



COMUNE DI LENI (PROVINCIA DI MESSINA)

OPERE DI ATTUAZIONE DEL PIANO REGOLATORE PORTUALE DI RINELLA 1° STRALCIO FUNZIONALE PROGETTO DEFINITIVO



PROGETTAZIONE:



RILIEVI E INDAGINI:



Dott. A. Analfino
Dott. biol. G. Catalano

ARCHEOLOGO:
Daniela Raia

RESPONSABILE INTEGRAZIONI DELLE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Antonino SUTERA

PROGETTISTI:

Ing. Umberto RICCI
Ing. Antonino SUTERA
Ing. Giuseppe BERNARDO
Ing. Massimo TONDELLO
Ing. Andrea PEDRONCINI
Ing. Roberta Chiara DE CLARIO

GEOLOGIA:

Geol. Marco SANDRUCCI

GRUPPO DI LAVORO:

Ing. Giuseppe CUTRUPI
Ing. Stefania FERLAZZO
Ing. Simone FIUMARA
Arch. Francesca GANGEMI
Arch. Erica PIPITO'
Ing. Silvia BERIOTTO
Ing. Nicola SGUOTTI
Ing. Silvia TORRETTA
Ing. Fabio VINCI

COORD. SICUREZZA PROGETTAZIONE:

Ing. Giuseppe BERNARDO



D.04

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Questo elaborato è di proprietà della Proger S.p.A. pertanto non può essere riprodotto né integralmente, né in parte senza l'autorizzazione scritta della stessa. Da non utilizzare per scopi diversi da quelli per cui è stato fornito.

Nome File	Scala	Commessa	Codice Elaborato					
DNC135_PD_D.04_2020-12-18_R2_Relazione geotecnica e di dimensionamento delle opere marittime_HS.docx		P20070	D	00	00	G	RL	03

REVISIONI	REV. n°	DATA	MOTIVAZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
	02	01/07/2021	Verifica progetto	Ing. Silvia BERIOTTO	Ing. Giuseppe BERNARDO	Ing. Antonino SUTERA
	01	18/12/2020	Verifica progetto	Ing. Silvia BERIOTTO	Ing. Giuseppe BERNARDO	Ing. Antonino SUTERA
	00	30/10/2020	Prima emissione	Ing. Silvia BERIOTTO	Ing. Massimo TONDELLO	Ing. Antonino SUTERA

R.U.P.:

Arch. Domenico ARCORACI

VISTI/APPROVAZIONI:

INDICE

1	PREMESSA	7
2	INDAGINI DI CAMPO, VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	8
2.1	CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA E SCELTA DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI	12
2.2	CARATTERISTICHE GEO-SISMICHE	13
3	CRITERI DI PROGETTAZIONE	14
3.1	DEFINIZIONE DEL TEMPO DI RITORNO PER L'AZIONE MARITTIMA	14
1.1.1	Durata minima di vita e massima probabilità di danneggiamento ammissibile	15
1.1.2	Tempo di ritorno dell'evento di progetto	16
3.2	DIMENSIONAMENTI GEOTECNICI	17
3.2.1	Parametri sismici	18
3.3	DEFINIZIONE DEI LIVELLI DI SICUREZZA CON RIFERIMENTO ALLA TRACIMAZIONE DELLE STRUTTURE	20
4	DIMENSIONAMENTO DEI CASSONI	22
4.1	APPROCCI DI CALCOLO	22
4.1.1	Verifiche al galleggiamento e stabilità in fase di trasporto	22
4.1.2	Calcolo delle spinte dell'onda sulle opere a parete verticale	25
4.1.2.1	Trattazione onde stazionarie (Sainflou)	26
4.1.2.2	Trattazione onde non stazionarie (Goda)	27
4.1.3	Verifiche di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento e carico limite	29
4.1.3.1	Riferimenti teorici	29
4.1.3.2	Riferimenti normativi	31
4.1.4	Dimensionamento dei massi guardiani (Takahashi)	34
4.1.5	Dimensionamento della berma al piede dei cassoni (Madrigal e Valdes)	35
4.1.6	Dimensionamento dei filtri (criteri di ritenzione)	35
4.1.7	Approccio per il calcolo della portata di tracimazione per opere a parete verticale (EurOtop, 2018)	36
4.1.7.1	Portata di tracimazione per opere a parete verticale in acque profonde	37

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

4.1.7.2	Portata di tracimazione per opere a parete verticale in acque basse/intermedie	37
4.1.7.3	Portata di tracimazione per strutture composite a parete verticale in acque basse/intermedie	38
4.1.7.4	Influenza del deflettore sul paramento	39
4.2	DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE	41
4.3	ONDE DI PROGETTO	43
4.4	RISULTATI DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE	44
4.4.1	Verifica galleggiamento in fase di trasporto	44
4.4.2	Calcolo delle spinte in fase di cresta e cavo d'onda	51
4.4.3	Verifiche di stabilità del cassone a scorrimento, ribaltamento e sollevamento in fase di cresta e cavo	54
4.4.4	Verifiche di collasso per carico limite del cassone in fase di cresta e cavo	60
4.4.5	Verifiche di stabilità del cassone a scorrimento, ribaltamento e sollevamento in condizioni sismiche	65
4.4.6	Verifiche di collasso per carico limite del cassone in condizioni sismiche	69
4.4.7	Dimensionamento della protezione al piede (mantellata e masso guardiano)	72
4.4.8	Verifica dei criteri di ritenzione per i filtri granulari	77
4.4.9	Calcolo della portata di tracimazione e verifica dei livelli di sicurezza	78
5	DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE A GETTATA	81
5.1	APPROCCI DI CALCOLO	81
5.1.1	Dimensionamento della mantellata di scogliere artificiali (Hudson)	81
5.1.2	Dimensionamento della mantellata di scogliere emerse in massi naturali (Van der Meer)	82
5.1.3	Dimensionamento della protezione al piede (Van der Meer)	84
5.1.4	Dimensionamento dei filtri (criteri di ritenzione)	84
5.1.5	Calcolo della portata di tracimazione per opere a scogliera (EurOtop Manual)	85
5.2	DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE	86
5.3	ONDE DI PROGETTO	89
5.4	RISULTATI DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE	91
5.4.1	Dimensionamento della mantellata in massi artificiali	91
5.4.2	Dimensionamento della mantellata in massi naturali	93
5.4.3	Dimensionamento della protezione al piede	95
5.4.4	Verifica dei criteri di ritenzione per i filtri granulari	100
5.4.5	Calcolo della portata di tracimazione e verifica dei livelli di sicurezza	103
6	DIMENSIONAMENTO DEL MURO PARAONDE	108
6.1	APPROCCI DI CALCOLO	108
6.1.1	Calcolo delle spinte agenti sul muro di coronamento (Norgaard, 2013)	108

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

6.1.2	Distribuzione statistica delle altezze d'onda in basso fondale (Battjes and Groenendijk, 2000)	109
6.1.3	Verifiche di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento	111
6.1.3.1	Riferimenti teorici	111
6.1.3.2	Riferimenti normativi	112
6.2	DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE	113
6.3	ONDE DI PROGETTO	114
6.4	RISULTATI DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE	114
6.4.1	Calcolo delle sollecitazioni dovute al moto ondoso	114
6.4.2	Verifiche di stabilità del muro a scorrimento, ribaltamento e sollevamento per azione del moto ondoso	116
6.4.3	Verifiche di stabilità del muro a scorrimento, ribaltamento e sollevamento in condizioni sismiche	118
7	DIMENSIONAMENTO BANCHINA MASSI PILONATI	120
7.1	RICHIAMI TEORICI	120
7.2	VERIFICA SEZIONE TIPOLOGICA MASSI PILONATI	124
7.2.1	Parametri geotecnici e materiali	124
7.2.2	Geometria muro	125
7.2.3	Condizioni e combinazioni di carico	125
7.2.4	Opzioni di calcolo	128
7.2.5	Risultati	129
7.2.6	Quadro riassuntivo verifiche geotecniche	130
7.3	VERIFICHE GEOTECNICHE MURO DI CORONAMENTO MASSI PILONATI	131
7.3.1	Parametri geotecnici e materiali	131
7.3.2	Geometria muro di coronamento massi pilonati	131
7.3.3	Condizioni e combinazioni di carico	132
7.3.4	Opzioni di calcolo	135
7.3.5	Risultati	135
7.3.6	Quadro riassuntivo verifiche geotecniche	136
8	DIMENSIONAMENTO DEL PERCORSO PEDONALE	137
8.1	STIMA DELLA RISALITA DELL'ONDA LUNGO IL PROFILO DEL LITORALE	137
8.2	DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE	141
8.3	DIMENSIONAMENTO DELLA MANTELLATA	142
8.3.1	Approccio di calcolo (mantellata di scogliere emerse in massi naturali - Van der Meer)	142
8.3.2	Onda di progetto	143

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

8.3.3	<i>Dimensionamento della mantellata in massi naturali</i>	144
8.4	DESCRIZIONE CODICE DI CALCOLO SBEACH	146
8.4.1	<i>Approccio metodologico</i>	146
8.4.2	<i>Modello adottato per le onde</i>	147
8.4.3	<i>Criterio di frangimento e altezza frangente</i>	147
8.4.4	<i>Modello di decadimento dell'onda frangente</i>	148
8.4.5	<i>Equazioni del trasporto lungo il profilo di spiaggia e verso del trasporto</i>	150
8.4.6	<i>Modello di variazione del profilo</i>	152
9	CALCOLO DEL TIRO ALLA BITTA	154
10	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE	155
10.1	<i>RICHIAMI TEORICI</i>	155
10.2	<i>VERIFICA SEZIONE TIPOLOGICA 3</i>	159
10.2.1	<i>Parametri geotecnici e materiali</i>	159
10.2.2	<i>Condizioni e combinazioni di carico</i>	159
10.2.3	<i>Opzioni di calcolo</i>	160
10.2.4	<i>Risultati</i>	161
10.3	<i>VERIFICA SEZIONE TIPOLOGICA 6</i>	163
10.3.1	<i>Parametri geotecnici e materiali</i>	163
10.3.2	<i>Condizioni e combinazioni di carico</i>	163
10.3.3	<i>Opzioni di calcolo</i>	164
10.3.4	<i>Risultati</i>	165
10.4	<i>VERIFICA SEZIONE TIPOLOGICA 8</i>	166
10.4.1	<i>Parametri geotecnici e materiali</i>	166
10.4.2	<i>Condizioni e combinazioni di carico</i>	166
10.4.3	<i>Opzioni di calcolo</i>	167
10.4.4	<i>Risultati</i>	168
11	VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI DEL MURO PARAONDE	169
11.1	<i>RICHIAMI TEORICI</i>	169
11.1.1	<i>Capacità portante</i>	169
11.1.2	<i>Cedimenti della fondazione</i>	170
11.2	<i>VERIFICA SEZIONE TIPOLOGICA 3</i>	171
11.2.1	<i>Parametri geotecnici e materiali</i>	171
11.2.2	<i>Condizioni e combinazioni di carico</i>	171

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

11.2.3	<i>Opzioni di calcolo</i>	176
11.2.4	<i>Calcolo della portanza</i>	177
11.2.5	<i>Cedimenti</i>	177

1 PREMESSA

Il presente elaborato riporta i calcoli geotecnici e i dimensionamenti delle opere marittime che verranno realizzate nell'ambito del Progetto Definitivo riguardante la realizzazione delle "Opere di attuazione del Piano Regolatore Portuale di Rinella. 1° Stralcio Funzionale" (CUP D21C18000280002 – CIG 8075254668).

Nello specifico il progetto prevede la realizzazione del primo tratto del molo foraneo del nuovo approdo di Rinella, per una lunghezza complessiva di circa 240 ml. Il molo di sopraflutto sarà in parte realizzato con una struttura in cassoni a parete verticale (tratto di testata); procedendo verso riva i cassoni saranno protetti lato mare da una mantellata in massi artificiali per terminare, nel tratto di radice, con una scogliera in massi naturali che si raccorderà al versante roccioso. Sul lato interno dell'approdo la banchina sarà realizzata con i cassoni cellulari (per il primo tratto) e con una struttura in massi pilonati (per il tratto terminale).

Sulla sommità dei cassoni verrà realizzata una sovrastruttura in calcestruzzo che ospiterà i "Caves-à-Bateaux" (sistema di spazi dedicati alle imbarcazioni), mentre nel tratto di radice verrà realizzato un muro paraonde per garantire un'adeguata protezione ed una continuità con la passeggiata lungo il molo e il percorso pedonale che verrà realizzato lungo il litorale.

In relazione alla tipologia di opere da dimensionare sono stati preliminarmente definiti i criteri impiegati per la progettazione delle opere (sia con riferimento agli aspetti geotecnici che a quelli marittimi) e sono stati individuati gli approcci di calcolo da utilizzare per i dimensionamenti e le verifiche.

Per quanto riguarda le opere marittime sono state dimensionate e verificate le strutture in relazione ai seguenti aspetti:

- calcolo delle sollecitazioni del moto ondoso sulle opere a parete verticale (cassoni) in fase di cresta e cavo d'onda;
- calcolo delle sollecitazioni del moto ondoso sul muro paraonde;
- dimensionamento delle mantellate delle opere a gettata in massi artificiali e naturali;
- dimensionamento delle berme di protezione al piede;
- verifica dei criteri di ritenzione dei filtri granulari;
- verifica dei livelli di sicurezza in relazione ai fenomeni di tracimazione;
- stima della risalita e definizione delle quote di sicurezza per il percorso pedonale lungo il litorale.

Sono state inoltre eseguite le verifiche geotecniche di tutte le strutture (opere a parete verticale e opere a gettata) con particolare riferimento ai seguenti aspetti:

- verifica allo scorrimento, al ribaltamento, al sollevamento e di collasso per carico limite per azione delle sollecitazioni dovute al moto ondoso (cfr. opere esposte all'azione dell'onda: cassoni e muro paraonde), in condizioni ordinarie e in condizioni sismiche (per tutte le strutture);
- verifiche di stabilità globale.

Le caratteristiche delle onde di progetto, considerate nelle verifiche e nei dimensionamenti, sono state estratte dalle propagazioni locali delle mareggiate estreme riportate nell'Elaborato D.01 "Studio idraulico marittimo. Dall'output della griglia di dettaglio, centrata nell'area di intervento, sono stati determinati, lungo transetti opportunamente tracciati in corrispondenza del piede delle opere, i parametri dell'onda: altezza significativa, periodo di picco e direzione media di provenienza. Le condizioni sono state estratte ad una distanza pari a circa 5 volte l'altezza significativa (come suggerito in letteratura; cfr. "Random Seas and Design in Maritime Structures" Goda). I valori delle onde di progetto indicati nelle tabelle riportate nei successivi paragrafi sono stati estratti dalle Tabelle 6.4 e 6.5 dell'elaborato D.01, individuando per ciascuna tipologia di opera la condizione più gravosa e il relativo tratto di intervento. I valori sono opportunamente stati arrotondati con una precisione di 5 cm.

2 INDAGINI DI CAMPO, VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Per la definizione del modello geotecnico del sottosuolo interessato dall'opera in oggetto, si è fatto riferimento:

- ai sondaggi geognostici eseguiti nel dicembre 2004 sul molo esistente nell'ambito del progetto di messa in sicurezza delle infrastrutture portuali da Tecnogeo s.r.l. di Palermo;
- i dati messi a disposizione dal Comune e relativi ad un rilievo sismico a riflessione, eseguito nel gennaio 2005 nell'ambito della messa in sicurezza dell'infrastruttura portuale dal DITS (Dipartimento n. 37 Idraulica, Trasporti, Strade) dell'Università degli Studi di Roma "La Sapienza";
- ai risultati delle indagini sismo acustiche condotte nell'ambito del presente progetto definitivo (**prima fase**);
- ulteriori indagini condotte a seguito delle interlocuzioni in sede di verifica del progetto definitivo, consistenti in indagini sismo stratigrafiche con strumentazione *Sparker* (sismica a riflessione) per una più accurata valutazione del substrato acustico, e in indagini geognostiche dirette effettuate attraverso l'esecuzione di due sondaggi a carotaggio continuo utili per la determinazione dei parametri geotecnici del volume significativo del terreno sottostante l'opera (**seconda fase**).

Le osservazioni dedotte dallo studio delle indagini pregresse sono state confermate dai rilievi eseguiti in una prima fase propedeutica alla progettazione definitiva, le cui attività si sono sviluppate attraverso l'individuazione di anomalie magnetiche sul fondale di intervento (prospezioni con magnetometro) e l'analisi del fondale tramite rilievo Sub Bottom Profiler, in modo da individuare e caratterizzare il substrato e i relativi spessori della coltre sedimentaria di copertura nell'ambito del fondale impegnato dalle opere in progetto.

I dati disponibili e quelli acquisiti nella **prima fase** hanno consentito di definire due profili lito-stratigrafici posizionati lungo il nuovo molo portuale in progetto, in modo da distinguere le due situazioni litostratigrafiche limite.

- **profilo P1** : localizzato verso la radice del nuovo molo portuale ed all'altezza dell'isobata di 3 m, che ritrova il substrato andesitico, affiorante lungo la falesia a tergo, sotto una copertura metrica di piroclastiti e ciottoli;
- **profilo P2**: localizzato verso la testata del nuovo molo portuale in progetto e all'altezza della isobata di 12 m, che intacca sempre le lave andesitiche.

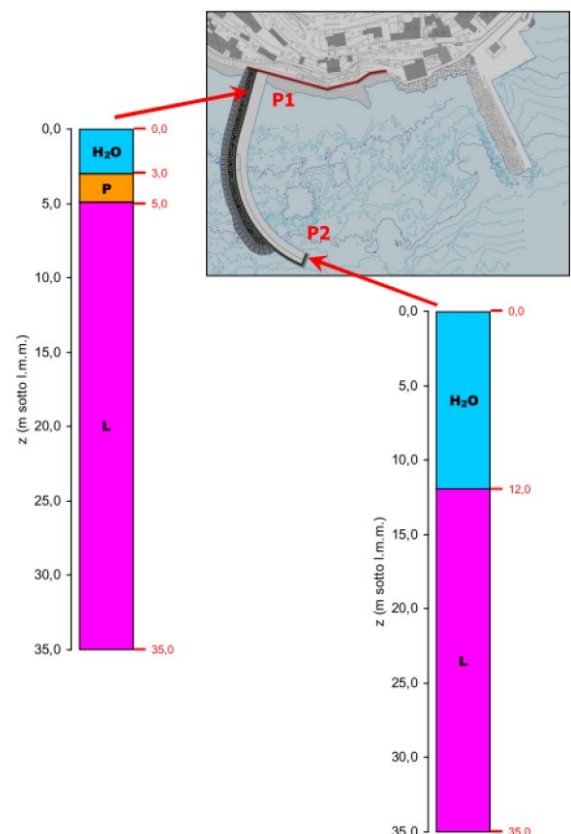


Figura 2-1- colonne stratigrafiche desunte nella fase 1

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Le ulteriori indagini effettuate nella **seconda fase** confermano sostanzialmente quanto ipotizzato nella fase precedente, con qualche piccola correzione dei parametri geotecnici dei terreni coinvolti.

A seguire si riportano le planimetrie con ubicazione dei due ulteriori punti di carotaggio e i relativi profili stratigrafico-geotecnici.

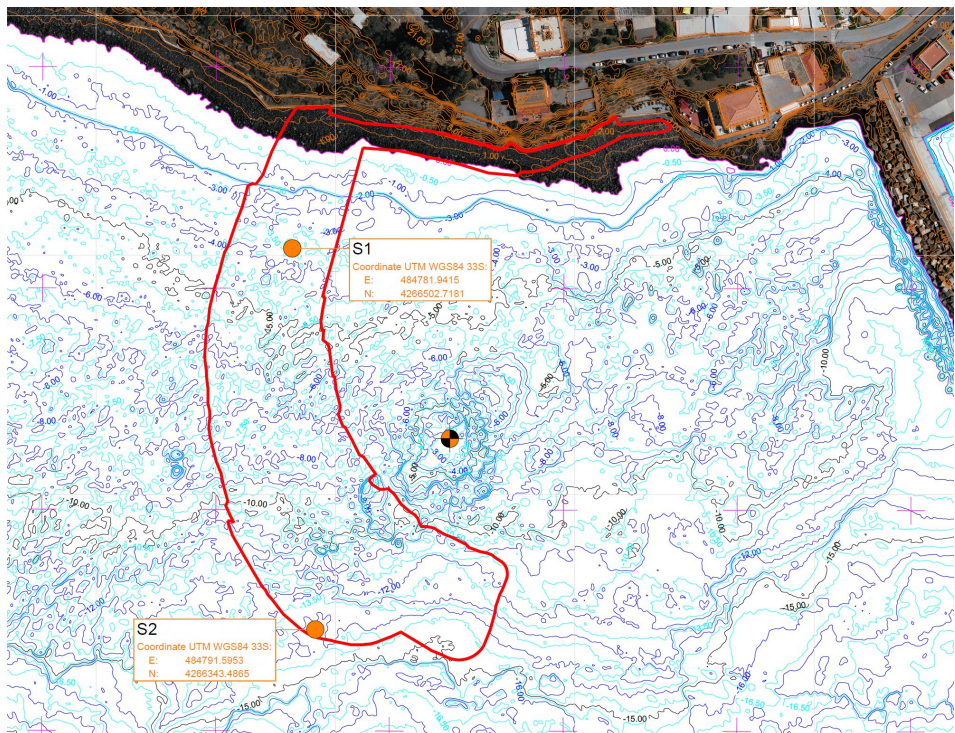


Figura 2-2- ubicazione sondaggi fase 2 su carta topo batimetrica

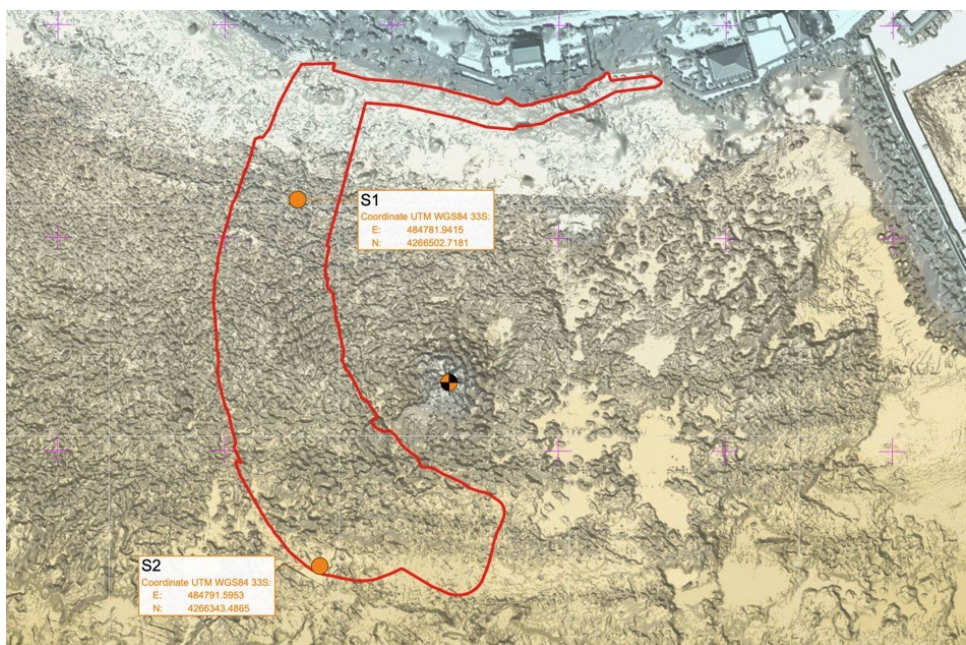


Figura 2-3 - ubicazione sondaggi fase 2 su carta DEM

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

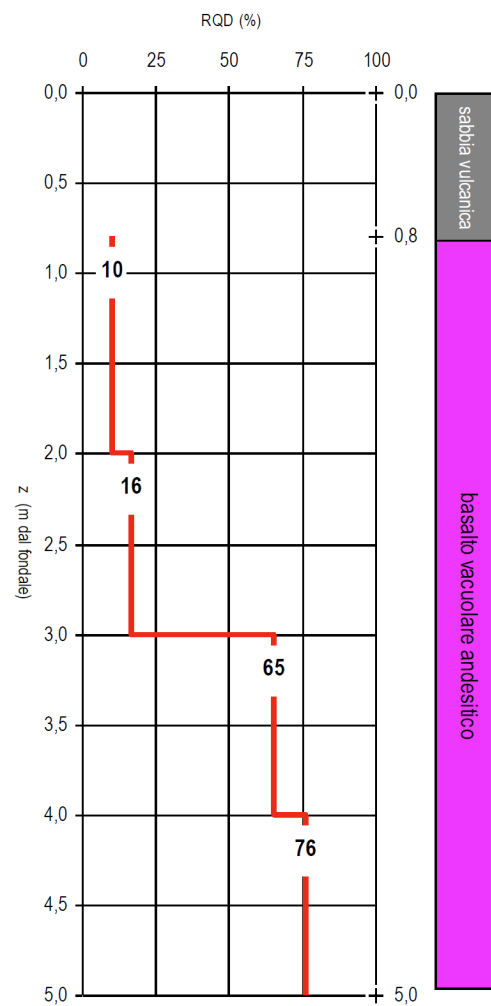
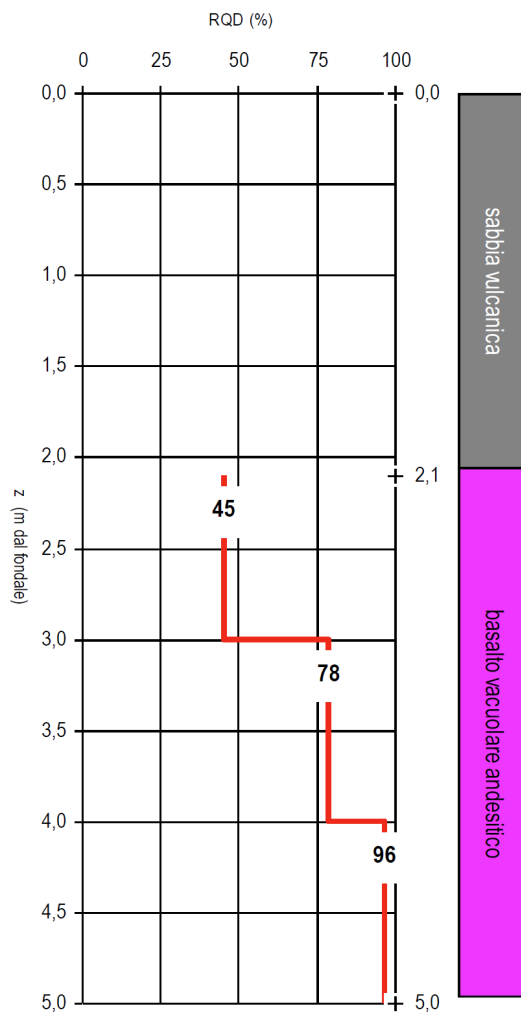


Figura 2-4 - Profilo stratigrafico-geotecnico sondaggio S1 Figura 2-5 - Profilo stratigrafico-geotecnico sondaggio S2

Le indagini effettuate durante la seconda fase (vedi Elab. D.02 bis *RELAZIONE GEOGNOSTICA E GEOLOGICA INTEGRATIVA*) consistono in:

- per il substrato roccioso (su n. 10 spezzoni di di carote estratti dai sondaggi S1 e S2):
 - prove per la determinazione della massa volumica apparente;
 - prove per la determinazione della resistenza a compressione uniassiale
- per l'orizzonte sabbioso (su due campioni del sondaggio S1) attraverso la caratterizzazione fisica e granulometrica è stato possibile determinare i seguenti parametri geotecnici:
 - angolo di attrito;
 - densità relativa;
 - resistenza penetrometrica;
 - moduli dinamici e operativi.

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Dai risultati delle indagini precedentemente effettuate e degli ulteriori approfondimenti condotti nella seconda fase, si può concludere che il terreno di sedime della nuova opera in progetto è costituito prevalentemente da un substrato roccioso, vulcanico andesitico, da affiorante a sub-affiorante per la presenza di modeste tasche di piroclastiti di spessore non superiore a due metri, che comunque risultano prive di qualsiasi continuità spaziale, consistendo di fatto in tasche isolate. Si può affermare pertanto che il fondale marino interessato dall'opera e il relativo sottosuolo risulta costituito nella quasi totalità dal substrato lavico affiorante sul fondo, come risulta dalla ricostruzione del profilo stratigrafico appresso riportato

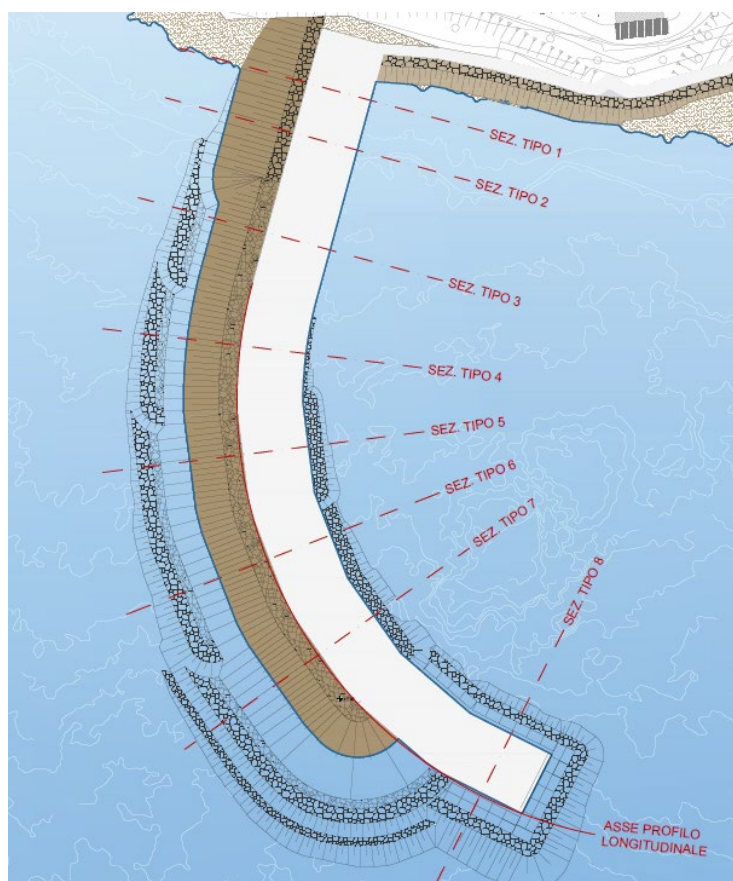


Figura 2-6 Pianta chiave

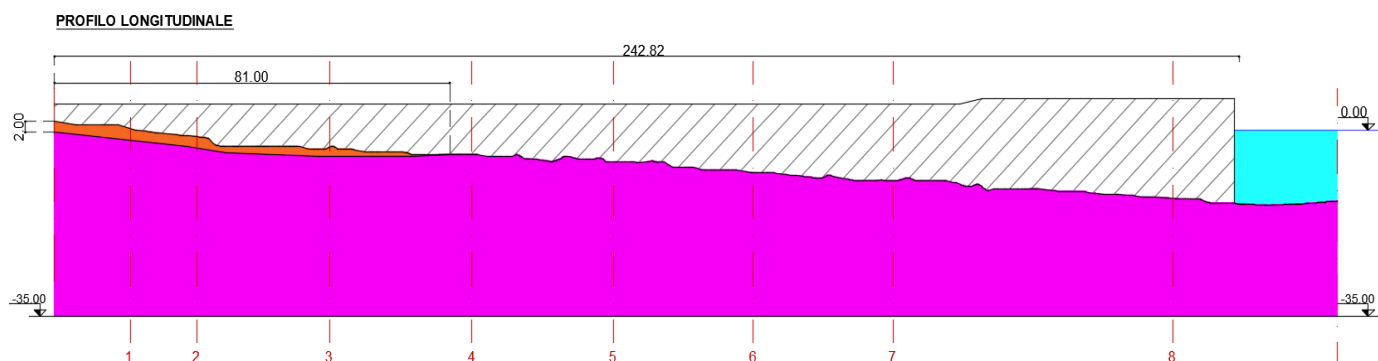


Figura 2-7 Profilo geologico longitudinale lungo il nuovo molo portuale di Rinella

2.1 Classificazione geomeccanica e scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici

Nella tabelle seguenti si riportano i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici assunti per le analisi e le verifiche condotte nei riguardi degli stati limite considerati (vedi capitoli successivi). Nella stesse tabelle si riportano, per un immediato confronto, gli analoghi valori assunti precedentemente all'esecuzione della campagna di indagine della seconda fase. I valori assunti, corrispondenti ai valori medi ricavati dai risultati delle indagini (vedi Elaborati D.02 *RELAZIONE GEOLOGICA* e D.02 bis *RELAZIONE GEOGNOSTICA E GEOLOGICA INTEGRATIVA*), sono da considerarsi ampiamente cautelativi.

Parametri geotecnici	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	E ₅₀ (MPa)
Valori calcolati a seguito delle indagini integrative	18,3	33	0 ÷ 50	70
Valori stimati nella originaria relazione geologica	18,5	32	0 ÷ 50	55

Figura 2-8 Valori caratteristici dei parametri geotecnici dell'orizzonte sabbioso

Parametri geomeccanici	GSI	σ_i (MPa)	mi	MR	mb	s	a	c (MPa)	ϕ (°)	σ_{cm} (MPa)	E _M (MPa)
Valori calcolati a seguito delle indagini integrative	44	98	25	425	3,383	0,0020	0,509	5,9	37	23,6	8117
Valori stimati nella originaria relazione geologica	60	80	25	400	5,991	0,0117	0,502	6,0	41	26,6	16640

Figura 2-9 Valori caratteristici dei parametri geotecnici del substrato lavico basaltico/andesitico

Camp.	Sondaggio	γ (kN/m ³)
C1	S2	22,94
C2	S2	26,23
C3	S2	22,86
C4	S2	27,05
C5	S2	25,56
C6	S1	26,03
C7	S1	26,69
C8	S1	26,40
C9	S1	26,59
C10	S1	26,45

Figura 2-10 Massa volumica campioni di roccia (valore medio 25,68 kN/mc)

2.2 Caratteristiche geo-sismiche

Le NTC 2018 al paragrafo 3.3.2 definiscono cinque categorie di sottosuolo, in base a due valori di riferimento:

- la velocità sismica V_s
- la profondità del bedrock.

Tabella 2-1 Categorie di sottosuolo – Rif. Tab. 3.2. Il NTC 2018

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Nel caso in esame, la velocità sismica equivalente (V_{s30}) è stata calcolata nelle due situazioni stratigrafiche (P1 e P2) in base ai valori di V_s assegnati alla unità lito tecniche richiamate nella relazione geologica.

Prof. dal fondale		Spessore (m)	V_s (m/s)	h/ V_s (s)	V_{s30} (m/s)
da m	a m				
3	5	2	290	0,00690	
5	35	28	700	0,04000	
		30		0,04690	640

Calcolo di V_{s30} lungo il profilo P1

Prof. dal fondale		Spessore (m)	V_s (m/s)	h/ V_s (s)	V_{s30} (m/s)
da m	a m				
12	42	30	700	0,042857	700

Calcolo di V_{s30} lungo il profilo P2

Dalle analisi svolte, risulta un valore minimo di $V_{s30} = 640$ m/s, da cui si definisce la seguente categoria di sottosuolo:

- **B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con miglioramento graduale delle proprietà meccaniche con la profondità.**

L'assegnazione alla categoria di sottosuolo B, nonostante il notevole margine di incertezza del criterio litologico utilizzato, può essere confermata tenuto conto che il limite di passaggio alla categoria inferiore risulta $V_{s30} = 360$ m/s, non compatibile con le rocce vulcaniche, ancorché fratturate.

Per ciò che concerne la caratterizzazione topografica, invece, risulta un valore $S_T = 1$ per le favorevoli condizioni morfologiche, tenuto conto che nell'intervallo del versante più acclive risulta un angolo di inclinazione $\beta < 10^\circ$, inferiore rispetto al valore minimo preso in esame affinché risulti $S_T > 1$ ($\beta > 15^\circ$).

3 CRITERI DI PROGETTAZIONE

3.1 Definizione del tempo di ritorno per l'azione marittima

Per definire il periodo di ritorno degli eventi ondosi da considerare nel dimensionamento delle opere, si è fatto riferimento a quanto riportato nelle "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" edite a cura del Consiglio Superiore LL.PP. nel 1996, nel seguito "Istruzioni". Nelle "Istruzioni" sopra citate il tempo di ritorno viene definito in funzione di:

- a) tipo di infrastruttura,
- b) livello di sicurezza richiesto,
- c) rischio di perdite di vite umane;
- d) danneggiamento ammesso,
- e) ripercussione economica in caso di danneggiamento.

Premesso che l'intervento rappresenta uno stralcio funzionale dell'attuazione del P.R.P. e che le opere realizzate saranno soggette a successive implementazioni e modifiche, gli scriventi in questa fase hanno definito in accordo con il Committente i principi base che disciplineranno l'uso e il livello di sicurezza atteso per le opere previste in progetto in modo tale da definire, per ciascun corpo d'opera, il tempo di ritorno da considerare ai fini del dimensionamento.

Di seguito vengono riportati i principi base assunti per la definizione del tempo di ritorno:

a) Tipo di infrastruttura

L'opera in oggetto è stata cautelativamente inquadrata come ad "**uso generale**", da intendersi come "*opere di difesa di complessi civili, commerciali e industriali, che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita funzionale dell'opera*".

b) Livello di sicurezza

Per l'opera in oggetto è stato assunto un "**livello di sicurezza 1**", richiesto per "*opere o installazioni di interesse locale e ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa (difese costiere, opere in porti minori o marina, scarichi a mare, strade litoranee, ecc.)*".

c) Rischio di perdite di vite umane

Per quanto riguarda il rischio di perdita di vita umana, in linea generale, si considera:

- rischio limitato se non è logico prevedere alcuna perdita di vite umane in seguito al danneggiamento;
- rischio elevato se sono preventivabili delle perdite di vite umane.

Per l'opera in progetto si ritiene che il **rischio di perdite di vite umane sia limitato**.

d) Danneggiamento ammesso

Per ciascuna opera (struttura) è stata inoltre individuata la specifica condizione di danneggiamento:

- danneggiamento incipiente per strutture flessibili o comunque riparabili;
- danneggiamento totale per strutture rigide per le quali è difficile riparare il danno.

Si ritiene quindi di poter assumere una condizione di **danneggiamento incipiente per tutte le opere a gettata**, che di fatto sono assimilabili a strutture flessibili e riparabili.

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Per le strutture a parete verticale, ovvero per i cassoni e per i muri paraonde (assimilabili a strutture rigide), è stata invece assunta una condizione di **danneggiamento totale**, in quanto si tratta di opere per le quali è estremamente complesso riparare eventuali danni.

e) Ripercussione economica

Per quanto riguarda la ripercussione economica derivante da eventuali danni e rischi di perdite di vite umane, in linea generale, si definisce:

- ripercussione economica bassa nel caso in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità delle opere protette ed il costo totale per la realizzazione dell'opera è minore di 5;
- ripercussione economica media nel caso in cui questo rapporto è compreso tra 5 e 20;
- ripercussione economica alta nel caso in cui questo rapporto è maggiore di 20.

La definizione di questi costi richiederebbe un'analisi economica di dettaglio che dovrebbe considerare differenti scenari di rischio. In via preliminare è stata assunta una **ripercussione economica media**.

1.1.1 Durata minima di vita e massima probabilità di danneggiamento ammissibile

In funzione del tipo di infrastruttura e del livello di sicurezza è possibile definire la **durata minima di vita T_V** secondo la seguente Tabella 3.1; considerato che si **tratta di un infrastruttura di uso generale** con un **livello di sicurezza richiesto 1**, la durata minima di vita T_V risulta essere **25 anni**.

Tabella 3.1 Durata minima di vita dell'opera

Tipo di infrastruttura	Livello di sicurezza		
	1	2	3
Uso Generale	25	50	100
Uso Specifico	15	25	50

In funzione del rischio di perdite di vite umane, delle condizioni di danneggiamento e della ripercussione economica è possibile definire la **massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera P_f** secondo la seguente Tabella 3.2.

Tabella 3.2 Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera

Tipo di danneggiamento	Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
		Limitato	Elevato
Danneggiamento incipiente	Bassa	0.5	0.3
	Media	0.3	0.2
	Alta	0.25	0.15
Danneggiamento totale	Bassa	0.2	0.15
	Media	0.15	0.1
	Alta	0.1	0.05

Opere a gettata

Opere rigide

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

1.1.2 Tempo di ritorno dell'evento di progetto

La combinazione del tempo di vita dell'opera T_v e della probabilità di danneggiamento P_f determina il **tempo di ritorno dell'evento di progetto T_{rp}** , secondo la seguente espressione:

$$T_{rp} = T_v / [-\ln(1 - P_f)]$$

L'onda associata a questo tempo di ritorno (opportunamente definita sulla base dell'analisi statistica degli estremi e delle propagazioni di dettaglio descritte nell'Elaborato D.1 "Studio idraulico marittimo") ha approssimativamente la probabilità P_f di essere superata nell'arco di vita dell'opera.

In funzione delle caratteristiche specifiche individuate per ciascun corpo d'opera (opere a gettata e opere rigide) è stato possibile definire il tempo di ritorno dell'evento di progetto considerato per il dimensionamento delle opere (Tabella 3.3).

Tabella 3.3 Tempo di ritorno dell'evento di progetto per tipologia di opera

TIPOLOGIA COSTRUTTIVA	Opere a gettata	Opere rigide (cassoni e paraonde)
Tipo di infrastruttura	uso generale	uso generale
Livello di sicurezza richiesto	1	1
Durata minima di vita T_v	25 anni	25 anni
Condizione di danneggiamento	Incipiente	Totale
Rischio per la vita umana	Limitato	Limitato
Ripercussione economica	Media	Media
Massima probabilità di danneggiamento P_f	0.30	0.15
Tempo di ritorno T_{rp}	70	154

3.2 Dimensionamenti geotecnici

Tutte le opere e le componenti strutturali sono state progettate nel rispetto dei livelli di sicurezza previsti dalla normativa vigente - D.M. Ministero Infrastrutture 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni", tenuto conto anche della relativa Circolare esplicativa del C.S.LL.PP. n. 7 del 21 gennaio 2019.

Nello specifico per quanto riguarda le strutture a parete verticale (cassoni) sono state eseguite le seguenti verifiche:

- Verifica di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento, al sollevamento e di collasso per carico limite per azione del moto ondoso, ovvero in condizioni di cresta e cavo d'onda (cfr. successivi paragrafi 4.4.3 e 4.4.4);
- Verifica di stabilità allo scorrimento al ribaltamento, al sollevamento e di collasso per carico limite in condizioni sismiche (cfr. successivi paragrafi 4.4.5 e 4.4.6).

Con riferimento al muro paraonde sono state eseguite le seguenti verifiche:

- Verifica di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento per azione del moto ondoso (cfr. successivo paragrafo 6.4.2);
- Verifica di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento in condizioni sismiche (cfr. successivo paragrafo 6.4.3);
- Verifica di collasso per carico limite per azione del moto ondoso e in condizioni sismiche (cfr. successivo paragrafo 7.3).

Per la banchina in massi pilonati sono state eseguite le seguenti verifiche:

- Verifica di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e di collasso per carico limite in condizioni ordinarie e sismiche (cfr. successivo paragrafo 7.2).

Per tutte le sezioni tipologiche di progetto sono state eseguite anche le verifiche di stabilità globale (cfr. successivo paragrafo 7).

Nella successiva Tabella 3.4 sono riassunte per ciascun corpo d'opera le verifiche condotte e i riferimenti normativi specifici; per un maggior dettaglio degli approcci e delle combinazioni adottate nel si rimanda ai paragrafi specifici relativi al calcolo delle singole strutture.

Poiché nel D.M. 17/01/2018 non sono presenti specifici riferimenti per i tempi di ritorno e per gli approcci da considerare nella verifica delle opere marittime, ove disponibili indicazioni più dettagliate sono stati impiegati riferimenti specifici della normativa di settore. In particolare, per quanto riguarda le opere a parete verticale (cassoni), le verifiche allo scorrimento e al ribaltamento in condizioni di cavo e cresta d'onda sono state condotte seguendo l'approccio di calcolo descritto nelle "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" edite a cura del Consiglio Superiore LL.PP. nel 1996. Nelle "Istruzioni" infatti sono specificatamente indicati sia i tempi di ritorno da impiegare per l'azione ondosa (vedi precedente paragrafo 3.1) che i coefficienti di sicurezza da adottare. Per le verifiche non previste dalle "istruzioni" (cfr. verifica di sollevamento e di capacità portante) sono stati impiegati gli approcci previsti dal D.M. 17/01/2018.

Per quanto riguarda invece il muro paraonde, nelle verifiche allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento e di capacità portante per azione della spinta dell'onda, non essendo riportati riferimenti specifici per i coefficienti di sicurezza nelle "Istruzioni", si è scelto di procedere come di seguito specificato. Il tempo di ritorno per l'azione ondosa è stato comunque definito utilizzando le indicazioni riportate nelle "Istruzioni" (vedi precedente paragrafo 3.1), mentre le verifiche sono state condotte utilizzando il D.M. 17/01/2018, considerando l'azione come "eccezionale", in ragione delle condizioni assunte per definire il tempo di ritorno.

Tabella 3.4 Approcci utilizzati per le verifiche e i dimensionamenti geotecnici delle strutture

STRUTTURA	TIPOLOGIA VERIFICA	NORMATIVA	APPROCCIO
OPERA A PARETE VERTICALE (CASSONI)	Cresta e cavo d'onda - Scorrimento - Ribaltamento	Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime (1996)	Coeff. sicurezza - Cs = 1.4 - Cr = 1.5
	Cresta e cavo d'onda - Sollevamento - Carico limite	D.M. Ministero Infrastrutture 17/01/2018	Comb. SLU - UPL + M2 + R1 - A1 + M1 + R3
	Condizioni sismiche - Scorrimento - Ribaltamento - Sollevamento - Carico limite	D.M. Ministero Infrastrutture 17/01/2018	Comb. Sismica E - SLV
MURO PARAONDE	Spinte dell'onda - Scorrimento - Ribaltamento - Sollevamento - Carico limite	D.M. Ministero Infrastrutture 17/01/2018	Comb. Eccezionale A - Azioni eccezionali
	Condizioni sismiche - Scorrimento - Ribaltamento - Sollevamento - Carico limite	D.M. Ministero Infrastrutture 17/01/2018	Comb. Sismica E - SLV
OPERA A PARETE VERTICALE (MASSI PILONATI)	Condizioni ordinarie - Scorrimento - Ribaltamento - Sollevamento - Carico limite	D.M. Ministero Infrastrutture 17/01/2018	Comb. SLU A1 + M1 + R3
	Condizioni sismiche - Scorrimento - Ribaltamento - Carico limite	D.M. Ministero Infrastrutture 17/01/2018	Comb. Sismica E SLV
OPERE A PARETE VERTICALE, MURI E OPERE A GETTATA	Stabilità globale	D.M. Ministero Infrastrutture 17/01/2018	Comb. SLU Approccio 1 – Comb. 2 Comb. Sismica SLV

3.2.1 Parametri sismici

Si riportano di seguito i parametri relativi alla zona di interesse, al fine della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese delle opere in progetto.

Localizzazione sito:

Regione Sicilia - Provincia di Messina - Comune di Leni

Coordinate geografiche:

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

- Latitudine 38,547087
- Longitudine 14,826238

Dati di input per il progetto:

- Vita nominale V_N 50 anni
- Classe d'uso II
- Coefficiente d'uso 1,0
- Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U$ 50
- Parametri T_R , a_g , F_0 , T_c^*

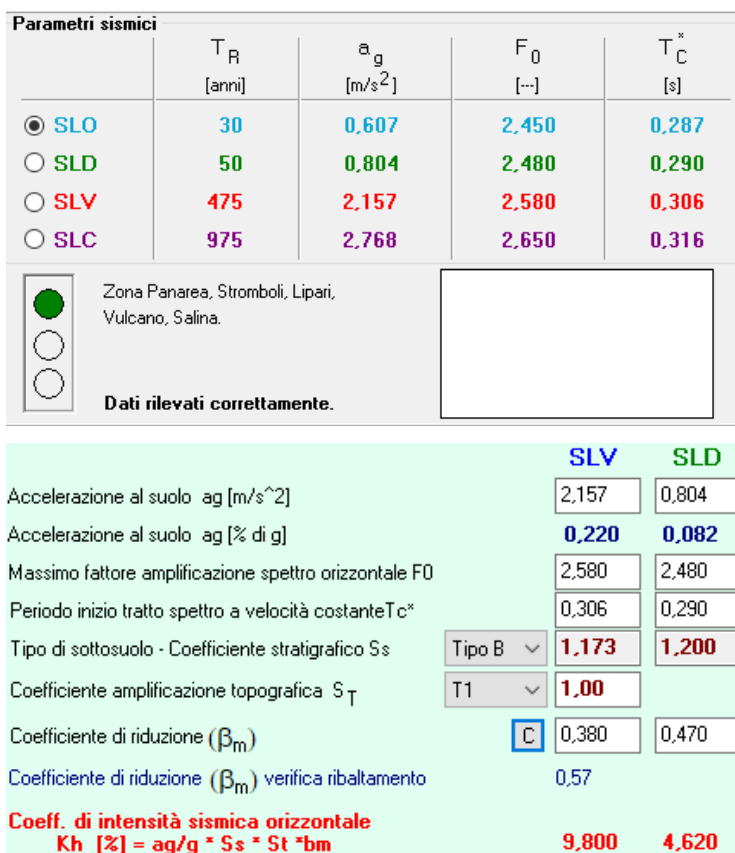


Figura 3-1 Parametri sismici

- Categoria sottosuolo: **B** "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.";
- Categoria topografica: **T1** "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$;"
- Coefficiente stratigrafico $S_s = 1,00$ (SLV);
- Coefficiente amplificazione topografica $S_T = 1,00$.

3.3 Definizione dei livelli di sicurezza con riferimento alla tracimazione delle strutture

Nella successiva Figura 3-1 si riporta il grafico con i livelli di sicurezza suggeriti per le diverse tipologie di strutture (opere a scarpata, opere composite e cassoni) nei confronti dei fenomeni di tracimazione (cfr. Fukuda e a. 1974, Goda 1985). In mancanza di riferimenti normativi specifici le verifiche di tracimazione sono state condotte con riferimento ad un **periodo di ritorno** per l'evento ondoso di **50 anni**.

I livelli di sicurezza attesi per le opere previste nell'ambito del 1° stralcio funzionale di attuazione del Piano Regolatore Portuale di Rinella sono stati definiti in base alla tipologia di opera (opere a gettata e opere a parete verticale).

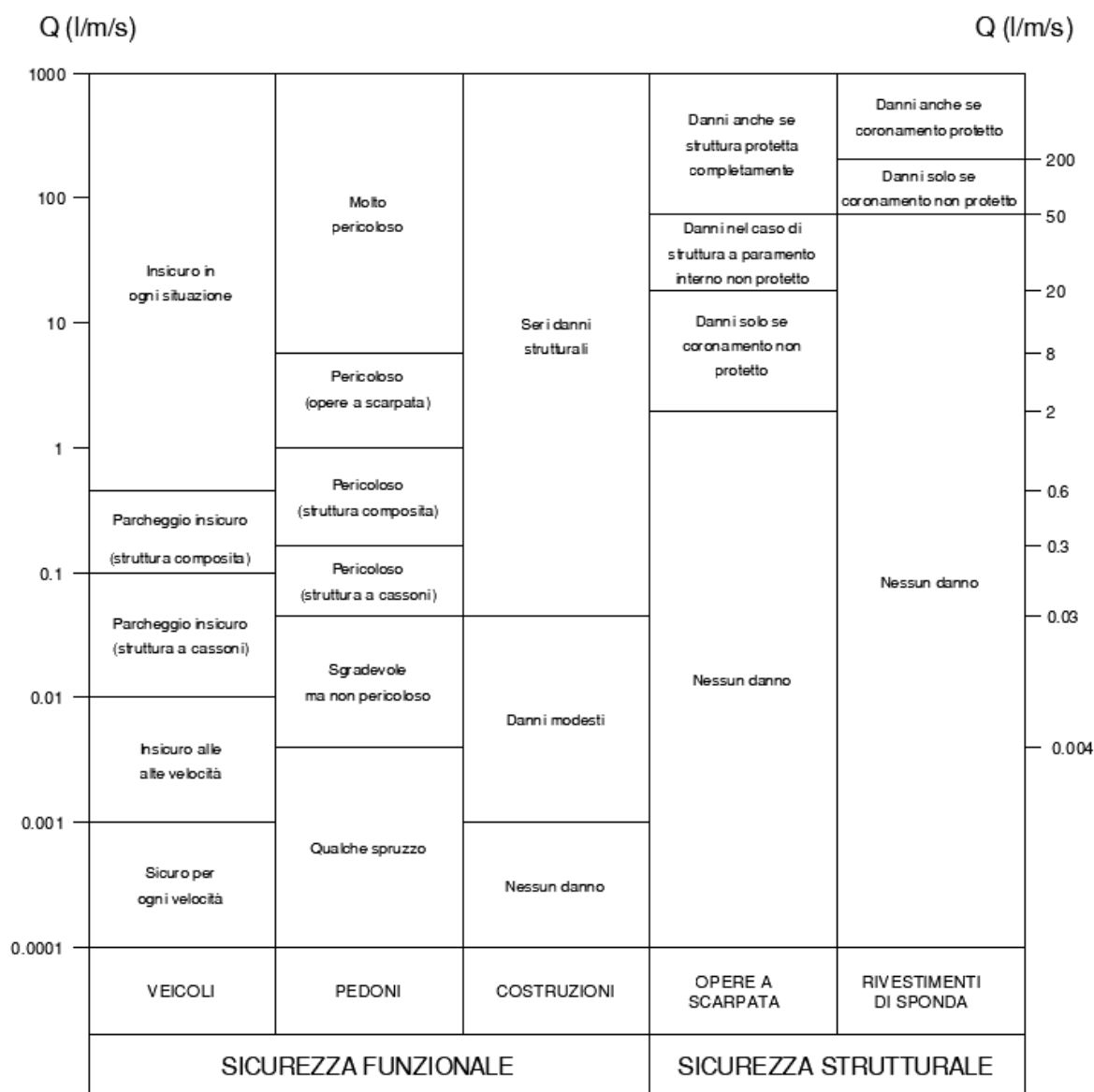


Figura 3-1 Livelli di sicurezza delle opere nei confronti della tracimazione(cfr. Fukuda e al. 1974, Goda 1985)

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Nello specifico per quanto riguarda la sicurezza strutturale, non si fa distinzione specifica tra opere a scarpata, strutture composite o opere a parete verticale. Il livello di sicurezza richiesto, in termini di portata limite di tracimazione, dipende sostanzialmente dal fatto che la struttura venga o meno protetta sul coronamento e sul lato interno. Nel caso in esame le opere foranee (sia nel tratto di testata in cassoni che nel successivo tratto a gettata) sono protette sia sul coronamento che sul lato interno, per cui la **portata di tracimazione massima ammissibile** per garantire la **sicurezza strutturale dell'opera** può essere assunta pari a **50 l/s/m**.

La sicurezza funzionale delle strutture è stata, invece, valutata con riferimento al transito dei pedoni lungo la passeggiata sopraelevata. In questo caso i livelli massimi ammissibili per la portata di tracimazione dipendono dalla tipologia di opera (struttura a cassoni, struttura composta e opera a scarpata) e risultano molto più restrittivi rispetto ai livelli richiesti per la sicurezza strutturale. Risulta evidente sulla base delle caratteristiche del clima ondoso del paraggio che non è possibile garantire tali livelli di sicurezza durante tutta la vita dell'opera e in particolare nel periodo invernale, durante il quale le mareggiate provenienti da Ponente possono raggiungere valori di altezza significativa superiori ai 7 m (cfr. Elaborato D.01). Ne consegue che il transito dei pedoni sulla passeggiata sopraelevata dovrà essere interdetto nel periodo invernale; le quote di coronamento definite per il paraonde e la struttura sommitale dei cassoni saranno quindi definite in modo tale da garantire il rispetto dei livelli di sicurezza nel periodo estivo (4 mesi, da giugno a settembre). Per quanto riguarda le opere a parete verticali (cassoni), la **portata di tracimazione massima ammissibile** per garantire la **sicurezza funzionale dell'opera in relazione al transito dei pedoni** è stata assunta pari a **0.03 l/s/m**. Per quanto riguarda il tratto di molo realizzato sul paramento esterno con opera a gettata (mantellata in massi artificiali per il primo tratto e in massi naturali per la radice), la **portata di tracimazione massima ammissibile** per garantire la **sicurezza funzionale dell'opera in relazione al transito dei pedoni** è stata assunta pari a **1 l/s/m**.

Nella successiva Tabella 3.5 si riportano i valori limite della portata di tracimazione considerati nell'ambito del presente progetto per garantire i livelli di sicurezza strutturale e funzionale (transito pedoni) in funzione della tipologia di struttura (opere a parete verticali e opere a gettata).

Tabella 3.5 Valori limite definiti per la portata di tracimazione in funzione della tipologia di opera

TIPOLOGIA COSTRUTTIVA	Opere a gettata		Opere rigide (cassoni e paraonde)	
	Strutturale	Funzionale	Strutturale	Funzionale
Livello sicurezza	Strutturale	Funzionale	Strutturale	Funzionale
Periodo per cui è garantita a prestazione	Tutto l'anno	Stagione estiva (Giugno-Settembre)	Tutto l'anno	Stagione estiva (Giugno-Settembre)
Portata limite (l/s/m)	50	1.0	50	0.03

4 DIMENSIONAMENTO DEI CASSONI

Il molo di sopraflutto del nuovo approdo di Rinella verrà realizzato, nel tratto di testata (dalla progressiva 190 a 243 m circa; sezione tipologica 8), con cassoni cellulari imbasati su una berma in massi naturali. Procedendo verso riva (dalla progressiva 104 a 190 m circa; sezioni tipologiche 7 e 8) i cassoni cellulari verranno interamente protetti lato mare da una scogliera con mantellata in Ecopode.

Nel presente paragrafo si riportano i dimensionamenti dei cassoni previsti nell'ambito del progetto; i calcoli e le verifiche sono state condotte con riferimento ai cassoni di testata (sezione tip. 8) completamente esposti all'azione del moto ondoso in quanto non protetti dalla scogliera.

Per quanto riguarda, invece, la stabilità al galleggiamento del cassone, le verifiche sono state condotte con riferimento alle 3 tipologie di cassoni che verranno impiegati per la realizzazione del molo. Infatti, per esigenze costruttive (l'opera deve adattarsi al fondale evitando il più possibile, per ragioni economiche ed ambientali, gli scavi), verranno realizzate tre tipologie di cassoni; le dimensioni in pianta e la schematizzazione dei setti interni rimarrà invariata mentre verrà ridotta l'altezza della struttura.

Di seguito vengono descritti gli approcci di calcolo impiegati e i risultati dei dimensionamenti e delle verifiche condotte con riferimento alle sezioni tipologiche di progetto, descritte in dettaglio nel successivo paragrafo 4.2. Nello specifico si riportano:

- Verifiche di galleggiamento in fase di trasporto;
- Calcolo delle sollecitazioni dovute al moto ondoso in fase di cresta e cavo d'onda;
- Verifica di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento, al sollevamento e di collasso per carico limite con riferimento alle azioni del moto ondoso;
- Verifiche di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento, al sollevamento e di collasso per carico limite in condizioni sismiche
- Dimensionamento della protezione al piede;
- Verifica dei criteri di ritenzione dei filtri granulari;
- Verifica dei livelli di sicurezza in relazione alla tracimazione.

4.1 Approcci di calcolo

4.1.1 Verifiche al galleggiamento e stabilità in fase di trasporto

In merito alle condizioni di galleggiamento di un corpo immerso in acqua, le sollecitazioni che entrano in gioco e governano l'equilibrio del corpo stesso sono le seguenti:

- la spinta di Archimede, applicata sul baricentro del volume del liquido spostato dal corpo (denominato centro di carena C);
- il peso proprio del corpo, applicato sul baricentro di massa del corpo stesso (denominato convenzionalmente G).

Se la spinta di Archimede, è maggiore del peso del corpo, quest'ultimo si sposta verso l'alto emergendo in parte dallo specchio acqueo, fino alla condizione nella quale la spinta di Archimede uguaglia il peso proprio del corpo.

Un corpo galleggiante si dice in stato di equilibrio quando il baricentro G ed il centro di carena C sono disposti lungo una stessa verticale (Figura 4-1). L'equilibrio si dice stabile quando il corpo, allontanato dalla sua posizione di equilibrio iniziale, in seguito ad una piccola inclinazione dovuta ad una perturbazione

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

esterna, torna nella sua posizione iniziale una volta cessata l'azione perturbante; inversamente, l'equilibrio si dice instabile, quando allontanato dalla sua posizione iniziale, il corpo galleggiante se ne allontana sempre più, fino a trovare una nuova posizione di equilibrio.

Un corpo galleggiante è in equilibrio stabile se il baricentro è ubicato al di sotto del centro di carena; in questo caso, a causa di una inclinazione del corpo dovuta ad una azione esterna, la forza peso e la spinta del liquido sul corpo generano un momento di richiamo stabilizzante che tende a far tornare il corpo nella sua posizione iniziale (Figura 4-1). Questa condizione si verifica, generalmente, quando nella parte inferiore del galleggiante è concentrato un peso elevato, detto zavorra.

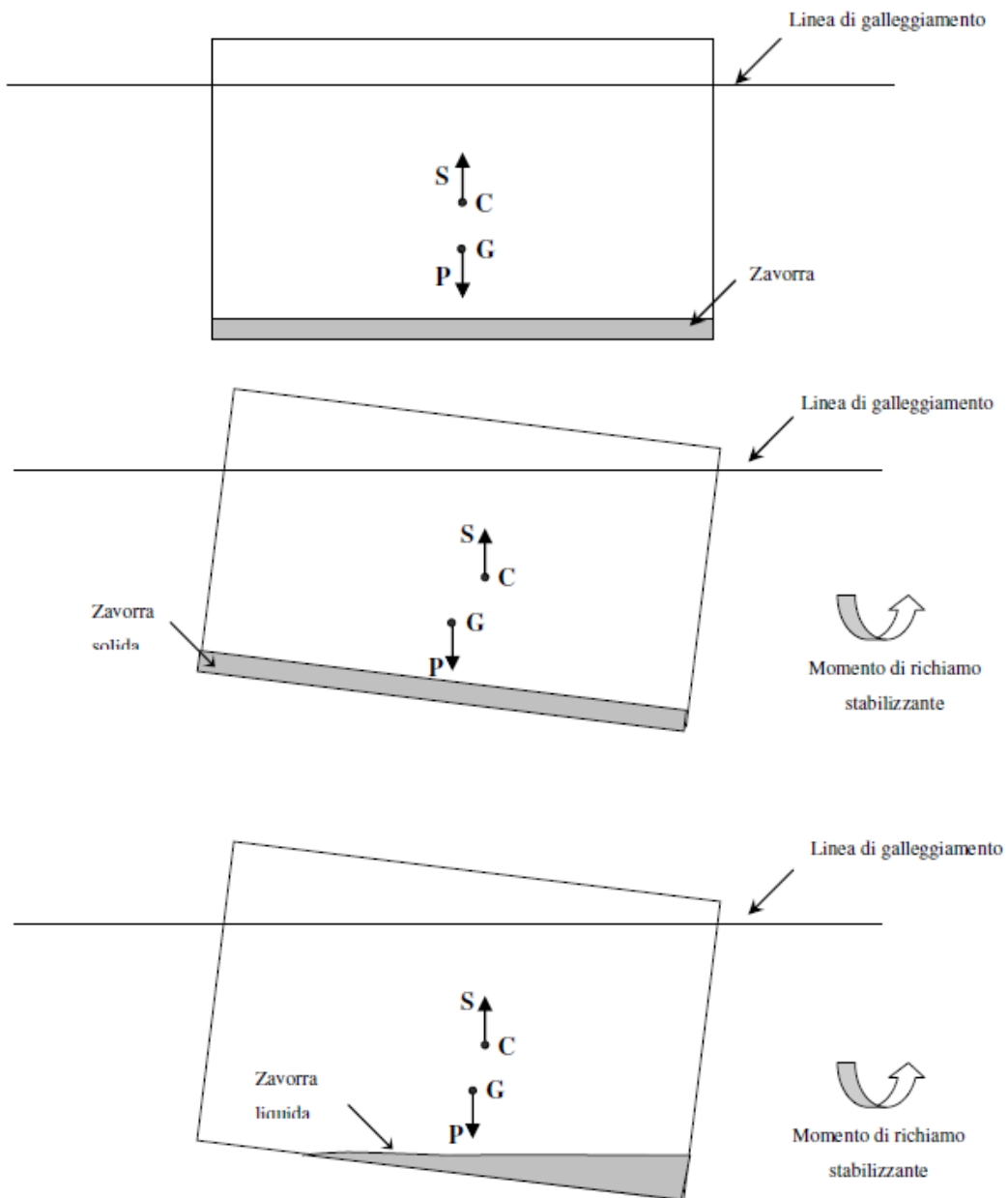


Figura 4-1 Configurazione di equilibrio stabile - Baricentro G al di sotto del centro di carena C

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Nel caso in cui, invece, il baricentro G è ubicato al di sopra del centro di carena C, la condizione di stabilità dipende dalla posizione che G assume rispetto al cosiddetto metacentro M, cioè rispetto al punto di intersezione con l'asse baricentrico della verticale condotta per il centro di carena conseguente ad una rotazione infinitesima del galleggiante stesso. Se G è compreso tra C e M, il corpo è in una configurazione di equilibrio stabile poiché ad una piccola inclinazione del corpo corrisponde il generarsi di un momento di richiamo stabilizzante (Figura 4-2); se, invece G è al di sopra sia di M che di C, il corpo è in una configurazione di equilibrio instabile in quanto il momento che si genera, in seguito ad una piccola inclinazione del corpo medesimo, è destabilizzante. La distanza GM è detta distanza metacentrica ed è positiva se M è al di sopra di G.

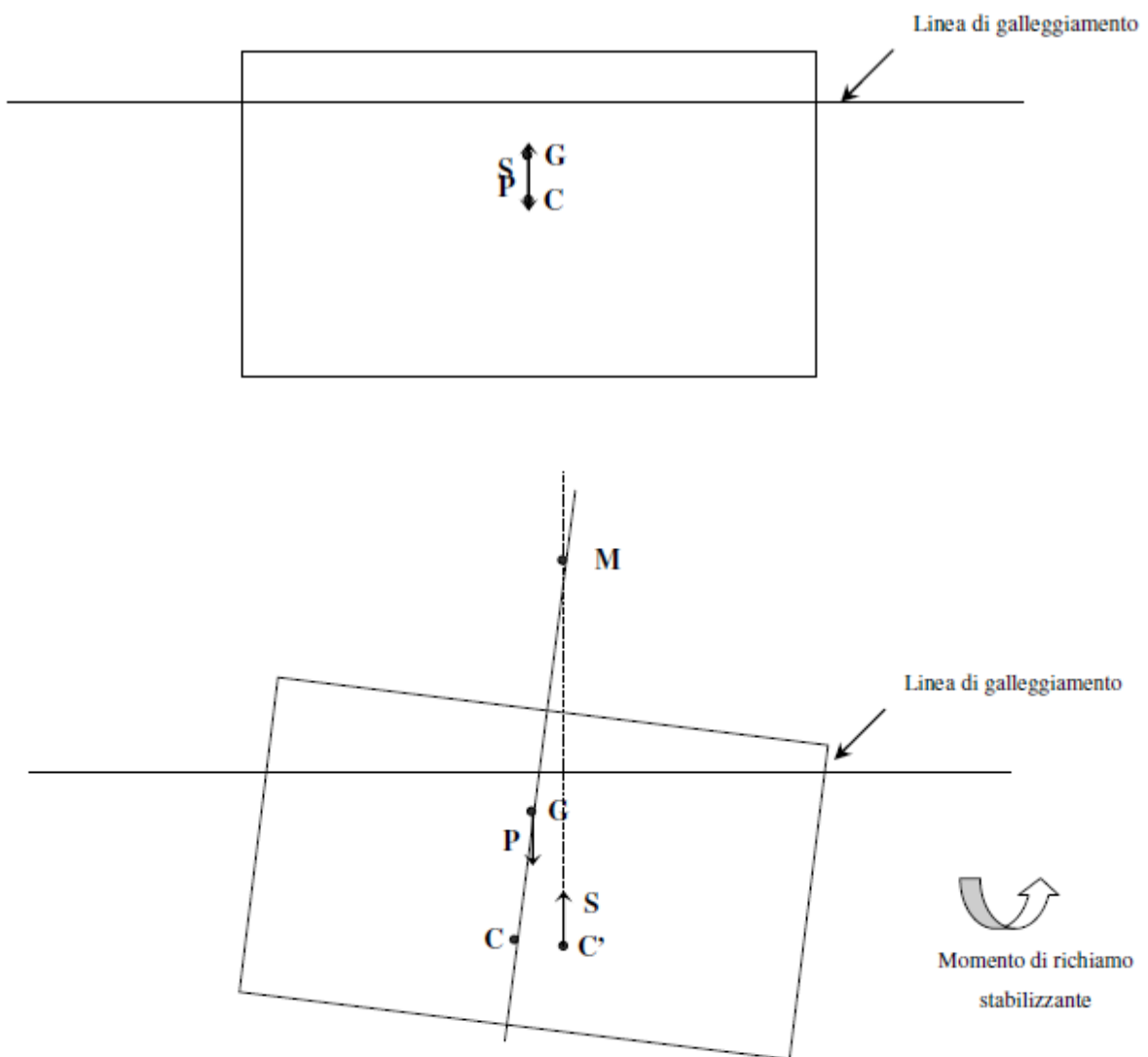


Figura 4-2 Configurazione di equilibrio stabile - Baricentro G al di sopra del centro di carena C ma al di sotto del metacentro M

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

In altre parole, la stabilità di un corpo galleggiante, cioè l'attitudine a ritornare alla posizione iniziale di equilibrio in seguito all'inclinazione subita a causa di una perturbazione esterna, è misurata dall'altezza metacentrica iniziale, cioè dalla distanza tra il baricentro del corpo G ed il metacentro M, secondo la seguente espressione:

$$GM = CM - CG > 0$$

nella quale CM è il raggio metacentrico pari a I/V ; I è il momento di inerzia della sezione di galleggiamento rispetto all'asse longitudinale; V è il volume di carena. Nel caso in cui la zavorra è costituita da un liquido/solido, il raggio metacentrico CM è pari a $(I-\Sigma i)/V$, nella quale Σi rappresenta la somma dei momenti di inerzia baricentrici dei singoli pesi (liquidi o solidi) posti all'interno delle celle, rispetto all'asse longitudinale.

In sostanza si può affermare che un corpo galleggiante si trova in condizioni di stabilità se le due forze agenti su di esso (peso e spinta) tendono a riportarlo alla configurazione originaria, qualora ne venga allontanato.

Questa condizione di equilibrio stabile si verifica nei seguenti casi:

- a) se il baricentro si trova al di sotto del centro di carena;
- b) se il baricentro è al disopra del centro di carena e l'altezza metacentrica, definita dalla distanza fra baricentro e punto di intersezione con l'asse baricentrico della verticale condotta per il centro di carena conseguente a una rotazione infinitesima del galleggiamento, è positiva.

Analiticamente la condizione si esprime con la seguente espressione:

$$\delta = \frac{I - \Sigma i}{V} > \overline{CG}$$

4.1.2 Calcolo delle spinte dell'onda sulle opere a parete verticale

Il calcolo delle spinte del moto ondoso sulle strutture a parete verticale (cassoni) è stato eseguito con riferimento alle condizioni di cresta e cavo d'onda di fronte all'opera, seguendo gli approcci indicati nelle "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" edite a cura del Consiglio Superiore LL.PP. nel 1996; le Istruzioni fanno riferimento alle teorie di Sainfou e di Goda.

Nello specifico la teoria di Sainflou viene utilizzata per il dimensionamento di dighe a parete verticale soggette all'azione di onde non frangenti (onde stazionarie), mentre la teoria di Goda si applica nel caso di onde frangenti (non stazionarie). La condizione necessaria per la stazionarietà dell'onda di fronte alla parete verticale si verifica quando l'altezza libera della parete misurata sotto il livello del mare (d) si mantiene superiore a $1.5 H$ (dove con H si intende il valore dell'altezza d'onda massima incidente $H_{max} = 1.67 H_s$).

Nel caso in cui la condizione fosse di non stazionarietà (onda frangente), poiché la trattazione di Goda non fornisce formulazioni per la fase di cavo d'onda, le spinte per il cavo verranno comunque calcolate utilizzando la trattazione di Sainflou.

4.1.2.1 Trattazione onde stazionarie (Sainflou)

Le spinte calcolate con la trattazione di Sainflou per le verifiche di stabilità in fase di cresta vengono ricavate utilizzando le seguenti espressioni (Figura 4-3):

$$p_1 = \gamma \left(d + \frac{H}{\cosh kd} \right) \frac{\eta^*}{d + \eta^*}$$

$$p_2 = p_1 \frac{\eta^* - h_c}{\eta^*}$$

$$p_3 = \gamma \frac{H}{\cosh kd} \frac{h'}{d}$$

$$p_4 = p_3 \frac{b}{b + m}$$

dove

- H è l'altezza d'onda di progetto assunta pari a: $H_{1/20} \cong 1.40 H_s$ (verifiche in fase di cresta);
- il sovrizzo in fase di cresta è dato dalla formula: $\eta^* = H + \frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\tanh kd}$ con $K = \frac{2\pi}{L}$;
- le grandezze geometriche sono rispettivamente: h_c (altezza del coronamento del cassone), d (profondità della parete libera del cassone), h' (profondità della fondazione del cassone), b e m (dimensioni della base del cassone);
- γ è il peso specifico dell'acqua di mare (pari a 10.10 kN/m³ ovvero 1.03 t/m³);
- L è la lunghezza d'onda calcolata con riferimento al periodo medio (T) e alla profondità del fondale antistante l'opera (h), con la formulazione valida per acque intermedie: $L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$.

Le spinte calcolate con la trattazione di Sainflou per le verifiche di stabilità in fase di cavo vengono ricavate utilizzando le seguenti espressioni (Figura 4-4):

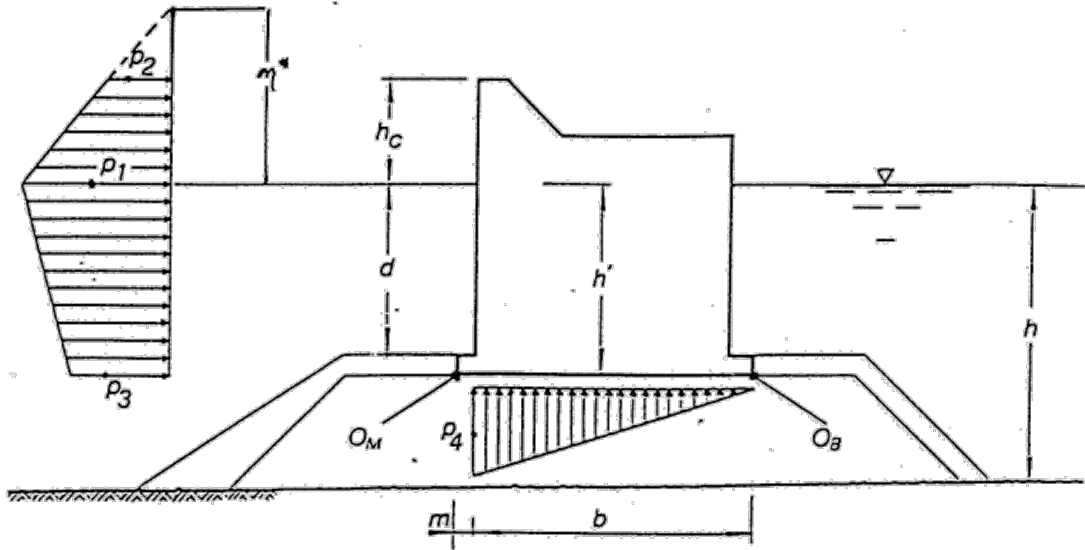
$$p_1 = \gamma \eta'$$

$$p_3 = \gamma \frac{H}{\cosh kd} \left(\frac{h' - \eta'}{d - \eta'} \right)$$

$$p_4 = p_3 \frac{b}{b + m}$$

dove

- H è l'altezza d'onda di progetto assunta pari a: $H_{1/100} \cong 1.67 H_s$ (verifiche in fase di cavo);
- il sovrizzo in fase di cavo è dato dalla formula: $\eta' = H - \frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\tanh kd}$.



-Figura 4-3 Schema proposto da Sainflou per il calcolo delle spinte in fase di cresta

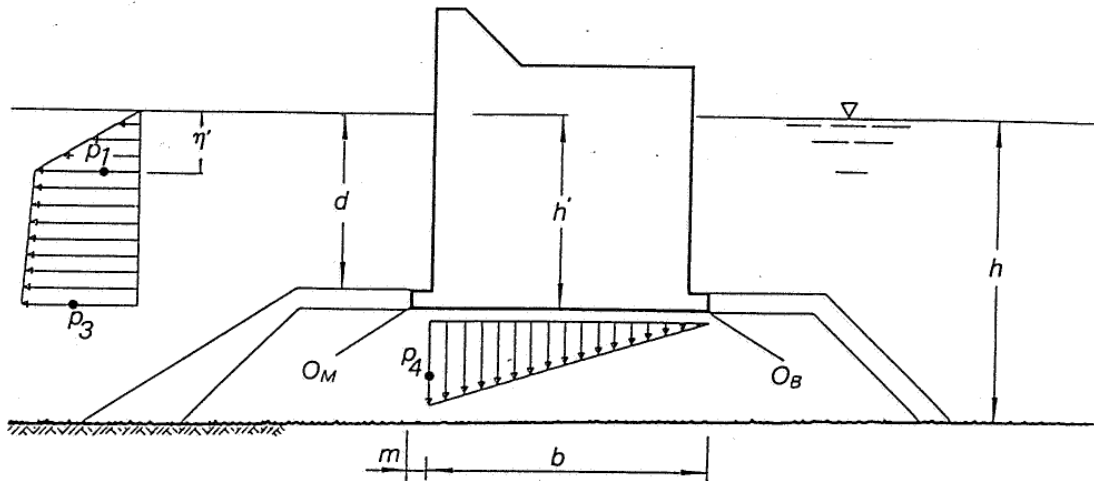


Figura 4-4 Schema proposto da Sainflou per il calcolo delle spinte in fase di cavo

4.1.2.2 Trattazione onde non stazionarie (Goda)

Le spinte calcolate con la trattazione di Goda per le verifiche di stabilità in fase di cresta vengono ricavate utilizzando le seguenti espressioni (Figura 4-5):

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta)\gamma H$$

$$p_2 = p_1 \frac{\eta^* - h_c}{\eta^*}$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p_4 = 0.5(1 + \cos \beta)\alpha_1 \alpha_3 \gamma H$$

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

dove

- H è l'altezza d'onda di progetto massima H_{max} determinata facendo riferimento a quanto riportato nella trattazione originale di Goda (cfr. paragrafi 3.5.5 e 4.2.2 "Random Seas and Design in Maritime Structures")
- il sovralzo in fase di cresta è dato dalla formula: $\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) H$;
- i coefficienti $\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left(\frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)^2$, $\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H}{d} \right)^2, \frac{2d}{H} \right\}$ e $\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left(1 - \frac{1}{\cosh kh} \right)$;
- $K = \frac{2\pi}{L}$;
- L è la lunghezza d'onda calcolata con riferimento al periodo medio (T) e alla profondità del fondale antistante l'opera (h), con la formulazione valida per acque intermedie: $L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \left(\frac{2\pi d}{L} \right)$.
- le grandezze geometriche sono rispettivamente: h_c (altezza del coronamento del cassone) e d (profondità della parete libera del cassone);
- γ è il peso specifico dell'acqua di mare (pari a 10.10 kN/m³ ovvero 1.03 t/m³);
- β è l'angolo di inclinazione del fronte d'onda rispetto alla parete decurtato di un franco di sicurezza di 15°.

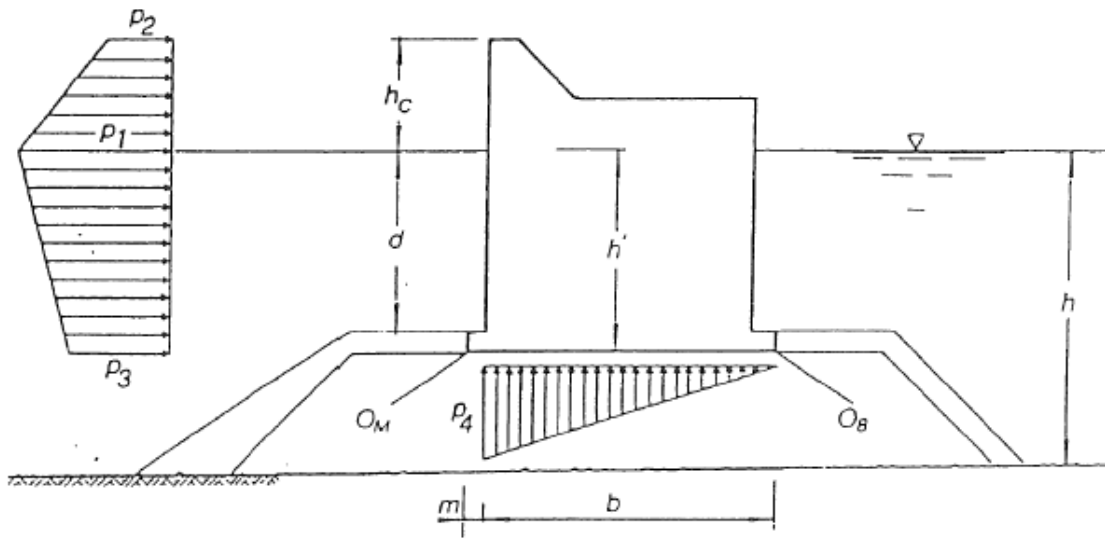


Figura 4-5 Schema proposto da Goda per il calcolo delle spinte in fase di cresta

Nello specifico per quanto riguarda la determinazione di H_{max} valgono le seguenti espressioni:

$$H_{max} \equiv H_{1/250} = \begin{cases} 1.8K_s H_0' & \text{per } h/L \geq 0.2 \\ \min \{ (\beta_0^* H_0' + \beta_1' h), \beta_{max}^* H_0', 1.8k_s H_0' \} & \text{per } h/L < 0.2 \end{cases}$$

dove

- H_0' è l'altezza d'onda significativa di progetto;
- K_s è un coefficiente (di "shoaling") che dipende dal rapporto h/L e H'/L (cfr. diagramma di Fig. 3.22 del "Random Seas and Design in Maritime Structures")

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

- Altezza d'onda massima H_{max} determinata facendo riferimento a quanto riportato nella trattazione originale di Goda (cfr. paragrafi 3.5.5 e 4.2.2 "Random Seas and Design in Maritime Structures");
- i coefficienti $\beta_0^* = 0.028(H_0'/L)^{-0.38} \exp[20 \tan^{1.5} \theta]$, $\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan \theta]$ e $\beta_{max}^* = \max\{0.92, 0.32(H_0'/L)^{-0.29} \cdot \exp[2.4 \tan \theta]\}$;
- θ è l'angolo di inclinazione del fondale antistante all'opera.

4.1.3 Verifiche di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento e carico limite

Nel presente paragrafo vengono riportati gli approcci teorici e i riferimenti normativi di dettaglio impiegati per le analisi di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento, al sollevamento e di collasso per carico limite.

4.1.3.1 Riferimenti teorici

Verifica di stabilità allo scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della struttura consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale tra tutte le forze instabilizzanti e resistenti che intervengono nel fenomeno, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno fattore di sicurezza alla traslazione, imposto dalla normativa vigente.

Lo scorrimento della struttura avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e l'eventuale coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, anche la componente della spinta passiva. Il coefficiente di sicurezza si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti (forze verticali moltiplicate per il coefficiente di attrito) e mobilizzanti (forze orizzontali):

$$F_s = \frac{\sum F_v \tan \delta}{\sum F_o}$$

Verifica di stabilità al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle della struttura, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti. Il coefficiente di sicurezza in questo caso è dato dal rapporto tra i momenti stabilizzanti e quelli ribaltanti:

$$F_s = \frac{\sum M_{stab}}{\sum M_{rib}}$$

Verifica di stabilità al sollevamento

Le strutture, come indicato dalla normativa vigente, devono essere verificate anche nei confronti dei possibili meccanismi di sollevamento o di sifonamento.

In particolare, per la stabilità al sollevamento deve risultare che il contributo dell'azione instabilizzante V_{inst} , ovvero della risultante delle pressioni idrauliche, non superi il contributo delle azioni stabilizzanti e delle resistenze (nel complesso V_{stab}). il coefficiente di sicurezza è dato dalla seguente espressione:

$$F_s = \frac{\sum V_{stab}}{\sum V_{inst}}$$

Verifica di collasso per carico limite

La verifica del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno risulta soddisfatta nel momento in cui la capacità portante del terreno di fondazione q_{lim} risulta maggiore del carico agente trasmesso dalla struttura al terreno. Il coefficiente di sicurezza è dato dalla seguente espressione:

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

$$F_s = \frac{q_{lim}}{q_d}$$

Per il calcolo della capacità portante del cassone è stata utilizzata la formula trinomia di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_s B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma d_\gamma + q' N_q s_q i_q b_q g_q d_q + c' N_c s_c i_c b_c g_c d_c,$$

dove

- γ_s è il peso di volume del terreno di fondazione;
- q' è il carico agente sul piano di posa della fondazione;
- c' è la coesione del terreno di fondazione;
- B è la larghezza della fondazione;
- $e=M/N$ è l'eccentricità del carico;
- M è il momento agente sulla fondazione;
- N è lo sforzo normale agente sulla fondazione;
- $B'=B-2e$ è la larghezza ridotta della fondazione;
- N_γ, N_q, N_c sono i fattori di capacità portante;
- s_γ, s_q, s_c sono i fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione;
- i_γ, i_q, i_c sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_γ, b_q, b_c sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- g_γ, g_q, g_c sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_γ, d_q, d_c sono i fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa.

Nel caso specifico, di carico non inclinato e fondazione con piano di posa al piano campagna e superficie del terreno orizzontali, la formula trinomia risulta semplificata:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_s B' N_\gamma s_\gamma + q' N_q s_q + c' N_c s_c,$$

funzione dei soli fattori di capacità portante e dei fattori correttivi di forma; gli altri fattori correttivi (i, b, g e d) sono pari ad 1.

Per i fattori di capacità portante si fa riferimento alle espressioni proposte da Brinch Hansen:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \varphi$$

dove φ è l'angolo di attrito del terreno di fondazione.

Per i fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$s_q = 1 - \frac{B'}{L} \tan \varphi$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B'}{N_c L}$$

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

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

dove L è la lunghezza della fondazione.

Per le verifiche in condizioni sismiche la formula trinomia viene modificata inserendo anche i fattori correttivi z proposti da Paolucci e Pecker (1995):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_s B' N_\gamma s_\gamma z_\gamma + q' N_q s_q z_q + c' N_c s_c z_c,$$

dove

$$z_c = 1 - 0.32 k_h$$

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}\right)^{0.35}$$

dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

4.1.3.2 Riferimenti normativi

Verifica di stabilità allo scorrimento e al ribaltamento in fase di cresta e cavo d'onda

Come riportato nel precedente paragrafo 3.2, le verifiche di stabilità allo scorrimento e al ribaltamento in fase di cresta e cavo d'onda per i cassoni sono state eseguite secondo le indicazioni riportate nelle "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" edite a cura del Consiglio Superiore LL.PP. nel 1996.

Nello specifico per quanto riguarda la verifica allo scorrimento è stato adottato un coefficiente di sicurezza ($F_s = C_s$) pari a 1.4; il coefficiente di attrito è stato assunto pari a 0.6 come indicato nelle "Istruzioni".

Con riferimento alla verifica al ribaltamento, è stato invece adottato un coefficiente di sicurezza ($F_s = C_r$) pari a 1.5.

Verifica di stabilità al sollevamento in fase di cresta e cavo d'onda

Le verifiche di stabilità al sollevamento sono state eseguite secondo gli approcci descritti nel D.M. 17/01/2018 (Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"); nelle "istruzioni" infatti non si riportano specifiche la riguardo. La combinazione di calcolo impiegata è quella agli stati limite ultimi SLU.

Per le verifiche di stabilità al sollevamento è stato utilizzato l'approccio UPL (azioni - Tab. 6.2.III) + M2 (parametri geotecnici - Tab. 6.2.II) + R1 (resistenze). I valori dei coefficienti parziali sono riportati nelle successive tabelle; per quanto riguarda il gruppo R1 i coefficienti sono pari all'unità.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

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

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

Verifica di collasso per carico limite in fase di cresta e cavo d'onda

Le verifiche di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno sono state eseguite secondo gli approcci descritti nel D.M. 17/01/2018 (Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"). La combinazione di calcolo impiegata è quella agli stati limite ultimi SLU approccio A1 (azioni – vedi successiva Tab. 6.2.I) +M1 (parametri geotecnici – vedi precedente Tab. 6.2.II) +R3 (resistenze – vedi successiva Tab. 6.4.I). Si fa presente che, a favore di sicurezza (cfr. coefficiente γ_R) e in ragione della tipologia di struttura e delle relative sollecitazioni, il cassone è stato assimilato ad una fondazione superficiale (da cui l'impiego dei valori di Tab. 6.4.I per le resistenze).

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

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

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

In aggiunta alla verifica di collasso per carico limite di cui al D.M. 17/01/2018, è stata verificato anche quanto indicato nelle "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" edite a cura del Consiglio Superiore LL.PP. nel 1996, ovvero che il carico massimo ammissibile sull'opera di fondazione (imbasamento in scogliera) sia inferiore a $5 \times 10^5 \text{ N/m}^2$.

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Verifica di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento, al sollevamento e di collasso per carico limite in condizioni sismiche

Le verifiche di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento, al sollevamento e di collasso per carico limite in condizioni sismiche sono state eseguite secondo gli approcci descritti nel D.M. 17/01/2018. La combinazione di calcolo impiegata è quella sismica (combinazione E) con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita SLV; i relativi parametri sismici impiegati sono descritti nel precedente paragrafo 3.2.1.

Nelle verifiche in condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici vengono poste pari all'unità, mentre per quanto riguarda le resistenze i valori sono riportati nella successiva Tab. 7.11.III (con riferimento alle verifiche di stabilità allo scorrimento e al ribaltamento il cassone è stato infatti ragionevolmente assimilato ad un'opera di sostegno).

Per quanto riguarda, invece, la verifica di collasso per carico limite, a favore di sicurezza (cfr. coefficiente γ_R) e in ragione della tipologia di struttura e delle relative sollecitazioni, il cassone è stato assimilato ad una fondazione superficiale; di conseguenza per le resistenze si è fatto riferimento al valore riportato nella successiva Tab. 7.11.II. Si fa presente che nel paragrafo 7.11.5.3 del D.M. 17/01/2018, in merito allo stato limite ultimo (SLV) per carico limite, si riporta che se nel calcolo del carico limite si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (cfr. come assunto nell'approccio di calcolo descritto nel precedente paragrafo 4.1.3.1) il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.

Per la verifica al sollevamento il coefficiente parziale sulle resistenze viene definito pari all'unità.

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

In aggiunta alla verifica di collasso per carico limite di cui al D.M. 17/01/2018, è stata verificato anche quanto indicato nelle "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" edite a cura del Consiglio Superiore LL.PP. nel 1996, ovvero che il carico massimo ammissibile sull'opera di fondazione (imbasamento in scogliera) sia inferiore a 5×10^5 N/m².

4.1.4 Dimensionamento dei massi guardiani (Takahashi)

Il dimensionamento è stato eseguito utilizzando il metodo di Takahashi (1996), che fornisce delle curve per sezione di tronco e di testata in accordo con la partica di dimensionamento giapponese. Le curve forniscono il valore del rapporto t'/H in funzione del rapporto h_b/h_s (Figura 4-6 e Figura 4-7), dove:

- t' è lo spessore del blocco da utilizzare per la protezione al piede (masso guardiano);
- H è l'altezza d'onda di progetto;
- h_b è la profondità in corrispondenza della sommità della protezione;
- h_s è la profondità al piede dell'opera.

Una volta individuato lo spessore minimo del blocco t' , le dimensioni complessive del masso guardiano e il suo peso possono essere individuati sulla base della tabella in cui vengono riportate alcune geometrie caratteristiche dei blocchi, per i quali è raccomandata una percentuale di fori pari a circa il 10% del volume totale (Figura 4-7).

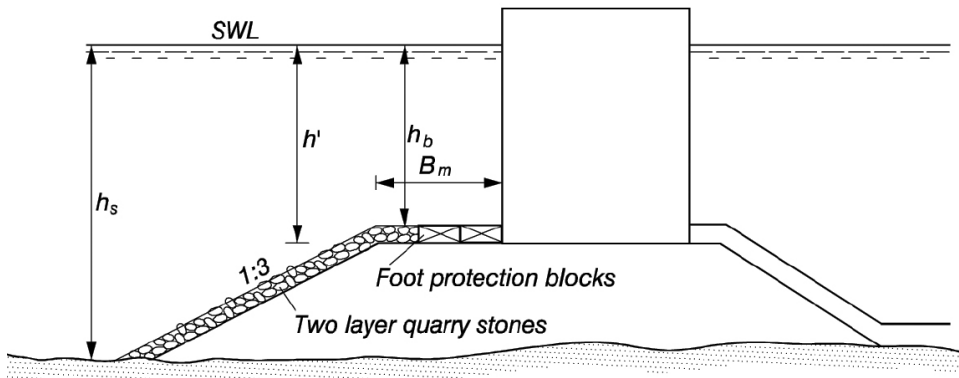


Figura 4-6 Schema tipo per il calcolo della protezione con massi guardiani

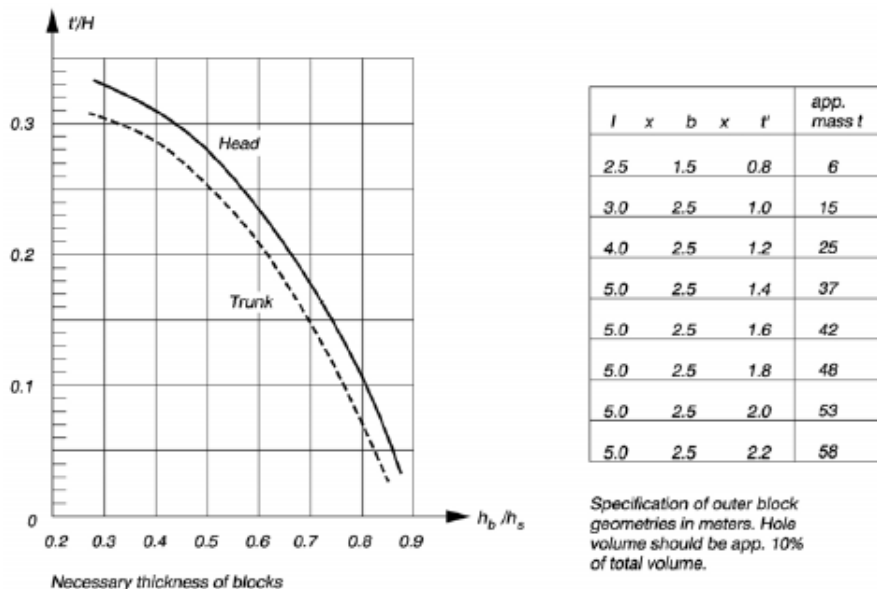


Figura 4-7 Dimensionamento dei massi guardiani secondo il metodo di Takahashi (1996)

4.1.5 Dimensionamento della berma al piede dei cassoni (Madrigal e Valdes)

La formula di Madrigal e Valdes (1995) viene utilizzata per il calcolo dei massi della mantellata di scogliere poste a protezione del piede di strutture a parete verticale (ad esempio cassoni; cfr. Figura 4-8). Il peso medio dei massi (W_{50}) può essere determinato una volta calcolato il valore del numero di stabilità N_s , attraverso le seguenti formule:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \text{ ovvero } \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(5.8 \frac{h'}{h_m} - 0.6 \right) N_{od}^{0.19} \quad \text{con} \quad \Delta = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)$$

dove

- γ_s è il peso specifico dei massi (assunto pari a 2.6 t/m³);
- γ_w è il peso specifico dell'acqua di mare (pari a 1.030 t/m³).
- H_s è l'altezza d'onda significativa di progetto;
- D_{n50} è il diametro mediano dei massi.
- h' e h_m sono rispettivamente la profondità della fondazione della struttura e la profondità al piede dell'opera;
- N_{od} è il grado di danno (assunto pari a 0.5, condizione corrispondente all'incirca a danno nullo).

L'equazione sopra riportata può essere applicata nel caso in cui i parametri h'/h_m e h'/D_{n50} rispettino i seguenti range di validità:

$$0.5 < \frac{h'}{h_m} < 0.8 \quad \text{e} \quad 7.5 < \frac{h'}{D_{n50}} < 17.5.$$

La larghezza della berma B_B deve inoltre soddisfare il seguente range di validità: $0.30 < \frac{B_B}{h_m} < 0.55$.

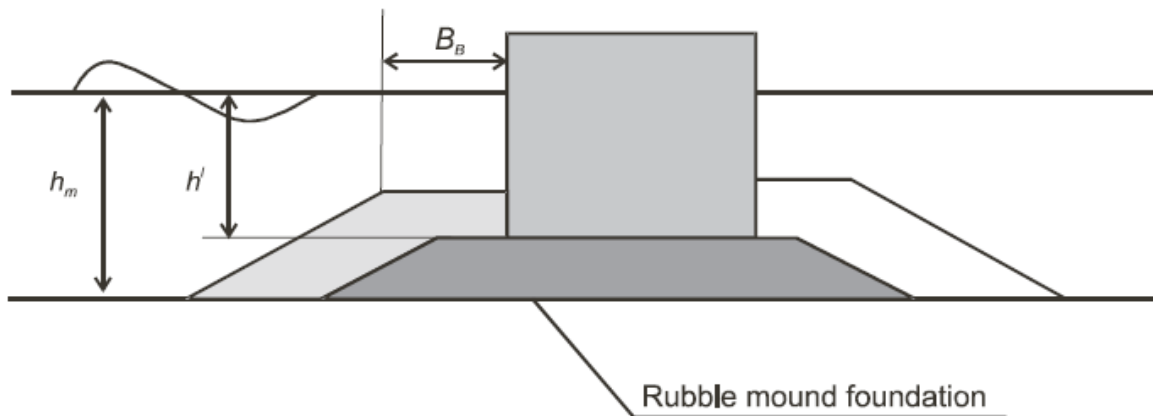


Figura 4-8- Sezione tipica per il calcolo della scogliera al piede di una struttura verticale

4.1.6 Dimensionamento dei filtri (criteri di ritenzione)

La progettazione dei filtri richiede la conoscenza delle caratteristiche del terreno di base, del filtro e delle condizioni al contorno di carattere idraulico, geometrico e meccanico. I criteri di ritenzione sono prevalentemente basati su considerazioni di carattere geometrico. L'effetto della forza di trascinamento esercitata dal flusso sui grani del terreno di base non viene, pertanto, considerata, ipotizzando quindi che la possibilità di movimento sia legata al rapporto tra la dimensione dei grani del terreno da proteggere e la dimensione dei pori del filtro.

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Il criterio proposto dal CERC SPM (1984) è valido per mantellate di granulometria uniforme in condizioni di flusso non stazionario (esposte al moto ondoso). Il criterio si basa sulla limitazione del rapporto tra il diametro degli elementi del filtro (D_f), o del materiale a granulometria maggiore, e quello degli elementi del materiale di base (D_b), o del materiale a granulometria più fine:

$$\frac{D_f}{D_b} \leq 2.2 .$$

Tale verifica viene condotta con riferimento a strati contigui di materiali granulari aventi differente pezzatura (ad esempio tra mantellata e nucleo/filtro della scogliera o filtro/nucleo e imbasamento).

4.1.7 Approccio per il calcolo della portata di tracimazione per opere a parete verticale (EurOtop, 2018)

L'EurOtop Manual (2018) fornisce una serie di indicazioni e di formule per il calcolo della portata media di tracimazione per opere a parete verticale in funzione dei parametri caratteristici dell'onda incidente e della geometria dell'opera.

L'approccio proposto è stato implementato per step successivi valutando di volta in volta la configurazione di calcolo più appropriata in relazione ai seguenti aspetti (Figura 4-9 e Figura 4-10):

- influenza del fondale antistante l'opera, ovvero distinzione tra acque profonde, di transizione (intermedie) e basse;
- influenza/presenza di una berma o scogliera di protezione, ovvero distinzione tra struttura a parete verticale e struttura composita;
- condizione impulsiva o non impulsiva, funzione del rapporto tra profondità al piede dell'opera e caratteristiche della mareggiata espresse in termini di altezza significativa e lunghezza d'onda.

Per ciascuna specifica configurazione vengono fornite delle formule per il calcolo della portata media di tracimazione sia con riferimento al "mean value approach" che al "design and assessment approach". Nel caso specifico di seguito vengono riportate le formule relative al secondo approccio, più cautelativo e comunemente usato per la progettazione delle opere.

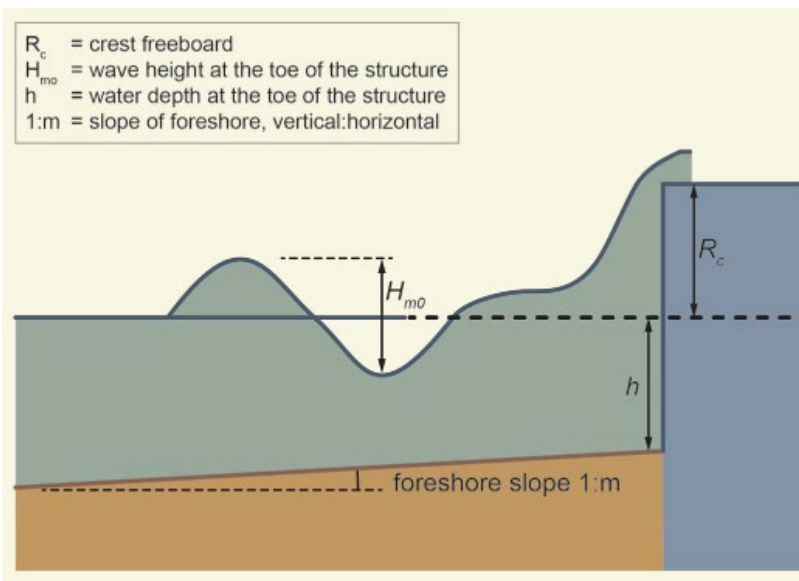


Figura 4-9 Schema tipico per il calcolo della tracimazione di opere a parete verticale

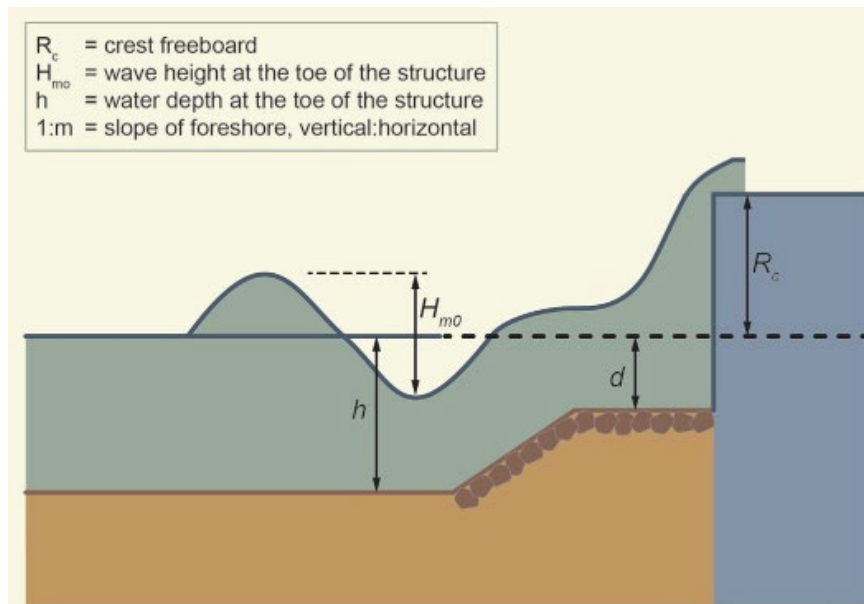


Figura 4-10 Schema tipico per il calcolo della tracimazione di strutture composite

4.1.7.1 Portata di tracimazione per opere a parete verticale in acque profonde

Il primo step consiste nel valutare l'eventuale influenza del fondale antistante l'opera, considerando che in linea generale l'onda incidente non risente del fondale in caso di acque profonde. Tale condizione, come indicato nello EurOtop Manual, si verifica nel caso in cui la profondità al piede dell'opera h è almeno 4 volte maggiore dell'altezza d'onda significativa in acque profonde $H_{m0,deep}$:

$$\frac{h}{H_{m0,deep}} > 4.$$

La portata di tracimazione q [m³/s/m], calcolata con riferimento al "design and assessment approach" (approccio di progetto) nel caso in cui l'opera non risenta della presenza del fondale (acque profonde), si ricava utilizzando la seguente espressione:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.054 \exp \left[- \left(2.12 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}} \right)^{1.3} \right]$$

dove:

- H_{m0} rappresenta l'altezza significativa al piede dell'opera [m];
- R_c rappresenta la quota del coronamento rispetto al livello del mare incrementato del setup [m].

4.1.7.2 Portata di tracimazione per opere a parete verticale in acque basse/intermedie

Nel caso di acque intermedie o acque basse $\frac{h}{H_{m0,deep}} < 4$, si deve procedere con lo step successivo, verificando se si tratta di struttura interamente a parete verticale o di struttura composta, ovvero se è presente una berma/scogliera di protezione con dimensioni tali da influire sulla portata tracimante l'opera. L'influenza della berma di protezione dipende dal rapporto tra la profondità al coronamento della stessa d e la profondità al piede dell'opera h ; la berma non risulta influenzare l'opera nel caso in cui:

$$d \geq 0.6 h,$$

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

assumendo che la larghezza della berma sia inferiore all'altezza d'onda H_{m0} .

In questo caso l'opera viene considerata come una struttura a parete verticale; diversamente l'opera viene definita come struttura composita e i valori della portata di tracimazione si ricavano con le formulazioni di cui al successivo 4.1.7.3.

Lo step successivo consiste nel valutare la condizione di attacco dell'onda, distinguendo tra condizioni impulsive e non impulsive; nello specifico si considera che la struttura sia soggetta a condizioni non impulsive nel caso in cui:

$$\frac{h}{H_{m0} L_{m-1,0}} > 0.23$$

dove $L_{m-1,0}$ rappresenta la lunghezza d'onda in acque profonde calcolata con riferimento al periodo $T_{m-1,0}$ (assunto pari al periodo di picco T_p diviso 1.1).

La portata di tracimazione q [$m^3/s/m$], calcolata con riferimento al "design and assessment approach" (approccio di progetto) nel caso in cui l'opera sia a parete verticale, risenta della presenza del fondale (acque basse/intermedie) e ci si trovi nel caso di condizioni non impulsive, si ricava utilizzando la seguente espressione:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.062 \exp\left(-2.61 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right)$$

Diversamente, nel caso di condizioni impulsive, bisogna distinguere tra opera con coronamento basso (rapporto tra R_c e H_{m0} inferiore a 1.35) e opera con coronamento più elevato.

La portata di tracimazione q [$m^3/s/m$], calcolata con riferimento "design and assessment approach" (approccio di progetto), nel caso in cui l'opera sia a parete verticale, risenta della presenza del fondale (acque basse/intermedie) e ci si trovi nel caso di condizioni impulsive, si ricava utilizzando le seguenti espressioni:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.0155 \left(\frac{H_{m0}}{h s_{m-1,0}}\right)^{0.5} \exp\left(-2.2 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right) \quad \text{valida per } \frac{R_c}{H_{m0}} < 1.35$$

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.0020 \left(\frac{H_{m0}}{h s_{m-1,0}}\right)^{0.5} \left(\frac{R_c}{H_{m0}}\right)^{-3} \quad \text{valida per } \frac{R_c}{H_{m0}} \geq 1.35$$

4.1.7.3 Portata di tracimazione per strutture composite a parete verticale in acque basse/intermedie

Nel caso di acque intermedie o acque basse $\frac{h}{H_{m0,deep}} < 4$ e di influenza della berma ($d < 0.6 h$), l'opera viene considerata come una struttura composita.

Anche in questo caso bisogna distinguere tra condizioni impulsive e non impulsive; nello specifico si considera che la struttura sia soggetta a condizioni non impulsive nel caso in cui:

$$\frac{d}{H_{m0}} \frac{h}{H_{m0} L_{m-1,0}} > 0.265.$$

La portata di tracimazione q [$m^3/s/m$], calcolata con riferimento al "design and assessment approach" (approccio di progetto) nel caso in cui l'opera sia considerata come struttura composita, risenta della presenza del fondale (acque basse/intermedie) e ci si trovi nel caso di condizioni non impulsive, si ricava utilizzando la seguente espressione (stessa formulazione impiegata nel caso di strutture a parete verticale

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

soggette a condizioni non impulsive):

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.062 \exp\left(-2.61 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right).$$

Nel caso di condizioni impulsive bisogna distinguere tra opera con coronamento basso (rapporto tra R_c e H_{m0} inferiore a 1.35) e opera con coronamento più elevato. Nel caso di condizioni impulsive sono riportate solamente le formulazioni valide per il "mean value approach".

La portata di tracimazione q [m³/s/m], calcolata con riferimento "mean value approach", nel caso in cui l'opera sia considerata come struttura composita, risenta della presenza del fondale (acque basse/intermedie) e ci si trovi nel caso di condizioni impulsive, si ricava utilizzando le seguenti espressioni:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 1.3 \left(\frac{d}{h}\right)^{0.5} 0.011 \left(\frac{H_{m0}}{h s_{m-1,0}}\right)^{0.5} \exp\left(-2.2 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right) \quad \text{valida per } \frac{R_c}{H_{m0}} < 1.35$$

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 1.3 \left(\frac{d}{h}\right)^{0.5} 0.0014 \left(\frac{H_{m0}}{h s_{m-1,0}}\right)^{0.5} \left(\frac{R_c}{H_{m0}}\right)^{-3} \quad \text{valida per } \frac{R_c}{H_{m0}} \geq 1.35$$

dove $s_{m-1,0}$ rappresenta la ripidità dell'onda, ovvero il rapporto tra altezza d'onda significativa e lunghezza d'onda, calcolata con riferimento al periodo $T_{m-1,0}$.

4.1.7.4 Influenza del deflettore sul paramento

L'influenza di un eventuale deflettore in corrispondenza del coronamento della struttura viene considerata introducendo un opportuno coefficiente k_{bn} , calcolato con specifiche correlazioni, che esprime il rapporto tra la portata di tracimazione senza deflettore e la portata con sezione modificata:

$$k_{bn} = \frac{q_{with_bullnose}}{q_{without_bullnose}}.$$

Il deflettore comporta una riduzione della portata di tracimazione nel caso in cui l'angolo α (cfr. successiva Figura 4-11) sia inferiore a 90°, ovvero il deflettore sia inclinato verso l'esterno (lato mare).

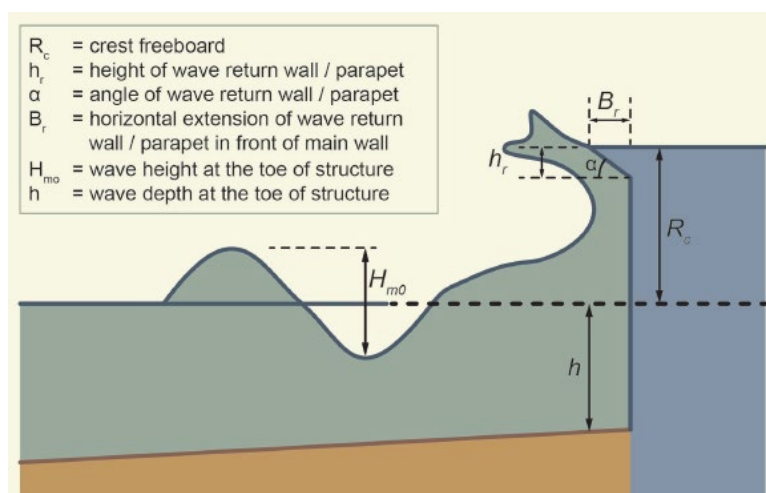


Figura 4-11 Schema tipologico per il calcolo della tracimazione di strutture con deflettore

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Prima di procedere con il calcolo del coefficiente k_{bn} vengono definite le seguenti grandezze adimensionali:

$$R_0^* = 0.25 \frac{h_r}{B_r} + 0.05 \left(1 - \frac{h_r}{R_C}\right)$$

$$m^* = 0.98 \sqrt{\frac{h_r}{B_r}} + 0.16 \left(1 - \frac{h_r}{R_C}\right)$$

$$k' = 0.2 - 0.01 \left(\frac{R_C}{H_{m0}} - R_0^* - m^*\right)$$

dove h_r e B_r rappresentano rispettivamente l'altezza e la larghezza del deflettore (come rappresentato in Figura 4-11).

In relazione al calcolo del coefficiente k_{bn} bisogna distinguere 3 casi:

- | | | | |
|--|----|--|--|
| a) <u>Riduzione trascurabile o nulla</u>
In questa condizione | se | $\frac{R_C}{H_{m0}} \leq R_0^*$
$k_{bn} = 1$ | |
| b) <u>Riduzione intermedia</u>
In questa condizione | se | $R_0^* < \frac{R_C}{H_{m0}} < R_0^* + m^*$
$k_{bn} = 1 - \frac{0.8}{m^*} \left(\frac{R_C}{H_{m0}} - R_0^*\right)$ | |
| c) <u>Riduzione consistente</u>

In questa condizione | se | $\frac{R_C}{H_{m0}} > R_0^* + m^*$
$k_{bn} = \begin{cases} k' & \text{se } \frac{R_C}{h} \leq 0.6 \\ 27 k' \exp\left(-5.5 \frac{R_C}{h}\right) & \text{se } 0.6 < \frac{R_C}{h} < 1.1 \\ 0.02 k' & \text{se } \frac{R_C}{h} \geq 1.1 \end{cases}$ | |

4.2 Descrizione della soluzione progettuale

La testata del molo di sopraflutto (dalla progressiva 190 a 243 m circa; sezione tipologica 8), è costituita da una sezione in cassoni cellulari in calcestruzzo; i cassoni avranno larghezza pari a 17.5 m (con base di appoggio sporge di 1 m per lato), altezza 7.8 m e imbasamento alla -10.00 m s.m.m. (Figura 4-12).

In sommità verrà realizzata una struttura massiva in calcestruzzo armato, che ingloba sia la soletta di banchina (a quota +1.30 m s.m.m.), la passeggiata antistante i "Caves-à-Bateaux" (a quota +2.60 m s.m.m.), la passeggiata sopraelevata sul coronamento (a quota +6.90 m s.m.m.) e il muretto di coronamento (a quota +8.00 m s.m.m.).

Il piede dei cassoni verrà protetto con una doppia fila di massi guardiani (dimensioni 2.5 x 4.0 x 1.2 m); sul lato interno, meno esposto all'azione del moto ondoso, verrà posizionata una sola fila di massi guardiani di dimensioni in pianta analoghe ma con spessore ridotto ad 1.0 m. Il cassone verrà appoggiato su una scogliera in massi naturali, opportunamente raccordata con il fondale esistente. La mantellata sul lato esterno sarà realizzata con massi di III categoria (da 3 a 5 t), con quota di coronamento -8.80 m s.m.m.; al di sotto della mantellata verrà disposto uno strato filtro realizzato con massi naturali di I categoria (da 0.5 a 1.0 t). Sul lato esterno il piede del cassone e il masso guardiano saranno protetti da una mantellata in massi naturali di II categoria (da 1.0 a 3.0 t), poggiata direttamente sul nucleo.

Il nucleo è costituito da pietrame di pezzatura 50÷500 kg; al di sotto dei cassoni verrà realizzato uno strato di intasamento dello spessore di 30 cm. I massi e il pietrame delle scogliere verranno posati direttamente sul fondale, che sulla base delle indagini condotte risulta costituito da roccia più o meno fratturata.

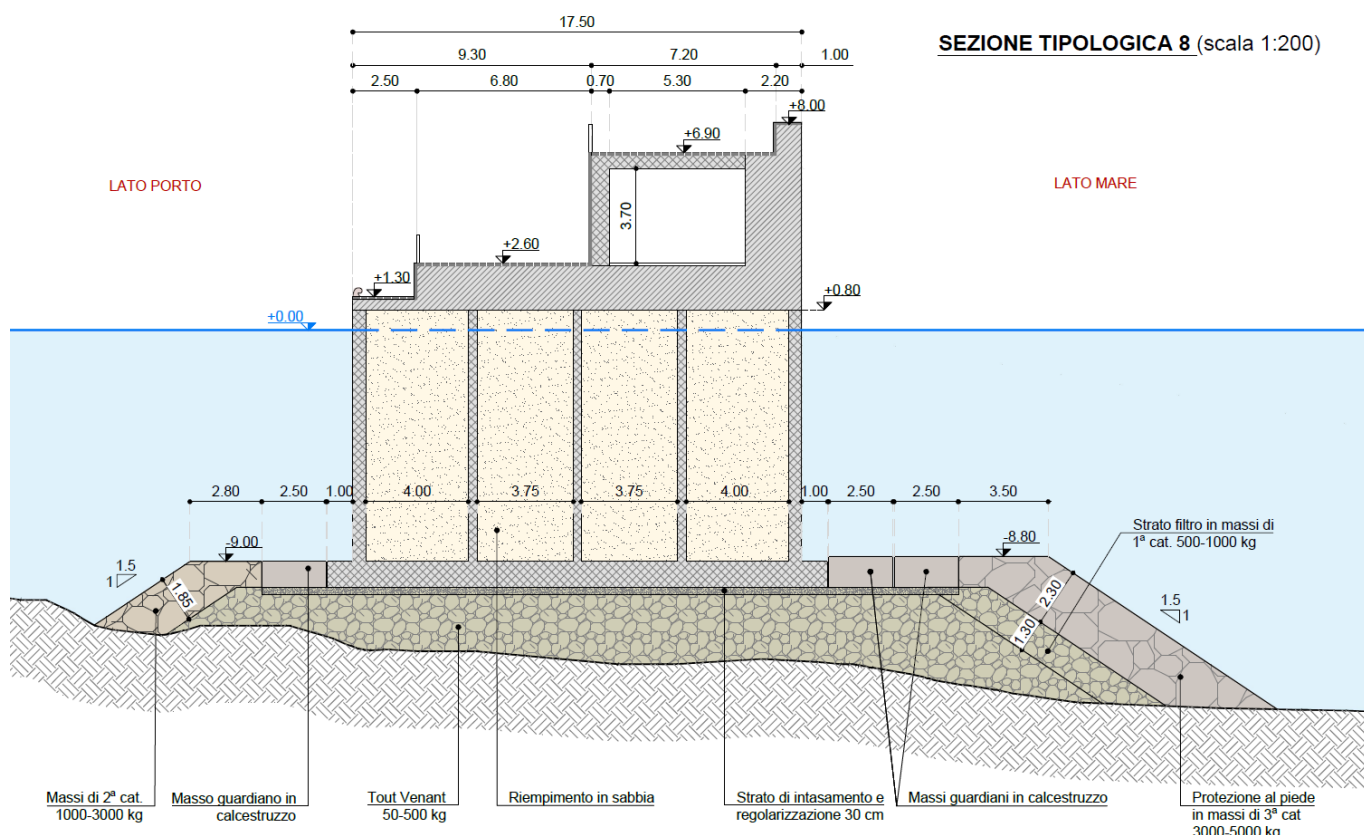


Figura 4-12 Sezioni tipologiche 8

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Come precedentemente accennato i dimensionamenti della struttura sono stati eseguiti con riferimento alla sezione di testata (sez. tip. 8), che risulta più sollecitata in quanto maggiormente esposta all'attacco diretto del moto ondoso. I cassoni verranno impiegati per realizzare anche il tratto successivo del molo (dalla progressiva 104 a 190 m circa; sezioni tipologiche da 5 a 7); tuttavia in questo caso la struttura sarà protetta dalla mantellata in massi artificiali.

Tutte le tipologie di cassoni impiegate sono comunque state verificate con riferimento alla stabilità al galleggiamento in fase di trasporto. I cassoni, di larghezza pari a 17.5 m (con base di appoggio che sporge di 1 m per lato) verranno infatti realizzati con altezze differenti per adattarsi alla profondità del fondale. Nello specifico sono previste le seguenti tipologie:

- cassone cellulare con altezza 10.8 m (inclusa soletta di base di spessore 1.0 m), con fondazione alla -10.00 m s.m.m. (sezione tip. 8; cfr. precedente Figura 4-12);
- cassone cellulare con altezza 7.8 m (inclusa soletta di base di spessore 1.0 m), con fondazione alla -7.00 m s.m.m. (sezioni tip. 6 e 7; cfr. successiva Figura 5-4);
- cassone cellulare con altezza 6.3 m (inclusa soletta di base di spessore 0.8 m), con fondazione alla -5.50 m s.m.m. (sezione tip. 5; cfr. successiva Figura 5-4).

Nella successiva Figura 4-13 si riportano gli schemi costruttivi per le tre tipologie con riferimento alla sola struttura del cassone movimentata in fase di trasporto.

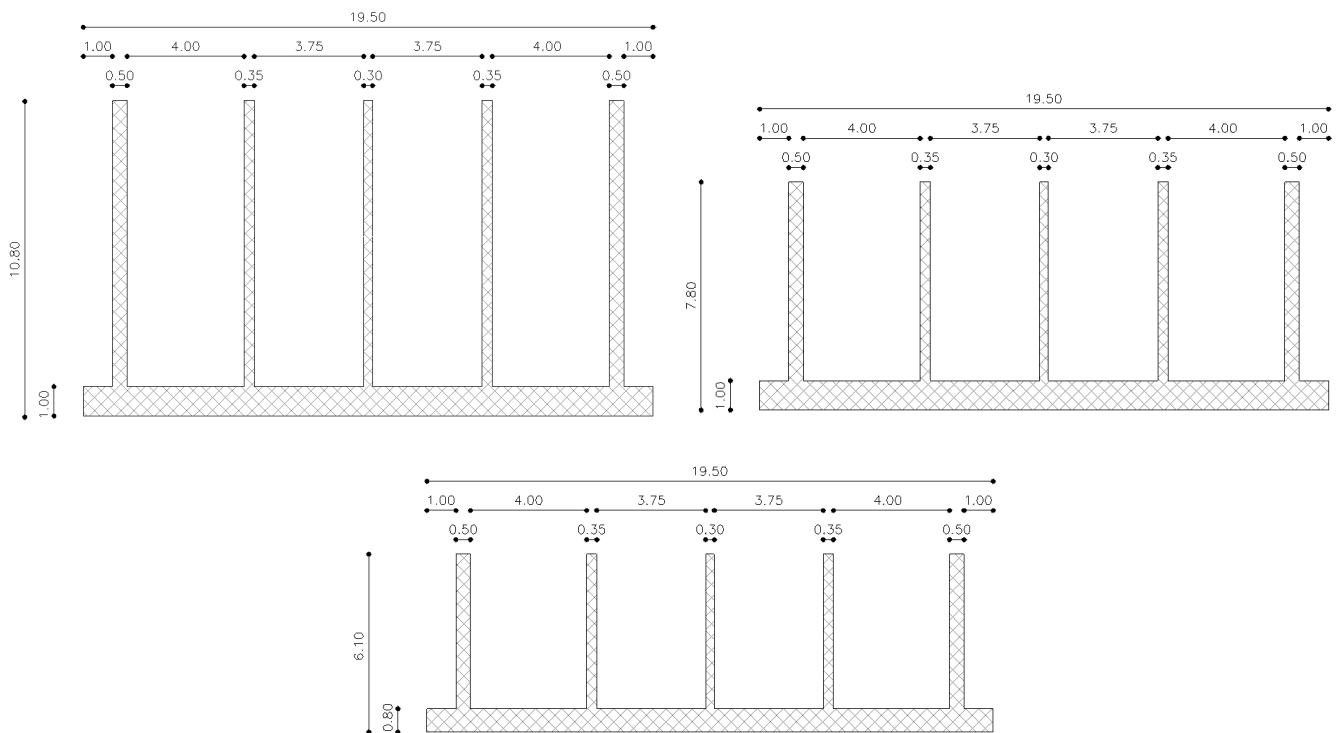


Figura 4-13 Schemi tipologici cassoni: cassone latezza 10.8 m (in alto a sinistra) cassone altezza 7.8 m (in lato a destra) e cassone altezza 6.3 m (in basso)

4.3 Onde di progetto

Nel presente paragrafo si riportano le onde di progetto, utilizzate per i dimensionamenti della sezione in cassoni (sezione tipologica 8, descritta nel precedente paragrafo 4.2).

Le caratteristiche delle onde di progetto sono state estratte dalle propagazioni locali delle mareggiate estreme riportate nell'Elaborato D.01 "Studio idraulico marittimo. Dall'output della griglia di dettaglio, centrata nell'area di intervento, sono stati estratti, lungo transetti opportunamente tracciati in corrispondenza del piede delle opere, i parametri dell'onda: altezza significativa, periodo di picco e direzione media di provenienza. Le condizioni sono state estratte ad una distanza pari a circa 5 volte l'altezza significativa (come suggerito in letteratura; cfr. "Random Seas and Design in Maritime Structures" Goda).

Per ciascuna struttura, sulla base della tipologia costruttiva e della verifica da eseguire è stato definito il tempo di ritorno dell'evento ondoso da considerare nella verifica, come descritto nei precedenti paragrafi 3.1 e 3.3. Sulla base dell'esposizione del tratto di opera da dimensionare (nel caso specifico settore di Ponente per la parte lato mare della sezione e Scirocco per quella interna) è stato individuato il TEST più gravoso, da cui sono state estratte le condizioni di input. Nella successiva Tabella 3.3 sono riassunte le caratteristiche delle onde di progetto utilizzate per il dimensionamento e la verifica dei cassoni (cfr. sezione tipologica 8).

Tabella 4.1 Caratteristiche delle onde di progetto per il dimensionamento dei cassoni (sez. tip. 8)

TIPOLOGIA VERIFICA	SEZIONE TIP.	T _R (anni)	TEST	SOVRALZO (m s.m.m.)	H _s (m)	T _p (s)	DIR (°N)
Calcolo spinte onda cresta e cavo	8 (lato mare)	154 (stat. annuale)	P3 Ponente	+0.95	4.50	13.0	240
Dimensionamento masso guardiano	8 (lato mare)	154 (stat. annuale)	P3 Ponente	+0.95	4.50	13.0	240
Dimensionamento masso guardiano	8 (lato interno)	154 (stat. annuale)	S3 Scirocco	+0.95	2.70	7.0	155
Dimensionamento mantellata protezione al piede	8 (lato mare)	154 (stat. annuale)	P3 Ponente	+0.95	4.50	13.0	240
Dimensionamento mantellata protezione al piede	8 (lato interno)	154 (stat. annuale)	S3 Scirocco	+0.95	2.70	7.0	155
Verifica dei livelli tracimazione (sicurezza strutturale)	8 (lato mare)	50 (stat. annuale)	P1 Ponente	+0.90	4.15	12.5	240
Verifica dei livelli tracimazione (sicurezza funzionale)	8 (lato mare)	50 (stat. estiva)	P4 Ponente	+0.56	2.30	9.0	250

4.4 Risultati dimensionamento e verifiche

4.4.1 Verifica galleggiamento in fase di trasporto

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di stabilità al galleggiamento dei cassoni in fase di trasporto; le verifiche sono state condotte con riferimento alle 3 tipologiche di cassoni che verranno impiegate per la realizzazione del molo, descritte nel precedente paragrafo 4.2.

I risultati delle verifiche sono riportati nelle successive Tabella 4.2 (cassone di altezza pari a 10.8 m; sez. tip. 8), Tabella 4.3 (cassone di altezza pari a 7.8 m; sez. tip. 6 e 7) e Tabella 4.4 (cassone di altezza pari a 6.3 m; sez. tip. 5). Tutti e tre i cassoni risultano stabili al galleggiamento anche senza la necessità di zavorrare le celle interne; di fatto la soletta di base del cassone costituisce di per se una zavorra. Nel primo caso il baricentro si trova poco sopra il centro di carena ma comunque l'equilibrio è garantito in quanto l'altezza metacentrica è positiva (Figura 4-14), mentre negli altri due casi il baricentro si trova sotto il centro di carena – condizione (incondizionatamente stabile, Figura 4-15 e Figura 4-16).

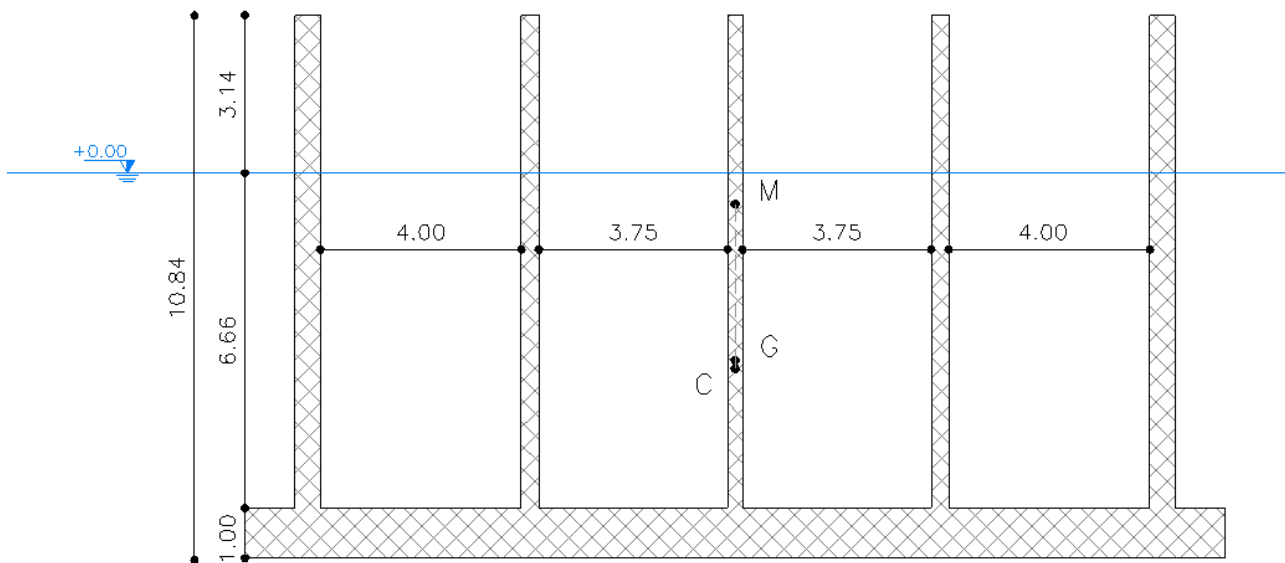
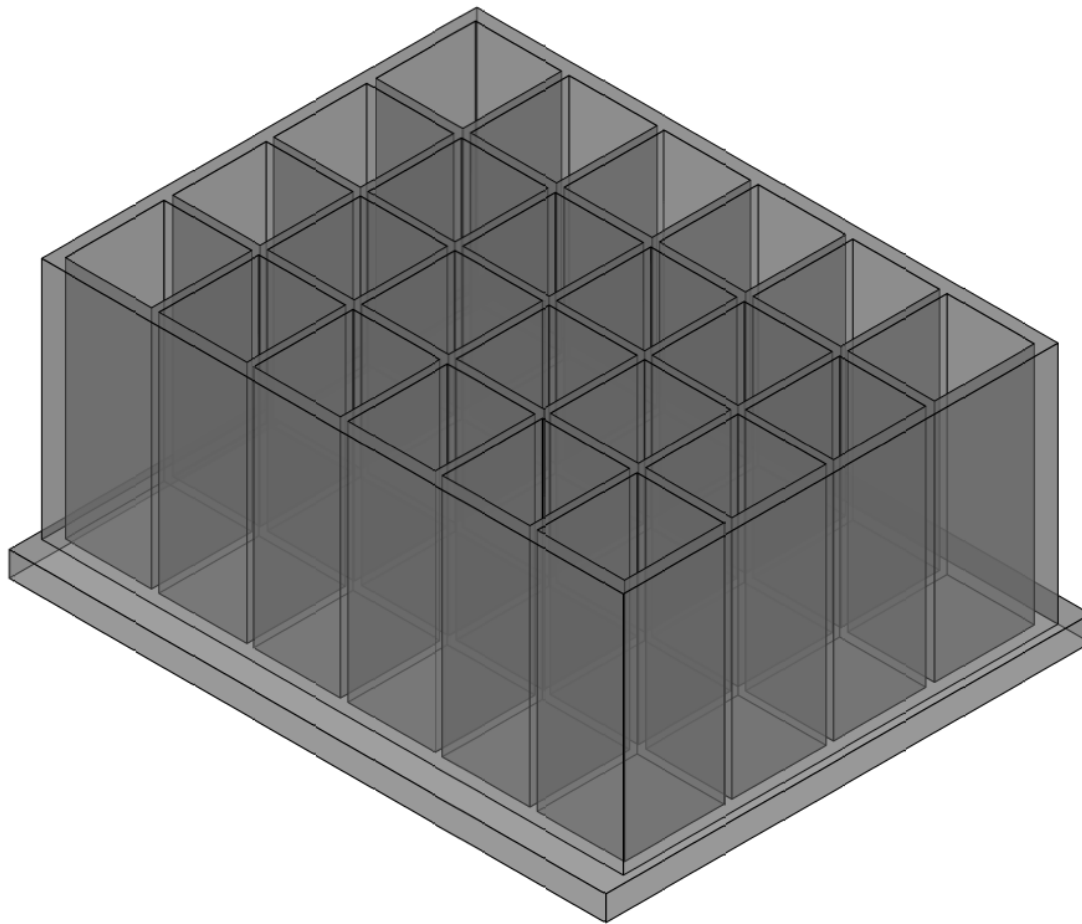


Figura 4-14 Condizione di stabilità al galleggiamento cassone h = 10.8 m (cfr. sez. tip. 8)

Tabella 4.2 Verifica galleggiamento in fase di trasporto cassone h = 10.8 m (cfr. sez. tip. 8)

Dati ambientali				
Peso specifico acqua	10.1	kN/m ³		
Dati sezione di galleggiamento (sezione sul livello del mare)				
Lunghezza cassone (fusto)	23.40	m		
Larghezza fusto	17.50	m		
Dati struttura cellulare				
Altezza cassone	10.80	m (al lordo della soletta)		
Altezza fusto cassone	9.80	m		
Lunghezza cassone (soletta)	24.00	m		
Altezza soletta	1.00	m		
Larghezza soletta	19.50	m		
Spessore setti	2.40	m (complessivo su asse longitudinale)		
Peso totale cassone	32280	kN (da modello 3D)		
Quota baricentro	3.94	m (dalla base, modello 3D)		
Volume di carena	3196	m ³		
Bordo libero	3.14	m		
Quota centro di carena	3.77	m (dalla base)		
Raggio metacentrico	3.27	m		
Distanza metacentrica	3.10	m	stabile	
Dati riempimento celle				
riempimento di sabbia	0.00	m (dal fondo della cella)		
peso di volume della sabbia	21.00	kN/m ³		
larghezza celle (totale)	15.50	m		
peso totale sabbia	0	kN		
Nuova quota baricentro	3.94	m (dalla base)		
Nuovo volume di carena	3196	m ³		
Nuovo bordo libero	3.14	m		
Nuova quota centro di carena	3.77	m (dalla base)		
Raggio metacentrico	3.27	m		
Nuova distanza metacentrica	3.10	m	stabile	

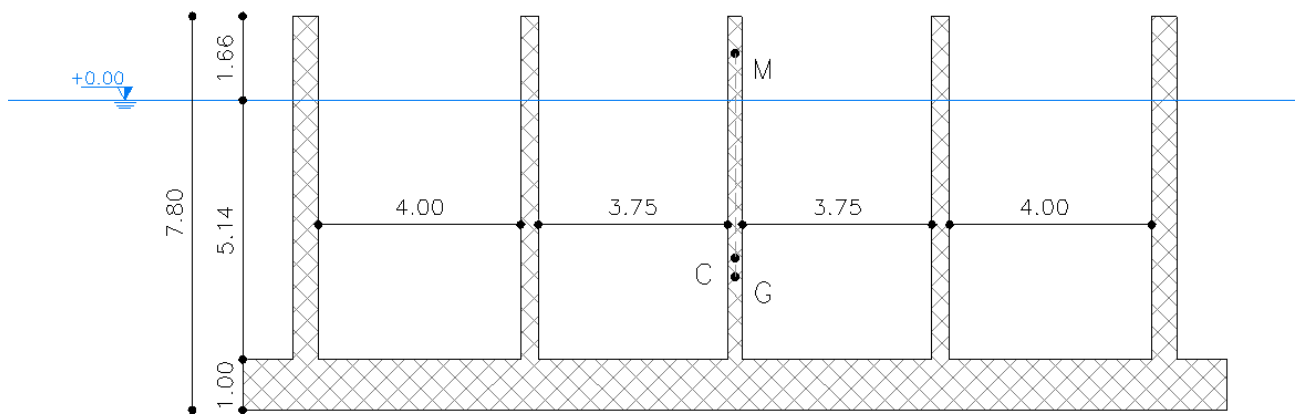
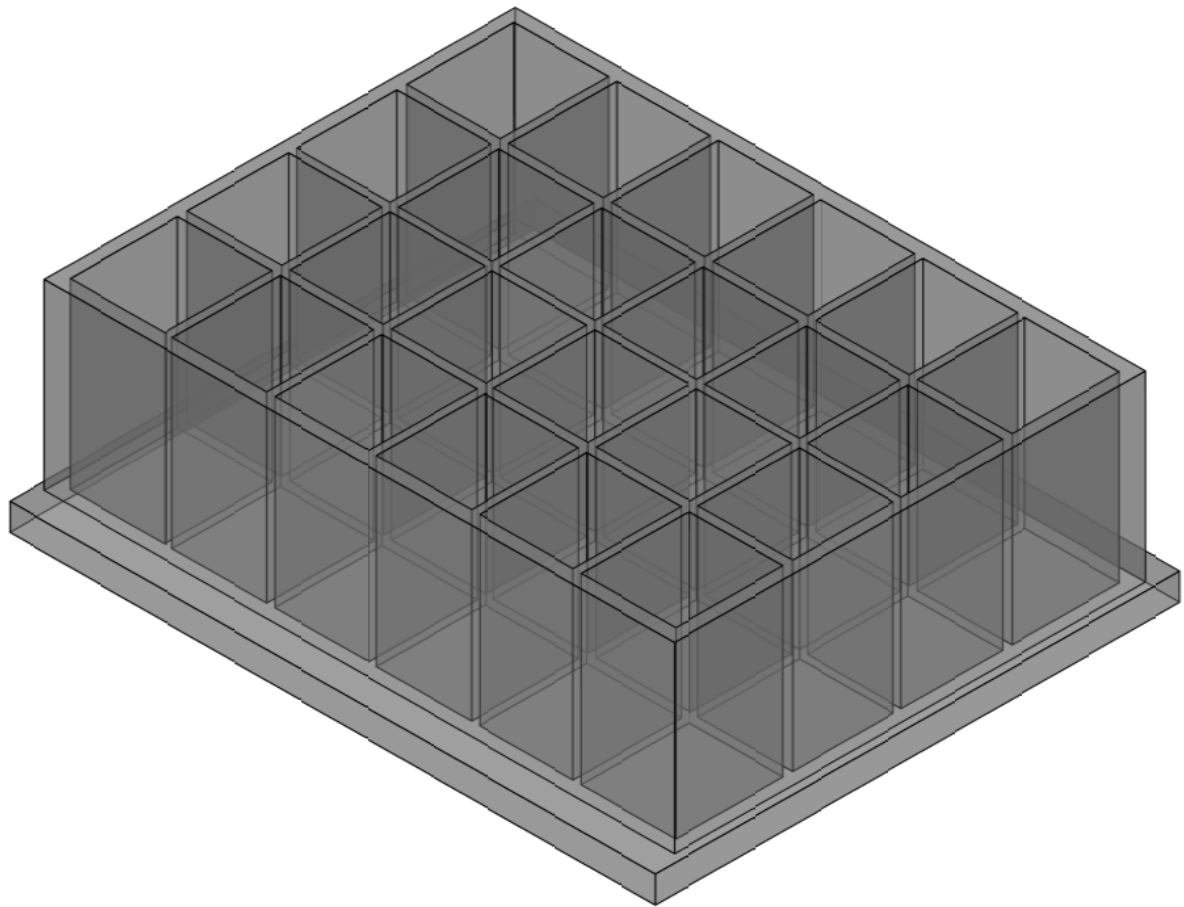


Figura 4-15 Condizione di stabilità al galleggiamento cassone h = 7.8 m (cfr. sez. tip. 6 e 7)

Tabella 4.3 Verifica galleggiamento in fase di trasporto cassone h = 7.8 m (cfr. sez. tip. 6 e 7)

Dati ambientali			
Peso specifico acqua	10.1	kN/m ³	
Dati sezione di galleggiamento (sezione sul livello del mare)			
Lunghezza cassone (fusto)	23.40	m	
Larghezza fusto	17.50	m	
Dati struttura cellulare			
Altezza cassone	7.80	m (al lordo della soletta)	
Altezza fusto cassone	6.80	m	
Lunghezza cassone (soletta)	24.00	m	
Altezza soletta	1.00	m	
Larghezza soletta	19.50	m	
Spessore setti	2.40	m (complessivo su asse longitudinale)	
Peso totale cassone	25980	kN (da modello 3D)	
Quota baricentro	2.64	m (dalla base, modello 3D)	
Volume di carena	2572	m ³	
Bordo libero	1.66	m	
Quota centro di carena	3.01	m (dalla base)	
Raggio metacentrico	4.06	m	
Distanza metacentrica	4.43	m	stabile
Dati riempimento celle			
riempimento di sabbia	0.00	m (dal fondo della cella)	
peso di volume della sabbia	21.00	kN/m ³	
larghezza celle (totale)	15.50	m	
peso totale sabbia	0	kN	
Nuova quota baricentro	2.64	m (dalla base)	
Nuovo volume di carena	2572	m ³	
Nuovo bordo libero	1.66	m	
Nuova quota centro di carena	3.01	m (dalla base)	
Raggio metacentrico	4.06	m	
Nuova distanza metacentrica	4.43	m	stabile

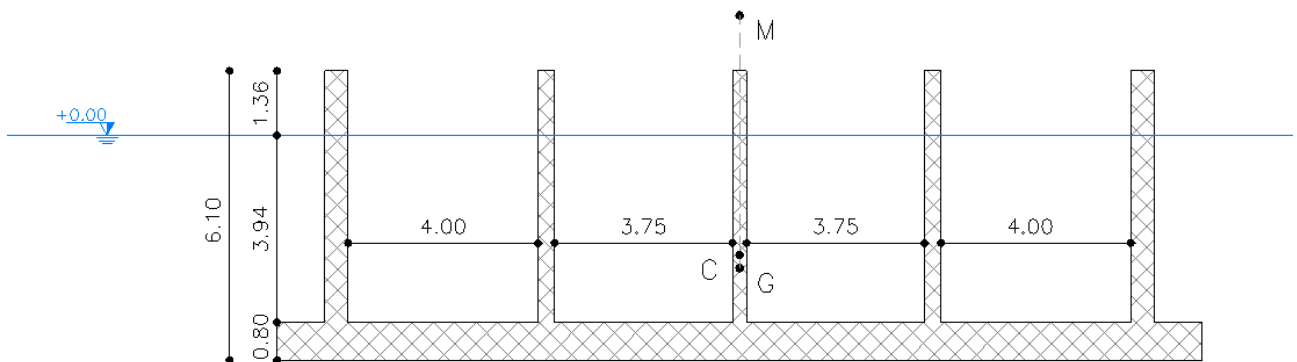
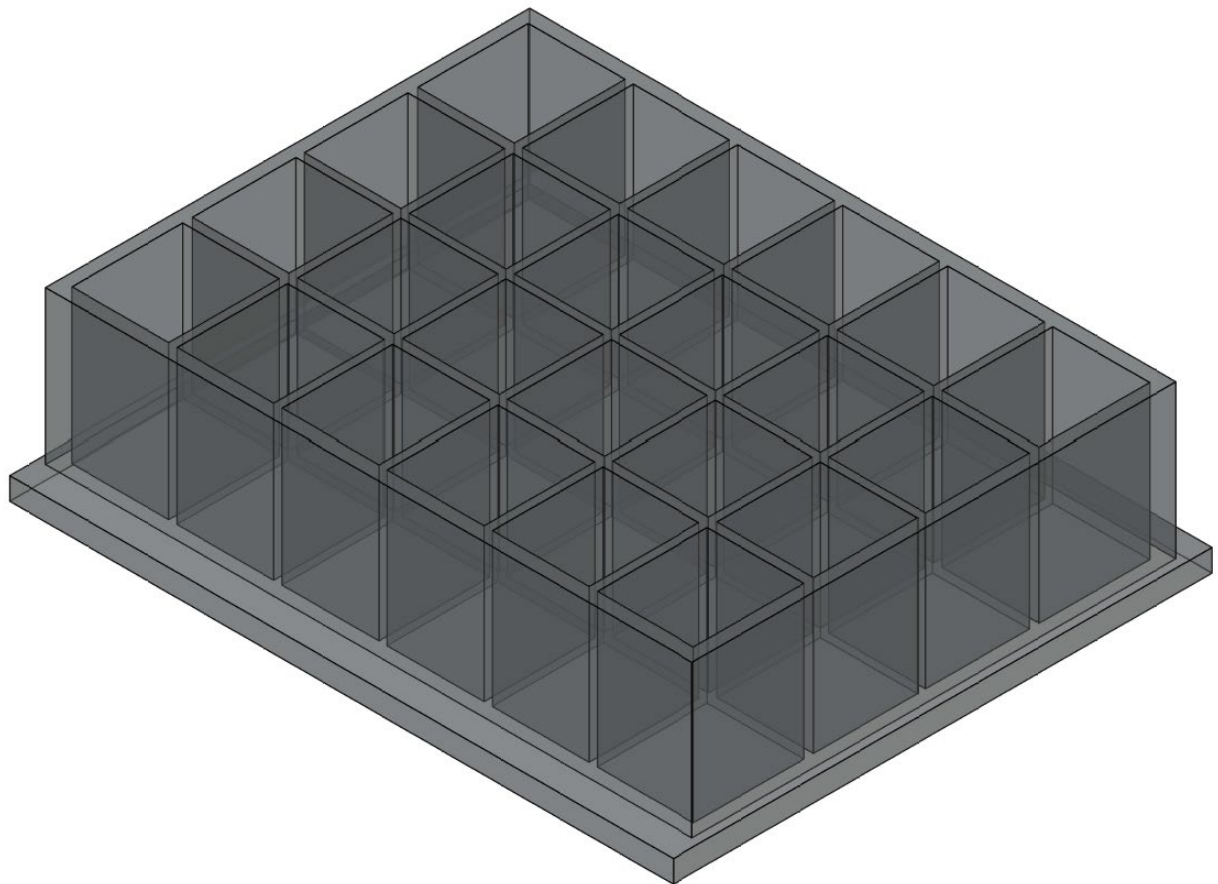


Figura 4-16 Condizione di stabilità al galleggiamento cassone h = 6.3 m (cfr. sez. tip. 5)

Tabella 4.4 Verifica galleggiamento in fase di trasporto cassone h = 6.3 m (cfr. sez. tip. 5)

Dati ambientali			
Peso specifico acqua	10.1	kN/m ³	
Dati sezione di galleggiamento (sezione sul livello del mare)			
Lunghezza cassone (fusto)	23.40	m	
Larghezza fusto	17.50	m	
Dati struttura cellulare			
Altezza cassone	6.30	m (al lordo della soletta)	
Altezza fusto cassone	5.50	m	
Lunghezza cassone (soletta)	24.00	m	
Altezza soletta	0.80	m	
Larghezza soletta	19.50	m	
Spessore setti	2.40	m (complessivo su asse longitudinale)	
Peso totale cassone	20910	kN (da modello 3D)	
Quota baricentro	2.14	m (dalla base, modello 3D)	
Volume di carena	2070	m ³	
Bordo libero	1.36	m	
Quota centro di carena	2.42	m (dalla base)	
Raggio metacentrico	5.05	m	
Distanza metacentrica	5.33	m	stabile
Dati riempimento celle			
riempimento di sabbia	0.00	m (dal fondo della cella)	
peso di volume della sabbia	21.00	kN/m ³	
larghezza celle (totale)	15.50	m	
peso totale sabbia	0	kN	
Nuova quota baricentro	2.14	m (dalla base)	
Nuovo volume di carena	2070	m ³	
Nuovo bordo libero	1.36	m	
Nuova quota centro di carena	2.42	m (dalla base)	
Raggio metacentrico	5.05	m	
Nuova distanza metacentrica	5.33	m	stabile

4.4.2 Calcolo delle spinte in fase di cresta e cavo d'onda

Il calcolo delle spinte del moto ondoso sulle strutture a parete verticale (cassoni) è stato eseguito con riferimento agli approcci descritti nel precedente paragrafo 4.1.2. In via preliminare si è proceduto alla verifica della condizione di stazionarietà dell'onda, in modo tale da individuare la trattazione specifica da considerare nel calcolo (Goda o Sainflou). Con riferimento alla sezione tipologica di progetto (sez. tip. 8), l'altezza massima di fronte all'opera h è pari a circa -15.00 m s.m.m..

Nella successiva Tabella 4.5 si riportano i risultati della verifica condotta pe la sezione di riferimento, da cui risulta che l'opera (cassone di testata; cfr. sez. tip. 8) si trova in zona non frangente e, pertanto, per il calcolo delle spinte verrà utilizzato l'approccio proposto da Sainflou (descritti nel precedente paragrafo 0).

Nella successiva Tabella 4.6 si riassumono i calcoli delle pressioni sul cassone in fase di cresta e di cavo; nelle successive Figura 4-17 e Figura 4-18 sono rappresentati rispettivamente i diagrammi di spinta in fase di cavo e di cresta con riferimento alla sezione tipologica 8.

Tabella 4.5- Calcolo spinte sul cassone: verifica preliminare condizione di stazionarietà

H_s (m)	H_{max} (m)	h (m s.m.m.)	Sovralzo (m s.m.m.)	VERIFICA $d > 1.5 H_{max}$	
4.50	7.52	-15.00	+0.95	$d = -h = 15.95$ m s.m.m. $1.5 H_{max} = 11.27$ m	STAZIONARIA SAINFLOU (non frangente)

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

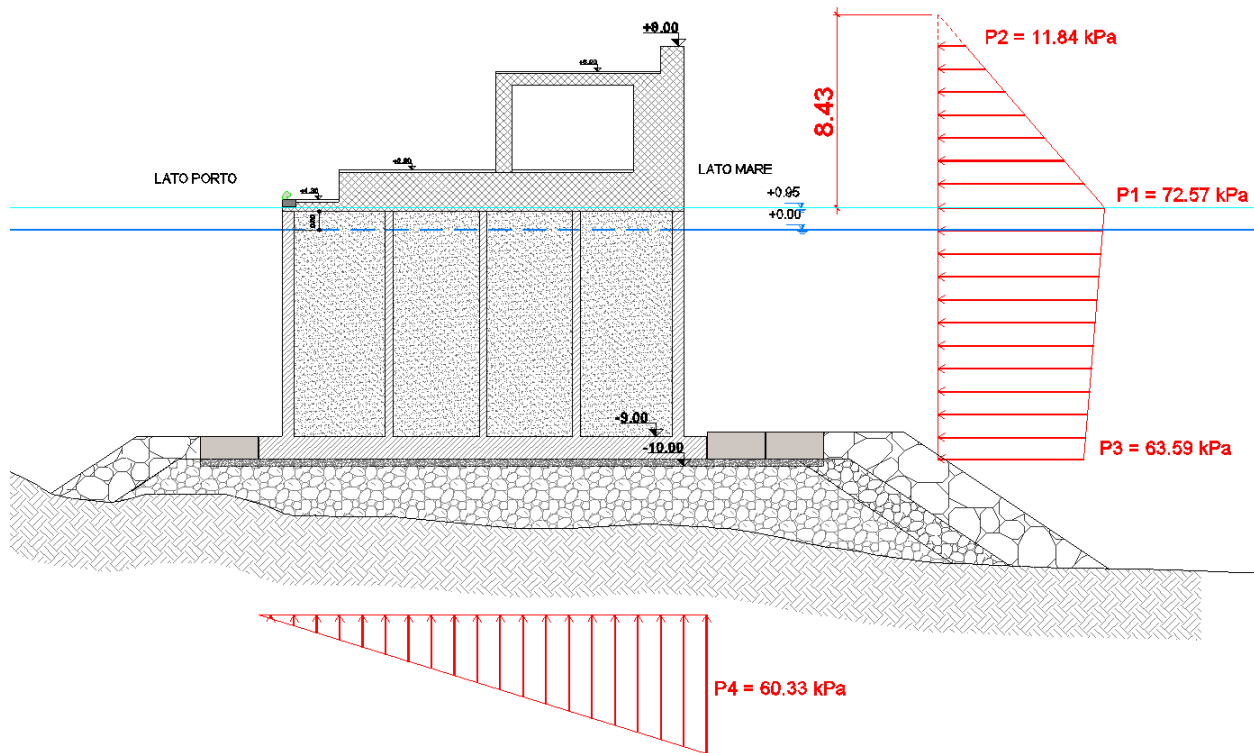


Figura 4-17 Diagramma delle spinte in fase di cresta (sez. tip. 8)

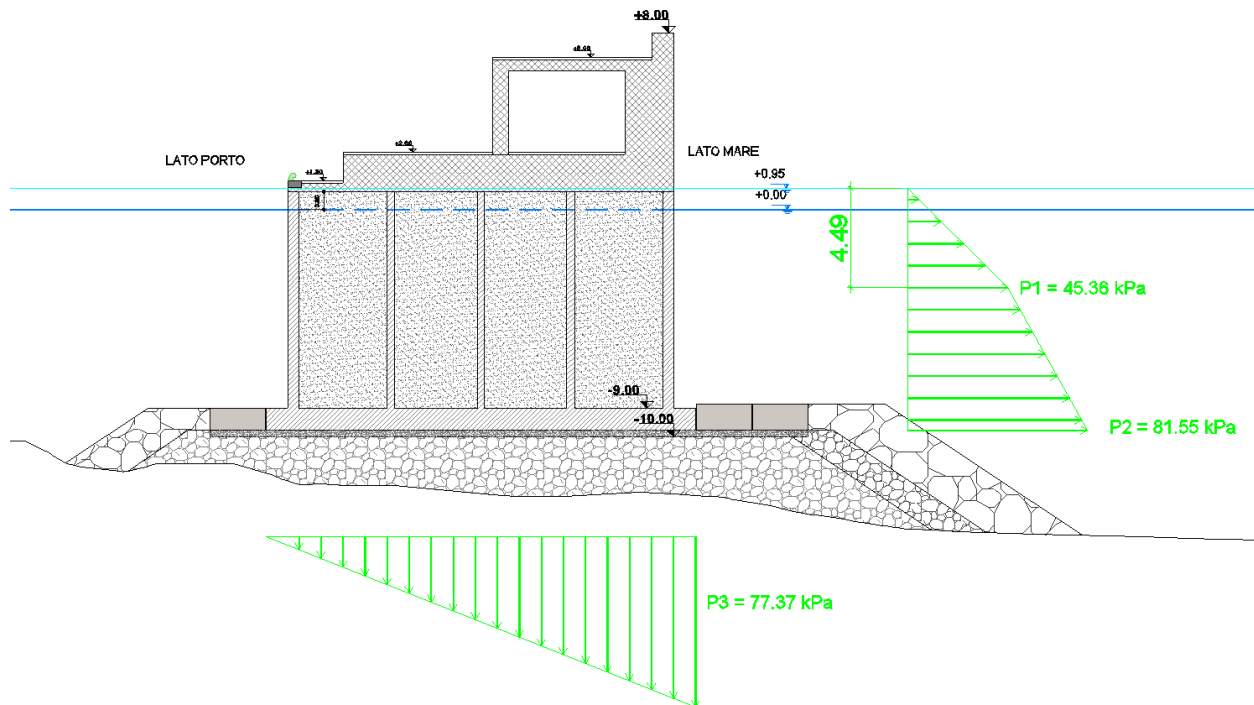


Figura 4-18 Diagramma delle spinte in fase di cavo (sez. tip. 8)

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 4.6- Calcolo delle spinte in fase di cresta e cavo d'onda (sez. tip. 8)

Approccio di calcolo	Sainflou	cf. Istruzione Tecniche Progettazione Dighe Marittime (1996)
h (m)	15.0	profondità al piede dell'opera
δ (m s .m.m.)	1.0	sovrizzo
h + δ (m)	15.95	profondità al piede dell'opera con sovrizzo
H_s (m)	4.50	altezza dell'onda significativa al piede dell'opera
T_p (s)	13.0	periodo di picco
T_{1/3} (s)	12.09	periodo significativo (cf. tab. 2.4 Goda - "Random....")
L_{0in} (m)	140.1	lunghezza d'onda locale (valore iniziale - calcolo iterativo)
L₀ (m)	140.1	lunghezza d'onda locale
γ_A (kNm³)	10.10	peso specifico dell'acqua di mare
k	0.04	
d (m s .m.m.)	9.00	profondità dello scanno
d + δ (m)	9.95	profondità al piede dell'opera con sovrizzo
h' (m s .m.m.)	10.00	profondità della fondazione dell'opera
h' + δ (m)	10.95	profondità della fondazione dell'opera con sovrizzo
hc (m s .m.m.)	8.00	quota di coronamento
hc + δ (m)	7.05	quota di coronamento con sovrizzo
B (m)	19.50	larghezza totale base cassone
m (m)	1.00	aletta base cassone
b (m)	18.50	larghezza base di calcolo
CRESTA D'ONDA		
H_{1/20} (m)	6.30	altezza dell'onda di progetto
η* (m)	8.43	sovrizzo in fase di cresta
p₁ (kPa)	72.57	pressione sul livello del mare
p₂ (kPa)	11.84	pressione sul coronamento
p₃ (kPa)	63.59	pressione alla base
p₄ (kPa)	60.33	sottoppressione
CAVO D'ONDA		
H_{1/100} (m)	7.52	altezza dell'onda di progetto
η' (m)	4.49	sovrizzo in fase di cavo
p₁ (kPa)	45.36	pressione sul livello di cavo
p₃ (kPa)	81.55	pressione alla base
p₄ (kPa)	77.37	sottoppressione

4.4.3 Verifiche di stabilità del cassone a scorrimento, ribaltamento e sollevamento in fase di cresta e cavo

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di stabilità del cassone a scorrimento, ribaltamento e sollevamento in fase di cresta e cavo d'onda.

Nella Figura 4-19 è rappresentata la geometria della struttura di testata (sezione tipologica 8) con rappresentati gli elementi (pesi) considerati nelle verifiche: struttura del cassone, riempimento celle con sabbia, sovrastruttura di banchina e relative pavimentazioni.

I risultati delle verifiche sono riportati nelle successive Tabella 4.7 e Tabella 4.8 per la fase di cresta d'onda e in Tabella 4.9 e Tabella 4.10 per la fase di cavo d'onda. Per quanto riguarda le azioni agenti, sono stati considerati i seguenti contributi: spinta orizzontale dell'onda, sottospinta dell'onda e la spinta di Archimede (sottospinta idrostatica). La spinta idrostatica dell'acqua sulle pareti del cassone non è stata considerata in quanto il contributo di valle e di monte si annullano a vicenda.

Nelle verifiche in fase di cavo la componente della sottospinta dell'onda è stata considerata con contributo stabilizzante. Non sono stati, invece, considerati gli eventuali carichi accidentali agenti sulla struttura (sovraccarichi per folla) con contributo stabilizzante.

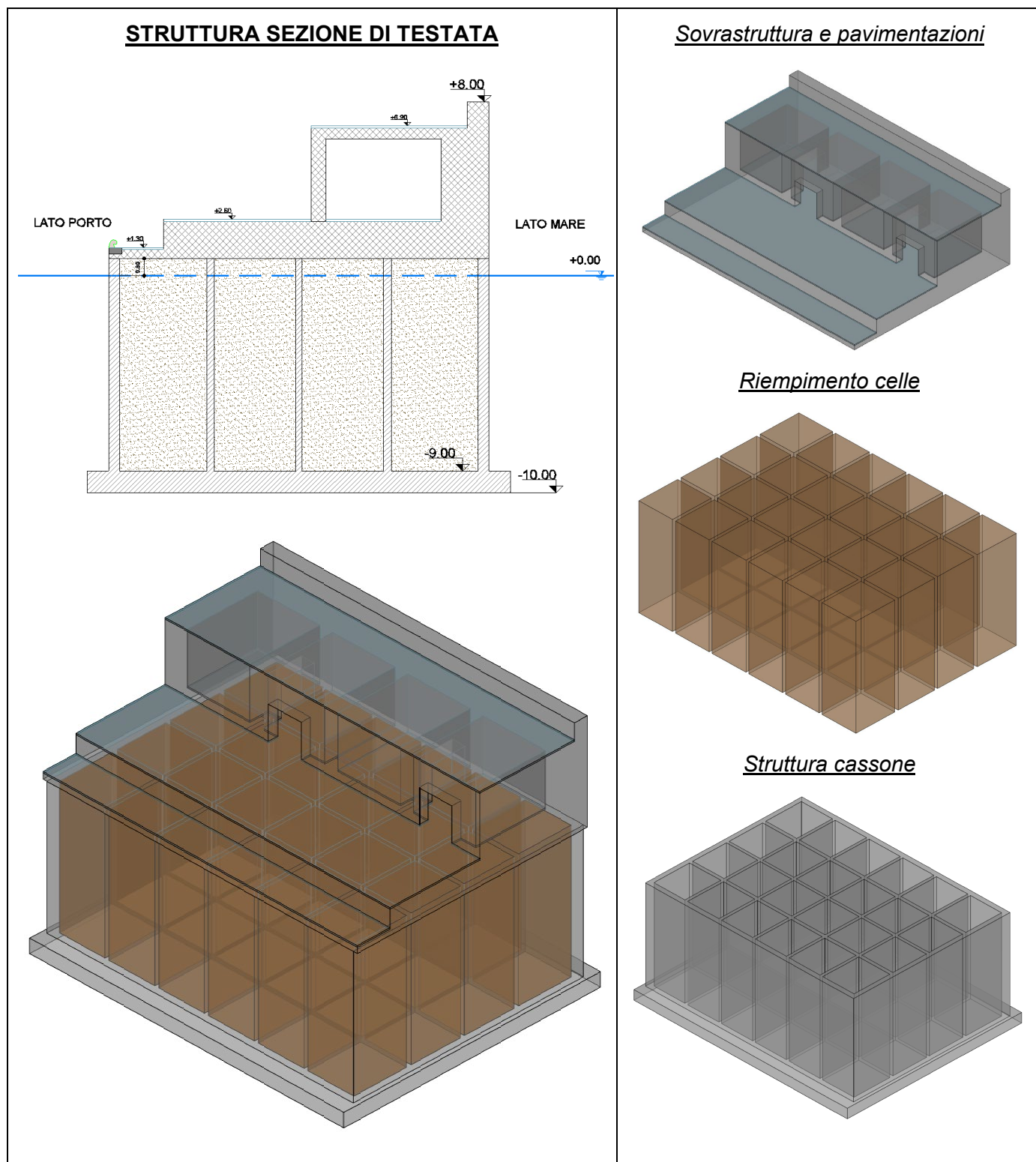


Figura 4-19 Schema degli elementi che compongono la struttura della sezione di testata (sez. tip. 8)

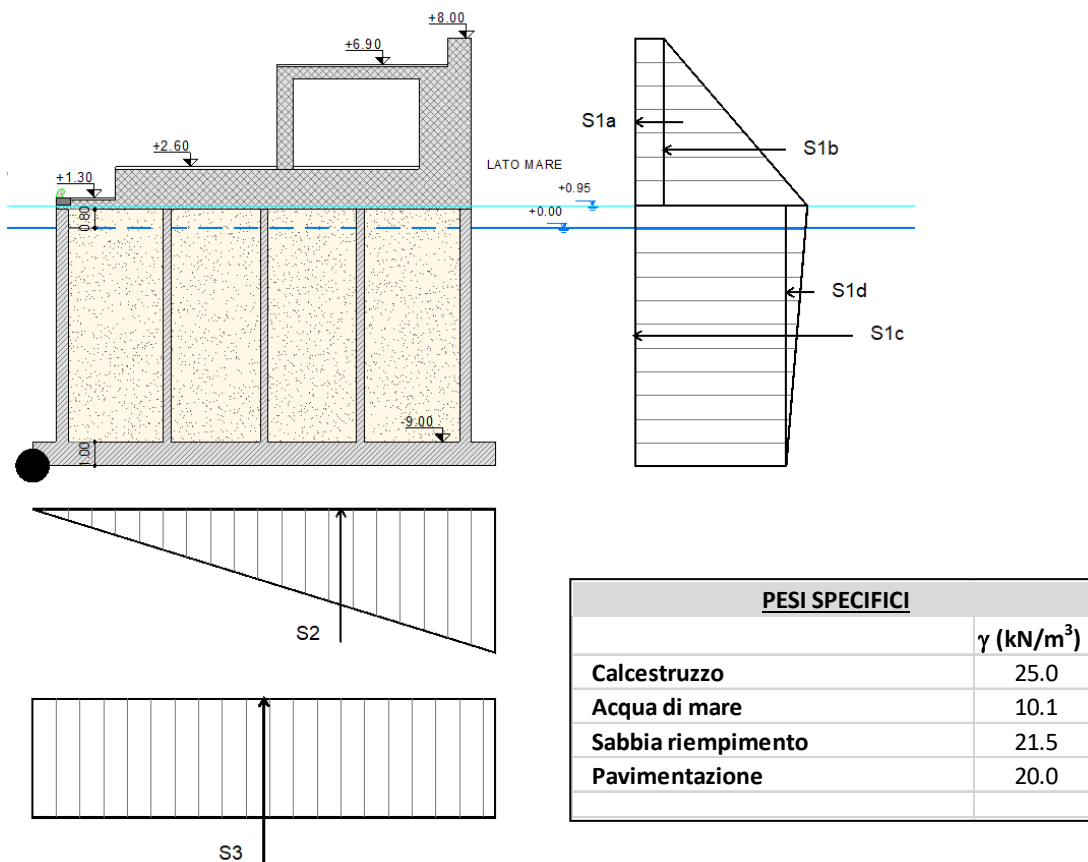
RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 4.7 Resistenze e azioni per le verifiche in fase di cresta d'onda (sez. tip. 8)

PESI STRUTTURA (Resistenze Rd)								
COMPONENTE	n°	b (m)	s (m)	L (m)	V (m ³)	P (kN)	B ₀ (m)	M ₀ (kNm)
STRUTTURA CASSONE								
Soletta base	1	24	1	19.5	468.0	11700.0	9.75	114075.0
Setti trasversali di chiusura	2	17.5	0.45	9.8	154.4	3858.8	9.75	37622.8
Setti trasversali centrali	5	15.5	0.3	9.8	227.9	5696.3	9.75	55538.4
Setto longitudinale esterni	2	22.5	0.5	9.8	220.5	5512.5	9.75	53746.9
Setti longitudinali interni	2	22.5	0.35	9.8	154.4	3858.8	9.75	37622.8
Setti longitudinali centrale	1	22.5	0.3	9.8	66.2	1653.8	9.75	16124.1
RIEMPIMENTO CELLE								
Cluster tipo 1-4	2	21	4	9.8	1646.4	35397.6	9.75	345126.6
Cluster tipo 2-3	2	21	3.75	9.8	1543.5	33185.25	9.75	323556.2
SOVRASTRUTTURA								
Soletta copertura	1	24	0.4	17.5	168.0	4200.0	9.75	40950.0
Soletta zona commerciale	1	24	1.3	15	468.0	11700.0	11.00	128700.0
Sovrastruttura parete lato porto	1	24	0.7	3.8	55.1	1377.3	10.65	14667.7
Sovrastruttura parete 1 lato mare	1	24	1.2	4.3	123.8	3096.0	16.90	52322.4
Sovrastruttura parete 2 lato mare	1	24	1	5.5	132.0	3300.0	18.00	59400.0
Sovrastruttura copertura edifici	1	24	0.5	6	72.0	1800.0	13.30	23940.0
Setti sovrastruttura chiusi	3	5.3	1	3.8	60.4	1510.5	13.65	20618.3
Setti sovrastruttura con apertura	2	5.3	1	3.8	27.8	694.5	13.65	9479.9
PAVIMENTAZIONI								
Pavimentazione banchina	1	24	0.1	2.5	6.0	120.0	2.25	270.0
Pavimentazione camminata comm.	1	24	0.1	6.8	16.3	326.4	6.90	2252.2
Pavimentazione camminata soprael.	1	24	0.1	7.2	17.3	345.6	13.90	4803.8
Pavimentazione negozi	1	19	0.1	5.3	10.9	218.4	13.55	2960.1
						129551.5	1343777.3	

SPINTE ONDA (Azioni Ed)								
COMPONENTE	PRESSIONI P (kN/m ²)		L (m)	h (m)	S (kN)	B ₀ (m)	M ₀ (kNm)	
	P1	72.57						
	P2	11.84						
	P3	63.59						
	P4	60.33						
S1a (P1-P2 rettangolare)	24	7.05	2003.3	25032.5	14.5	28998.2	380963.2	
S1b (P1-P2 triangolare)	24	7.05	5137.8		13.3	68332.2		
S1c (P1-P3 rettangolare)	24	10.95	16711.5		5.5	91495.2		
S1d (P1-P3 triangolare)	24	10.95	1180.0		7.3	8613.8		
S2 (sottospinta)	24	19.5	14117.2	14117.2	13.0	183523.9		
S3 (archimede)	24	19.5	46934.7	46934.7	9.8	457613.3	457613.3	
				86084.4	838576.5			

Tabella 4.8 Schema di calcolo e risultati verifiche in fase di cresta d'onda (sez. tip. 8)



VERIFICHE		
SCORRIMENTO (Istruzioni del C.S.LL.PP - 1996)		
μ	0.6	coefficiente di attrito
Rv (kN)	68499.6	sommatoria forze verticali
Ro (kN)	25032.5	sommatoria forze orizzontali
Fs	1.64	Verifica soddisfatta (Fs>1.4)
RIBALTAMENTO (Istruzioni del C.S.LL.PP - 1996)		
Ms (kNm)	1343777.3	sommatoria momenti stabilizzanti
Mr (kNm)	838576.5	sommatoria momenti instabilizzanti
Fs	1.60	Verifica soddisfatta (Fs>1.5)
SOLLEVAMENTO (D.M. 17/01/2018 - UPL+M2)		
Rd (kN)	116596.4	sommatoria azioni resistenti
Ed (kN)	72804.0	sommatoria azioni agenti
Rd/Ed	1.60	Verifica soddisfatta (Rd/Ed>1.0)

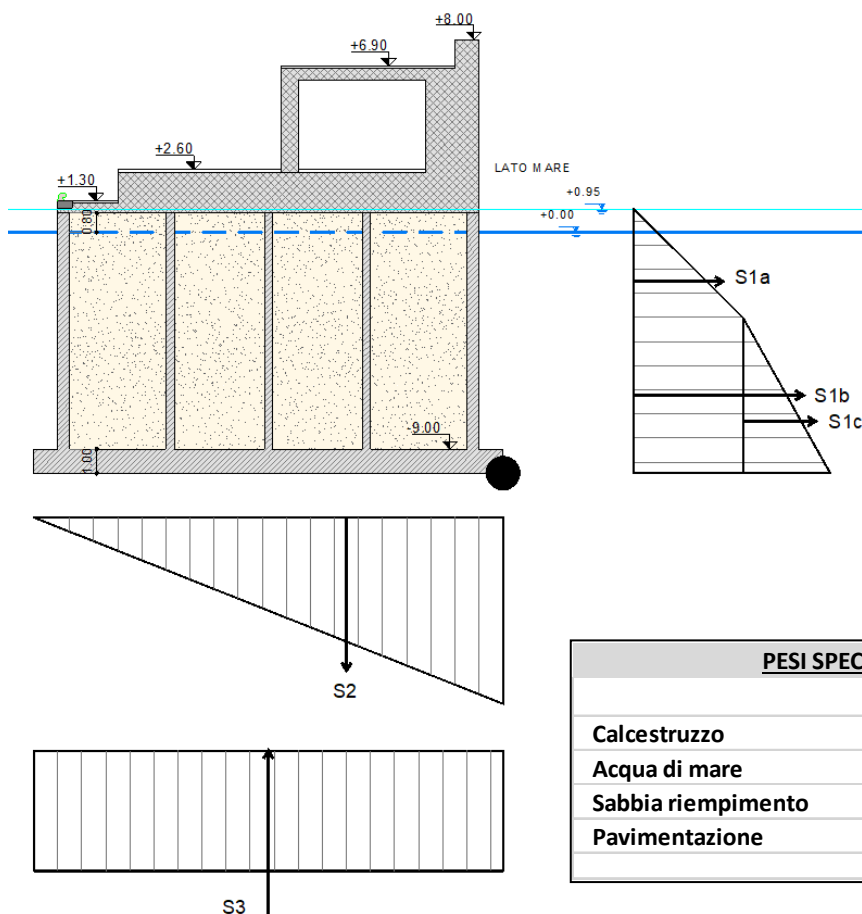
RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 4.9 Resistenze e azioni per le verifiche in fase di cavo d'onda (sez. tip. 8)

PESI STRUTTURA (Resistenze Rd)								
COMPONENTE	n°	b (m)	s (m)	L (m)	V (m ³)	P (kN)	B ₀ (m)	M ₀ (kNm)
STRUTTURA CASSONE								
Soletta	1	24	1	19.5	468.0	11700.0	9.75	114075.0
Setti trasversali di chiusura	2	17.5	0.45	9.8	154.4	3858.8	9.75	37622.8
Setti trasversali centrali	5	15.5	0.3	9.8	227.9	5696.3	9.75	55538.4
Setto longitudinale esterni	2	22.5	0.5	9.8	220.5	5512.5	9.75	53746.9
Setti longitudinali interni	2	22.5	0.35	9.8	154.4	3858.8	9.75	37622.8
Setti longitudinali centrale	1	22.5	0.3	9.8	66.2	1653.8	9.75	16124.1
RIEMPIMENTO CELLE								
Cluster tipo 1-4	2	21	4	9.8	1646.4	35397.6	9.75	345126.6
Cluster tipo 2-3	2	21	3.75	9.8	1543.5	33185.25	9.75	323556.2
SOVRASTRUTTURA								
Soletta copertura	1	24	0.4	17.5	168.0	4200.0	9.75	40950.0
Soletta zona commerciale	1	24	1.3	15	468.0	11700.0	8.50	99450.0
Sovrastruttura parete lato porto	1	24	0.7	3.8	55.1	1377.3	8.85	12188.7
Sovrastruttura parete 1 lato mare	1	24	1.2	4.3	123.8	3096.0	2.60	8049.6
Sovrastruttura parete 2 lato mare	1	24	1	5.5	132.0	3300.0	1.50	4950.0
Sovrastruttura copertura edifici	1	24	0.5	6	72.0	1800.0	6.20	11160.0
Setti sovrastruttura chiusi	3	5.3	1	3.8	60.4	1510.5	5.85	8836.4
Setti sovrastruttura con apertura	2	5.3	1	3.8	27.8	694.5	5.85	4062.8
PAVIMENTAZIONI								
Pavimentazione banchina	1	24	0.1	2.5	6.0	120.0	17.25	2070.0
Pavimentazione camminata comm.	1	24	0.1	6.8	16.3	326.4	12.60	4112.6
Pavimentazione camminata sopraelev.	1	24	0.1	7.2	17.3	345.6	5.60	1935.4
Pavimentazione negozi	1	19	0.1	5.3	10.9	218.4	5.95	1298.7
						129551.5	1182477.0	

SPINTE ONDA (Azioni Ed)							
COMPONENTE	PRESSIONI P (kN/m ²)		L (m)	h (m)	S (kN)	B ₀ (m)	M ₀ (kNm)
	P1	P2					
	P3						
S1a (P1-P2 triangolare)	45.36	81.55	24	4.49	2444.0	8.0	19446.1
S1b (P1-P3 rettangolare)	81.55		24	6.46	7032.6	3.2	22715.3
S1c (P1-P3 triangolare)	77.37		24	6.46	2805.4	4.3	12082.1
S2 (sottospinta)			24	19.5	18104.6	6.5	117679.8
S3 (archimede)			24	19.5	46934.7	9.8	457613.3
					77321.3	629536.6	

Tabella 4.10 Schema di calcolo e risultati verifiche in fase di cavo d'onda (sez. tip. 8)



VERIFICHE		
SCORRIMENTO (Istruzioni del C.S.LL.PP - 1996)		
μ	0.6	coefficiente di attrito
Rv (kN)	100721.4	sommatoria forze verticali
Ro (kN)	12282.1	sommatoria forze orizzontali
Fs	4.92	Verifica soddisfatta (Fs>1.4)
RIBALTAMENTO (Istruzioni del C.S.LL.PP - 1996)		
Ms (kNm)	1300156.7	sommatoria momenti stabilizzanti
Mr (kNm)	511856.9	sommatoria momenti instabilizzanti
Fs	2.54	Verifica soddisfatta (Fs>1.5)
SOLLEVAMENTO (D.M. 17/01/2018 - UPL+M2)		
Rd (kN)	132890.5	sommatoria azioni resistenti
Ed (kN)	51628.2	sommatoria azioni agenti
Rd/Ed	2.57	Verifica soddisfatta (Rd/Ed>1.0)

4.4.4 Verifiche di collasso per carico limite del cassone in fase di cresta e cavo

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di collasso per carico limite dell'insieme struttura-terreno in fase di cresta e cavo d'onda.

Nella precedente Figura 4-19 è rappresentata la geometria della struttura di testata (sezione tipologica 8) con rappresentati gli elementi (pesi) considerati nelle verifiche: struttura del cassone, riempimento celle con sabbia, sovrastruttura di banchina e relative pavimentazioni. Nelle verifiche di collasso per carico limite sono stati considerati anche i carichi accidentali agenti sulla struttura (sovraccarichi per folla), corrispondenti ad un carico uniformemente distribuito pari a 5 kN/m². I carichi agenti (peso proprio e sovraccarico accidentale) e i rispettivi momenti, calcolati con riferimento al baricentro della fondazione, sono riassunti in Tabella 4.12. I carichi e i momenti generati dalla spinta dell'onda in fase di cresta e cavo sono riportati rispettivamente nelle successive Tabella 4.13 e Tabella 4.17. La spinta idrostatica dell'acqua sulle pareti del cassone non è stata considerata in quanto il contributo di valle e di monte si annullano a vicenda.

Con riferimento ai carichi agenti, per ciascuna delle due configurazioni analizzate (cresta e cavo d'onda), sono stati determinati i valori dello sforzo normale e del momento flettente (calcolato rispetto al baricentro della base) trasmesso dalla struttura al terreno di fondazione. Tali valori sono stati determinati applicando ai carichi agenti i rispettivi coefficienti moltiplicativi previsti dal D.M. 17/01/2018; per determinare la pressione massima da confrontare con il valore ammissibile indicato dalle Istruzioni del C.S.LL.PP. del 1996 sono stati invece considerati coefficienti moltiplicativi unitari (vedi precedente paragrafo 4.1.3.2). I valori delle sollecitazioni e delle pressioni massime e minime sulla fondazione, determinati con riferimento alle due combinazioni (D.M. 2018 e "Istruzioni"), sono riassunti in Tabella 4.14 (cresta d'onda) e Tabella 4.18 (cavo d'onda).

La capacità portante è stata determinata con riferimento all'approccio di calcolo descritto nel precedente paragrafo 6.1.3.1 e alle caratteristiche geotecniche dei terreni riportate nella successiva Tabella 4.11. In particolare, a favore di sicurezza, il calcolo è stato condotto considerando i parametri geotecnici (angolo di attrito e coesione) del materiale dell'imbasamento. Il fondale sottostante è infatti costituito da roccia (pietra lavica), che risulta notevolmente più compatta e resistente dell'imbasamento stesso. I calcoli della capacità portante e dei relativi fattori sono riportati in Tabella 4.15 (cresta d'onda) e Tabella 4.19 (cavo d'onda).

Tabella 4.11 Parametri geotecnici dei terreni di fondazione (sez. tip. 8)

TERRENO	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kN/m ²)
Imbasamento (tout-venant)	20.4	22.4	40	2.0
Fondale (pietra lavica)	22.1	22.1	41	588.4

I risultati delle verifiche sono riportati nelle successive Tabella 4.16 per la fase di cresta d'onda e in Tabella 4.20 per la fase di cavo d'onda. Nelle verifiche in fase di cresta la componente della sottospinta dell'onda non è stata considerata in quanto genera un contributo stabilizzante.

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 4.12 Carichi agenti (peso proprio e sovraccarico accidentale) per le verifiche in fase di cresta e cavo d'onda (sez. tip. 8)

PESI STRUTTURA (Resistenze Rd)								
COMPONENTE	n°	b (m)	s (m)	L (m)	V (m³)	P (kN)	B _G (m)	M _G (kNm)
STRUTTURA CASSONE								
Soletta base	1	24	1	19.5	468.0	11700.0	0.00	0.0
Setti trasversali di chiusura	2	17.5	0.45	9.8	154.4	3858.8	0.00	0.0
Setti trasversali centrali	5	15.5	0.3	9.8	227.9	5696.3	0.00	0.0
Setto longitudinale esterni	2	22.5	0.5	9.8	220.5	5512.5	0.00	0.0
Setti longitudinali interni	2	22.5	0.35	9.8	154.4	3858.8	0.00	0.0
Setti longitudinali centrale	1	22.5	0.3	9.8	66.2	1653.8	0.00	0.0
RIEMPIMENTO CELLE								
Cluster tipo 1-4	2	21	4	9.8	1646.4	35397.6	0.00	0.0
Cluster tipo 2-3	2	21	3.75	9.8	1543.5	33185.25	0.00	0.0
SOVRASTRUTTURA								
Soletta copertura	1	24	0.4	17.5	168.0	4200.0	0.00	0.0
Soletta zona commerciale	1	24	1.3	15	468.0	11700.0	1.25	14625.0
Sovrastruttura parete lato porto	1	24	0.7	3.8	55.1	1377.3	0.90	1239.5
Sovrastruttura parete 1 lato mare	1	24	1.2	4.3	123.8	3096.0	7.15	22136.4
Sovrastruttura parete 2 lato mare	1	24	1	5.5	132.0	3300.0	8.25	27225.0
Sovrastruttura copertura edifici	1	24	0.5	6	72.0	1800.0	3.55	6390.0
Setti sovrastruttura chiusi	3	5.3	1	3.8	60.4	1510.5	3.90	5891.0
Setti sovrastruttura con apertura	2	5.3	1	3.8	27.8	694.5	3.90	2708.6
PAVIMENTAZIONI								
Pavimentazione banchina	1	24	0.1	2.5	6.0	120.0	-7.50	-900.0
Pavimentazione camminata comm.	1	24	0.1	6.8	16.3	326.4	-2.85	-930.2
Pavimentazione camminata soprael.	1	24	0.1	7.2	17.3	345.6	4.15	1434.2
Pavimentazione negozi	1	19	0.1	5.3	10.9	218.4	3.80	830.7
						129551.5		80650.2

SOVRACCARICHI (Azioni Ed)						
ELEMENTO	Q (kN/m²)	B (m)	L (m)	P (kN)	B _G (m)	M _G (kNm)
Q1 Sovraccarico banchina	5.0	2.5	24	300.0	-7.5	-2250.0
Q2 Sovraccarico passeggiata sopraelevata	5.0	7.2	24	864.0	4.2	3585.6
Q3 Sovraccarico camminata fronte negozi	5.0	6.8	24	816.0	-2.9	-2325.6
Q4 Sovraccarico negozi	5.0			546.0	3.8	2076.9
				2526.0		1086.9

PESI SPECIFICI	
	γ (kN/m³)
Calcestruzzo	25.0
Acqua di mare	10.1
Sabbia riempimento	21.5
Pavimentazione	20.0

Tabella 4.13 Azioni dovute al moto ondoso per le verifiche in fase di cresta d'onda (sez. tip. 8)

SPINTE ONDA (Azioni Ed)							
	PRESSIONI P (kN/m ²)						
	P1	72.57					
	P2	11.84					
	P3	63.59					
	P4	60.33					
COMPONENTE	L (m)	h (m)	S (kN)		B _G (m)	M _G (kNm)	
S1a (P1-P2 rettangolare)	24	7.05	2003.3	25032.5	14.5	28998.2	197439.3
S1b (P1-P2 triangolare)	24	7.05	5137.8		13.3	68332.2	
S1c (P1-P3 rettangolare)	24	10.95	16711.5		5.5	91495.2	
S1d (P1-P3 triangolare)	24	10.95	1180.0		7.3	8613.8	
S2 (sottospinta)	24	19.5	14117.2	14117.2	3.3	45881.0	45881.0
S3 (archimede)	24	19.5	46934.7	46934.7	0.0	0.0	0.0
			86084.4			243320.3	

Tabella 4.14 Sollecitazioni globali agenti per le verifiche in fase di cresta d'onda (sez. tip. 8)

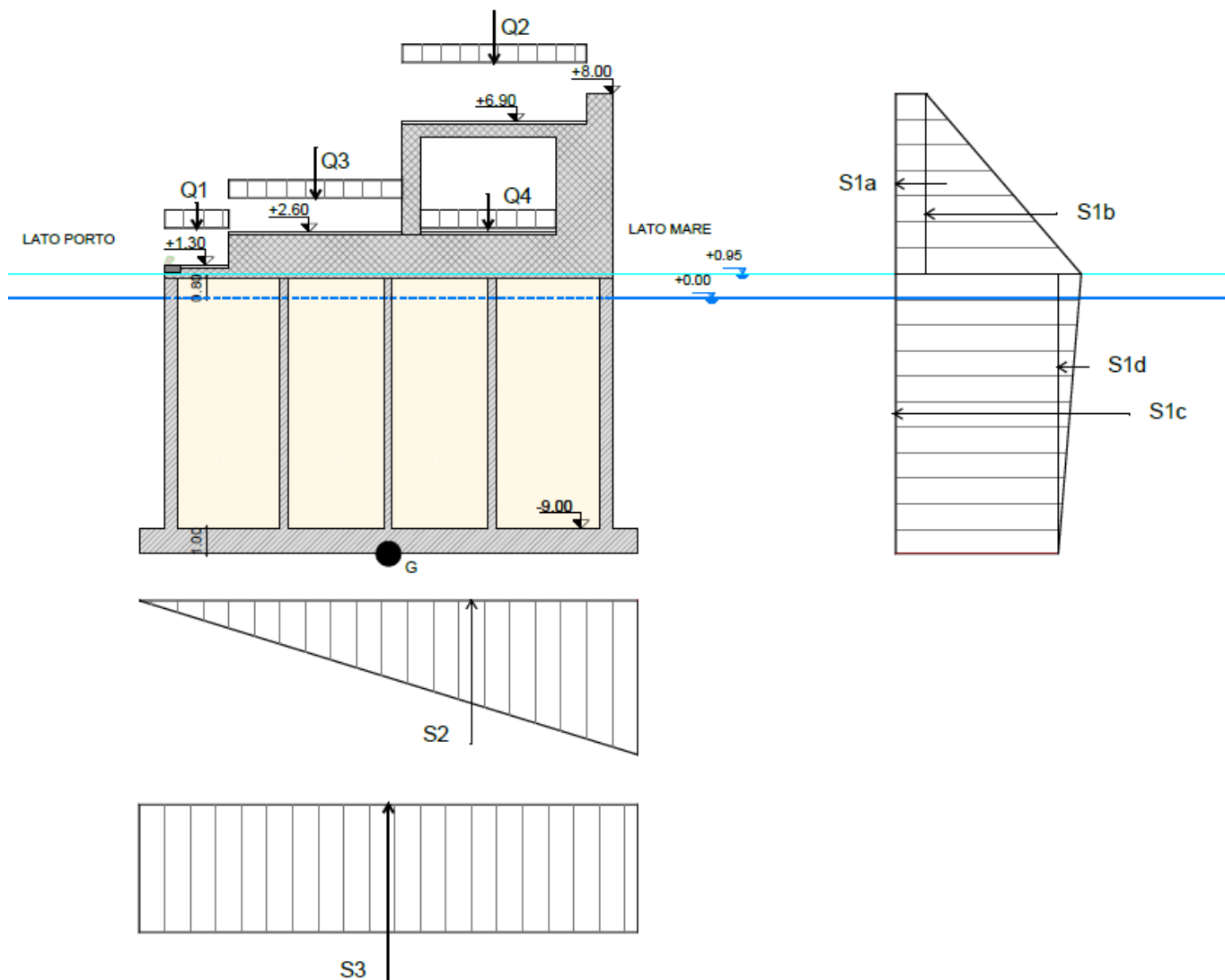
COMBINAZIONE	N _x (kN)	M _x (kNm)	N _y (kN)	M _y (kNm)	B (m)	L (m)
D.M. 17/01/2018 - A1+M1+R3	125271.3	-213878.5	0	0	19.5	24.0
(Istruzioni del C.S.LL.PP - 1996)	85142.8	-115702.3	0	0	19.5	24.0

COMBINAZIONE	e _x (m)	e _y (m)	B' (m)	L' (m)	TIPOLOGIA SEZIONE	σ _{min} (kN/m ²)	σ _{max} (kN/m ²)
D.M. 17/01/2018 - A1+M1+R3	1.71	0	16.1	24.0	INTERAMENTE REAGENTE	127.1	408.3
(Istruzioni del C.S.LL.PP - 1996)	1.36	1	16.8	22.0	INTERAMENTE REAGENTE	105.9	258.0

Tabella 4.15 Parametri e calcolo della capacità portante per le verifiche in fase di cresta d'onda (sez. tip. 8)

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE	N _c	N _q	N _γ
	75.3	64.2	79.5
FATTORI DI FORMA	s _c	s _q	s _γ
	1.57	1.56	0.73
COMPONENTI CAPACITA' PORTANTE	q _c (kN/m ²)	q _q (kN/m ²)	q _γ (kN/m ²)
	232.1	0.0	5766.8

Tabella 4.16 Schema di calcolo e risultati verifiche in fase di cresta d'onda (sez. tip. 8)



VERIFICHE		
CAPACITA' PORTANTE (D.M. 17/01/2018 - A1+M1+R3)		
Q_{lim} (kN/m ²)	5998.9	carico limite
R_d (kN/m ²)	2608.2	azione resistente ($\gamma_R = 2.3$)
E_d (kN/m ²)	408.3	azione agente (pressione massima)
F_s	6.39	Verifica soddisfatta ($F_s > 1.0$)
CAPACITA' PORTANTE (Istruzioni del C.S.LL.PP - 1996)		
σ_{max} (kN/m ²)	258.00	pressione massima sulla fondazione
$\sigma_{max,amm}$ (kN/m ²)	500.0	pressione massima ammissibile
F_s	1.94	Verifica soddisfatta ($F_s > 1.0$)

Tabella 4.17 Azioni dovute al moto ondoso per le verifiche in fase di cavo d'onda (sez. tip. 8)

SPINTE ONDA (Azioni Ed)							
	PRESSIONI P (kN/m ²)						
	P1	45.36					
	P2	81.55					
	P3	77.37					
COMPONENTE	L (m)	h (m)	S (kN)		B _G (m)	M _G (kNm)	
S1a (P1-P2 triangolare)	24	4.49	2444.0	12282.1	8.0	19446.1	54243.5
S1b (P1-P3 rettangolare)	24	6.46	7032.6		3.2	22715.3	
S1c (P1-P3 triangolare)	24	6.46	2805.4		4.3	12082.1	
S2 (sottospinta)	24	19.5	18104.6	18104.6	3.3	58839.9	58839.9
S3 (archimede)	24	19.5	46934.7	46934.7	0.0	0.0	0.0
			77321.3			113083.4	

Tabella 4.18 Sollecitazioni globali agenti per le verifiche in fase di cavo d'onda (sez. tip. 8)

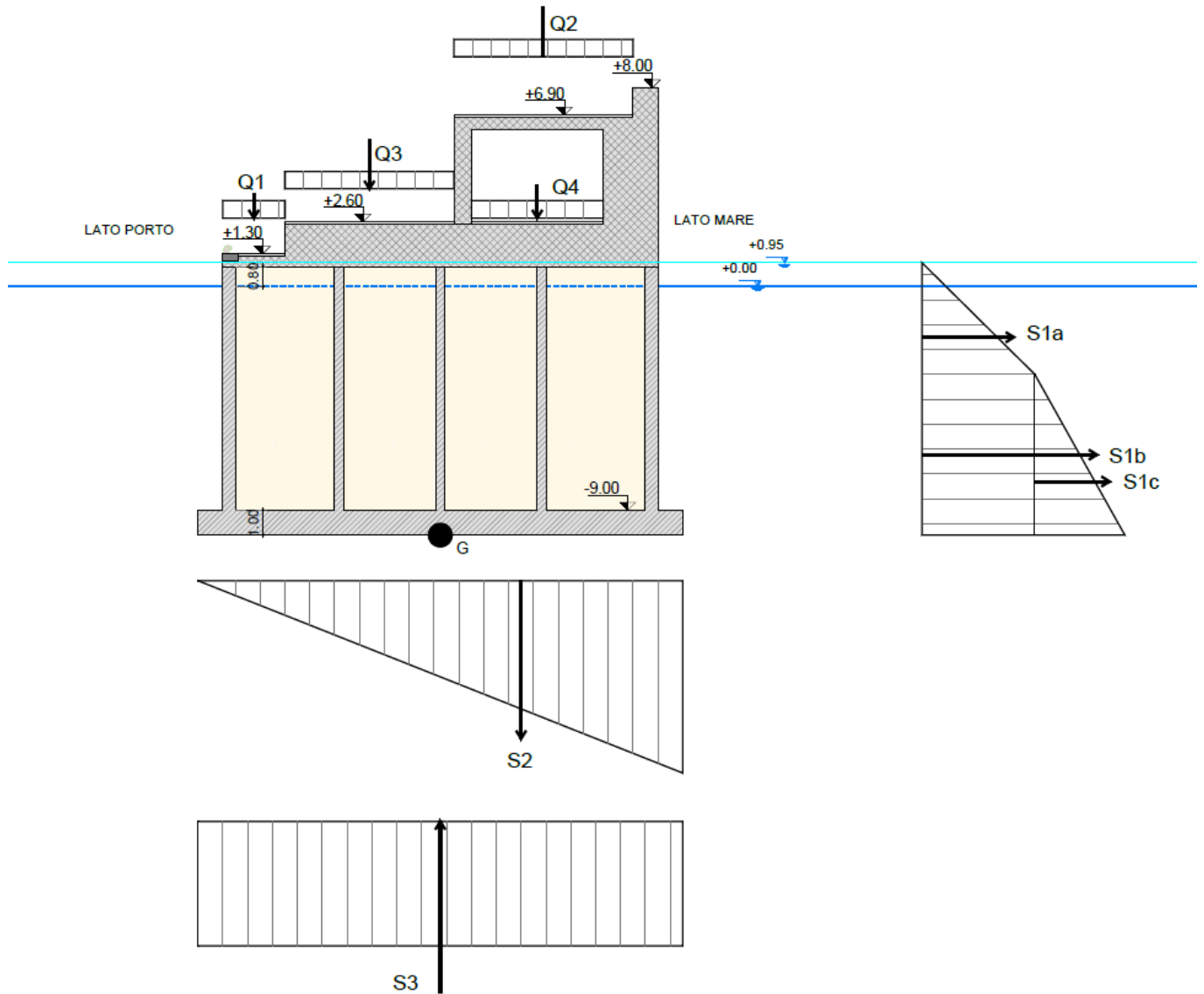
COMBINAZIONE	Nx (kN)	Mx (kNm)	Ny (kN)	My (kNm)	B (m)	L (m)
D.M. 17/01/2018 - A1+M1+R3	152428.1	276100.7	0	0	19.5	24.0
(Istruzioni del C.S.LL.PP - 1996)	103247.4	194820.5	0	0	19.5	24.0

COMBINAZIONE	ex (m)	ey (m)	B' (m)	L' (m)	TIPOLOGIA SEZIONE	σ _{min} (kN/m ²)	σ _{max} (kN/m ²)
D.M. 17/01/2018 - A1+M1+R3	1.81	0	15.9	24.0	INTERAMENTE REAGENTE	144.2	507.2
(Istruzioni del C.S.LL.PP - 1996)	1.89	0	15.7	24.0	INTERAMENTE REAGENTE	92.5	348.7

Tabella 4.19 Parametri e calcolo della capacità portante per le verifiche in fase di cavo d'onda (sez. tip. 8)

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE	N _c	N _q	N _γ
	75.3	64.2	79.5
FATTORI DI FORMA	s _c	s _q	s _γ
	1.56	1.56	0.74
COMPONENTI CAPACITA' PORTANTE	q _c (kN/m ²)	q _q (kN/m ²)	q _γ (kN/m ²)
	231.0	0.0	5719.2

Tabella 4.20 Schema di calcolo e risultati verifiche in fase di cavo d'onda (sez. tip. 8)



4.4.5 Verifiche di stabilità del cassone a scorrimento, ribaltamento e sollevamento in condizioni sismiche

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di stabilità del cassone a scorrimento, ribaltamento e sollevamento in condizione sismiche; i parametri sismici utilizzati nelle verifiche sono descritti nel precedente paragrafo 3.2.1.

Per quanto riguarda la geometria della struttura di testata (sezione tipologica 8) si utilizza lo stesso schema descritto nella precedente Figura 4-19, in cui sono rappresentati gli elementi (pesi) considerati nelle verifiche: struttura del cassone, riempimento celle con sabbia, sovrastruttura di banchina e relative pavimentazioni.

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

I risultati delle verifiche sono riportati nelle successive Tabella 4.11 e Tabella 4.12; per quanto riguarda le azioni agenti, sono stati considerati i seguenti contributi: spinta idrodinamica dovuta al sisma, spinta di Archimede (componente idrostatica della sottospinta) e sollecitazioni sismiche agenti sulla struttura. La spinta idrostatica dell'acqua sulle pareti del cassone non è stata considerata in quanto il contributo di valle e di monte si annullano a vicenda.

Nelle verifiche non sono stati inoltre considerati gli eventuali carichi accidentali agenti sulla struttura (sovraccarichi per folla) con contributo stabilizzante.

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 4.21 Resistenze e azioni per le verifiche in condizioni sismiche (sez. tip. 8)

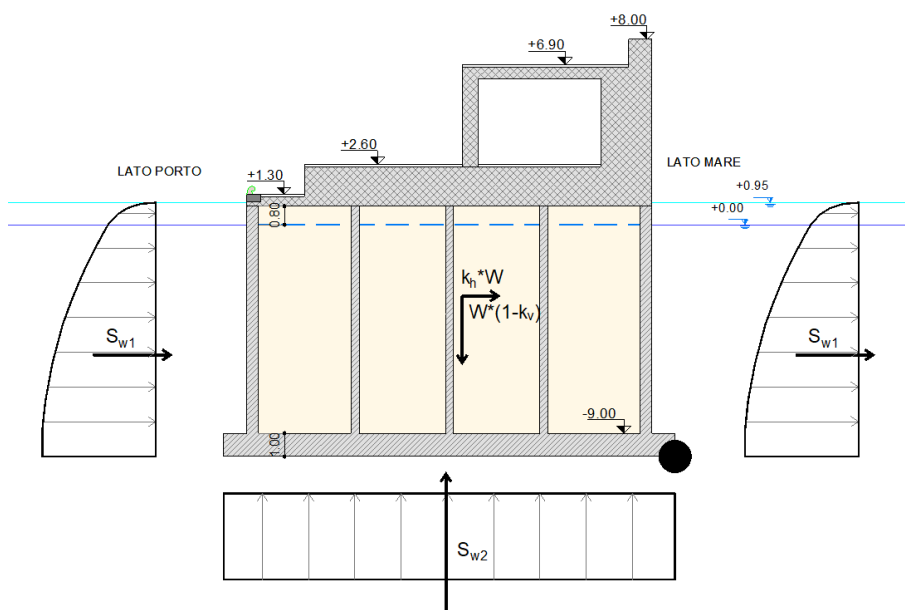
PESI STRUTTURA (Resistenze Rd)								
COMPONENTE	n°	b (m)	s (m)	L (m)	V (m ³)	P (kN)	B ₀ (m)	M ₀ (kNm)
STRUTTURA CASSONE								
Soletta	1	24	1	19.5	468.0	11700.0	9.75	114075.0
Setti trasversali di chiusura	2	17.5	0.45	9.8	154.4	3858.8	9.75	37622.8
Setti trasversali centrali	5	15.5	0.3	9.8	227.9	5696.3	9.75	55538.4
Setto longitudinale esterni	2	22.5	0.5	9.8	220.5	5512.5	9.75	53746.9
Setti longitudinali interni	2	22.5	0.35	9.8	154.4	3858.8	9.75	37622.8
Setti longitudinali centrale	1	22.5	0.3	9.8	66.2	1653.8	9.75	16124.1
RIEMPIMENTO CELLE								
Cluster tipo 1-4	2	21	4	9.8	1646.4	35397.6	9.75	345126.6
Cluster tipo 2-3	2	21	3.75	9.8	1543.5	33185.25	9.75	323556.2
SOVRASTRUTTURA								
Soletta copertura	1	24	0.4	17.5	168.0	4200.0	9.75	40950.0
Soletta zona commerciale	1	24	1.3	15	468.0	11700.0	8.50	99450.0
Sovrastruttura parete lato porto	1	24	0.7	3.8	55.1	1377.3	8.85	12188.7
Sovrastruttura parete 1 lato mare	1	24	1.2	4.3	123.8	3096.0	2.60	8049.6
Sovrastruttura parete 2 lato mare	1	24	1	5.5	132.0	3300.0	1.50	4950.0
Sovrastruttura copertura edifici	1	24	0.5	6	72.0	1800.0	6.20	11160.0
Setti sovrastruttura chiusi	3	5.3	1	3.8	60.4	1510.5	5.85	8836.4
Setti sovrastruttura con apertura	2	5.3	1	3.8	27.8	694.5	5.85	4062.8
PAVIMENTAZIONI								
Pavimentazione banchina	1	24	0.1	2.5	6.0	120.0	17.25	2070.0
Pavimentazione camminata comm.	1	24	0.1	6.8	16.3	326.4	12.60	4112.6
Pavimentazione camminata soprael.	1	24	0.1	7.2	17.3	345.6	5.60	1935.4
Pavimentazione negozi	1	19	0.1	5.3	10.9	218.4	5.95	1298.7
						129551.5		1182477.0

COMPONENTI SISMICHE PESO STRUTTURA (Azioni Ed)								
		k_h	0.0980		k_v	0.0490		
COMPONENTE	V (m ³)	W (kN)	k _h *W (kN)	k _v *W (kN)	B _h (m)	B _v (m)	M _h (kNm)	M _v (kNm)
STRUTTURA CASSONE	1291.2	32280.0	3164.8	1582.4	3.94	9.75	12478.09	15428.30
RIEMPIMENTO CELLE	3189.9	68582.9	6724.0	3362.0	5.90	9.75	39671.39	32779.33
SOVRASTRUTTURA	1107.1	27678.3	2713.6	1356.8	13.09	6.85	35515.27	9296.72
PAVIMENTAZIONE	50.5	1010.4	99.1	49.5	13.87	9.32	1373.62	461.61
			12701.4	6350.7			89038.37	57965.95

SPINTE ACQUA (Azioni Ed)					
COMPONENTE	S (kN/m)	L (m)	P (kN)	B ₀ (m)	M ₀ (kNm)
Sw1 (idrodinamica)	69.3	24	1662.2	4.4	7280.5
Sw2 (archimede)	1955.6	24	46934.7	9.8	457613.3

Tabella 4.22 Schema di calcolo e risultati verifiche in condizioni sismiche (sez. tip. 8)

PESI SPECIFICI	
	γ (kN/m ³)
Calcestruzzo	25.0
Acqua di mare	10.1
Sabbia riempimento	21.5
Pavimentazione	20.0



VERIFICHE		
SCORRIMENTO (D.M. 17/01/2018 - SLV)		
μ	0.6	coefficiente di attrito
Fv (kN)	76266.1	sommatoria forze verticali
Fo (kN)	16025.9	sommatoria forze orizzontali
Rd/Ed	2.86	Verifica soddisfatta (Rd/Ed>1.0)
RIBALTAMENTO (D.M. 17/01/2018 - SLV)		
M_res (kNm)	1182477.0	sommatoria momenti stabilizzanti
M_az (kNm)	619178.7	sommatoria momenti instabilizzanti
Rd/Ed	1.91	Verifica soddisfatta (Rd/Ed>1.0)
SOLLEVAMENTO (D.M. 17/01/2018 - SLV)		
Rd (kN)	129551.5	sommatoria azioni resistenti
Ed (kN)	53285.4	sommatoria azioni agenti
Rd/Ed	2.43	Verifica soddisfatta (Rd/Ed>1.0)

4.4.6 Verifiche di collasso per carico limite del cassone in condizioni sismiche

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di collasso per carico limite dell'insieme struttura-terreno in condizioni sismiche.

Per quanto riguarda la geometria della struttura di testata (sezione tipologica 8) si utilizza lo stesso schema descritto nella precedente Figura 4-19, in cui sono rappresentati gli elementi (pesi) considerati nelle verifiche: struttura del cassone, riempimento celle con sabbia, sovrastruttura di banchina e relative pavimentazioni. Nelle verifiche sono stati considerati anche i carichi accidentali agenti sulla struttura (sovraccarichi per folla), corrispondenti ad un carico uniformemente distribuito pari a 5 kN/m². I carichi agenti (peso proprio e sovraccarico accidentale) e i rispettivi momenti, calcolati con riferimento al baricentro della fondazione, sono riassunti nella successiva Tabella 4.23, i valori riportati in tabella nelle verifiche sono stati moltiplicati per il relativo coefficiente combinatorio ψ_{2j} (pari a 0.6 per ambienti suscettibili di affollamento e per ambienti ad uso commerciale). I carichi e i momenti dovuti alla presenza dell'acqua (spinta di Archimede e spinta idrodinamica) e le componenti sismiche relative al peso proprio della struttura sono invece riportati nella successiva Tabella 4.24; per i pesi propri della struttura (cassone e sovrastruttura) si rimanda alla precedente Tabella 4.12 dove sono riportati oltre ai pesi i contributi del momento calcolato rispetto al baricentro della fondazione. La spinta idrostatica dell'acqua sulle pareti del cassone non è stata considerata in quanto il contributo di valle e di monte si annullano a vicenda.

Con riferimento ai carichi agenti sono stati quindi determinati i valori dello sforzo normale e del momento flettente (calcolato rispetto al baricentro della base) trasmesso dalla struttura al terreno di fondazione. Poiché nelle verifiche in condizioni sismiche (SLV) i coefficienti moltiplicativi previsti dal D.M. 17/01/2018 sono pari a 1 (vedi precedente paragrafo 4.1.3.2), il medesimo valore della pressione massima è stato impiegato sia per le verifiche di collasso per carico limite secondo D.M. 2018 che per confronto con il valore ammissibile indicato dalle Istruzioni del C.S.LL.PP. del 1996. I valori delle sollecitazioni e delle pressioni massime e minime sulla fondazione sono riassunti in Tabella 4.25.

La capacità portante è stata determinata con riferimento all'approccio di calcolo descritto nel precedente paragrafo 6.1.3.1, considerando in questo caso anche gli effetti inerziali dovuti al sisma (fattori correttivi z) e alle caratteristiche geotecniche dei terreni riportate (vedi precedente Tabella 4.11). A favore di sicurezza, il calcolo è stato condotto considerando i parametri geotecnici (angolo di attrito e coesione) del materiale dell'imbasamento.

Il calcolo della capacità portante e dei relativi fattori è riportato nella successiva Tabella 4.26.

I risultati della verifica in condizioni sismiche sono riportati nella successiva Tabella 4.27. Nella verifica di collasso per carico limite di cui al D.M. 2018 il coefficiente γ_R può essere stato ridotto a 1.8 in quanto è stato esplicitamente considerato l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (cfr. come assunto nell'approccio di calcolo descritto nel precedente paragrafo 4.1.3.1).

Tabella 4.23 Componenti relative al sovraccarico (sez. tip. 8)

SOVRACCARICHI	$\psi_{2j} = 0.6$							
ELEMENTO	Q (kN/m ²)	B (m)	L (m)	P (kN)	B _G (m)	M _G (kNm)	P _v (kN)	M _v (kNm)
Q1 Sovraccarico banchina	5.0	2.5	24	300.0	-7.5	-2250.0	14.7	-110.3
Q2 Sovraccarico passeggiata sopraelevata	5.0	7.2	24	864.0	4.2	3585.6	42.4	175.8
Q3 Sovraccarico camminata fronte negozi	5.0	6.8	24	816.0	-2.9	-2325.6	40.0	-114.0
Q4 Sovraccarico negozi	5.0			546.0	3.8	2076.9	26.8	101.8
				2526.0		1086.9	123.8	53.3

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 4.24 Componenti sismiche relative al peso della struttura e spinte dell'acqua (sez. tip. 8)

COMPONENTI SISMICHE PESO STRUTTURA (Azioni Ed)								
		k_h	0.0980		k_v	0.0490		
COMPONENTE	V (m ³)	W (kN)	$k_h * W$ (kN)	$k_v * W$ (kN)	B _h (m)	B _v (m)	M _h (kNm)	M _v (kNm)
STRUTTURA CASSONE	1291.2	32280.0	3164.8	1582.4	3.94	0.00	12478.09	0.00
RIEMPIMENTO CELLE	3189.9	68582.9	6724.0	3362.0	5.90	0.00	39671.39	0.00
SOVRASTRUTTURA	1107.1	27678.3	2713.6	1356.8	13.09	2.8981	35515.27	3932.17
PAVIMENTAZIONE	50.5	1010.4	99.1	49.5	13.87	0.4303	1373.62	21.31
			12701.4	6350.7			89038.37	3953.48

SPINTE ACQUA (Azioni Ed)					
COMPONENTE	S (kN/m)	L (m)	P (kN)	B _G (m)	M _G (kNm)
Sw1 (idrodinamica)	69.3	24	1662.2	4.38	7280.5
Sw2 (archimede)	1955.6	24	46934.7	0.00	0.0

Tabella 4.25 Sollecitazioni globali agenti per le verifiche in condizioni sismiche (sez. tip. 8)

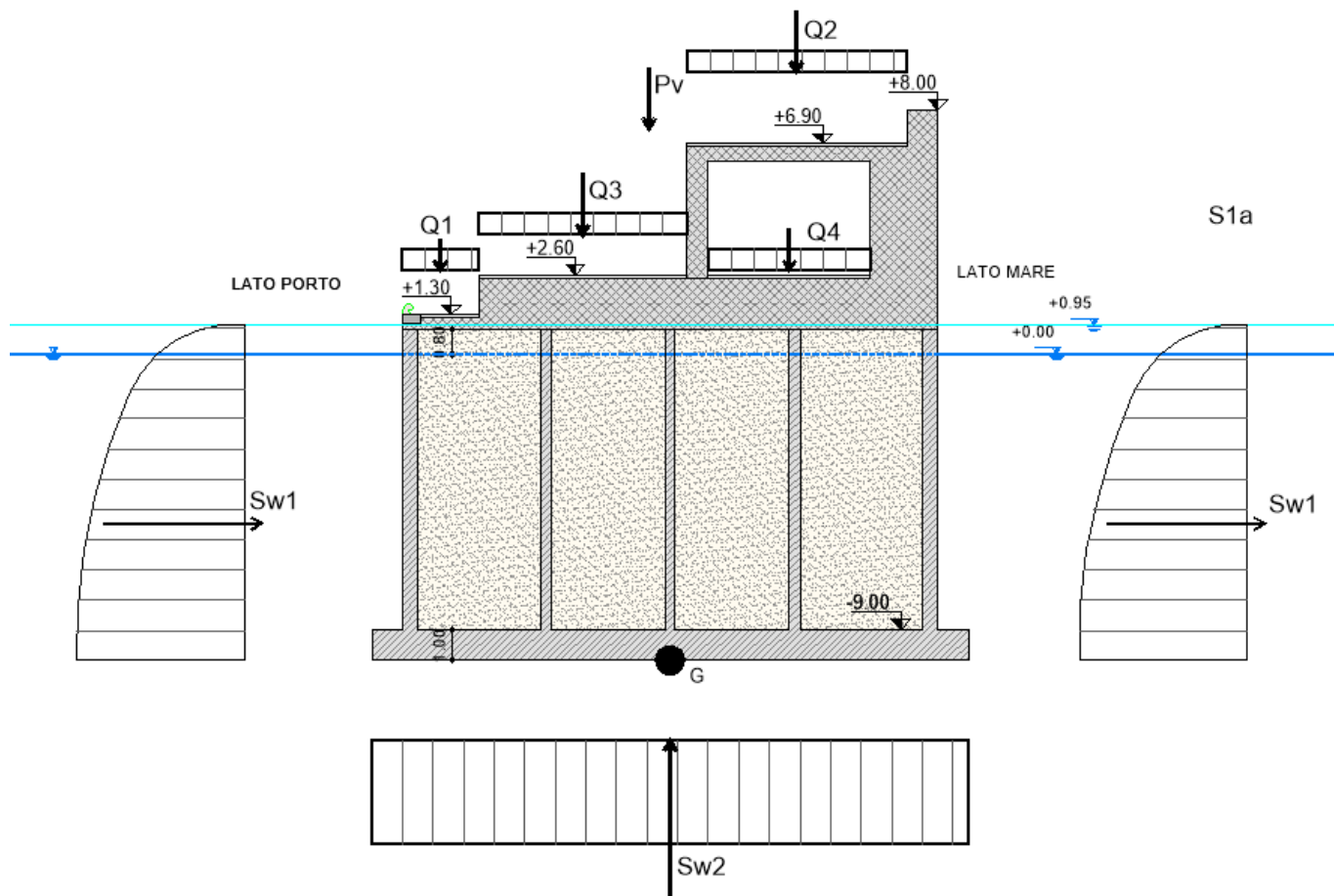
COMBINAZIONE	N _x (kN)	M _x (kNm)	N _y (kN)	M _y (kNm)	B (m)	L (m)
D.M. 17/01/2018 - SLV Istruzioni del C.S.LL.PP - 1996	84206.7	188887.1	0	0	19.5	24.0

COMBINAZIONE	ex (m)	ey (m)	B' (m)	L' (m)	TIPOLOGIA SEZIONE	σ _{min} (kN/m ²)	σ _{max} (kN/m ²)
D.M. 17/01/2018 - SLV Istruzioni del C.S.LL.PP - 1996	2.24	0	15.0	24.0	INTERAMENTE REAGENTE	55.7	304.1

Tabella 4.26 Parametri e calcolo della capacità portante per le verifiche in condizioni sismiche (sez. tip. 8)

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE	N _c	N _q	N _γ
	75.3	64.2	79.5
FATTORI DI FORMA	s _c	s _q	s _γ
	1.53	1.52	0.75
FATTORI INERZIALI	z _c	z _q	z _γ
	0.97	0.96	0.96
COMPONENTI CAPACITA' PORTANTE	q _c (kN/m ²)	q _q (kN/m ²)	q _γ (kN/m ²)
	219.4	0.0	5279.3

Tabella 4.27 Schema di calcolo e risultati verifiche in condizioni sismiche (sez. tip. 8)



VERIFICHE		
CAPACITA' PORTANTE (D.M. 17/01/2018 - A1+M1+R3)		
Q_{lim} (kN/m ²)	5498.7	carico limite
R_d (kN/m ²)	3054.8	azione resistente ($\gamma_R = 1.8$)
E_d (kN/m ²)	304.1	azione agente (pressione massima)
F_s	10.04	Verifica soddisfatta ($F_s > 1.0$)
CAPACITA' PORTANTE (Istruzioni del C.S.LL.PP - 1996)		
σ_{max} (kN/m ²)	304.11	pressione massima sulla fondazione
$\sigma_{max,amm}$ (kN/m ²)	500.0	pressione massima ammissibile
F_s	1.64	Verifica soddisfatta ($F_s > 1.0$)

4.4.7 Dimensionamento della protezione al piede (mantellata e masso guardiano)

Il dimensionamento della mantellata della berma al piede dei cassoni è stato condotto utilizzando l'approccio di Madrigal e Valdes, descritto nel precedente paragrafo 4.1.5. Il calcolo è stato condotto con riferimento alla sezione tipologica di progetto descritta nel precedente paragrafo 4.2.

Al fine di garantire una maggiore protezione, al piede del cassone verranno posizionati dei massi guardiani; il dimensionamento dei massi guardiani è stato condotto utilizzando l'abaco proposto da Takahashi (cfr. precedente paragrafo 4.1.4).

I dimensionamenti della mantellata in massi naturali della berma e dei massi guardiani è stato condotto con riferimento sia alla parte esterna della sezione (lato mare, esposto alle mareggiate di Ponente) che al lato interno verso il porto (esposto alle mareggiate di Scirocco). A favore di sicurezza, il calcolo è stato condotto sia con riferimento a condizioni di marea eccezionali (ovvero considerando il sovrалzo associato alla mareggiata di progetto) che in condizioni ordinarie (livello coincidente con il medio mare); per opere a scogliera con coronamento sommerso (come nel caso della protezione al piede) infatti non è escluso che la seconda condizione possa essere più critica per il dimensionamento.

Per quanto riguarda la mantellata della berma, trattandosi di sezione di testata, il dimensionamento è stato condotto considerando una maggiorazione del 30% della pezzatura ottenuta dal calcolo. Dai calcoli (Tabella 4.14 e Tabella 4.15) risulta che dovranno essere utilizzati massi naturali di III categoria (da 3.0 a 5.0 t) con spessore del doppio strato pari a 2.30 m per la mantellata lato mare, mentre per la mantellata sul lato interno più protetto (Tabella 4.16 e Tabella 4.17) verranno usati massi di II categoria (da 1.0 a 3.0 t). Si fa presente che alcuni parametri di input utilizzati per il dimensionamento (principalmente per la sezione lato interno) non rientrano nel range di validità previsto dalle formulazioni; si tratta comunque di valori di poco superiori al massimo consentito e, in ogni caso a favore di sicurezza, si è scelto di utilizzare una pezzatura superiore a quella risultante dal calcolo.

Per quanto riguarda il masso guardiano, lo spessore minimo del masso è stato individuato utilizzando l'abaco di Takahashi con riferimento al rapporto tra la profondità al di sopra della protezione (h_b) e la profondità al piede dell'opera (h_s); una volta individuato il valore del rapporto t'/H (spessore del masso/altezza significativa di progetto) è stato possibile definire lo spessore t' (cfr. successiva Tabella 4.13). Sul lato più esposto verranno quindi posizionati massi guardiani di dimensioni 2.5 x 4.0 x 1.2 in doppia fila, come indicato negli schemi proposti da Takahashi; mentre sul lato interno si ritiene sia sufficiente un singolo masso di spessore inferiore (cfr. Figura 4-7). Per uniformità e semplicità costruttiva verranno posizionati massi delle medesime dimensioni in pianta dei precedenti ma di altezza inferiore (pari a 1.0 m), disposti in singola fila.

Tabella 4.28 Dimensionamento del masso guardiano (sezione tipologica 8)

SEZIONE	CONDIZIONI MAREA	H (m)	h_b/h_s	t'/H	t' (m)	MASSO UTILIZZATO
LATO MARE	Con sovrалzo	4.50	0.62	0.23	1.01	2.5 x 4.0 x 1.2 m (in doppia fila)
	Senza sovrалzo	4.50	0.60	0.24	1.08	
LATO INTERNO	Con sovrалzo	2.70	0.77	0.12	0.32	2.5 x 4.0 x 1.0 m (in singola fila)
	Senza sovrалzo	2.70	0.75	0.15	0.41	

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 4.29 Dimensionamento della mantellata della berma lato mare (sezione tipologica 8) con sovrizzo

Approccio di calcolo	Madrigal e Valdes	Rif. CIRIA (2007) - Equation 5.190
γ_s (kN/m ³)	25.5	peso specifico dei massi
γ_A (kNm ³)	10.1	peso specifico dell'acqua di mare
Δ	1.524	rapporto densità relative massi e acqua
H_s (m)	4.50	altezza dell'onda di progetto
h_m (m s.m.m.)	15.00	profondità al piede dell'opera
h' (m s.m.m.)	10.00	profondità base cassone
δ (m s .m.m.)	0.95	sovrizzo
B_B (m)	8.50	larghezza berma protezione
N_{OD}	0.5	grado di danneggiamento (0.5 danno iniziale, 2 danno intermedio, 5 collasso del piede)
Tipologia sezione	testata	
$H_s/(\Delta D_{n50})$	2.96	numero di stabilità
D_{n50} (m)	1.00	diametro medio del masso calcolato
$W_{T,med}$ (t)	3.34	Peso dei massi calcolato (valore medio e range massimo e minimo). Valore incrementato del 30% se tipologia sezione = testata.
$W_{T,min}$ (t)	2.50	
$W_{T,max}$ (t)	4.17	
h'/h_m	0.69	range validità soddisfatto
$h'_t D_{n50}$	11.00	range validità soddisfatto
B_B/h_m	0.53	range validità soddisfatto
$W_{T,med}$ (t)	4.00	Peso dei massi utilizzati (valore medio e range massimo e minimo).
$W_{T,min}$ (t)	3.00	
$W_{T,max}$ (t)	5.00	
n	2.00	numero di strati
s (m)	2.30	spessore doppio strato

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 4.30 Dimensionamento della mantellata della berma lato mare (sezione tipologica 8) senza sovrizzo

Approccio di calcolo	Van der Meer	Rif. CIRIA (2007) - Equation 5.188
γ_s (kN/m ³)	25.5	peso specifico dei massi
γ_A (kNm ³)	10.1	peso specifico dell'acqua di mare
Δ	1.524	rapporto densità relative massi e acqua
H_s (m)	4.50	altezza dell'onda di progetto
h_m (m s.m.m.)	15.00	profondità al piede dell'opera
h' (m s.m.m.)	10.00	profondità sopra la protezione al piede
δ (m s.m.m.)	0.00	sovrizzo
B_B (m)	8.50	
N_{Od}	0.5	grado di danneggiamento (0.5 danno iniziale, danno intermedio, 4 collasso del piede)
Tipologia sezione	testata	
$H_s/(\Delta D_{n50})$	2.86	numero di stabilità
D_{n50} (m)	1.03	diametro medio del masso calcolato
$W_{T,med}$ (t)	3.70	Peso dei massi calcolato (valore medio e range massimo e minimo). Valore incrementato del 30% se tipologia sezione = testata.
$W_{T,min}$ (t)	2.78	
$W_{T,max}$ (t)	4.63	
h'/h_m	0.67	range validità soddisfatto
$h'_t D_{n50}$	9.70	range validità soddisfatto
B_B/h_m	0.57	range validità non soddisfatto
$W_{T,med}$ (t)	4.00	Peso dei massi utilizzati (valore medio e range massimo e minimo).
$W_{T,min}$ (t)	3.00	
$W_{T,max}$ (t)	5.00	
n	2.00	numero di strati
s (m)	2.30	spessore doppio strato

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 4.31 Dimensionamento della mantellata della berma lato interno (sezione tipologica 8) con sovrizzo

Approccio di calcolo	Madrigal e Valdes	Rif. CIRIA (2007) - Equation 5.190
γ_s (kN/m ³)	25.5	peso specifico dei massi
γ_A (kNm ³)	10.1	peso specifico dell'acqua di mare
Δ	1.524	rapporto densità relative massi e acqua
H_s (m)	2.70	altezza dell'onda di progetto
h_m (m s.m.m.)	12.00	profondità al piede dell'opera
h' (m s.m.m.)	10.00	profondità base cassone
δ (m s.m.m.)	0.95	sovrizzo
B_B (m)	5.30	larghezza berma protezione
N_{OD}	0.5	grado di danneggiamento (0.5 danno iniziale, 2 danno intermedio, 5 collasso del piede)
Tipologia sezione	testata	
$H_s/(\Delta D_{n50})$	3.77	numero di stabilità
D_{n50} (m)	0.47	diametro medio del masso calcolato
$W_{T,med}$ (t)	0.35	Peso dei massi calcolato (valore medio e range massimo e minimo). Valore incrementato del 30% se tipologia sezione = testata.
$W_{T,min}$ (t)	0.26	
$W_{T,max}$ (t)	0.44	
h'/h_m	0.85	range validità non soddisfatto
$h'_t D_{n50}$	23.33	range validità non soddisfatto
B_B/h_m	0.41	range validità soddisfatto
$W_{T,med}$ (t)	2.00	Peso dei massi utilizzati (valore medio e range massimo e minimo).
$W_{T,min}$ (t)	1.00	
$W_{T,max}$ (t)	3.00	
n	2.00	numero di strati
s (m)	1.85	spessore doppio strato

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 4.32 Dimensionamento della mantellata della berma lato interno (sezione tipologica 8) senza sovrizzo

Approccio di calcolo	Van der Meer	Rif. CIRIA (2007) - Equation 5.188
γ_s (kN/m ³)	25.5	peso specifico dei massi
γ_A (kNm ³)	10.1	peso specifico dell'acqua di mare
Δ	1.524	rapporto densità relative massi e acqua
H_s (m)	2.70	altezza dell'onda di progetto
h_m (m s.m.m.)	12.00	profondità al piede dell'opera
h' (m s.m.m.)	10.00	profondità sopra la protezione al piede
δ (m s.m.m.)	0.00	sovrizzo
B_B (m)	5.30	
N_{Od}	0.5	grado di danneggiamento (0.5 danno iniziale, danno intermedio, 4 collasso del piede)
Tipologia sezione	testata	
$Hs/(\Delta D_{n50})$	3.71	numero di stabilità
D_{n50} (m)	0.48	diametro medio del masso calcolato
$W_{T,med}$ (t)	0.37	Peso dei massi calcolato (valore medio e range massimo e minimo). Valore incrementato del 30% se tipologia sezione = testata.
$W_{T,min}$ (t)	0.28	
$W_{T,max}$ (t)	0.46	
h'/h_m	0.83	range validità non soddisfatto
$h'_t D_{n50}$	20.95	range validità non soddisfatto
B_B/h_m	0.44	range validità soddisfatto
$W_{T,med}$ (t)	2.00	Peso dei massi utilizzati (valore medio e range massimo e minimo).
$W_{T,min}$ (t)	1.00	
$W_{T,max}$ (t)	3.00	
n	2.00	numero di strati
s (m)	1.85	spessore doppio strato

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

4.4.8 Verifica dei criteri di ritenzione per i filtri granulari

La verifica della transizione tra gli elementi lapidei (massi naturali e pietrame) che costituiscono le sezioni tipologiche di progetto (cfr. precedente paragrafo 4.2) è stata eseguita utilizzando il criterio proposto dal CERC. Nelle verifiche è stato considerato il diametro medio della pezzatura utilizzata sia per l'elemento filtrante che per l'elemento di base.

Per quanto riguarda la sezione tipologica 8 sono state eseguite le seguenti verifiche:

Approccio di calcolo	CERC Rif. SPM '84	
	γ_s (t/m ³)	2.6
	W (t)	D₅₀ (m)
FILTRO	0.50	0.66
	1.00	
MANTELLATA PIEDE LATO MARE	3.00	1.15
	5.00	
Df/Db	1.75 VERIFICATO	

Approccio di calcolo	CERC Rif. SPM '84	
	γ_s (t/m ³)	2.6
	W (t)	D₅₀ (m)
NUCLEO E IMBASAMENTO	0.05	0.47
	0.50	
FILTRO	0.50	0.66
	1.00	
Df/Db	1.40 VERIFICATO	

Approccio di calcolo	CERC Rif. SPM '84	
	γ_s (t/m ³)	2.6
	W (t)	D₅₀ (m)
NUCLEO E IMBASAMENTO	0.05	0.47
	0.50	
MANTELLATA PIEDE LATO PORTO	1.00	0.92
	3.00	
Df/Db	1.94 VERIFICATO	

4.4.9 Calcolo della portata di tracimazione e verifica dei livelli di sicurezza

Nel presente paragrafo si riporta il calcolo della portata di tracimazione q con riferimento alle condizioni più gravose (altezza significativa massima) e alla sezione tipologica di riferimento (sezione 8 – cassone di testata). Il calcolo è stato condotto utilizzando l'approccio riportato nello EurOtop Manual (2018), descritto in dettaglio nel precedente paragrafo 4.1.7.

I risultati sono riassunti nella successiva Tabella 4.18, mentre nelle successive Tabella 4.19 e Tabella 4.20 si riporta il dettaglio del calcolo per la sezione tipologica 8, con riferimento alla sicurezza strutturale (mareggiata derivante dalla statistica annuale) e funzionale dell'opera (mareggiata derivante dalla statistica estiva), come meglio specificato nel precedente 4.

Con riferimento alla sicurezza strutturale, la portata di tracimazione risulta inferiore a 50 l/s/m, mentre a garanzia della sicurezza funzionale (in relazione al transito di pedoni sulla passeggiata sopraelevata) si raggiungono valori della portata di tracimazioni di un ordine di grandezza inferiore al limite fissato, pari a 0.03 l/s/m. Si fa presente, come già evidenziato nel precedente paragrafo 3.3, che la sicurezza funzionale dell'opera viene garantita solamente nel periodo estivo (da giugno a settembre).

Tabella 4.33 Calcolo portata di tracimazione opere a parete verticale

TIPOLOGIA VERIFICA	PERIODO	CARATTERISTICHE SEZIONE	$q_{\text{calcolata}}$ (l/s/m)	Q_{limite} (l/s/m)	VERIFICA
SICUREZZA STRUTTURALE	Tutto l'anno	Sez. tip 8 - Struttura verticale: - Acque basse - Condizioni non impulsive	18.88	50.0	Soddisfatta
SICUREZZA FUNZIONALE	Stazione estiva (Giugno-Settembre)	Sez. tip 8 - Struttura verticale: - Acque profonde	0.0029	0.030	Soddisfatta

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 4.34 Calcolo portata di tracimazione cassone (sez. tip. 8) – sicurezza strutturale

Approccio di calcolo	EurOtop	Rif. 2018
Rc (m)	7.10	altezza relativa del coronamento
d (m)	10.90	profondità della protezione
h (m)	15.90	profondità al piede della struttura
h _r (m)	0.00	larghezza del deflettore
B _r (m)	0.00	altezza del deflettore
α	0.0	inclinazione del deflettore
H _{m0} (m)	4.15	altezza d'onda di progetto al piede dell'opera
H _{m0,deep} (m)	6.95	altezza d'onda di progetto in acque profonde
T _P (s)	12.50	periodo di picco
β (°)	0.00	angolo di incidenza
T _{m-1,0} (s)	11.4	periodo significativo
L _{m-1,0} (m)	201.4	lunghezza d'onda riferita al periodo m-1,0
S _{m-1,0}	0.0	ripidità dell'onda riferita al periodo m-1,0
STEP 1 - Influenza del fondale		
Condizione di verifica	SI	Procedi con lo STEP 2
q (l/s/m)	2.78	Portata di tracimazione "MEAN APPROACH"
	6.87	Portata di tracimazione "DESIGN APPROACH"
STEP 2 - Influenza della berma di protezione		
Condizione di verifica	NO	Procedi con lo step 3 - Opera a parete verticale
STEP 3 - Opera a parete verticale		
Condizione di verifica	NO	STEP 3a: Condizione non impulsiva
STEP 3a - Opera a parete verticale - Condizione non impulsiva		
q (l/s/m)	11.38	Portata di tracimazione "MEAN APPROACH"
	18.88	Portata di tracimazione "DESIGN APPROACH"
STEP 3b - Opera a parete verticale - Condizione impulsiva		
Condizione di verifica	NO	Opera con coronamento alto
q (l/s/m)	26.34	Portata di tracimazione "MEAN APPROACH"
	37.64	Portata di tracimazione "DESIGN APPROACH"
STEP 4 - Struttura composta		
Condizione di verifica	SI	STEP 4b: Condizione impulsiva
STEP 4a - Struttura composta - Condizione non impulsiva		
q (l/s/m)	11.38	Portata di tracimazione "MEAN APPROACH"
	18.88	Portata di tracimazione "DESIGN APPROACH"
STEP 4a - Struttura composta - Condizione impulsiva		
Condizione di verifica	NO	Opera con coronamento alto
q (l/s/m)	28.36	Portata di tracimazione "MEAN APPROACH"

Tabella 4.35 Calcolo portata di tracimazione cassone (sez. tip. 8) – sicurezza funzionale

Approccio di calcolo	EurOtop	Rif. 2018
Rc (m)	7.44	altezza relativa del coronamento
d (m)	10.56	profondità della protezione
h (m)	15.56	profondità al piede della struttura
h _r (m)	0.00	larghezza del deflettore
B _r (m)	0.00	altezza del deflettore
α	0.0	inclinazione del deflettore
H_{m0} (m)		
H _{m0,deep} (m)	2.30	altezza d'onda di progetto al piede dell'opera
T _P (s)	3.41	altezza d'onda di progetto in acque profonde
β (°)	9.00	periodo di picco
T _{m-1,0} (s)	0.00	angolo di incidenza
L _{m-1,0} (m)	8.2	periodo significativo
S _{m-1,0}	104.4	lunghezza d'onda riferita al periodo m-1,0
	0.0	ripidità dell'onda riferita al periodo m-1,0
STEP 1 - Influenza del fondale		
Condizione di verifica	NO	Acque profonde
q (l/s/m)	0.0004	Portata di tracimazione "MEAN APPROACH"
	0.0029	Portata di tracimazione "DESIGN APPROACH"
STEP 2 - Influenza della berma di protezione		
Condizione di verifica	NO	Procedi con lo step 3 - Opera a parete verticale
STEP 3 - Opera a parete verticale		
Condizione di verifica	NO	STEP 3a: Condizione non impulsiva
STEP 3a - Opera a parete verticale - Condizione non impulsiva		
q (l/s/m)	0.0679	Portata di tracimazione "MEAN APPROACH"
	0.1459	Portata di tracimazione "DESIGN APPROACH"
STEP 3b - Opera a parete verticale - Condizione impulsiva		
Condizione di verifica	NO	Opera con coronamento alto
q (l/s/m)	1.1704	Portata di tracimazione "MEAN APPROACH"
	1.6720	Portata di tracimazione "DESIGN APPROACH"
STEP 4 - Struttura composita		
Condizione di verifica	NO	STEP 4a: Condizione non impulsiva
STEP 4a - Struttura composita - Condizione non impulsiva		
q (l/s/m)	0.0679	Portata di tracimazione "MEAN APPROACH"
	0.1459	Portata di tracimazione "DESIGN APPROACH"
STEP 4a - Struttura composita - Condizione impulsiva		
Condizione di verifica	NO	Opera con coronamento alto
q (l/s/m)	1.2535	Portata di tracimazione "MEAN APPROACH"

5 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE A GETTATA

Nel presente paragrafo si riportano i dimensionamenti delle opere a gettata previste nell'ambito del progetto. Il molo di sopraflutto, ad eccezione del tratto di testata (realizzato con cassoni cellulari imbasati su una berma in massi naturali; cfr. precedente paragrafo 4), prosegue con le seguenti tipologie costruttive:

- Dalla progressiva 104 a 190 m circa (sezioni tipologiche 6 e 7):
Cassoni cellulari sul lato interno con struttura massiva in cls a protezione del coronamento, interamente protetti lato mare da una scogliera con mantellata in Ecopode;
- Dalla progressiva 43 a 104 m circa (sezioni tipologiche da 3 a 5):
Banchina in massi pilonati sul lato interno e una scogliera con mantellata in Ecopode lato mare con muro paraonde sul coronamento;
- Dalla progressiva 0 a 43 m circa (sezioni tipologiche 1 e 2):
Banchina in massi pilonati sul lato interno e una scogliera con mantellata in massi naturali lato mare con muro paraonde sul coronamento.

Di seguito vengono descritti gli approcci di calcolo impiegati e i risultati dei dimensionamenti e delle verifiche condotte con riferimento alle sezioni tipologiche di progetto delle opere a gettata, descritte in dettaglio nel successivo paragrafo 5.2. Nello specifico si riportano:

- Dimensionamento della mantellata in massi artificiali (Ecopode™);
- Dimensionamento della mantellata in massi naturali (tratto di radice);
- Dimensionamento della protezione al piede in massi naturali;
- Verifica dei criteri di ritenzione dei filtri granulari;
- Verifica dei livelli di sicurezza in relazione alla tracimazione.

5.1 Approcci di calcolo

5.1.1 Dimensionamento della mantellata di scogliere artificiali (Hudson)

Il dimensionamento della mantellata delle scogliere in massi artificiali (tipo Ecopode™) è stato condotto secondo quanto indicato e raccomandato dal CLI (Concrete Layer Innovations); la formulazione di riferimento è quella generica proposta da Hudson (1953, 1959):

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad \text{con} \quad \Delta = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)$$

dove:

- H_s è l'altezza significativa della mareggiata di progetto;
- D_n è la lunghezza del lato equivalente del cubo avente la stessa massa dell'Ecopode™;
- γ_s il peso specifico del calcestruzzo (assunto pari a 2.30 t/m³);
- γ_w è il peso specifico dell'acqua (pari a 1.030 t/m³);
- $\cot \alpha$ è il rapporto di scarpa (orizzontale/verticale) pari a 4:3;
- K_D è il coefficiente di stabilità dell'elemento.

Per quanto riguarda i valori del coefficiente di stabilità K_D , per la sezione corrente CLI indica di utilizzare:

- K_D pari a 16 per fondali a debole pendenza (inferiori all'1%) e, in ogni caso, per onda non frangente;

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

- K_D inferiore (variabile tra 16 e 8.5, come rappresentato nel grafico di Figura 5-1) per fondali più acclivi (pendenza maggiore ad 1%) e onda frangente.

Per la sezione di testata viene indicato un valore del coefficiente di stabilità K_D pari a 12.3, corrispondente ad un incremento del 30% del volume calcolato per sezione corrente.

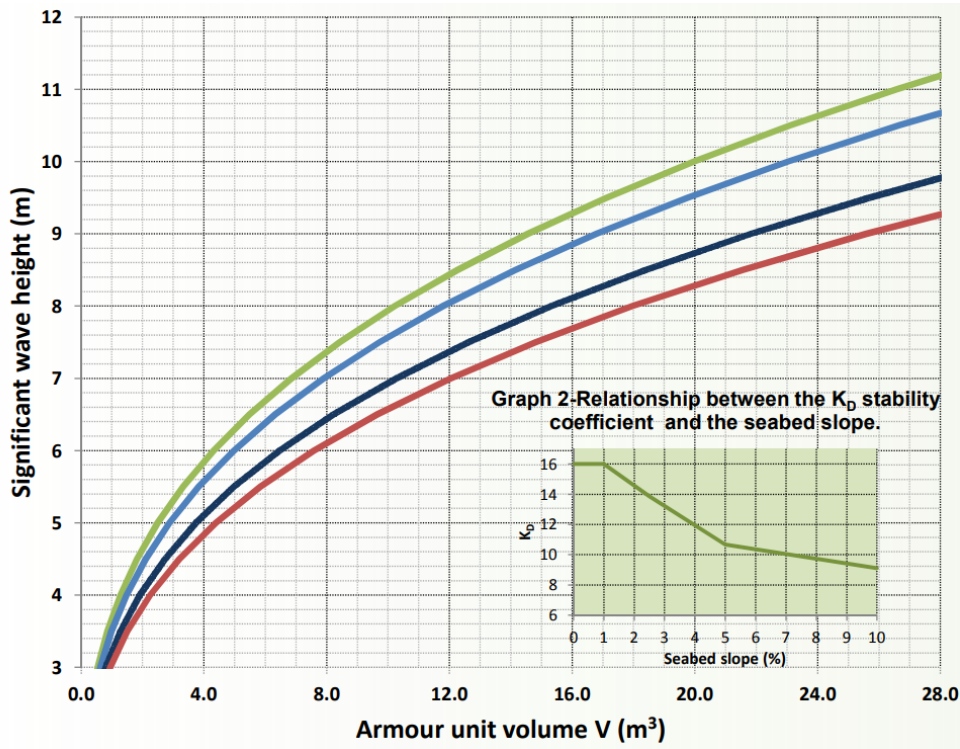


Figura 5-1 Grafico per il calcolo del coefficiente di stabilità per sezione corrente

5.1.2 Dimensionamento della mantellata di scogliere emerse in massi naturali (Van der Meer)

La formula di Van der Meer (1988b) per il calcolo dei massi della mantellata di scogliere emerse fornisce il peso medio dei massi necessario a garantire la stabilità di mantellate di assegnata geometria sotto l'azione del moto ondoso incidente. Il peso medio dei massi (W_{50}) può essere determinato una volta calcolato il valore del numero di stabilità N_s , attraverso le seguenti formule:

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

dove

- γ_s è il peso specifico dei massi (assunto pari a 2.6 t/m³);
- γ_w è il peso specifico dell'acqua di mare (pari a 1.030 t/m³).
- H_s è l'altezza d'onda significativa di progetto;
- W_{50} e D_{50} sono rispettivamente il peso ed il diametro medio dei massi.

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Il numero di stabilità legato all'onda che è mediamente responsabile del danneggiamento è dato dalle formule seguenti:

$$\frac{H}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right) D_{50}} = 6.2 P^{0.18} S^{0.2} N^{-0.1} \xi_m^{-0.5} \quad \text{per frangimento tipo plunging}$$

$$\frac{H}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right) D_{50}} = 1.0 P^{-0.13} S^{0.2} N^{-0.1} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P \quad \text{per frangimento tipo surging}$$

dove:

- $\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_m^2}}}$ rappresenta il parametro di Iribarren;
- H è l'altezza d'onda di progetto utilizzata nel calcolo;
- T_m rappresenta il periodo medio della mareggiata, assunto pari a circa 0.87 volte il periodo di picco T_p (rapporto medio valido per spettro di tipo JONSWAP cfr. "Random Seas and Design Maritime Structures", Goda);
- P è un fattore di permeabilità della struttura, assunto nel caso in esame pari a 0.4 (cfr. Figure 5.39 del Rock Manual);
- S è il grado di danneggiamento;
- N è il numero di onde della mareggiata (assunto pari a 3000);
- α è l'angolo che la scarpata della mantellata forma con l'orizzontale (nel caso in esame pari a 2:1).

In merito al grado di danneggiamento assunto nei dimensionamenti delle mantellate in massi naturali, si fa presente che convenzionalmente, per strutture staticamente stabili, viene utilizzato un valore di S pari a 2; tale valore corrisponde ad una condizione definita come "start of damage" (danneggiamento iniziale), corrispondente ad una percentuale di danno D compresa tra 0 e 5%.

Per l'individuazione del criterio di frangimento (plunging o surging) e, quindi, della formula da usare per il calcolo del numero di stabilità, Van der Meer fornisce un valore di riferimento (critico) per il parametro di Iribarren:

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

Se il parametro di Iribarren è inferiore al valore critico si ha un frangimento di tipo plunging, in caso contrario di tipo surging.

5.1.3 Dimensionamento della protezione al piede (Van der Meer)

La formula di Van der Meer (1995) viene utilizzata per il calcolo dei massi della protezione al piede di scogliere. Il peso medio dei massi (W_{50}) può essere determinato una volta calcolato il valore del numero di stabilità N_s , attraverso le seguenti formule (Figura 5-2):

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \quad \text{ovvero} \quad \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(2 + 6.2 \left(\frac{h_t}{h} \right)^{2.7} \right) N_{od}^{0.15} \quad \text{con} \quad \Delta = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)$$

dove

- γ_s è il peso specifico dei massi (assunto pari a 2.6 t/m³);
- γ_a è il peso specifico dell'acqua di mare (pari a 1.030 t/m³).
- H_s è l'altezza d'onda significativa di progetto;
- D_{n50} è il diametro medio dei massi.
- h_t e h sono rispettivamente la profondità in corrispondenza del coronamento della protezione e la profondità al piede dell'opera;
- N_{od} è il grado di danno (assunto pari a 0.5, condizione corrispondente all'inizio del danneggiamento ovvero ad una condizione di sicurezza per il progetto).

L'equazione sopra riportata può essere applicata nel caso in cui i parametri h_t/h e h_t/D_{n50} rispettino i seguenti range di validità:

$$0.4 < \frac{h_t}{h} < 0.9 \quad \text{e} \quad 3 < \frac{h_t}{D_{n50}} < 25.$$

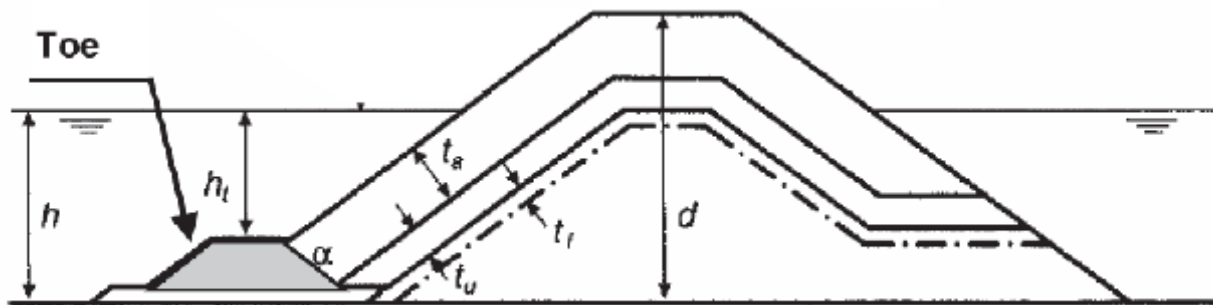


Figura 5-2- Sezione tipologica di riferimento per la protezione al piede (Van der Meer, 1995)

5.1.4 Dimensionamento dei filtri (criteri di ritenzione)

Il criterio proposto dal CERC SPM (1984) è valido per mantellate di granulometria uniforme in condizioni di flusso non stazionario (esposte al moto ondoso). Il criterio si basa sulla limitazione del rapporto tra il diametro degli elementi del filtro (D_f), o del materiale a granulometria maggiore, e quello degli elementi del materiale di base (D_b), o del materiale a granulometria più fine:

$$\frac{D_f}{D_b} \leq 2.2.$$

Tale verifica viene condotta con riferimento a strati contigui di materiali granulari aventi differente pezzatura (ad esempio tra mantellata e nucleo/filtro della scogliera o filtro/nucleo e imbasamento).

5.1.5 Calcolo della portata di tracimazione per opere a scogliera (EurOtop Manual)

Il calcolo della portata di tracimazione per le opere a gettata è stato condotto con riferimento alla metodologia proposta nello EurOtop Manual (2018). La metodologia utilizzata consente di valutare la portata media di tracimazione in funzione dei parametri caratteristici dell'onda incidente, della tipologia e della geometria della mantellata; in particolare, vengono considerati:

- tipo e disposizione degli elementi utilizzati per la mantellata;
- quota del coronamento;
- altezza d'onda della mareggiata;
- direzione di incidenza dell'onda rispetto alla normale al paramento (β).

La portata di tracimazione q , espressa in metri cubi al secondo per metro di sviluppo del coronamento [$m^3/s/m$], è stata calcolata con riferimento al "design and assessment approach" (approccio di progetto) utilizzando la seguente espressione:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.1035 \exp \left[- \left(1.35 \cdot \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right)^{1.3} \right]$$

dove:

- H_{m0} rappresenta l'altezza significativa al piede dell'opera [m];
- R_c rappresenta la quota del coronamento rispetto al livello del mare incrementato del setup [m];
- γ_f rappresenta il coefficiente che tiene conto della scabrezza della mantellata [-];
- γ_β rappresenta il coefficiente che tiene conto dell'incidenza della direzione media di propagazione rispetto alla normale al paramento [-].

Il valore del fattore di riduzione γ_f per mantellate in massi naturali costituiti da doppio strato e nucleo permeabile è pari a 0.40, mentre per gli Ecopode™ (assimilabili a Accropode tipo II) è pari a 0.44, in accordo con i coefficienti indicati dallo EurOtop Manual.

Il coefficiente γ_β , che tiene conto dell'inclinazione dell'onda rispetto al paramento dell'opera, può essere ricavato con le seguenti espressioni:

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0063|\beta| \quad \text{for } 0^\circ \leq |\beta| \leq 80^\circ$$

per $|\beta| > 80^\circ$ può essere utilizzato il valore $\beta = 80^\circ$.

Per le strutture a gettata con muro paraonde più alto rispetto al coronamento della scogliera, la quota di coronamento nel calcolo viene assunta pari alla quota del muro (definita rispetto al livello del mare eventualmente incrementato del setup).

Per larghezze del coronamento pari ad almeno 3 volte il diametro medio dei massi che compongono la mantellata (larghezza del coronamento $G_c \geq 3D_{n50}$) può essere impiegato il seguente fattore di riduzione per la portata di tracimazione (Figura 5-3):

$$C_r = 3.06 \exp(-1.5 G_c/H_{m0}) \leq 1.$$

In questo caso, a favore di sicurezza, non è stata considerata alcuna riduzione per effetto dell'inclinazione dell'onda (direzione dell'onda pressoché coincidente con la normale al paramento dell'opera) e della larghezza del coronamento.

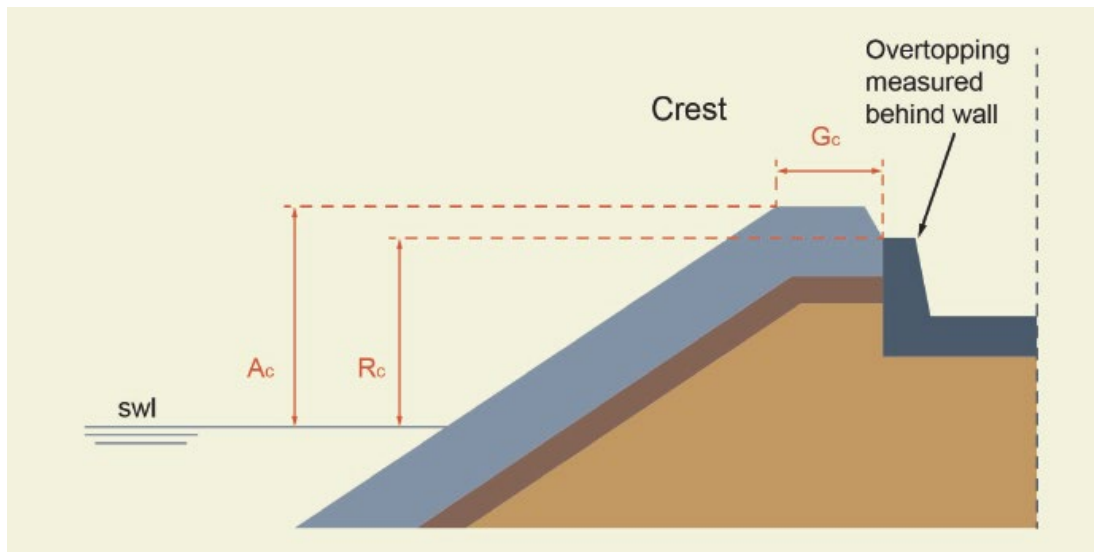


Figura 5-3 Schema per il calcolo del coefficiente di riduzione legato alla larghezza del coronamento

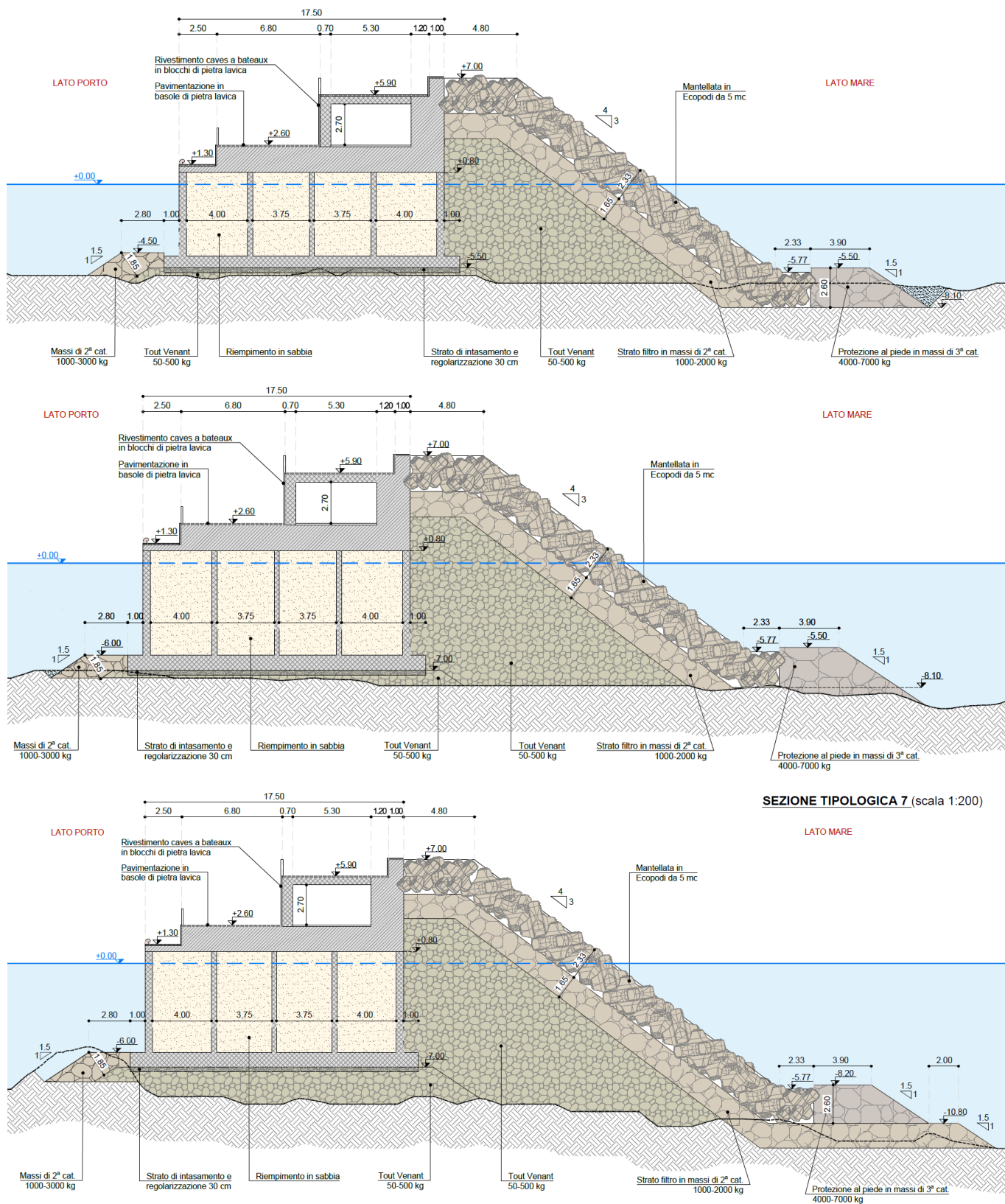
5.2 Descrizione della soluzione progettuale

Procedendo verso riva oltre i primi due cassoni di testata, il nuovo molo di sopraflutto (dalla progressiva 104 a 190 m circa; sezioni tipologiche da 5 a 7), è costituito da una sezione mista con cassoni cellulari in calcestruzzo sul lato interno e scogliera in massi artificiali (tipo Ecopode™) sul lato esterno. I cassoni, di larghezza pari a 17.5 m (con base di appoggio sporge di 1 m per lato) verranno realizzati con altezze differenti per adattarsi alla profondità del fondale; nello specifico sono previste le seguenti tipologie (Figura 5-4): cassone cellulare con altezza 7.8 m imbasato alla -7.00 m s.m.m. (sezioni tip. 6 e 7) e cassone cellulare con altezza 6.3 m imbasato alla -5.50 m s.m.m. (sezione tip. 5);

In sommità verrà realizzata una struttura massiva in calcestruzzo armato, che ingloba sia la soletta di banchina (a quota +1.30 m s.m.m.), la passeggiata commerciale antistante i "Caves-à-Bateaux" (a quota +2.60 m s.m.m.), la passeggiata sopraelevata sul coronamento (a quota +5.90 m s.m.m.) e il muretto di coronamento (a quota +7.00 m s.m.m.).

Il piede dei cassoni sul lato interno è protetto da una berma in massi naturali di II categoria (pezzatura compresa tra 1.0 e 3.0 t). I cassoni sono interamente protetti, sul lato esterno da una scogliera realizzata con massi artificiali tipo Ecopode™ da 5 m³, avente pendenza 4:3 e quota di coronamento +7.00 m s.m.m.; per ragioni costruttive la scogliera è imbasata alla -10.80 m s.m.m. (sezione tip. 7) e alla -8.10 m s.m.m. (sezioni tip. 5 e 6). Al di sotto della mantellata verrà disposto uno strato filtro realizzato con massi naturali di II categoria (da 1.0 a 2.0 t); al piede della mantellata verrà realizzata una berma con massi di III categoria (da 4 a 7 t), con quota di coronamento -8.20 m s.m.m. (sezione tip. 7) e -5.50 m s.m.m. (sezioni tip. 5 e 6). Tra la berma di protezione e il fondale, ove necessario per ragioni costruttive (cfr. sezione tip. 7), verrà posizionato un imbasamento in massi di I categoria (da 0.5 a 1.0 t). Il nucleo è costituito da pietrame di pezzatura 50÷500 kg; sotto i cassoni verrà realizzato uno strato di intasamento dello spessore di 30 cm. I massi e il pietrame delle scogliere verranno posati direttamente sul fondale, che sulla base delle indagini condotte risulta costituito da roccia più o meno fratturata.

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME



SEZIONE TIPOLOGICA 7 (scala 1:200)

Figura 5-4 Sezioni tipologiche 5 (in alto), 6 (al centro) e 7 (in basso)

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Il tratto successivo del molo di sopraflutto (dalla progressiva 43 a 104 m circa; sezioni tipologiche 3 e 4) è costituito da una sezione mista con struttura in massi pilonati sul lato interno e scogliera in massi artificiali (tipo Ecopode™) sul lato esterno (Figura 5-5). In sommità verrà realizzata una struttura in calcestruzzo (soletta sagomata ad L) per la banchina (a quota +1.30 m s.m.m.) che sarà collegata con il percorso/passeggiata (a quota +2.60 m s.m.m.). Sul lato esterno verrà invece realizzato un muro paraonde con struttura massiva in calcestruzzo e quota di coronamento a +7.00 m s.m.m..

Sul lato esterno verrà realizzata una scogliera in massi artificiali tipo Ecopode™ da 5 m³, avente pendenza 4:3 e quota di coronamento +7.00 m s.m.m.; per ragioni costruttive la scogliera sarà imbasata alla -6.30 m s.m.m. (sezione tip. 4) e alla -4.50 m s.m.m. (sezione tip. 3). Al di sotto della mantellata verrà disposto uno strato filtro realizzato con massi naturali di II categoria (da 1.0 a 2.0 t); al piede della mantellata verrà realizzata una berma con massi di III categoria (da 4 a 7 t), con quota di coronamento -3.70 m s.m.m. (sezione tip. 4) e -1.90 m s.m.m. (sezione tip. 3). Il nucleo è costituito da pietrame di pezzatura 50÷500 kg; il riempimento a tergo della banchina in massi pilonati verrà realizzato con pietrame scapolo. I massi in cls della banchina, i massi e il pietrame delle scogliere verranno anche in questo caso posati direttamente sul fondale.

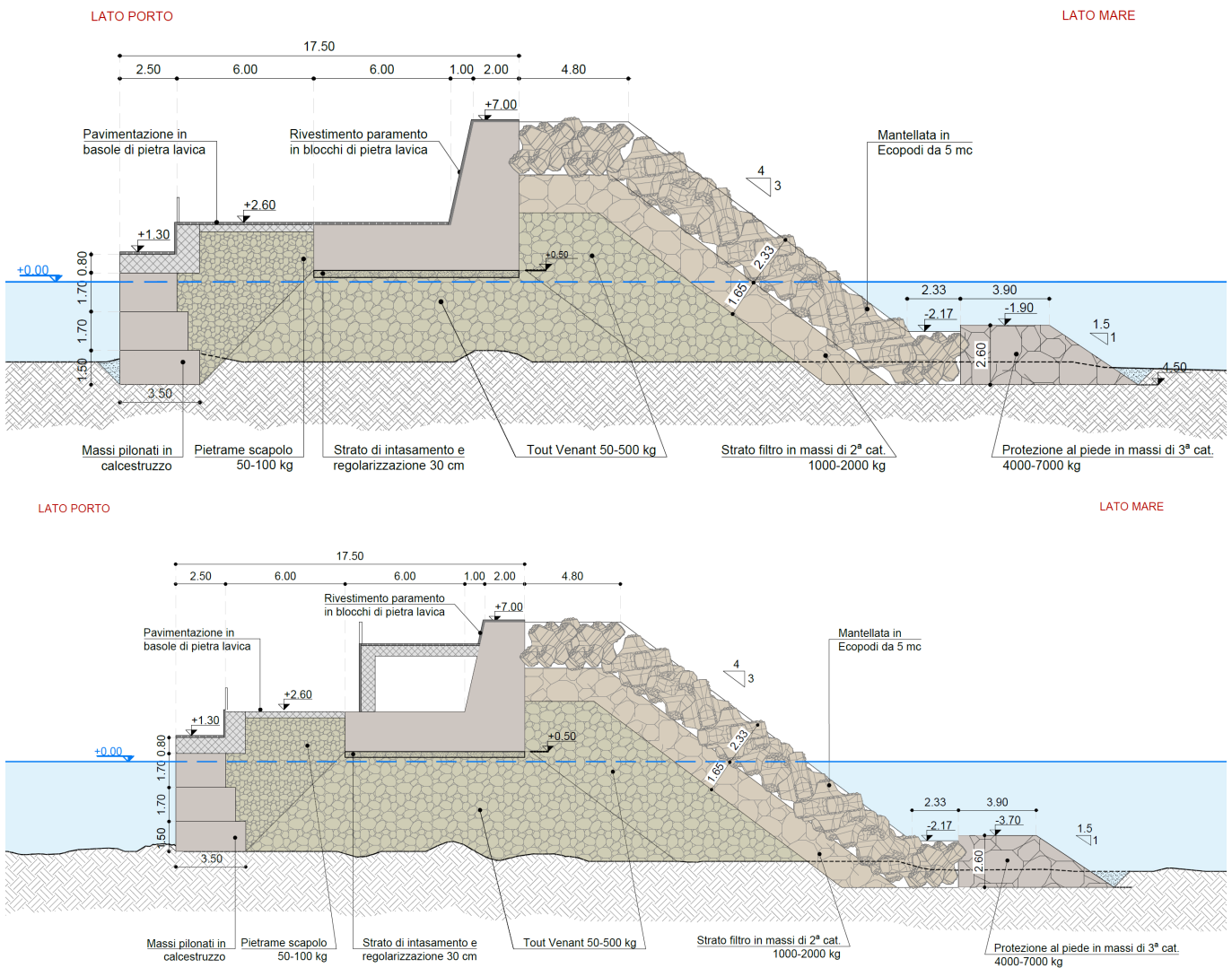


Figura 5-5 Sezioni tipologiche 3 (in alto) e 4 (in basso)

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Il tratto di radice del molo di sopraflutto (dalla progressiva 0 a 43 m circa; sezioni tipologiche 1 e 2) è costituito da una sezione mista con struttura in massi pilonati sul lato interno e scogliera in massi naturali sul lato esterno; in Figura 5-6 è rappresentata la sezione tipologica 2. In sommità verrà realizzata una struttura in calcestruzzo (soletta sagomata ad L) per la banchina (a quota +1.30 m s.m.m.) che sarà collegata con il percorso/passeggiata (a quota +2.60 m s.m.m.). Sul lato esterno verrà invece realizzato un muro paraonde con struttura massiva in calcestruzzo e quota di coronamento a +7.00 m s.m.m..

Sul lato esterno verrà realizzata una scogliera in naturali di III categoria (da 4.0 a 7.0 t), avente pendenza 2:1 e quota di coronamento +7.00 m s.m.m.; al di sotto della mantellata verrà disposto uno strato filtro realizzato con massi naturali di I categoria (da 0.5 a 1.0 t). Il nucleo è costituito da pietrame di pezzatura 50÷500 kg; il riempimento a tergo della banchina in massi pilonati verrà realizzato con pietrame scapolo. I massi in cls della banchina, i massi e il pietrame delle scogliere verranno anche in questo caso posati direttamente sul fondale.

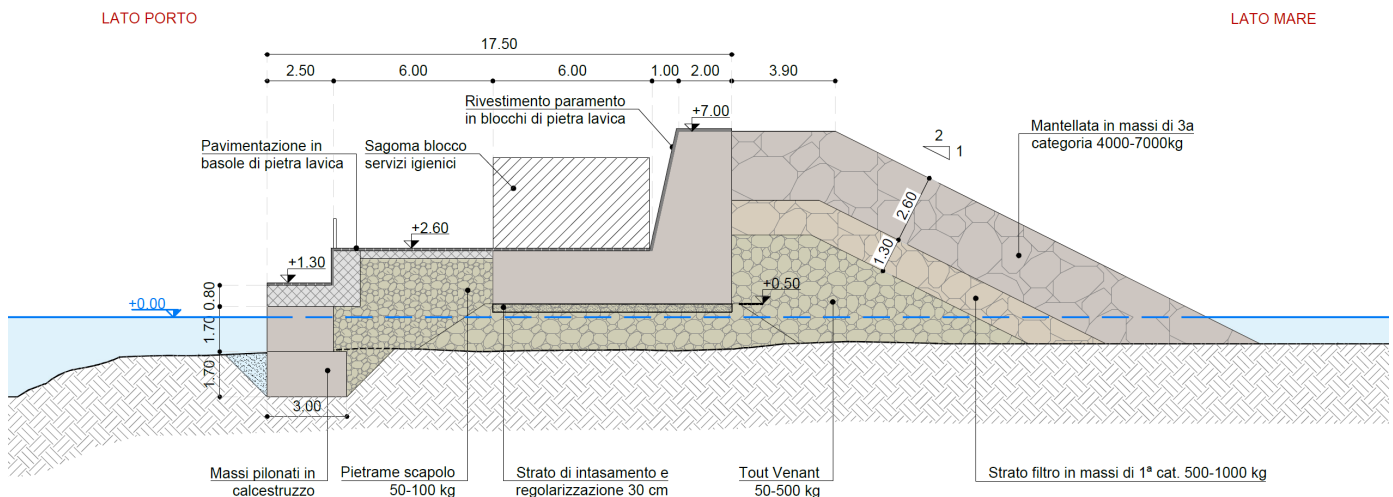


Figura 5-6 Sezione tipologica 2

5.3 Onde di progetto

Nel presente paragrafo si riportano le onde di progetto, utilizzate per i dimensionamenti delle opere a gettata; i calcoli e le verifiche sono state condotte con riferimento alle sezioni tipologiche descritte nel precedente paragrafo 5.2.

Le caratteristiche delle onde di progetto sono state estratte dalle propagazioni locali delle mareggiate estreme riportate nell'Elaborato D.01 "Studio idraulico marittimo. Dall'output della griglia di dettaglio, centrata nell'area di intervento, sono stati estratti, lungo transetti opportunamente tracciati in corrispondenza del piede delle opere, i parametri dell'onda: altezza significativa, periodo di picco e direzione media di provenienza. Le condizioni sono state estratte ad una distanza pari a circa 5 volte l'altezza significativa (come suggerito in letteratura; cfr. "Random Seas and Design in Maritime Structures" Goda).

Per ciascuna struttura, sulla base della tipologia costruttiva e della verifica da eseguire è stato definito il tempo di ritorno dell'evento ondoso da considerare nella verifica, come descritto nei precedenti paragrafi 3.1 e 3.3. Sulla base dell'esposizione del tratto di opera da dimensionare (nel caso specifico settore di

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Ponente) è stato individuato il TEST più gravoso, da cui sono state estratte le condizioni di input. Nella successiva Tabella 5.1 sono riassunte le caratteristiche delle onde di progetto utilizzate per il dimensionamento e la verifica delle opere a gettata.

Per quanto riguarda il tratto di radice (sezioni tipologiche 1 e 2, con mantellata in massi naturali), si fa presente che in questa zona l'altezza d'onda risulta limitata dal fondale per cui il valore dell'altezza d'onda significativa è stato determinato con riferimento a condizioni di onda frangente. Nello specifico, in caso di altezza d'onda limitata dal frangimento, il CEM consiglia di ricavare l'altezza significativa attraverso la relazione che lega l'altezza significativa alla $H_{2\%}$, ragionevolmente assimilabile all'altezza H_b , massima in relazione al fondale. Per fondali a debole pendenza, si può assumere $H_b = 0.78 d$, dove d indica la profondità al piede dell'opera. Va tuttavia segnalato che nei casi sperimentali analizzati da Van der Meer il frangimento era di modesta intensità e comunque del tipo spilling: si ritiene pertanto ragionevole e cautelativo seguire le indicazioni dello stesso autore, che, in caso di frangimento molto intenso e di tipo plunging, raccomanda di utilizzare $H = H_{2\%}/1.1 \div 1.2$ (nel caso specifico è stato adottato un valore di 1.15). Ai valori di altezza significativa così determinati è stato associato il valore del sovrizzo e del periodo di picco caratteristico della mareggiata estrema considerata per il dimensionamento, individuata in funzione del tempo di ritorno e della tipologia di verifica da eseguire.

Tabella 5.1 Caratteristiche delle onde di progetto per il dimensionamento delle opere a gettata

TIPOLOGIA VERIFICA	SEZIONE TIP.	T _R (anni)	TEST	SOVRALZO (m s.m.m.)	H _s (m)	T _p (s)	DIR (°N)
Dimensionamento mantellata in massi artificiali	6 - corrente (lato mare)	70 (stat. annuale)	P2 Ponente	+0.91	5.10	12.5	240
Dimensionamento mantellata in massi artificiali	7 - testata (lato mare)	70 (stat. annuale)	P2 Ponente	+0.91	5.60	12.5	235
Dimensionamento mantellata in massi naturali	2 (lato mare)	70 (stat. annuale)	P2 Ponente	+0.91	2.65(*)	12.5	-
Dimensionamento mantellata protezione al piede	6 - corrente (lato mare)	70 (stat. annuale)	P2 Ponente	+0.91	5.10	12.5	240
Dimensionamento mantellata protezione al piede	7 - testata (lato mare)	70 (stat. annuale)	P2 Ponente	+0.91	5.60	12.5	235
Verifica dei livelli tracimazione (sicurezza strutturale)	6 (lato mare)	50 (stat. annuale)	P1 Ponente	+0.90	5.50	12.5	235
Verifica dei livelli tracimazione (sicurezza strutturale)	2 (lato mare)	50 (stat. annuale)	P1 Ponente	+0.90	2.65(*)	12.5	-
Verifica dei livelli tracimazione (sicurezza funzionale)	6 (lato mare)	50 (stat. estiva)	P4 Ponente	+0.56	2.70	9.0	245
Verifica dei livelli tracimazione (sicurezza funzionale)	2 (lato mare)	50 (stat. estiva)	P4 Ponente	+0.56	2.65(*)	9.0	-

(*) valore di altezza d'onda significativa calcolato in condizioni di onda frangente

5.4 Risultati dimensionamento e verifiche

5.4.1 Dimensionamento della mantellata in massi artificiali

Il dimensionamento della mantellata in massi artificiali tipo Ecopode™ è stato condotto utilizzando l'approccio di Hudson descritto nel precedente paragrafo 5.1.1, con riferimento alla sezione corrente (Tabella 5.2) e alla sezione di testata (Tabella 5.3). Dai calcoli risulta che, sia per la sezione corrente che per la sezione di testata, dovranno essere utilizzati massi artificiali del peso di 11.50 t corrispondenti ad un volume dell'elemento pari a 5.0 m³ per uno spessore del singolo strato della mantellata di 2.33 m.

Tra la mantellata e il nucleo verrà interposto uno strato filtro in massi di II categoria (pezzatura da 1.0 a 2.0 t) dello spessore di 1.65 m (spessore del doppio strato); tale pezzatura rispetta i criteri suggeriti da CLI per lo strato sottostante la mantellata in Ecopode™.

Tabella 5.2 Dimensionamento della mantellata in Ecopode™ (sezione corrente; cfr. sez. tip. 6)

Approccio di calcolo	Hudson	Rif. Concrete Layer Innovations
Condizione d'onda	frangente	
Pendenza fondale	2.00%	inserire pendenza se onda frangente
H _s (m)	5.60	altezza dell'onda di progetto
γ _s (t/m ³)	2.30	peso specifico dei massi
γ _A (t/m ³)	1.03	peso specifico dell'acqua di mare
ctg α	1.33	pendenza della scarpata
K _{DT}	12.30	coefficiente di stabilità per testata
K _{DS}	16.00	coefficiente di stabilità per sezione corrente
K _{DS,fr,steep}	14.67	coefficiente di stabilità per sezione corrente, profilo acclive (>1%), onda frangente
W _{DT} (t)	13.14	Peso e volume calcolato per sezione di testata
V _{DT} (m ³)	5.71	
W _{DS} (t)	10.10	Peso e volume calcolato per sezione corrente
V _{DS} (m ³)	4.39	
W _{DS,fr,steep} (t)	11.02	Peso e volume calcolato per sezione corrente, profilo acclive (>1%), onda frangente
V _{DS,fr,steep} (m ³)	4.79	
W _{scelto} (t)	11.50	Peso e volume elementi utilizzati
V _{scelto} (m ³)	5.00	

Tabella 5.3 Dimensionamento della mantellata in Ecopode™ (sezione di testata; cfr. sez. tip. 7)

Approccio di calcolo	Hudson	Rif. Concrete Layer Innovations
Condizione d'onda	non frangente	
Pendenza fondale	-	inserire pendenza se onda frangente
H_s (m)	5.10	altezza dell'onda di progetto
γ_s (t/m³)	2.30	peso specifico dei massi
γ_A (t/m³)	1.03	peso specifico dell'acqua di mare
ctg α	1.33	pendenza della scarpata
K_{DT}	12.30	coefficiente di stabilità per testata
K_{DS}	16.00	coefficiente di stabilità per sezione corrente
K_{DS,fr,steep}	-	coefficiente di stabilità per sezione corrente, profilo acclive (>1%), onda frangente
W_{DT} (t)	9.92	Peso e volume calcolato per sezione di testata
V_{DT} (m³)	4.31	
W_{DS} (t)	7.63	Peso e volume calcolato per sezione corrente
V_{DS} (m³)	3.32	
W_{DS,fr,steep} (t)	-	Peso e volume calcolato per sezione corrente, profilo acclive (>1%), onda frangente
V_{DS,fr,steep} (m³)	-	
W_{scelto} (t)	11.50	Peso e volume elementi utilizzati
V_{scelto} (m³)	5.00	

5.4.2 Dimensionamento della mantellata in massi naturali

Il dimensionamento della mantellata in massi naturali del tratto di radice del molo è stato condotto utilizzando l'approccio di Van der Meer per scogliere emerse descritto nel precedente paragrafo 5.1.2; i risultati sono riportati nella successiva Tabella 5.4.

Il dimensionamento riguarda la scogliera nel tratto di radice del molo (sezione tipologica 2); l'onda di progetto sotto costa risulta limitata dal fondale (onda frangente). In questo caso, il CEM consiglia di ricavare l'altezza significativa attraverso la relazione che lega l'altezza significativa alla $H_{2\%}$, ragionevolmente assimilabile all'altezza H_b , come descritto nel precedente paragrafo 5.3.

Applicando l'approccio proposto da Van der Meer per mantellate di scogliere emerse, è stata determinata la condizione più sfavorevole per il dimensionamento della mantellata, corrispondente alla transizione tra condizione di frangimento tipo plunging e surging. Tale condizione si verifica nel caso specifico per valori del periodo di picco inferiori a quello di progetto (T_p circa 9.8 s contro un valore di progetto di 12.5 s).

Dai calcoli risulta che dovranno essere utilizzati massi naturali di III categoria (da 4.0 a 7.0 t) con spessore del doppio strato pari a 2.60 m; la stessa pezzatura verrà impiegata per tutto il tratto di radice (sezioni tipologiche 1 e 2).

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 5.4 Dimensionamento della mantellata in massi naturali (cfr. sez. tip. 2)

Approccio di calcolo	Van der Meer	Rif. CEM (2008) - Table VI-5-23
γ_s (kN/m ³)	25.5	peso specifico dei massi
γ_A (kNm ³)	10.1	peso specifico dell'acqua di mare
Δ	1.524	rapporto densità relative massi e acqua
H_s (m)	2.65	altezza dell'onda di progetto
T_p (s)	11.29	periodo di picco (modificare per verifica transizione plunging/surgung)
T_m (s)	9.82	periodo medio
$\cot \alpha$ (rad)	2.00	pendenza della scarpata
P	0.40	fattore di permeabilità (cfr. Figure VI-5-11 del CEM)
ξ_c	3.77	parametro di Iribarren critico (transizione plunging/surgung)
ξ_m	3.77	parametro di Iribarren
S_d	2.0	grado di danneggiamento (2 danno iniziale, 4-6 danno intermedio, 8 collasso)
N	3000	numero di onde
Tipologia sezione	corrente	
Condizione di verifica	plunging	
PLUNGING		
$H_s/(\Delta D_{n50})$	1.40	numero di stabilità
D_{n50} (m)	1.25	diametro medio dei massi
$W_{T,med}$ (t)	5.02	Peso medio dei massi incrementato del 30% se tipologia sezione = testata.
SURGING		
$H_s/(\Delta D_{n50})$	1.40	numero di stabilità (plunging)
D_{n50} (m)	1.25	diametro medio (plunging)
$W_{T,med}$ (t)	5.02	Peso medio dei massi incrementato del 30% se tipologia sezione = testata.
$W_{T,med}$ (t)	5.02	Peso dei massi calcolato (valore medio e range massimo e minimo). Valore incrementato del 30% se tipologia sezione = testata.
$W_{T,min}$ (t)	3.77	
$W_{T,max}$ (t)	6.28	
$W_{T,med}$ (t)	5.50	Peso dei massi utilizzati (valore medio e range massimo e minimo).
$W_{T,min}$ (t)	4.00	
$W_{T,max}$ (t)	7.00	
n	2.00	numero di strati
s (m)	2.60	spessore doppio strato

5.4.3 Dimensionamento della protezione al piede

Il dimensionamento della mantellata della protezione al piede è stato condotto utilizzando l'approccio di Van der Meer (1995), descritto nel precedente paragrafo 5.1.3. Il calcolo è stato condotto con riferimento alle sezioni tipologiche di progetto descritte nel precedente paragrafo 5.2; per esigenze costruttive, infatti, risulta necessario alzare la quota di imbasamento della sezione (e di conseguenza anche del coronamento della protezione) procedendo verso riva.

Il calcolo è stato condotto per i tratti più esposti, con quota di coronamento della berma di protezione al piede pari rispettivamente a -8.20 m s.m.m. (sezione tipologica 7; Tabella 5.5 e Tabella 5.6) e -5.50 m s.m.m. (sezioni tipologiche 5 e 6; Tabella 5.7 e Tabella 5.8). Il dimensionamento del piede per la sezione di testata (sezione tipologica 7) è stato condotto considerando una maggiorazione del 30% della pezzatura ottenuta dal calcolo.

A favore di sicurezza il dimensionamento è stato condotto sia con riferimento a condizioni di marea eccezionali (ovvero considerando il sovrizzo associato alla mareggiata di progetto) che in condizioni ordinarie (livello coincidente con il medio mare); per opere a scogliera con coronamento sommerso (come nel caso della protezione al piede) infatti non è escluso che la seconda condizione possa essere più critica per il dimensionamento.

Dai calcoli risulta che dovranno essere utilizzati massi naturali di III categoria (da 4.0 a 7.0 t) con spessore del doppio strato pari a 2.60 m. Procedendo verso riva l'altezza d'onda si riduce significativamente (sezioni tipologiche 3 e 4), per cui è cautelativo utilizzare per la protezione la stessa pezzatura impiegata per le sezioni più sollecitate.

Tabella 5.5 Dimensionamento della protezione al piede (sezione tipologica 7) con sovrizzo

Approccio di calcolo	Van der Meer	Rif. CIRIA (2007) - Equation 5.188
γ_S (kN/m ³)	25.5	peso specifico dei massi
γ_A (kN/m ³)	10.1	peso specifico dell'acqua di mare
Δ	1.524	rapporto densità relative massi e acqua
H_s (m)	5.10	altezza dell'onda di progetto
h (m s.m.m.)	14.50	profondità al piede dell'opera
h_t (m s.m.m.)	8.20	profondità sopra la protezione al piede
δ (m s.m.m.)	0.91	sovrizzo
N_{0D}	0.5	grado di danneggiamento (0.5 danno iniziale, 2 danno intermedio, 4 collasso del piede)
Tipologia sezione	testata	
$H_s/(\Delta D_{n50})$	3.15	numero di stabilità
D_{n50} (m)	1.06	diametro medio del masso calcolato
$W_{T,med}$ (t)	4.03	Peso dei massi calcolato (valore medio e range massimo e minimo). Valore incrementato del 30% se tipologia sezione = testata.
$W_{T,min}$ (t)	3.03	
$W_{T,max}$ (t)	5.04	
h_t/h	0.59	range validità soddisfatto
h_t/D_{n50}	8.59	range validità soddisfatto
$W_{T,med}$ (t)	5.50	Peso dei massi utilizzati (valore medio e range massimo e minimo).
$W_{T,min}$ (t)	4.00	
$W_{T,max}$ (t)	7.00	
n	2.00	numero di strati
s (m)	2.60	spessore doppio strato

Tabella 5.6 Dimensionamento della protezione al piede (sezione tipologica 7) senza sovrалzo

Approccio di calcolo	Van der Meer	Rif. CIRIA (2007) - Equation 5.188
γ_S (kN/m ³)	25.5	peso specifico dei massi
γ_A (kN/m ³)	10.1	peso specifico dell'acqua di mare
Δ	1.524	rapporto densità relative massi e acqua
H_s (m)	5.10	altezza dell'onda di progetto
h (m s.m.m.)	14.50	profondità al piede dell'opera
h_t (m s.m.m.)	8.20	profondità sopra la protezione al piede
δ (m s.m.m.)	0.00	sovrалzo
N_{OD}	0.5	grado di danneggiamento (0.5 danno iniziale, 2 danno intermedio, 4 collasso del piede)
Tipologia sezione	testata	
$H_s/(\Delta D_{n50})$	3.00	numero di stabilità
D_{n50} (m)	1.11	diametro medio del masso calcolato
$W_{T,med}$ (t)	4.68	Peso dei massi calcolato (valore medio e range massimo e minimo). Valore incrementato del 30% se tipologia sezione = testata.
$W_{T,min}$ (t)	3.51	
$W_{T,max}$ (t)	5.85	
h_t/h	0.57	range validità soddisfatto
h_t/D_{n50}	7.36	range validità soddisfatto
$W_{T,med}$ (t)	5.50	Peso dei massi utilizzati (valore medio e range massimo e minimo).
$W_{T,min}$ (t)	4.00	
$W_{T,max}$ (t)	7.00	
n	2.00	numero di strati
s (m)	2.60	spessore doppio strato

Tabella 5.7 Dimensionamento della protezione al piede (sezioni tipologiche 5 e 6) con sovrizzo

Approccio di calcolo	Van der Meer	Rif. CIRIA (2007) - Equation 5.188
γ_S (kN/m ³)	25.5	peso specifico dei massi
γ_A (kN/m ³)	10.1	peso specifico dell'acqua di mare
Δ	1.524	rapporto densità relative massi e acqua
H_s (m)	5.60	altezza dell'onda di progetto
h (m s.m.m.)	10.00	profondità al piede dell'opera
h_t (m s.m.m.)	5.50	profondità sopra la protezione al piede
δ (m s.m.m.)	0.91	sovrizzo
N_{OD}	0.5	grado di danneggiamento (0.5 danno iniziale, 2 danno intermedio, 4 collasso del piede)
Tipologia sezione	corrente	
$H_s/(\Delta D_{n50})$	3.13	numero di stabilità
D_{n50} (m)	1.17	diametro medio del masso calcolato
$W_{T,med}$ (t)	4.20	Peso dei massi calcolato (valore medio e range massimo e minimo). Valore incrementato dle 30% se tipologia sezione = testata.
$W_{T,min}$ (t)	3.15	
$W_{T,max}$ (t)	5.25	
h_t/h	0.59	range validità soddisfatto
h_t/D_{n50}	5.46	range validità soddisfatto
$W_{T,med}$ (t)	5.50	Peso dei massi utilizzati (valore medio e range massimo e minimo).
$W_{T,min}$ (t)	4.00	
$W_{T,max}$ (t)	7.00	
n	2.00	numero di strati
s (m)	2.60	spessore doppio strato

Tabella 5.8 Dimensionamento della protezione al piede (sezioni tipologiche 5 e 6) senza sovrizzo

Approccio di calcolo	Van der Meer	Rif. CIRIA (2007) - Equation 5.188
γ_S (kN/m ³)	25.5	peso specifico dei massi
γ_A (kNm ³)	10.1	peso specifico dell'acqua di mare
Δ	1.524	rapporto densità relative massi e acqua
H_s (m)	5.60	altezza dell'onda di progetto
h (m s.m.m.)	10.00	profondità al piede dell'opera
h_t (m s.m.m.)	5.50	profondità sopra la protezione al piede
δ (m s.m.m.)	0.00	sovrizzo
N_{OD}	0.5	grado di danneggiamento (0.5 danno iniziale, 2 danno intermedio, 4 collasso del piede)
Tipologia sezione	corrente	
$H_s/(\Delta D_{n50})$	2.91	numero di stabilità
D_{n50} (m)	1.26	diametro medio del masso calcolato
$W_{T,med}$ (t)	5.21	Peso dei massi calcolato (valore medio e range massimo e minimo). Valore incrementato del 30% se tipologia sezione = testata.
$W_{T,min}$ (t)	3.90	
$W_{T,max}$ (t)	6.51	
h_t/h	0.55	range validità soddisfatto
h_t/D_{n50}	4.36	range validità soddisfatto
$W_{T,med}$ (t)	5.50	Peso dei massi utilizzati (valore medio e range massimo e minimo).
$W_{T,min}$ (t)	4.00	
$W_{T,max}$ (t)	7.00	
n	2.00	numero di strati
s (m)	2.60	spessore doppio strato

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

5.4.4 Verifica dei criteri di ritenzione per i filtri granulari

La verifica della transizione tra gli elementi lapidei (massi naturali e pietrame) che costituiscono le sezioni tipologiche di progetto (cfr. precedente paragrafo 5.2) è stata eseguita utilizzando il criterio proposto dal CERC. Nelle verifiche è stato considerato il diametro medio della pezzatura utilizzata sia per l'elemento filtrante che per l'elemento di base.

Per quanto riguarda le sezioni tipologiche da 5 a 7 sono state eseguite le seguenti verifiche:

Approccio di calcolo	CERC	Rif. SPM '84
	γ_s (t/m ³)	2.6
	W (t)	D₅₀ (m)
IMBASAMENTO PIEDE	0.50	0.66
	1.00	
MANTELLATA PIEDE LATO MARE	4.00	1.28
	7.00	
Df/Db	1.94 VERIFICATO	

Approccio di calcolo	CERC	Rif. SPM '84
	γ_s (t/m ³)	2.6
	W (t)	D₅₀ (m)
NUCLEO E IMBASAMENTO	0.05	0.47
	0.50	
FILTRO	1.00	0.83
	2.00	
Df/Db	1.76 VERIFICATO	

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Approccio di calcolo	CERC	Rif. SPM '84
	γ_s (t/m ³)	2.6
	W (t)	D₅₀ (m)
NUCLEO E IMBASAMENTO	0.05	0.47
	0.50	
MANTELLATA PIEDE LATO PORTO	1.00	0.92
	3.00	
Df/Db	1.94 VERIFICATO	

Per quanto riguarda le sezioni tipologiche 3 e 4 sono state eseguite le seguenti verifiche:

Approccio di calcolo	CERC	Rif. SPM '84
	γ_s (t/m ³)	2.6
	W (t)	D₅₀ (m)
FILTRO	1.00	0.83
	2.00	
MANTELLATA PIEDE LATO MARE	4.00	1.28
	7.00	
Df/Db	1.54 VERIFICATO	

Approccio di calcolo	CERC	Rif. SPM '84
	γ_s (t/m ³)	2.6
	W (t)	D₅₀ (m)
NUCLEO E IMBASAMENTO	0.05	0.47
	0.50	
FILTRO	1.00	0.83
	2.00	
Df/Db	1.76 VERIFICATO	

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Per quanto riguarda le sezioni tipologiche 1 e 2 sono state eseguite le seguenti verifiche:

Approccio di calcolo	CERC Rif. SPM '84	
	γ_s (t/m ³)	2.6
	W (t)	D₅₀ (m)
FILTRO	0.50 1.00	0.66
MANTELLATA LATO MARE	4.00 7.00	1.28
Df/Db	1.94 VERIFICATO	

Approccio di calcolo	CERC Rif. SPM '84	
	γ_s (t/m ³)	2.6
	W (t)	D₅₀ (m)
NUCLEO E IMBASAMENTO	0.05 0.50	0.47
FILTRO	0.50 1.00	0.66
Df/Db	1.40 VERIFICATO	

5.4.5 Calcolo della portata di tracimazione e verifica dei livelli di sicurezza

Nel presente paragrafo si riporta il calcolo della portata di tracimazione q con riferimento alle condizioni più gravose (altezza significativa massima) per le due sezioni tipologiche di riferimento: sezione 6 (opera a gettata con mantellata in massi artificiali tipo Ecopode™) e sezione 2 (opera a gettata con mantellata in massi naturali). Il calcolo è stato condotto utilizzando l'approccio riportato nello EurOtop Manual (2018), descritto in dettaglio nel precedente paragrafo 5.1.5.

I risultati sono riassunti nella successiva Tabella 5.9, mentre da Tabella 5.10 a Tabella 5.13 si riportano i dettagli del calcolo per le due sezioni tipologiche, con riferimento alla sicurezza strutturale (mareggiata derivante dalla statistica annuale) e funzionale (mareggiata derivante dalla statistica estiva) dell'opera.

Con riferimento alla sicurezza strutturale, la portata di tracimazione risulta inferiore a 50 l/s/m, mentre a garanzia della sicurezza funzionale (in relazione al transito di pedoni sulla passeggiata sopraelevata) si raggiungono valori della portata di tracimazioni ben inferiori al limite definito, pari ad 1 l/s/m (cfr. precedente paragrafo 3.3).

Si fa presente, come già evidenziato nel precedente paragrafo 3.3, che l'obiettivo è quello di garantire la sicurezza funzionale dell'opera solamente nel periodo estivo (da giugno a settembre). Tuttavia la sezione di radice (sez. tip. 2), essendo ubicata in basso fondale, risulta maggiormente protetta e le portate di tracimazione (sia quella calcolata con riferimento alla statistica estiva che quella riferita alla statistica annuale) sono tali per cui la struttura risulta sicura sia dal punto di vista strutturale che funzionale per tutto l'anno ($q < 1$ l/s/m).

Tabella 5.9 Calcolo portata di tracimazione opere a gettata

TIPOLOGIA VERIFICA	PERIODO	SEZIONE TIPOLOGICA		$q_{\text{calcolata}}$ (l/s/m)	Q_{limite} (l/s/m)	VERIFICA
SICUREZZA STRUTTURALE	Tutto l'anno	Massi artificiali	Sez. tip. 6	30.71	50.0	Soddisfatta
		Massi naturali	Sez. tip. 2	0.22		Soddisfatta
SICUREZZA FUNZIONALE	Stazione estiva (Giugno-Settembre)	Massi artificiali	Sez. tip. 6	0.0024	1.0	Soddisfatta
		Massi naturali	Sez. tip. 2	0.0003		Soddisfatta

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 5.10 Calcolo portata di tracimazione sezione in massi artificiali (sez. tip. 6) – sicurezza strutturale

Approccio di calcolo	EurOtop	Rif. 2018
R_c (m)	6.10	altezza relativa del coronamento
G_c (m)	4.80	larghezza della cresta
ctg α	1.33	pendenza della scarpata (sopra la berma)
ctg α	1.33	pendenza della scarpata (sotto la berma)
d_b (m)	-1.00	quota della berma
B (m)	0.00	larghezza della berma
H_{m0} (m)	5.50	altezza d'onda di progetto
T_p (s)	12.50	periodo di picco
β (°)	0.00	angolo di incidenza
$T_{m-1,0}$ (s)	11.36	periodo significativo
$L_{m-1,0}$ (m)	201.45	lunghezza d'onda riferita al periodo m-1,0
$S_{m-1,0}$	0.03	ripidità dell'onda riferita al periodo m-1,0
$\xi_{m-1,0}$	4.54	parametro di Iribarren riferito al periodo m-1,0
FATTORI DI RIDUZIONE		
γ_β	1.000	fattore di riduzione legato all'inclinazione dell'onda
γ_f	0.440	fattore di riduzione legato alla scabrezza (cfr. Table 6.2)
Tipo di struttura	SI	"SI" se nucleo permeabile; altrimenti "NO"
$\gamma_{f,mod}$	0.440	fattore di riduzione modificato
$\gamma_{f,caclolo}$	0.440	fattore di riduzione legato alla scabrezza impiegato nel calcolo
L_{slope} (m)	22.00	lunghezza della porzione di scarpata tra $+1.5H_s$ e $-1.5H_s$
$\tan \alpha$	0.75	1° stima calcolo $\tan \alpha$
$\xi_{m-1,0}$	4.54	parametro di Iribarren da 1° stima
$R_{U2\%}$ (m)	18.12	$R_{U2\%}$ da 1° stima
L_{slope} (m)	35.17	lunghezza della porzione di scarpata tra $+R_{U2\%}$ e $-1.5H_s$
$\tan \alpha$	0.75	2° stima calcolo $\tan \alpha$
L_{berm} (m)	14.67	lunghezza equivalente della porzione di scarpata tra $+H_s$ e $-H_s$
r_B	0.00	
r_{db}	0.02	
γ_b	1.000	fattore di riduzione legato alla presenza della berma
Cr	0.826	fattore di riduzione legato alla larghezza del coronamento (per $G_c > 3 D_n$)
Range di validità soddisfatto		
q (l/s/m)	10.728	Portata di tracimazione "MEAN APPROACH" (con fattore di riduzione Cr)
	25.378	Portata di tracimazione "DESIGN APPROACH" (con fattore di riduzione Cr)
	12.981	Portata di tracimazione "MEAN APPROACH" (senza fattore di riduzione Cr)
	30.709	Portata di tracimazione "DESIGN APPROACH" (senza fattore di riduzione Cr)

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 5.11 Calcolo portata di traccimazione sezione in massi artificiali (sez. tip. 6) – sicurezza funzionale

Approccio di calcolo	EurOtop	Rif. 2018
R_c (m)	6.44	altezza relativa del coronamento
G_c (m)	4.80	larghezza della cresta
ctg α	1.33	pendenza della scarpata (sopra la berma)
ctg α	1.33	pendenza della scarpata (sotto la berma)
d_b (m)	-1.00	quota della berma
B (m)	0.00	larghezza della berma
H_{m0} (m)	2.70	altezza d'onda di progetto
T_p (s)	9.00	periodo di picco
β (°)	0.00	angolo di incidenza
T_{m-1,0} (s)	8.18	periodo significativo
L_{m-1,0} (m)	104.43	lunghezza d'onda riferita al periodo m-1,0
S_{m-1,0}	0.03	ripidità dell'onda riferita al periodo m-1,0
ξ_{m-1,0}	4.66	parametro di Iribarren riferito al periodo m-1,0
FATTORI DI RIDUZIONE		
γ_β	1.000	fattore di riduzione legato all'inclinazione dell'onda
γ_f	0.440	fattore di riduzione legato alla scabrezza (cfr. Table 6.2)
Tipo di struttura	SI	"SI" se nucleo permeabile; altrimenti "NO"
γ_{f,mod}	0.440	fattore di riduzione modificato
γ_{f,caclolo}	0.440	fattore di riduzione legato alla scabrezza impiegato nel calcolo
L_{slope} (m)	10.80	lunghezza della porzione di scarpata tra +1.5H _s e -1.5H _s
tan α	0.75	1° stima calcolo tan α
ξ_{m-1,0}	4.66	parametro di Iribarren da 1° stima
R_{U2%} (m)	9.14	R _{U2%} da 1° stima
L_{slope} (m)	17.59	lunghezza della porzione di scarpata tra +R _{U2%} e -1.5H _s
tan α	0.75	2° stima calcolo tan α
L_{berm} (m)	7.20	lunghezza equivalente della porzione di scarpata tra +H _s e -H _s
r_B	0.00	
r_{db}	0.08	
γ_b	1.000	fattore di riduzione legato alla presenza della berma
Cr	0.213	fattore di riduzione legato alla larghezza del coronamento (per G_c > 3 D_n)
Range di validità soddisfatto		
q (l/s/m)	0.000	Portata di traccimazione "MEAN APPROACH" (con fattore di riduzione Cr)
	0.001	Portata di traccimazione "DESIGN APPROACH" (con fattore di riduzione Cr)
	0.000	Portata di traccimazione "MEAN APPROACH" (senza fattore di riduzione Cr)
	0.0024	Portata di traccimazione "DESIGN APPROACH" (senza fattore di riduzione Cr)

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 5.12 Calcolo portata di trascinamento sezione in massi naturali (sez. tip. 2) – sicurezza strutturale

Approccio di calcolo	EurOtop	Rif. 2018
R_c (m)	6.10	altezza relativa del coronamento
G_c (m)	3.90	larghezza della cresta
ctg α	1.33	pendenza della scarpata (sopra la berma)
ctg α	1.33	pendenza della scarpata (sotto la berma)
d_b (m)	-1.00	quota della berma
B (m)	0.00	larghezza della berma
H_{m0} (m)	2.65	altezza d'onda di progetto
T_P (s)	12.50	periodo di picco
β (°)	0.00	angolo di incidenza
$T_{m-1,0}$ (s)	11.36	periodo significativo
$L_{m-1,0}$ (m)	201.45	lunghezza d'onda riferita al periodo m-1,0
$S_{m-1,0}$	0.01	ripidità dell'onda riferita al periodo m-1,0
$\xi_{m-1,0}$	6.54	parametro di Iribarren riferito al periodo m-1,0
FATTORI DI RIDUZIONE		
γ_β	1.000	fattore di riduzione legato all'inclinazione dell'onda
γ_f	0.400	fattore di riduzione legato alla scabrezza (cfr. Table 6.2)
Tipo di struttura	SI	"SI" se nucleo permeabile; altrimenti "NO"
$\gamma_{f,mod}$	0.585	fattore di riduzione modificato
$\gamma_{f,caclolo}$	0.585	fattore di riduzione legato alla scabrezza impiegato nel calcolo
L_{slope} (m)	10.60	lunghezza della porzione di scarpata tra $+1.5H_S$ e $-1.5H_S$
$\tan \alpha$	0.75	1° stima calcolo $\tan \alpha$
$\xi_{m-1,0}$	6.54	parametro di Iribarren da 1° stima
$R_{U2\%}$ (m)	16.72	$R_{U2\%}$ da 1° stima
L_{slope} (m)	27.59	lunghezza della porzione di scarpata tra $+R_{U2\%}$ e $-1.5H_S$
$\tan \alpha$	0.75	2° stima calcolo $\tan \alpha$
L_{berm} (m)	7.07	lunghezza equivalente della porzione di scarpata tra $+H_S$ e $-H_S$
r_B	0.00	
r_{db}	0.09	
γ_b	1.000	fattore di riduzione legato alla presenza della berma
Cr	0.337	fattore di riduzione legato alla larghezza del coronamento (per $G_c > 3 D_n$)
Range di validità soddisfatto		
q (l/s/m)	0.017	Portata di trascinamento "MEAN APPROACH" (con fattore di riduzione Cr)
	0.073	Portata di trascinamento "DESIGN APPROACH" (con fattore di riduzione Cr)
	0.052	Portata di trascinamento "MEAN APPROACH" (senza fattore di riduzione Cr)
	0.217	Portata di trascinamento "DESIGN APPROACH" (senza fattore di riduzione Cr)

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 5.13 Calcolo portata di tracimazione sezione in massi naturali (sez. tip. 2) – sicurezza funzionale

Approccio di calcolo	EurOtop	Rif. 2018
R_c (m)	6.44	altezza relativa del coronamento
G_c (m)	3.90	larghezza della cresta
ctg α	1.33	pendenza della scarpata (sopra la berma)
ctg α	1.33	pendenza della scarpata (sotto la berma)
d_b (m)	-1.00	quota della berma
B (m)	0.00	larghezza della berma
FATTORI DI RIDUZIONE		
γ_β	1.000	fattore di riduzione legato all'inclinazione dell'onda
γ_f	0.400	fattore di riduzione legato alla scabrezza (cfr. Table 6.2)
Tipo di struttura	SI	"SI" se nucleo permeabile; altrimenti "NO"
γ_{f,mod}	0.400	fattore di riduzione modificato
γ_{f,caclolo}	0.400	fattore di riduzione legato alla scabrezza impiegato nel calcolo
L_{slope} (m)	10.60	lunghezza della porzione di scarpata tra +1.5H _s e -1.5H _s
tan α	0.75	1° stima calcolo tan α
ξ_{m-1,0}	4.71	parametro di Iribarren da 1° stima
R_{U2%} (m)	8.23	R _{U2%} da 1° stima
L_{slope} (m)	16.28	lunghezza della porzione di scarpata tra +R _{U2%} e -1.5H _s
tan α	0.75	2° stima calcolo tan α
L_{berm} (m)	7.07	lunghezza equivalente della porzione di scarpata tra +H _s e -H _s
r_B	0.00	
r_{db}	0.09	
γ_b	1.000	fattore di riduzione legato alla presenza della berma
Cr	0.337	fattore di riduzione legato alla larghezza del coronamento (per G_c > 3 D_n)
Range di validità soddisfatto		
q (l/s/m)	0.0000	Portata di tracimazione "MEAN APPROACH" (con fattore di riduzione Cr)
	0.0001	Portata di tracimazione "DESIGN APPROACH" (con fattore di riduzione Cr)
	0.0000	Portata di tracimazione "MEAN APPROACH" (senza fattore di riduzione Cr)
	0.0003	Portata di tracimazione "DESIGN APPROACH" (senza fattore di riduzione Cr)

6 DIMENSIONAMENTO DEL MURO PARAONDE

Nel presente paragrafo si riporta il dimensionamento e la verifica del muro paraonde previsto nell'ambito del progetto; il muro verrà realizzato nel tratto terminale del molo, dalla progressiva 0 a 104 m circa (sezioni tipologiche da 1 a 4).

Di seguito vengono descritti gli approcci di calcolo impiegati e i risultati dei dimensionamenti e delle verifiche condotte con riferimento alla sezione tipologica di progetto del muro, descritta in dettaglio nel successivo paragrafo 6.2. Nello specifico si riportano:

- Calcolo delle sollecitazioni dovute al moto ondoso;
- Verifiche di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento con riferimento alle azioni del moto ondoso;
- Verifiche di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento in condizioni sismiche.

6.1 Approcci di calcolo

6.1.1 Calcolo delle spinte agenti sul muro di coronamento (Norgaard, 2013)

L'approccio proposto da Norgaard per il calcolo delle spinte sul muro paraonde, valido per acque basse ($H_{m0}/h > 0.2$), si basa sulle formulazioni sviluppate da Pedersen (1996) introducendo alcune correzioni alle formule di calcolo della risalita e alle azioni (forze) agenti sul muro.

Le modifiche introdotte partono dal presupposto che la distribuzione per il calcolo della risalita $R_{u,0.1\%}$ è direttamente correlata alla distribuzione statistica delle altezze significative; pertanto le formule per il calcolo della risalita possono essere modificate introducendo il parametro $H_{0.1\%}$ (altezza significativa superata dallo 0.1% delle onde della mareggiata) al posto di $H_{1/3}$ (altezza significativa):

$$R_{u,0.1\%} \begin{cases} 0.603 H_{0.1\%} \xi_{m0} & \xi_{m0} \leq 1.5 \\ 0.722 H_{0.1\%} \xi_{m0}^{0.55} & \xi_{m0} \geq 1.5 \end{cases}$$

dove:

- ξ_{m0} è il parametro di Iribarren calcolato con riferimento alla lunghezza d'onda al largo L_{0m} calcolata con riferimento al periodo medio dell'onda e alla pendenza della mantellata α : $\xi = \tan \alpha / \sqrt{(H_s / L_{0m})}$.

I test condotti hanno evidenziato come, in caso di acque basse ($H_{m0}/h > 0.2$), la distribuzione statistica di Rayleigh tenda a sovrastimare il valore di $H_{0.1\%}$, mentre la distribuzione statistica proposta da Battjes and Groenendijk ("Wave height distributions on shallow foreshores", 2000) sia più verosimile. La trattazione di Battjes and Groenendijk è descritta nel successivo paragrafo 6.1.2.

Le forze vengono calcolate utilizzando le medesime espressioni proposte da Pedersen:

- componente orizzontale della pressione di impatto
 - $p_i = \gamma (R_{u,0.1\%} - R_{ca})$
- sottospinta (pressione alla base del muro)
 - $p_{u,0.1\%} = 1.0 V p_i$
- risultante delle forze di impatto orizzontali

$$F_{H,0.1\%} = F_{Hu,0.1\%} + F_{HL,0.1\%} = 0.21 \sqrt{\frac{L_{om}}{B_a}} \left(1.6 p_i y_{eff} + V \frac{p_i}{2} d_{c,prot} \right)$$

dove:

- γ è il peso specifico dell'acqua di mare (pari a 10.10 kN/m³ ovvero 1.03 t/m³);
- $R_{u,0.1\%}$ rappresenta la quota di risalita che viene superata dallo 0.1% delle onde della mareggiata;
- R_{ca} è la quota di coronamento della scogliera antistante il muro;
- B_a è la larghezza del coronamento della scogliera;
- y_{eff} è l'altezza effettiva della zona di impatto pari a $y_{eff} = \min\{y/2, d_{ca}\}$;
- $y = \frac{R_{u,0.1\%} - R_{ca}}{\sin \alpha} \frac{\sin 15^\circ}{\cos(\alpha - 15^\circ)}$;
- d_{ca} è l'altezza della parte di muro non protetta;
- $d_{c,prot}$ è l'altezza della parte di muro protetta;
- V è un parametro adimensionale pari a $V = \min\{V_2 / V_1, 1\}$
- V_1 e V_2 sono le aree rappresentate geometricamente nella precedente Figura 6-1.

L'approccio proposto da Norgaard introduce una modifica alla formula per il calcolo del momento generato dalla forza di impatto orizzontale $M_{H,0.1\%}$; nella formulazione vengono introdotti due coefficienti correttivi di calibrazione ($e_1 = 0.95$ ed $e_2 = 0.40$) con l'obiettivo di redistribuire in maniera più appropriata gli sforzi sulla parte protetta e non protetta del muro. L'approccio modificato consente di ottenere una stima più verosimile del momento nel caso muro completamente protetto ($d_{ca} = 0$):

$$M_{H,0.1\%,mod} = \left(d_{c,prot} + 0.4 \frac{y_{eff}}{2} \right) F_{Hu,0.1\%} + 0.95 \frac{d_{c,prot}}{2} F_{HL,0.1\%}$$

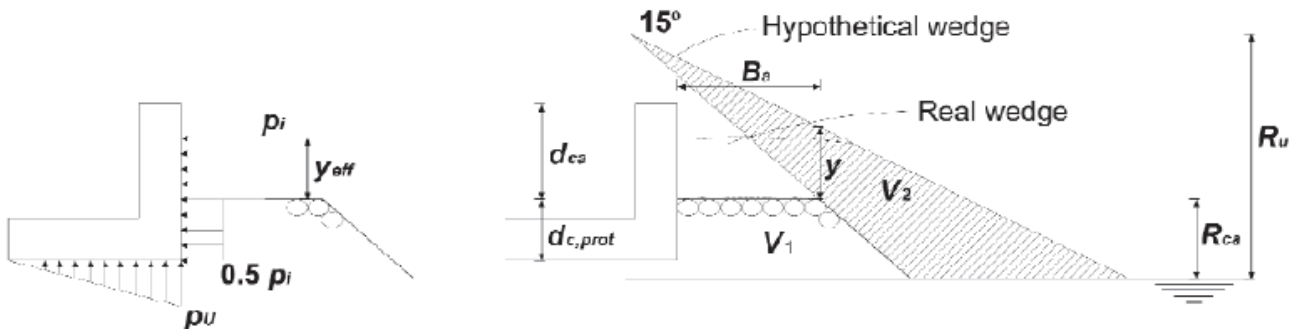


Figura 6-1 – Schema impiegato per il calcolo delle pressioni sul muro paraonde

6.1.2 Distribuzione statistica delle altezze d'onda in basso fondale (Battjes and Groenendijk, 2000)

Le caratteristiche dell'onda in acque basse sono generalmente ricavate utilizzando un modello di propagazione dell'energia dell'onda a partire dai dati al largo. La maggior parte dei modelli a disposizione fornisce come risultato l'energia locale dell'onda (e, a seconda del modello selezionato, la sua distribuzione spettrale), ma non la distribuzione delle altezze d'onda, sebbene queste grandezze rivestano un ruolo molto importante nel progetto delle strutture marittime.

In acque profonde, il comportamento approssimativamente lineare delle onde permette di considerare un andamento gaussiano dei valori istantanei del livello del mare, che porta ad una distribuzione di Rayleigh

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

delle altezze d'onda, univocamente determinata dal valore locale dell'energia. La distribuzione statistica delle altezze d'onda in basso fondale non è invece rappresentabile con la distribuzione di Rayleigh; in particolare, nella zona in cui cominciano a frangere le onde più alte della mareggiata, la distribuzione delle altezze subisce sensibili variazioni. Queste variazioni rivestono particolare importanza nello studio statistico del runup e della tracimazione di opere poste in basso fondale, come quelle in oggetto. In particolare, l'eliminazione progressiva (verso la riva) delle onde più alte comporta una riduzione sensibile del runup e della tracimazione (riferiti al percentile 2%), della quale viene tenuto conto attraverso un opportuno coefficiente di riduzione (γ_h) da applicare a runup e tracimazione.

L'approccio seguito per la valutazione della distribuzione statistica delle altezze d'onda all'interno della singola mareggiata è quello proposto da Battjes e Groenendijk (Battjes&Groenendijk, 2000). Il metodo di calcolo proposto da Battjes e Groenendijk si basa sull'analisi e sulla parametrizzazione di dati di laboratorio relativi a studi condotti in canaletta.

Tale parametrizzazione parte dall'ipotesi di considerare fenomeni in lenta evoluzione (batimetria con variazioni graduali), in maniera tale che la distribuzione delle altezze dipenda solamente da fattori locali. In questo modo si ottiene quello che viene comunemente chiamato "point model", la cui applicazione trova il suo campo di validità in acque poco profonde con topografia del fondale relativamente semplice (batimetria regolare e profili trasversali a debole pendenza).

La parametrizzazione dei dati utilizza una combinazione di due distribuzioni di Weibull, calibrate e validate con i dati di laboratorio. Come risultato si ottiene un modello di previsione in grado di fornire la distribuzione locale dell'altezza d'onda, utilizzando come dati di input l'energia locale dell'onda, la profondità e la pendenza del fondale. L'equazione base del modello appena proposto si basa appunto sulla combinazione di due distribuzioni di Weibull, la cui espressione è riportata di seguito:

$$F(H) \equiv \Pr\{H \leq H\} = \begin{cases} F_1(H) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{H}{H_1}\right)^{k_1}\right] & H \leq H_{tr} \\ F_2(H) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{H}{H_2}\right)^{k_2}\right] & H \geq H_{tr} \end{cases},$$

dove H_{tr} rappresenta l'altezza d'onda di transizione, gli esponenti k_1 e k_2 sono dei parametri di forma correlati alla curvatura della distribuzione, H_1 e H_2 sono dei parametri di scala.

I parametri H_1 e H_2 sono parametri di scala privi di un significato fisico particolare e possono pertanto essere considerati alla stregua di costanti: uno dei due viene infatti considerato come parametro indipendente e l'altro viene sostituito dal valore dell'altezza quadratica media H_{rms} . Al fine di risolvere l'equazione e calcolare il valore dei parametri appena descritti, si procede imponendo la continuità dell'equazione in corrispondenza dell'altezza di transizione H_{tr} .

In prima analisi si determina il valore dei due parametri di forma, quindi si normalizzano tutte le altezze d'onda riportate nell'equazione rispetto all'altezza quadratica media H_{rms} ottenendo così il valore dell'altezza di transizione. Successivamente, viene stabilita una relazione tra i parametri della distribuzione e i parametri caratteristici della batimetria e della mareggiata, quali la profondità (d), la pendenza locale del fondale e le caratteristiche dello spettro dell'energia. A tale scopo viene introdotto il coefficiente adimensionale $\psi \equiv \sqrt{m_0} / d$, il quale misura l'intensità relativa dell'onda. Il parametro m_0 rappresenta il momento di ordine zero dello spettro.

Il coefficiente ψ interviene direttamente nella formulazione dell'altezza quadratica media H_{rms} , la quale può essere espressa come:

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

$$H_{rms} \equiv (2.69 + \beta_{rms} \psi) \sqrt{m_0},$$

dove β_{rms} , in base al fit dei dati di laboratorio, può essere assunto pari a 3.24.

Per quanto riguarda l'altezza d'onda di transizione, essa assume espressioni differenti in relazione al valore del parametro ψ . In particolare, nel caso oggetto del presente studio, il valore di ψ risulta maggiore di 0.06; pertanto l'espressione proposta da Battjes e Groenendijk è la seguente:

$$H_{tr} \equiv (c_1 + c_2 \tan \alpha) d$$

dove c_1 e c_2 , ricavati dal best fit dei dati di laboratorio, sono rispettivamente pari a 0.35 e 5.8, mentre $\tan \alpha$ rappresenta la pendenza del fondale.

Implementando le formule proposte si ottiene la tabella riportata nell'articolo di Battjes e Groenendijk (Coastal Engineering 40-2000 161-182, Tabella 2). Entrando in tabella con il valore dell'altezza di transizione normalizzata $\bar{H}_{tr} \equiv H_{tr} / H_{rms}$, si ottengono i corrispondenti valori di $H_{1/3}$, $H_{1/10}$, $H_{2\%}$, $H_{1\%}$ e $H_{0.1\%}$, sempre normalizzati in funzione di H_{rms} .

Nel caso in esame, volendo valutare il rapporto tra $H_{2\%}$ e $H_{1/3}$ per calcolare il coefficiente γ_h che tiene conto della distribuzione statistica delle altezze d'onda in basso fondale, i valori di input sono:

- profondità locale;
- pendenza locale del fondale ($\tan \alpha$);
- altezza significativa H_s (assunta corrispondente ad H_{m0}).

6.1.3 Verifiche di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento

Nel presente paragrafo vengono riportati gli approcci teorici e i riferimenti normativi di dettaglio impiegati per le analisi di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento del muro paraonde.

6.1.3.1 Riferimenti teorici

Verifica di stabilità allo scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della struttura consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale tra tutte le forze instabilizzanti e resistenti che intervengono nel fenomeno, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno fattore di sicurezza alla traslazione, imposto dalla normativa vigente.

Lo scorrimento della struttura avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e l'eventuale coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, anche la componente della spinta passiva. Il coefficiente di sicurezza si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti (forze verticali moltiplicate per il coefficiente di attrito) e mobilizzanti (forze orizzontali):

$$F_s = \frac{\sum F_v \tan \delta}{\sum F_o}$$

Verifica di stabilità al ribaltamento

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle della struttura, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti. Il coefficiente di sicurezza in questo caso è dato dal rapporto tra i momenti stabilizzanti e quelli ribaltanti:

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

$$F_s = \frac{\sum M_{stab}}{\sum M_{rib}}$$

Verifica di stabilità al sollevamento

Le strutture, come indicato dalla normativa vigente, devono essere verificate anche nei confronti dei possibili meccanismi di sollevamento o di sifonamento.

In particolare, per la stabilità al sollevamento deve risultare che il contributo dell'azione instabilizzante V_{inst} , ovvero della risultante delle pressioni idrauliche, non superi il contributo delle azioni stabilizzanti e delle resistenze (nel complesso V_{stb}). il coefficiente di sicurezza è dato dalla seguente espressione:

$$F_s = \frac{\sum V_{stab}}{\sum V_{inst}}$$

6.1.3.2 Riferimenti normativi

Verifica di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento per azione dell'onda

Per quanto le verifiche allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento del muro paraonde per azione della spinta dell'onda, non essendo riportati riferimenti specifici per i coefficienti di sicurezza nelle "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime", si è scelto di procedere come di seguito specificato. Il tempo di ritorno per l'azione ondosa è stato comunque definito utilizzando le indicazioni riportate nelle "Istruzioni" (vedi precedente paragrafo 3.1), mentre le verifiche sono state condotte utilizzando il D.M. 17/01/2018, considerando l'azione come "eccezionale" (combinazione A), in ragione delle condizioni assunte per definire il tempo di ritorno.

In questo caso tutti i coefficienti parziali (azioni, parametri geotecnici e resistente) vengono assunti pari all'unità.

Verifica di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento in condizioni sismiche

Le verifiche di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento in condizioni sismiche sono state eseguite secondo gli approcci descritti nel D.M. 17/01/2018. La combinazione di calcolo impiegata è quella sismica (combinazione E) con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita SLV; i relativi parametri sismici impiegati sono descritti nel precedente paragrafo 3.2.1.

Nelle verifiche in condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici vengono poste pari all'unità, mentre per quanto riguarda le resistenze i valori sono riportati nella successiva Tab. 7.11.III. Per la verifica al sollevamento il coefficiente parziale sulle resistenze viene definito pari all'unità.

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

6.2 Descrizione della soluzione progettuale

Il muro paraonde verrà realizzato nella parte terminale del molo (dalla progressiva 0 a 104 m circa; sezioni tipologiche da 1 a 4); in un primo tratto (sezioni tip. 3 e 4) il muro sarà protetto dalla scogliera in massi artificiali (tipo Ecopode™), mentre nel tratto di radice (sezioni tip. 1 e 2) si passa ad una scogliera in massi naturali di III categoria.

Il dimensionamento è stato condotto con riferimento alla condizione più gravosa (sezione tipologica 3; precedente Figura 6-2), ovvero al tratto più esposto e alla sezione con mantellata in Ecopode™ che presenta una scarpata più acclive (4:3 contro 2:1 dei massi naturali). Il muro è costituito da una piattabanda larga 9.0 m di spessore 2.0 m e da una struttura in elevazione di altezza 4.5 m interamente protetta dalla scogliera; la base del muro è a quota +0.50 m s.m.m. e il coronamento a quota +7.00 m s.m.m..

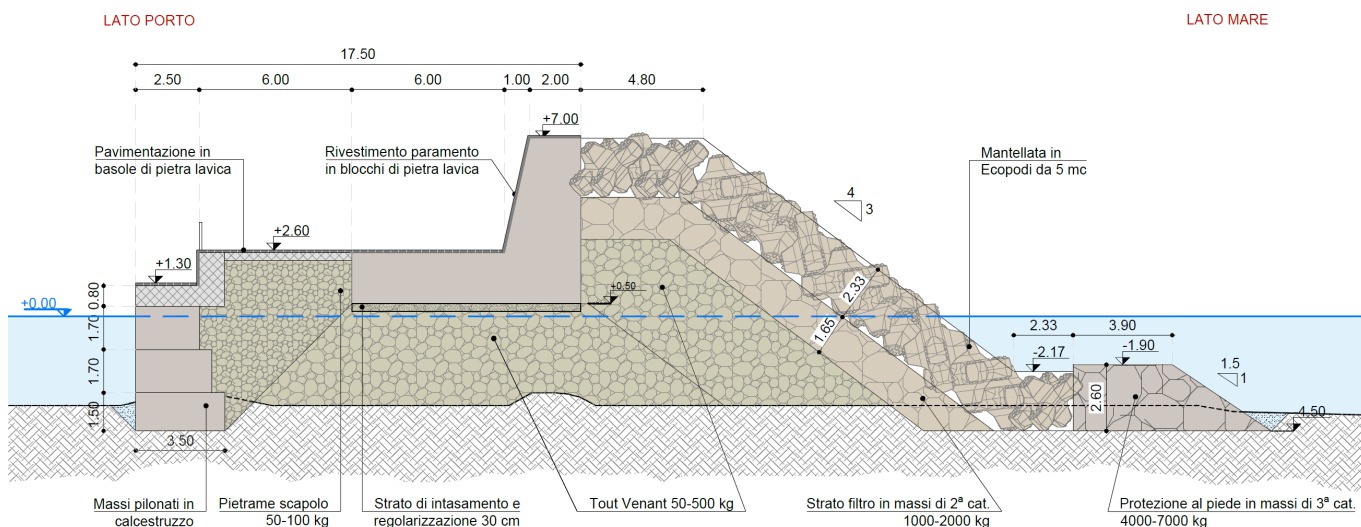


Figura 6-2 Sezione tipologica 3

6.3 Onde di progetto

Nel presente paragrafo si riportano le onde di progetto, utilizzate per il dimensionamento del muro paraonde (sezione tipologica 3, descritta nel precedente paragrafo 6.2).

Le caratteristiche delle onde di progetto sono state estratte dalle propagazioni locali delle mareggiate estreme riportate nell'Elaborato D.01 "Studio idraulico marittimo. Dall'output della griglia di dettaglio, centrata nell'area di intervento, sono stati estratti, lungo un transetto opportunamente tracciato in corrispondenza del piede della struttura, i parametri dell'onda: altezza significativa, periodo di picco e direzione media di provenienza. Le condizioni sono state estratte ad una distanza pari a circa 5 volte l'altezza significativa (come suggerito in letteratura; cfr. "Random Seas and Design in Maritime Structures" Goda).

Sulla base della tipologia costruttiva e della verifica da eseguire è stato definito il tempo di ritorno dell'evento ondoso da considerare nella verifica (per opere rigide come il muro paraonde, definito pari a T_R 154 anni), come descritto nei precedenti paragrafi 3.1 e 3.3.

Sulla base dell'esposizione del tratto di opera da dimensionare (nel caso specifico settore di Ponente) è stato individuato il TEST più gravoso, da cui sono state estratte le condizioni di input. Nella successiva Tabella 6.1 sono riassunte le caratteristiche dell'onda di progetto utilizzata per il dimensionamento del muro paraonde (cfr. sezione tipologica 3).

Tabella 6.1 Caratteristiche delle onde di progetto per il dimensionamento del muro paraonde (sez. tip. 3)

TIPOLOGIA VERIFICA	SEZIONE TIP.	T_R (anni)	TEST	SOVRALZO (m s.m.m.)	H_s (m)	T_p (s)	DIR (°N)
Calcolo spinte onda	3 (lato mare)	154 (stat. annuale)	P3 Ponente	+0.95	5.10	13.0	230

6.4 Risultati dimensionamento e verifiche

6.4.1 Calcolo delle sollecitazioni dovute al moto ondoso

Il calcolo delle spinte agenti sul muro paraonde è stato condotto con riferimento all'approccio descritto nel precedente paragrafo 6.1.1 e alla sezione tipologica 3 (cfr. precedente paragrafo 6.2). Il calcolo del run-up è stato condotto utilizzando le formulazioni descritte nel precedente paragrafo 6.1.1, in funzione del valore dell'altezza significativa $H_{0,1\%}$ (determinata utilizzando la distribuzione statistica proposta da Battjes and Groenendijk) e del parametro di Iribarren ξ_{om} .

Nella successiva Tabella 6.2 è riportato il calcolo delle sollecitazioni dovute al moto ondoso (forza orizzontale di impatto e sottospinta) agenti sul muro paraonde.

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 6.2 Calcolo delle spinte dell'onda sul muro di paraonde (sez. tip. 3)

Approccio di calcolo	Norgaard	cfr. 2013
R_C (m)	6.09	quota del coronamento del muro
R_{Ca} (m)	6.09	quota del coronamento della mantellata
Ba (m)	4.80	larghezza del coronamento della mantellata
d_{C,prot} (m)	6.50	altezza del muro protetto dalla mantellata
d_{Ca} (m)	0.00	altezza del muro non protetto dalla mantellata
ctg α	1.33	pendenza della scarpata della mantellata
α (rad)	0.64	angolo della scarpata della mantellata
H_S (m)	5.10	altezza significativa dell'onda di progetto
T_m (s)	11.30	periodo medio
d (m)	7.41	profondità al piede dell'opera
tan (δ)	0.02	pendenza del fondale antistante l'opera
γ_A (kN/m³)	10.10	peso specifico dell'acqua di mare
H_{0,1%} (m)	7.23	altezza significativa con probabilità di superamento dello 0.1%
L_{0m} (m)	199.35	lunghezza d'onda in acque profonde
ζ_{0m}	4.69	parametro di Iribarren
CALCOLO RUNUP		
R_{U 0,1%} (m)	12.21	runup con probabilità di superamento dello 0.1%
CALCOLO DELLE AZIONI DELL'ONDA		
p_i (kPa)	61.83	componente orizzontale della pressione di impatto
V₁ (m²)	53.96	area influenza mantellata
V₂ (m²)	86.35	area influenza risalita
V	1.00	parametro adimensionale derivante dal rapporto tra le aree
y (m)	2.85	altezza di influenza del cuneo di risalita
y_{eff} (m)	0.00	altezza effettiva della zona di impatto
F_{HU0.1%} (kN/m)	0.00	componente della forza orizzontale di impatto
F_{H0.1%} (kN/m)	271.95	componente della forza orizzontale di impatto
F_{H0.1%} (kN/m)	271.95	risultante della forza orizzontale di impatto
p_{b0.1%} (kPa/m)	61.83	sottospinta (pressione alla base del muro)
M_{h0.1%} (kN/m)	839.65	momento risultante della forza orizzontale di impatto

6.4.2 Verifiche di stabilità del muro a scorrimento, ribaltamento e sollevamento per azione del moto ondoso

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di stabilità del muro paraonde a scorrimento, ribaltamento e sollevamento per effetto delle spinte dovute al moto ondoso.

I risultati delle verifiche sono riportati nelle successive Tabella 6.3 e Tabella 6.4; con riferimento alle forze resistenti sono stati considerati il peso del muro e della pavimentazione, mentre per quanto riguarda le azioni agenti sono stati considerati i seguenti contributi: spinta orizzontale di impatto dell'onda, sottospinta dell'onda e la spinta di Archimede (sottospinta idrostatica). La spinta idrostatica dell'acqua sulle pareti del muro non è stata considerata in quanto il contributo di valle e di monte si annullano a vicenda.

Non sono stati inoltre considerati nelle verifiche gli eventuali carichi accidentali agenti sulla struttura (sovraccarichi per folla) con contributo stabilizzante.

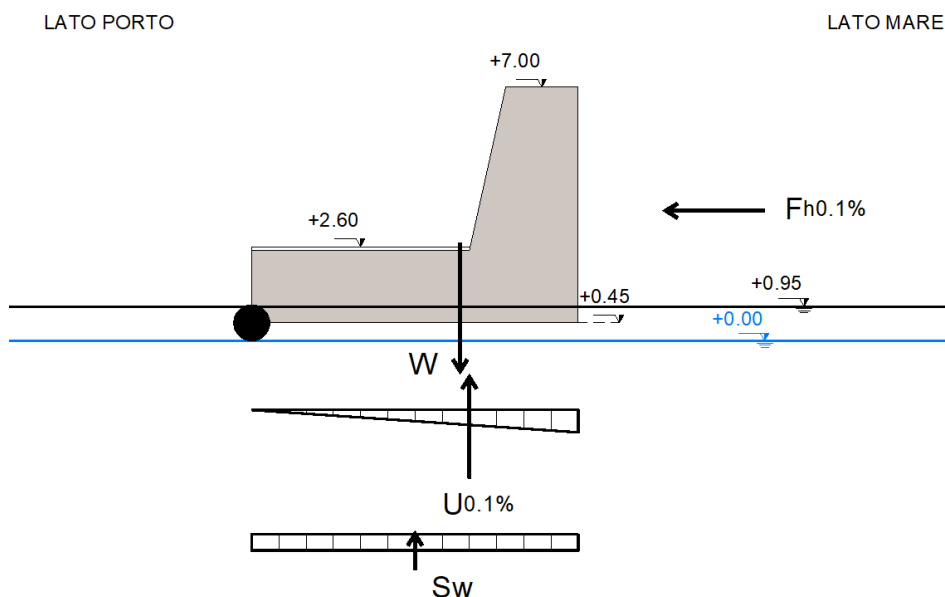
Tabella 6.3 Resistenze e azioni per le verifiche con spinte dell'onda (sez. tip. 3)

PESI STRUTTURA (Resistenze Rd)						
COMPONENTE	b (m)	h (m)	A (m ²)	W (kN/m)	B ₀ (m)	M ₀ (kNm/m)
CALCESTRUZZO						
Base	9	2	18.00	432.0	4.50	1944.0
Rettangolo elevazione	2	4.5	9.00	216.0	8.00	1728.0
Triangolo elevazione	1	4.5	2.25	54.0	6.67	360.0
PAVIMENTAZIONI						
Pavimentazione	6	0.1	0.60	12.0	3.00	36.0
				714.0		4068.0

SPINTE ONDA (Azioni Ed)					
COMPONENTE	b (m)	p (kPa/m)	S (kN/m)	B ₀ (m)	M ₀ (kNm)
F _{h0.1%} componente orizz.	-	-	271.95	3.09	839.6
U _{0.1%} sottospinta	9	61.83	278.24	6.00	1669.4
Sw (archimede)	9	4.55	40.91	4.5	184.1
			591.1		2693.1

Tabella 6.4 Schema di calcolo e risultati verifiche con spinte dell'onda (sez. tip. 3)

PESI SPECIFICI	
	γ (kN/m ³)
Calcestruzzo	24.0
Acqua di mare	10.1
Pavimentazione	20.0



VERIFICHE		
SCORRIMENTO (D.M. 17/01/2018 - SLU: Comb. eccezionale)		
μ	0.7	coefficiente di attrito
F_v (kN)	394.9	sommatoria forze verticali
F_o (kN)	272.0	sommatoria forze orizzontali
Rd/Ed	1.02	Verifica soddisfatta (Rd/Ed>1.0)
RIBALTAMENTO (D.M. 17/01/2018 - SLU: Comb. eccezionale)		
M_{res} (kNm)	4068.0	sommatoria momenti stabilizzanti
M_{az} (kNm)	2693.1	sommatoria momenti instabilizzanti
Rd/Ed	1.51	Verifica soddisfatta (Rd/Ed>1.0)
SOLLEVAMENTO (D.M. 17/01/2018 - SLU: Comb. eccezionale)		
R_d (kN)	714.0	sommatoria azioni resistenti
E_d (kN)	319.1	sommatoria azioni agenti
Rd/Ed	2.24	Verifica soddisfatta (Rd/Ed>1.0)

6.4.3 Verifiche di stabilità del muro a scorrimento, ribaltamento e sollevamento in condizioni sismiche

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di stabilità del muro paraonde a scorrimento, ribaltamento e sollevamento in condizione sismiche; i parametri sismici utilizzati nelle verifiche sono descritti nel precedente paragrafo 3.2.1.

I risultati delle verifiche sono riportati nelle successive Tabella 6.5 e Tabella 6.6. Con riferimento alle forze resistenti sono stati considerati il peso del muro e della pavimentazione; mentre per quanto riguarda le azioni agenti sono stati considerati i seguenti contributi: spinta idrodinamica dovuta al sisma, spinta di Archimede (componente idrostatica della sottospinta), spinta attiva dei massi della mantellata e sollecitazioni sismiche agenti sull'opera (massi e muro). La spinta idrostatica dell'acqua sulle pareti del muro non è stata considerata in quanto il contributo di valle e di monte si annullano a vicenda.

Nelle verifiche non sono stati inoltre considerati gli eventuali carichi accidentali agenti sulla struttura (sovraccarichi per folla) con contributo stabilizzante.

Tabella 6.5 Resistenze e azioni per le verifiche in condizioni sismiche (sez. tip. 3)

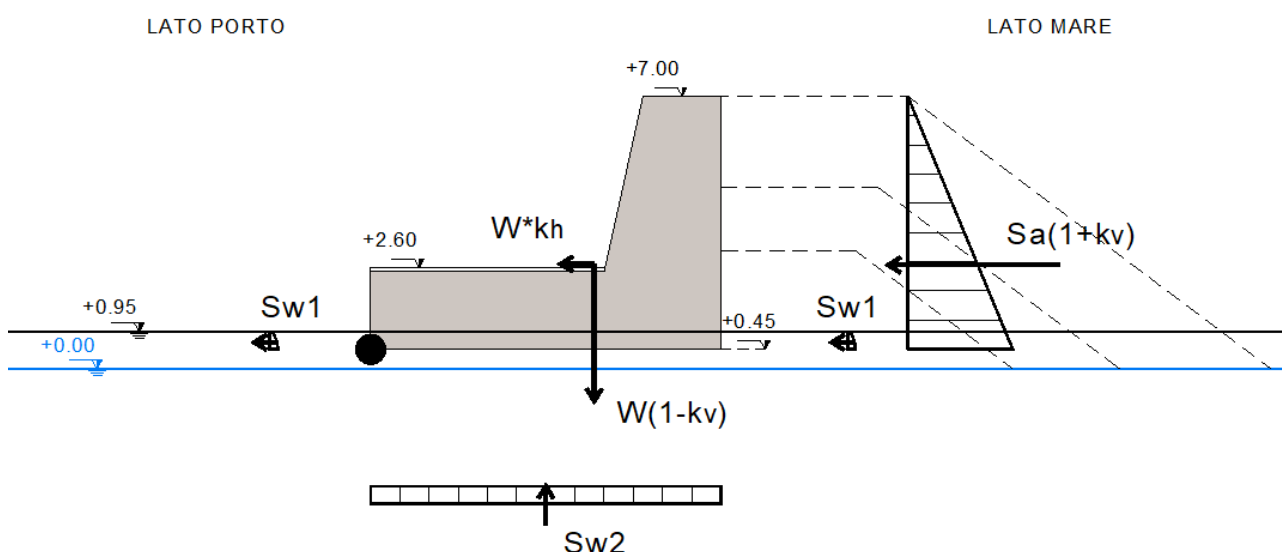
PESI STRUTTURA (Resistenze Rd)						
COMPONENTE	b (m)	h (m)	A (m ²)	W (kN/m)	B ₀ (m)	M ₀ (kNm/m)
CALCESTRUZZO						
Base	9	2	18.00	432.0	4.50	1944.0
Rettangolo elevazione	2	4.5	9.00	216.0	8.00	1728.0
Triangolo elevazione	1	4.5	2.25	54.0	6.67	360.0
PAVIMENTAZIONI						
Pavimentazione	6	0.1	0.60	12.0	3.00	36.0
				714.0		4068.0

COMPONENTI SISMICHE PESO STRUTTURA (Azioni Ed)								
		k_h	0.0980		k_v	0.0490		
COMPONENTE	A (m ²)	W (kN/m)	k _h *W (kN/m)	k _v *W (kN/m)	B _h (m)	B _v (m)	M _h (kNm/m)	M _v (kNm/m)
MURO (CALCESTRUZZO)	29.3	702.0	68.8	34.4	5.74	2.19	395.30	75.44
PAVIMENTAZIONE	0.6	12.0	1.2	0.6	3.00	2.05	3.53	1.21
			70.0	35.0			398.83	76.65

SPINTE ACQUA E MASSI (Azioni Ed)						
COMPONENTE	b (m)	h (m)	p (kPa/m)	S (kN/m)	B ₀ (m)	M ₀ (kNm)
Sw1 (idrodinamica)	-	0.45	-	0.05	0.18	0.009
Sw2 (archimede)	9		4.55	40.91	4.5	184.07
Sa (attiva terreno)	-	6.5	-	89.57	2.2	194.07
Sa,sism (sismica terreno)	-	-	-	4.39	2.2	9.51
						184.1

Tabella 6.6 Schema di calcolo e risultati verifiche in condizioni sismiche (sez. tip. 3)

PESI SPECIFICI	
	γ (kN/m ³)
Calcestruzzo	24.0
Acqua di mare	10.1
Pavimentazione	20.0
Massi	19.5
PROPRIETA' GEOT. MASSI	
	(°)
Angolo attrito	40.0



VERIFICHE		
SCORRIMENTO (D.M. 17/01/2018 - SLV)		
μ	0.7	coefficiente di attrito
Fv (kN)	638.1	sommatoria forze verticali
Fo (kN)	164.1	sommatoria forze orizzontali
Rd/Ed	2.72	Verifica soddisfatta (Rd/Ed>1.0)
RIBALTAMENTO (D.M. 17/01/2018 - SLV)		
M_res (kNm)	4068.0	sommatoria momenti stabilizzanti
M_az (kNm)	863.2	sommatoria momenti instabilizzanti
Rd/Ed	4.71	Verifica soddisfatta (Rd/Ed>1.0)
SOLLEVAMENTO (D.M. 17/01/2018 - SLV)		
Rd (kN)	679.0	sommatoria azioni resistenti
Ed (kN)	75.9	sommatoria azioni agenti
Rd/Ed	8.95	Verifica soddisfatta (Rd/Ed>1.0)

7 DIMENSIONAMENTO BANCHINA MASSI PILONATI

7.1 Richiami teorici

Nei muri di sostegno, il terreno di riempimento a tergo del muro deve essere posto in opera con opportuna tecnica di costipamento ed avere granulometria tale da consentire un drenaggio efficace nel tempo. Si può ricorrere all'uso di geotessili, con funzione di separazione e filtrazione, da interporre fra il terreno in sede e quello di riempimento. Il drenaggio deve essere progettato in modo da risultare efficace in tutto il volume significativo a tergo del muro.

Il calcolo dei muri di contenimento è stato condotto con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17/01/2018, con l'ausilio del software MAX 15.0 - ANALISI E CALCOLO MURI DI SOSTEGNO, prodotto dalla ditta "Aztec Informatica", Corso Umberto, 43 - 87050 Casole Bruzio (CS), **licenza n. AIU4426E4**.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo A1-M1 nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo A2-M2 nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di CULMANN

Il metodo di CULMANN adotta le stesse ipotesi di base del metodo di COULOMB. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di CULMANN consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di COULOMB, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente.

Il metodo di CULMANN, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di COULOMB anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno,

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);

- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di COULOMB (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di CULMANN coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la falda il diagramma delle pressioni sul muro risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

In cui:

- γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori);
- γ_w è il peso specifico dell'acqua.

Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di MONONOBE-OKABE (cui fa riferimento la Normativa Italiana). La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente:

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

in cui:

- $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$, essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di CULMANN tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta.

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che sia verificata la seguente diseuguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

η_r è il coefficiente parziale per la resistenza pari a:

- **1,15 in condizioni statiche;**
- **1,00 in condizioni sismiche.**

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se risulta:

$$\frac{F_s}{F_r} \geq \eta_s$$

η_s è il coefficiente parziale per la resistenza pari a:

- **1,10 in condizioni statiche;**
- **1,00 in condizioni sismiche.**

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

η_q è il coefficiente parziale per la resistenza pari a:

- **1,40 in condizioni statiche;**
- **1,20 in condizioni sismiche.**

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di TERZAGHI.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

In cui:

- c coesione del terreno in fondazione;
- φ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

- d fattori di profondità
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa

Fattori di capacità portante	$N_c = (N_q - 1) \cotg \varphi$	$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)}$ dove $e^{(0.75\pi - \frac{\varphi}{2}) \tan \varphi}$	$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$	
Fattori di forma	$s_c = 1$ $s_c = 1.3$		$s_\gamma = 1$ $s_\gamma = 0.8$	per fondazioni nastriformi per fondazioni quadrate

Il termine K_{py} che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Meyerhof

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Bowles propone di moltiplicare la capacità portante ultima per i termini B' ed L' (area ridotta della fondazione) al posto di B ed L

dove:

$$B' = B - 2.0 e_x \quad L' = L - 2.0 e_y$$

essendo e_x ed e_y le eccentricità del carico.

La portanza espressa nell'unità di misura delle forze diventa:

$$P_u = q_u B' L'$$

Riduzione per effetto piastra

Per valori elevati di B (dimensione minore della fondazione), Bowles propone di utilizzare un fattore correttivo r_γ del solo termine sul peso di volume ($0.5 B \gamma N_\gamma$) quando B supera i 2 m.

$$r_\gamma = 1.0 + 0.25 \log \frac{B}{2.0}$$

Il termine sul peso di volume diventa: $0.5 B \gamma N_\gamma r_\gamma$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g .

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di BISHOP.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di BISHOP si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

in cui:

- n è il numero delle strisce considerate,
- b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia iesima rispetto all'orizzontale,
- W_i è il peso della striscia iesima ,
- c_i e φ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia
- u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di BISHOP contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η. Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

7.2 Verifica sezione tipologica Massi Pilonati

La verifica dei massi pilonati è stata condotta facendo riferimento alla sezione tipologica 3.

7.2.1 Parametri geotecnici e materiali

Per una completa descrizione dei terreni di sedime sotto il profilo dell'inquadramento geografico, geomorfologico, idrolgeologico, geologico e strutturale, delle caratteristiche litologiche, della caratterizzazione geotecnica e sismica, si rimanda al paragrafo 2 e all'elaborato D.02 RELAZIONE GEOLOGICA.

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica sono stati individuati i seguenti terreni:

n°	Descrizione	γ [kg/mc]	γ _{sat} [kg/mc]	φ [°]	δ [°]	c [kg/cm ^q]
1	Lava	2250,00	2250,00	41.000	27.330	6,00
2	Tout Venant	2080,00	2286,00	45.000	35.000	0,02

- categoria di sottosuolo B
- categoria topografica T1

n°	Descr	C	γ [kg/mc]	R _{ck} [kg/cm ^q]	E [kg/cm ^q]
3	Calcestruzzo non armato	C30/37	2300,00	356,89	332299,69

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

7.2.2 Geometria muro

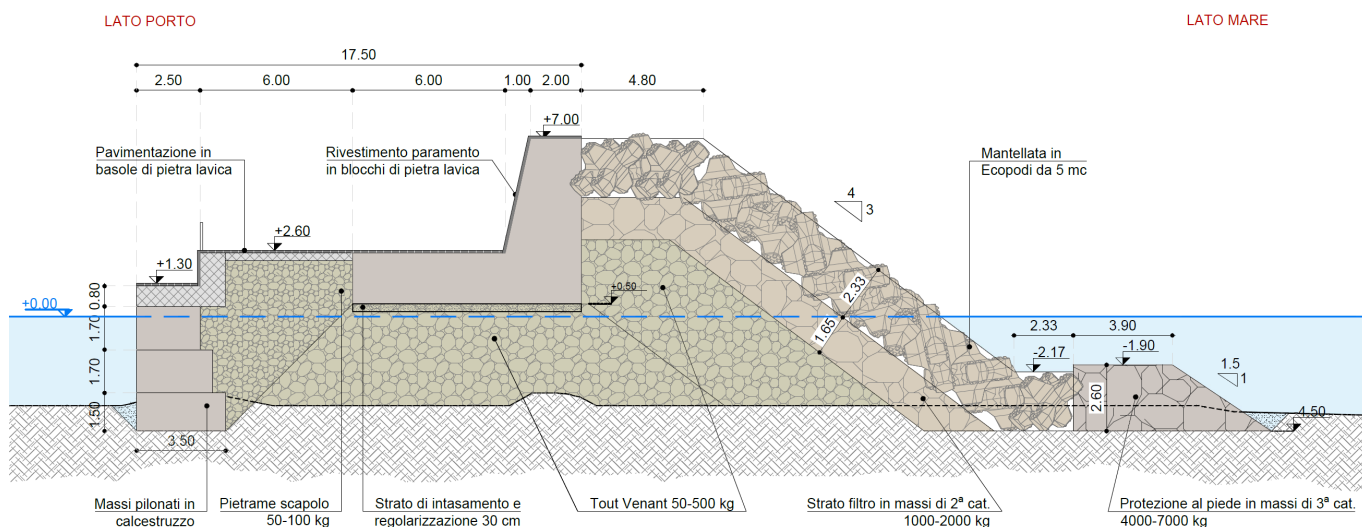


Figura 7-1 Sezione tipologica 3

Simbologia adottata

- n° indice gradone (a partire dall'alto)
- Bs, Bi Base superiore ed inferiore del gradone, espressa in [m]
- H altezza del gradone, espressa in [m]
- Ae, Ai inclinazione esterna ed interna del gradone espressa in [°]

n°	X [m]	Bs [m]	Bi [m]	H [m]	Ae [°]	Ai [°]
1	0,00	2,50	2,50	1,70	0,00	0,00
2	0,50	3,00	3,00	1,70	0,00	0,00
3	0,50	3,50	3,50	1,50	0,00	0,00

7.2.3 Condizioni e combinazioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

- X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
- F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
- F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
- M Momento espresso in [kgm]
- X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
- X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
- Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kg]
- Q_f Intensità del carico per x=X_f espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Permanente) - PERMANENTE

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F _x [kg]	F _y [kg]	M [kgm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kg]	Q _f [kg]
1	Distribuito	Fondazione					-2,50	0,00	2232,00	2232,00

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F _x [kg]	F _y [kg]	M [kgm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kg]	Q _f [kg]
1	Distribuito					0,00	1,00	5482,00	5482,00
2	Distribuito					1,00	6,00	4726,00	4726,00

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Condizione n° 2 (Variabile - cat. C) - VARIABLE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.70$ - $\Psi_1=0.70$ - $\Psi_2=0.60$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	Fx [kg]	Fy [kg]	M [kgm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kg]	Qf [kg]
1	Distribuito	Fondazione					-2,50	0,00	500,00	500,00

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	Fx [kg]	Fy [kg]	M [kgm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kg]	Qf [kg]
1	Distribuito					0,00	6,00	500,00	500,00

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1, fav}$	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT, sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi)}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unita di volume	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali qR per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente	1.30	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente	1.30	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente	1.30	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente	1.30	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente	1.30	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU (A1-M1-R3) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Combinazione n° 10 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - SLEO

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLEO_H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - HYD

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - UPL

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
Permanente	1.10	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

7.2.4 Opzioni di calcolo

Spinta

- Metodo di calcolo della spinta Culmann
- Tipo di spinta Spinta attiva
- Terreno a bassa permeabilità NO
- Superficie di spinta limitata NO

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Capacità portante

- Metodo di calcolo della portanza Terzaghi
- Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati) Ponderata
- Criterio di riduzione per eccentricità della portanza Bowles
- Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento) Nessuna
- Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite Larghezza ridotta (B')
- Fattori di forma e inclinazione del carico Solo i fattori di inclinazione

Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra

Stabilità globale

- Metodo di calcolo della stabilità globale Bishop

Altro

- Partecipazione spinta passiva terreno antistante 0.00
- Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione 50.00
- Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni NO
- Considera terreno sulla fondazione di valle NO
- Considera spinta e peso acqua fondazione di valle NO
- Sezioni verifica muri a gravità Solo al cambio sezione
- Richiesto controllo eccentricità verifiche muro a gravità in cls
- Calcolo percorso filtrazione nella verifica a sifonamento Bligh

7.2.5 Risultati

Spinta e forze

Simbologia adottata

- Ic Indice della combinazione
- A Tipo azione
- I Inclinazione della spinta, espressa in [°]
- V Valore dell'azione, espressa in [kg]
- C_x, C_y Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kg]
- P_x, P_y Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kg]	I [°]	C _x [kg]	C _y [kg]	P _x [m]	P _y [m]
1	Spinta statica	8101	35,00	6636	4647	1,00	-2,78
	Peso/Inerzia muro			0	33580/0	-0,98	-2,63
	Peso/Inerzia terrapieno			0	13956/0	0,53	-1,33
	Spinta falda da monte			17240		1,00	-3,18
	Sottostinta della falda				23433	-0,75	-4,90
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0	9129	--	--
2	Spinta statica	5824	35,00	4771	3341	1,00	-2,81
	Incremento di spinta sismica			2028	1662	1,00	-3,27
	Peso/Inerzia muro			3291	33580/0	-0,98	-2,63
	Peso/Inerzia terrapieno			1162	11861/0	0,54	-1,34
	Spinta falda da monte			13261		1,00	-3,18
	Sottostinta della falda				18025	-0,75	-4,90
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0	6330	--	--
3	Spinta statica	8101	35,00	6636	4647	1,00	-2,78

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Ic	A	V [kg]	I [°]	C _x [kg]	C _y [kg]	P _x [m]	P _y [m]
	Peso/Inerzia muro			0	43654/0	-0,98	-2,63
	Peso/Inerzia terrapieno			0	15705/0	0,54	-1,34
	Spinta falda da monte			17240		1,00	-3,18
	Sottostinta della falda				23433	-0,75	-4,90
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0	9129	--	--
4	Spinta statica	8101	35,00	6636	4647	1,00	-2,78
	Peso/Inerzia muro			0	33580/0	-0,98	-2,63
	Peso/Inerzia terrapieno			0	15705/0	0,54	-1,34
	Spinta falda da monte			17240		1,00	-3,18
	Sottostinta della falda				23433	-0,75	-4,90
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0	9129	--	--
5	Spinta statica	8101	35,00	6636	4647	1,00	-2,78
	Peso/Inerzia muro			0	43654/0	-0,98	-2,63
	Peso/Inerzia terrapieno			0	13956/0	0,53	-1,33
	Spinta falda da monte			17240		1,00	-3,18
	Sottostinta della falda				23433	-0,75	-4,90
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0	9129	--	--
10	Spinta statica	5986	35,00	4904	3434	1,00	-2,80
	Peso/Inerzia muro			0	33580/0	-0,98	-2,63
	Peso/Inerzia terrapieno			0	12061/0	0,54	-1,34
	Spinta falda da monte			13261		1,00	-3,18
	Sottostinta della falda				18025	-0,75	-4,90
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0	6830	--	--
11	Spinta statica	5865	35,00	4804	3364	1,00	-2,81
	Peso/Inerzia muro			0	33580/0	-0,98	-2,63
	Peso/Inerzia terrapieno			0	11911/0	0,54	-1,34
	Spinta falda da monte			13261		1,00	-3,18
	Sottostinta della falda				18025	-0,75	-4,90
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0	6455	--	--
12	Spinta statica	5824	35,00	4771	3341	1,00	-2,81
	Peso/Inerzia muro			0	33580/0	-0,98	-2,63
	Peso/Inerzia terrapieno			0	11861/0	0,54	-1,34
	Spinta falda da monte			13261		1,00	-3,18
	Sottostinta della falda				18025	-0,75	-4,90
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0	6330	--	--

7.2.6 Quadro riassuntivo verifiche geotecniche

Simbologia adottata

- Cmb Indice/Tipo combinazione
- S Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
- FS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
- FS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
- FS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
- FS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale
- FS_{HYD} Coeff. di sicurezza a sifonamento
- FS_{UPL} Coeff. di sicurezza a sollevamento

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.111		510.899			
2 - STR (A1-M1-R3)	H	1.109		504.157			
3 - STR (A1-M1-R3)		1.458		391.512			
4 - STR (A1-M1-R3)		1.162		489.694			
5 - STR (A1-M1-R3)		1.406		404.955			
6 - GEO (A2-M2-R2)					1.548		
7 - GEO (A2-M2-R2)	H				1.561		
8 - EQU (A1-M1-R3)			1.429				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H		1.315				
14 - HYD						999.900	
15 - UPL							2.771

7.3 Verifiche geotecniche muro di coronamento massi pilonati

7.3.1 Parametri geotecnici e materiali

I terreni di sedime considerati sono quelli individuati al paragrafo 7.2.1 Parametri geotecnici e materiali.

n°	Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ^q]
1	Lava	2250,00	2250,00	41.000	27.330	6,00
2	Tout Venant	2080,00	2286,00	45.000	35.000	0,02

- categoria di sottosuolo B
- categoria topografica T1

n°	Descr	C	A	γ [kg/mc]	R _{ck} [kg/cm ^q]	E [kg/cm ^q]	ν	n	ntc
1	C35/45	C35/45	B450C	2500,00	458,86	353075	0.30	15.00	0.50

7.3.2 Geometria muro di coronamento massi pilonati

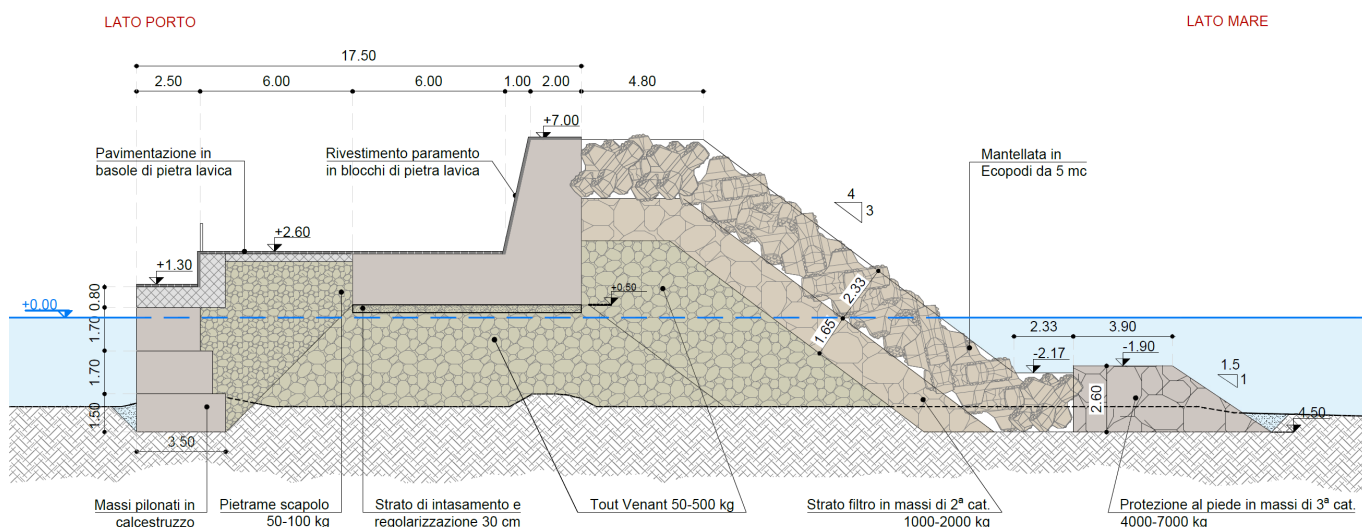


Figura 7-2 Sezione tipologica 3

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

• Altezza paramento	1,30	[m]
• Altezza paramento libero	2,10	[m]
• Spessore in sommità	1,00	[m]
• Spessore all'attacco con la fondazione	1,00	[m]
• Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
• Inclinazione paramento interno	0,00	[°]
• Lunghezza mensola di valle	2,50	[m]
• Lunghezza mensola di monte	0,00	[m]
• Lunghezza totale	3,50	[m]
• Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
• Spessore	0,80	[m]

7.3.3 Condizioni e combinazioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

- X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
- F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
- F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
- M Momento espresso in [kgm]
- X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
- X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
- Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kg]
- Q_f Intensità del carico per x=X_f espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Permanente) - PERMANENTE

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F _x [kg]	F _y [kg]	M [kgm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kg]	Q _f [kg]
1	Distribuito	Fondazione					-3,50	0,00	232,00	232,00

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F _x [kg]	F _y [kg]	M [kgm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kg]	Q _f [kg]
1	Distribuito					0,00	5,00	4726,00	4726,00

Condizione n° 2 (Variabile - cat. C) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.70 - \Psi_1=0.70 - \Psi_2=0.60$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F _x [kg]	F _y [kg]	M [kgm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kg]	Q _f [kg]
1	Distribuito	Fondazione					-3,50	0,00	500,00	500,00

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F _x [kg]	F _y [kg]	M [kgm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kg]	Q _f [kg]
1	Distribuito					0,00	5,00	500,00	500,00

Per la definizione dei coefficienti parziali per le azioni, per l'effetto delle azioni, per i parametri geotecnici del terreno e per i coefficienti parziali g_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO si rimanda al paragrafo 7.2.3 Condizioni e combinazioni di carico

Le combinazioni considerate sono le seguenti:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente	1.30	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente	1.30	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente	1.30	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente	1.30	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente	1.30	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente	1.30	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	1.00	Sfavorevole

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Combinazione n° 14 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - SLEQ H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - SLEQ H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Variabile - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole

7.3.4 Opzioni di calcolo

Per la definizione delle opzioni di calcolo rimanda al paragrafo 7.2.4 Opzioni di calcolo

7.3.5 Risultati

Spinta e forze

Simbologia adottata

- Ic Indice della combinazione
- A Tipo azione
- I Inclinazione della spinta, espressa in [°]
- V Valore dell'azione, espressa in [kg]
- C_x, C_y Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kg]
- P_x, P_y Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kg]	I [°]	C _x [kg]	C _y [kg]	P _x [m]	P _y [m]
2	Spinta statica	2157	35,00	1767	1237	0,00	-1,17
	Incremento di spinta sismica		882	722	506	0,00	-1,40
	Peso/Inerzia muro			1004	10250/502	-1,35	-1,37
	Spinta falda da monte			31		0,00	-2,02
	Sottostinta della falda				875	-1,75	-2,10
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0	1862	--	--

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

7.3.6 Quadro riassuntivo verifiche geotecniche

Simbologia adottata

- Cmb Indice/Tipo combinazione
- S Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
- FS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
- FS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
- FS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
- FS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		4.032		14.996			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.678		16.163			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	2.595		17.658			
4 - STR (A1-M1-R3)		4.886		12.377			
5 - STR (A1-M1-R3)		4.032		14.996			
6 - STR (A1-M1-R3)		4.886		12.377			
7 - GEO (A2-M2-R2)					1.889		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.949		
9 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.895		
10 - EQU (A1-M1-R3)			7.987				
11 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		6.698				
12 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		4.878				

8 DIMENSIONAMENTO DEL PERCORSO PEDONALE

Il progetto, oltre alle opere foranee, prevede la realizzazione di un percorso pedonale di accesso alla radice del nuovo molo. Il percorso sarà collocato a monte della spiaggia esistente (composta prevalentemente da ciottoli e massi di varie dimensioni) e sarà costituito da un camminamento in terra battuta a proseguimento di quello già esistente in prossimità dell'estremità orientale.

In merito al dimensionamento del percorso pedonale, sono state condotte alcune analisi preliminari con l'obiettivo di definire la "quota di sicurezza" del camminamento in relazione alle caratteristiche del moto ondoso incidente. A tale scopo è stato eseguito uno studio della risalita del moto ondoso lungo il profilo di spiaggia in configurazione attuale in modo tale da valutare la quota di massima risalita dell'onda e fissare un opportuno franco di sicurezza per la quota del percorso pedonale. Le simulazioni sono state condotte con il codice di calcolo SBEACH, che permette di valutare l'evoluzione del profilo trasversale del litorale e la risalita dell'onda per azione del moto ondoso. Nel caso specifico, essendo sia la spiaggia sommersa che quella emersa costituite da materiale grossolano (fondale roccioso e spiaggia di massi e ciottoli), le simulazioni sono state condotte considerando il profilo di spiaggia come "inerodibile" e quindi è stata analizzata la sola risalita dell'onda. La descrizione del codice di calcolo SBEACH è riportata in dettaglio nel successivo paragrafo 8.4.

Nel presente paragrafo si riporta inoltre il dimensionamento della mantellata in massi naturali della scogliera radente che verrà realizzata lato mare a protezione della passeggiata.

8.1 Stima della risalita dell'onda lungo il profilo del litorale

La stima della risalita dell'onda è stata eseguita con riferimento a mareggiate estreme aventi tempo di ritorno pari 50 anni; nell'analisi per confronto sono stati simulati sia gli eventi derivanti dalla statistica annuale che quelli relativi al periodo estivo (da giugno a settembre). Per quanto riguarda il settore di provenienza delle mareggiate, si fa presente che le opere foranee previste nell'ambito della prima fase progettuale (oggetto del presente intervento) proteggono il tratto di costa in cui verrà realizzato il percorso pedonale dalle mareggiate più intense (da Ponente e Libeccio), lasciando tuttavia l'area esposta agli eventi di Scirocco.

L'analisi è stata quindi condotta con riferimento alle mareggiate estreme di Scirocco. La propagazione sotto costa degli eventi meteomarini significativi per lo studio in esame, descritta nell'Elaborato D.01 "Studio idraulico marittimo", ha consentito di ricavare le caratteristiche delle mareggiate all'estremità offshore del profilo di spiaggia ritenuto rappresentativo dell'area oggetto di intervento.

Di seguito, in Tabella 8.1, si riportano le caratteristiche delle mareggiate estreme T_R 50 anni (statistica annuale ed estiva) estratte dalle propagazioni sotto costa con riferimento al punto P (input del modello di evoluzione del profilo trasversale) ubicato ad una profondità di circa -15 m s.m.m. di fronte all'area di intervento. A favore di sicurezza, nelle simulazioni è stato inserito anche il contributo locale del vento (implicitamente incluso, sulla larga scala, nel livello di marea). La durata degli eventi estremi simulati nel codice di calcolo SBEACH è stata fissata in 24 ore.

Tabella 8.1 Caratteristiche delle onde di progetto per lo studio delle risalite dell'onda fornite in input al codice di calcolo SBEACH (punto P alla -15.0 m s.m.m.)

T_R (anni)	TEST	SOVRALZO (m s.m.m.)	H_s (m)	T_p (s)	DIR (°N)	Vel. vento (m/s)	DIR vento (°N)
50 (stat. annuale)	S1 Scirocco	+0.90	2.36	6.5	148	21.0	145
50	S4	+0.56	1.33	5.5	148	21.0	145

(stat. estiva)	Scirocco						
----------------	----------	--	--	--	--	--	--

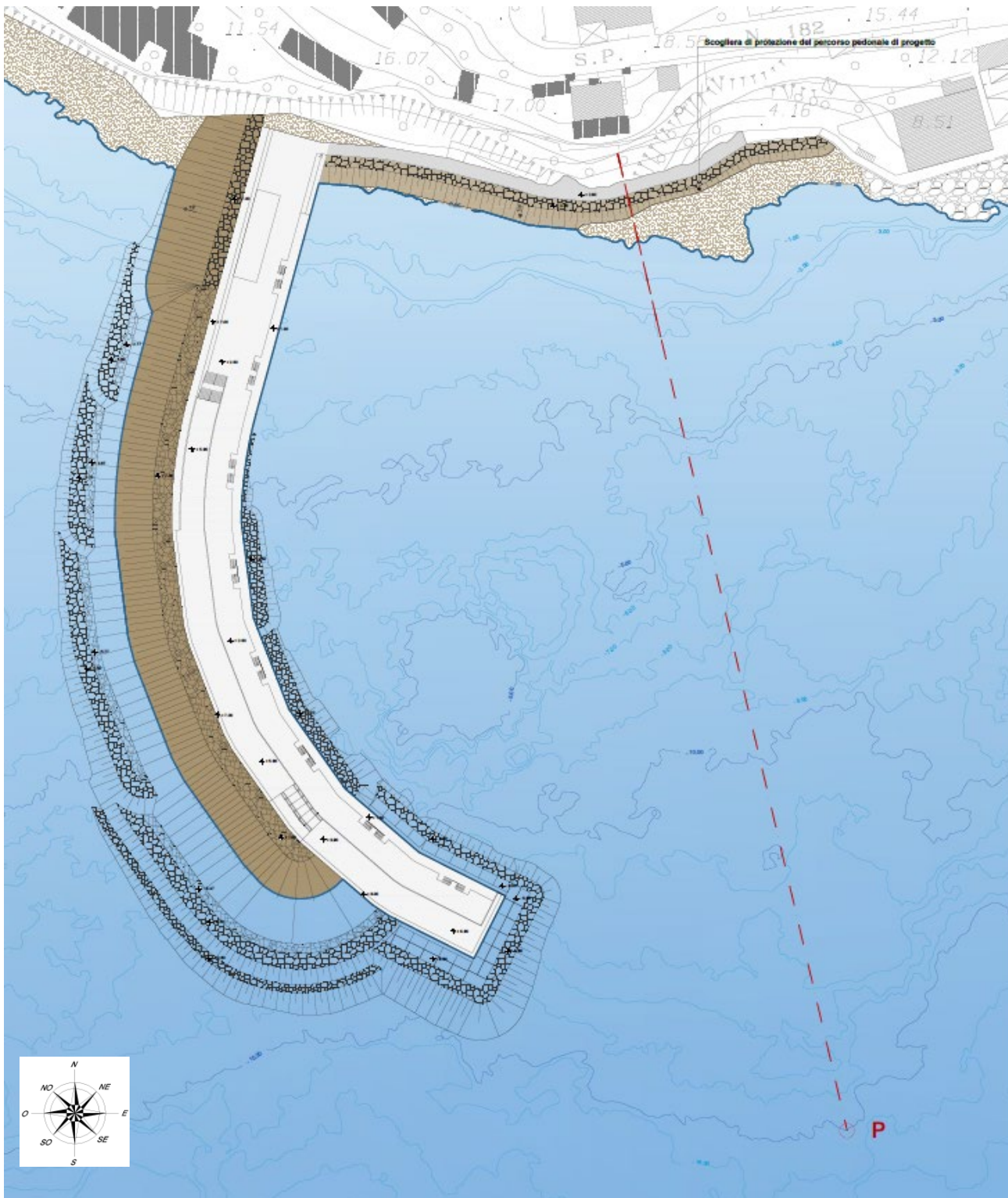


Fig. 8.1 - Ubicazione del profilo di calcolo e del punto P (alla -15.0 m s.m.m.) per il settaggio del codice di calcolo SBEACH

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

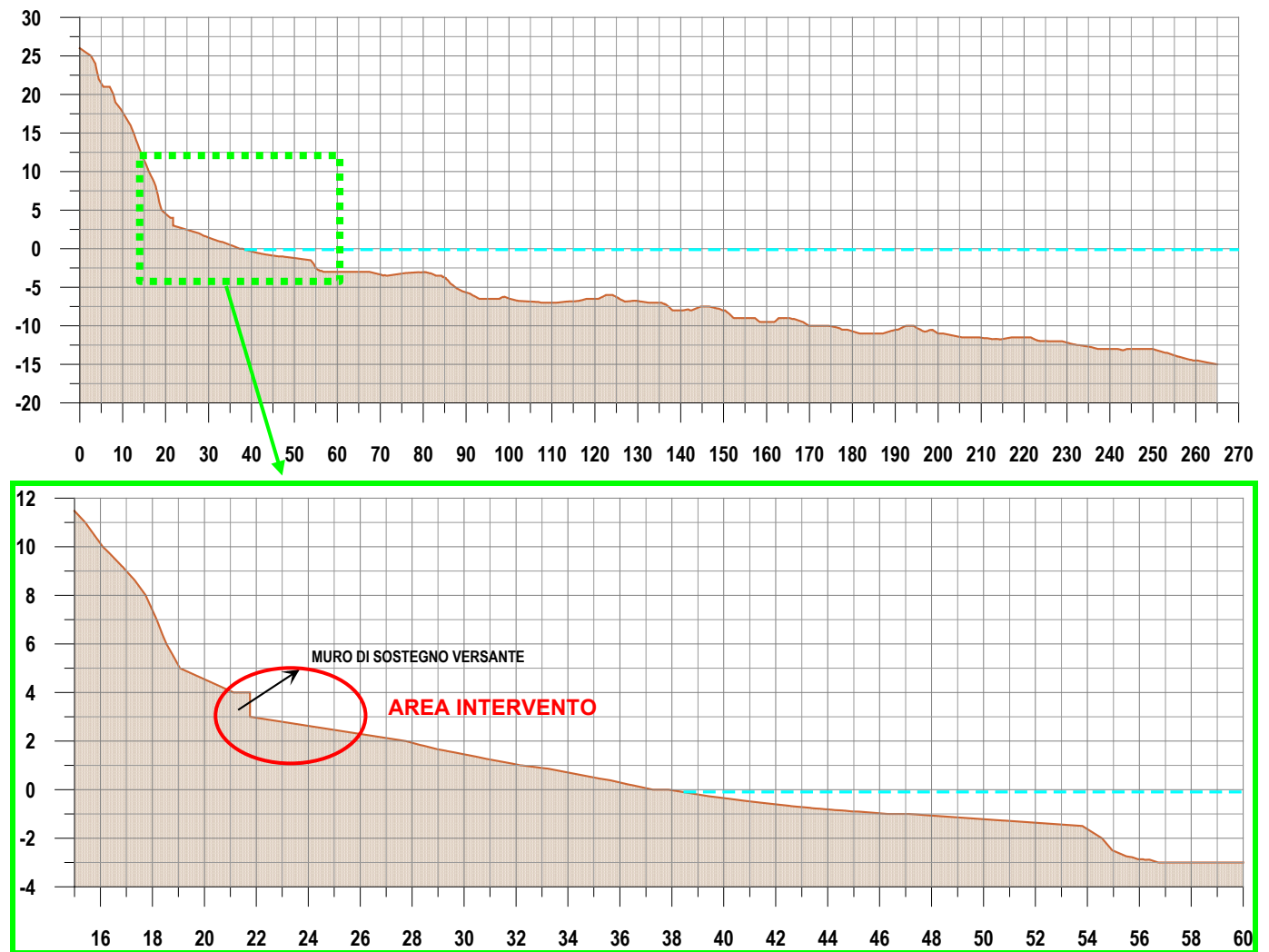


Figura 8-1 Profilo di calcolo esteso (in alto) e dettaglio sotto costa (in basso)

Di seguito, in Figura 8-2 e Figura 8-3, si riportano i risultati delle simulazioni condotte con il codice di calcolo SBEACH con riferimento al profilo trasversale di calcolo precedentemente descritto e alle due condizioni estreme analizzate: mareggiata T_R 50 anni statistica annuale ed estiva. I risultati sono rappresentati in termini di massima risalita del livello del mare, comprensivo del setup.

Per quanto riguarda la mareggiata estrema T_R 50 anni di Scirocco, derivante dalla statistica annuale, si raggiungono valori di risalita pari a circa +2.60 m s.m.m.; mentre nel periodo estivo, a parità di tempo di ritorno, la risalita raggiunge quota +1.50 m s.m.m. circa.

Ne consegue che per mettere in sicurezza il percorso pedonale, (il cui camminamento, in continuità con la passeggiata del molo, verrà realizzato a quota +2.60 m s.m.m. (ovvero all'incirca alla quota stimata per la risalita con riferimento alla statistica annuale), sarà necessario proteggere la camminata realizzando una struttura con coronamento sopraelevato. Nel caso specifico verrà realizzata una scogliera radente di protezione in massi naturali, come descritto nel successivo paragrafo 8.2.

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

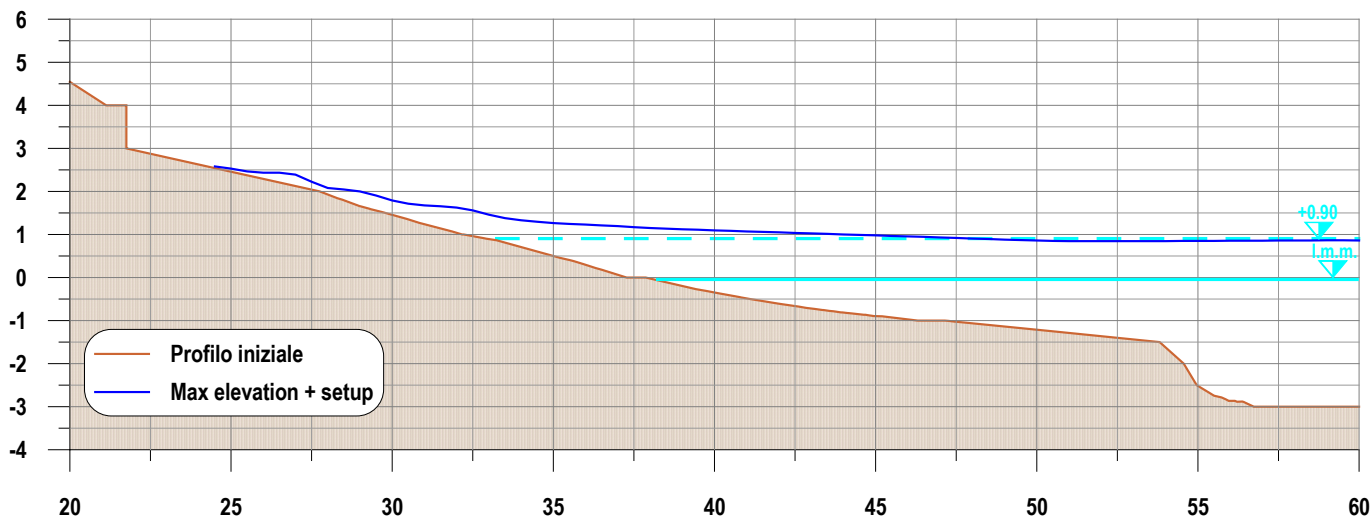


Figura 8-2 Risalita dell'onda mareggiata T_R 50 anni (statistica annuale)

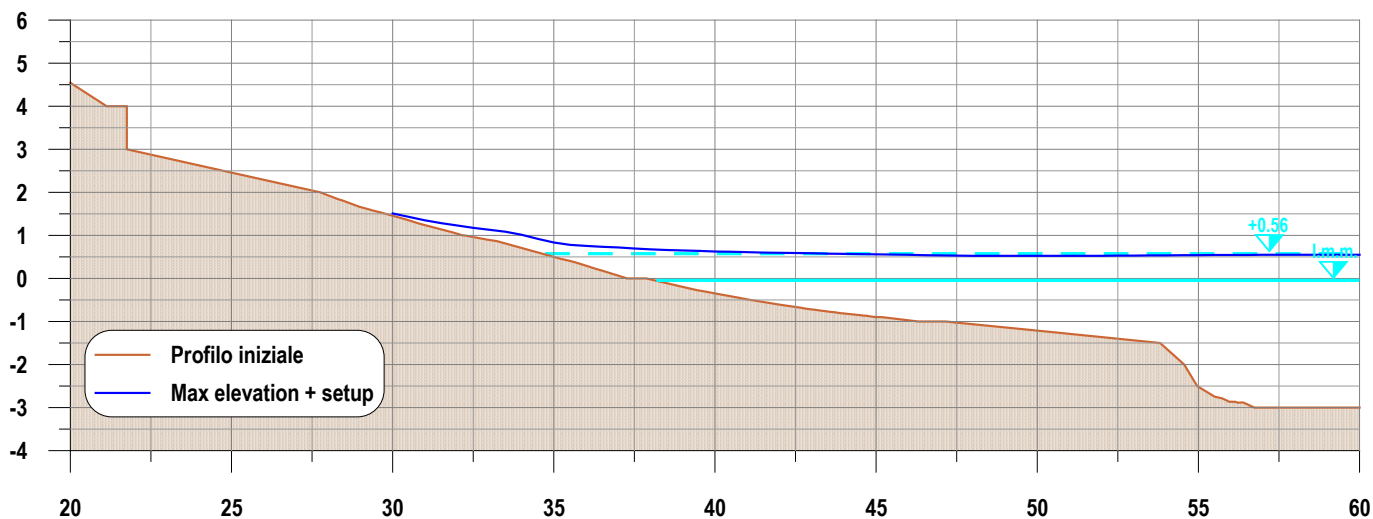


Figura 8-3 Risalita dell'onda mareggiata T_R 50 anni (statistica estiva)

8.2 Descrizione della soluzione progettuale

Il percorso sarà realizzato con un camminamento in terra battuta a proseguimento di quello già esistente in prossimità dell'estremità orientale.

Alla luce delle considerazioni in merito alla risalita dell'onda (vedi precedente paragrafo 8.1), si ritiene opportuno proteggere il camminamento (di larghezza 3.00 m), posto a quota +2.60 m s.m.m. realizzando una scogliera radente di protezione con quota di coronamento sopraelevata di 40 cm rispetto al percorso (+3.00 m s.m.m.). La scogliera sarà realizzata con una mantellata in doppio strato di massi di II categoria (da 1.0 a 3.0 t), larghezza al coronamento di 2.80 m e pendenza della scarpata 3:2 (Figura 8-4).

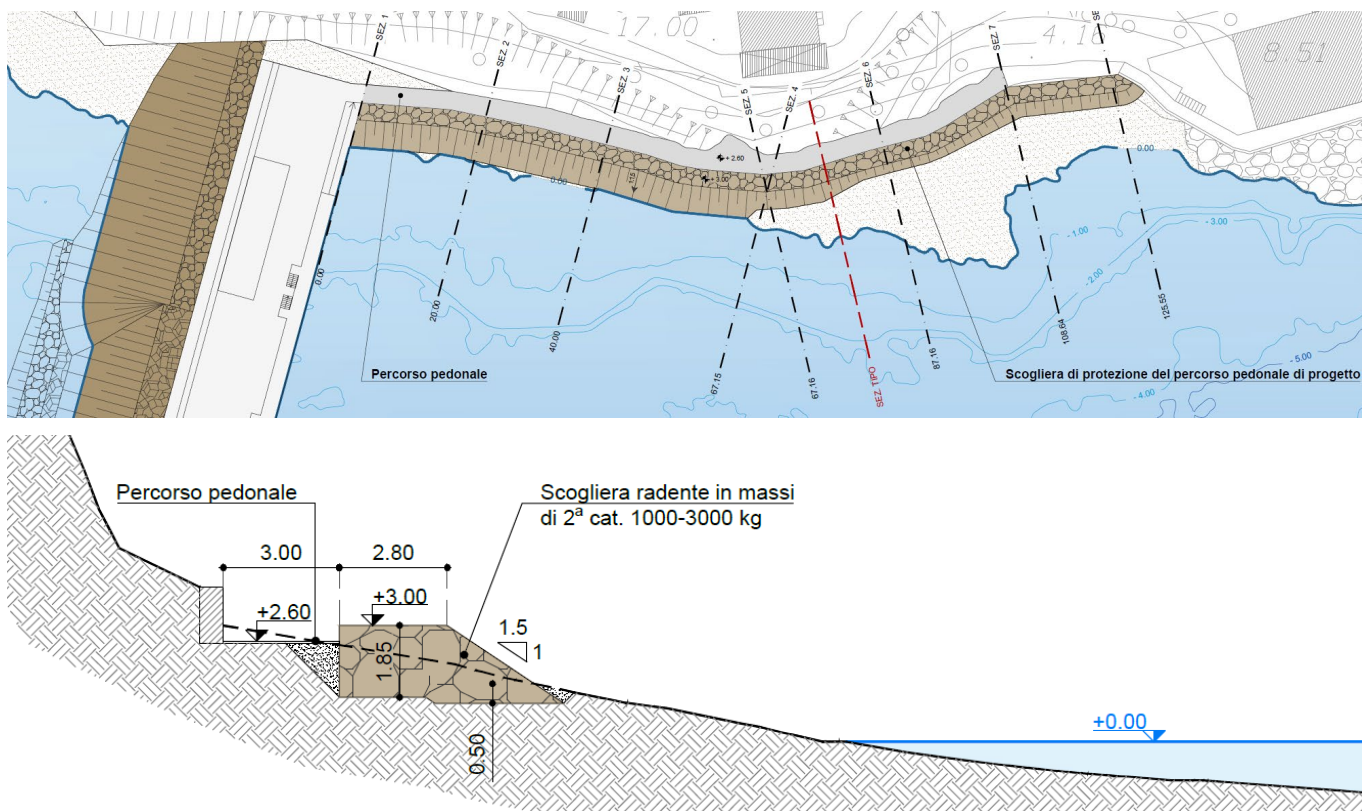


Figura 8-4 Planimetria e sezione tipologica percorso pedonale (sez. tip. 9)

8.3 Dimensionamento della mantellata

8.3.1 Approccio di calcolo (mantellata di scogliere emerse in massi naturali - Van der Meer)

La formula di Van der Meer (1988b) per il calcolo dei massi della mantellata di scogliere emerse fornisce il peso medio dei massi necessario a garantire la stabilità di mantellate di assegnata geometria sotto l'azione del moto ondoso incidente. Il peso medio dei massi (W_{50}) può essere determinato una volta calcolato il valore del numero di stabilità N_s , attraverso le seguenti formule:

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

dove

- γ_s è il peso specifico dei massi (assunto pari a 2.6 t/m³);
- γ_w è il peso specifico dell'acqua di mare (pari a 1.030 t/m³).
- H_s è l'altezza d'onda significativa di progetto;
- W_{50} e D_{50} sono rispettivamente il peso ed il diametro mediano dei massi.

Il numero di stabilità legato all'onda che è mediamente responsabile del danneggiamento è dato dalle formule seguenti:

$$\frac{H}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) D_{50}} = 6.2 P^{0.18} S^{0.2} N^{-0.1} \xi_m^{-0.5} \quad \text{per frangimento tipo plunging}$$

$$\frac{H}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) D_{50}} = 1.0 P^{-0.13} S^{0.2} N^{-0.1} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P \quad \text{per frangimento tipo surging}$$

dove:

- $\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_m^2}}}$ rappresenta il parametro di Iribarren;
- H è l'altezza d'onda di progetto utilizzata nel calcolo;
- T_m rappresenta il periodo medio della mareggiata, assunto pari a circa 0.87 volte il periodo di picco T_p (rapporto medio valido per spettro di tipo JONSWAP cfr. "Random Seas and Design Maritime Structures", Goda);
- P è un fattore di permeabilità della struttura, assunto nel caso in esame pari a 0.4 (cfr. Figure 5.39 del Rock Manual);
- S è il grado di danneggiamento;
- N è il numero di onde della mareggiata (assunto pari a 3000);
- α è l'angolo che la scarpata della mantellata forma con l'orizzontale (nel caso in esame pari a 1.5:1).

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

In merito al grado di danneggiamento assunto nei dimensionamenti delle mantellate in massi naturali, si fa presente che convenzionalmente, per strutture staticamente stabili, viene utilizzato un valore di S pari a 2; tale valore corrisponde ad una condizione definita come "start of damage" (danneggiamento iniziale), corrispondente ad una percentuale di danno D compresa tra 0 e 5%.

Per l'individuazione del criterio di frangimento (plunging o surging) e, quindi, della formula da usare per il calcolo del numero di stabilità, Van der Meer fornisce un valore di riferimento (critico) per il parametro di Iribarren:

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

Se il parametro di Iribarren è inferiore al valore critico si ha un frangimento di tipo plunging, in caso contrario di tipo surging.

8.3.2 Onda di progetto

Nel presente paragrafo si riportano le caratteristiche dell'onda di progetto utilizzata per il dimensionamento della mantellata in massi naturali che protegge lato mare il percorso pedonale. Il calcolo è stato condotto con riferimento alla sezione tipologica descritta nel precedente paragrafo 8.2.

Il percorso pedonale risulta parzialmente schermato grazie alla presenza del nuovo molo foraneo, che protegge la spiaggia e la passeggiata dalle mareggiate più intense provenienti da Ponente. Trattandosi, inoltre, di una difesa radente, essa non risulta direttamente esposta all'azione del moto ondoso se non per azione della risalita dell'onda e in condizioni di alti livelli di marea. Di conseguenza, l'altezza d'onda significativa di progetto, limitata dal fondale, è stata determinata con riferimento a condizioni di onda frangente. Sulla base del rilievo eseguito, la quota del fondale, ad una distanza pari a circa 5 volte l'altezza significativa (come suggerito in letteratura; cfr. "Random Seas and Design in Maritime Structures" Goda), risulta pari a circa -1.0 m s.m.m..

In caso di altezza d'onda limitata dal frangimento, il CEM consiglia di ricavare l'altezza significativa attraverso la relazione che lega l'altezza significativa alla H_{2%}, ragionevolmente assimilabile all'altezza H_b, massima in relazione al fondale. Per fondali a debole pendenza, si può assumere H_b = 0.78 d, dove d indica la profondità al piede dell'opera. Va tuttavia segnalato che nei casi sperimentali analizzati da Van der Meer il frangimento era di modesta intensità e comunque del tipo spilling: si ritiene pertanto ragionevole e cautelativo seguire le indicazioni dello stesso autore, che, in caso di frangimento molto intenso e di tipo plunging, raccomanda di utilizzare H = H_{2%}/1.1÷1.2 (nel caso specifico è stato adottato un valore di 1.15). A favore di sicurezza ai valori di altezza significativa così determinati è stato comunque associato il valore del sovrizzo e del periodo di picco caratteristico della mareggiata estrema più intensa, individuata in funzione del tempo di ritorno e della tipologia di verifica da eseguire (mareggiata TR 70 anni da Ponente; cfr. Elaborato D.01).

Nella successiva Tabella 5.1 sono riassunte le caratteristiche delle onde di progetto utilizzate per il dimensionamento e la verifica delle opere a gettata.

Tabella 8.2 Caratteristiche dell'onda di progetto per il dimensionamento della mantellata del percorso pedonale

TIPOLOGIA VERIFICA	SEZIONE TIP.	T _R (anni)	TEST	SOVRALZO (m s.m.m.)	H _s (m)	T _p (s)	DIR (°N)
Dimensionamento mantellata in massi naturali	9	70 (stat. annuale)	P2 Ponente	+0.91	1.30(*)	12.5	-

(*) valore di altezza d'onda significativa calcolato in condizioni di onda frangente

8.3.3 Dimensionamento della mantellata in massi naturali

Il dimensionamento della mantellata in massi naturali del percorso pedonale è stato condotto utilizzando l'approccio di Van der Meer per scogliere emerse descritto nel precedente paragrafo 8.3.1; i risultati sono riportati nella successiva Tabella 8.3. Applicando l'approccio proposto da Van der Meer per mantellate di scogliere emerse, è stata determinata la condizione più sfavorevole per il dimensionamento della mantellata, corrispondente alla transizione tra condizione di frangimento tipo plunging e surging. Tale condizione si verifica nel caso specifico per valori del periodo di picco inferiori a quello di progetto (T_p circa 6.9 s contro un valore di progetto di 12.5 s).

Dai calcoli risulta che sarebbero sufficienti massi di I categoria; tuttavia, a favore di sicurezza e per garantire una maggiore stabilità dell'opera anche nei confronti dei fenomeni di risalita del moto ondoso, la scogliera verrà realizzata con una mantellata in massi naturali di II categoria (da 1.0 a 3.0 t) con spessore del doppio strato pari a 1.85 m.

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Tabella 8.3 Dimensionamento della mantellata in massi naturali (cfr. sez. tip. 9)

Approccio di calcolo	Van der Meer	Rif. CEM (2008) - Table VI-5-23
γ_s (kN/m ³)	25.5	peso specifico dei massi
γ_A (kNm ³)	10.1	peso specifico dell'acqua di mare
Δ	1.524	rapporto densità relative massi e acqua
H_s (m)	1.30	altezza dell'onda di progetto
T_p (s)	6.94	periodo di picco (modificare per verifica transizione plunging/surgung)
T_m (s)	6.04	periodo medio
$\cot \alpha$ (rad)	1.50	pendenza della scarpata
P	0.40	fattore di permeabilità (cfr. Figure VI-5-11 del CEM)
ξ_c	4.42	parametro di Iribarren critico (transizione plunging/surgung)
ξ_m	4.42	parametro di Iribarren
S_d	2.0	grado di danneggiamento (2 danno iniziale, 3-5 danno intermedio, 8 collasso)
N	3000	numero di onde
Tipologia sezione	corrente	
Condizione di verifica	plunging	
PLUNGING		
$H_s/(\Delta D_{n50})$	1.29	numero di stabilità
D_{n50} (m)	0.66	diametro medio dei massi
$W_{T,med}$ (t)	0.74	Peso medio dei massi incrementato del 30% se tipologia sezione = testata.
SURGING		
$H_s/(\Delta D_{n50})$	1.29	numero di stabilità (plunging)
D_{n50} (m)	0.66	diametro medio (plunging)
$W_{T,med}$ (t)	0.74	Peso medio dei massi incrementato del 30% se tipologia sezione = testata.
$W_{T,med}$ (t)	0.74	Peso dei massi calcolato (valore medio e range massimo e minimo). Valore incrementato del 30% se tipologia sezione = testata.
$W_{T,min}$ (t)	0.56	
$W_{T,max}$ (t)	0.93	
$W_{T,med}$ (t)	2.00	Peso dei massi utilizzati (valore medio e range massimo e minimo).
$W_{T,min}$ (t)	1.00	
$W_{T,max}$ (t)	3.00	
n	2.00	numero di strati
s (m)	1.85	spessore doppio strato

8.4 Descrizione codice di calcolo SBEACH

Il modello di simulazione numerica SBEACH (Storm-induced BEACH Change) è stato sviluppato dal US Army Engineer Waterways Experiment Station (Coastal Engineering Center) al fine di valutare e quantificare l'erosione del profilo del litorale sotto l'effetto di particolari mareggiate. Il modello originale è stato poi modificato e testato negli anni.

La previsione quantitativa della variazione del profilo del litorale in seguito all'azione delle onde e alle variazioni del livello del mare è uno dei maggiori problemi dell'ingegneria marittima. Il presente modello numerico (SBEACH) rappresenta un efficace strumento per valutare tali effetti a livello macroscopico, trascurando fenomeni su piccola scala come increspature del livello del mare ed evitando di addentrarsi in complesse formulazioni riguardanti flusso e concentrazione dei sedimenti.

Uno dei vantaggi offerti dal modello è quello di riprodurre le principali caratteristiche morfologiche del profilo, in particolare ostacoli, barriere e berme.

Il modello è formalmente basato sull'equazione di conservazione della massa, la cui formulazione richiede un'espressione matematica per quanto concerne il trasporto attraverso il litorale. In questo caso, dal momento che il modello risulta, per quanto affermato in precedenza, piuttosto generale e flessibile, è sufficiente adottare una qualsiasi formula per il trasporto litoraneo, teorica o anche empirica.

8.4.1 Approccio metodologico

Allo stato attuale, risulta chiaro come un qualsiasi modello numerico che si prefigga lo scopo di valutare i cambiamenti del profilo di una spiaggia debba basarsi su relazioni semi-empiriche derivate da misurazioni. Il modello presentato in questo contesto è stato sviluppato usando dati ricavati da esperimenti condotti anche su prototipi in scala (LWT). Si assume che i principali cambiamenti nella forma del profilo della spiaggia siano provocati dalle onde che frangono sulla riva: perciò, il trasporto litoraneo è determinato dalle caratteristiche dell'onda locale, del livello del mare e della geometria del profilo. L'equazione che esprime la conservazione del materiale è formulata in maniera tale da valutare la variazione del profilo in funzione del tempo.

La distribuzione dell'altezza d'onda attraverso la riva è calcolata applicando la teoria dell'onda di piccola ampiezza (small-amplitude wave) a partire dal punto di frangimento dell'onda; successivamente il modello di decadimento dell'onda frangente, sviluppato da Dally (1980), viene applicato per prevedere l'altezza d'onda nelle zone di frangimento. Il profilo viene suddiviso in specifiche regioni in relazione alle caratteristiche dell'onda, relative ad un dato intervallo temporale.

La distribuzione percentuale del trasporto del materiale lungo la spiaggia viene quindi calcolata attraverso relazioni semi-empiriche valide nelle differenti regioni di trasporto. Nel tratto finale del profilo, verso riva, il limite di risalita costituisce un confine attraverso il quale non può esserci trasporto di materiale, mentre il confine verso mare è rappresentato dalla profondità in corrispondenza della quale non si verificano più movimenti del materiale (o meglio, variazioni del profilo). Una volta nota la distribuzione del trasporto lungo il profilo, le variazioni geometriche del profilo stesso vengono calcolate attraverso l'equazione di conservazione della massa.

La procedura appena descritta è condotta ad ogni intervallo temporale seguendo lo schema risolutivo tipico dei metodi alle differenze finite, usando le condizioni dell'onda corrente incidente sulla spiaggia e il livello del mare, e aggiornando di volta in volta la geometria del profilo.

8.4.2 Modello adottato per le onde

Mentre le onde si avvicinano alla riva lungo un fondale leggermente inclinato, aumentano in altezza e diminuiscono in lunghezza; questo fenomeno è dovuto allo shoaling. Può, pertanto, essere assunto che le onde incidano normalmente la costa, così da poter trascurare la rifrazione.

L'onda continua a crescere in altezza finchè non si arriva ad un valore critico per quanto riguarda il rapporto tra altezza dell'onda e profondità del fondale: a quel punto l'onda frange. La distribuzione dell'altezza d'onda attraverso il litorale è calcolata secondo la teoria lineare.

8.4.3 Criterio di frangimento e altezza frangente

Il rapporto tra l'altezza d'onda e la profondità del litorale nel punto di frangimento (chiamato "breaker index") è stato sviluppato utilizzando i dati di CRIEPI. Alcune osservazioni, effettuate a partire dall'analisi dei dati a disposizione, hanno evidenziato come l'indice di frangimento dipenda principalmente dall'inclinazione del fondale prima del frangimento e dalla pendenza dell'onda (Galvin 1969, Weggel 1972, Singamsetti e Wind 1980, Sunamura 1981). L'indice di frangimento aumenta all'aumentare dell'inclinazione del fondale e diminuisce all'aumentare della pendenza dell'onda.

Un'analisi regressiva mostra come la pendenza del profilo della spiaggia e l'inclinazione dell'onda possano essere inglobate assieme in un'unica equazione:

$$\frac{H_b}{h_b} = 1.14 \left(\frac{\tan \beta}{\sqrt{H_0 / L_0}} \right)^{0.21} \tag{1}$$

dove $\tan \beta$ rappresenta la pendenza locale del litorale verso mare nel punto di frangimento.

In Figura 8-5, i dati degli esperimenti di CRIEPI sono stati riportati assieme alla retta di equazione (1). Il modello adottato per le onde al fine di prevedere le condizioni di frangimento utilizza l'equazione appena descritta.

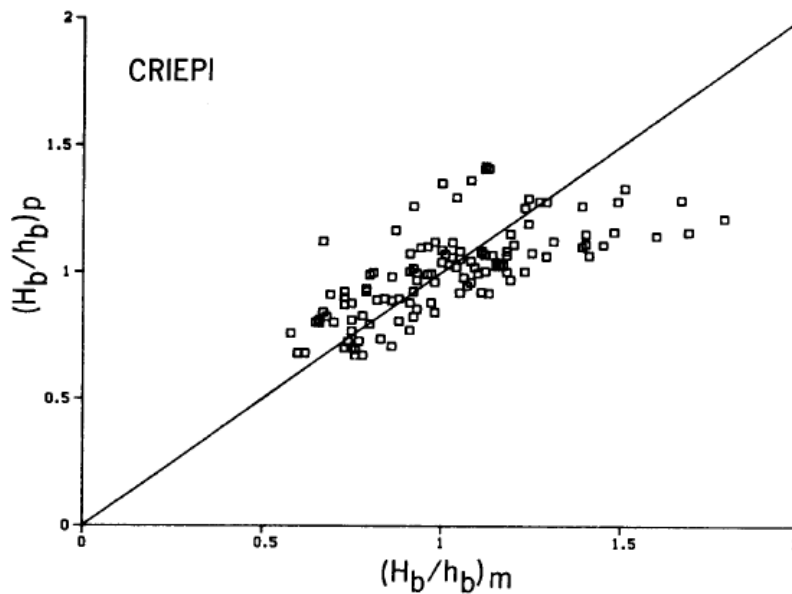


Figura 8-5 Confronto tra il rapporto di frangimento misurato e calcolato con l'equazione (1)

8.4.4 Modello di decadimento dell'onda frangente

La maggior parte dei modelli utilizzati per descrivere il decadimento dell'altezza d'onda nella zona di frangimento contengono parametri empirici, i cui valori devono essere stimati attraverso una fase di calibrazione utilizzando dati misurati. Il modello per le onde, utilizzato in questo contesto, è stato proposto da Dally (1980); esso è stato verificato sia con dati di laboratorio (Dally 1980), sia con dati misurati in situ (Ebersole 1987). L'equazione che governa il modello di decadimento dell'onda nella regione di frangimento può essere scritta, nella sua forma più generale, come:

$$\frac{dF}{dx} = -\frac{k}{h}(F - F_s) \quad (2),$$

dove k rappresenta il coefficiente empirico del decadimento dell'onda ed F_s il flusso di energia dell'onda stabile.

Nell'equazione (2), la coordinata x ha origine nel punto di frangimento ed è positiva verso mare. L'ipotesi assunta nel formulare l'equazione (2) è che la dissipazione di energia per unità di area sia proporzionale alla differenza tra il flusso di energia esistente e il flusso di energia stabile (l'onda che possiede tale valore di energia non frange).

Utilizzando la teoria lineare, il flusso dell'energia in un fondale poco profondo risulta:

$$F = \frac{1}{8} \rho g H^2 \sqrt{gh} \quad (3).$$

Il flusso di energia stabile è generalmente una funzione della profondità del mare, ed, in particolare, un coefficiente Γ viene usato per esprimere il rapporto tra l'altezza locale dell'onda e la profondità del mare in corrispondenza delle condizioni di stabilità:

$$H_s = \Gamma h \quad (4).$$

I valori misurati da CRIEPI della distribuzione dell'altezza d'onda sono stati usati per valutare l'efficienza del modello proposto e per stimare, quindi, il valore dei due parametri empirici k e Γ .

L'espressione dell'equazione (2) per un profilo di forma qualsiasi, applicando la teoria lineare, risulta:

$$H = \left[\frac{1}{\sqrt{h}} \left(H_b^2 \sqrt{h_b} e^{-k \int_0^x \frac{dx}{h}} + e^{-k \int_0^x \frac{dx}{h}} k \Gamma^2 \int_0^x h \sqrt{h} e^{k \int_0^x \frac{dx}{h}} dx \right) \right]^{1/2} \quad (5),$$

dove, come accennato in precedenza, la coordinata x ha origine nel punto di frangimento.

La Figura 8-6 mostra un confronto tra le altezze d'onda misurate, in diversi intervalli temporali, nella zona di frangimento e le relative curve derivanti dall'equazione (5).

Il calcolo del setup e del setdown è inglobato nel calcolo dell'altezza d'onda; i valori di tali grandezze vengono determinati risolvendo la seguente equazione differenziale assieme all'equazione (2):

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

$$\frac{dS_{xx}}{dx} = -\rho g(h + \eta) \frac{d\eta}{dx} \tag{6},$$

dove S_{xx} rappresenta la componente del radiation stress diretta verso terra e η il setup.

Il radiation stress, utilizzando le approssimazioni per fondali poco profondi, risulta:

$$S_{xx} = \frac{3}{16} \rho g H^2 \tag{7}.$$

Il valore del setup nella prima cella di calcolo è fornito dalla soluzione analitica dell'equazione (6), assumendo che non vi siano perdite di energia:

$$\eta = \frac{-\pi H^2}{4L \sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)} \tag{8}.$$

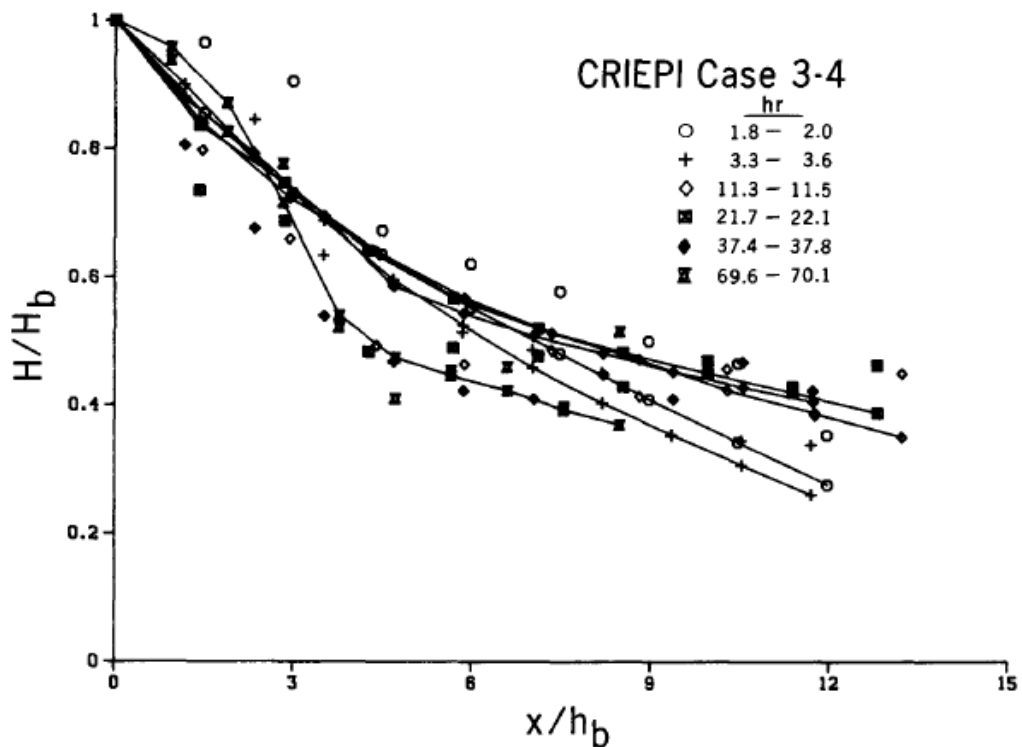


Figura 8-6 Confronto tra altezza d'onda misurata e calcolata

8.4.5 Equazioni del trasporto lungo il profilo di spiaggia e verso del trasporto

La distribuzione del trasporto lungo il profilo di spiaggia (cross-shore) è stata calcolata utilizzando alcune relazioni, che si differenziano a seconda della zona del profilo di spiaggia in cui si va ad operare; il profilo, infatti, può essere suddiviso in 4 zone (Figura 8-7).

Nella zona di frangimento (zona III) la distribuzione percentuale del trasporto è funzione della dissipazione di energia per unità di volume; sia verso mare che verso terra, rispetto alla zona di frangimento, vengono applicate relazioni semi-empiriche per il trasporto ricavate da esperimenti di laboratorio. L'entità del trasporto in tutte e quattro le zone è governata da quello calcolato nella zona di frangimento, dove prevalgono le onde frangenti.

$$q = \begin{cases} K \left(D - D_{eq} + \frac{\varepsilon}{K} \frac{dh}{dx} \right) & \Leftrightarrow D > D_{eq} - \frac{\varepsilon}{K} \frac{dh}{dx} \\ 0 & \Leftrightarrow D < D_{eq} - \frac{\varepsilon}{K} \frac{dh}{dx} \end{cases} \quad (9),$$

dove K rappresenta il coefficiente empirico della percentuale di trasporto, D l'energia di dissipazione dell'onda per unità di volume, D_{eq} l'energia di dissipazione di equilibrio per unità di volume ed ε il coefficiente di trasporto per il termine dipendente dall'inclinazione

L'energia dissipata per unità di volume è data dalla variazione del flusso di energia F dell'onda:

$$D = \frac{1}{h} \frac{dF}{dx} \quad (10).$$

L'equazione (9) mostra come non vi sia trasporto nel caso in cui D diventi inferiore a D_{eq}, corretto dal termine che dipende dall'inclinazione del profilo; questo può accadere in seguito ad una variazione del livello del mare.

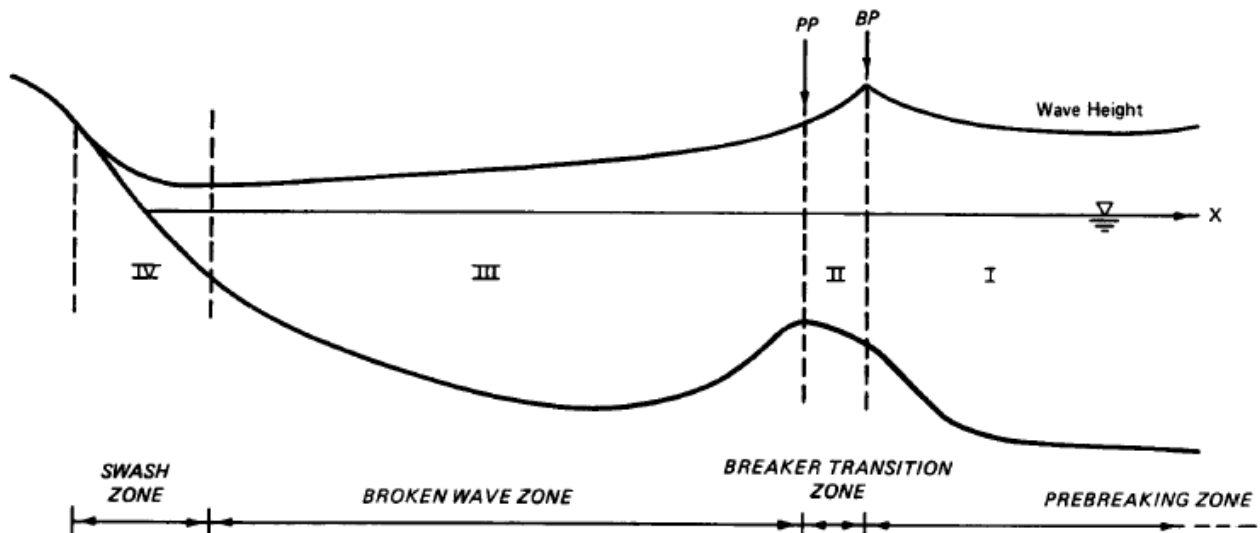


Figura 8-7 Rappresentazione schematica delle 4 zone di trasporto

Fisicamente, la dissipazione dell'energia D_{eq} rappresenta uno stato in cui il trasporto netto, mediato nel tempo attraverso ciascuna sezione del profilo della spiaggia, risulta nullo. Tale valore di dissipazione dell'energia può essere espresso in funzione di un parametro geometrico del profilo A:

$$D_{eq} = \frac{5}{24} \rho g^{3/2} \gamma^2 A^{3/2} \quad (11),$$

dove γ rappresenta il rapporto tra l'altezza d'onda e la profondità nel punto di frangimento (indice di frangimento, H_b/h_b).

Dall'equazione (10) si può dedurre che la dissipazione D contiene implicitamente un termine proporzionale alla pendenza del profilo di spiaggia; l'analisi dei dati sperimentali ha dimostrato come vi sia effettivamente una relazione tra tale pendenza e il trasporto solido. La pendenza del profilo è stata quindi inserita esplicitamente nella relazione (9) che esprime il trasporto solido; Dean (1984) ha ulteriormente modificato tale relazione facendo dipendere D_{eq} dal rapporto tra il valore della pendenza e la pendenza critica per la stabilità del profilo.

I valori del coefficiente K ottenuti da prove di laboratorio, anche se da esperimenti non completamente affini, sono nel range di $1.1 \div 8.7 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4/\text{N}$, mentre il coefficiente ε , analogamente determinato, risulta dell'ordine di $0.0006 \text{ m}^2/\text{s}$.

In ogni caso, negli studi condotti per lo sviluppo del presente modello, la maggiore compatibilità di risultati tra le simulazioni effettuate con il modello e le variazioni di profilo misurate effettivamente, è stata ottenuta utilizzando il valore di D_{eq} calcolato con i coefficiente proposti da Moore (1982) e Kriebel (1982) [$K = 2.2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4/\text{N}$ e $\varepsilon = 0.0006 \text{ m}^2/\text{s}$] e successivamente ridotto del 25%.

L'equazione del profilo di equilibrio, tenendo in considerazione anche il termine dipendente dalla pendenza del profilo, può essere scritta come segue:

$$h\sqrt{h} + \frac{\varepsilon}{K} \frac{24}{5\rho g^{3/2} \gamma^2} = A^{3/2} x \quad (12).$$

Nell'equazione (12) la profondità del fondale è una funzione implicita della distanza dalla riva; inoltre si può osservare come verso mare il profilo risulti pressochè coincidente con il profilo di Dean.

Nel modello numerico, le regioni di frangimento vengono individuate ad ogni intervallo temporale e il trasporto litoraneo viene determinato attraverso l'equazione (9). Le onde vengono considerate totalmente frangenti a partire dal punto di collasso dell'onda posto al confine verso riva della zona di frangimento o a partire dal punto in cui l'onda si riforma. La posizione del punto di collasso viene definita con riferimento al punto di frangimento e alla "lunghezza del frangimento" (ampiezza della breaker transition zone in Figura 8-7. Galvin (1969) ha stimato che la lunghezza di frangimento l_p sia almeno pari a quattro volte l'altezza di frangimento dell'onda, mostrando perciò una legame con l'inclinazione della spiaggia $\tan\beta$; l'equazione di Galvin è la seguente:

$$\frac{l_p}{H_b} = 4.0 - 9.25 \tan \beta \quad (13).$$

L'equazione (13) è stata testata per prevedere la lunghezza di frangimento, ma fornisce distanze non confrontabili con quelle realmente misurate; pertanto, nel presente modello numerico è stato adottato un

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

valore pari a tre volte l'altezza d'onda di frangimento.

Per la regione posta verso il largo rispetto al punto di frangimento, il trasporto solido cross-shore decresce con andamento esponenziale in funzione della distanza verso il largo; il coefficiente di decadimento, per il trasporto diretto verso il largo, dipende dall'altezza d'onda al frangimento e dal D_{50} dei sedimenti, mentre per quello diretto verso riva è costante.

Per la zona II, interessata dal frangimento, viene ancora usato un andamento esponenziale, ma con un coefficiente di decadimento pari al 20% di quello impiegato per la regione più al largo.

L'andamento del trasporto nella regione III e IV, verso riva, è lineare e si annulla nel punto di massima risalita dell'onda; il trasporto in questa regione tende ad annullarsi con l'avvicinarsi, nella zona II di frangimento, del profilo a quello di equilibrio.

Nella zona IV, in prossimità della linea di riva, tendono a svilupparsi pendenze molto elevate, limitate dall'instabilità della scarpata (dipendente dall'angolo di attrito di picco e residuo del materiale, rispettivamente 28° e 18° nei test di laboratorio effettuati).

8.4.6 Modello di variazione del profilo

Le variazioni del profilo sono calcolate ad ogni intervallo temporale attraverso l'equazione della distribuzione del trasporto solido lungo il litorale e l'equazione di conservazione della massa.

L'equazione di conservazione della massa può essere scritta come segue:

$$\frac{\partial q}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial t} \tag{14}$$

Le condizioni al contorno standard applicate nel modello assumono che non vi sia trasporto (verso riva) oltre il limite di massima risalita dell'onda, definito da una relazione empirica, e (verso mare) a profondità superiori a quella per la quale la relazione di decadimento esponenziale fornisce valori di trasporto inferiori ad una data soglia.

Nel calcolo della distribuzione dell'altezza d'onda attraverso la riva ad un determinato intervallo temporale, viene utilizzato il profilo della spiaggia calcolato nel precedente step temporale e le percentuali di trasporto lungo il litorale vengono calcolate esplicitamente. La conservazione della massa viene riportata in forma differenziale come:

$$\frac{h_i^{k+1} - h_i^k}{\Delta t} = \frac{1}{2} \left[\frac{q_{i+1}^{k+1} - q_i^{k+1}}{\Delta x} + \frac{q_{i+1}^k - q_i^k}{\Delta x} \right] \tag{15}$$

dove k rappresenta il livello temporale e i il numero della cella considerata.

L'equazione della massa viene discretizzata su due livelli temporali utilizzando i valori di trasporto solido, calcolati facendo riferimento al livello temporale corrente e a quello precedente.

Il modello numerico, presentato in questo contesto, risulta essere stabile sotto una ampia gamma di condizioni, anche con batimetrie particolarmente irregolari.

Nel caso di un profilo di spiaggia esposto a mareggiate con condizioni di onda e di livello del mare costanti, la geometria del profilo, derivante dalla simulazione con il presente modello, si avvicina notevolmente ad

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

una situazione quasi-stazionaria, rappresentata da un profilo di equilibrio. L'avvicinamento ad una condizione di equilibrio è controllato dalla velocità con cui la dissipazione dell'energia nella zona di frangimento si avvicina al valore di equilibrio D_{eq} . All'equilibrio, il punto di frangimento è stazionario e la dissipazione dell'energia per unità di volume dell'acqua è costante attraverso tutta la zona di frangimento, risultando all'incirca pari a D_{eq} , corretto dal termine dipendente dall'inclinazione del profilo.

9 CALCOLO DEL TIRO ALLA BITTA

Al fine di valutare l'entità delle forze di ormeggio esercitate sulle banchine di progetto, per il calcolo dell'azione del vento sulle imbarcazioni si è fatto riferimento all'espressione di Nichol, secondo la quale:

$$F = 0,72 E D S V^2$$

dove:

- F è la forza del vento [N]
- E è l'area della sezione trasversale della parte emergente del natante [m²]
- D è un fattore di direzione funzione dell'angolo di incidenza del vento
- S è un fattore di schermo in funzione della posizione dell'imbarcazione rispetto alle altre ed alla direzione del vento (prima fila: S=1; seconda fila: S=0,5; terza fila: S=0,3)
- V è la velocità del vento, pari a 20 m/s (circa 39 nodi).

Per la determinazione del fattore di direzione, D, si fa riferimento al grafico riportato nella figura seguente:

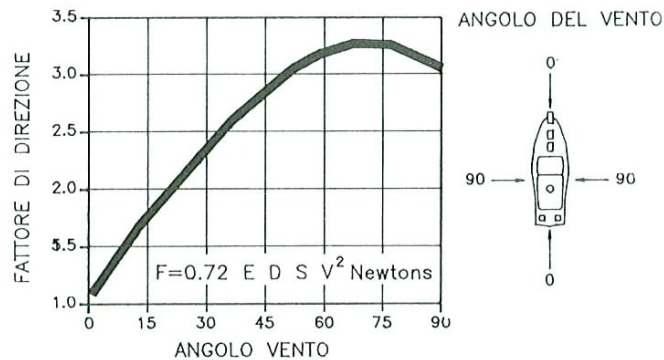


Figura 9-1-Fattori di direzione per il calcolo delle sollecitazioni del vento sugli ormeggi

Da cui, considerando un angolo del vento pari a 75°, si è ricavato un fattore D=3,3

Nel caso in esame si ha:

- Lunghezza massima imbarcazione L=21,00 m;
- Superficie eolica $S_{eol} = 80$ mq;
- Fattore di direzione D=3,3;
- Fattore di schermo S=1 (non ho protezione)
- Velocità del vento $v_v = 20,00$ m/s

Da cui si ottiene $F = 76,03$ kN = 7,6 t, riferita ad una barca operante su una sola bitta. Pertanto si è scelto di collocare **bitte da 10 t** (bitta tipo TH 10 fonderia Galliatese srl o similari).

Le bitte saranno realizzate in ghisa sferoidale tipo EN-GJS-500-7 UNI EN 1563, dotate di tirafondi in acciaio tipo ASTM A 193 e dovranno essere certificate per resistere al tiro nominale minimo di tonn. 10.

Le bitte dovranno essere sabbiate e sbavate, lavate con diluente e verniciate con antiruggine del tipo in zincante inorganico a due mani di epossidico bicomponente di colore azzurro-grigio fino al raggiungimento dello spessore di 300 micron.

10 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

10.1 Richiami teorici

L'analisi di stabilità di un pendio è un problema molto complesso e di difficile schematizzazione, soprattutto per quanto riguarda la determinazione dei parametri di resistenza a taglio del terreno. Determinante risulta la caratterizzazione geomorfologica della zona sede dell'eventuale movimento franoso, nonché la caratterizzazione stratigrafica, l'individuazione del livello di falda, la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni costituenti gli strati, ecc.

I diversi metodi di calcolo della stabilità globale presenti in letteratura si basano sul concetto dell'equilibrio limite globale, che ipotizza per il terreno un comportamento rigido – perfettamente plastico. Si immagina cioè che il terreno non si deformi fino al raggiungimento della condizione di rottura e che, in condizioni di rottura, la resistenza al taglio si mantenga costante e indipendente dalle deformazioni accumulate. Da tale ipotesi semplificativa, consegue che:

a) la rottura si manifesta lungo una superficie netta di separazione tra la massa in frana e il terreno stabile;

b) la massa in frana è un blocco indeformato in moto di roto-traslazione rigido;

c) la resistenza mobilitata lungo la superficie di scorrimento in condizioni di equilibrio limite è costante nel tempo, indipendente dalle deformazioni e quindi dai movimenti della frana, e ovunque pari alla resistenza al taglio;

d) non è possibile determinare né le deformazioni precedenti la rottura, né l'entità dei movimenti del blocco in frana, né la velocità del fenomeno.

La superficie di rottura, supposta nota, è suddivisa in un determinato numero di strisce che consentono di calcolare in modo agevole le grandezze che entrano in gioco nelle equazioni risolutive. Tutti i metodi adottano come criterio di rottura il criterio di MOHR-COULOMB assieme al criterio delle tensioni efficaci di TERZAGHI. La resistenza a taglio disponibile è valutata secondo l'espressione:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$$

con:

- c' coesione efficace;
- φ' angolo di attrito efficace;
- σ tensione normale totale;
- u pressione neutra.

Il fattore di sicurezza è definito come rapporto fra la resistenza a taglio disponibile e la resistenza a taglio mobilitata:

$$F = \frac{\text{resistenza a taglio disponibile}}{\text{resistenza a taglio mobilitata}} = \frac{\tau_r}{\tau}$$

Suddivisa la superficie di rottura in n strisce, supponendo che il coefficiente di sicurezza sia unico per tutta la superficie, si hanno le seguenti incognite:

- n forze normali alla base (N);

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

- n punti di applicazione delle forze normali;
- n forze di taglio alla base (T);
- n-1 forze normali di interstriscia (E);
- n-1 punti di applicazione delle forze normali di interstriscia (h);
- n-1 forze tangenziali di interstriscia (X);
- 1 coefficiente di sicurezza (F).

Il numero totale delle incognite è pari quindi a $6n-2$. Se le strisce hanno una larghezza limitata si commette un errore trascurabile nel ritenere che le forze alla base N , siano applicate al centro della base. Con tale assunzione si eliminano n incognite. Pertanto le incognite residue sono in numero di $5n-2$.

Le equazioni che si possono scrivere sono $4n$

- n equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale;
- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni di equilibrio alla rotazione;
- n equazioni di MOHR-COULOMB;

Rimangono pertanto $(5n - 2) - 4n = n - 2$ incognite in esubero rispetto al numero delle equazioni disponibili.

I vari metodi di calcolo della stabilità dei pendii esistenti in letteratura (FELLENIUS, BISHOP, JANBU, ecc.) fanno assunzioni differenti per pareggiare numero delle equazioni e numero delle incognite.

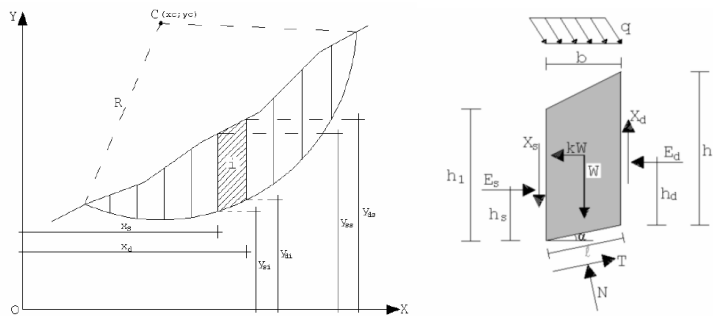


Figura 10-1-Suddivisione della superficie di rottura in strisce (a sinistra) e singola striscia (a destra)

Tale analisi è stata effettuata in condizioni statiche e in condizioni sismiche secondo i criteri già riportati nella presente relazione, controllando che i coefficienti di sicurezza risultassero superiori a quelli richiesti dalla norma e qui di seguito riportati:

Fronte di scavo

- $\gamma_R = 1,10$ in condizioni statiche;
- $\gamma_R = 1,20$ in condizioni sismiche.

La verifica di stabilità globale è stata effettuata impiegando il metodo di JANBU, la cui principale ipotesi consiste nel trascurare le forze tangenziali di interstriscia. Il coefficiente di sicurezza, della singola superficie di scorrimento presa in considerazione, nel metodo di JANBU semplificato si esprime secondo la seguente formula:

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

$$F = \frac{\sum_1^n \left[c_i b_i + \left(\frac{N_i}{\cos \alpha_i} - u_i b_i \right) \tan \phi_i \right]}{\sum_1^n W_i \tan \alpha_i}$$

dove il termine N_i è espresso da:

$$N_i = \frac{W_i - \left(\frac{c_i l_i \alpha_i}{F} \right) + \left(\frac{u_i l_i \tan \phi \sin \alpha_i}{F} \right)}{m}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{F}$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione e angolo di attrito) lungo la base della striscia e u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di JANBU semplificato contiene al secondo membro il termine m che è funzione di F . Quindi essa è risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per F da inserire nell'espressione di m e iterare fino a quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17/01/2018, con l'ausilio del software sono state condotte mediante l'ausilio del software *STAP Full 14*, prodotto dalla ditta "Aztec Informatica", Corso Umberto, 43 - 87050 Casole Bruzio (CS), **licenza n. AIU4426E4**.

In particolare, si è fatto riferimento a tre sezioni distinte:

- Sezione tipologica 3
- Sezione tipologica 6
- Sezione tipologica 8

A seguire si riportano le verifiche di stabilità globale riferite ad ogni singola sezione, con specificazione per ognuna di esse dei:

- Parametri geotecnici e dei materiali;
- Condizioni e combinazioni di carico
- Opzioni di calcolo
- Risultati relativi alla superficie di scorrimento con coefficiente di sicurezza minimo.

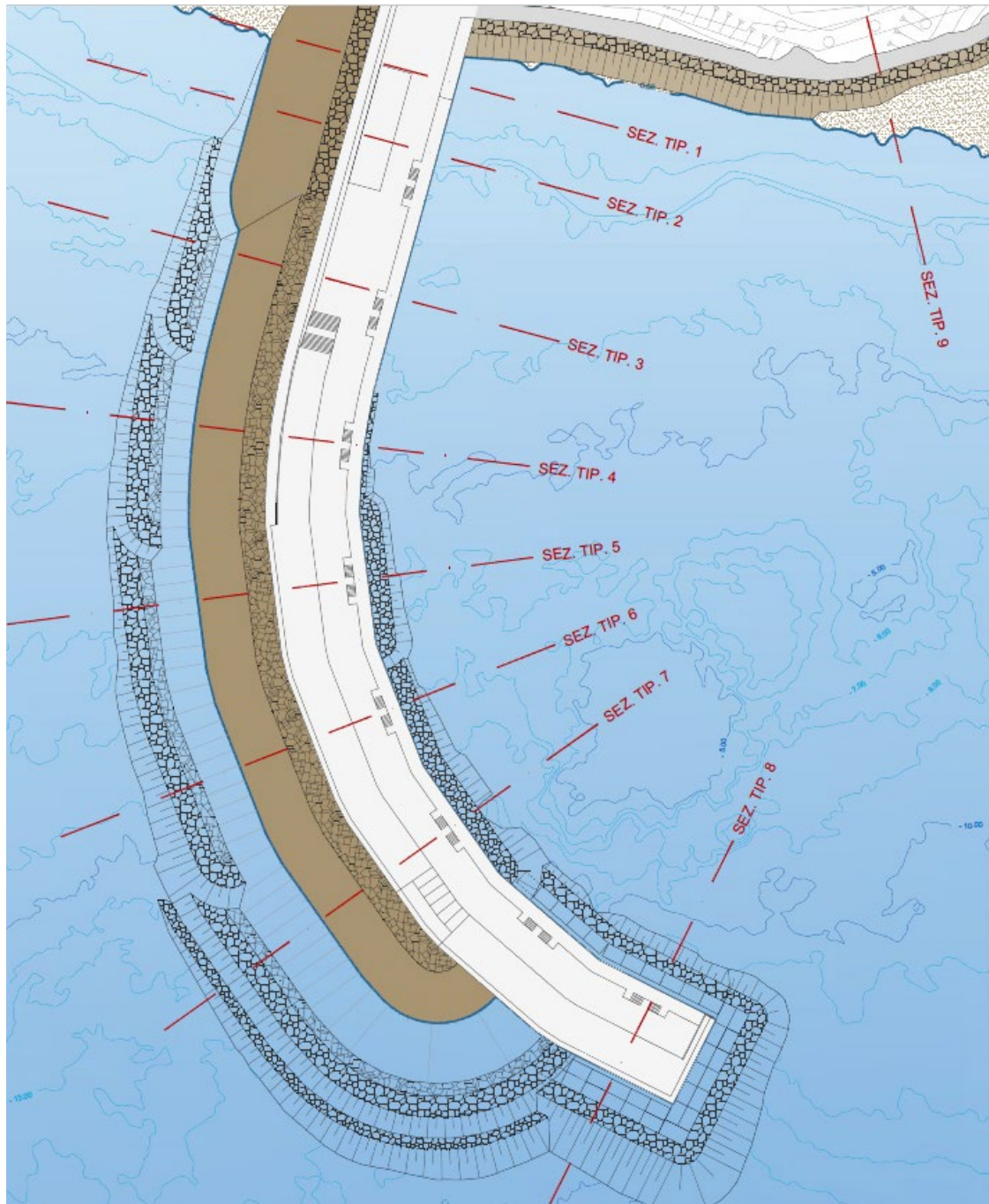


Figura 10-1 Stralcio planimetria cassoni cellulari e massi pilonati molo sopraflutto con individuazione delle sezioni tipologiche

Nelle verifiche di stabilità globale si è tenuto conto del modello geologico-tecnico individuato nell'elaborato D.02 Relazione Geologica, così come richiamato al capitolo 2, in cui sono riportate le successioni degli strati di terreno in riferimento alle colonne stratigrafiche P1 (S1) e P2 (S2). Per cui, nella verifica relativa alla sezione tipologia 3 si è assunto il profilo P1 (S1), nelle altre sezioni invece si è assunto il profilo P2 (S2). In entrambi i casi, comunque, lo strato denominato L "Lava" ha uno spessore almeno pari a 30 m.

10.2 Verifica sezione tipologica 3

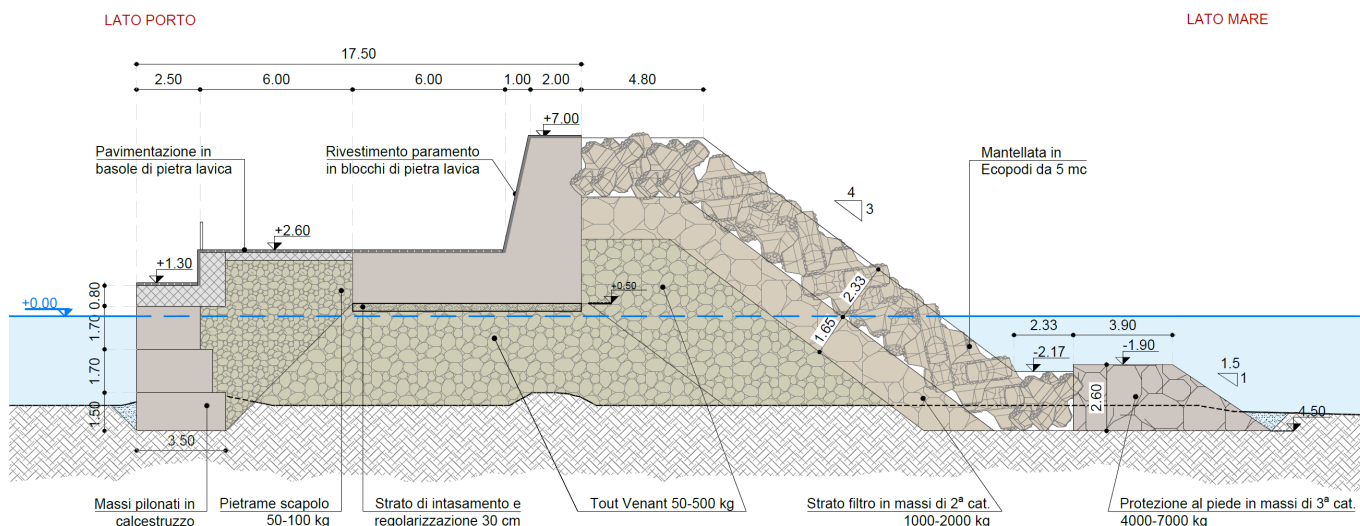


Figura 10-2 Sezione tipologica 3

10.2.1 Parametri geotecnici e materiali

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica sono stati individuati i seguenti terreni:

n°	Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ' [°]	c' [kg/cm ^q]
1	Tout venant	2080	2286	40.00	0,020
2	Massi II categoria	1820	2129	45.00	0,000
3	Massi III categoria	1820	2129	45.00	0,000
4	Mantellata in ecopodi	1058	1614	45.00	0,000
5	Lava	2250	2250	41.00	6,000
6	Calcestruzzo	2366	2366	45.00	6,000
7	Piroclastite	1850	1850	32	0,000

10.2.2 Condizioni e combinazioni di carico

Simbologia adottata

- N° Identificativo del sovraccarico agente
- *Descrizione* Descrizione carico
- *Tipo* Tipo carico
- Ψ_2 Coefficiente sismico carico variabile
- Carichi distribuiti
 - P_i, P_f Posizione iniziale e finale del carico espressa in [m]
 - V_x, V_x_f, V_y, V_y_f Intensità del carico in direzione X e Y nei punti iniziale e finale, espresse in [kg/m]
- Carichi concentrati
 - X Ascissa del punto di applicazione espressa in [m]
 - V_x, V_y Intensità del carico in direzione X e Y espresse in [kg]

Carichi distribuiti

n°	Descrizione	Tipo	Ψ_2	P_i [m]	P_f [m]	V_y [kg/m]	V_x [kg/m]
1	Affollamento - cat. C	Variabile	0,60	47,99 42,55	62,49 42,55	500 500	0 0

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Carichi concentrati

n°	Descrizione	Tipo	Ψ_2	X_i [m]	y_f [m]	V_y [kg/m]	V_x [kg/m]
2	Tiro alla bitta	Variabile	0,00	60,00	41,20	0	2400

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto	Simbologia	A2 Statico	A2 Sismico
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.30	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	Simbologia	M2 Statico	M2 Sismico
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.40	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

Coefficiente di sicurezza richiesto

Tipo calcolo	Simbolo	Statico	Sismico
Pendio naturale	γ_R	1.00	1.00
Fronte di scavo	γ_R	1.10	1.20

10.2.3 Opzioni di calcolo

Impostazioni delle superfici di rottura

Superfici di rottura circolari

Si considerano delle superfici di rottura circolari generate tramite la seguente maglia dei centri

- Origine maglia [m] $X_0 = -97,20$ $Y_0 = 37,00$
- Passo maglia [m] $dX = 4,00$ $dY = 4,00$
- Numero passi $N_x = 30$ $N_y = 30$
- Raggio [m] $R = 30,00$

Si utilizza un raggio variabile con passo $dR=0,50$ [m] ed un numero di incrementi pari a 20

- Si considerano le superfici passanti per il punto P(39,34, 27,00) aventi centri sulla maglia

Opzioni di calcolo

Per l'analisi sono stati utilizzati i seguenti metodi di calcolo:

- BISHOP
- Le superfici sono state analizzate sia in condizioni **statiche** che **sismiche**.
- Le superfici sono state analizzate per i casi:
 - Fronte di scavo [A2-M2] - Parametri di progetto
 - Sisma orizzontale e Sisma verticale (verso il basso e verso l'alto)
- Analisi condotta in termini di **tensioni efficaci**
- Presenza di falda
- Presenza di carichi concentrati
- Presenza di carichi distribuiti

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Condizioni di esclusione

Sono state escluse dall'analisi le superfici aventi:

- lunghezza di corda inferiore a 1,00 m
- freccia inferiore a 0,50 m
- volume inferiore a 2,00 mc
- pendenza media della superficie inferiore a 1.00 [%]

10.2.4 Risultati

Analisi della superficie 1 - coefficienti parziali caso A2M2 e sisma verso l'alto

Numero di strisce	21	
Coordinate del centro	X[m]= 18,80	Y[m]= 69,00
Raggio del cerchio	R[m]= 31,50	
Intersezione a valle con il profilo topografico	X _v [m]= 30,58	Y _v [m]= 39,79,
Intersezione a monte con il profilo topografico	X _m [m]= 41,34	Y _m [m]= 47,00

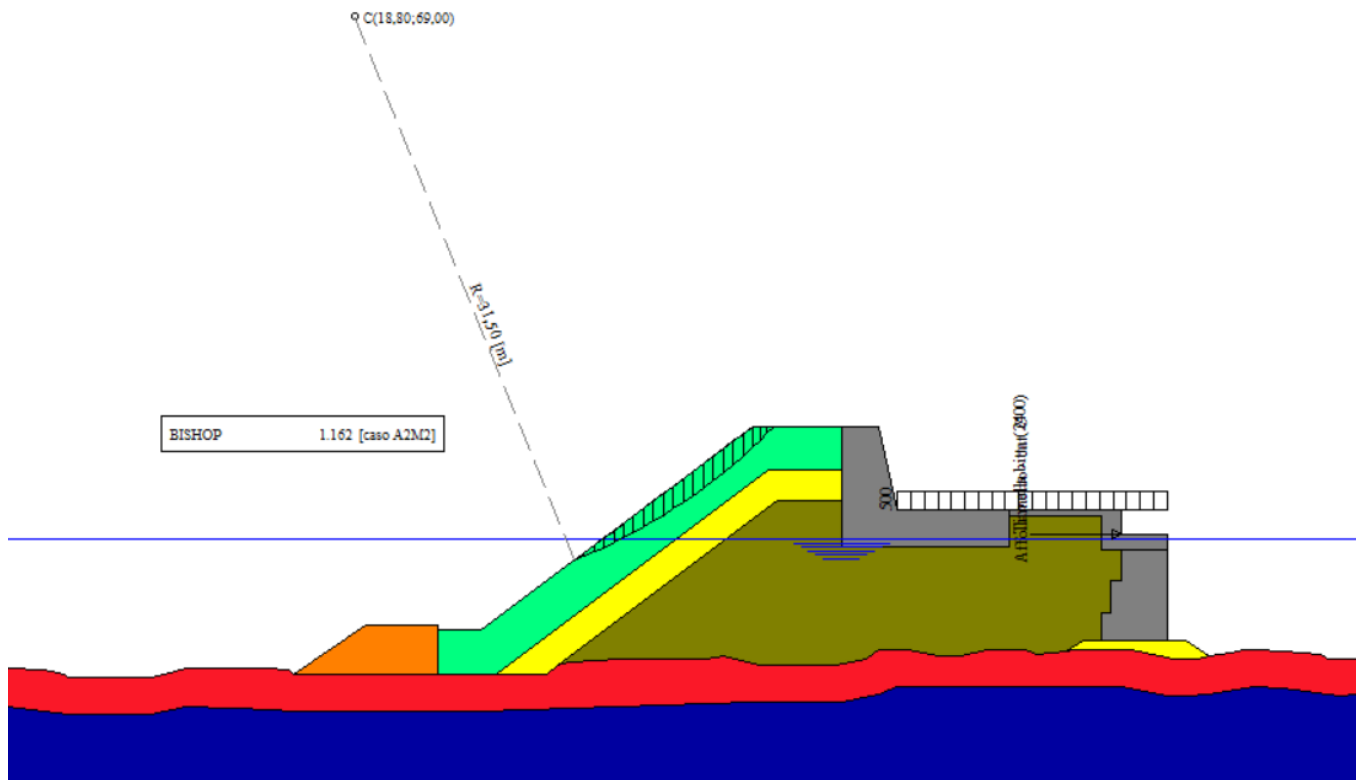
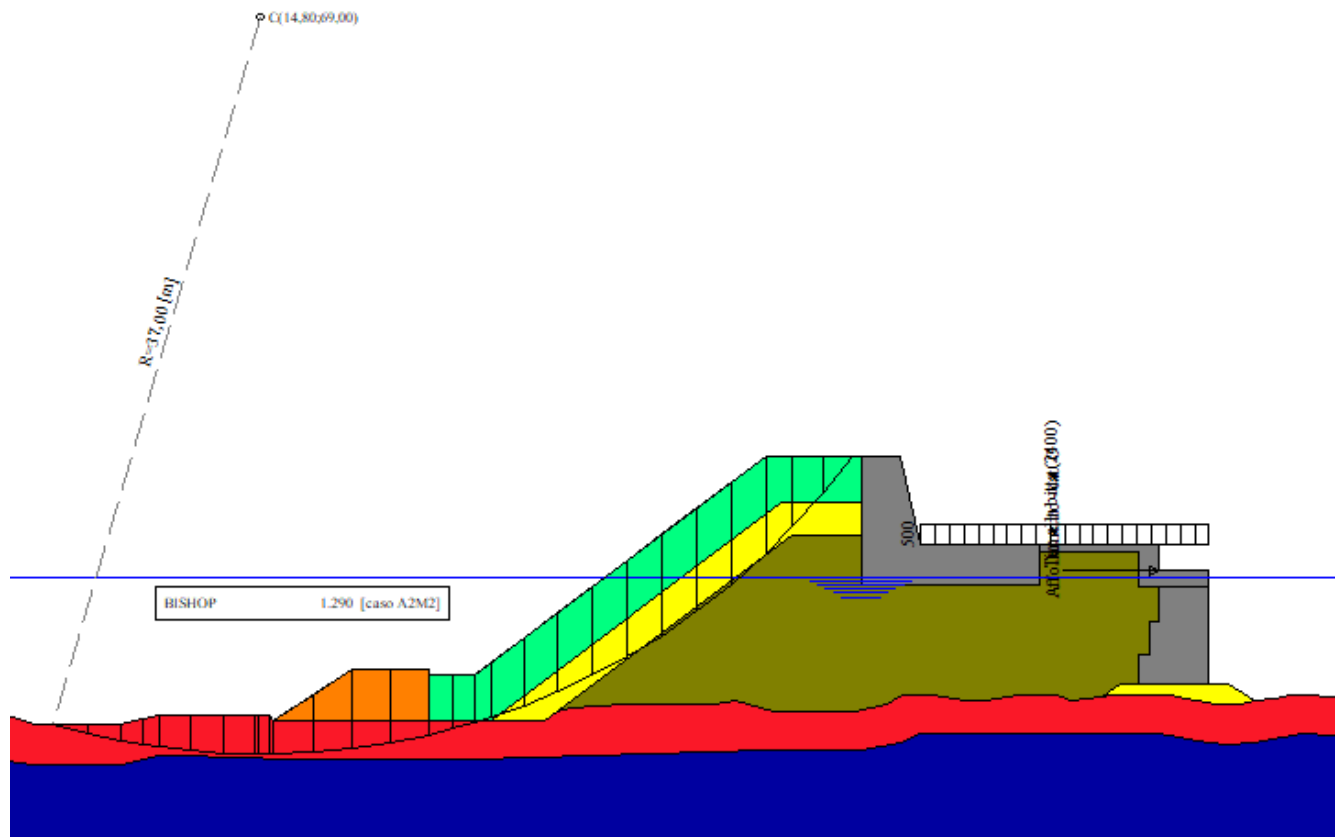


Figura 10-3- Superficie critica - sezione tipo 3

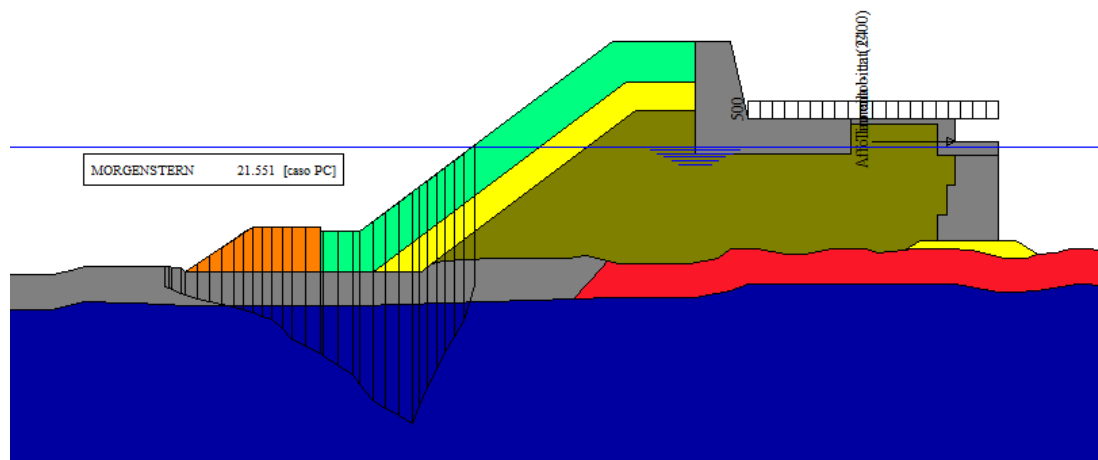
Cerchio di rottura passante per lo strato di piroclastiti

A seguire si riporta per la stessa sezione anche uno dei cerchi di rottura passante per lo strato di piroclastiti, assunto cautelativamente con spessore pari a 2 metri, per il quale si ricava un coefficiente di sicurezza pari 1,29.

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME



Infine, allo scopo di valutare eventuali criticità per superfici di rottura mistilinee con parte della spezzata passante parallelamente allo strato di piroclastiti, si è analizzata la superficie all'interfaccia tra tale strato e quello roccioso sottostante, applicando il metodo di MORGESTERN-PRICE che consente l'analisi di superfici di rottura spezzate. Il risultato mostra elevati coefficienti di sicurezza come mostrato in figura seguente.



10.3 Verifica sezione tipologica 6

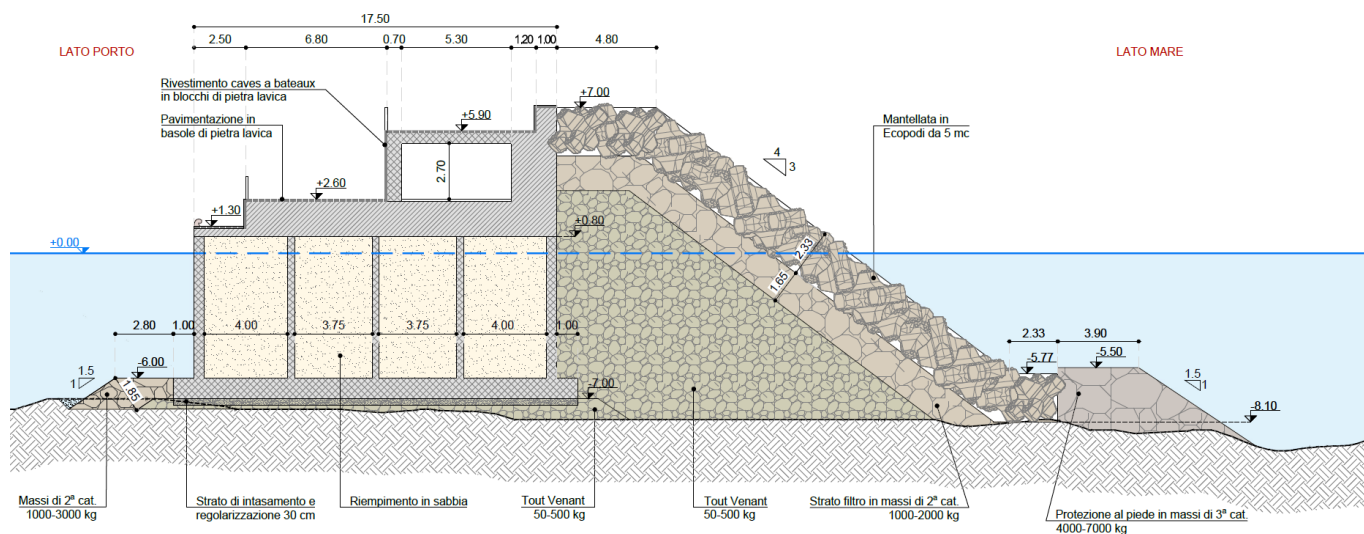


Figura 10-2 Sezione tipologica 6

10.3.1 Parametri geotecnici e materiali

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica sono stati individuati i seguenti terreni:

n°	Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ' [°]	c' [kg/cm ^q]
1	Tout venant	2080	2286	40.00	0,020
2	Massi II categoria	1820	2129	45.00	0,000
3	Massi III categoria	1820	2129	45.00	0,000
4	Mantellata in ecopodi	1058	1614	45.00	0,000
5	Lava	2250	2250	41.00	6,000
6	Cassone	2366	2366	45.00	6,000

10.3.2 Condizioni e combinazioni di carico

Simbologia adottata

- N° Identificativo del sovraccarico agente
- *Descrizione* Descrizione carico
- *Tipo* Tipo carico
- Ψ_2 Coefficiente sismico carico variabile
- Carichi distribuiti
 - P_i, P_f Posizione iniziale e finale del carico espressa in [m]
 - $V_{xi}, V_{xf}, V_{yi}, V_{yf}$ Intensità del carico in direzione X e Y nei punti iniziale e finale, espresse in [kg/m]
- Carichi concentrati
 - X Ascissa del punto di applicazione espressa in [m]
 - V_x, V_y Intensità del carico in direzione X e Y espresse in [kg]

Carichi distribuiti

n°	Descrizione	Tipo	Ψ_2	P_i [m]	P_f [m]	V_y [kg/m]	V_x [kg/m]
1	Affollamento - cat. C	Variabile	0,60	88,20	97,50	500	0
				42,50	42,50	500	0
4	Deposito - cat. E	Variabile	0,80	82,20	87,50	600	0
				42,50	42,50	600	0

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Carichi concentrati

n°	Descrizione	Tipo	Ψ_2	X [m]	Y [m]	Vy [kg]	Vx [kg]
2	Affollamento - cat. C	Variabile	0,60	88,20	42,50	3000	0
3	Sovrastruttura	Permanente	--	88,20	42,50	12400	0
5	Tiro alla bitta	Variabile	0,00	87,50	42,50	0	2400

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto	Simbologia	A2 Statico	A2 Sismico
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.30	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	Simbologia	M2 Statico	M2 Sismico
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.40	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00

Coefficiente di sicurezza richiesto

Tipo calcolo	Simbolo	Statico	Sismico
Pendio naturale	γ_R	1.00	1.00
Fronte di scavo	γ_R	1.10	1.20

10.3.3 Opzioni di calcolo

Impostazioni delle superfici di rottura

Superfici di rottura circolari

Si considerano delle superfici di rottura circolari generate tramite la seguente maglia dei centri

- Origine maglia (m) $X_0 = -19,20$ $Y_0 = 34,00$
- Passo maglia (m) $dX = 2,00$ $dY = 2,00$
- Numero passi $Nx = 30$ $Ny = 30$
- Raggio $R = 30,00$
Si utilizza un raggio variabile con passo $dR=0,50$ [m] ed un numero di incrementi pari a 20
- Si considerano le superfici passanti per il punto P(39,34, 27,00) aventi centri sulla maglia

Opzioni di calcolo

Per l'analisi sono stati utilizzati i seguenti metodi di calcolo:

- BISHOP
- Le superfici sono state analizzate sia in condizioni **statiche** che **sismiche**.
- Le superfici sono state analizzate per i casi:
 - Fronte di scavo [A2-M2] - Parametri di progetto
 - Sisma orizzontale e Sisma verticale (verso il basso e verso l'alto)
- Analisi condotta in termini di **tensioni efficaci**
- Presenza di falda
- Presenza di carichi concentrati
- Presenza di carichi distribuiti

Condizioni di esclusione

Sono state escluse dall'analisi le superfici aventi:

- lunghezza di corda inferiore a 1,00 m
- freccia inferiore a 0,50 m
- volume inferiore a 2,00 mc
- pendenza media della superficie inferiore a 1.00 [%]

10.3.4 Risultati

Analisi della superficie 1 - coefficienti parziali caso A2M2 e sisma verso l'alto

Numero di strisce	22	
Coordinate del centro	X[m]= 34,80	Y[m]= 58,00
Raggio del cerchio	R[m]= 31,00	
Intersezione a valle con il profilo topografico	X _v [m]= 40,00	Y _v [m]= 27,,,
Intersezione a monte con il profilo topografico	X _m [m]= 51,37	Y _m [m]= 31,80

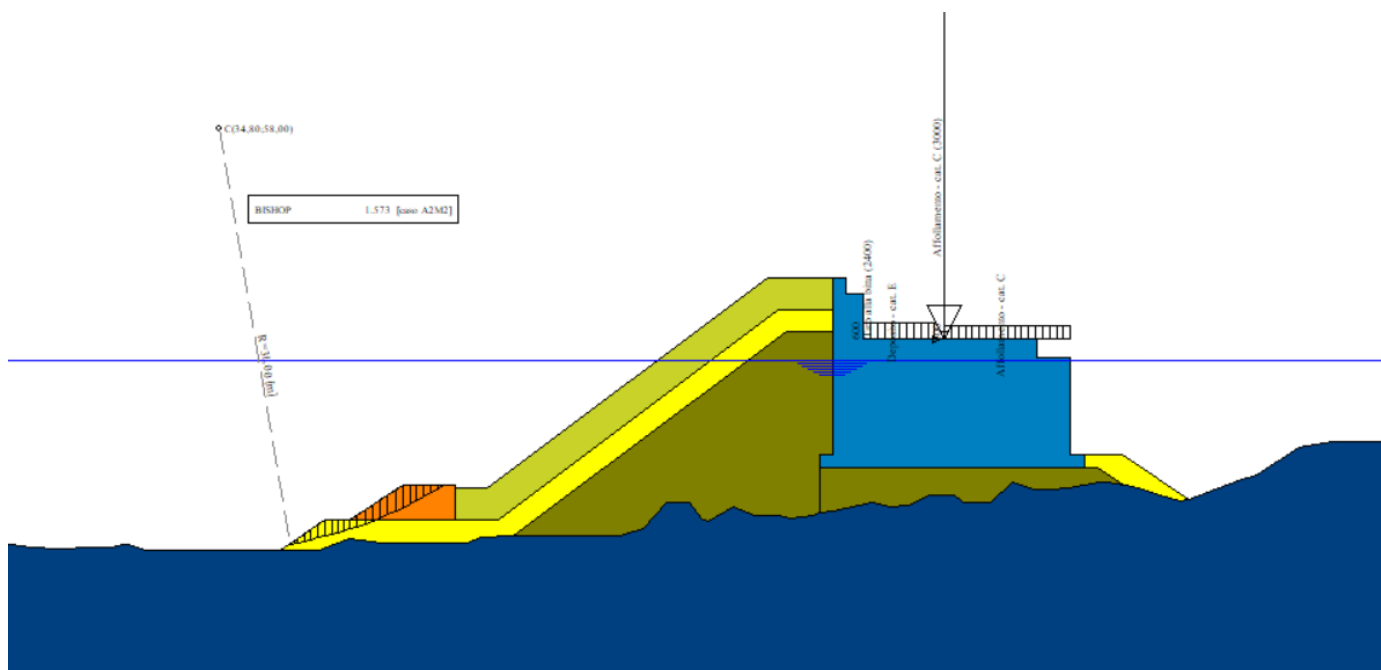


Figura 10-4- Superficie critica - sezione tipo 2

10.4 Verifica sezione tipologica 8

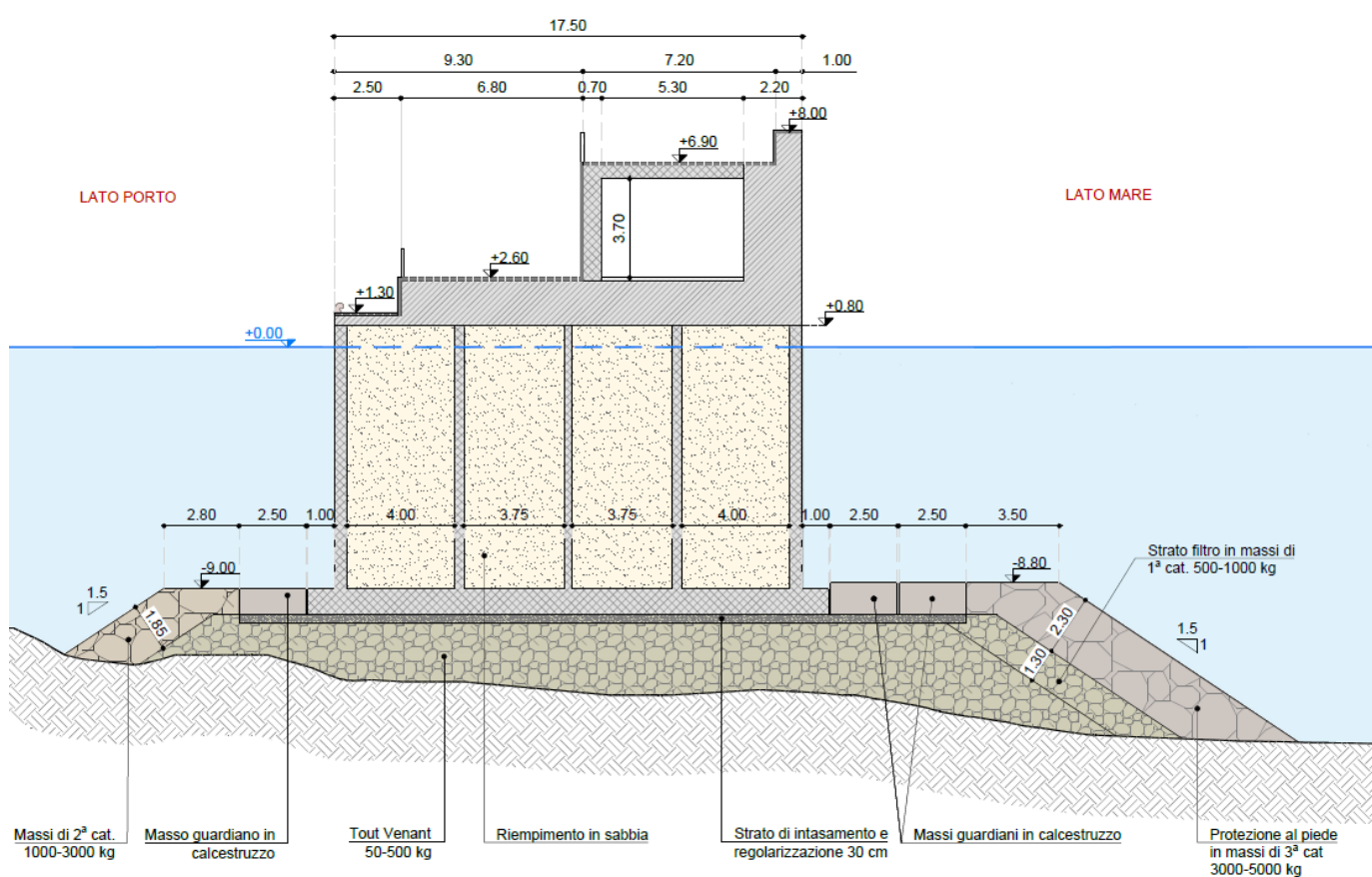


Figura 10-3 Sezione tipologica 8

10.4.1 Parametri geotecnici e materiali

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica sono stati individuati i seguenti terreni:

n°	Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ' [°]	c' [kg/cmq]
1	Tout venant	2080	2286	40.00	0,020
2	Massi II categoria	1820	2129	45.00	0,000
3	Massi III categoria	1820	2129	45.00	0,000
4	Lava	2250	2250	41.00	6,000
5	Cassone	2354	2354	45.00	6,000
6	Calcestruzzo armato	2500	2500	45.00	6,000
7	Massi I categoria	1820	2129	45.00	0,000

10.4.2 Condizioni e combinazioni di carico

Simbologia adottata

- N^o Identificativo del sovraccarico agente
- *Descrizione* Descrizione carico
- *Tipo* Tipo carico
- Ψ_2 Coefficiente sismico carico variabile
- Carichi distribuiti
 - P_i P_f Posizione iniziale e finale del carico espressa in [m]

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

- V_x, V_x', V_y, V_y' Intensità del carico in direzione X e Y nei punti iniziale e finale, espresse in [kg/m]
- Carichi concentrati
 - X Ascissa del punto di applicazione espressa in [m]
 - V_x, V_y Intensità del carico in direzione X e Y espresse in [kg]

Carichi distribuiti

n°	Descrizione	Tipo	Ψ_2	P_i [m]	P_f [m]	V_y [kg/m]	V_x [kg/m]
1	Deposito - cat. E	Variabile	0,80	77,20	82,50	600	0
				41,50	41,50	600	0
2	Affollamento - cat. C	Variabile	0,60	83,20	92,50	500	0
				41,50	41,50	500	0

Carichi concentrati

n°	Descrizione	Tipo	Ψ_2	X [m]	Y [m]	V_y [kg]	V_x [kg]
3	Affollamento - cat. C	Variabile	0,60	82,85	41,50	3000	0
4	Sovrastruttura	Permanente	--	82,50	41,50	14150	0
5	Tiro alla bitta	Variabile	0,00	90,00	40,20	0	2400

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto	Simbologia	A2 Statico	A2 Sismico
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.30	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	Simbologia	M2 Statico	M2 Sismico
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.25	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.40	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

Coefficiente di sicurezza richiesto

Tipo calcolo	Simbolo	Statico	Sismico
Pendio naturale	γ_R	1.00	1.00
Fronte di scavo	γ_R	1.10	1.20

10.4.3 Opzioni di calcolo

Impostazioni delle superfici di rottura

Superfici di rottura circolari

Si considerano delle superfici di rottura circolari generate tramite la seguente maglia dei centri

- Origine maglia (m) $X_0 = -6,40$ $Y_0 = 37,00$
- Passo maglia (m) $dX = 2,00$ $dY = 2,00$
- Numero passi $N_x = 30$ $N_y = 30$
- Raggio $R = 30,00$
- Si utilizza un raggio variabile con passo $dR=0,50$ [m] ed un numero di incrementi pari a 20
- Si considerano le superfici passanti per il punto P (56,17, 24,00) aventi centri sulla maglia

Opzioni di calcolo

Per l'analisi sono stati utilizzati i seguenti metodi di calcolo:

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

- BISHOP
- Le superfici sono state analizzate sia in condizioni **statiche** che **sismiche**.
- Le superfici sono state analizzate per i casi:
 - Fronte di scavo [A2-M2] - Parametri di progetto
 - Sisma orizzontale e Sisma verticale (verso il basso e verso l'alto)
- Analisi condotta in termini di **tensioni efficaci**
- Presenza di falda
- Presenza di carichi concentrati
- Presenza di carichi distribuiti

Condizioni di esclusione

Sono state escluse dall'analisi le superfici aventi:

- | | | |
|---|------|-----|
| • lunghezza di corda inferiore a | 1,00 | m |
| • freccia inferiore a | 0,50 | m |
| • volume inferiore a | 2,00 | mc |
| • pendenza media della superficie inferiore a | 1.00 | [%] |

10.4.4 Risultati

Analisi della superficie 1 - coefficienti parziali caso A2M2 e sisma verso l'alto

Numero di strisce	21	
Coordinate del centro	X[m]= 49,60	Y[m]= 55,00
Raggio del cerchio	R[m]= 31,00	
Intersezione a valle con il profilo topografico	X _v [m]= 57,73	Y _v [m]= 25,08
Intersezione a monte con il profilo topografico	X _m [m]= 68,20	Y _m [m]= 30,20

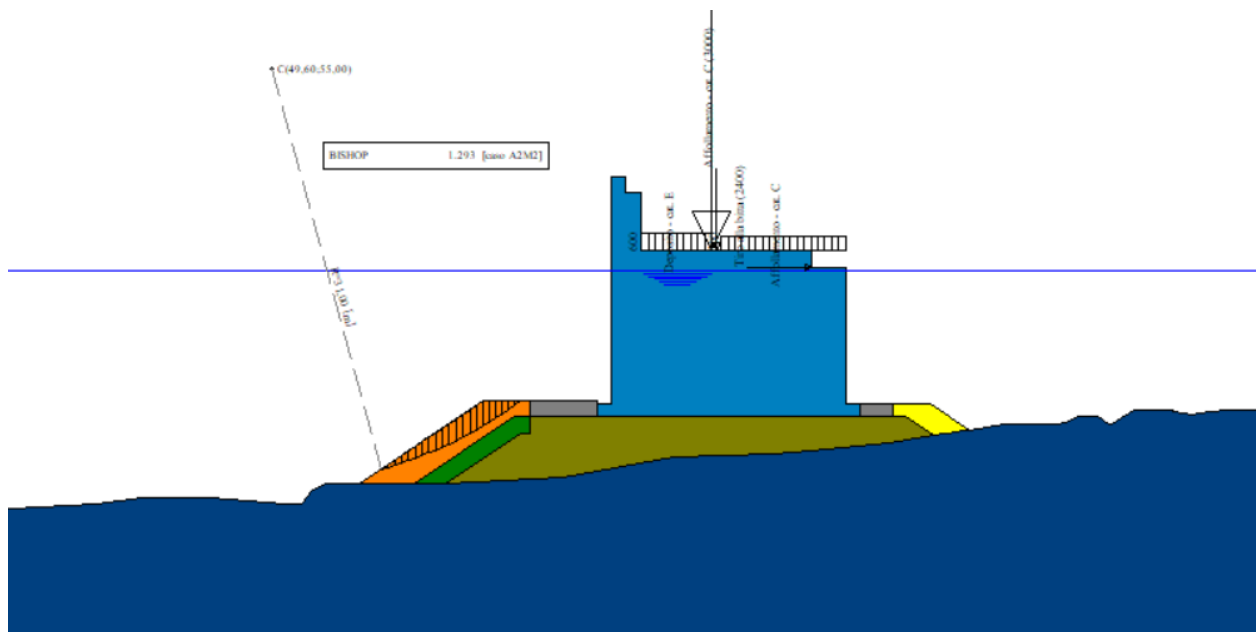


Figura 10-5 Superficie critica - sezione tipologica 8

11 VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI DEL MURO PARAONDE

11.1 Richiami teorici

11.1.1 Capacità portante

La capacità portante, o carico limite, q_{lim} , rappresenta la pressione massima che una fondazione può trasmettere al terreno prima che questo raggiunga la rottura.

Il fattore di sicurezza è definito come rapporto fra il carico limite (Q_u) e la risultante verticale dei carichi in fondazione:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Lo studio del collasso per carico limite del sistema fondazioni terreno è stato calcolato ricorrendo alla formulazione di TERZAGHI, che ha proposto la seguente espressione:

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

In cui:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$N_c = (N_q - 1) \cotg \phi$	$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
------------------------------	---	--------------------------------------

I fattori di forma sono invece espressi da:

$s_c = 1$ $s_c = 1.3$	$s_\gamma = 1$ $s_\gamma = 0.8$	per fondazioni nastriformi per fondazioni quadrate
--------------------------	------------------------------------	---

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Bowles propone di moltiplicare la capacità portante ultima per i termini B' ed L' (area ridotta della fondazione) al posto di B ed L , dove:

$$B' = B - 2.0 e_x \quad L' = L - 2.0 e_y$$

essendo e_x ed e_y le eccentricità del carico.

La portanza espressa nell'unità di misura delle forze diventa:

$$P_u = q_u B' L'$$

Riduzione per effetto piastra

Per valori elevati di B (dimensione minore della fondazione), Bowles propone di utilizzare un fattore correttivo r_γ del solo termine sul peso di volume ($0.5 B \gamma N_\gamma$) quando B supera i 2 m.

$$r_\gamma = 1.0 + 0.25 \log \frac{B}{2.0}$$

Il termine sul peso di volume diventa: $0.5 B \gamma N_\gamma r_\gamma$

11.1.2 Cedimenti della fondazione

Il cedimento è la deformazione del terreno al di sotto della fondazione causato da variazioni di carico che possono essere indotte da varie cause. Gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni, assoluti e/o relativi, e distorsioni che possano compromettere la funzionalità dell'opera. È quindi necessario valutare, utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali, gli spostamenti delle opere.

Lo studio dei cedimenti è stato calcolato ricorrendo al Metodo Elastico, che fornisce la seguente espressione:

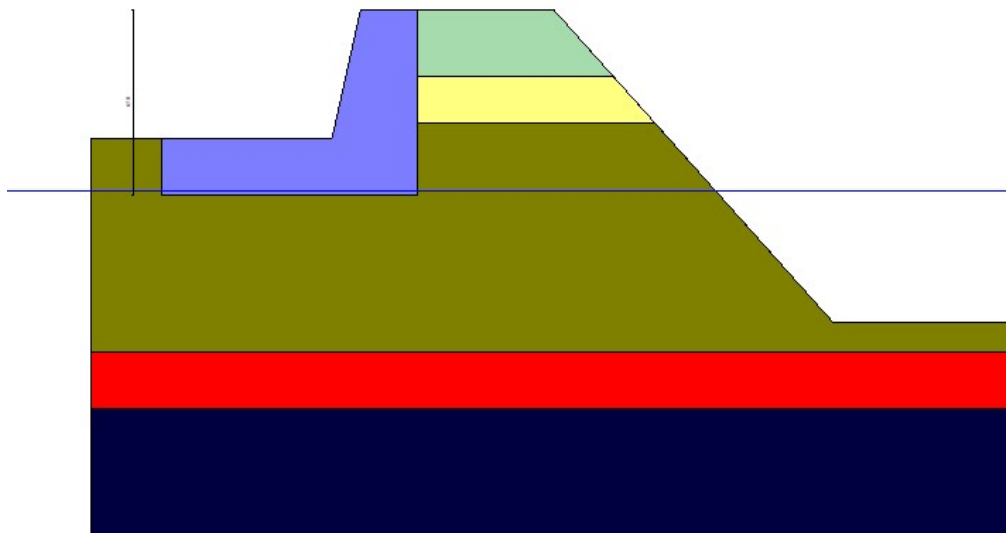
$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_i} \Delta z_i$$

dove:

- $\Delta \sigma$ è la tensione indotta nel terreno alla profondità z, dalla pressione di contatto della fondazione
- E è il modulo elastico relativo allo strato i-esimo
- Δz rappresenta lo spessore dello strato i-esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Lo spessore dello strato compressibile considerato nell'analisi dei cedimenti è stato determinato in funzione della percentuale della tensione di contatto.

11.2 Verifica sezione tipologica 3



11.2.1 Parametri geotecnici e materiali

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica sono stati individuati i terreni indicati nella tabella a seguire. A favore di sicurezza per i materiali costituenti la scogliera è stato considerato il medesimo modulo elastico della Piroclastite.

n°	Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ' [°]	c' [kg/cm ^q]	E [kg/cm ^q]
1	Mantellata in ecopodi	1058	1614	45.00	0,000	713,80
2	Massi II categoria	1820	2129	45.00	0,000	713,80
3	Tout venant	2080	2286	40.00	0,020	713,80
4	Piroclastite	1830	1830	33.00	0,000	713,80
5	Lava	2568	2568	37.00	5,900	82770,00

11.2.2 Condizioni e combinazioni di carico

Simbologia adottata

- N° Identificativo del sovraccarico agente
- *Descrizione* Descrizione carico
- *Tipo* Tipo carico
- Ψ_2 Coefficiente sismico carico variabile
- Carichi distribuiti
 - P_i, P_f Posizione iniziale e finale del carico espressa in [m]
 - $V_{xi}, V_{xf}, V_{yi}, V_{yf}$ Intensità del carico in direzione X e Y nei punti iniziale e finale, espresse in [kg/m]
- Carichi concentrati
 - X Ascissa del punto di applicazione espressa in [m]
 - V_x, V_y Intensità del carico in direzione X e Y espresse in [kg]

Condizione n° 1 (Spinta dell'onda) - ECCEZIONALE

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F _x [kg]	F _y [kg]	M [kgm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kg]	Q _f [kg]
1	Concentrato	Paramento	0,00; -3,41	180249,80	0,00	0,00				
2	Concentrato	Fondazione	-3,00; -6,50	0,00	-28372,00	0,00				

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Condizione n° 2 (Accidentale - cat. C) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.70$ - $\Psi_1=0.70$ - $\Psi_2=0.60$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
			[m]	[kg]	[kg]	[kgm]	[m]	[m]	[kg]	[kg]
1	Distribuito	Fondazione					-9,00	-3,00	500,00	500,00

Condizione n° 3 (Permanente) - PERMANENTE

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
			[m]	[kg]	[kg]	[kgm]	[m]	[m]	[kg]	[kg]
1	Distribuito	Fondazione					-9,00	-3,00	232,00	232,00

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente	1.30	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente	1.30	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente	1.30	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente	1.30	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
------------	----------	--------	---------

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Permanente	1.30	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Permanente	1.00	--	Sfavorevole
------------	------	----	-------------

Combinazione n° 13 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta dell'onda	1.00	1.00	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.00	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

Combinazione n° 17 - SLEQ H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - SLEQ H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Accidentale - cat. C	1.00	0.60	Sfavorevole
Permanente	1.00	--	Sfavorevole

11.2.3 Opzioni di calcolo

Spinta

- Metodo di calcolo della spinta Culmann
- Tipo di spinta Spinta attiva
- Terreno a bassa permeabilità NO
- Superficie di spinta limitata NO

Capacità portante

- Metodo di calcolo della portanza Terzaghi
- Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati) Ponderata
- Criterio di riduzione per eccentricità della portanza Bowles
- Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento) Nessuna
- Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite $0.5B\gamma N_\gamma$
- Fattori di forma e inclinazione del carico Solo i fattori di inclinazione
- Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra

Cedimenti

- Metodo di calcolo delle tensioni Boussinesq
- Metodo di calcolo dei cedimenti Elastico
- Profondità calcolo cedimenti Automatica
- DH massimo suddivisione strati 1,00 [m]

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MARITTIME

11.2.4 Calcolo della portanza

Simbologia adottata

- Cmb Indice/Tipo combinazione
- S Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
- FS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite

Cmb	Sismica	FS _{QLIM}
1 - STR (A1-M1-R3)		49.690
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	49.213
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	54.099
4 - STR (A1-M1-R3)		39.164
5 - STR (A1-M1-R3)		49.690
6 - STR (A1-M1-R3)		39.164
7 - GEO (A2-M2-R2)		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V	
9 - GEO (A2-M2-R2)	H - V	
10 - EQU (A1-M1-R3)		
11 - EQU (A1-M1-R3)	H + V	
12 - EQU (A1-M1-R3)	H - V	

11.2.5 Cedimenti

Simbologia adottata

- Ic Indice combinazione
- X, Y Punto di calcolo del cedimento, espressa in [m]
- w Cedimento, espressa in [cm]
- dw Cedimento differenziale, espressa in [cm]

Ic	X; Y [m]	w [cm]	dw [cm]
14	-9,00; -6,50	0,118	0,000
14	-4,50; -6,50	0,447	0,329
14	0,00; -6,50	0,363	0,244
15	-9,00; -6,50	0,113	0,000
15	-4,50; -6,50	0,441	0,328
15	0,00; -6,50	0,362	0,249
16	-9,00; -6,50	0,111	0,000
16	-4,50; -6,50	0,439	0,328
16	0,00; -6,50	0,361	0,250