)} \right)} \right)^2 = 0.305$$

E' funzione del massimo run-up, dell'altezza d'onda di progetto e della pendenza della scarpata

$$C_{w2} := 0.8 \cdot e^{\left(-10.9 \cdot \frac{B_b}{L_{p_1}} \right)} = 0.8$$

E' funzione della larghezza della berma e della lunghezza d'onda relativa al periodo di picco

Tratto NON riparato dalla mantellata

$$P_{d0_1} := \begin{cases} 0 & \text{if } Ru_{mantellata} < 0 \\ C_{w1} \cdot g \cdot \gamma_a \cdot Ru_{mantellata} & \text{otherwise} \end{cases} = 4.834 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tratto inferiore (riparato dalla mantellata)

$$P_{di} := C_{w2} \cdot P_{d0_1} = 3.867 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Se è sempre riparato dalla mantellata

$$P_{d0_2} := \begin{cases} P_{d0_1} & \text{if } A_b < A_c \\ P_{di} & \text{otherwise} \end{cases} = 3.867 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sottopressione lato mare

$$P_{se_1} := P_{di} = 3.867 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sottopressione lato terra

$$P_{si_1} := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pressioni di pulsazione P_p valido per ripidità dell'onda $0.03 < s_{0m_t_{50}} < 0.075$

$$a := \frac{B_b}{D_{n50}} = 0$$

$$b := 0.009 \cdot a^2 - 0.111 \cdot a + 0.548 = 0.548$$

$$c := 0.0015 \cdot a^2 - 0.0035 \cdot a + 0.07 = 0.07$$

$$d := -36.05 \cdot a^2 + 206.25 \cdot a + 88.8 = 288.8$$

$$C_0 := d \left(\frac{H_{s_{50max}}}{L_{p_1}} - c \right)^2 = 0.022$$

$$C_{w3} := b \cdot e^{C_0} = 0.56$$

E' un parametro adimensionale, funzione delle caratteristiche della scogliera

Pressione massima all'imbasamento

$$P_{p_1} := C_{w3} \cdot \gamma_a \cdot g \cdot (A_b + R_{u_{mantellata}} - A_j) = 18.644 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pressione alla sommità del coronamento

$$P_{p_2} := \begin{cases} P_{p_1} \cdot \frac{(A_b + R_{u_{mantellata}} - A_c)}{[(A_b + R_{u_{mantellata}}) + A_i]} & \text{if } A_b + R_{u_{mantellata}} > A_c \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} = 8.007 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sottopressione lato mare

$$P_{se_2} := P_{p_1} = 18.644 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sottopressione lato terra

$$aa := \frac{B_c}{L_{p_1}} = 0.053$$

$$\text{zero}_2 := 11.161 \cdot aa^2 - 4.522 \cdot aa + 0.541 = 0.334$$

$$\text{zero}_3 := 12.723 \cdot aa^2 - 5.1491 \cdot aa + 0.6401 = 0.6401$$

$$\text{zero}_4 := 16.518 \cdot aa^2 - 6.4339 \cdot aa + 0.7869 = 0.494$$

$$\text{zero}_5 := 19.964 \cdot aa^2 - 6.7321 \cdot aa + 0.8621 = 0.563$$

$$\text{zero}_6 := 19.643 \cdot aa^2 - 7.6881 \cdot aa + 0.9851 = 0.635$$

$$P_{si_2} := \begin{cases} P_{p_1} \cdot \text{zero}_2 & \text{if } p_c = 0.2 \\ P_{p_1} \cdot \text{zero}_3 & \text{if } p_c = 0.3 \\ P_{p_1} \cdot \text{zero}_4 & \text{if } p_c = 0.4 \\ P_{p_1} \cdot \text{zero}_5 & \text{if } p_c = 0.5 \\ P_{p_1} \cdot \text{zero}_6 & \text{if } p_c = 0.6 \end{cases} = 7.535 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sollecitazioni risultanti alla base dell'elemento di coronamento

Spinta risultante dovuta alla pressione di impatto

$$S_{pd} := \begin{cases} [P_{d0_2} \cdot Ru_{mantellata} + P_{di} \cdot (A_c - A_j)] & \text{if } A_b + Ru_{mantellata} < A_c = 7.348 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ [P_{d0_2} \cdot (A_c - A_b) + P_{di} \cdot (A_b - A_j)] & \text{if } A_c > A_b \\ [P_{di} \cdot (A_c - A_j)] & \text{otherwise} \end{cases}$$

Sottospinta dovuta alla pressione d'impatto

$$S_{piu} := \frac{(P_{se_1} + P_{si_1}) \cdot B_c}{2} = 6.091 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momento indotto dalla pressione di impatto

$$xx_1 := \begin{cases} P_{d0_2} \cdot Ru_{mantellata} \cdot \left(\frac{Ru_{mantellata}}{2} + A_b - A_j \right) + 0.5 \cdot P_{di} \cdot (A_c - A_j)^2 & \text{if } A_b + Ru_{mantellata} < A_c = 6.98 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ [P_{d0_2} \cdot (A_c - A_b)] \cdot \left[\frac{(A_c - A_b) + (A_b - A_j)}{2} \right] + 0.5 \cdot P_{di} \cdot (A_c - A_j)^2 & \text{if } A_c > A_b \\ [0.5 \cdot P_{di} \cdot (A_c - A_j)^2] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$yy_1 := \left[\frac{(2 \cdot P_{se_1} + P_{si_1}) \cdot B_c^2}{6} \right] = 12.791 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{pd} := xx_1 + yy_1 = 19.771 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Braccio relativo allo spigolo esterno del coronamento

$$B_{pd} := \begin{cases} 0 & \text{if } S_{pd} < 0 = 2.691 \text{ m} \\ \frac{M_{pd}}{S_{pd}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Spinta risultante dovuta alla pressione di pulsazione

$$S_{pp} := \begin{cases} 0.5 \cdot (P_{p_1} + P_{p_2}) \cdot (A_b + Ru_{mantellata} - A_j) & \text{if } A_b + Ru_{mantellata} < A_c = 25.319 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ 0.5 \cdot (P_{p_1} + P_{p_2}) \cdot (A_c - A_j) & \text{otherwise} \end{cases}$$

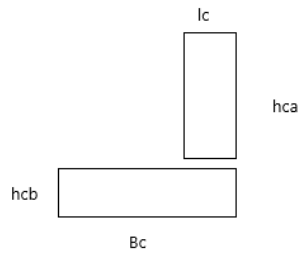
Sottospinta dovuta alla pressione pulsazione

$$S_{ppu} := \frac{(P_{se_2} + P_{si_2}) \cdot B_c}{2} = 41.232 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momento indotto dalla pressione di pulsazione

$$xx_2 := \begin{cases} \left(\frac{0.5}{3} \right) \cdot (P_{p_1} - P_{p_2}) \cdot (A_b + Ru_{mantellata} - A_j)^2 + 0.5 \cdot P_{p_2} \cdot (A_b + Ru_{mantellata} - A_j)^2 & \text{if } A_b + Ru_{mantellata} < A_c = 20.853 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ \left(\frac{0.5}{3} \right) \cdot (P_{p_1} - P_{p_2}) \cdot (A_c - A_j)^2 + 0.5 \cdot P_{p_2} \cdot (A_c - A_j)^2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$yy_2 := \left[\frac{(2 \cdot P_{se_2} + P_{si_2}) \cdot B_c^2}{6} \right] = 74.126 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



$$\gamma_{\varphi} := 1.25$$

Coefficiente parziale angolo di resistenza a taglio M2

Verifiche per condizioni di impatto d'onda

Verifica a ribaltamento

Momento ribaltante

$$M_{ri} := M_{pd} = 19.771 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \text{m}$$

Momento stabilizzante

$$X_G := \frac{(B_c \cdot h_{cb}) \cdot \left(\frac{B_c}{2}\right) + (h_{ca} \cdot l_c) \cdot \left(B_c - \frac{l_c}{2}\right)}{(B_c \cdot h_{cb}) + (h_{ca} \cdot l_c)} = 1.779 \text{ m}$$

$$Y_G := \frac{(B_c \cdot h_{cb}) \cdot \left(\frac{h_{cb}}{2}\right) + (h_{ca} \cdot l_c) \cdot \left(h_{cb} - \frac{h_{ca}}{2}\right)}{(B_c \cdot h_{cb}) + (h_{ca} \cdot l_c)} = 0.5 \text{ m}$$

$$M_{si} := [(B_c \cdot h_{cb} \cdot \gamma_c) + (l_c \cdot h_{ca} \cdot \gamma_c)] \cdot X_G = 166.781 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \text{m} \quad \text{Peso della struttura}$$

Verifica

$$\eta_{ribaltamento_i} := \begin{cases} \text{"Verifica soddisfatta"} & \text{if } \frac{M_{si} \cdot \gamma_{G1_equ}}{M_{ri} \cdot \gamma_{Q1_equ}} > 1 \\ \text{"Verifica non soddisfatta"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Verifica soddisfatta"}$$

$$\frac{M_{si} \cdot \gamma_{G1_equ}}{M_{ri} \cdot \gamma_{Q1_equ}} = 5.061$$

Verifica a traslazione

$$\mu := \frac{0.6}{\gamma_{\varphi}} = 0.48 \quad \text{Coefficiente di attrito terreno fondazione}$$

Spinta orizzontale risultante

$$S_{pd} = 7.348 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Risultante verticale (Peso-Spiu)

$$S_{orizz_i} := [(B_c \cdot h_{cb} \cdot \gamma_c) + (l_c \cdot h_{ca} \cdot \gamma_c)] - S_{piu} = 87.659 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Verifica

$$\eta_{traslazione_i} := \begin{cases} \text{"Verifica soddisfatta"} & \text{if } \frac{\mu \cdot S_{orizz_i} \cdot \gamma_{G1}}{S_{pd} \cdot \gamma_{Q1}} > 1 \\ \text{"Verifica non soddisfatta"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Verifica soddisfatta"}$$

$$\frac{\mu \cdot S_{orizz_i} \cdot \gamma_{G1}}{S_{pd} \cdot \gamma_{Q1}} = 4.405$$

Figura 12. Parametri geometrici utilizzati_Muro paraonde

$$M_{pp} := xx_2 + yy_2 = 94.979 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Braccio relativo allo spigolo esterno del coronamento

$$B_{pp} := \frac{M_{pp}}{S_{pp}} = 3.751 \text{ m}$$

Spinta orizzontale risultante

$$S_{po} := S_{pd} + S_{pp} = 32.666 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momento indotto dalle spinte orizzontali

$$M_{po} := M_{pd} + M_{pp} = 114.75 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Braccio delle spinte orizzontali

$$B_{po} := \frac{M_{po}}{S_{po}} = 3.513 \text{ m}$$

Spinta verticale risultante

$$S_{pv} := (P_{se_2} + P_{si_2}) \cdot 0.5 \cdot B_c = 41.232 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momento indotto dalle spinte verticali

$$M_{pv} := 0.5 \cdot P_{si_2} \cdot B_c^2 + \frac{1}{6} \cdot (P_{se_2} - P_{si_2}) \cdot B_c^2 = 55.755 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Braccio delle spinte verticali

$$B_{pv} := \frac{M_{pv}}{S_{pv}} = 1.352 \text{ m}$$

Geometria del muro e coefficienti per le verifiche per condizioni di impatto e pulsazione d'onda Approccio 1 (Al_Ml_Rl) Tab. 6.2.I NTC2018

$h_{cb} := 1\text{-m}$	Altezza della base del muro paraonde
$h_{ca} := 1\text{-m}$	Altezza del tratto alto del muro paraonde
$l_c := 0.6\text{-m}$	Larghezza del tratto alto muro paraonde
$B_c = \blacksquare$	Larghezza della base del muro paraonde
$\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Peso specifico calcestruzzo muro paraonde
$\gamma_{G1_equ} := 0.9$	Coefficiente parziale per le azioni equilibrio (Carico permanente)
$\gamma_{Q1_equ} := 1.5$	Coefficiente parziale per le azioni equilibrio (Carico variabile)
$\gamma_{G1} := 1$	Coefficiente parziale per le azioni equilibrio (Carico permanente)
$\gamma_{Q1} := 1.3$	Coefficiente parziale per le azioni equilibrio (Carico variabile)

Verifica allo schiacciamento

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 $5,00 \text{ kg/cm}^2$, 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

$$\text{Risultante}_{\text{vert}_i} := \gamma_{G1} \cdot [(B_c \cdot h_{cb} \cdot \gamma_c) + (l_c \cdot h_{ca} \cdot \gamma_c)] - \gamma_{Q1} \cdot S_{\text{piu}} = 85.832 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Momento}_{\text{risultante}_i} := \gamma_{G1} \cdot M_{\text{si}} - \gamma_{Q1} \cdot M_{\text{ri}} = 141.079 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$e_{1_i} := \frac{B_c}{2} - \frac{\text{Momento}_{\text{risultante}_i}}{\text{Risultante}_{\text{vert}_i}} = -0.069 \text{ m} \quad \text{Eccentricità}$$

$$\text{eccentricità}_i := \begin{cases} \text{"Sezione parzializzata"} & \text{if } e_{1_i} > \frac{B_c}{6} \\ \text{"Sezione non parzializzata"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{max}_p_i} := \frac{4}{3} \cdot \frac{\text{Risultante}_{\text{vert}_i} \cdot 1 \cdot \text{m}}{1 \cdot \text{m} \cdot (B_c - 2 \cdot e_{1_i})}$$

$$\sigma_{\text{min}_p_i} := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{max}_{np}_i} := \frac{\text{Risultante}_{\text{vert}_i} \cdot 1 \cdot \text{m}}{1 \cdot \text{m} \cdot B_c} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{1_i}}{B_c}\right)$$

$$\sigma_{\text{min}_{np}_i} := \frac{\text{Risultante}_{\text{vert}_i} \cdot 1 \cdot \text{m}}{1 \cdot \text{m} \cdot B_c} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{1_i}}{B_c}\right)$$

$$\sigma_{\text{max}_i} := \begin{cases} \sigma_{\text{max}_p_i} & \text{if } e_{1_i} > \frac{B_c}{6} \\ \sigma_{\text{max}_{np}_i} & \text{if } e_{1_i} \leq \frac{B_c}{6} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{min}_i} := \begin{cases} \sigma_{\text{min}_p_i} & \text{if } e_{1_i} > \frac{B_c}{6} \\ \sigma_{\text{min}_{np}_i} & \text{if } e_{1_i} \leq \frac{B_c}{6} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{max}_i} = 23.684 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{min}_i} = 30.812 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Verifica}_i := \begin{cases} \text{"Verifica soddisfatta"} & \text{if } \left(\sigma_{\text{max}_i} < 490.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \\ \text{"Verifica soddisfatta"} & \text{if } \left(\sigma_{\text{min}_i} < 490.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \\ \text{"Verifica non soddisfatta"} & \text{if } \left(\sigma_{\text{max}_i} > 490.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \\ \text{"Verifica non soddisfatta"} & \text{if } \left(\sigma_{\text{min}_i} > 490.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \end{cases} = \text{"Verifica soddisfatta"}$$

Verifiche per condizioni di pulsazione d'onda

Verifica a ribaltamento

Momento ribaltante

$$M_{rp} := M_{pp} = 94.979 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \text{m}$$

Momento stabilizzante

$$M_{sp} := [(B_c \cdot h_{cb} \cdot \gamma_c) + (l_c \cdot h_{ca} \cdot \gamma_c)] \cdot X_G = 166.781 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \text{m} \quad \text{Peso della struttura}$$

Verifica

$$\eta_{\text{ribaltamento}_p} := \begin{cases} \text{"Verifica soddisfatta"} & \text{if } \frac{M_{sp} \cdot \gamma_{G1_equ}}{M_{rp} \cdot \gamma_{Q1_equ}} > 1 \\ \text{"Verifica non soddisfatta"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Verifica soddisfatta"}$$

$$\frac{M_{sp} \cdot \gamma_{G1_equ}}{M_{rp} \cdot \gamma_{Q1_equ}} = 1.05359$$

Verifica a traslazione

Spinta orizzontale risultante

$$S_{pp} = 25.319 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Risultante verticale (Peso-Sppu)

$$S_{orizz_p} := [(B_c \cdot h_{cb} \cdot \gamma_c) + (l_c \cdot h_{ca} \cdot \gamma_c)] - S_{ppu} = 52.518 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Verifica

$$\eta_{\text{traslazione}_p} := \begin{cases} \text{"Verifica soddisfatta"} & \text{if } \frac{\mu \cdot S_{orizz_p} \cdot \gamma_{G1}}{S_{pp} \cdot \gamma_{Q1}} > 1 \\ \text{"Verifica non soddisfatta"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Verifica non soddisfatta"}$$

$$\frac{\mu \cdot S_{orizz_p} \cdot \gamma_{G1}}{S_{pp} \cdot \gamma_{Q1}} = 0.766$$

Verifica allo schiacciamento

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 $5,00 \text{ kg/cm}^2$, 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

$$\text{Risultante}_{\text{vert}_p} := \gamma G_1 \cdot [(B_c \cdot h_{cb} \cdot \gamma_c) + (l_c \cdot h_{ca} \cdot \gamma_c)] - \gamma Q_1 \cdot S_{\text{ppu}} = 40.148 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Momento}_{\text{risultante}_p} := \gamma G_1 \cdot M_{\text{sp}} - \gamma Q_1 \cdot M_{\text{tp}} = 43.308 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$e_{1_p} := \frac{B_c}{2} - \frac{\text{Momento}_{\text{risultante}_p}}{\text{Risultante}_{\text{vert}_p}} = 0.496 \text{ m}$$

Eccentricità

$$\text{eccentricità}_p := \begin{cases} \text{"Sezione parzializzata"} & \text{if } e_{1_p} > \frac{B_c}{6} \\ \text{"Sezione non parzializzata"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Sezione non parzializzata"}$$

$$\sigma_{\text{max}_p_p} := \frac{4}{3} \cdot \frac{\text{Risultante}_{\text{vert}_i} \cdot 1 \text{ m}}{1 \text{ m} \cdot (B_c - 2 \cdot e_{1_p})}$$

$$\sigma_{\text{min}_p_p} := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{max}_p_{np}} := \frac{\text{Risultante}_{\text{vert}_i} \cdot 1 \text{ m}}{1 \text{ m} \cdot B_c} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{1_p}}{B_c}\right)$$

$$\sigma_{\text{min}_p_{np}} := \frac{\text{Risultante}_{\text{vert}_i} \cdot 1 \text{ m}}{1 \text{ m} \cdot B_c} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{1_p}}{B_c}\right)$$

$$\sigma_{\text{max}_p} := \begin{cases} \sigma_{\text{max}_p_p} & \text{if } e_{1_p} > \frac{B_c}{6} \\ \sigma_{\text{max}_p_{np}} & \text{if } e_{1_p} \leq \frac{B_c}{6} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{min}_p} := \begin{cases} \sigma_{\text{min}_p_p} & \text{if } e_{1_p} > \frac{B_c}{6} \\ \sigma_{\text{min}_p_{np}} & \text{if } e_{1_p} \leq \frac{B_c}{6} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{max}_p} = 53.006 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{min}_p} = 1.49 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Verifica}_p := \begin{cases} \text{"Verifica soddisfatta"} & \text{if } \left(\sigma_{\text{max}_p} < 490.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \\ \text{"Verifica soddisfatta"} & \text{if } \left(\sigma_{\text{min}_p} < 490.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \\ \text{"Verifica non soddisfatta"} & \text{if } \left(\sigma_{\text{max}_p} > 490.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \\ \text{"Verifica non soddisfatta"} & \text{if } \left(\sigma_{\text{min}_p} > 490.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \end{cases} = \text{"Verifica soddisfatta"}$$

7.2. Verifica di stabilità

La stabilità di una scarpata può essere studiata facendo riferimento a condizioni di equilibrio globale, ipotizzando cioè fenomeni di rottura che interessano volumi discreti della scarpata ed eventualmente della fondazione di opere interessate dalla scarpata stessa e determinando il margine di sicurezza rispetto a detti fenomeni.

Nel procedimento di calcolo si ammette che:

- La legge tensioni deformazioni del terreno sia del tipo rigido-plastico, tale cioè che il terreno non si deformi finché viene raggiunta la sollecitazione di rottura per poi offrire un valore di resistenza indipendente dalla deformazione;
- Il problema sia di deformazione piana e quindi sia possibile fare riferimento alla sezione trasversale della scarpata;
- La rottura interessi il volume di terreno delimitato dal paramento della scarpata e da una superficie di forma nota, in genere di direttrice circolare;
- La rottura si raggiunga contemporaneamente lungo tutta la superficie anzidetta.

Si consideri una scarpata omogenea e non interessata dal regime di pressioni neutre.

Le forze che agiscono sul volume di terreno compreso tra il paramento e l'arco di cerchio sono date dal peso del terreno, da forze esterne applicate sulla superficie e dalle reazioni che il terreno esercita attraverso la superficie di scorrimento.

Le forze agenti si possono distinguere in forze motrici, cioè il peso proprio e altre forze sulla superficie, e forze resistenti quali le reazioni normali e tangenziali lungo la superficie di scorrimento. La scarpata è stabile se:

$$\tau < \tau^*$$

dove con τ si è indicata la risultante delle azioni tangenziali sulla superficie di scorrimento e τ^* il valore limite di rottura pari a:

$$\tau^* = c + \sigma^* \operatorname{tg}(\varphi)$$

Si definisce quindi il coefficiente di sicurezza dato dal rapporto:

$$\mu = \frac{\sum \tau^* \delta_s}{\sum \tau \delta_s}$$

Al variare dell'arco AB il valore del rapporto μ varia e si assume come coefficiente di sicurezza il valore minimo del rapporto suddetto per la scarpata considerata. Nel caso di scarpata costituita da più materiali si ricorre al metodo delle strisce. Il volume di terreno delimitato dal cerchio di scorrimento e dal paramento della scarpata viene suddiviso in strisce verticali. Con riferimento alla generica striscia i , le forze agenti sono:

- W_i peso proprio della striscia;
- $N_i = \sigma_i \times l_i$ forza reattiva in direzione normale;
- $T_i = \tau_i \times l_i$ forza reattiva in direzione tangenziale;

- E_i, E_{i+1} forze reattive in direzione normale sui lati;
- S_i, S_{i+1} forze reattive in direzione tangenziale sui lati.

Per l'equilibrio del volume complessivo di terreno dovrà essere soddisfatta la condizione di equilibrio dei momenti, che rispetto al punto O si scrive:

$$W_d = \sum R * T_i = \sum R * \tau_i * l_i$$

in cui

$$W_d = \sum W_i$$

è il peso del volume rispetto al centro del cerchio. Si ha anche:

$$W_d = \sum W_i * R * \text{sen}(\beta_i)$$

e quindi

$$\sum \tau_i * l_i = \sum W_i * \text{sen}(\beta_i)$$

L'espressione del coefficiente di sicurezza si può scrivere quindi:

$$\mu = \frac{\sum \tau_i(*) * l_i}{\sum W_i * \text{sen}(\beta_i)}$$

essendo $\tau_i(*) = c_i + \sigma_i * \text{tg}(\varphi_i)$ I parametri c_i e φ_i determinano la resistenza a rottura del materiale entro cui è contenuta la base della striscia. Oltre alla condizione di equilibrio dei momenti è necessario tener conto dell'equilibrio delle forze alla traslazione. A tale scopo sono stati proposti vari procedimenti, tra i quali si distinguono il metodo di Janbu e di Bishop. Il metodo di Janbu semplificato trascura la variazione delle forze di taglio per cui:

$$F = \frac{\sum \left[(c' * \Delta x_i + (\gamma * z_i - u_i) * \tan \phi' * \Delta x_i) * \frac{1}{n_\alpha} \right]}{\sum \gamma * z_i * \Delta x_i * \tan \alpha_i}$$

Dove:

$$n_\alpha = \cos^2 \alpha_i * \frac{1 + \tan \phi' * \tan \alpha_i}{F}$$

Il metodo di Bishop tiene conto soltanto della componente verticale delle forze in gioco per la striscia generica per cui

$$W_i + (S_i - S_{i+1}) = N_i * \cos(\beta_i) + T_i \text{sen}(\beta_i)$$

Si ammette quindi che la risultante delle forze agenti sulle facce laterali di ogni blocco nella direzione verticale sia nulla. Il rapporto tra la sollecitazione tangenziale limite alla base della striscia e quella necessaria per l'equilibrio è dato da:

$$\frac{\tau_i(*)}{\tau_i} = \frac{[c_i * l_i + N_i * tg(\varphi_i)]}{T_i}$$

Ricavando N_i e sostituendo i vari termini nella [1] si ottiene:

$$\mu = \sum [c_i * b_i + W_i * tg(\varphi_i) + (S_i - S_{i-1}) * \frac{1}{m_i}] / \sum W_i * \cos(\beta_i)$$

in cui

$$m_i = \left[1 + tg(\beta_i) * \frac{tg(\varphi_i)}{\mu} \right] * \cos(\beta_i)$$

Tale espressione va risolta per tentativi in quanto μ compare in entrambi i membri dell'espressione del coefficiente di sicurezza. Nel caso in cui nella scarpata vi sia la presenza di pressioni neutre occorre stabilire se la verifica va eseguita in condizioni drenate o non drenate. Nel caso di condizione drenata l'analisi viene svolta in termini di pressioni effettive e a tal fine occorre valutare in ogni punto della superficie di scorrimento il valore della pressione neutra u_i .

L'espressione di Bishop diventa:

$$\mu = \sum [c'_i * b_i + (W_i - u_i * b_i) * tg(\varphi_i)] * \frac{1}{A}$$

in cui si è trascurato in contributo di $(S_i - S_{i+1})$ alla valutazione di μ . Il secondo caso, rottura in condizione non drenate, si presenta per materiali costituiti da terreni saturi molto fini ed in particolare argille sature allorché la dissipazione della pressione neutra è lenta rispetto al progredire delle sollecitazioni. In tal caso il calcolo deve essere sviluppato considerando il γ_{sat} e per le caratteristiche di rottura si fa riferimento alla resistenza a taglio non drenata c_u .

L'espressione di Janbu semplificato in tal caso diventa:

$$n_\alpha = 0$$

Per cui:

$$F = \frac{\sum [(c' * \Delta x_i)]}{\sum \gamma * z_i * \Delta x_i * \tan \alpha_i}$$

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 semplificato in cui, nelle equazioni di equilibrio, vengono trascurate le forze di taglio tra i conci.

Al metodo di Bishop semplificato è stato applicato l'Approccio di progetto $A2+M2+R2$ con $R2 = 1.1$ in condizioni statiche e l'Approccio di progetto $A2+M2+R2$ con $R2 = 1.2$ in condizioni sismiche.

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.

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 scogliera di progetto 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

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

assumendo per i coefficienti parziali γ_G e γ_Q e per i coefficienti di combinazione ψ_{0j} i valori indicati nei capitoli precedenti.

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 γ_G e γ_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:

$$E_{dw} = \pm \frac{7}{12} k_h * \gamma_w * h^2$$

essendo h l'altezza del pelo libero dalla quota del fondale al piede della banchina.

7.2.1. Stabilità in condizioni statiche

Le verifiche dell'opera nella configurazione definitiva, in esercizio, sono state condotte in condizioni drenate, seguendo un approccio in tensioni efficaci. Le analisi di stabilità in presenza di sisma sono state condotte solo con riferimento alla configurazione geometrica finale della diga foranea, nelle condizioni di lungo termine (condizioni drenate), stante il carattere transitorio delle configurazioni relative alle fasi costruttive.

Tutte le analisi sono state svolte sia in condizioni non drenate sia drenate, secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2), ovvero riducendo i parametri di resistenza del terreno e garantendo un determinato valore del coefficiente di sicurezza sulle resistenze complessive γ_R . In particolare, per le fasi costruttive (condizioni non drenate) le verifiche di sicurezza sono state condotte parzializzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza dei terreni.

Per la configurazione definitiva, raggiunte le condizioni di lungo termine (condizioni drenate), le verifiche sono state condotte con riferimento ai valori del coefficiente di sicurezza sulle resistenze complessive γ_R imposto dalla normativa pari ad 1.1.

I valori della resistenza non drenata della porzione dei litotipi al di sotto dell'impronta dell'argine, per ciascuna fase costruttiva, sono stati incrementati di una quantità pari a:

$$\Delta c_u = U * 0.22 * \Delta \sigma_v$$

- ove U è il grado di consolidazione medio
- $\Delta \sigma_v$ l'incremento di tensione totale verticale indotto dalla realizzazione dell'argine nelle diverse fasi costruttive.

Il consolidamento viene garantito a seguito del trattamento con materiale delle stesse dimensioni del nucleo (1^ Categoria 200 – 1000 kg) a penetrazione fino a rifiuto.

7.2.1.1. Fase costruttiva 1

La fase costruttiva 1 (condizioni non drenate) prevede le seguenti lavorazioni:

- trattamento con materiale delle stesse dimensioni del nucleo (1^ Categoria 200 – 1000 kg) a penetrazione fino a rifiuto;
- posa in opera alla base del rilevato della scogliera di una geogriglia di elevata resistenza a trazione (Geogriglia Paralink Rmax = 1350 kN/m);
- realizzazione della diga per un'altezza pari a 4.00 m.

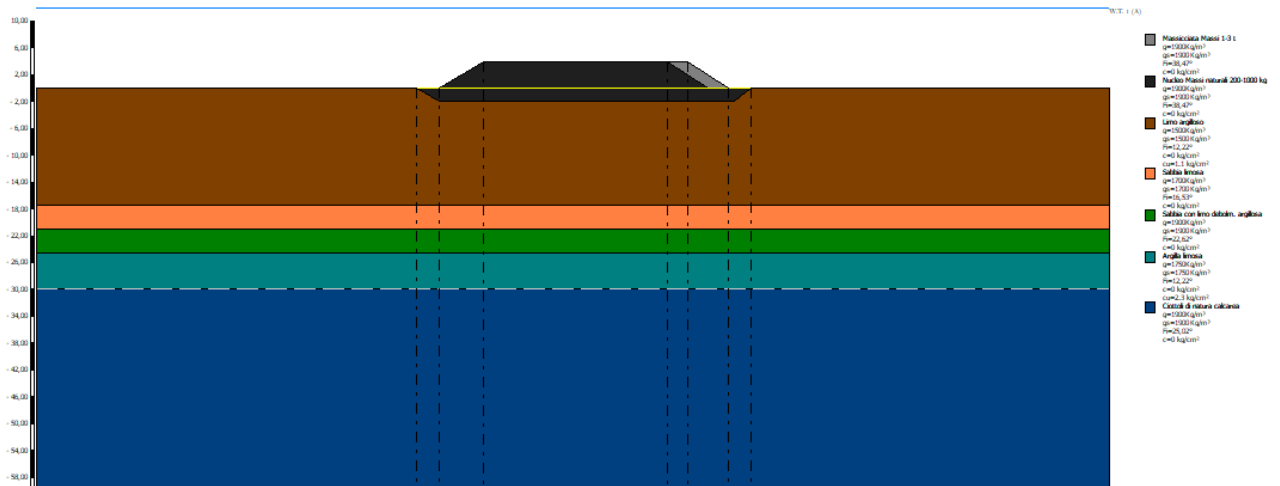


Figura 13. Scogliera in fase 1

Di seguito si riporta un'immagine relativa alle superfici calcolate e quella con fattore minimo calcolata con il metodo di Bishop.

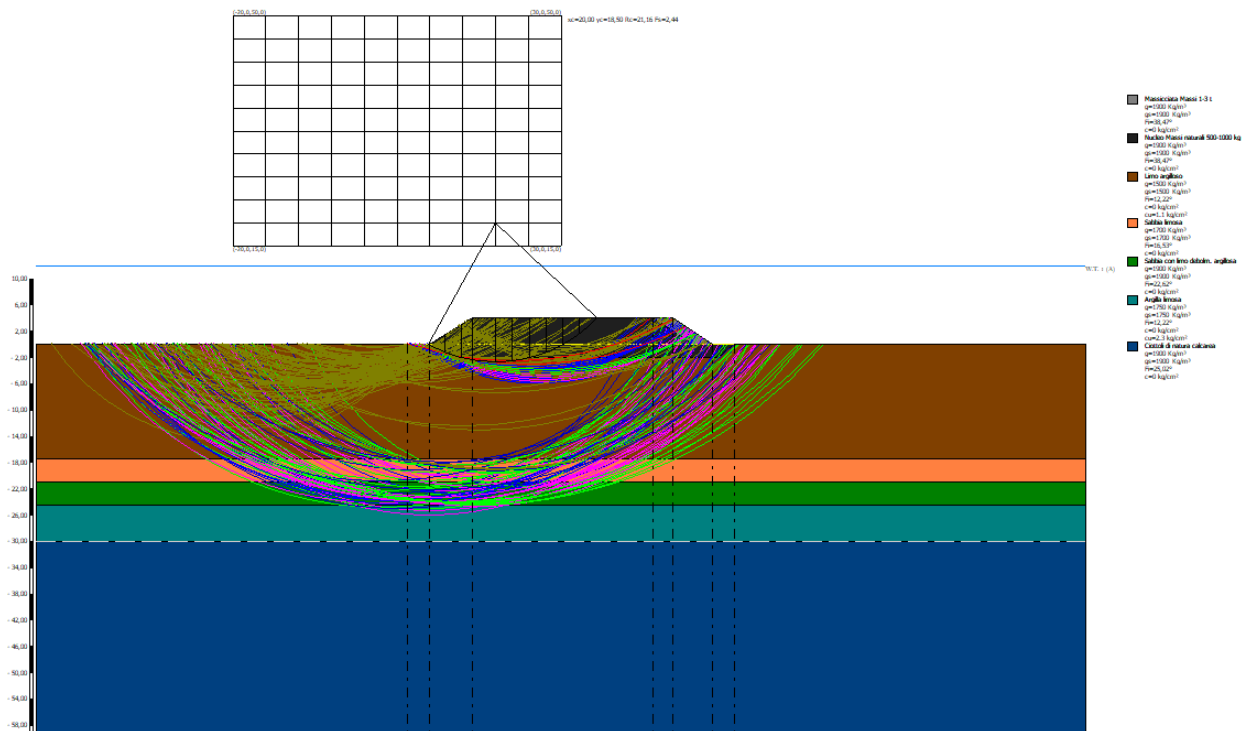
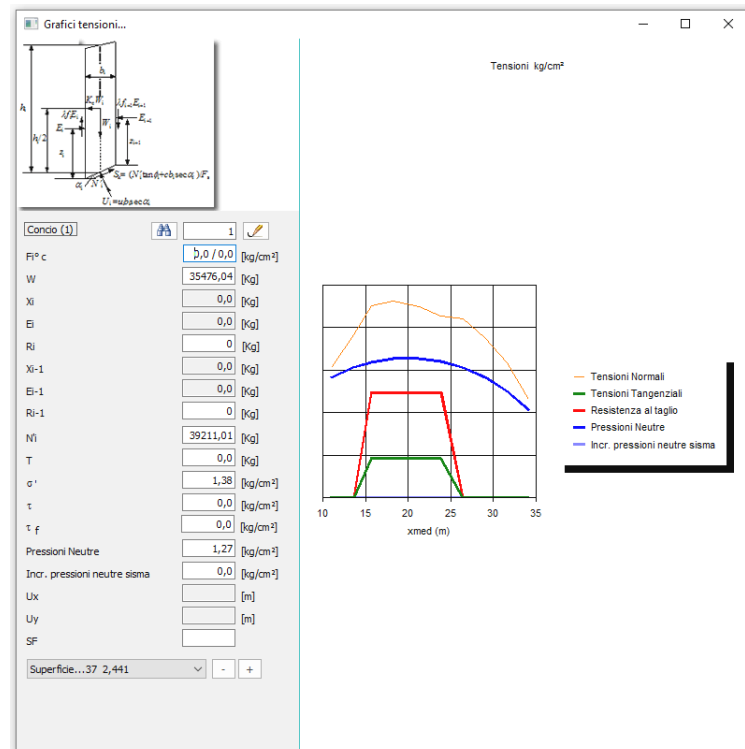


Figura 14. Scogliera in fase 1_Superfici calcolate

Di seguito si riporta l'andamento delle tensioni nel concio 1, relative alla superficie di scorrimento che determina il fattore di sicurezza minimo.



Sintesi di calcolo fase 1:

- Superfici calcolate = 201
- Valore minimo di FS = 2.44
- Valore massimo di FS = 18.18

7.2.1.2. Fase costruttiva 2

La fase costruttiva 2 (condizioni non drenate) prevede le seguenti lavorazioni:

- realizzazione della diga per un'altezza pari a 8.00 m.

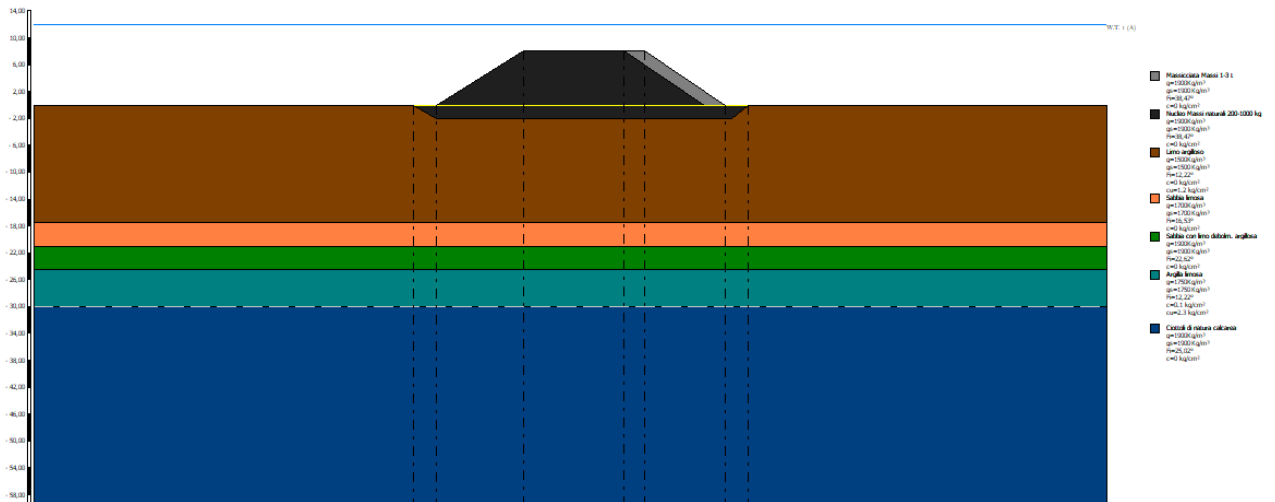


Figura 15. Scogliera in fase 2

Di seguito si riporta un'immagine relativa alle superfici calcolate e quella con fattore minimo calcolata con il metodo di Bishop.

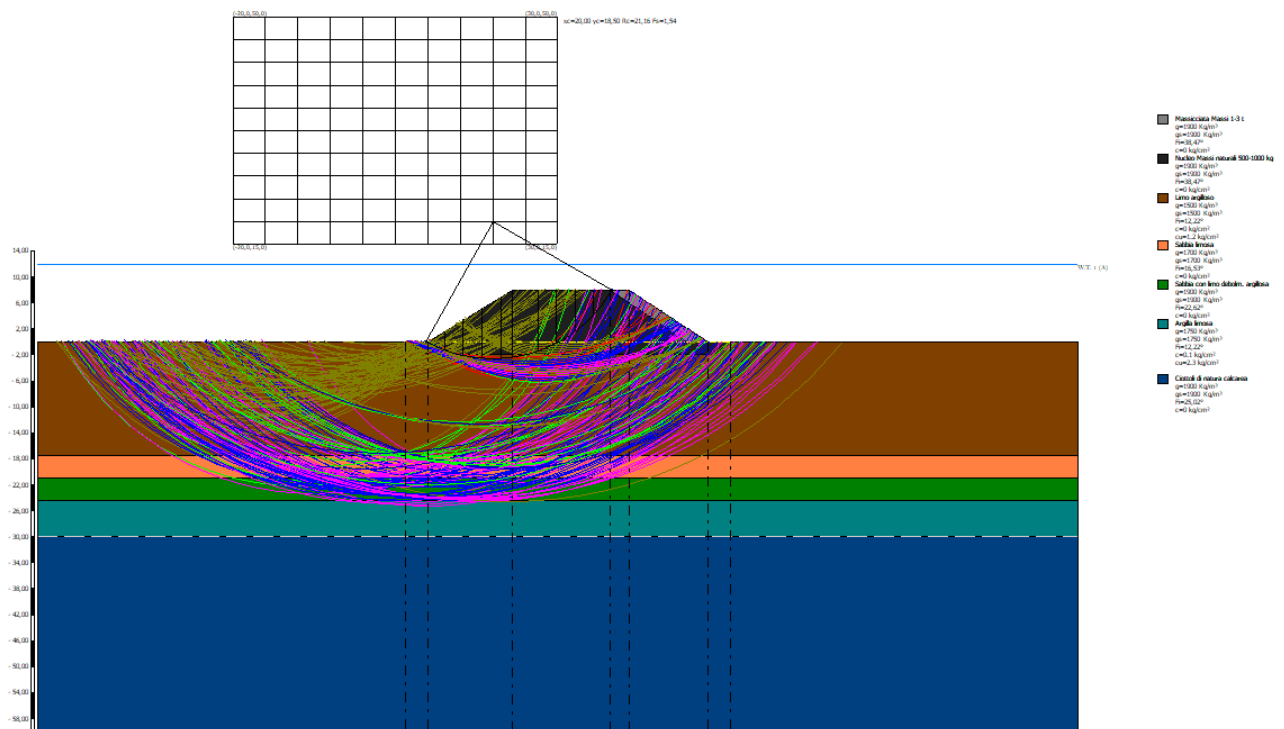
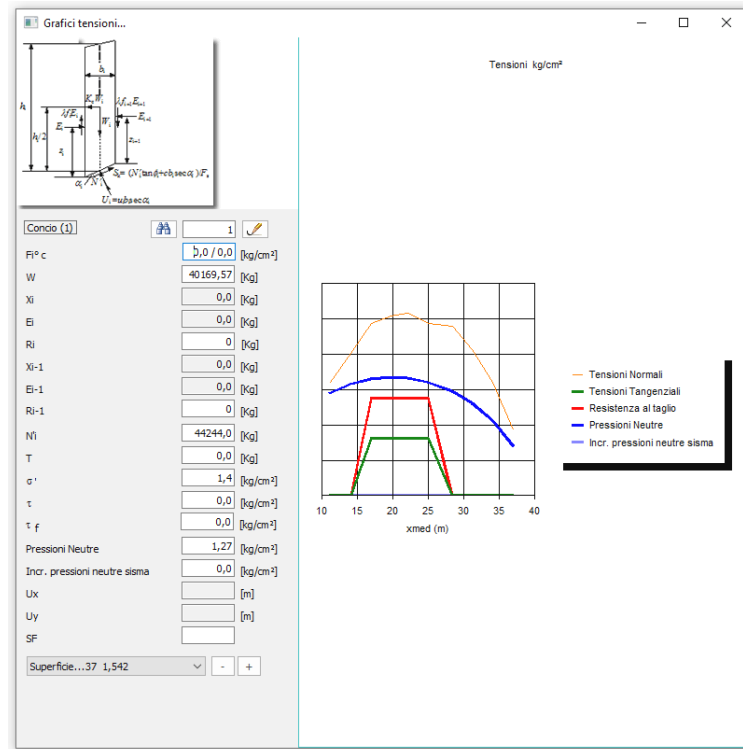


Figura 16. Scogliera in fase 2_Superfici calcolate

Di seguito si riporta l'andamento delle tensioni nel concio 1, relative alla superficie di scorrimento che determina il fattore di sicurezza minimo.



Sintesi di calcolo fase 2:

- Superfici calcolate = 202
- Valore minimo di FS = 1.54
- Valore massimo di FS = 18.18

7.2.1.3. Fase costruttiva 3

La fase costruttiva 3 (condizioni drenate) prevede le seguenti lavorazioni:

- realizzazione della diga fino a quota +0.80 m s.l.m.m.;
- realizzazione del muro paraonde (diga foranea completamente realizzata + sisma).

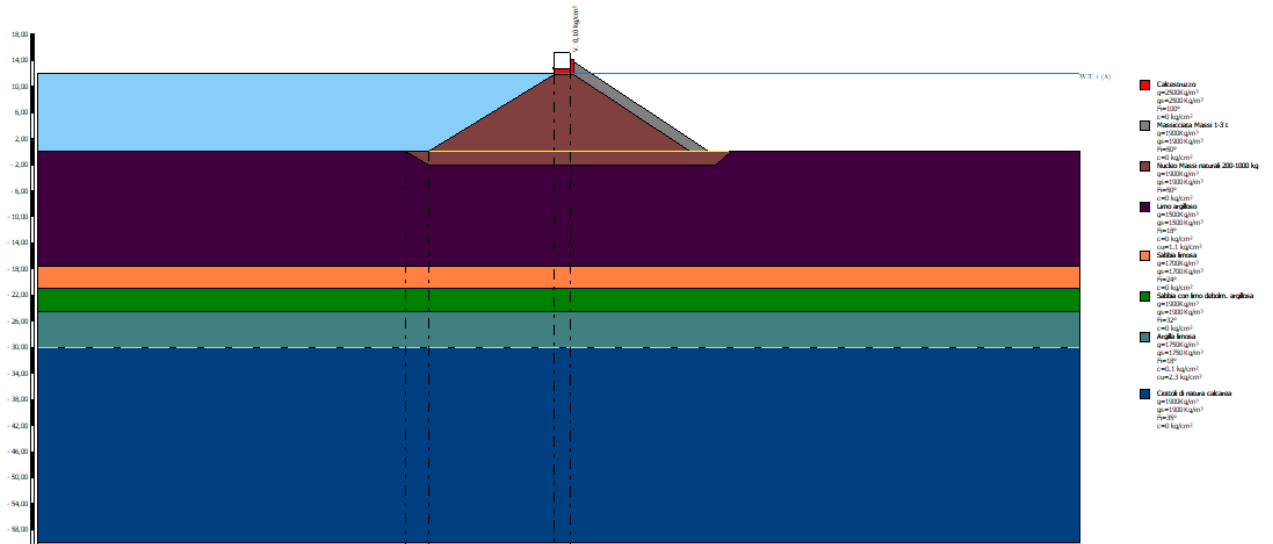


Figura 17. Scogliera in fase 3

Di seguito si riporta un'immagine relativa alle superfici calcolate e quella con fattore minimo calcolata con il metodo di Bishop.

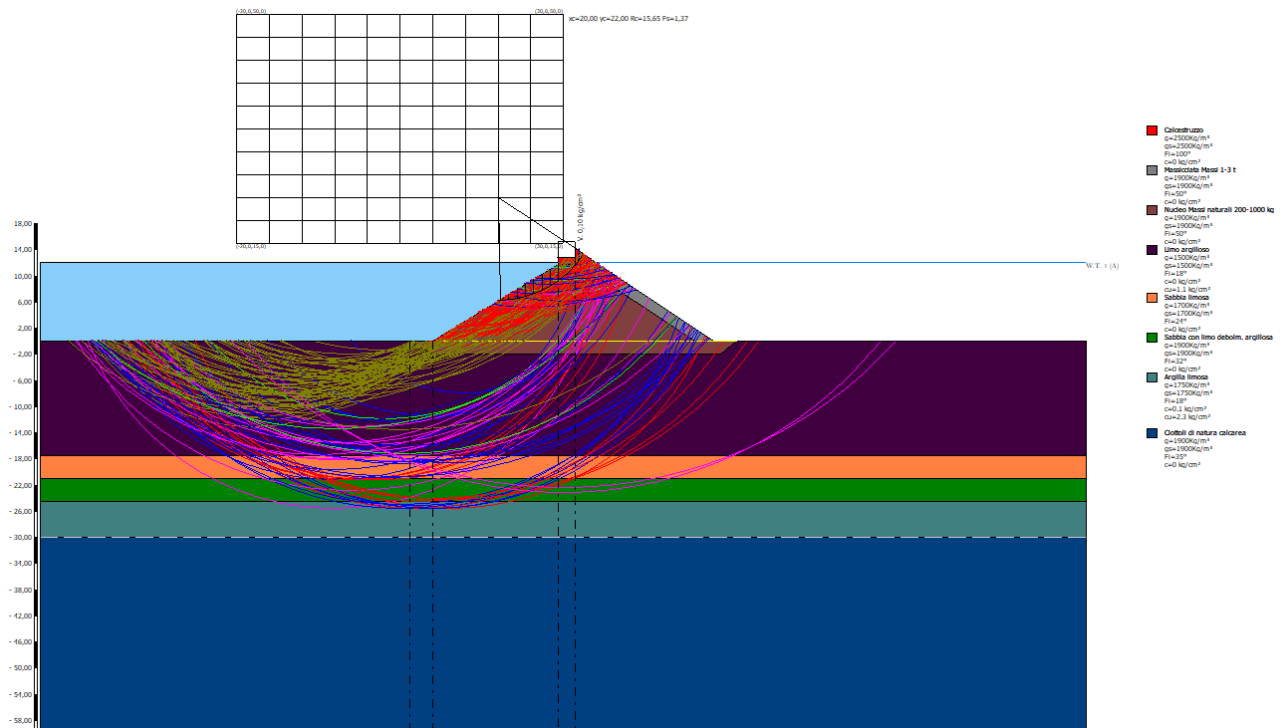
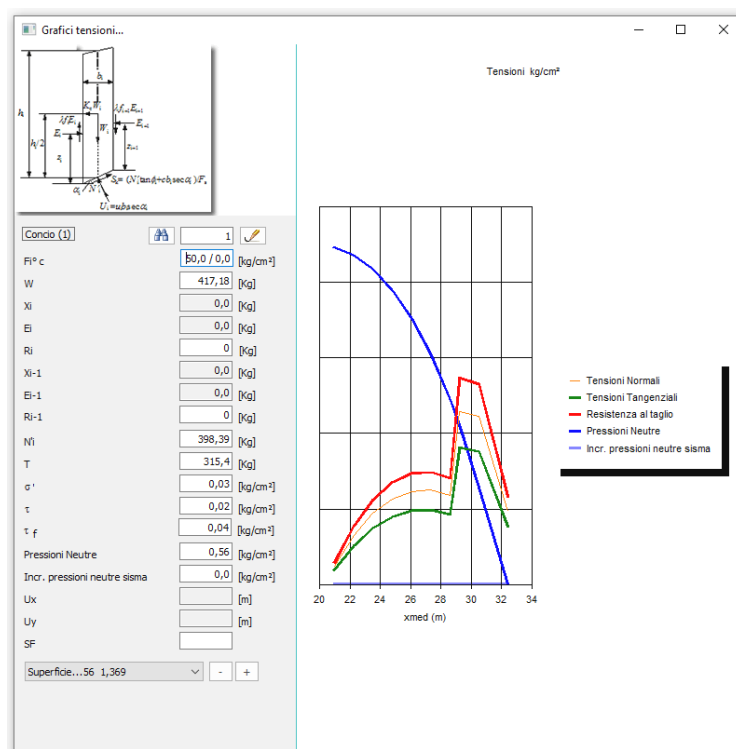


Figura 18. Scogliera in fase 3_Superfici calcolate

Di seguito si riporta l'andamento delle tensioni nel concio 1, relative alla superficie di scorrimento che determina il fattore di sicurezza minimo.



Sintesi di calcolo fase 3:

- Superfici calcolate = 202
- Valore minimo di FS = 1.37
- Valore massimo di FS = 18.18

7.2.2. Stabilità in condizioni dinamiche

Le analisi di stabilità in presenza di sisma sono state condotte solo con riferimento alla configurazione geometrica finale della diga foranea, nelle condizioni di lungo termine (condizioni drenate), stante il carattere transitorio delle configurazioni relative alle fasi costruttive, di durata inferiore ai 2 anni.

7.2.2.1. Metodo pseudo-statico

Per determinare le azioni sismiche agenti sulla nuova scogliera si utilizza il metodo pseudo-statico, dove la forza sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Le componenti verticali (F_v) e orizzontali (F_h) della forza sismica possono esprimersi come:

$$F_h = k_h * W$$

$$F_v = k_v * W$$

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

$$k_v = \frac{k_h}{2}$$

Dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- k_h e k_v sono i coefficienti sismici rispettivamente in direzione orizzontale e verticale;
- β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (0.24 - par. 7.11.4. delle NTC 2018).

I coefficienti sismici da utilizzare nel caso di SLV sono i seguenti:

$$k_h = \beta_s * \frac{a_{max}}{g} = 0.24 * 0.12 = 0.028$$

$$k_v = \frac{k_h}{2} = 0.014$$

I coefficienti sismici da utilizzare nel caso di SLD sono i seguenti:

$$k_h = \beta_s * \frac{a_{max}}{g} = 0.24 * 0.059 = 0.014$$

$$k_v = \frac{k_h}{2} = 0.007$$

Nella trattazione seguente si riportano gli schemi di calcolo e i risultati, in termini di coefficienti di sicurezza ottenuti per ciascuna configurazione di analisi. È possibile osservare dai risultati sopra esposti che le condizioni più gravose nei riguardi della stabilità sono quelle relative alle analisi svolte in condizioni non drenate, date le scadenti caratteristiche di resistenza dei terreni argillosi. In particolare, la fase critica nei riguardi della stabilità risulta essere la seconda fase, quando nonostante la resistenza non drenata si sia incrementata per la presenza del materiale ad intasamento si ha il coefficiente di sicurezza più basso pari a 1.06.

Tale condizione si ritiene comunque accettabile dato il carattere transitorio della configurazione realizzativa, prescrivendo comunque di effettuare le attività di realizzazione del corpo della diga da un'altezza di 8 m fino a 12.0 m lentamente (applicazione lenta del carico) in modo tale da consentire al terreno di rispondere in condizioni parzialmente drenate, per le quali i margini di sicurezza sono migliori.

- Coefficiente di sicurezza con il metodo pseudo-statico fase 1: 1.41
- Coefficiente di sicurezza con il metodo pseudo-statico fase 2: 1.06
- Coefficiente di sicurezza con il metodo pseudo-statico fase 3: 1.12

7.2.2.2. Applicazione dell'accelerogramma (Newmark displacement)

Utilizzando il metodo di analisi di Newmark, come prima cosa si deve generare un accelerogramma spettro compatibile della zona di Gaeta alle coordinate geografiche del sito di interesse. Per far questo si utilizza il programma SIMQKE.

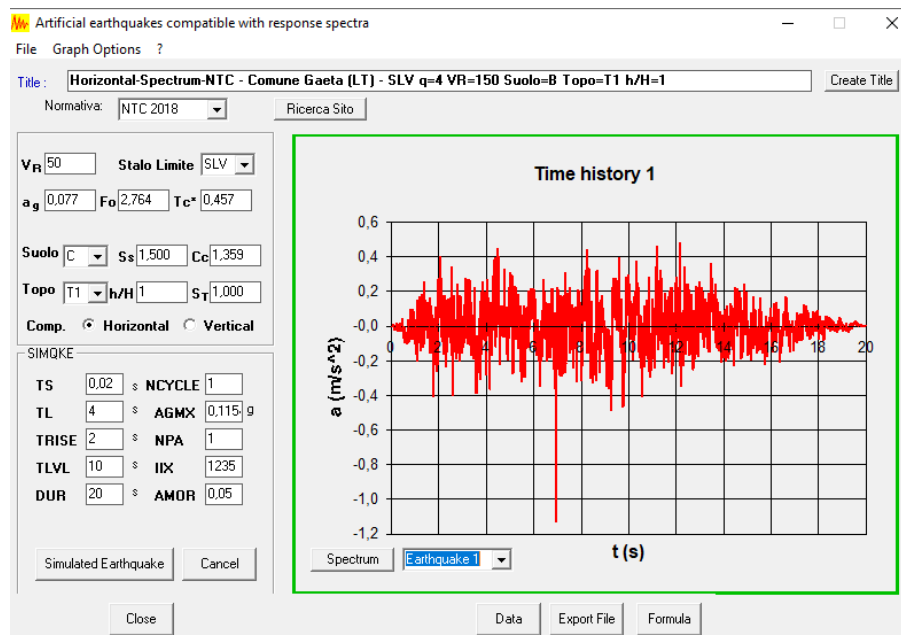


Figura 19. Accelerogramma Gaeta

Inserendo l'accelerogramma all'interno del programma ed eseguendo l'analisi si ottengono i seguenti risultati.

	t (sec)	a/g	Velocit... m/sec	Spostamento cm
Metodo di Newmark	2,08	0,04	0,01	0,001
	2,56	0,04	0,01	0,001
	4,36	0,04	0,01	0,004
	4,4	0,04	0,01	0,006
	7,34	0,03	0,01	0,007
	8,26	0,04	0,01	0,007
	8,68	0,03	0,01	0,007
	9,62	0,04	0,01	0,01
	11,22	0,05	0,01	0,015
	11,34	0,03	0,01	0,015
	12,16	0,05	0,01	0,021
	13,5	0,03	0,01	0,021

Tabella 20. Risultati in termini di spostamento Newmark

Il metodo pseudo-statico per l'analisi di stabilità di un pendio restituisce un fattore di sicurezza sulla stabilità, ma non fornisce nessuna informazione circa la deformazione associata ad una potenziale superficie di scorrimento. Con il metodo di analisi introdotto da Newmark (1965) è possibile prevedere per una massa potenzialmente instabile quale sarà lo spostamento permanente totale del pendio sotto l'azione di un'accelerazione variabile nel tempo. Egli schematizzò la massa potenzialmente instabile soggetta alle forze d'inerzia con un blocco rigido che scorre su un piano inclinato sottoposto ad un'accelerazione che induce nello stesso delle forze d'inerzia nella direzione del piano.

Il fattore di sicurezza, rapporto tra la resistenza disponibile e la forza instabilizzante, variabile nel tempo, si ottiene da:

$$F_s(t) = \frac{R_d(t)}{D_d(t)} = \frac{[(\cos\beta - k_h(t) * \sin\beta) * \tan\varphi]}{(\sin\beta - k_h(t) * \cos\beta)}$$

Dove:

- β = angolo d'inclinazione del piano;
- φ = angolo d'attrito tra blocco e piano;
- k_h = coefficiente sismico orizzontale.

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni in condizioni sismiche, sono state svolte due analisi, una di tipo pseudo statica (per la determinazione del coefficiente di sicurezza), ed una condotta con il metodo di analisi introdotto da Newmark con l'applicazione dell'accelerogramma di sito (per la determinazione della deformazione associata ad una potenziale superficie di scorrimento).

La determinazione dell'azione sismica è stata effettuata secondo le Norme Tecniche per le costruzioni 2018 nel capitolo al quale si rimanda per ulteriori dettagli.

7.3.Verifica dei fenomeni di risalita d'onda (run up), di tracimazione (overtopping) e di riflessione diretta sull'imbasamento per le massicciate radenti

Innanzitutto, nel caso in esame, due sono le situazioni tipologiche che possono verificarsi:

1. Il primo caso riguarda la situazione in cui il piede della massicciata è pressoché situato in corrispondenza della linea di battigia.
2. Il secondo caso riguarda invece la condizione in cui tra il piede della massicciata e la linea di battigia ci sia un tratto di spiaggia che possa servire alla dissipazione dell'energia cinetica dell'onda.

Il fenomeno dell'interazione tra moto ondoso e opera marittima a gettata a pendenza uniforme presenta, dal punto di vista idraulico, due aspetti peculiari:

- L'oscillazione della superficie libera sul paramento esterno senza alcuna tracimazione ($R_u < R_c$);
- La tracimazione del moto ondoso a tergo della struttura ($R_u > R_c$).

In merito alle condizioni ondose presenti dinanzi alla diga occorre tener conto dell'altezza d'onda incidente H , il periodo (medio T_m o di picco T_p), l'angolo di incidenza del moto ondoso, la profondità al piede dell'opera h . L'influenza del periodo viene esplicitato attraverso il parametro adimensionale denominato ripidità e definito dal rapporto:

In merito alle quote raggiunte dal moto ondoso sulla struttura si precisa che l'escursione verticale della superficie è generalmente maggiore dell'altezza d'onda incidente. I valori estremi raggiunti

da tale escursione vengono denominati rispettivamente affioramento massimo (run – up) R_u ed affioramento minimo (run – down) R_d rispetto al livello di quiete.

La quota R_u viene utilizzata per determinare la cresta o sommità della struttura, per individuare il livello di protezione e di praticabilità del coronamento, per esprimere un giudizio sulla tracimazione e sulla trasmissione del moto ondosso incidente. Trattandosi di una quota variabile con la medesima legge probabilistica dell'altezza d'onda, le grandezze R_u e R_d sono affette da un pedice che descrive il livello di probabilità che si vuole raggiungere. Se il valore raggiunto dall'affioramento massimo raggiunge la quota di coronamento si verifica il superamento e quindi la tracimazione.

Il calcolo del run up, cioè della risalita ondosso lungo il paramento dei pennelli, è stato effettuato basandosi sulle formule di Van der Meer:

$$\frac{R_{2\%}}{H_s} = 1.6 * \gamma_h * \gamma_f * \gamma_\beta * \gamma_b * \xi_{op} \quad 0.5 < \gamma_b * \xi_{op} < 2$$

$$\frac{R_{2\%}}{H_s} = 3.2 * \gamma_h * \gamma_f * \gamma_\beta \quad 2 < \gamma_b * \xi_{op} < 5$$

Dove:

- $R_{2\%}$ è il valore dell'altezza del run up superato da 2% delle creste risalenti;
- γ_b è il fattore di riduzione alla berma che a vantaggio di sicurezza si assume pari a 1;
- γ_h è il fattore di riduzione al basso fondale $\left[1 - 0.003 \left(4 - \frac{h_m}{H_s}\right)^2\right]$ per $\frac{h_m}{H_s} < 4$ con h_m profondità del fondale;
- γ_f è il fattore di riduzione alla rugosità della mantellata ed è assunto pari a 0.5 da tabelle;
- γ_β è il fattore di riduzione all'attacco delle onde vale 1 per $0^\circ < \beta < 30^\circ$ con β angolo di attacco delle onde rispetto all'orizzontale;
- H_s è l'altezza significativa incidente di fronte dell'opera.

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi * H_s}{g * T_p^2}}}$$

ξ_{op} è il numero di Iribarren modificato riferito al periodo di picco.

$$T_p = \frac{T_m}{0.775}$$

La portata media di tracimazione (overtopping) viene stimata in via indicativa utilizzando le espressioni proposta da Van der Meer e Janssen “Wave run up and Wave overtopping ai dikes” (1994), secondo cui la portata media tracimata in m³/sec/m va calcolata con la seguente espressione:

$$q = Q_n * \sqrt{g * H_s}$$

Con Q_n parametro adimensionale di tracimazione:

$$Q_n = 0.2 * e^{(-2.3 * R_n)}$$

Con R_n parametro adimensionale di altezza di cresta:

$$R_n = \frac{R_c}{H_s * (\gamma_h * \gamma_f * \gamma_\beta * \gamma_b)}$$

In cui:

- R_c è la quota sommitale della berma rispetto al livello medio mare;
- H_s è l'altezza dell'onda di progetto;
- g è l'accelerazione di gravità 9.81 m/s^2 .

Per quanto concerne la riflessione diretta sull'imbasamento, anche se le onde incidenti investono perpendicolarmente l'ostacolo, in genere non avviene la riflessione completa, in quanto viene dissipata una certa aliquota dell'energia incidente. Secondo Miche, l'altezza H_r dell'onda riflessa risulta:

$$H_r = \chi_r * H_i$$

Essendo χ_r il coefficiente di riflessione, che è pari al prodotto di due coefficienti χ_1 e χ_2 :

$$\chi_r = \chi_1 * \chi_2$$

Il coefficiente χ_1 è funzione della scabrezza e della permeabilità dell'ostacolo e assume valori compresi tra 0.3 e 0.8:

- χ_{1max} per pareti lisce ed impermeabili (moli in calcestruzzo o fondali marini molto lisci e praticamente impermeabili);
- χ_{1min} per moli in massi (moli a scogliera) o per fondali marini rugosi e dotati di una certa permeabilità.

Il coefficiente χ_2 dipende invece dalla pendenza della parete investita e dalla ripidità dell'onda in acque alte e assume i seguenti valori:

$$\chi_2 = \frac{\left(\frac{H_0}{L_0}\right)_{max}}{\left(\frac{H_0}{L_0}\right)} \quad \text{per } \left(\frac{H_0}{L_0}\right) \geq \left(\frac{H_0}{L_0}\right)_{max}$$

$$\chi_2 = 1 \quad \text{per } \left(\frac{H_0}{L_0}\right) \leq \left(\frac{H_0}{L_0}\right)_{max}$$

Nella prima delle due espressioni, il denominatore della frazione è la ripidità dell'onda, mentre il numeratore è una grandezza caratteristica, funzione della pendenza della parete dell'ostacolo, espressa tramite l'angolo β che essa forma con l'orizzontale, secondo la:

$$\left(\frac{H_0}{L_0}\right)_{max} = \sqrt{\frac{2\beta}{\pi}} * \frac{\sin^2 \beta}{\pi}$$

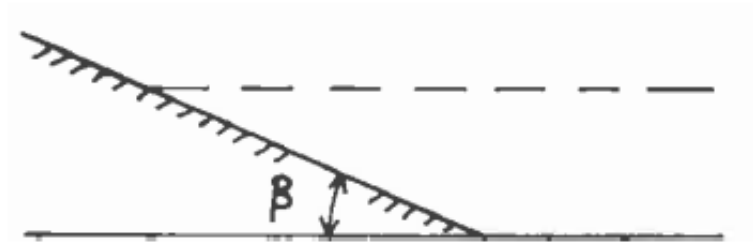


Figura 20. Parete inclinata investita da un'onda

7.3.1. Allegato di calcolo verifiche Un up e Overtopping

RUN UP E OVERTOPPING

Run up della sezione del pennello

$$\epsilon_{m_t_50max} := \frac{\tan(\alpha_t)}{\sqrt{\frac{(2 \cdot \pi \cdot H_{s_50max})^2}{g \cdot T_{m50}^2}}} = \bullet$$

Numero di Irribarren

$$\epsilon_{mc_t} := \begin{cases} \left(6.2 \cdot P^{0.31} \cdot \sqrt{\tan(\alpha_t)}\right)^{\left(\frac{1}{P+0.5}\right)} & \text{if } \frac{1}{\tan(\alpha_t)} < 3 \\ \left(3.58 \cdot P^{0.31}\right)^{\left(\frac{1}{P+0.5}\right)} & \text{otherwise} \end{cases} = \bullet$$

Parametro di frangimento

$$\gamma_b := 1$$

Parametro riduzione berma

$$\gamma_h := 1 - 0.03 \cdot \left[4 - \left(\frac{H_{s_50max}}{d_f}\right)\right]^2 = 0.583$$

Parametro di riduzione basso fondale

$$\gamma_f := 0.5$$

Parametro di riduzione rugosità della mantellata

$$\gamma_\beta := 1$$

Parametro di riduzione angolo di attacco onde

$$R_{2\%} := 3.2 \cdot H_{s_50max} \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_f \cdot \gamma_h = 3.02 \text{ m}$$

Altezza massima di risalita

Stima dell'overtopping

$$R_n := \frac{A_b}{(H_{s_50max} \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_f \cdot \gamma_h \cdot \gamma_b)} = 2.225$$

Parametro altezza cresta

$$Q_n := 0.2 \cdot e^{(-2.3 \cdot R_n)} = 1.198 \times 10^{-3}$$

Parametro tracimazione

$$q := Q_n \cdot \sqrt{H_{s_50max}} \cdot g = 6.754 \times 10^{-3} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Overtopping
m³/s al m

7.4. Valutazione dei cedimenti attesi

Per una corretta definizione dei problemi connessi con la costruzione di opere marittime occorre in primo luogo considerare che devono essere risolti i problemi della stabilità del complesso opera terreno e quelli connessi con le deformazioni. Per risolvere il primo problema si adottano usualmente modelli plastici, mentre per risolvere il secondo problema si adottano modelli elastici, separando, come di consueto, i due aspetti dell'interazione terreno struttura.

Il progetto dell'opera, dal punto di vista geotecnico, deve essere sviluppato in modo che i coefficienti di sicurezza rispetto alla rottura del terreno e allo slittamento sul piano di posa devono essere sufficientemente elevati anche in condizioni di onde estreme per effetto delle azioni orizzontali da queste provocate.

Si deve garantire inoltre la protezione del fondo contro lo scalzamento causato da correnti o dall'azione del moto ondoso. Nel caso di opere indeformabili gli spostamenti verticali e orizzontali devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera anche in condizioni di onde estreme e la struttura di fondazione deve essere progettata in modo che sia sempre garantito il contatto tra la struttura e il terreno anche in condizioni di onde estreme.

Riferendoci al problema della stabilità, deve essere garantita tale stabilità dell'opera nei confronti del terreno di fondazione, ma più in generale deve essere garantita la stabilità della zona.

La stabilità del complesso opera terreno è eseguita con i metodi dell'equilibrio limite globale per le opere deformabili, quali le barriere di scogli, che agiscono sul terreno come carichi verticali in quanto le azioni orizzontali dovute al moto ondoso sono assorbite dalla struttura stessa.

Il coefficiente di sicurezza nei riguardi della rottura del terreno di fondazione è determinato nell'ipotesi che l'azione del moto ondoso sia trasformata in una forza statica equivalente. In realtà il moto ondoso ha carattere ciclico, per cui il terreno si trova ad essere sottoposto ad azioni di taglio di segno diverso. Nel caso di fondazione su terreno sabbioso il carico limite può essere calcolato con la relazione semi-empirica:

$$q_{lim} = \gamma' * \frac{N_{\gamma}}{2} * B * (1 - 2 * e)^2 * s_{\gamma} * i_{\gamma}$$

in cui B è la base del cassone, e = E/B essendo E l'eccentricità del carico verticale rispetto al baricentro della base di appoggio. Se M è il momento applicato sulla base di fondazione:

$$E = \frac{M}{P_v}$$

essendo P_v la risultante delle azioni verticali. Il coefficiente s_γ fattore di forma è dato dalla seguente espressione:

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 * \frac{B}{L}$$

Il coefficiente i_y , fattore di inclinazione del carico è dato dalla seguente espressione:

$$i_y = \left(1 - 0.7 * \frac{P_h}{P_v}\right)^5$$

essendo P_h la risultante di tutte le azioni orizzontali.

Il problema della stabilità generale della zona si presenta nelle zone in prossimità del ciglio della scarpata. Si dovrà quindi procedere alle verifiche di stabilità delle opere in corrispondenza al ciglio della scarpata anche in condizioni sismiche.

Le deformazioni delle opere a mare possono anche essere elevate in funzione delle caratteristiche dei terreni che costituiscono gli strati di fondazione. Nel caso di opere deformabili la valutazione dei cedimenti può essere eseguita con il metodo edometrico.

In terreni sabbiosi il cedimento è immediato per cui ciò non comporta problemi per la funzionalità dell'opera. Per le opere deformabili il cedimento differenziale può compromettere la funzionalità dell'opera. Per il calcolo dei cedimenti occorre tenere in conto sia le azioni verticali che quelle orizzontali dovute all'azione del moto ondoso. La progressiva diminuzione della porosità può provocare deformazioni del terreno gradualmente crescenti. Anche in questo caso il metodo utilizzato è il metodo edometrico che permette di determinare i cedimenti del terreno sotto il carico dell'opera deformabile da realizzare.

Per la valutazione dei cedimenti per consolidazione dei terreni argillosi di fondazione delle dighe foranee, per effetto della realizzazione delle stesse, è stato effettuato un calcolo adottando il metodo edometrico.

La deformazione verticale ε_z di ogni strato viene determinata in funzione delle tensioni indotte verticali dalla realizzazione del corpo delle dighe foranee.

Se il materiale è normalmente consolidato, le deformazioni assiali si sviluppano seguendo la linea di consolidazione normale:

$$\Delta H / H_0 = \varepsilon_z = \frac{1}{1 + e_0} c_c \log \left(\frac{\sigma'_{z,0} + \Delta \sigma'_z}{\sigma'_{z,0}} \right)$$

dove c_c è l'indice di compressione, $\sigma'_{z,0}$ è la tensione litostatica verticale efficace e $\Delta \sigma'_z$ l'incremento di tensione verticale efficace indotto dal carico esterno.

Per terreni coesivi sovraconsolidati, se l'incremento di tensione applicato è tale da non far superare la tensione di preconsolidazione $\sigma'_{z,max}$, le deformazioni sono limitate alla linea di rigonfiamento:

$$\Delta H / H_0 = \varepsilon_z = \frac{1}{1 + e_0} c_s \log \left(\frac{\sigma'_{z,0} + \Delta \sigma'_z}{\sigma'_{z,0}} \right)$$

dove c_s è l'indice di rigonfiamento/ricompressione.

In caso contrario, cioè se l'incremento di tensione applicato è tale da far superare la tensione di preconsolidazione $\sigma'_{z,\max}$, le deformazioni si sviluppano in parte lungo la linea di rigonfiamento e in parte lungo la linea di consolidazione normale:

$$\Delta H / H_0 = \varepsilon_z = \frac{1}{1 + e_0} \left[c_s \log \left(\frac{\sigma'_{z,\max}}{\sigma'_{z,0}} \right) + c_c \log \left(\frac{\sigma'_{z,0} + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_{z,\max}} \right) \right]$$

Per i litotipi sabbiosi (sabbie e sabbie limose) si è valutata la relativa deformazione verticale mediante l'espressione:

$$\Delta H / H_0 = \varepsilon_v = \frac{\Delta\sigma'_z}{E_{ed}}$$

Il cedimento complessivo si ottiene sommando, per tutti gli strati compressibili, i cedimenti parziali, secondo la relazione:

$$\Delta w_c = \int_0^H \varepsilon_z dz \approx \sum_i \varepsilon_{z,i} \Delta z_i$$

Essendo H lo spessore del terreno nel quale si prevede possano manifestarsi apprezzabili deformazioni, ovvero il volume di terreno (volume significativo) all'interno del quale la perturbazione dello stato tensionale indotto dalla realizzazione dell'opera risulta non trascurabile. Per la valutazione dei cedimenti si è fatto riferimento alla sezione di calcolo, la quale risulta essere la più gravosa, schematizzando il corpo di carico costituito dalla scogliera mediante un corpo rettangolare equivalente e valutando il carico uniformemente distribuito sulla relativa impronta equivalente e pari a 100 kN/m.

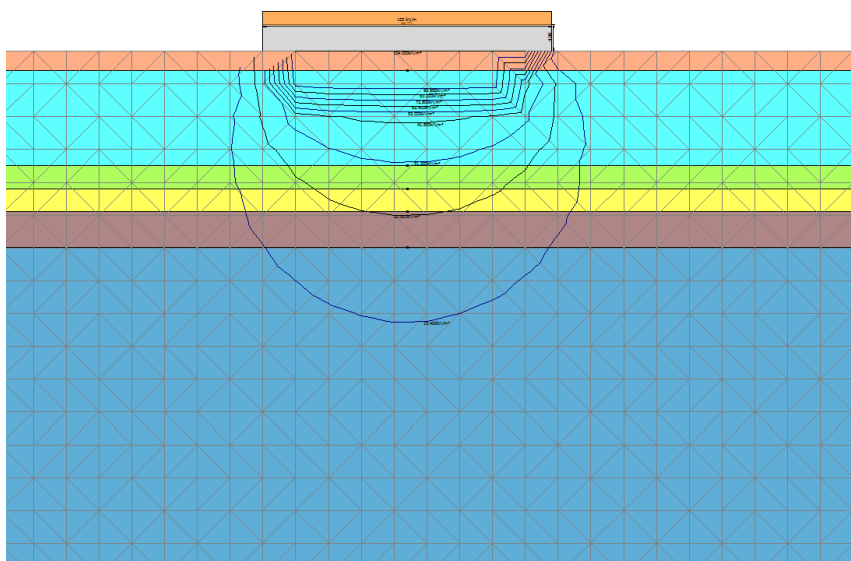


Figura 21. Modello di Calcolo Cedimenti

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
3,00	20,00	20,00	45,00	0,00	0,00	60000,00	80000,00	0,20	0,00	0,00	Tout venant
14,50	15,30	15,40	18,30	0,00	10,00	712,00	855,00	0,20	0,00	0,00	Limo argilloso
3,50	17,00	17,00	24,00	0,00	0,00	3000,00	3600,00	0,40	0,00	0,00	Sabbia limosa
3,50	19,00	19,00	32,00	0,00	0,00	9000,00	12115,38	0,00	0,00	0,00	Sabbia con limo
5,50	17,50	17,50	18,90	10,00	200,00	10183,00	12200,00	0,00	0,00	0,00	Argilla limosa
100,00	19,00	19,00	35,00	0,00	0,00	20000,00	24000,00	0,00	0,00	0,00	Ciottoli

Tabella 21. Parametri fisici e di deformabilità dei litotipi

La seguente tabella riporta i valori dei cedimenti attesi specificando i contributi di ogni strato.

Strato	Z [m]	Tensione efficace [kN/m ²]	Incremento di tensione [kN/m ²]	Metodo	Cedimento di consolidazione Wc [cm]	Cedimento secondario Ws [cm]	Cedimento totale Wt [cm]
1	1,5	30	99,855	Edometrico	0,7123	0	0,7123
2	10,25	170,925	79,588	Edometrico	162,1496	0	162,15
3	19,25	311,6	51,311	Edometrico	5,3697	0	5,3697
4	22,75	374,6	43,18	Edometrico	1,3146	0	1,3146
5	27,25	455,975	34,867	Edometrico	1,6278	0	1,6278
6	80	1454,1	6,104	Edometrico	2,5447	0	2,5447
							173,72

Tabella 22. Cedimenti attesi

I cedimenti attesi totali sono pari a 173 cm e devono essere compensati mediante la messa in posto, durante le fasi costruttive, di altro materiale in quantità tale da mantenere la sommità della diga foranea alla quota di progetto. Risulta necessario, pertanto, utilizzare materiale integrativo, stimato tra il 20% ed il 30% del volume totale nominale, che deve compensare i cedimenti in corso d'opera.

La maggior parte dei cedimenti attesi si concentra nei primi 12 m di terreno limo argilloso a partire dal fondale marino (W = 163 cm).