



# COMUNE DI SCILLA (RC)



## AMMODERNAMENTO DEL PORTO DI SCILLA E DELLE INFRASTRUTTURE DI COLLEGAMENTO

### Progetto Definitivo

#### D. STUDI SPECIALISTICI E MODELLAZIONI

**D.04**

### RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Data:

**12/04/2022**

Scala:



#### PROJECT MANAGER

ing. Giuseppe Bernardo

#### PROGETTISTI

ing. Giuseppe Bernardo  
ing. Domenico Condelli  
ing. Vincenzo Secreti  
ing. Roberta Chiara De Clario  
arch. Pasquale Billari

#### GRUPPO DI LAVORO

ing. Giuseppe Cutrupi  
arch. Francesca Gangemi

#### GEOLOGIA:

Geol. Giuseppe Cerchiaro



ing. Domenico Condelli

arch. Pasquale Billari



REVISIONI	Rev. n°	Data	Motivazione

R.U.P.	Visti/Approvazioni

Codice elaborato:

DNC144\_PD\_D.04\_2022-04-12\_R0\_RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OO.MM.\_DCL.docx



## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE OPERE MARITTIME</b>	<b>5</b>
	2.1 <i>PROLUNGAMENTO MOLO FORANEO</i>	5
	2.2 <i>RIEMPIMENTO SCIVOLO BANCHINA RUFFO DI CALABRIA</i>	6
<b>3</b>	<b>QUADRO NORMATIVO</b>	<b>8</b>
	3.1 <i>LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI</i>	8
	3.2 <i>NORME NAZIONALI</i>	8
	3.3 <i>NORME E RACCOMANDAZIONI INTERNAZIONALI</i>	8
<b>4</b>	<b>CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICA</b>	<b>9</b>
	4.1 <i>SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE</i>	9
	4.2 <i>VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLE OPERE CHE INTERAGISCONO CON IL TERRENO</i>	9
	4.3 <i>VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE</i>	11
	4.4 <i>AZIONI DI CALCOLO</i>	13
	4.4.1 <i>Classificazione e determinazione delle azioni</i>	13
	4.4.2 <i>Combinazioni delle azioni</i>	14
	4.5 <i>AZIONI SISMICHE</i>	15
	4.5.1 <i>Stati limite e relative probabilità di superamento</i>	15
	4.5.2 <i>Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche</i>	16
	4.5.3 <i>Valutazione dell'azione sismica</i>	18
	4.5.4 <i>Vita nominale di progetto</i>	21
	4.5.5 <i>Classi d'uso</i>	22
	4.5.6 <i>Periodo di riferimento per l'azione sismica</i>	22
	4.6 <i>DEFINIZIONE DEL TEMPO DI RITORNO PER L'AZIONE MARITTIMA</i>	23
<b>5</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO</b>	<b>25</b>
<b>6</b>	<b>VERIFICHE DI STABILITÀ DEI CASSONI – FASI DI TRASPORTO, GALLEGGIAMENTO E AFFONDAMENTO</b>	<b>29</b>
	6.1 <i>VERIFICA DURANTE LE FASI DI TRASPORTO E GALLEGGIAMENTO</i>	35

## RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

6.2	VERIFICA DURANTE LA FASE DI AFFONDAMENTO	36
<b>7</b>	<b>VERIFICHE DI STABILITÀ DEI CASSONI – FASE DI ESERCIZIO</b>	<b>39</b>
7.1	CALCOLO AZIONI IN ESERCIZIO	46
7.1.1	Azioni permanenti	48
7.1.2	Azioni variabili	49
7.1.3	Azione sismica	56
7.2	COMBINAZIONI DI CALCOLO	61
7.3	VERIFICHE DI STABILITÀ ALLA TRASLAZIONE	66
7.4	VERIFICHE DI STABILITÀ AL RIBALTAMENTO	68
7.5	VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE	70
<b>8</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELLA PROTEZIONE AL PIEDE DEI CASSONI</b>	<b>73</b>
8.1	DIMENSIONAMENTO DEI MASSI GUARDIANI	73
8.2	DIMENSIONAMENTO DELLA BERMA AL PIEDE DEI CASSONI	74
8.2.1	Dimensionamento dei filtri (criteri di ritenzione)	75
<b>9</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DEL MURO PARAONDE</b>	<b>77</b>
9.1	APPROCCI DI CALCOLO	77
9.1.1	Calcolo delle spinte agenti sul muro di contenimento (Norgaard, 2013)	77
9.1.2	Metodo di calcolo per le verifiche di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento	78
9.2	RISULTATI, DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE	83
9.2.1	Calcolo delle sollecitazioni dovute al moto ondoso	83
9.2.2	Input dimensionamento muro paraonde	84
9.2.3	Verifiche geotecniche	88
9.2.4	Calcolo sollecitazioni	90
9.2.5	Verifiche strutturali	95
<b>10</b>	<b>VALUTAZIONE DELLA TRACIMAZIONE</b>	<b>113</b>
10.1	METODO DI CALCOLO DELLA PORTATA DI TRACIMAZIONE PER LE OPERE A PARETE VERTICALE	114
10.1.1	Influenza del fondale	116
10.1.2	Tipologia di opera (opera a parete verticale o struttura composita)	116
10.1.3	Impulsività dell'attacco ondoso	117
10.1.4	Quota di coronamento	117
10.1.5	Presenza di un deflettore sul paramento	118
10.2	METODO DI CALCOLO DELLA PORTATA DI TRACIMAZIONE PER LE OPERE A GETTATA	119

## RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

10.3	CALCOLO DELLA PORTATA DI TRACIMAZIONE E VERIFICA DEI LIVELLI DI SICUREZZA	120
10.3.1	Verifica della sicurezza strutturale lungo il molo foraneo	120
10.3.2	Verifica della sicurezza funzionale lungo il molo foraneo	121
10.3.3	Verifica della sicurezza funzionale lungo la banchina "Scoglio di Ulisse"	121
<b>11</b>	<b>VERIFICA SOSTEGNO DEL RIEMPIMENTO SCIVOLO BANCHINA RUFFO DI CALABRIA</b>	<b>123</b>
11.1	DATI	124
11.2	RISULTATI PER INVILUPPO	132
11.2.1	Verifiche geotecniche	133
11.2.2	Verifiche strutturali	140
<b>12</b>	<b>VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE</b>	<b>142</b>
12.1	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEI CASSONI	144
12.1.1	Parametri geotecnici e materiali	144
12.1.2	Carichi sul profilo	145
12.1.3	Dati zona sismica	145
12.1.4	Tipo di opera	146
12.1.5	Dati normativa	146
12.1.6	Analisi della superficie critica	147

## 1 PREMESSA

La presente Relazione di Calcolo e Geotecnica delle Opere Marittime, resa nell'ambito del Progetto Definitivo dei lavori di "Ammodernamento del Porto di Scilla e delle infrastrutture di collegamento", descrive i calcoli effettuati ai fini del dimensionamento e della verifica delle opere marittime previste.

Nello specifico, il progetto prevede il prolungamento del molo foraneo mediante la posa di due cassoni cellulari e il riempimento di uno dei due scivoli presenti sulla Banchina Ruffo di Calabria per incrementare la superficie utile da destinare ai parcheggi e alle aree a verde.

Dopo avere pertanto riportato una breve descrizione delle opere marittime di progetto e i riferimenti normativi con i relativi criteri di progetto e verifica, sono stati sviluppati i seguenti calcoli:

- verifica dei cassoni nelle fasi di trasporto, galleggiamento e affondamento (capitolo 6);
- verifica dei cassoni in fase di esercizio (capitolo 7);
- dimensionamento della protezione al piede dei cassoni (capitolo 8);
- dimensionamento del muro paraonde (capitolo 9);
- verifica dei livelli di sicurezza in relazione ai fenomeni di tracimazione (*overtopping*) (capitolo 10);
- verifica di stabilità globale dei cassoni (capitolo 12).

## 2 DESCRIZIONE DELLE OPERE MARITTIME

### 2.1 Prolungamento molo foraneo

Il presente Progetto Definitivo prevede, tra gli altri interventi, il prolungamento dell'attuale molo foraneo di 48,20 m, tramite la posa di due cassoni cellulari in prosecuzione del molo esistente.

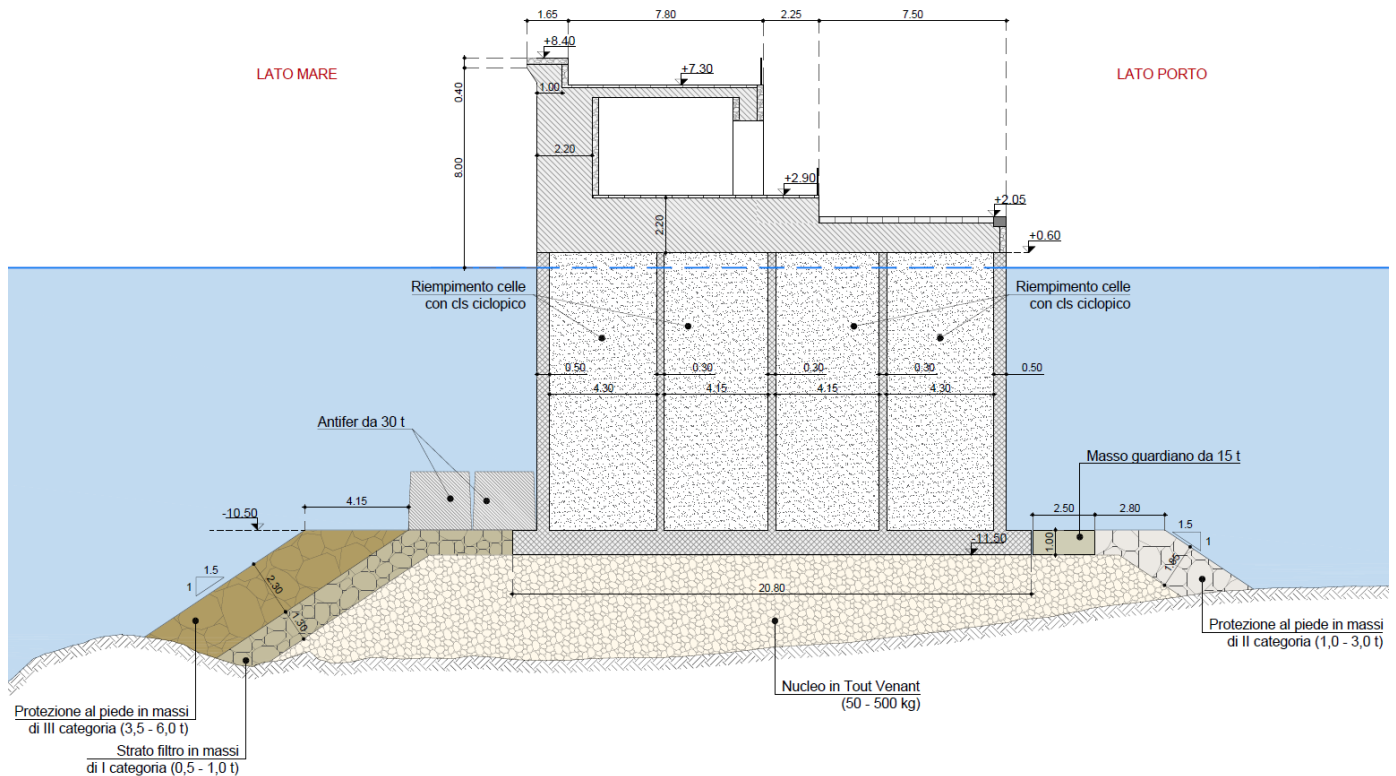


Figura 2.1 Sezione tipologica cassoni

Ogni cassone sarà lungo 24,00 m, alto 12,10 m e largo 20,80 m, inclusi i due mensoletti laterali (ognuno con lunghezza di 1,00 m e altezza di 1,00 m), realizzati per allargare la soletta di base in c.a. in modo da garantire ulteriore stabilità al manufatto e distribuire i carichi su una maggiore superficie di fondale.

All'interno ogni cassone presenta 4 celle riempite con calcestruzzo ciclopico, le due più estreme di larghezza pari a 4,30 m, mentre le due interne hanno larghezza pari a 4,15 m. I setti di separazione delle celle hanno spessore di 0,30 m mentre le pareti esterne sono spesse 0,50 m.

Il piede dei cassoni lato mare verrà protetto con una doppia fila di massi artificiali di tipo Antifer (salpati dalla testata esistente), posti a quota -10,50 m s.l.m.m.; lato porto, invece, sarà presente una fila di massi guardiani di dimensioni pari a 2,50 m x 1,00 m x 3,00 m, collocati alla quota di -11,50 m s.l.m.m..

I cassoni saranno imbasati alla quota di -11,50 m s.l.m.m. su uno scanno di tout-venant con pezzatura compresa tra 50 e 500 kg.

La mantellata sul lato esterno, con larghezza sommitale di 4,15 m e quota di coronamento a - 10,50 m s.l.m.m., sarà realizzata con massi naturali di 3<sup>a</sup> categoria (3,50 – 6,00 t) disposti con pendenza 1:1,5 su

## RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

uno strato filtro in massi di 1<sup>a</sup> categoria (0,50 – 1,00 t). Lato porto, invece, la mantellata sarà costituita da massi di 2<sup>a</sup> categoria (1,0 – 3,0 t) con berma larga 2,80 m e quota di coronamento pari a – 10,50 m s.l.m.m..

La sovrastruttura del cassone si articola su tre livelli:

- quota +2,05 m s.l.m.m.: tratto carrabile della banchina per una estensione di 7,50 m;
- quota +2,90 m s.l.m.m.: porticato destinato al transito pedonale con larghezza pari a 5,40 m;
- quota +7,30 m s.l.m.m.: passeggiata panoramica estesa 7,80 m.

Rispetto a quanto previsto dal Progetto Preliminare, la sovrastruttura del cassone è stata ampliata con la realizzazione del porticato e della passeggiata panoramica, come si evince dalla Figura 2.2.

L'inserimento di questi nuovi elementi tecnici si è reso necessario al fine di aumentare il peso della struttura del cassone e, di conseguenza, incrementare il valore delle azioni stabilizzanti nelle verifiche di stabilità dell'opera (*traslazione, ribaltamento e capacità portante*), descritte nel prosieguo della relazione.

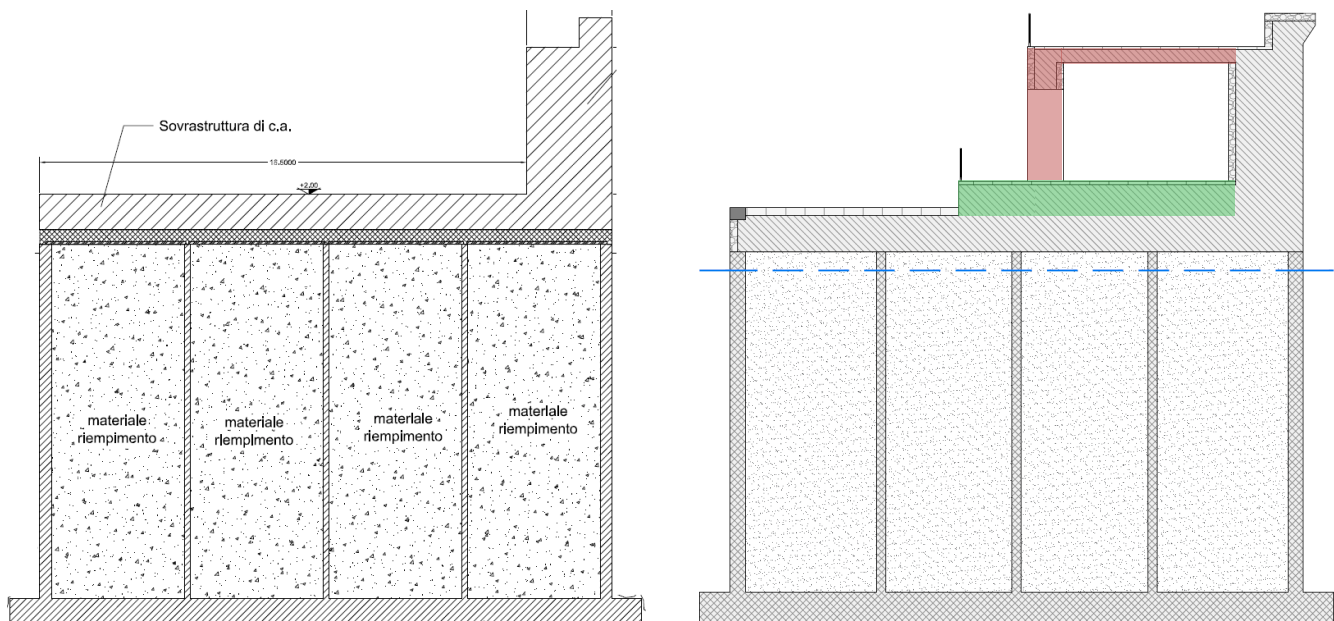


Figura 2.2 Confronto sezioni cassone: Progetto Preliminare (sx) e Progetto Definitivo (dx)

La quota di coronamento del muro paraonde è stata innalzata a quota +8,40 m s.l.m.m.; lo spessore dello stesso è pari a 2,20 m fino a +7,30 m s.l.m.m. (quota della passeggiata panoramica), si riduce quindi a 1,00 m fino alla quota di coronamento, dove si prevede la realizzazione di un deflettore rivolto verso mare di larghezza pari a 0,40 m, necessario per limitare la portata di tracimazione lungo il cassone e garantire, così, la sicurezza strutturale dell'opera.

## 2.2 Riempimento scivolo Banchina Ruffo di Calabria

La Banchina Ruffo di Calabria attualmente presenta uno scivolo utilizzato dai pescatori per il rimessaggio delle proprie imbarcazioni. Il Progetto Definitivo prevede il riempimento dell'area per aumentare la superficie utile da destinare ai parcheggi e alle aree a verde.

Il nuovo tratto di banchina, di larghezza di circa 21 m, sarà così realizzato:



RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- formazione del nuovo filo banchina con due massi pilonati posti alla base, di dimensioni pari a 3,00 x 0,70 m (il più profondo) e 2,50 x 0,60 m e un masso gettato in opera di dimensioni pari a 2,50 x 1,00 m, fino alla quota +2,05 m s.l.m.m.;
- riempimento a tergo dell'opera con massi di 1<sup>a</sup> categoria (0,51 – 1,0 t) fino a raccordarsi con la viabilità esistente (quota di +2,45 m s.l.m.m.);
- rivestimento fronte mare in pietrame in conformità con i tratti adiacenti.

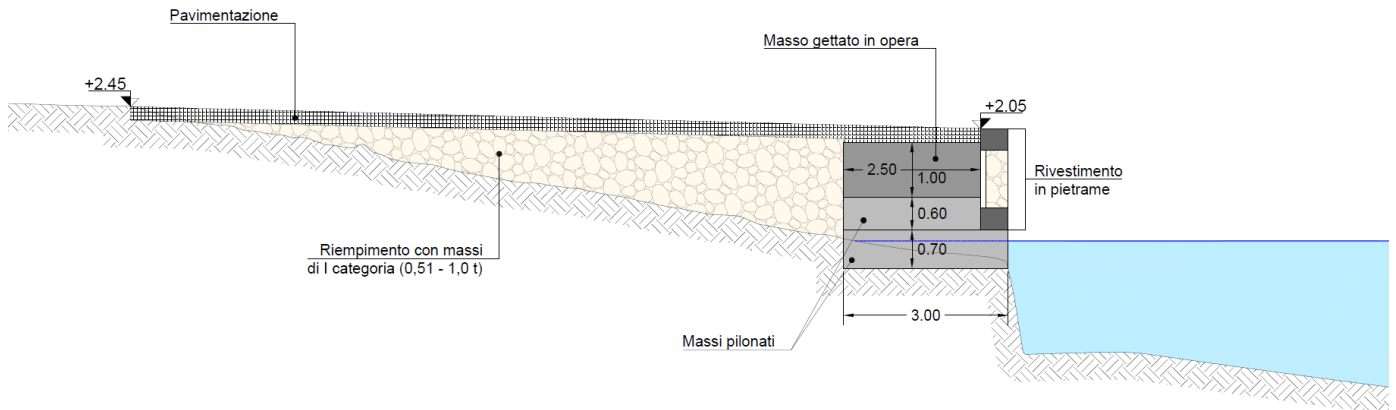


Figura 2.3 Sezione tipologica riempimento scivolo

### **3 QUADRO NORMATIVO**

#### **3.1 Leggi, Decreti e Circolari**

- D.M. Ministero Infrastrutture del 17/01/2018 "*Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*".
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'«*Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

#### **3.2 Norme Nazionali**

- Ministero dei Lavori Pubblici, Consiglio Nazionale Ricerche, 1996: "*Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime*".
- AGI Associazione Geotecnica Italiana, 2005 "*Linee guida agli aspetti geotecnici della progettazione in zone sismiche*".

#### **3.3 Norme e raccomandazioni internazionali**

- Shore Protection Manual (SPM), 1984, 4th ed., U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, U.S. Government Printing Office, Washington, DC.
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE), 2003, Coastal Engineering Manual (CEM), Pub Number EM 110-2-1100, Part VI.
- The Rock Manual. "*The use of rock in hydraulic engineering*" (2nd edition), 2007, CIRIA; CUR, CETMEF; C683, CIRIA, London.
- UNI EN 1997-1:2005 – "*Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Regole generali*".
- UNI EN 1998-5:2005 – "*Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*".

## 4 CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICA

### 4.1 Sicurezza e prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dal D.M. 17/01/2018. La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali era stata progettata.

In particolare, le opere devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di **stati limite ultimi** (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di **stati limite di esercizio** (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- **sicurezza antincendio**: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- **durabilità**: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- **robustezza**: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

### 4.2 Verifiche della sicurezza e delle prestazioni delle opere che interagiscono con il terreno

Il progetto delle opere e degli interventi che interagiscono con il terreno si articola nelle seguenti fasi:

1. caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
2. scelta del tipo di opera o di intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
3. caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce presenti nel volume significativo e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
4. definizione delle fasi e delle modalità costruttive;
5. verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
6. programmazione delle attività di controllo e monitoraggio.

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito deve comprendere la ricostruzione dei caratteri

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento.

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo di terreno, cioè la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate nel D.M. 17/01/2018.

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove  $E_{inst,d}$  è il valore di progetto dell'azione instabilizzante,  $E_{stb,d}$  è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori  $\gamma_F$  riportati nella colonna EQU della tabella che segue (Tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018).

**Tabella 4.1 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni - Rif. Tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{G1}$

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

essendo  $E_d$  il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse rispettivamente in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri geotecnici di progetto  $X_k/\gamma_M$  e dei parametri geometrici di progetto  $a_d$ . Il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni con  $\gamma_E = \gamma_F$ .

La verifica della condizione  $E_d \leq R_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (*Approccio 1*) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Nel secondo approccio progettuale (*Approccio 2*) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II (D.M. 17/01/2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera.

**Tabella 4.2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno - Rif. Tab. 6.2.II D.M. 17/01/2018**

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

Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno-struttura si eseguono con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

Le opere e i sistemi geotecnici devono anche essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per gli SLE e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

### 4.3 Verifica di stabilità globale

Le NTC 2018 indicano per la verifica di stabilità due scenari:

- **pendio naturale**, da analizzare con i parametri caratteristici dei terreni sia in condizioni statiche che sismiche: per le verifiche della stabilità di pendii naturali si adopera l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) con (A2=M2=1);
- **fronte di scavo**, da analizzare con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 in condizioni statiche e con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 con coefficienti unitari su azioni e parametri geotecnici (A2=M2=1) in condizioni sismiche.

Le verifiche di stabilità globale da effettuare nell'ambito del presente progetto riguardano i cassoni che, ai

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

fini delle verifiche di stabilità (**Scorrimento, Ribaltamento, Carico limite, Stabilità globale**), possono essere assimilati a dei muri di sostegno.

In accordo al punto 6.5.3.1.1 delle NTC 2018, nel caso dei muri di sostegno, la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno in condizioni statiche deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8 - *Opere di materiali sciolti e fronti di scavo*, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II (D.M. 17/01/2018) per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I (D.M. 17/01/2018) per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

**Tabella 4.3 Rif. Tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018 e Tab. 6.2.II D.M. 17/01/2018**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (e $\gamma_F$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(0)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

**Tabella 4.4 Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo - Rif. Tab. 6.8.I D.M. 17/01/2018**

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Secondo quanto indicato al punto 7.11.6.2.2 delle NTC 2018, in presenza di sisma, per i muri di sostegno deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4 - *Fronti di scavo e rilevati*, nel quale si specifica che «*l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica*».

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come  $F_h = k_h \cdot W$  ed  $F_v = k_v \cdot W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

dove

- $\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- $a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

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

con

- $S$  coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ );
- $a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella Tab. 7.11.I al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza.

**Tabella 4.5 Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito - Rif. Tab. 7.11.I D.M. 17/01/2018**

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Le verifiche di stabilità globale della struttura di connessione tra il molo sopraflutto e i cassoni, catalogabile tra le "opere di materiali sciolti", vanno eseguite anch'esse con riferimento ai criteri di cui al § 6.8 - *Opere di materiali sciolti e fronti di scavo*, in condizioni statiche, e ai criteri riportati al § 7.11.4 - *Fronti di scavo e rilevati*, in condizioni sismiche.

I valori dei coefficienti di sicurezza richiesti dalla norma per le verifiche di stabilità globale dei "Fronti di scavo e rilevati" sono pari a:

- $\gamma_R = 1,10$  in **condizioni statiche**;
- $\gamma_R = 1,20$  in **condizioni sismiche**.

## 4.4 Azioni di calcolo

### 4.4.1 Classificazione e determinazione delle azioni

Le azioni agenti sulle strutture possono essere classificate:

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

- in base in base al modo di esplicarsi:
  - a) dirette (forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili);
  - b) indirette (spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincoli, ecc.);
  - c) degrado.
- secondo la risposta strutturale:
  - a) statiche;
  - b) pseudo statiche;
  - c) dinamiche;
- secondo la variazione della loro intensità nel tempo:
  - a) permanenti (azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità);
  - b) variabili (azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura);
  - c) eccezionali (azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura);
  - d) sismiche (azioni derivanti dai terremoti).

**4.4.2 Combinazioni delle azioni**

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):  

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- **Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- **Combinazione quasi permanente (SLE)**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:  

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



RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Le azioni si combinano applicando i coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  definiti nella Tabella 2.5.I del D.M. 17/01/2018 e i valori dei coefficienti parziali  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  dati nella Tabella 2.6.I del D.M. 17/01/2018).

**Tabella 4.6 Valori dei coefficienti di combinazione - Rif. Tab. 2.5.I D.M. 17/01/2018**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

**Tabella 4.7 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU - Rif. Tab. 2.6.I D.M. 17/01/2018**

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

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

## 4.5 Azioni sismiche

### 4.5.1 Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli **Stati limite di esercizio (SLE)** che gli **Stati limite ultimi (SLU)** sono individuati riferendosi alle prestazioni del manufatto nel suo complesso.

Gli **Stati limite di esercizio (SLE)** comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla

## RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

sua funzione, non deve subire danni e interruzioni d'uso significativi;

- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli **Stati limite ultimi (SLU)** comprendono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali e un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I (D.M. 17/01/2018).

**Tabella 4.8 Probabilità di superamento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato - Rif. Tab. 3.2.I D.M. 17/01/2018**

Stati Limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di  $P_{VR}$  forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  si ricava il periodo di ritorno  $T_R$  del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = -C_U V_N / \ln(1 - P_{VR})$$

#### 4.5.2 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II del D.M. 17/01/2018, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$ .

I valori di  $V_s$  sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche e ai valori della velocità

## RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con:

- $h_i$  spessore dell' $i$ -esimo strato;
- $V_{S,i}$  velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;
- $N$  numero di strati;
- $H$  profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{S,eq}$  è definita dal parametro  $V_{S,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II (D.M. 17/01/2018).

**Tabella 4.9 Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato**

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>Depositati 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>Depositati 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.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle norme (D.M. 17/01/2018). Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III D.M. 17/01/2018):

## RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Tabella 4.10 Categorie topografiche - Rif. Tab. 3.2.III D.M. 17/01/2018

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

Le susposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

#### 4.5.3 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y e una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo pari ad  $a_g \geq 0,15g$ .

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;
- storia temporale del moto del terreno.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2 (D.M. 17/01/2018); in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Quale che sia la probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , la definizione degli spettri di risposta elastici, degli spettri di risposta di progetto e delle storie temporali del moto del terreno è fornita ai paragrafi successivi.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita a uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi oppure l'azione sismica deve essere descritta mediante storie temporali del moto del terreno.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico,  $S_e$ , è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

nelle quali:

- T è il periodo proprio di vibrazione;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente  $S = S_S \cdot S_T$  essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV D.M. 17/01/2018) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V D.M. 17/01/2018);
- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

- $F_o$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove:  $T_C^*$  è definito al § 3.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV D.M. 17/01/2018);

- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_B = T_C / 3$$

- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare,

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2 (D.M. 17/01/2018), la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico  $S_S$ , il coefficiente topografico  $S_T$  e il coefficiente  $C_C$  che modifica il valore del periodo  $T_C$ .

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti  $S_S$  e  $C_C$  valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti  $S_S$  e  $C_C$  possono essere calcolati, in funzione dei valori di  $F_o$  e  $T_C^*$  relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV (D.M. 17/01/2018), nelle quali  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  è l'accelerazione di gravità e  $T_C^*$  è espresso in secondi.

**Tabella 4.11 Espressioni di  $S_S$  e di  $C_C$  - Rif. Tab. 3.2.IV D.M. 17/01/2018**

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_C$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tab. 3.2.V (D.M. 17/01/2018), in funzione delle categorie topografiche definite nel § 3.2.2 (D.M. 17/01/2018) e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

**Tabella 4.12 Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  - Rif. Tab. 3.2.V D.M. 17/01/2018**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a $30^\circ$	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di $30^\circ$	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove  $S_T$  assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V (D.M. 17/01/2018), fino alla base, dove  $S_T$  assume valore unitario.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico,  $S_{ve}$ , è definito dalle espressioni:

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

nelle quali:

- T è il periodo proprio di vibrazione (in direzione verticale);
- F<sub>v</sub> è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a<sub>g</sub> su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a<sub>g</sub>, F<sub>o</sub>, S, η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 del D.M. 17/01/2018 per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di S<sub>s</sub>, T<sub>B</sub>, T<sub>C</sub> e T<sub>D</sub>, salvo più accurate determinazioni, sono riportati nella Tab. 3.2.VI (D.M. 17/01/2018).

**Tabella 4.13 Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale - Rif. Tab. 3.2.VI D.M. 17/01/2018**

Categoria di sottosuolo	S <sub>s</sub>	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S<sub>T</sub> riportati in Tab. 3.2.V (D.M. 17/01/2018).

**4.5.4 Vita nominale di progetto**

La vita nominale di progetto V<sub>N</sub> di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V<sub>N</sub> da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I (D.M. 17/01/2018). Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

**Tabella 4.14 Valori minimi della Vita nominale VN di progetto - Rif. Tab. 2.4.I D.M. 17/01/2018**

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V <sub>N</sub> (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

## RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate.

Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a  $P_N$ , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a  $P_N$  e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

#### 4.5.5 Classi d'uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5/11/2001, n. 6792, "*Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade*", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

#### 4.5.6 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II (D.M. 17/01/2018).

**Tabella 4.15 Valori del coefficiente d'uso  $C_U$  - Rif. Tab. 2.4.II D.M. 17/01/2018**

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0



## 4.6 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".

Secondo le "Istruzioni" sopra citate, per ogni opera marittima si deve valutare la durata di vita presunta, in relazione al progetto in cui è inserita, tenuto conto delle sue caratteristiche funzionali. Si deve valutare, inoltre, il livello di rischio o probabilità di superamento dell'onda di progetto, tenuto conto dei danni che tali onde possono arrecare all'opera e della possibilità di ripristinare la normale funzionalità con operazioni di manutenzione. Il livello di rischio potrà derivare da una valutazione costi - benefici.

I valori consigliati per la durata minima di vita sono riportati nella tabella che segue:

**Tabella 4.16 Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo ( $T_v$ ) - Rif. Tab. 1 Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime**

Tipo dell'opera	Livello di sicurezza richiesto		
	1	2	3
	Vita di progetto (anni)		
Infrastrutture di uso generale	25	50	100
Infrastrutture ad uso specifico	15	25	50

Per infrastrutture di uso generale si intendono opere di difesa di complessi civili, commerciali o industriali, che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita funzionale dell'opera.

Per infrastrutture ad uso specifico si intendono le opere di difesa di singole installazioni industriali, di porti industriali, di depositi o piattaforme di carico e scarico, di piattaforme petrolifere, ecc.

Il *livello di sicurezza 1* si riferisce ad 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.).

Il *livello di sicurezza 2* si riferisce ad opere e installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso dell'opera (opere di grandi porti, scarichi a mare di grandi città, ecc.).

Il *livello di sicurezza 3* si riferisce ad opere o installazioni per la protezione dall'inondazione, opere di interesse sopranazionale, comportanti un elevato rischio di perdita di vite umane o di danno ambientale in caso di collasso della stessa (difese di centri urbani o industriali, ecc.).

Si assumeranno le probabilità corrispondenti al danneggiamento incipiente o alla distruzione totale in relazione alle deformazioni-modificazioni subite dall'opera in caso di danneggiamento e alla difficoltà di riparare il danno subito.

Per strutture rigide (dighe a parete verticale), per le quali è estremamente difficile riparare il danno, si assume la probabilità di distruzione totale.

Per strutture flessibili o comunque per opere riparabili, si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente inteso come il livello di danneggiamento predefinito in relazione al tipo di struttura, al di sopra del quale il danno è apprezzabile e risulta necessario intervenire con lavori di

## RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

manutenzione.

Per queste opere si deve comunque verificare anche lo scenario di rovina totale, cioè del superamento di un livello di danneggiamento predefinito in relazione al tipo di struttura, al di sopra del quale l'opera cessa di svolgere un'apprezzabile funzione protettiva.

**Tabella 4.17 Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera ( $P_f$ ), - Rif. Tab. 2 Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime**

<i>Danneggiamento incipiente</i>		
Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0.50	0.30
Media	0.30	0.20
Alta	0.25	0.15

<i>Distruzione totale</i>		
Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0.20	0.15
Media	0.15	0.10
Alta	0.10	0.05

Per rischio limitato per la vita umana si intendono i casi in cui, a seguito del danneggiamento, non è logico prevedere alcuna perdita di vite umane. Quando queste perdite sono preventivabili, il rischio è elevato.

Per ripercussione economica bassa, media e alta si intendono casi in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità delle opere protette e il costo totale per la realizzazione dell'opera è minore di 5, è compreso fra 5 e 20 o è maggiore di 20.

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  $T_{rp}$ :

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

In relazione a questo tempo di ritorno, dalla statistica degli eventi estremi, si desumerà l'altezza d'onda di progetto, e dalla statistica altezza-periodo, il periodo di questa.

L'onda così valutata ha approssimativamente la probabilità  $P_f$  (detta anche probabilità di incontro) di essere superata nell'arco di vita dell'opera.

In relazione a questa intensità della sollecitazione ondosa, si sceglierà il valore caratteristico (ai sensi degli Eurocodici) della altezza d'onda come specificato nel seguito caso per caso; valore in relazione al quale dovranno essere assunti nei calcoli ulteriori margini di sicurezza, che assicurino una probabilità di danneggiamento dell'opera effettivamente prossima a  $P_f$ .

## 5 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Lo Studio Geologico dell'area oggetto di intervento è stato redatto dal Dott. Geol. Giuseppe Cerchiaro.

Tale studio si propone lo scopo di ricostruire gli aspetti geologico-strutturali dell'ambito d'interesse, nonché le caratteristiche stratigrafiche e fisico-meccaniche dei terreni costituenti il primo sottosuolo dell'area, ponendo particolare attenzione alla ricostruzione del quadro geomorfologico e morfodinamico, nonché all'aspetto idrogeologico della zona di interesse, il tutto al fine di individuare un modello geologico-tecnico da porre a base della progettazione.

L'area oggetto di intervento è collocata nella Regione Calabria in Provincia di Reggio Calabria, Comune di Scilla, individuabile geograficamente attraverso le seguenti coordinate WGS84:

<i>Latitudine</i>	<i>Longitudine</i>
38,257126	15,716071

Per la definizione dell'assetto geologico del sottosuolo dell'area in oggetto, sono state eseguite all'interno dell'area portuale le seguenti indagini:

- *indagini geognostiche:*
  - 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo nei primi 20 m e successivamente a distruzione di nucleo fino a 40 m di profondità ed attrezzato con tubo in pvc per l'esecuzione della prova sismica in foro del tipo Down Hole (S3 – 40,00 m);
  - 2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo (S1 e S2 – 15,00 m);
  - 6 prove SPT in foro, di cui 3 nel foro di sondaggio S2 e 3 nel foro del sondaggio S3.
- *indagini geofisiche:*
  - 5 Prospezioni Sismiche a Rifrazione;
  - 5 misure HVSR a stazione singola;
  - 1 sismica in foro del tipo Down Hole (DH).
- *prove di laboratorio:*
  - 22 determinazioni del peso specifico apparente su litotipi rocciosi;
  - 27 prove Point Load su litotipi rocciosi.
- *rilievo geomeccanico.*

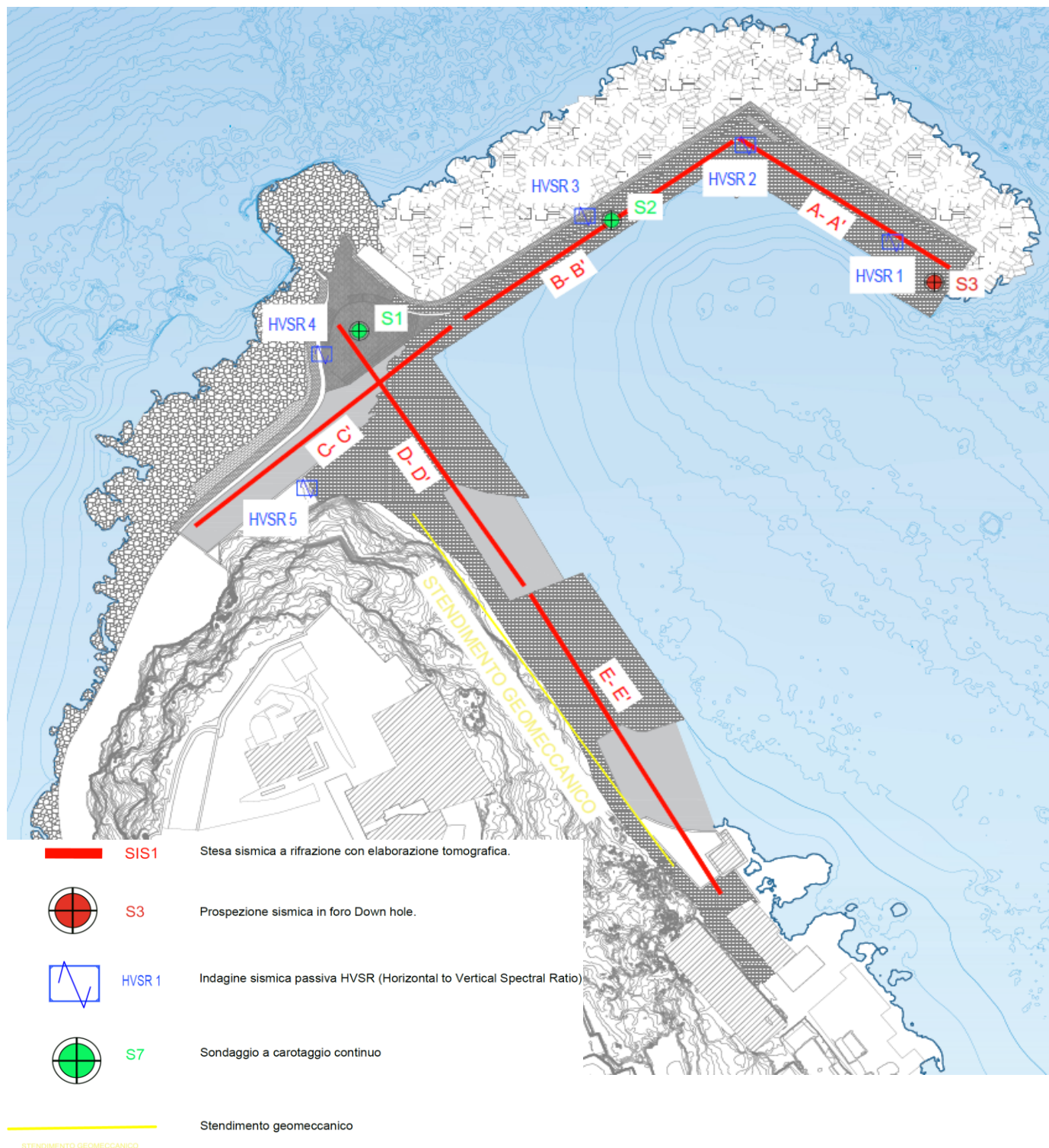


Figura 5.1 Ubicazione delle indagini eseguite

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

Tutte le indagini sono state eseguite in ottemperanza alle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" dell'Associazione Geotecnica Italiana (1977).

A seguire si riporta l'interpretazione stratigrafica dei tre sondaggi effettuati:

- **Sondaggio S1:**
  - 0,00 – 1,00 m Conglomerato cementizio appartenente al sottofondo stradale;
  - 1,00 – 8,00 m Metamorfiti fortemente alterate e fratturate, di colore grigio chiaro;
  - 8,00 – 15,00 m Metamorfiti debolmente alterate e fortemente fratturate, di colore grigio chiaro.
- **Sondaggio S2:**
  - 0,00 m - 0,50 m Blocchi di basalto appartenenti alla viabilità del molo;
  - 0,50 m - 2,50 m Conglomerato cementizio appartenete al sottofondo stradale;
  - 2,50 m - 7,00 m Metamorfiti fortemente alterate e fratturate, di colore grigio chiaro;
  - 7,00 m - 15,00 m Metamorfiti debolmente alterate e fortemente fratturate, di colore grigio chiaro.
- **Sondaggio S3:**
  - 0,00 m - 0,50 m Blocchi di basalto appartenenti alla viabilità del molo;
  - 0,50 m - 10,00 m Blocchi di cemento appartenente alla formazione del molo;
  - 10,00 m - 16,00 m Conglomerato cementizio con presenza di grossi ciottoli spigolosi, di colore grigio chiaro
  - 16,00 m – 20,00 m Metamorfiti fortemente alterate e fratturate, di colore grigio chiaro;
  - 20,00 m – 40,00 m Perforazione a distruzione di nucleo, effettuata su materiali lapidei fratturati, di colore grigio chiaro.

Dalla successione su descritta, si riscontra la presenza di conglomerato cementizio correlato all'opera esistente e di metamorfiti fortemente alterate e fratturate caratterizzate dai seguenti parametri meccanici:

- coesione  $c$  pari a 0,15 Mpa;
- angolo di attrito  $\phi$  pari a 15°.

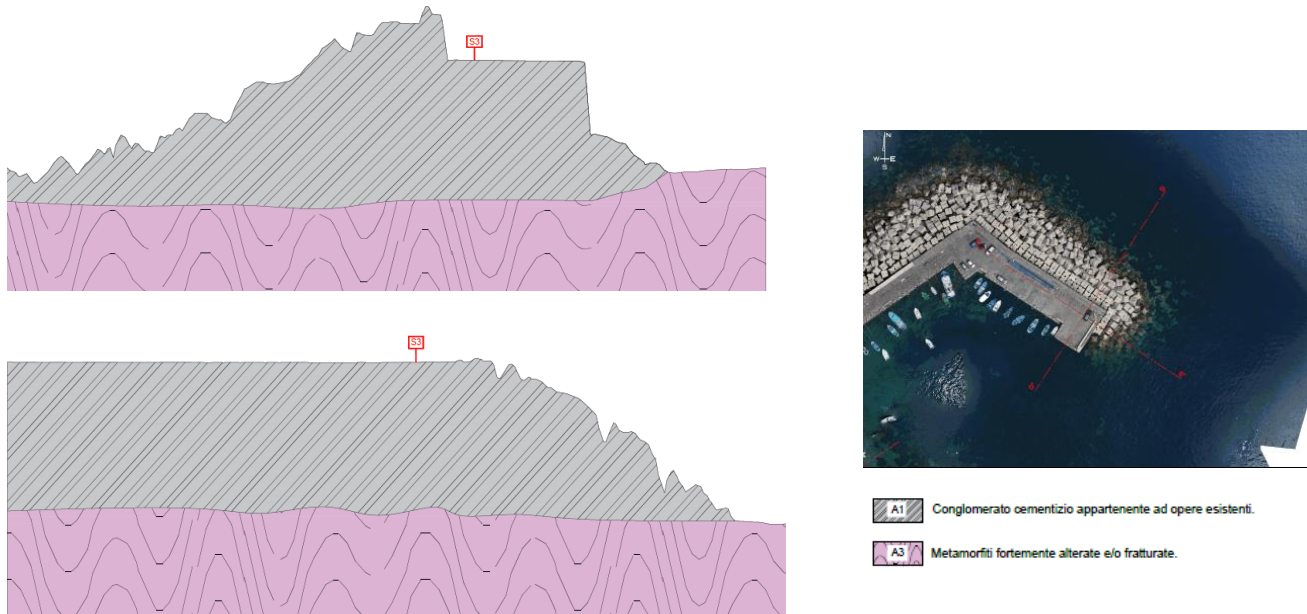


Figura 5.2 Sezioni geologiche D-D' e E- E'

All'interno dei sondaggi S1 ed S2 non è stata installata alcuna strumentazione, mentre il sondaggio S3 è stato attrezzato per effettuare una prova sismica in foro del tipo Down Hole, finalizzata alla determinazione della categoria di sottosuolo.

Dai valori della velocità trasversale delle onde ottenuti, con riferimento alla classificazione stabilita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, i terreni costituenti il sottosuolo del sito oggetto di indagine appartengono alla **categoria di sottosuolo B**: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

## 6 VERIFICHE DI STABILITÀ DEI CASSONI – FASI DI TRASPORTO, GALLEGGIAMENTO E AFFONDAMENTO

Come già descritto al paragrafo 2.1, il prolungamento del molo foraneo verrà realizzato mediante la collocazione di due cassoni cellulari, ognuno di lunghezza pari a 24,00 metri, con le seguenti caratteristiche:

- dimensioni in pianta del fusto dei cassoni cellulari: 24,00x18,80 m;
- piastra di base del cassone delle dimensioni di 24,00x20,80x1,00 m;
- quota di imbasamento dei cassoni: - 11,50 m s.l.m.m.;
- quota sommitale dei cassoni dopo l'affondamento: +0,60 m s.l.m.m.;
- riempimento delle celle con calcestruzzo ciclopico;
- piano di calpestio della banchina portuale a quota +2,05 m s.l.m.m. al ciglio banchina, in continuità con la quota di banchina attuale;
- massiccio di sovraccarico dello spessore di 1,45 m e muro paraonde dello spessore di 2,20 m fino alla quota della passeggiata panoramica (+7,30 m s.l.m.m.) e 1,00 m al coronamento (quota +8,40 m s.l.m.m.).

Il cassone tipo considerato è stato preliminarmente verificato per le fasi di trasporto, galleggiamento e affondamento.

A seconda della fase considerata, il cassone deve risultare stabile rispetto a differenti condizioni. In particolare:

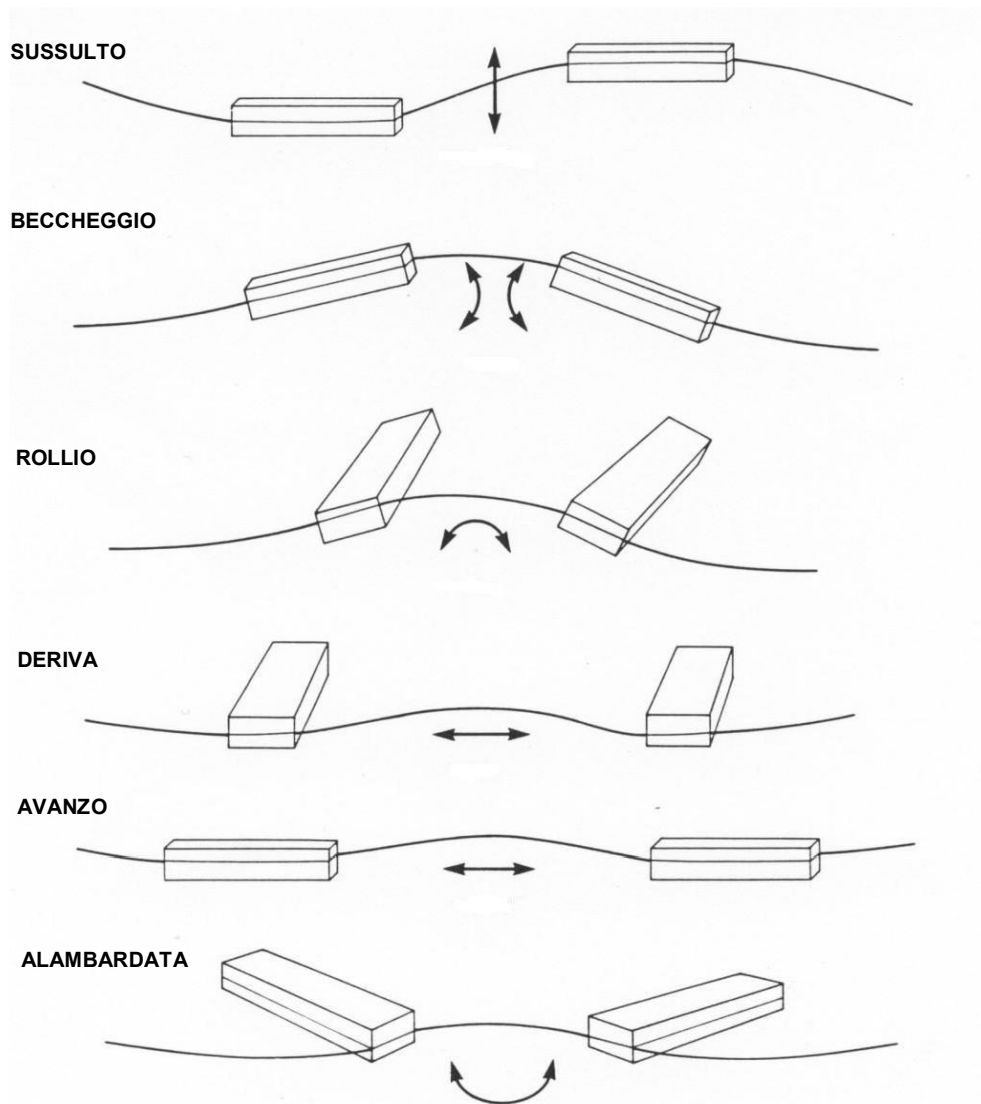
- durante la fase di trasporto deve essere garantita la stabilità alla navigazione;
- durante la fase di affondamento occorre determinare la quantità di acqua di mare (*zavorra*) da immettere nelle celle per ottenere l'affondamento del cassone stesso. Considerata la simmetria del cassone l'acqua raggiungerà lo stesso livello in tutte le celle.

Relativamente alla fase di galleggiamento, il cassone può essere assimilato ad un corpo rigido immerso in un liquido in quiete.

In generale, un corpo galleggiante è caratterizzato da sei gradi di libertà e, quindi, può essere soggetto a sei possibili movimenti principali in risposta a sollecitazioni esterne agenti sul corpo stesso:

- sussulto
- beccheggio
- rollio
- deriva
- avanzo
- alambardata.

Considerando un sistema di riferimento cartesiano "xyz", con l'asse verticale z orientato verso l'alto e origine sul pelo libero, i sei gradi di libertà predetti si traducono in traslazioni e rotazioni rispetto agli assi x, y, z (vedi Figura 6.1):



**Figura 6.1 Gradi di libertà di un corpo galleggiante**

Le sollecitazioni che governano l'equilibrio del corpo immerso 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 (indicato convenzionalmente con "G").

Se la spinta di Archimede è maggiore del peso del corpo, quest'ultimo si sposta verso l'alto emergendo in parte dallo specchio liquido, fino alla condizione in cui la spinta di Archimede è pari, in modulo, al peso proprio del corpo.

Quando il baricentro G e il centro di carena C sono disposti lungo una stessa verticale il corpo galleggiante si dice in stato di equilibrio (vedi Figura 6.2).



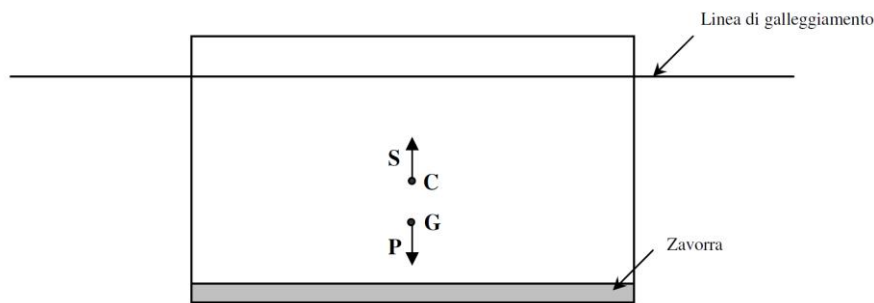


Figura 6.2 Corpo galleggiante con il baricentro (G) al di sotto del centro di carena (C)

L'equilibrio può essere:

- **stabile** quando il corpo, allontanato dalla sua posizione di equilibrio iniziale in seguito ad una piccola inclinazione dovuta ad una perturbazione esterna, torna nella sua posizione iniziale una volta cessata l'azione perturbante;
- **instabile** quando, allontanato dalla sua posizione iniziale, il corpo galleggiante si sposta fino a trovare una nuova posizione di equilibrio.

In particolare, quindi, un corpo galleggiante è in **equilibrio stabile** quando 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 (vedi Figura 6.3).

Questa condizione si verifica, generalmente, quando nella parte inferiore del galleggiante è concentrato un peso elevato (solido o liquido) detto "zavorra", che nel caso in esame è rappresentato dalla platea di base della struttura.

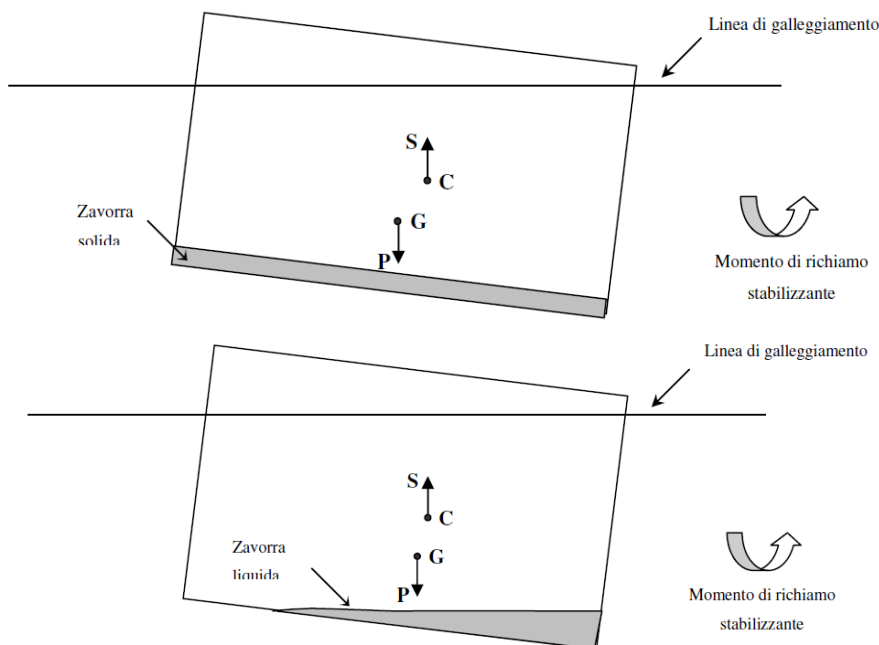


Figura 6.3 Corpo galleggiante con il baricentro al di sotto del centro di carena; è possibile osservare che ad una inclinazione del corpo corrisponde l'ingenerarsi di una coppia di richiamo stabilizzante.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Se il baricentro (G) si trova invece al di sopra del centro di carena (C), la condizione di stabilità dipende dalla posizione che G assume rispetto al **metacentro** (M), rappresentato dal punto di intersezione della verticale condotta per il centro di carena con l'asse baricentrico, a seguito di una rotazione infinitesima del galleggiante stesso (vedi Figura 6.4).

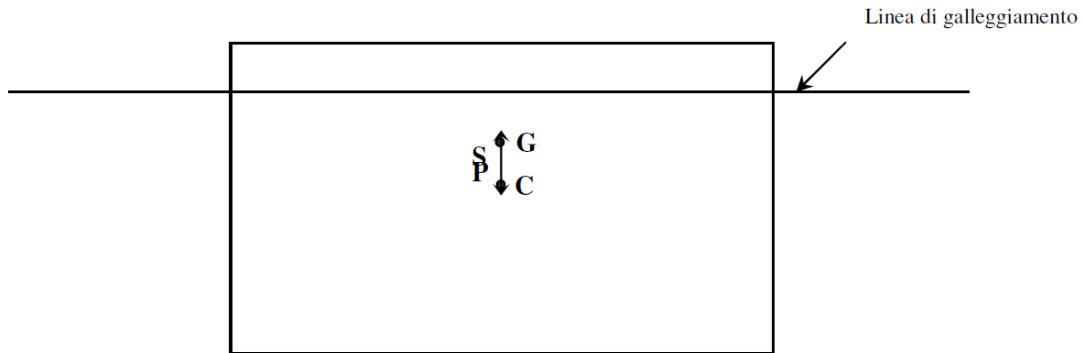


Figura 6.4 Corpo galleggiante con il baricentro (G) al di sopra del centro di carena (C)

In tal caso possono verificarsi i seguenti casi:

- 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 l'ingenerarsi di un momento di richiamo stabilizzante (vedi Figura 6.5);
- se G è al di sopra sia di M che di C, il corpo è in una configurazione di equilibrio instabile in quanto il momento ingeneratosi in seguito ad una piccola inclinazione del corpo medesimo è destabilizzante (vedi Figura 6.6) e tende a ribaltare il corpo immerso.

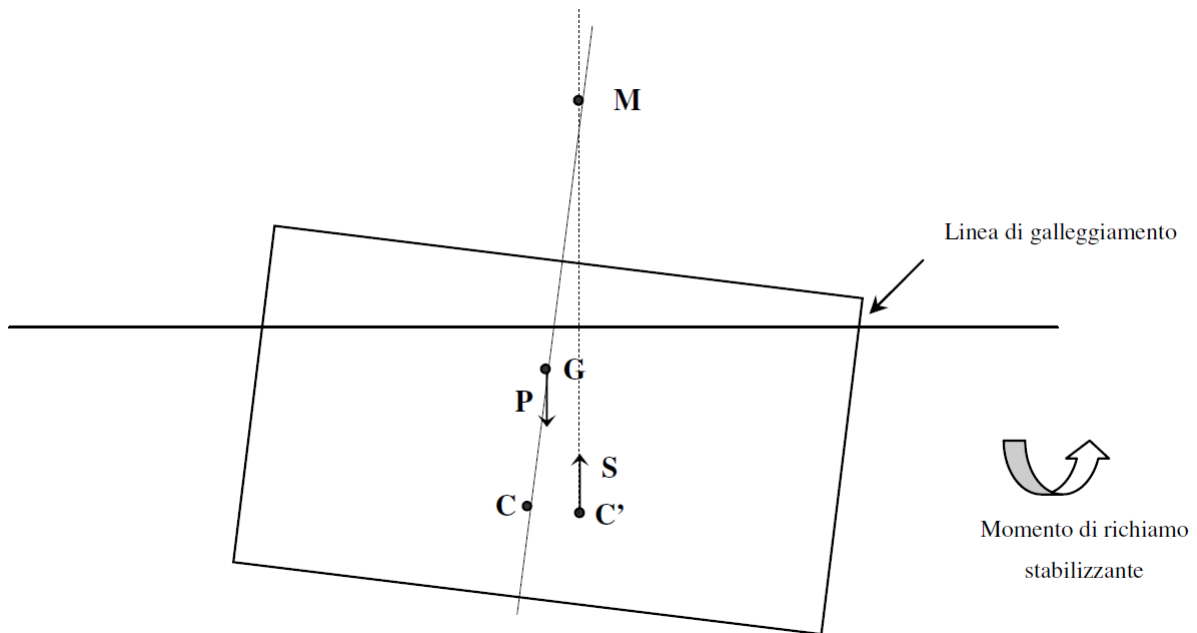


Figura 6.5 Configurazione equilibrio stabile: corpo galleggiante con il baricentro al di sopra del centro di carena, ma al di sotto del metacentro, M

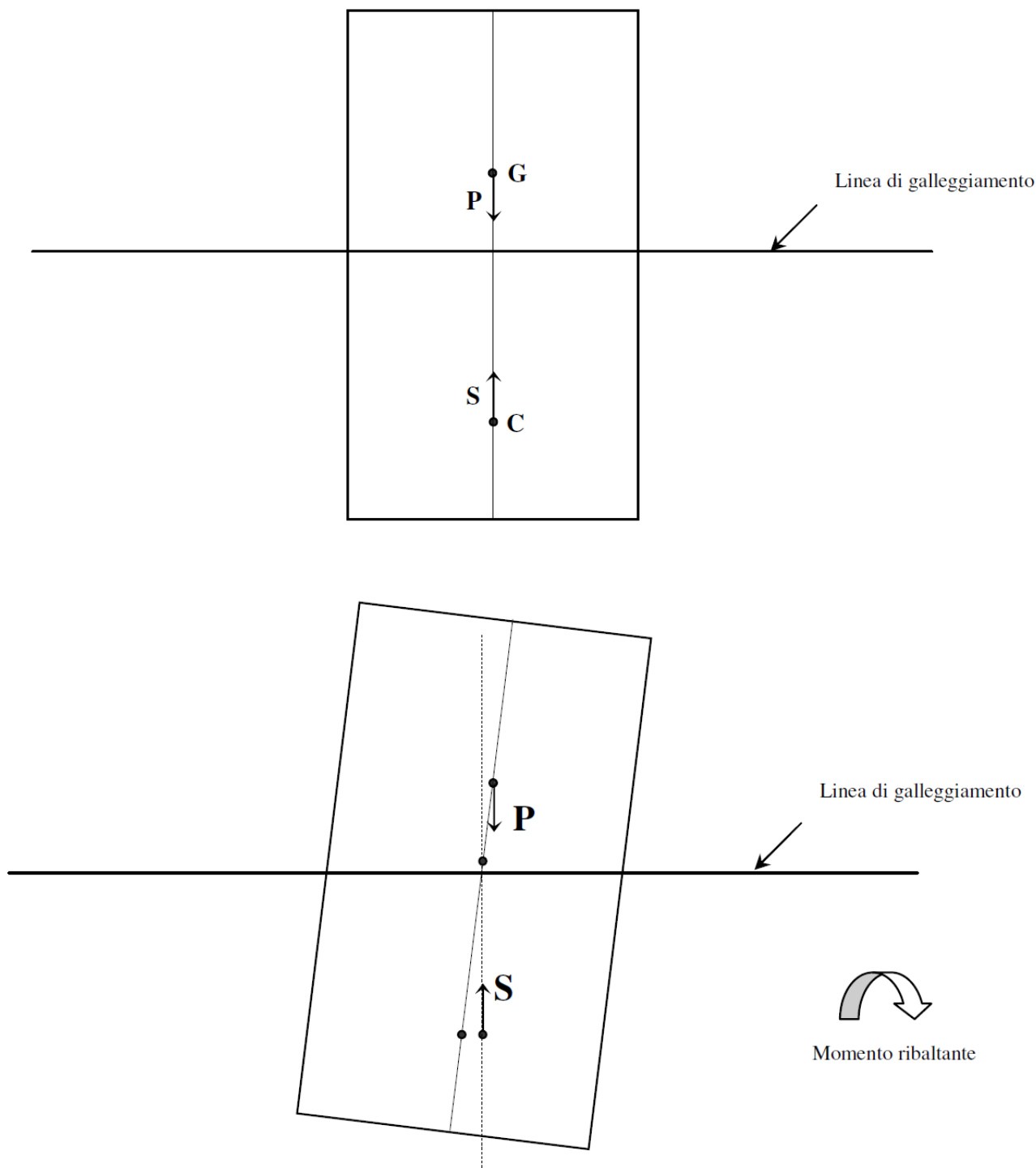


Figura 6.6 Configurazione equilibrio instabile: Corpo galleggiante con il baricentro al di sopra sia del centro di carena, sia del metacentro

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

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, si misura attraverso la cosiddetta **distanza metacentrica GM**, pari alla distanza tra il baricentro del corpo G ed il metacentro M.

Perché il corpo venga considerato stabile durante il galleggiamento, è necessario che il metacentro M sia al di sopra del baricentro G, in modo tale che la distanza metacentrica sia positiva, come espresso dalla seguente relazione:

$$GM = CM - CG > 0$$

in cui **CM** indica il **raggio metacentrico**, pari al rapporto tra il momento di inerzia della sezione di galleggiamento rispetto all'asse longitudinale (I) e il volume di carena (V).

Nella pratica, per garantire la stabilità al galleggiamento, è fortemente raccomandato che la distanza metacentrica sia **maggiore di 0,50 m**.

La stabilità del corpo può essere verificata rispetto alla sezione trasversale e a quella longitudinale. Tuttavia, poiché a parità di volume di carena, il momento di inerzia della sezione di galleggiamento trasversale è sempre maggiore della longitudinale, basterà garantire la stabilità trasversale, perché anche quella longitudinale sia automaticamente verificata.

Nel caso in cui invece il corpo non risulti stabile, è necessario aggiungere delle zavorre e riverificare la condizione di stabilità, avendo preventivamente provveduto a sottrarre dal momento di inerzia I, la somma dei momenti di inerzia baricentrici rispetto all'asse longitudinale dei singoli specchi liquidi delle celle ( $\Sigma i$ ).

A seguire si riportano i calcoli di verifica del cassone durante le fasi di trasporto, galleggiamento e affondamento, per i quali è stato impiegato il seguente schema tipologico:

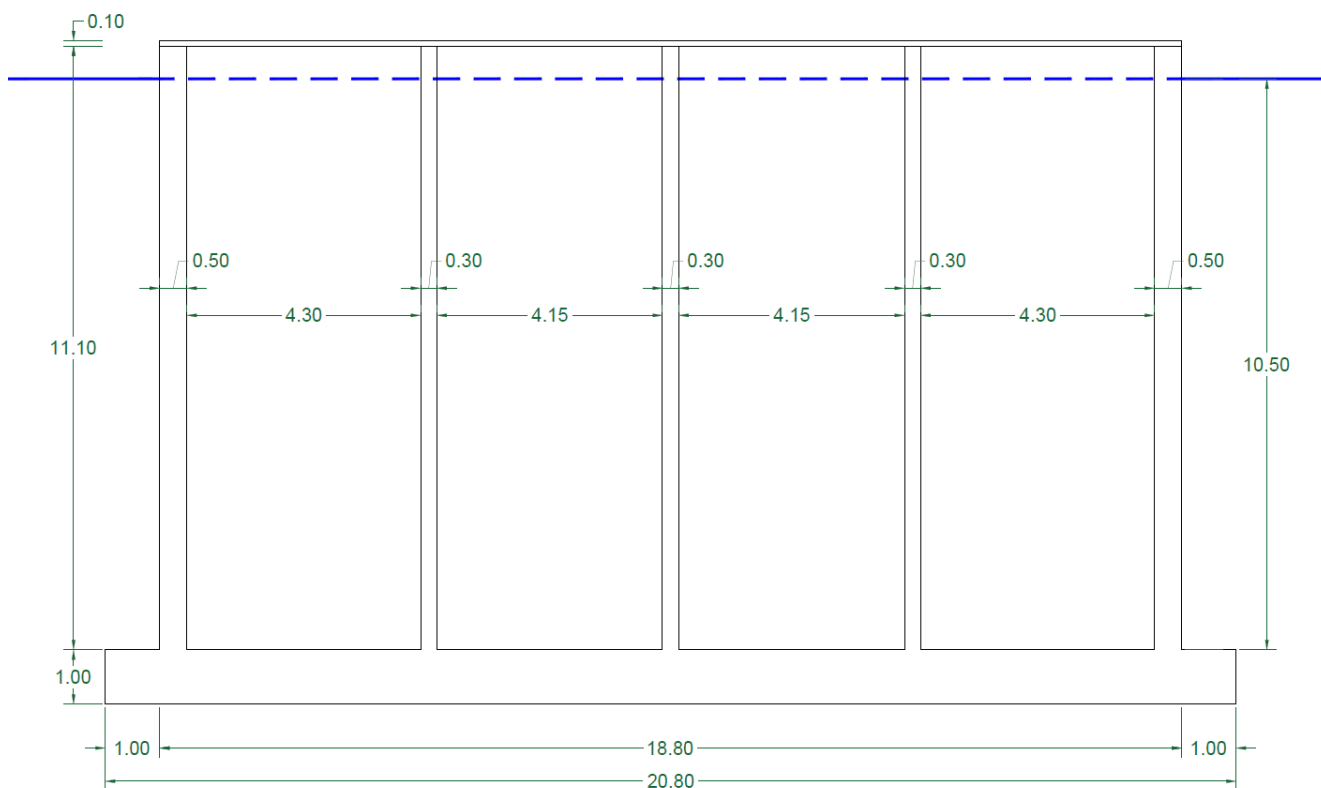


Figura 6.7 Schema di calcolo del cassone

### 6.1 Verifica durante le fasi di trasporto e galleggiamento

Nelle tabelle riportate a seguire si esplicitano i calcoli del peso e del baricentro del cassone nelle fasi di trasporto e galleggiamento, durante le quali la forza peso P deve essere in equilibrio con la spinta di galleggiamento.

Il fusto del cassone è stato suddiviso in conci di altezza  $H_i = Z_{max} - Z_{min}$  con area della sezione trasversale  $A_i$  costante.

Per il caso in esame non è necessaria l'introduzione di una zavorra di acqua per l'ottimizzazione della posizione del baricentro e per migliorare la stabilità durante il trasporto.

1 - Peso e baricentro del cassone in fase di trasporto														
	$Z_{min}$	$Z_{max}$	$A_i$	$H_i$	$V_i$	$\gamma$	$P_i$	$X_{Gi}$	$Y_{Gi}$	$Z_{Gi}$	$P_i X_{Gi}$	$P_i Y_{Gi}$	$P_i Z_{Gi}$	
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
fusto	1,00	12,10	80,40	11,10	892,44	25,00	22.311,00	12,00	10,40	6,55	267.732,00	232.034,40	146.137,05	
soletta	12,10	12,20	444,16	0,10	44,42	25,00	1.110,40	12,00	10,40	12,15	13.324,80	11.548,16	13.491,36	
platea	0,00	1,00	499,20	1,00	499,20	25,00	12.480,00	12,00	10,40	0,50	149.760,00	129.792,00	6.240,00	
					$\Sigma V_i$		$\Sigma P_i$	$X_G$	$Y_G$	$Z_G$	$\Sigma P_i X_{Gi}$	$\Sigma P_i Y_{Gi}$	$\Sigma P_i Z_{Gi}$	
					[m <sup>3</sup> ]		[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in fase di trasporto					1.436,06		35.901,40	12,00	10,40	4,62	430.816,80	373.374,56	165.868,41	

2 - Spinta di galleggiamento e centro di carena in fase di trasporto														
	$A_i$	$V_i$												
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]												
soletta (fusto pieno)	444,16													
platea	499,20	499,20												
Condizione di equilibrio di Archimede					$\Sigma P_i = \gamma_w \times V$		V	3.554,59	m <sup>3</sup>					
$V_1$ (platea)	499,20	m <sup>3</sup>	Volume piastra di base comprese mensole											
$V_2$ (soletta)	=	$A_{base\ cassone} \times h_{carena}$	=	444,16	x	$h_{carena}$								
$V = V_1 + V_2$	$\Rightarrow$	$h_{carena}$	6,88	m										
	$Z_{min}$	$Z_{max}$	$A_i$	$H_{i-imm}$	$V_i$	$\gamma$	$S_{Ai}$	$X_{Ci}$	$Y_{Ci}$	$Z_{Ci}$	$S_{Ai} X_{Ci}$	$S_{Ai} Y_{Ci}$	$S_{Ai} Z_{Ci}$	
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
platea	0,00	1,00	499,20	1,00	499,20	10,10	5.041,92	12,00	10,40	0,50	60.503,04	52.435,97	2.520,96	
fusto	1,00	7,88	444,16	6,88	3.055,39	10,10	30.859,48	12,00	10,40	4,44	370.313,76	320.938,59	137.001,27	
					$\Sigma V_i$		$\Sigma S_{Ai}$	$X_C$	$Y_C$	$Z_C$	$\Sigma S_{Ai} X_{Ci}$	$\Sigma S_{Ai} Y_{Ci}$	$\Sigma S_{Ai} Z_{Ci}$	
					[m <sup>3</sup> ]		[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
C Centro di spinta Cassone					3.554,59		35.901,40	12,00	10,40	3,89	430.816,80	373.374,56	139.522,23	

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Piano di galleggiamento		
$H_{fusto}$	11,20	m
$H_{platea}$	1,00	m
$H_{cassone}$	12,20	m
<b><math>H_{immersa}</math></b>	<b>7,88</b>	<b>m</b>
<b><math>H_{emersa}</math></b>	<b>4,32</b>	<b>m</b>
3 - Stabilità al galleggiamento		
$Z_G=$	4,62	m
$Z_C=$	3,89	m
$GC=$	0,73	m
$V_{immerso}=$	3.554,59	m <sup>3</sup>
$I_{SG-T}=$	13.289,34	m <sup>4</sup>
$I_{SG-L}=$	21.657,60	m <sup>4</sup>
$CM_T=$	3,74	m
$CM_L=$	6,09	m
$GM_T=$	3,00	m
$GM_L=$	5,36	m
<b>VERIFICA</b>	$GM = \min(GM_T; GM_L)$	3,00 m
		>
	0,30	trasporto in mare calmo
	0,50	trasporto in mare aperto
		<b>VERO</b>
		<b>VERO</b>

Avendo ottenuto un'altezza immersa del cassone pari a 7,88 m e sapendo che lo stesso sarà imbasato alla quota di - 11,50 m s.l.m.m., il cassone galleggerà a 3,62 m dal fondale.

### 6.2 Verifica durante la fase di affondamento

Nella fase di affondamento del cassone (piano di posa - 11,50 m s.l.m.m.) si prevede il riempimento delle celle con acqua di mare.

A seguire si riporta il calcolo dell'altezza e del volume d'acqua necessari per l'affondamento.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

4 - Affondamento cassone														
Piano di posa del cassone	11,50	m												
H <sub>fusto</sub>	11,20	m												
H <sub>platea</sub>	1,00	m												
H <sub>cassone emerso</sub>	0,70	m												
H <sub>fusto immerso</sub> = H <sub>carena</sub>	10,50	m												
H <sub>fusto emerso</sub>	0,70	m												
	A <sub>i</sub>	V <sub>i</sub>												
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]												
soletta (fusto pieno)	444,16													
platea	499,20	499,20												
V <sub>1</sub> (platea)	499,20	m <sup>3</sup>	Volume piastra di base comprese mensole											
V <sub>2</sub> (soletta/fusto pieno)	=	A <sub>base cassone</sub> x h <sub>carena</sub>	=	444,16	x	10,50	=	4.663,68	m <sup>3</sup>					
V=V <sub>1</sub> +V <sub>2</sub>	5.162,88	m <sup>3</sup>												
Condizione di equilibrio di Archimede			$\Sigma P_i = \gamma_w \times V$			$\Rightarrow$	$\Sigma P_i$	52.145,09	kN	Peso che il cassone comprensivo delle zavorre deve avere per affondare				
	Z <sub>min</sub>	Z <sub>max</sub>	A <sub>i</sub>	H <sub>i</sub>	V <sub>i</sub>	$\gamma$	P <sub>i</sub>	X <sub>Gi</sub>	Y <sub>Gi</sub>	Z <sub>Gi</sub>	P <sub>i</sub> X <sub>Gi</sub>	P <sub>i</sub> Y <sub>Gi</sub>	P <sub>i</sub> Z <sub>Gi</sub>	
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
fusto	1,00	12,10	80,40	11,10	892,44	25,00	22.311,00	12,00	10,40	6,55	267.732,00	232.034,40	146.137,05	
soletta	12,10	12,20	444,16	0,10	44,42	25,00	1.110,40	12,00	10,40	12,15	13.324,80	11.548,16	13.491,36	
platea	0,00	1,00	499,20	1,00	499,20	25,00	12.480,00	12,00	10,40	0,50	149.760,00	129.792,00	6.240,00	
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in fase di affondamento					$\Sigma V_i$	$\Sigma P_i$	X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>	Z <sub>G</sub>	$\Sigma P_i X_{Gi}$	$\Sigma P_i Y_{Gi}$	$\Sigma P_i Z_{Gi}$		
					[m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]		
					1.436,06	35.901,40	12,00	10,40	4,62	430.816,80	373.374,56	165.868,41		
Peso del cassone senza zavorre														

Peso delle zavorre	16.243,69	kN	$\Rightarrow$	Volume delle zavorre	1.608,29	m <sup>3</sup>
--------------------	-----------	----	---------------	----------------------	----------	----------------

Superficie complessiva celle	363,76 m <sup>2</sup>	Altezza zavorre	4,42 m
celle lato porto 1° fila	92,56 m <sup>2</sup>		
celle lato porto 2° fila	89,32 m <sup>2</sup>		
celle lato porto 3° fila	89,32 m <sup>2</sup>		
celle lato mare	92,56 m <sup>2</sup>		

	Z <sub>min</sub>	Z <sub>max</sub>	A <sub>i</sub>	H <sub>i</sub>	V <sub>i</sub>	$\gamma$	P <sub>i</sub>	X <sub>Gi</sub>	Y <sub>Gi</sub>	Z <sub>Gi</sub>	P <sub>i</sub> X <sub>Gi</sub>	P <sub>i</sub> Y <sub>Gi</sub>	P <sub>i</sub> Z <sub>Gi</sub>
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
fusto	1,00	12,10	80,40	11,10	892,44	25,00	22.311,00	12,00	10,40	6,55	267.732,00	232.034,40	146.137,05
soletta	12,10	12,20	444,16	0,10	44,42	25,00	1.110,40	12,00	10,40	12,15	13.324,80	11.548,16	13.491,36
platea	0,00	1,00	499,20	1,00	499,20	25,00	12.480,00	12,00	10,40	0,50	149.760,00	129.792,00	6.240,00
zavorra celle lato porto 1° fila			92,56	4,42	409,23	10,10	4.133,26	12,00	17,15	3,21	49.599,16	70.885,46	13.270,43
zavorra celle lato porto 2° fila			89,32	4,42	394,91	10,10	3.988,58	12,00	12,62	3,21	47.862,97	50.335,89	12.805,90
zavorra celle lato porto 3° fila			89,32	4,42	394,91	10,10	3.988,58	12,00	8,17	3,21	47.862,97	32.586,71	12.805,90
zavorra celle lato mare			92,56	4,42	409,23	10,10	4.133,26	12,00	3,65	3,21	49.599,16	15.086,41	13.270,43
Peso (P) e Baricentro (G) cassone in fase di affondamento					$\Sigma V_i$	$\Sigma P_i$	X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>	Z <sub>G</sub>	$\Sigma P_i X_{Gi}$	$\Sigma P_i Y_{Gi}$	$\Sigma P_i Z_{Gi}$	
					[m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
					3.044,34	52.145,09	12,00	10,40	4,18	625.741,06	542.269,03	218.021,07	

COMUNE DI SCILLA (RC)

PROGETTO DEFINITIVO: "AMMODERNAMENTO DEL PORTO DI SCILLA E DELLE INFRASTRUTTURE DI COLLEGAMENTO"

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

5 - Spinta di galleggiamento e centro di carena in fase di affondamento													
	$A_i$ [m <sup>2</sup> ]	$V_i$ [m <sup>3</sup> ]											
soletta (fusto pieno)	444,16												
platea	499,20	499,20											
$h_{carena}$	10,50	m											
	$Z_{min}$ [m]	$Z_{max}$ [m]	$A_i$ [m <sup>2</sup> ]	$H_{i-imm}$ [m]	$V_i$ [m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$S_{Ai}$ [kN]	$X_{Ci}$ [m]	$Y_{Ci}$ [m]	$Z_{Ci}$ [m]	$S_{Ai}X_{Ci}$ [kNm]	$S_{Ai}Y_{Ci}$ [kNm]	$S_{Ai}Z_{Ci}$ [kNm]
platea	0,00	1,00	499,20	1,00	499,20	10,10	5.041,92	12,00	10,40	0,50	60.503,04	52.435,97	2.520,96
soletta (fusto pieno)	1,00	11,50	444,16	10,50	4.663,68	10,10	47.103,17	12,00	10,40	6,25	565.238,02	489.872,95	294.394,80
<b>C</b> Centro di spinta Cassone					$\Sigma V_i$ [m <sup>3</sup> ]	$\Sigma S_{Ai}$ [kN]	$X_C$ [m]	$Y_C$ [m]	$Z_C$ [m]	$\Sigma S_{Ai}X_{Ci}$ [kNm]	$\Sigma S_{Ai}Y_{Ci}$ [kNm]	$\Sigma S_{Ai}Z_{Ci}$ [kNm]	
					5.162,88	52.145,09	12,00	10,40	5,69	625.741,06	542.308,92	296.915,76	



## 7 VERIFICHE DI STABILITÀ DEI CASSONI – FASE DI ESERCIZIO

Ai fini delle verifiche di stabilità, i cassoni oggetto dei calcoli della presente Relazione, sono stati assimilati ad un muro di sostegno; le verifiche di sicurezza sono state pertanto svolte con riferimento alle indicazioni di cui al D.M. 17/01/2018:

- punto 6.5.3.1.1 – *condizioni statiche*
- punti 7.11.1 e 7.11.6.2 – *condizioni sismiche*.

Le verifiche di scorrimento sul piano di posa, collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno e ribaltamento in condizioni statiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I del D.M. 17/01/2018.

Tabelle 7.1 - Rif. Tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018 e Tab. 6.2.II D.M. 17/01/2018

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_{F_i}$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(0)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Tabella 7.2 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno - Rif. Tab. 6.5.I D.M. 17/01/2018

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 8.2 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV); quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD).

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Nelle verifiche di sicurezza in condizioni sismiche si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione

$$E_d \leq R_d$$

ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nella tabella 7.11.III del D.M. 17/01/2018.

**Tabella 7.3 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno - Rif. Tab. 7.11.III D.M. 17/01/2018**

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

**VERIFICHE DI STABILITÀ ALLA TRASLAZIONE**

Le verifiche di scorrimento effettuate utilizzando le combinazioni dei carichi secondo il D.M. 17/01/2018 risultano soddisfatte se:

$$E_d \leq R_d \Rightarrow R_d \geq E_d \Rightarrow \frac{R}{\gamma_R} \geq E_d \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R \Rightarrow \frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} \geq \gamma_R$$

dove

- $R_d = R/\gamma_R$  è la resistenza di progetto con  $\gamma_R$  coefficiente parziale per la resistenza pari a:
  - 1,10 in condizioni statiche;
  - 1,00 in condizioni sismiche;
- $R = R_v \cdot \mu_d$  con  $R_v$  risultante delle azioni verticali agenti sul cassone e  $\mu_d$  valore di progetto del coefficiente di attrito terreno-fondazione;
- $E_d = R_o$  con  $R_o$  risultante delle azioni orizzontali agenti sul cassone.

La stabilità allo scorrimento nelle combinazioni dei carichi effettuate secondo le Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime è assicurata, invece, se risulta soddisfatta la seguente disequaglianza:

$$\frac{\mu R_v}{R_o} > C_s$$

con:

- $\mu = 0,6$  coefficiente di attrito;
- $C_s = 1,4$  coefficiente di sicurezza.

**VERIFICHE DI STABILITÀ AL RIBALTAMENTO**

Le verifiche al ribaltamento effettuate utilizzando le combinazioni dei carichi secondo il D.M. 17/01/2018 risultano soddisfatte se:

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

$$E_d \leq R_d \Rightarrow R_d \geq E_d \Rightarrow \frac{R}{\gamma_R} \geq E_d \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R \Rightarrow \frac{M_{stab}}{M_{rib}} \geq \gamma_R$$

dove

- $R_d = R/\gamma_R$  è la resistenza di progetto con  $\gamma_R$  coefficiente parziale per la resistenza pari a:
  - 1,15 in condizioni statiche;
  - 1,00 in condizioni sismiche;
- $R = M_{stab}$  con  $M_{stab}$  sommatoria dei momenti stabilizzanti agenti sul cassone valutati rispetto al polo di calcolo;
- $E_d = M_{rib}$  con  $M_{rib}$  sommatoria dei momenti ribaltanti agenti sul cassone valutati rispetto al polo di calcolo.

La stabilità al ribaltamento nelle combinazioni dei carichi effettuate secondo le Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime è assicurata, invece, se risulta soddisfatta la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} > C_r$$

con

- $M_s$  momento stabilizzante;
- $M_r$  momento ribaltante;
- $C_r = 1,5$  coefficiente di sicurezza.

Gli assi di ribaltamento per la valutazione dei momenti resistenti  $M_s$  e ribaltanti  $M_r$  sono  $O_B$  (polo lato porto) e  $O_M$  (polo lato mare) rispettivamente in fase di cresta e in fase di cavo, come riportato nella figura seguente:

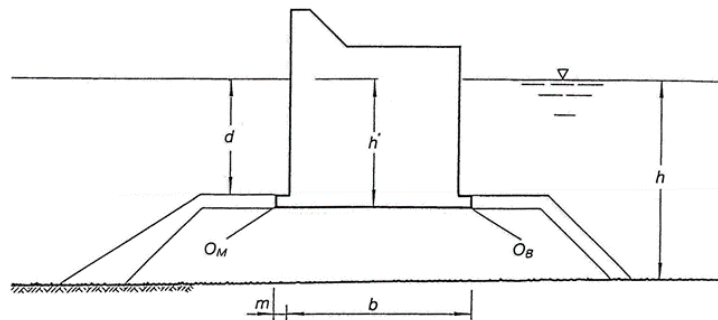


Figura 7.1 Schematizzazione del cassone secondo le Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime

**VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE**

Le verifiche di capacità portante effettuate utilizzando le combinazioni dei carichi secondo il D.M. 17/01/2018 risultano soddisfatte se:

$$E_d \leq R_d \Rightarrow R_d \geq E_d \Rightarrow \frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

dove

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- $R_d = R/\gamma_R$  è la resistenza di progetto con  $\gamma_R$  coefficiente parziale per la resistenza pari a:
  - 1,40 in condizioni statiche;
  - 1,20 in condizioni sismiche;
- $R = q_{lim}$  è il carico limite;
- $E_d = \sigma_{t\ max}$  è il valore di progetto delle azioni pari alla pressione massima esercitata sul terreno dalla fondazione del cassone.

La precedente relazione può, pertanto, esplicitarsi come:

$$\frac{q_{lim}}{\sigma_{t\ max}} \geq \gamma_R$$

La verifica di capacità portante nelle combinazioni dei carichi effettuate secondo le Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime è assicurata, invece, se la pressione massima  $\sigma_{t\ max}$  agente sul terreno per effetto della presenza del cassone risulta inferiore al carico massimo ammissibile  $\sigma_{t\ amm} = 5 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$  (5 kg/cm<sup>2</sup>):

$$\sigma_{t\ max} \leq \sigma_{t\ amm}$$

Il carico limite è stato calcolato ricorrendo alla formulazione di VESIC in condizioni statiche e alla formulazione proposta da PAOLUCCI & PECKER in presenza di sisma.

È bene ricordare che i due principali studi teorici per il calcolo della capacità portante, dai quali deriva la maggior parte delle soluzioni proposte successivamente, sono stati condotti da PRANDTL (1920) e TERZAGHI (1943), per fondazione nastroforme (problema piano) utilizzando il metodo dell'equilibrio limite.

Entrambi schematizzano il terreno come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura di MOHR-COULOMB.

In particolare, nel caso in studio è stato adottato il meccanismo di rottura di TERZAGHI che ipotizza, secondo uno schema più aderente alle condizioni reali, la presenza di attrito tra fondazione e terreno. In questo caso il cuneo sottostante la fondazione è in condizioni di equilibrio elastico, ha superfici inclinate di un angolo  $\varphi$  rispetto all'orizzontale e penetra nel terreno come se fosse parte della fondazione stessa (Figura 7.2).

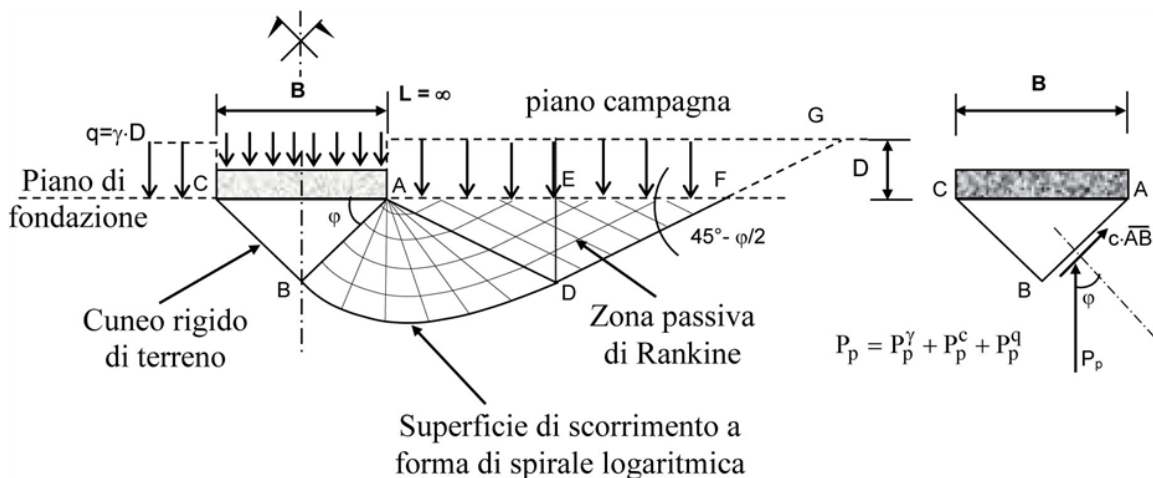


Figura 7.2 Schema di Terzaghi per il calcolo della capacità portante

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

È da osservare che la presenza di un cuneo intatto, sotto la fondazione, è in accordo con l'evidenza che le superfici di rottura non possono interessare l'elemento rigido di fondazione.

Secondo la teoria, il terreno sovrastante il piano di fondazione contribuisce alla capacità portante solo in virtù del proprio peso, ma è privo di resistenza al taglio; pertanto nel tratto FG della superficie di scorrimento non vi sono tensioni di taglio.

**METODO DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE IN ASSENZA DI SISMA**

La formulazione di VESIC (1975) per la determinazione del carico limite è, come detto, una estensione della formula trinomia di TERZAGHI; essa contiene i coefficienti correttivi che tengono conto della forma della fondazione, degli effetti di carichi inclinati o eccentrici e di quelli connessi con l'inclinazione del piano di posa della fondazione o del piano campagna:

$$q'_{lim} = A_c \cdot c' \cdot N_c + A_q \cdot q' \cdot N_q + A_\gamma \cdot \gamma_2^* \cdot \left(\frac{B'}{2}\right) \cdot N_\gamma$$

Nella precedente espressione:

- i fattori  $A_c$ ,  $A_q$  e  $A_\gamma$  rappresentano i "fattori correttivi globali" ottenuti moltiplicando tra di loro i fattori correttivi di forma, inclinazione del carico, inclinazione del piano di campagna, inclinazione del piano di posa e di profondità secondo le espressioni che seguono:

- $A_c = \zeta_c \cdot \xi_c \cdot \beta_c \cdot \alpha_c \cdot d_c$
- $A_q = \zeta_q \cdot \xi_q \cdot \beta_q \cdot \alpha_q \cdot d_q$
- $A_\gamma = \zeta_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \beta_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cdot d_\gamma$

con:

$\zeta_c, \zeta_q, \zeta_\gamma$  fattori di forma

$\xi_c, \xi_q, \xi_\gamma$  fattori di inclinazione del carico

$\beta_c, \beta_q, \beta_\gamma$  fattori di inclinazione del piano di campagna

$\alpha_c, \alpha_q, \alpha_\gamma$  fattori di inclinazione del piano di posa

$d_c, d_q, d_\gamma$  fattori di profondità

- i fattori  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  rappresentano i fattori di capacità portante e sono dati dalle seguenti relazioni:
  - $N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$
  - $N_q = \text{tg}^2(\pi/4 + \varphi'/2) e^{\pi \text{tg} \varphi'}$
  - $N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg} \varphi'$
- il termine  $q$  rappresenta il sovraccarico laterale calcolato in funzione della profondità del piano di posa  $D_f$  e della profondità della falda  $D_w$  attraverso la relazione:
  - $q = q' = \gamma_1' D_f$  per fondazione sommersa
  - $q = q' = \gamma_1 D_f - \gamma_w (D_f - D_w)$  se  $D_w < D_f$
  - $q = q' = \gamma_1 D_f$  se  $D_w \geq D_f$

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- il peso di volume del terreno sotto al piano di posa della fondazione  $\gamma_2^*$  si assume pari al peso di volume sommerso  $\gamma_2'$ , o al peso di volume naturale  $\gamma_2$ , oppure al valore medio pesato in funzione della posizione della falda:

- $\gamma_2^* = \gamma_2'$  se  $0 \leq D_w < D_f$  o fondazione sommersa
- $\gamma_2^* = [\gamma_2(D_w - D_f) + \gamma_2'(D_f + B - D_w)]/B$  se  $0 \leq D_w < D_f$
- $\gamma_2^* = \gamma_2$  se  $0 \leq D_w < D_f$

Se oltre alla forza verticale centrata  $Q_v$ , agiscono sul piano di posa della fondazione anche momenti flettenti ( $M_B$  longitudinali o  $M_L$  trasversali), si fa riferimento ad una fondazione fittizia di dimensioni ridotte  $B' \times L'$  nella quale la forza verticale è centrata; le dimensioni ridotte si calcolano con le relazioni seguenti:

- $e_B = M_B / Q_v$  eccentricità trasversale del carico
- $e_L = M_L / Q_v$  eccentricità longitudinale del carico
- $B' = B - 2e_B$  larghezza della fondazione fittizia
- $L' = L - 2e_L$  lunghezza della fondazione fittizia

Le formule per il calcolo dei fattori correttivi sono riportate di seguito.

Fattori di forma

I fattori di forma correggono il carico limite nel caso in cui la fondazione non possa considerarsi nastriforme ( $L'/B' \leq 5$ ) e si valutano come:

- $\zeta_c = 1 + (B'/L') \cdot (N_q/N_c)$
- $\zeta_q = 1 + (B'/L') \text{tg}\varphi'$
- $\zeta_\gamma = 1 - 0,4(B'/L')$

Fattori di inclinazione del carico

I fattori di inclinazione del carico vanno tenuti in conto se oltre alla forza verticale  $Q_v$  agiscono sul piano di posa anche forze orizzontali ( $Q_B$  parallela a B o  $Q_L$  parallela a L) e, pertanto, la risultante del carico. Essi si valutano applicando le seguenti relazioni:

- $\xi_c = \xi_q - (1 - \xi_q)/N_c \text{tg}\varphi'$
- $\xi_q = [1 - Q_h/(Q_v + c'B'L' \cotg\varphi')]^m$
- $\xi_\gamma = [1 - Q_h/(Q_v + c'B'L' \cotg\varphi')]^{m+1}$

con:

$$Q_h = (Q_B^2 + Q_L^2)^{0,5}$$

$$m_L = (2 + L'/B')/(1 + L'/B')$$

$$m_B = (2 + B'/L')/(1 + B'/L')$$

$$\theta = \text{arctg}(Q_B/Q_L)$$

$$m = m_L \cos^2\theta + m_B \sin^2\theta$$

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Fattori di inclinazione del piano di campagna

I fattori di inclinazione del piano campagna si applicano per inclinazioni  $\eta < 45^\circ$  e si valutano mediante le seguenti relazioni, valide per  $\eta < \varphi'$ :

- $\beta_c = 1 - \eta/147$  ( $\eta$  in gradi)
- $\beta_q = (1 - \text{tg}\eta)^2$
- $\beta_\gamma = (1 - \text{tg}\eta)^2$

Fattori di inclinazione del piano di posa

I fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione si applicano per inclinazioni  $\varepsilon < 45^\circ$  e si valutano mediante le seguenti relazioni:

- $\alpha_c = 1 - \varepsilon/147$  ( $\varepsilon$  in gradi)
- $\alpha_q = (1 - \varepsilon \text{tg}\varphi')^2$  ( $\varepsilon$  in radianti)
- $\alpha_\gamma = (1 - \varepsilon \text{tg}\varphi')^2$  ( $\varepsilon$  in radianti)

Fattori di profondità

I fattori di profondità tengono conto della resistenza a taglio del terreno sopra il piano di posa della fondazione; in generale se il terreno laterale è rimaneggiato, le caratteristiche meccaniche sono scadenti e non si considerano i fattori di profondità. Negli altri casi tali fattori si calcolano applicando le seguenti relazioni:

- $d_c = d_q - (1 - d_q)/(N_c \text{tg}\varphi')$
- $d_q = 1 + 2 \text{tg}\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2 k$
- $d_\gamma = 1$

con  $k$  pari a

- $D_f/B'$  se  $D_f/B' \leq 1$
- $\arctg(D_f/B')$  se  $D_f/B' > 1$

nella quale  $D_f$  è la profondità del piano di posa.

**METODO DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE IN PRESENZA DI SISMA**

Il calcolo del carico limite in presenza di sisma è stato effettuato, come detto, impiegando la formula di PAOLUCCI & PECKER (1997) che, oltre ai coefficienti correttivi presenti nella formula trinomia vista sopra, considera ulteriori coefficienti correttivi che permettono di tenere in conto l'effetto cinematico legato al sisma. Essa si esplicita come appresso riportato:

$$q'_{lim} = A_c \cdot c' \cdot N_c \cdot z_c + A_q \cdot q' \cdot N_q \cdot z_q + A_\gamma \cdot \gamma_2^* \cdot \left(\frac{B'}{2}\right) \cdot N_\gamma \cdot z_\gamma$$

con il seguente significato dei simboli:

- i fattori  $A_c$ ,  $A_q$  e  $A_\gamma$  coincidono con i "fattori correttivi globali" già riportati per la formulazione di VESIC;

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

- i coefficienti correttivi  $z_c$ ,  $z_q$  e  $z_\gamma$  risultano uguali a:

$$- z_c = 1 - 0,32k_h$$

$$- z_q = (1 - k_h/\text{tg}\varphi')^{0,35}$$

$$- z_\gamma = z_q$$

con:

$k_h$  coefficiente sismico orizzontale;

$\varphi'$  angolo di attrito del terreno di fondazione.

La formula di PAOLUCCI & PECKER è applicabile nel caso in cui risulti  $k_h < \text{tg}\varphi'$ .

**METODO DI CALCOLO DELLE PRESSIONI MASSIME TRASMESSE AL TERRENO**

Le pressioni trasmesse dal cassone al terreno di fondazione, nell'ipotesi di fondazione rigida, si calcolano mediante le seguenti relazioni:

Sezione interamente reagente ( $e \leq B/6$ )

- $\sigma_{t \min} = \frac{N}{B \cdot L} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right)$  pressione minima trasmessa al terreno di fondazione
- $\sigma_{t \max} = \frac{N}{B \cdot L} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right)$  pressione massima trasmessa al terreno di fondazione

Sezione parzializzata ( $e > B/6$ )

- $\sigma_{t \min} = 0$  pressione minima trasmessa al terreno di fondazione
- $\sigma_{t \max} = \frac{N}{3 \cdot u \cdot L}$  pressione massima trasmessa al terreno di fondazione

nelle quali:

$$u = \frac{\sum M_{stab} - \sum M_{rib}}{N} \quad \text{distanza di N dallo spigolo della fondazione}$$

$$e = \frac{B}{2} - u \quad \text{distanza di N dallo spigolo della fondazione}$$

$$M = N \cdot e \quad \text{momento}$$

**7.1 Calcolo azioni in esercizio**

In fase di esercizio sul cassone agiscono azioni permanenti, azioni variabili e azioni sismiche:

**AZIONI PERMANENTI:**

- peso del cassone;
- spinta di galleggiamento;
- spinta idrostatica;
- peso dei massi della scogliera sul dente di fondazione del cassone (lato mare).



RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

**AZIONI VARIABILI:**

- azioni derivanti dal moto ondoso in fase di cresta e in fase di cavo;
- azioni dovute alle bitte di ormeggio;
- sovraccarichi variabili sul massiccio (persone sulla passeggiata, dentro il portico e sul pianerottolo e mezzi sulla banchina).

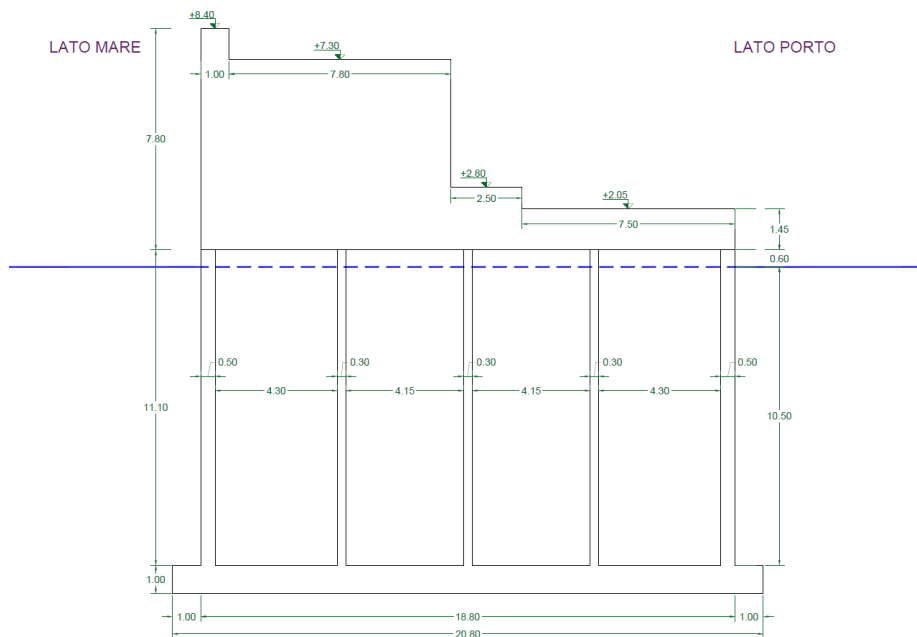
**AZIONI SISMICHE:**

- forze d'inerzia cassone e sovrastruttura;
- forze d'inerzia dei massi della scogliera sul dente di fondazione del cassone (lato mare);
- spinta idrodinamica dell'acqua.

Nei calcoli che seguono sono stati assunti i seguenti valori del peso di volume:

- |                                                           |                       |   |                          |
|-----------------------------------------------------------|-----------------------|---|--------------------------|
| • acqua marina                                            | $\gamma_w$            | = | 10,10 kN/m <sup>3</sup>  |
| • calcestruzzo armato                                     | $\gamma_{ca}$         | = | 25,00 kN/ m <sup>3</sup> |
| • calcestruzzo non armato                                 | $\gamma_{ca}$         | = | 24,00 kN/ m <sup>3</sup> |
| • zavorre                                                 | $\gamma_{zav}$        | = | 10,10 kN/ m <sup>3</sup> |
| • materiale di riempimento celle (calcestruzzo ciclopico) | $\gamma_{cel}$        | = | 24,60 kN/ m <sup>3</sup> |
| • massi da scogliera                                      | $\gamma_{massi}$      | = | 26,00 kN/ m <sup>3</sup> |
| • massi da scogliera (valore saturo)                      | $\gamma_{massi(sat)}$ | = | 21,23 kN/ m <sup>3</sup> |
| • basalto                                                 | $\gamma_{basalto}$    | = | 28,00 kN/ m <sup>3</sup> |

Lo schema di calcolo per le verifiche in esercizio è rappresentato nella figura seguente:



RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

7.1.1 Azioni permanenti

7.1.1.1 Peso del cassone

Peso e baricentro del cassone in esercizio															
	Z <sub>min</sub>	Z <sub>max</sub>	A <sub>i</sub>	H <sub>i</sub>	V <sub>i</sub>	γ	P <sub>i</sub>	X <sub>Gi</sub>	Y <sub>Gi</sub>	Z <sub>Gi</sub>	P <sub>i</sub> X <sub>Gi</sub>	P <sub>i</sub> Y <sub>Gi</sub>	P <sub>i</sub> Z <sub>Gi</sub>		
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]		
fusto h = 11,10 m	1,00	12,10	80,40	11,10	892,44	25,00	22.311,00	12,00	10,40	6,55	267.732,00	232.034,40	146.137,05		
soletta larg. = 5,90 m	18,30	18,80	139,24	0,50	69,62	25,00	1.740,50	12,00	6,15	18,55	20.886,00	10.704,08	32.286,28		
muro paraonde	12,10	18,80	52,16	6,70	349,47	24,00	8.387,33	12,00	2,10	15,45	100.647,94	17.613,39	129.584,22		
dentello muro paraonde	18,80	19,90	23,84	1,10	26,22	24,00	629,38	12,00	1,50	19,35	7.552,51	944,06	12.178,43		
parete esterna	14,30	18,80	10,90	4,50	49,06	25,00	1.226,61	12,00	9,45	16,55	14.719,32	11.591,46	20.300,40		
sovrastuttura interna	12,10	14,30	155,76	2,20	342,67	24,00	8.224,13	12,00	6,50	13,20	98.689,54	53.456,83	108.558,49		
sovrastuttura esterna (base)	12,10	13,30	236,24	1,20	283,49	24,00	6.803,71	12,00	14,80	12,70	81.644,54	100.694,94	86.407,14		
sovrastuttura esterna (basalto)	13,30	13,55	177,24	0,25	44,31	28,00	1.240,68	12,00	16,05	13,43	14.888,16	19.912,91	16.656,13		
pianerottolo	13,30	14,30	59,00	1,00	59,00	24,00	1.416,00	12,00	11,05	13,80	16.992,00	15.646,80	19.540,80		
platea	0,00	1,00	499,20	1,00	499,20	25,00	12.480,00	12,00	10,40	0,50	149.760,00	129.792,00	6.240,00		
riempimento celle l. porto 1° fila	1,00	12,10	92,56	11,10	1.027,42	24,60	25.274,43	12,00	17,15	6,55	303.293,20	433.456,54	165.547,54		
riempimento celle l. porto 2° fila	1,00	12,10	89,32	11,10	991,45	24,60	24.389,72	12,00	12,62	6,55	292.676,63	307.798,26	159.752,66		
riempimento celle l. porto 3° fila	1,00	12,10	89,32	11,10	991,45	24,60	24.389,72	12,00	8,17	6,55	292.676,63	199.264,01	159.752,66		
riempimento celle l. mare	1,00	12,10	92,56	11,10	1.027,42	24,60	25.274,43	12,00	3,65	6,55	303.293,20	92.251,68	165.547,54		
<b>Peso (P) e Baricentro (G) cassone in fase di esercizio</b>					ΣV <sub>i</sub>	ΣP <sub>i</sub>	X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>	Z <sub>G</sub>	ΣP <sub>i</sub> X <sub>Gi</sub>	ΣP <sub>i</sub> Y <sub>Gi</sub>	ΣP <sub>i</sub> Z <sub>Gi</sub>			
					[m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]			
					6.653,23	163.787,64	12,00	9,92	7,50	1.965.451,68	1.625.161,36	1.228.489,33			

7.1.1.2 Spinta di galleggiamento

Spinta di galleggiamento e centro di carena in fase di esercizio															
Piano di posa del cassone	11,50	m													
H <sub>fusto</sub>	11,20	m													
H <sub>platea</sub>	1,00	m													
H <sub>cassone emerso</sub>	0,70	m													
H <sub>fusto immerso</sub> = H <sub>carena</sub>	10,50	m													
H <sub>fusto emerso</sub>	0,70	m													
	Z <sub>min</sub>	Z <sub>max</sub>	A <sub>i</sub>	H <sub>i</sub>	V <sub>i</sub>	γ	S <sub>Ai</sub>	X <sub>ci</sub>	Y <sub>ci</sub>	Z <sub>ci</sub>	S <sub>i</sub> X <sub>ci</sub>	S <sub>i</sub> Y <sub>ci</sub>	S <sub>i</sub> Z <sub>ci</sub>		
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]		
soletta (fusto pieno)	1,00	11,50	444,16	10,50	4.663,68	10,10	47.103,17	12,00	10,40	6,25	565.238,02	489.872,95	294.394,80		
platea	0,00	1,00	499,20	1,00	499,20	10,10	5.041,92	12,00	10,40	0,50	60.503,04	52.435,97	2.520,96		
<b>Spinta di galleggiamento (S<sub>A</sub>) e Centro di carena/spinta (C) in esercizio</b>					ΣV <sub>i</sub>	ΣS <sub>Ai</sub>	X <sub>C</sub>	Y <sub>C</sub>	Z <sub>C</sub>	ΣS <sub>i</sub> X <sub>ci</sub>	ΣS <sub>i</sub> Y <sub>ci</sub>	ΣS <sub>i</sub> Z <sub>ci</sub>			
					[m <sup>3</sup> ]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]			
					5.162,88	52.145,09	12,00	10,40	5,69	625.741,06	542.308,92	296.915,76			

<b>Peso alleggerito del cassone e della sovrastuttura</b>	=	<b>P-S<sub>A</sub></b>	<b>111.642,55 kN</b>
-----------------------------------------------------------	---	------------------------	----------------------

<b>PUNTO DI APPLICAZIONE PESO ALLEGGERITO</b>	<b>X</b>	=	<b>12,00</b>	<b>m</b>
	<b>Y</b>	=	<b>9,70</b>	<b>m</b>
	<b>Z</b>	=	<b>8,34</b>	<b>m</b>

7.1.1.3 Spinta idrostatica

La spinta idrostatica si valuta applicando la formula:

$$U_{idr} = \pm \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

con:

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- $\gamma_w$  peso specifico dell'acqua di mare (10,10 kN/m<sup>3</sup>);
- H altezza della parete sulla quale agisce la spinta idrostatica (11,50 m).

In particolare, la spinta idrostatica risultante agente sulle pareti del cassone di lunghezza L pari a 24,00 m risulta:

$$U_{idr} = \pm \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2 \cdot L = 16.028,70 \text{ kN}$$

Essa, essendo applicata ad H/3, presenta un braccio pari a 3,83 m.

7.1.1.4 *Peso dei massi della scogliera sul dente di fondazione del cassone (lato mare)*

Il peso risultante dei massi costituenti la scogliera posta su dente di fondazione del cassone lato mare si calcola con la seguente relazione:

$$P_{massi} = \gamma' \cdot h \cdot b \cdot L$$

in cui:

- $\gamma' = \gamma - \gamma_w$  è il peso di volume sommerso dei massi (13,90 kN/m<sup>3</sup>);
- h è l'altezza dei massi da scogliera sul dente di fondazione, pari a 2,33 m;
- b è la larghezza del dente di fondazione del cassone, pari a 1,00 m;
- L è la lunghezza del cassone.

Posti  $\gamma'$  pari a 13,90 kN/m<sup>3</sup>, h pari a 2,33 m e b pari a 1,00 m, il Peso risultante è pari a 777,29 kN.

I bracci della forza, indicando con b la larghezza del dente e con B la larghezza del cassone (20,80 m), risultano:

- braccio della forza rispetto al polo lato mare:  $b_{P_{massi-mare}} = b/2 = 0,50 \text{ m}$ ;
- braccio della forza rispetto al polo lato porto:  $b_{P_{massi-porto}} = B - \frac{b}{2} = 20,30 \text{ m}$ .

7.1.2 *Azioni variabili*

7.1.2.1 *Moto ondoso*

Come definito al paragrafo 4.6 "Definizione del Tempo di Ritorno per l'azione marittima", è necessario definire il tempo di ritorno rispetto al quale considerare l'azione marittima.

Nel caso specifico in esame sono state considerate le seguenti assunzioni:

<i>Tipo di opera</i>	Infrastruttura di uso generale
<i>Livello di sicurezza richiesto</i>	Livello 1
<i>Rischio per la vita umana</i>	Rischio limitato
<i>Danneggiamento ammesso</i>	Distruzione totale
<i>Ripercussione economica</i>	Ripercussione bassa

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Considerato quanto riportato nella precedente tabella, pertanto, è stato possibile determinare:

- la **vita di progetto**  $T_v$ , che risulta pari a **25 anni**;
- la **massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera**  $P_f$ , pari a 0,20.

Dalla combinazione tra il tempo di vita dell'opera  $T_v$  e la probabilità di danneggiamento  $P_f$ , è stato possibile determinare il **tempo di ritorno dell'evento di progetto**  $T_{rp}$ :

$$T_{rp} = T_v / [-\ln(1-P_f)] = 112 \text{ anni}$$

L'onda di progetto, oltre che per la vita di progetto (25 anni) e il tempo di ritorno (112 anni) determinati in accordo alle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime, è stata valutata anche in riferimento alle indicazioni del D.M. 17/01/2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» considerando una vita nominale dell'opera pari a 50 anni.

Le verifiche dei cassoni sono state pertanto svolte assumendo valori di altezza d'onda di progetto riferiti a due diversi valori del tempo di ritorno  $T_r$ :

- $T_r = 50$  anni nelle combinazioni delle azioni effettuate secondo le indicazioni del D.M. 17/01/2018;
- $T_r = 112$  anni nelle combinazioni delle azioni effettuate secondo le indicazioni riportate nelle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime.

A seguire si riportano i risultati dello studio idraulico marittimo per i due valori del tempo di ritorno considerati.

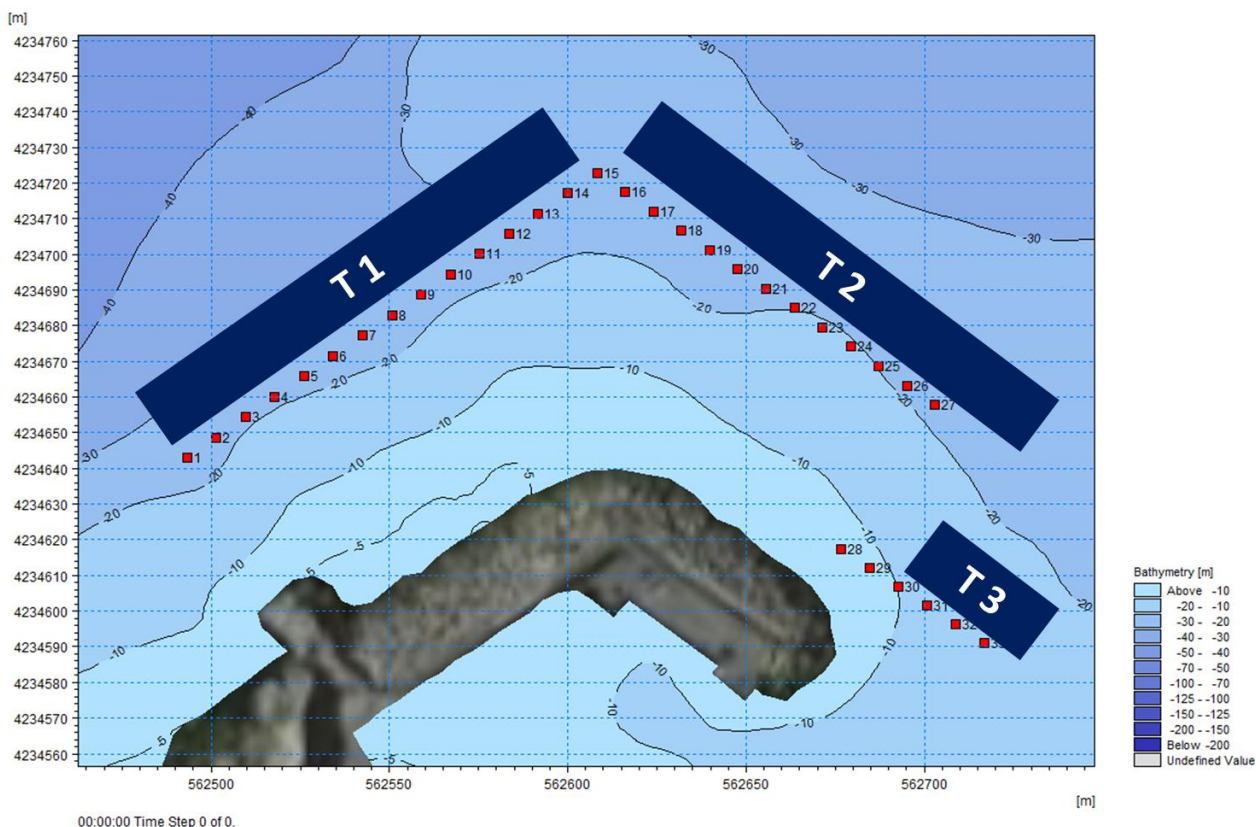


Figura 7.3 Posizione dei punti di estrazione dei risultati delle simulazioni degli eventi estremi in corrispondenza del molo del porto di Scilla (trasetti T1, T2 e T3)

**Tabella 7.4 Parametri delle onde estreme estratte in corrispondenza del transetto T3 (punti da 28 a 33), associate al periodo di ritorno di 50 anni**

Dir al largo [°N]	Transetto T3 - Periodo di Ritorno: 50 anni														
	0			30			60			300			330		
ID Punto	Hs [m]	Tp [s]	MWD [°N]	Hs [m]	Tp [s]	MWD [°N]	Hs [m]	Tp [s]	MWD [°N]	Hs [m]	Tp [s]	MWD [°N]	Hs [m]	Tp [s]	MWD [°N]
28	3.6	9.1	359	1.4	6.9	29	0.9	4.1	53	5.2	12.6	305	6.2	12.4	7
29	3.6	9.1	359	1.4	6.9	29	0.9	4.1	53	5.2	12.6	306	6.0	12.5	7
30	3.6	9.1	360	1.4	6.9	29	0.9	4.1	53	5.2	12.6	309	5.4	12.5	7
31	3.6	9.1	360	1.4	6.9	29	0.9	4.1	53	5.1	12.6	312	4.7	12.5	4
32	3.6	9.1	360	1.4	6.9	29	0.9	4.1	53	5.1	12.6	315	4.4	12.5	359
33	3.5	9.1	1	1.4	6.9	29	0.9	4.1	53	5.0	12.6	318	4.4	12.5	356

**Tabella 7.5 Parametri delle onde estreme estratte in corrispondenza del transetto T3 (punti da 28 a 33), associate al periodo di ritorno di 112 anni**

Dir al largo [°N]	Transetto T3 - Periodo di Ritorno: 112 anni														
	0			30			60			300			330		
ID Punto	Hs [m]	Tp [s]	MWD [°N]	Hs [m]	Tp [s]	MWD [°N]	Hs [m]	Tp [s]	MWD [°N]	Hs [m]	Tp [s]	MWD [°N]	Hs [m]	Tp [s]	MWD [°N]
28	4.0	9.2	16	1.5	7.0	34	0.9	4.1	53	5.1	12.6	356	6.6	12.6	7
29	3.7	9.2	16	1.4	7.0	34	0.9	4.1	53	5.0	12.6	358	6.4	12.7	7
30	3.5	9.2	17	1.4	7.0	35	0.9	4.1	53	4.6	12.6	359	5.9	12.7	7
31	3.3	9.2	16	1.4	7.0	34	0.9	4.1	53	3.9	12.7	355	5.1	12.7	4
32	3.3	9.2	12	1.5	7.0	32	0.9	4.1	53	3.6	12.7	349	4.8	12.7	359
33	3.4	9.2	10	1.5	7.0	31	0.9	4.1	53	3.5	12.7	346	4.8	12.7	356

Le forze agenti sulle dighe a parete verticale (infrastruttura più sovrastruttura) possono suddividersi in:

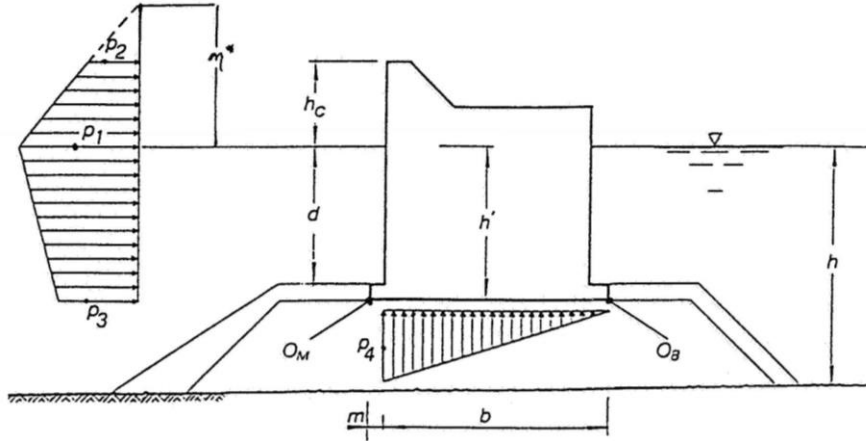
- forze di massa (peso proprio dell'opera);
- forze al contorno (forza dell'onda, spinta di galleggiamento in condizioni di quiete, variazione della spinta di galleggiamento dovuta all'onda, ecc.).

Nel caso in cui il moto ondoso dinanzi alla diga risulti stazionario, le componenti orizzontale ( $F_o$ ) e verticale ( $F_v$ ) dell'azione ondosa possono assumersi uguali, rispettivamente, alla risultante del diagramma di carico orizzontale e alla risultante del diagramma di carico verticale tracciati in Figura 7.4, per la fase di cresta dell'onda, e in Figura 7.5, per la fase di cavo dell'onda, in cui:

- $\gamma$  è il peso specifico dell'acqua di mare;
- $H$  è l'altezza d'onda di progetto;
- $k$  è il numero d'onda;
- $L$  è la lunghezza d'onda relativa al periodo medio ( $T$ ) e alla profondità del fondale antistante l'opera ( $h$ ), pari nel caso di acque intermedie a:  $L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$ ;
- $h'$  è la profondità del piano di posa del cassone;
- $d$  è la profondità, sotto il pelo libero dell'acqua, della parete libera del cassone;
- $h_c$  è l'altezza del coronamento del cassone;
- $\eta^*$  è la quota del punto in cui la pressione esercitata dall'onda è nulla;
- $b$  è la larghezza trasversale del cassone;
- $m$  e  $m'$  indicano la larghezza dei mensolotti;
- $p_1$ ,  $p_2$  e  $p_3$  rappresentano le pressioni orizzontali sulla parete;

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- $p_4$  è la pressione verticale massima sulla fondazione;
- $O_M$  e  $O_B$  rappresentano i poli dei momenti, rispettivamente lato mare e lato porto.

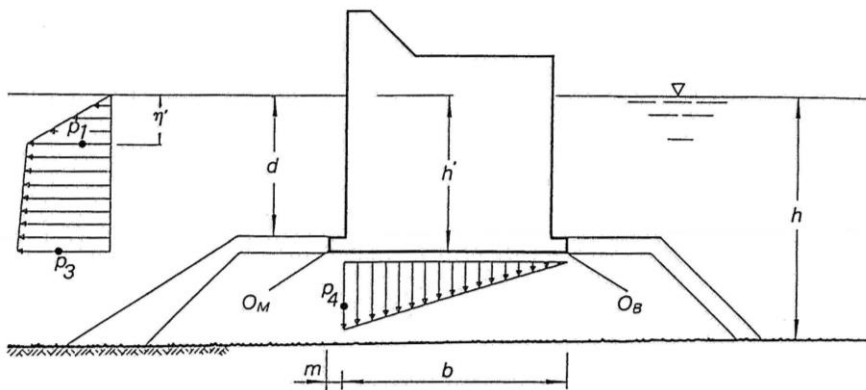


$$p_1 = \gamma \left( d + \frac{H}{\cosh kd} \right) \frac{\eta^*}{d + \eta^*} \qquad p_2 = p_1 \frac{\eta^* - h_c}{\eta^*}$$

$$p_3 = \gamma \frac{H}{\cosh kd} \frac{h'}{d} - p_1 \left( \frac{h'}{d} - 1 \right) \qquad p_4 = p_3 \frac{b}{b + m}$$

$$\eta^* = H + \frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\tanh kd} \qquad k = \frac{2\pi}{L}$$

Figura 7.4 Diagramma di carico in fase di cresta dell'onda e relative formule



$$p_1 = \gamma \eta'$$

$$p_3 = \gamma \frac{H}{\cosh kd} \left( \frac{h' - \eta'}{d - \eta'} \right) - p_1 \left( \frac{h' - d}{d - \eta'} - 1 \right)$$

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

$$\eta' = H - \frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\tanh kd}$$

Figura 7.5 Diagramma di carico in fase di cavo dell'onda e relative formule

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Tali diagrammi sono validi in condizioni di moto ondoso regolare cilindrico definito dalla teoria di SAINFLOU linearizzata.

La condizione necessaria affinché si verifichi la stazionarietà dell'onda di fronte la parete verticale è che l'altezza libera della parete misurata sotto il livello dell'acqua ( $d$ ) si mantenga sempre superiore o pari a 1,5 volte l'altezza dell'onda incidente  $H$ :

$$d \geq 1,5 H$$

A tal proposito, le raccomandazioni dell'Associazione Internazionale Permanente per i Congressi di Navigazione (PIANC, 1976) prescrivono di assumere un valore  $H$  pari al valore  $H_{max}$  atteso una sola volta in un lasso di tempo doppio della vita presunta dell'opera, mentre le Istruzioni Tecniche per le Dighe Marittime suggeriscono un valore di  $H$  pari a  $H_{1/100}$ :

PIANC	$H = H_{max} = 1,8 H_s$
Istruzioni Tecniche per le Dighe Marittime	$H = H_{1/100} = 1,67 H_s$

Per il calcolo delle azioni idrodinamiche sui cassoni possono essere utilizzati i metodi di GODA o SAINFLOU; in particolare:

- nel caso in cui l'opera sia soggetta all'azione di onde stazionarie, può essere applicata la teoria di SAINFLOU sia per la fase di cresta che per quella di cavo;
- nel caso in cui la condizione di stazionarietà non sia assicurata, allora occorre applicare la teoria di GODA con le verifiche limitate alla sola fase di cresta d'onda (fase in cui si manifestano i carichi maggiori); per valutare la spinta anche in fase di cavo occorre invece utilizzare le formulazioni di SAINFLOU.

Nel caso in esame, essendo verificata la condizione di stazionarietà dell'onda di fronte l'opera di progetto, si è proceduto con il calcolo delle spinte dovute al moto ondoso tramite la teoria di SAINFLOU, in cui si assume per l'altezza  $H$  un valore minore di quello massimo atteso nel corso della vita della struttura:

*Verifiche di stabilità in fase di cresta d'onda*      $H = H_{1/20} \cong 1,40 H_s$

*Verifiche di stabilità in fase di cavo d'onda*      $H = H_{1/100} = 1,67 H_s$

Nella tabella a seguire si riportano tutti i dati di input necessari per il calcolo delle azioni idrodinamiche:

Profondità del fondale (compreso il sovrizzo)	$h$	17,61 m
Pendenza del fondale	$\theta$	6°
Profondità al piede del cassone	$d$	6,17 m
Profondità del piano di posa	$h'$	12,21 m
Quota di coronamento comprensiva del sovrizzo (s.l.m.m.)	$h_c$	7,69 m
Larghezza trasversale del cassone	$B$	20,80 m
Lunghezza del cassone	$L$	24,00 m
Altezza del solettone	$sp_s$	1,00 m

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Larghezza mensolotto lato mare	m	1,00 m
Larghezza mensolotto lato terra	m'	1,00 m
Altezza d'onda significativa (50 anni)	$H_s (T_r=50)$	6,00 m
Altezza d'onda significativa (112 anni)	$H_s (T_r=112)$	6,40 m
Periodo di picco (50 anni)	$T_p (T_r=50)$	12,50 s
Periodo di picco (112 anni)	$T_p (T_r=112)$	12,70 s
Periodo significativo (50 anni)	$T_s (T_r=50)$	11,63 s
Periodo significativo (112 anni)	$T_s (T_r=112)$	11,81 s
Profondità ad una distanza pari a 5Hs (50 anni)	$h_b (T_r=50)$	20,76 m
Profondità ad una distanza pari a 5Hs (112 anni)	$h_b (T_r=112)$	20,97 m
Lunghezza d'onda (50 anni)	$L_{(T_r=50)}$	139,35 m
Lunghezza d'onda (112 anni)	$L_{(T_r=112)}$	142,00 m

**SPINTA IDRODINAMICA DELL'ACQUA IN FASE DI CRESTA**

		$T_r = 50$ anni	$T_r = 112$ anni
ALTEZZA D'ONDA DI PROGETTO – CRESTA	$H_{1/20}$	8,40 m	8,96 m
QUOTA DEL PUNTO A PRESSIONE NULLA	$\eta^*$	14,26 m	15,63 m
PRESSIONI IN FASE DI CRESTA	$p_1$	100,50 kN/m <sup>2</sup>	107,21 kN/m <sup>2</sup>
	$p_2$	46,32 kN/m <sup>2</sup>	54,45 kN/m <sup>2</sup>
	$p_3$	63,21 kN/m <sup>2</sup>	67,66 kN/m <sup>2</sup>
	$p_4$	60,17 kN/m <sup>2</sup>	64,41 kN/m <sup>2</sup>
RISULTANTI FORZE AGENTI	$F_{cresta(o)}$	37.536,94 kN	40.540,42 kN
	$F_{cresta(v)}$	15.018,97 kN	16.076,12 kN
BRACCIO DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE	$b_{F_{cresta(o)}}$	9,82 m	9,90 m
BRACCI DELLA COMPONENTE VERTICALE	$b_{F_{cresta(v)} - \text{mare}}$	6,93 m	6,93 m
	$b_{F_{cresta(o)} - \text{terra}}$	13,87 m	13,87 m



**SPINTA IDRODINAMICA DELL'ACQUA IN FASE DI CAVO**

		<b>T<sub>r</sub> = 50 anni</b>	<b>T<sub>r</sub> = 112 anni</b>
ALTEZZA D'ONDA DI PROGETTO – CAVO	H <sub>1/100</sub>	10,02 m	10,69 m
QUOTA DEL PUNTO A PRESSIONE NULLA	η*	1,67 m	1,20 m
PRESSIONI IN FASE DI CAVO	p <sub>1</sub>	16,92 kN/m <sup>2</sup>	12,14 kN/m <sup>2</sup>
	p <sub>3</sub>	125,07 kN/m <sup>2</sup>	123,88 kN/m <sup>2</sup>
	p <sub>4</sub>	119,06 kN/m <sup>2</sup>	117,92 kN/m <sup>2</sup>
RISULTANTI FORZE AGENTI	F <sub>cresta(o)</sub>	18.290,55 kN	18.142,69 kN
	F <sub>cresta(v)</sub>	29.717,48 kN	29.433,62 kN
BRACCIO DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE	b <sub>Fcresta(o)</sub>	4,06 m	4,07 m
BRACCI DELLA COMPONENTE VERTICALE	b <sub>Fcresta(v) - mare</sub>	6,93 m	6,93 m
	b <sub>Fcresta(o) - terra</sub>	13,87 m	13,87 m

**7.1.2.2 Azioni dovute alle bitte di ormeggio**

Si prevede che sul cassone agisca il tiro dovuto alla presenza della bitta avente le seguenti caratteristiche:

- tiro 20 t
- peso 70 kg
- interasse 24,00 m (una bitta per cassone)
- h<sub>bitta</sub> 0,35 m

Ai fini delle verifiche, il tiro alla bitta si scompone a 45° nelle due componenti orizzontale V<sub>b</sub> e verticale N<sub>b</sub> che risultano pari a:

- V<sub>b</sub> = 138,68 kN
- N<sub>b</sub> = 138,68 kN

I bracci delle componenti orizzontali e verticali sono:

- braccio della componente orizzontale 13,90 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare 19,00 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto 1,80 m

**7.1.2.3 Sovraccarico variabile sul massiccio**

Sul massiccio agiranno quattro tipologie di sovraccarico variabile Q:

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

1. Sovraccarico dovuto alla presenza delle persone sulla passeggiata  $Q_a$ ;
2. Sovraccarico dovuto alla presenza delle persone nel portico  $Q_b$ ;
3. Sovraccarico dovuto al passaggio dei mezzi sulla banchina  $Q_c$ ;
4. Sovraccarico dovuto alla presenza delle persone sul pianerottolo  $Q_d$ .

	<b>Q</b> [kN/m <sup>2</sup> ]	<b>B<sub>massiccio</sub></b> [m]	<b>L<sub>massiccio</sub></b> [m]	<b>B<sub>cassone</sub></b> [m]	<b>Q</b> [kN]	<b>B<sub>Q-mare</sub></b> [m]	<b>B<sub>Q-porto</sub></b> [m]
SOVRACCARICO DOVUTO ALLA PRESENZA DELLE PERSONE SULLA PASSEGGIATA $Q_a$	5,00	7,80	24,00	20,80	<b>936,00</b>	5,90	14,90
SOVRACCARICO DOVUTO ALLA PRESENZA DELLE PERSONE NEL PORTICO $Q_b$	5,00	5,90			<b>708,00</b>	6,15	14,65
SOVRACCARICO DOVUTO AL PASSAGGIO DEI MEZZI SULLA BANCHINA $Q_c$	10,00	7,50			<b>1.800,00</b>	16,05	4,75
SOVRACCARICO DOVUTO ALLA PRESENZA DELLE PERSONE SUL PIANEROTTOLO $Q_d$	5,00	2,50			<b>300,00</b>	11,05	9,75

**7.1.3 Azione sismica**

Assimilato il cassone in oggetto ad un muro di sostegno e utilizzando, quindi, le formulazioni di cui al punto 7.11.6.2.1 del D.M. 17/01/2018, l'azione sismica è stata valutata ricorrendo all'analisi pseudo-statica nella quale la stessa si considera come una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche (*Scorrimento, Ribaltamento, Carico limite*), i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

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

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

dove

- $\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- $a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

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

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

dove

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (SS) e dell'amplificazione topografica (ST);
- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

- $\beta_m = 0,38$  nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)
- $\beta_m = 0,47$  nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Si riporta a seguire il calcolo dei parametri sismici relativi al sito oggetto di studio e utilizzati nelle successive verifiche di stabilità dei cassoni.

**LOCALIZZAZIONE SITO**

Regione: Calabria

Provincia: Reggio Calabria

Comune: Scilla

**COORDINATE GEOGRAFICHE**

Latitudine: 38,257126

Longitudine: 15,716071

**DATI DI INPUT PER IL PROGETTO**

- Tipo di costruzione: 2
- 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
- Periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$ :

Stati limite		$P_{VR}[\%]$	$V_R$ [anni]	$T_R$ [anni]
Stati limite di esercizio SLE	SLO	81%	50	30
	SLD	63%	50	50
Stati limite ultimi SLU	SLV	10%	50	475
	SLC	5%	50	975

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ :

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [ $m/s^2$ ]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	30	0,618	0,063	2,330	0,278
SLD	50	0,834	0,085	2,299	0,295
SLV	475	2,472	0,252	2,421	0,366
SLC	975	3,316	0,338	2,467	0,391

Categoria sottosuolo: B  
 Categoria topografica: T1  
 $S_T$ : 1,00  
 Coefficienti sismici:

STATO LIMITE		$a_g$ [g]	$S_s$	$S_T$	$a_{max}$ [ $m/s^2$ ]	$\beta_s$	$\beta_m$
SLE	SLO	0,063	1,20	1,00	0,742	0,20	0,47
	SLD	0,085	1,20	1,00	1,001	0,20	0,47
SLU	SLV	0,252	1,16	1,00	2,858	0,28	0,38
	SLC	0,338	1,07	1,00	3,536	0,28	0,38

STATO LIMITE		$k_h = \beta_s a_{max} / g$	$k_v = \pm 0,5 k_h$	$k_h = \beta_m a_{max} / g$	$k_v = \pm 0,5 k_h$
SLE	SLO	0,015	0,008	0,036	0,018
	SLD	0,020	0,010	0,048	0,024
		<b>STABILITÀ GLOBALE</b>		<b>CAPACITÀ PORTANTE, RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO</b>	
SLU	SLV	0,082	0,041	0,111	0,0553
	SLC	0,101	0,050	0,1370	0,0685

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  utilizzati per la determinazione delle azioni di cui

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

a seguire sono quelli relativi allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della vita.

### Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

**CU = 1**

Stato Limite	Tr [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup> [s]
Operatività (SLO)	30	0.063	2.330	0.278
Danno (SLD)	50	0.085	2.299	0.295
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.252	2.421	0.366
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.338	2.467	0.391
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

### Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1      us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: B

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,16	1,07
CC Coeff. funz categoria	1,42	1,40	1,34	1,33
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
Coefficienti				
kh	0.015	0.020	0.082	0.101
kv	0.008	0.010	0.041	0.051
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0.744	0.996	2.864	3.548
Beta	0.200	0.200	0.280	0.280

7.1.3.1 Forze di inerzia cassone e sovrastruttura

Considerato il peso complessivo di cassone e sovrastruttura (pari a 163.787,64 kN), la corrispondente forza d'inerzia è suddivisibile nelle seguenti componenti:

- $F_{in}(o) = k_h \cdot P = 18.130,48 \text{ kN}$
- $F_{in}(v) = \pm k_v \cdot P = \pm 9.065,24 \text{ kN}$

Tali forze sono applicate nel baricentro di coordinate:

- $X_G = 12,00 \text{ m}$ ;
- $Y_G = 9,92 \text{ m}$ ;
- $Z_G = 7,50 \text{ m}$ .

Considerando la larghezza totale del cassone pari a 20,80 m, i bracci della forza risultano:

- braccio della componente orizzontale 7,50 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare 10,92 m
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare 9,88 m

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

7.1.3.2 Forze di inerzia dei massi della scogliera sul dente di fondazione del cassone (lato mare)

La forza d'inerzia verticale dipende dal peso di volume sommerso dei massi, mentre quella orizzontale dipende dal peso di volume del secco dei massi. Le due componenti sono date dalle seguenti formule:

- $F_{in-massi(o)} = k_h \cdot P_{d-massi}$
- $F_{in-massi(v)} = \pm k_v \cdot P_{massi}$

dove:

- $P_{d-massi} = \gamma_d \cdot b \cdot h$  è il peso degli Antifer, secco (con  $\gamma_d$  pari a 24,00 kN/m<sup>3</sup>);
- $P_{massi} = \gamma' \cdot b \cdot h$  è il peso degli Antifer, sommerso (con  $\gamma'$  pari a 13,90 kN/m<sup>3</sup>).

Definite con:

- B la larghezza della fondazione del cassone pari a 20,80 m;
- b la larghezza del dente di fondazione pari a 1,00 m;
- h l'altezza dei massi da scogliera sul dente di fondazione pari a 2,33 m;
- h<sub>s</sub> l'altezza del solettone di fondazione del cassone pari a 1,00 m

è possibile ricavare:

- $P_{d-massi}$ : 1.342,08 kN;
- $P_{massi}$ : 777,29 kN;
- $F_{in-massi(o)}$ : 148,56 kN;
- $F_{in-massi(v)}$ : 43,02 kN.

I bracci della forza sono infine pari a:

- braccio della componente orizzontale:  $b_{F_{in-massi(o)}} = \frac{h}{2} + h_s = 2,17$  m;
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato mare:  $b_{F_{in-massi(v),mare}} = b/2 = 0,50$  m;
- braccio della componente verticale rispetto al polo lato porto:  $b_{F_{in-massi(v),porto}} = B - b/2 = 20,30$  m.

7.1.3.3 Spinta idrodinamica dell'acqua

In accordo con quanto specificato nell'Eurocodice 8, nelle verifiche sismiche, in presenza di acqua libera e opera di sostegno impermeabile, è necessario considerare il contributo  $q_{dw}(h)$  della pressione dell'acqua agente sulla parete originata dall'oscillazione sismica del sistema. Tale contributo si ricava attraverso la formulazione di WESTERGAARD appresso riportata:

$$q_{dw}(h) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H_w h}$$

dove:

- $H_w$  è la quota del pelo libero dell'acqua (altezza della parete su cui agisce la spinta idrodinamica);
- h è l'ordinata diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua;
- $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale;
- $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua.

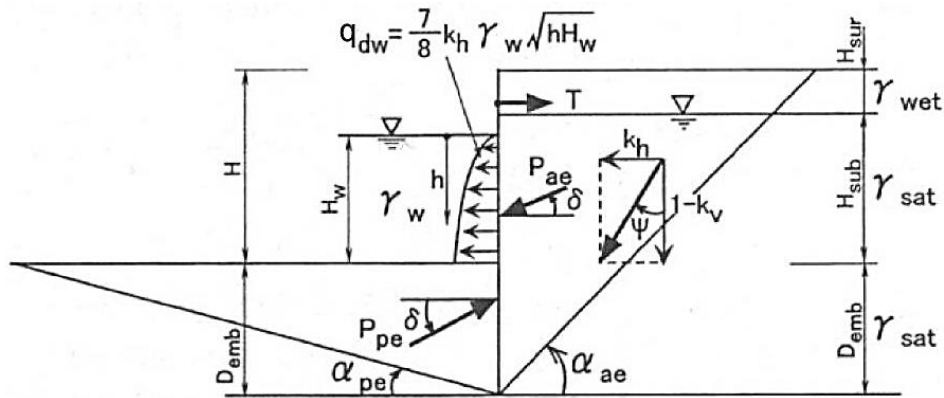


Figura 7.6 Pressione idrodinamica sulla parete esterna del muro di banchina

Integrando l'espressione sopra riportata si ottiene il valore della spinta Pdw applicata a 0,4 Hw (a partire dal fondale):

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2$$

Tale azione risulta esercitata per metro lineare di opera.

Il valore della spinta idrodinamica dell'acqua nel caso in esame risulta pari a:

$$P_{dw} = 2.333,51 \text{ kN}$$

Essa presenta un braccio, valutato dal fondale, pari a 4,88 m.

## 7.2 Combinazioni di calcolo

Come detto, ai fini delle verifiche dei cassoni (*Scorrimento, Ribaltamento, Carico limite*), sono state prese in considerazione sia le combinazioni dei carichi definite nel D.M. 17/01/2018 che le combinazioni dei carichi definite nelle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime, per un totale di n. 10 combinazioni di calcolo:

- **Combinazione n. 1** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Carico accidentale sul massiccio dominante*:

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \Psi_{03} Q_{k3}$$

$$Q_1 = Q_{\text{massiccio}} \quad (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6)$$

$$Q_2 = Q_{\text{cresta}} (Tr = 50) \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$Q_3 = Q_{\text{bitta}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$\gamma_{G1/\text{sfavorevole}} = 1,30$$

$$\gamma_{G2/\text{sfavorevole}} = 1,50$$

$$\gamma_{Q1/\text{sfavorevole}} = 1,50$$

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

$$\gamma_{\phi'} = 1,00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1,00$$

$$\gamma_R = 1,10 \text{ Verifica a scorrimento}$$

$$\gamma_R = 1,15 \text{ Verifica a ribaltamento}$$

$$\gamma_R = 1,40 \text{ Capacità portante}$$

- **Combinazione n. 2** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Cresta dominante:*

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \Psi_{03} Q_{k3}$$

$$Q_1 = Q_{\text{cresta (Tr = 50)}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$Q_2 = Q_{\text{massiccio}} \quad (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6)$$

$$Q_3 = Q_{\text{bitta}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$\gamma_{G1/\text{sfavorevole}} = 1,30$$

$$\gamma_{G2/\text{sfavorevole}} = 1,50$$

$$\gamma_{Qi/\text{sfavorevole}} = 1,50$$

$$\gamma_{\phi'} = 1,00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1,00$$

$$\gamma_R = 1,10 \text{ Verifica a scorrimento}$$

$$\gamma_R = 1,15 \text{ Verifica a ribaltamento}$$

$$\gamma_R = 1,40 \text{ Capacità portante}$$

- **Combinazione n. 3** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Tiro alla bitta dominante:*

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \Psi_{03} Q_{k3}$$

$$Q_1 = Q_{\text{bitta}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$Q_2 = Q_{\text{massiccio}} \quad (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6)$$

$$Q_3 = Q_{\text{cresta (Tr = 50)}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$\gamma_{G1/\text{sfavorevole}} = 1,30$$

$$\gamma_{G2/\text{sfavorevole}} = 1,50$$

$$\gamma_{Qi/\text{sfavorevole}} = 1,50$$

$$\gamma_{\phi'} = 1,00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1,00$$



RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

$\gamma_R = 1,10$  Verifica a scorrimento

$\gamma_R = 1,15$  Verifica a ribaltamento

$\gamma_R = 1,40$  Capacità portante

- **Combinazione n. 4** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Carico accidentale sul massiccio dominante:*

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \Psi_{03} Q_{k3}$$

$$Q_1 = Q_{\text{massiccio}} \quad (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6)$$

$$Q_2 = Q_{\text{cavo (Tr = 50)}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$Q_3 = Q_{\text{bitta}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$\gamma_{G1/\text{sfavorevole}} = 1,30$$

$$\gamma_{G2/\text{sfavorevole}} = 1,50$$

$$\gamma_{Qi/\text{sfavorevole}} = 1,50$$

$$\gamma_{\phi'} = 1,00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1,00$$

$\gamma_R = 1,10$  Verifica a scorrimento

$\gamma_R = 1,15$  Verifica a ribaltamento

$\gamma_R = 1,40$  Capacità portante

- **Combinazione n. 5** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Cavo dominante:*

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \Psi_{03} Q_{k3}$$

$$Q_1 = Q_{\text{cavo (Tr = 50)}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$Q_2 = Q_{\text{massiccio}} \quad (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6)$$

$$Q_3 = Q_{\text{bitta}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$\gamma_{G1/\text{sfavorevole}} = 1,30$$

$$\gamma_{G2/\text{sfavorevole}} = 1,50$$

$$\gamma_{Qi/\text{sfavorevole}} = 1,50$$

$$\gamma_{\phi'} = 1,00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1,00$$

$\gamma_R = 1,10$  Verifica a scorrimento

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

$\gamma_R = 1,15$  *Verifica a ribaltamento*

$\gamma_R = 1,40$  *Capacità portante*

- **Combinazione n. 6** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Tiro alla bitta dominante:*

$$\gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \Psi_{03} Q_{k3}$$

$Q_1 = Q_{\text{bitta}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$

$Q_2 = Q_{\text{massiccio}} \quad (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6)$

$Q_3 = Q_{\text{cavo}} (Tr = 50) \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$

$\gamma_{G1/\text{sfavorevole}} = 1,30$

$\gamma_{G2/\text{sfavorevole}} = 1,50$

$\gamma_{Qi/\text{sfavorevole}} = 1,50$

$\gamma_{\phi'} = 1,00$

$\gamma_\gamma = 1,00$

$\gamma_R = 1,10$  *Verifica a scorrimento*

$\gamma_R = 1,15$  *Verifica a ribaltamento*

$\gamma_R = 1,40$  *Capacità portante*

- **Combinazione n. 7** – D.M. 17/01/2018 – SISMICA SLV – *Sisma verticale ↓ Forza d'inerzia ↑:*

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3}$$

$Q_1 = Q_{\text{massiccio}} \quad (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6)$

$Q_2 = Q_{\text{cresta}} (Tr = 50) / Q_{\text{cavo}} (Tr = 50) \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$

$Q_3 = Q_{\text{bitta}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$

$\gamma_{G1/\text{favorevole-sfavorevole}} = 1,00$

$\gamma_{G2/\text{favorevole-sfavorevole}} = 1,00$

$\gamma_{Qi/\text{favorevole-sfavorevole}} = 1,00$

$\gamma_{\phi'} = 1,00$

$\gamma_\gamma = 1,00$

$\gamma_R = 1,00$  *Verifica a scorrimento*

$\gamma_R = 1,00$  *Verifica a ribaltamento*

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

$\gamma_R = 1,20$  *Capacità portante*

- **Combinazione n. 8** – D.M. 17/01/2018 – SISMICA SLV – *Sisma verticale* ↑ *Forza d'inerzia* ↓:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3}$$

$$Q_1 = Q_{\text{massiccio}} \quad (\psi_0 = 0,7 - \psi_1 = 0,7 - \psi_2 = 0,6)$$

$$Q_2 = Q_{\text{cresta (Tr = 50)}} / Q_{\text{cavo (Tr = 50)}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$Q_3 = Q_{\text{bitta}} \quad (\psi_0 = 0,6 - \psi_1 = 0,2 - \psi_2 = 0,0)$$

$$\gamma_{G1/\text{favorevole-sfavorevole}} = 1,00$$

$$\gamma_{G2/\text{favorevole-sfavorevole}} = 1,00$$

$$\gamma_{Qi/\text{favorevole-sfavorevole}} = 1,00$$

$$\gamma_{\phi'} = 1,00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1,00$$

$$\gamma_R = 1,00$$
 *Verifica a scorrimento*

$$\gamma_R = 1,00$$
 *Verifica a ribaltamento*

$$\gamma_R = 1,20$$
 *Capacità portante*

- **Combinazione n. 9** – I.T. Dighe marittime1996 – *Cresta*:

$$G+Q$$

$$Q_1 = Q_{\text{cresta (Tr = 112)}}$$

$$Q_2 = Q_{\text{bitta}}$$

- **Combinazione n. 10** – I.T. Dighe marittime1996 – *Cavo*:

$$G+Q$$

$$Q_1 = Q_{\text{cavo (Tr = 112)}}$$

$$Q_2 = Q_{\text{bitta}}$$

Come detto, il calcolo dei cassoni è stato effettuato considerando, ai sensi del D.M. 17/01/2018 – *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*, una vita nominale di 50 anni e, con riferimento alle *«Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime»*, una vita di progetto di 25 anni. Pertanto, i valori di altezza d'onda di progetto sono stati riferiti a due diversi valori del tempo di ritorno  $T_r$ :

- $T_r = 50$  anni nelle combinazioni delle azioni effettuate secondo le indicazioni del D.M. 17/01/2018;
- $T_r = 112$  anni nelle combinazioni delle azioni effettuate secondo le indicazioni riportate nelle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime.

### 7.3 Verifiche di stabilità alla traslazione

- **Combinazione n. 1** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Carico accidentale sul massiccio dominante:*

$$R_{\text{orizzontale}} = 33.908,06 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 138.275,36 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 2,45 \geq \gamma_R = 1,10$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 2** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Cresta dominante:*

$$R_{\text{orizzontale}} = 56.430,23 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 127.579,18 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 1,36 \geq \gamma_R = 1,10$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 3** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Tiro alla bitta dominante:*

$$R_{\text{orizzontale}} = 33.991,27 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 136.507,36 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 2,41 \geq \gamma_R = 1,10$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 4** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Carico accidentale sul massiccio dominante:*

$$R_{\text{orizzontale}} = -16.336,69 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 178.538,17 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 6,56 \geq \gamma_R = 1,10$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 5** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Cavo dominante:*

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

$$R_{\text{orizzontale}} = -27.311,02 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 194.683,85 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 4,28 \geq \gamma_R = 1,10$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 6** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Tiro alla bitta dominante*:

$$R_{\text{orizzontale}} = -16.253,48 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 176.770,16 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 6,53 \geq \gamma_R = 1,10$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 7** – D.M. 17/01/2018 – SISMICA SLV – *Sisma verticale ↓ Forza d'inerzia ↑*:

$$R_{\text{orizzontale}} = 22.946,05 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 105.557,98 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 2,76 \geq \gamma_R = 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 8** – D.M. 17/01/2018 – SISMICA SLV – *Sisma verticale ↑ Forza d'inerzia ↓*:

$$R_{\text{orizzontale}} = 22.946,05 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 123.774,50 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v \cdot \mu_d}{R_o} = 3,24 \geq \gamma_R = 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 9** – I.T. Dighe marittime1996 – *Cresta*:

$$R_{\text{orizzontale}} = 40.679,10 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 96.205,04 \text{ kN}$$

$$\frac{\mu \cdot R_v}{R_o} = 1,42 > C_s = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

- **Combinazione n. 10** – I.T. Dighe marittime 1996 – Cavo:

$$R_{\text{orizzontale}} = -18.004,01 \text{ kN}$$

$$R_{\text{verticale}} = 141.714,78 \text{ kN}$$

$$\frac{\mu \cdot R_v}{R_o} = 4,72 > C_s = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

#### 7.4 Verifiche di stabilità al ribaltamento

- **Combinazione n. 1** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Carico accidentale sul massiccio dominante:*

$$M_{\text{stabilizzante}} = 1.768.341,60 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 601.093,87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 2,94 \geq \gamma_R = 1,15$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 2** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Cresta dominante:*

$$M_{\text{stabilizzante}} = 1.752.234,48 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 947.265,87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 1,85 \geq \gamma_R = 1,15$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 3** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Tiro alla bitta dominante:*

$$M_{\text{stabilizzante}} = 1.752.234,48 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 602.400,22 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 2,91 \geq \gamma_R = 1,15$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 4** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Carico accidentale sul massiccio dominante:*

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

$$M_{\text{stabilizzante}} = 1.738.461,80 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 149.134,70 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 11,66 \geq \gamma_R = 1,15$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 5** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Cavo dominante*:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 1.843.149,78 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 193.726,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 9,51 \geq \gamma_R = 1,15$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 6** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Tiro alla bitta dominante*:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 1.720.681,65 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 150.715,63 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 11,42 \geq \gamma_R = 1,15$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 7** – D.M. 17/01/2018 – SISMICA SLV – *Sisma verticale* ↓ *Forza d'inerzia* ↑:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 1.338.011,09 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 320.433,55 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 4,18 \geq \gamma_R = 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 8** – D.M. 17/01/2018 – SISMICA SLV – *Sisma verticale* ↑ *Forza d'inerzia* ↓:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 1.437.898,30 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 220.546,34 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 6,52 \geq \gamma_R = 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

- **Combinazione n. 9** – I.T. Dighe marittime1996 – *Cresta*:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 1.316.534,93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 688.031,34 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 1,91 > C_r = 1,50$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 10** – I.T. Dighe marittime1996 – *Cavo*:

$$M_{\text{stabilizzante}} = 1.350.685,17 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 137.889,44 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} = 9,80 > C_r = 1,50$$

La verifica risulta soddisfatta.

## 7.5 Verifiche di capacità portante

- **Combinazione n. 1** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Carico accidentale sul massiccio dominante*:

$$q'_{\text{lim}} = 3.083,23 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t \text{ max}} = 433,48 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{\text{lim}}}{\sigma_{t \text{ max}}} = 7,11 \geq \gamma_R = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 2** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Cresta dominante*:

$$q'_{\text{lim}} = 1.663,69 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t \text{ max}} = 561,67 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{\text{lim}}}{\sigma_{t \text{ max}}} = 2,96 \geq \gamma_R = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 3** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Tiro alla bitta dominante*:

$$q'_{\text{lim}} = 3.060,27 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t \text{ max}} = 429,38 \text{ kN/m}^2$$



RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

$$\frac{q'_{lim}}{\sigma_{t max}} = 7,13 \geq \gamma_R = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 4** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Carico accidentale sul massiccio dominante:*

$$q'_{lim} = 4.165,89 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t max} = 512,21 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{lim}}{\sigma_{t max}} = 8,13 \geq \gamma_R = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 5** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Cavo dominante:*

$$q'_{lim} = 3.709,95 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t max} = 606,85 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{lim}}{\sigma_{t max}} = 6,11 \geq \gamma_R = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 6** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Tiro alla bitta dominante:*

$$q'_{lim} = 4.159,38 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t max} = 509,23 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{lim}}{\sigma_{t max}} = 8,17 \geq \gamma_R = 1,40$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 7** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Sisma verticale ↓ Forza d'inerzia ↑:*

$$q'_{lim} = 3.385,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t max} = 257,81 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{lim}}{\sigma_{t max}} = 13,13 \geq \gamma_R = 1,20$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 8** – D.M. 17/01/2018 – STATICA SLU – (A1+M1+R3) – *Sisma verticale ↑ Forza d'inerzia ↓:*

$$q'_{lim} = 3.564,41 \text{ kN/m}^2$$

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

$$\sigma_{t \max} = 288,34 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q'_{\text{lim}}}{\sigma_{t \max}} = 12,36 \geq \gamma_R = 1,20$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 9** – I.T. Dighe marittime1996 – *Cresta*:

$$\sigma_{t \max} = 409,06 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t \text{ amm}} = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{t \text{ amm}}}{\sigma_{t \max}} = 1,20 \geq 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Combinazione n. 10** – I.T. Dighe marittime1996 – *Cavo*:

$$\sigma_{t \max} = 434,72 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t \text{ amm}} = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{t \text{ amm}}}{\sigma_{t \max}} = 1,13 \geq 1,00$$

La verifica risulta soddisfatta.

## 8 DIMENSIONAMENTO DELLA PROTEZIONE AL PIEDE DEI CASSONI

### 8.1 Dimensionamento dei massi guardiani

Il dimensionamento dei massi guardiani posti a protezione del piede dei cassoni lato porto, è stato eseguito facendo riferimento alle specifiche tecniche riportate dal CEM (2005) che riprende il metodo di Takahashi (1996).

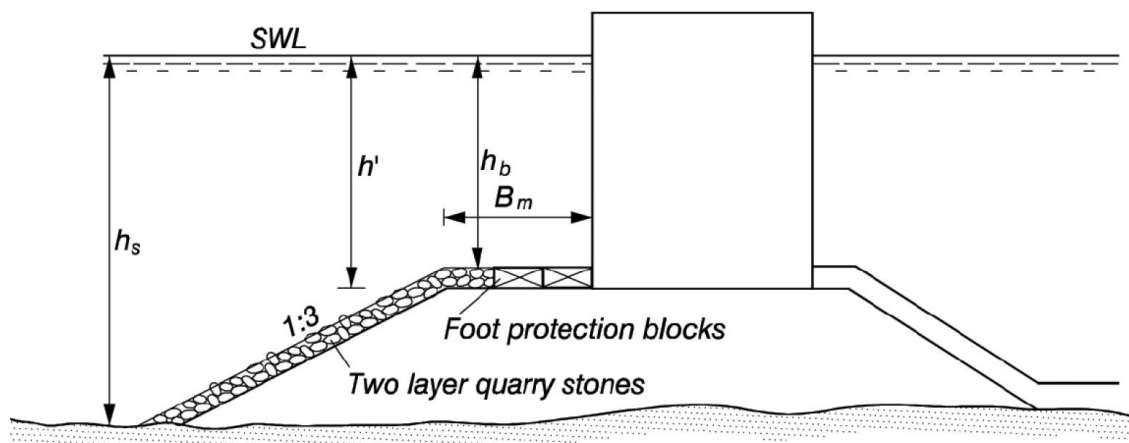


Figura 8.1 Schema tipologico per il calcolo della protezione con massi guardiani – Takahashi (1996)

Tale metodo fornisce il diagramma riportato a sinistra di Figura 8.2 con il quale determinare lo spessore  $t'$  del masso guardiano, sia per la sezione corrente della struttura (*Trunk*) che per la sezione di testata (*Head*). Nel diagramma sono riportati in ordinata il rapporto  $t'/H$  e in ascissa il rapporto  $h_b/h_s$ , con:

- $H$ : altezza d'onda di progetto;
- $h_b$ : profondità al piede dell'opera a parete verticale compresa tra la superficie libera e l'estradosso della mantellata di armatura della berma;
- $h_s$ : profondità al piede della berma su cui si appoggia l'opera a parete verticale.

Sulla destra del diagramma di Figura 8.2 è riportata una tabella in cui sono indicate le dimensioni ( $l$ ,  $b$  e  $t'$ ), in metri, dei massi convenzionali giapponesi a forma di parallelepipedo e i relativi pesi, espressi in tonnellate (la tabella riporta anche una nota che evidenzia che il volume dei fori deve essere approssimativamente pari al 10% del volume totale).

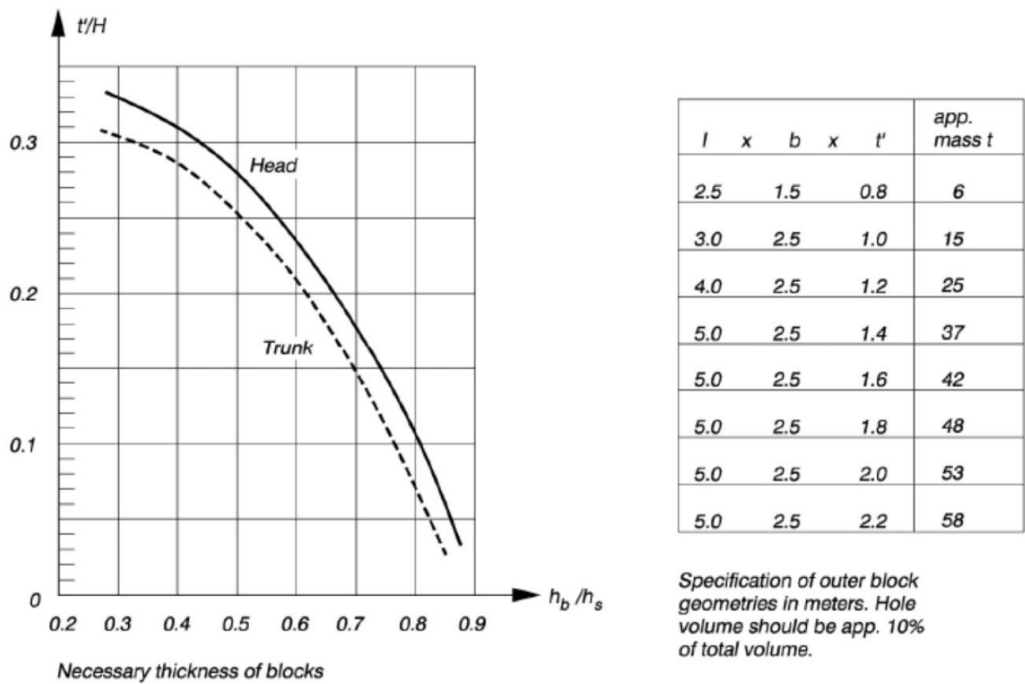


Figura 8.2 Progetto dei massi guardiani secondo il CEM (2005)

Nel caso in esame, considerate la profondità  $h_s$  pari a circa 16,9 m e la profondità  $h_b$  pari a 10,5 m e nota l'altezza d'onda di progetto pari a 4,8 m, si può determinare che il masso guardiano da porre a protezione del cassone lato porto dovrà avere dimensioni pari a 3,0 x 2,5 x 1,0 m.

Applicando lo stesso metodo lato mare, i massi dovrebbero avere uno spessore di circa 1,25 m, con un peso quindi pari a circa 25 t. Poiché gli Antifer che verranno salpati dalla testata esistente hanno peso di 30 t, gli stessi possono essere posti al piede del cassone perché garantiscono la protezione del masso guardiano richiesta da calcolo, con il vantaggio però di reimpiegare il materiale già presente in situ.

### 8.2 Dimensionamento della berma al piede dei cassoni

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 (vedi Figura 8.3).

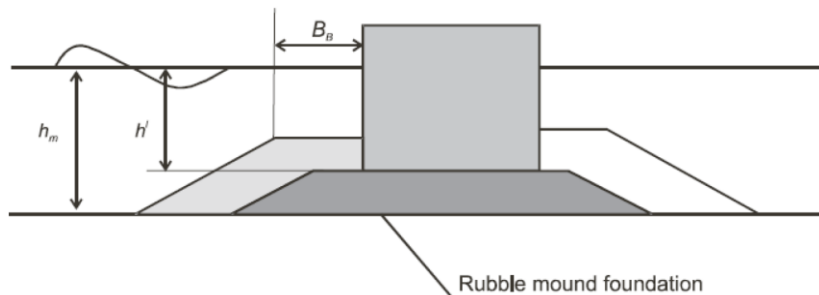


Figura 8.3 Schema tipologico per il calcolo della scogliera al piede di una struttura verticale

## RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Il peso medio ( $W_{50}$ ) dei massi da impiegare può essere determinato una volta calcolato il valore del numero di stabilità  $N_s$ , attraverso le seguenti formule:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}}$$

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = \left( 5,8 \cdot \frac{h'}{h_m} - 0,6 \right) \cdot N_{od}^{0,19}$$

con:

- $H_s$  altezza d'onda significativa di progetto, pari a 4,8 m;
- $\Delta = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1$ , con  $\gamma_s$  peso specifico dei massi (pari a 26,0 kN/m<sup>3</sup>) e  $\gamma_w$  peso specifico dell'acqua di mare (pari a 10,1 kN/m<sup>3</sup>);
- $h'$  profondità della fondazione della struttura, pari a 11,50 m;
- $h_m$  profondità al piede dell'opera, pari a 16,90 m;
- $N_{od}$  grado di danno, assunto pari a 0,5 in caso di danno nullo.

Dall'applicazione delle suddette formule si ricava un valore del diametro mediano dei massi  $D_{n50}$  pari a 1,04 m e, di conseguenza, un peso medio dei massi, incrementato del 30% a vantaggio di sicurezza per tenere conto della sezione in testata, pari a 3,87 m.

Affinché tale metodo di calcolo possa essere applicato, è necessario che vengano rispettate due condizioni:

1.  $0,5 < \frac{h'}{h_m} < 0,8$ ;
2.  $7,5 < \frac{h'}{D_{n50}} < 17,5$ .

Poiché nel caso in esame entrambe le condizioni sono rispettate, il metodo può ritenersi applicabile e, pertanto, si definisce che i massi da impiegare dovranno essere massi di 3<sup>a</sup> categoria, con peso compreso tra 3,0 e 5,0 t. Considerando che saranno posti in doppio strato, lo spessore sarà pari a 2,30 m e la berma avrà larghezza pari a 3,45 m.

Una ulteriore verifica da eseguire riguarda la berma, per la quale deve sussistere la seguente condizione:

$$0,30 < \frac{B_b}{h_m} < 0,55$$

Anche tale condizione risulta verificata, pertanto la larghezza adottata è da ritenersi corretta.

### 8.2.1 Dimensionamento dei filtri (criteri di ritenzione)

Il criterio proposto dal CERC SPM (1984) per verificare i casi di contiguità tra strati costituiti da materiali granulari aventi differente pezzatura (ad esempio tra mantellata e nucleo/filtro della scogliera o filtro/nucleo e imbasamento).

Il criterio, valido per mantellate di granulometria uniforme in condizioni di flusso non stazionario (esposte al moto ondoso), 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:

$$\frac{D_f}{D_b} \leq 2,2$$

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Nella sezione tipologica di progetto le verifiche tra gli strati con diversa pezzatura risultano tutte soddisfatte, come riportato nella seguente tabella:

	<b>Massi</b>	<b><math>W_{min}</math></b>	<b><math>W_{max}</math></b>	<b><math>D_{n50}</math></b>	<b>Verifica</b>	
<i>Lato mare</i>	Massi di 3 <sup>^</sup> cat.	3,0 t	5,0 t	1,15 m	$\frac{D_f}{D_b} = 1,75$	✓
	Massi di 1 <sup>^</sup> cat.	0,5 t	1,0 t	0,66 m		
	Massi di 1 <sup>^</sup> cat.	0,5 t	1,0 t	0,66 m	$\frac{D_f}{D_b} = 1,40$	✓
	Tout Venant	50 kg	500 kg	0,47 m		
<i>Lato porto</i>	Massi di 2 <sup>^</sup> cat.	1,0 t	3,0 t	0,92 m	$\frac{D_f}{D_b} = 1,94$	✓
	Tout Venant	50 kg	500 kg	0,47 m		

## 9 DIMENSIONAMENTO DEL MURO PARAONDE

Nel presente paragrafo si descrivono gli approcci di calcolo impiegati per il dimensionamento e la verifica del muro paraonde che si prevede di realizzare nel tratto terminale del nuovo molo foraneo.

Nello specifico si riportano:

- il calcolo delle sollecitazioni dovute al moto ondoso agenti sul muro paraonde;
- le verifiche di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento con riferimento alle azioni del moto ondoso e all'azione sismica.
- la verifica del setto murario e delle travi di collegamento.

Tali verifiche sono state effettuate con il Software Max 16 di Aztec licenza N.: AIU0771HN

### 9.1 Approcci di calcolo

#### 9.1.1 Calcolo delle spinte agenti sul muro di contenimento (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), con l'introduzione di 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; di conseguenza le relative formule possono essere modificate introducendo l'altezza significativa superata dalla 0,1% delle onde della mareggiata  $H_{0,1\%}$  in luogo dell'altezza significativa  $H_{1/3}$ :

$$R_{u,0,1\%} \begin{cases} 0,603 H_{0,1\%} \xi_{m0} & \xi_{m0} \leq 1,5 \\ 0,722 H_{0,1\%} \xi_{m0}^{0,55} & \xi_{m0} \geq 1,5 \end{cases}$$

dove  $\xi_{m0}$  è il parametro di Iribarren relativo alla lunghezza d'onda al largo  $L_{0m}$  calcolata con riferimento al periodo medio dell'onda e alla pendenza della mantellata  $\alpha$  ed è pari a:

$$\xi = \tan \alpha / \sqrt{(H_s / L_{0m})}$$

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.

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):

$$p_{u,0,1\%} = 1,0 \gamma p_i$$

- risultante delle forze di impatto orizzontali:

$$F_{H,0,1\%} = F_{Hu,0,1\%} + F_{Hl,0,1\%} = 0,21 \sqrt{\frac{L_{0m}}{B_a}} \left( 1,6 p_i y_{eff} + \gamma \frac{p_i}{2} d_{c,prot} \right)$$

dove:

- $\gamma$  è il peso specifico dell'acqua di mare (pari a  $10,10 \text{ kN/m}^3$  ovvero  $1,03 \text{ t/m}^3$ );

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- $R_{u,0.1\%}$  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  $y_{eff} = \min\{y/2, d_{ca}\}$ , con:
  - $y = \frac{R_{u,0.1\%} - R_{ca}}{\sin \alpha} \frac{\sin 15^\circ}{\cos(\alpha - 15^\circ)}$ ;
  - $d_{ca}$  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 successiva Figura 9.1.

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 ( $d_{ca} = 0$ ):

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

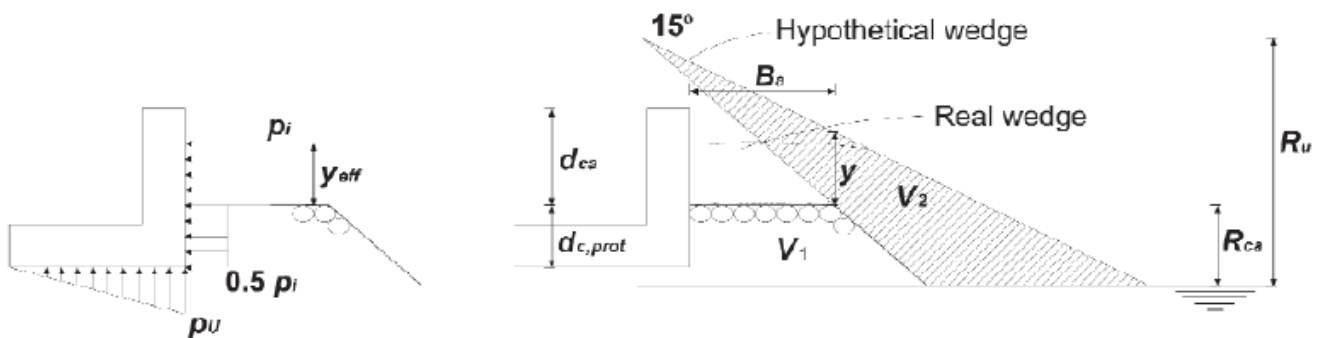


Figura 9.1 – Schema impiegato per il calcolo delle pressioni sul muro paraonde

**9.1.2 Metodo di calcolo per le 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.

Il metodo di calcolo si esegue per step successivi:

1. calcolo della spinta del terreno;
2. verifica a ribaltamento;
3. verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;
4. verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite).

**9.1.2.1 Calcolo della spinta del terreno**

Metodo di CULMANN

Il metodo di CULMANN adotta le stesse ipotesi di base del metodo di COULOMB. La differenza sostanziale è



## RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

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.

Il procedimento risolutivo si articola secondo i seguenti passi:

1. si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $r$  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;
2. si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
3. 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 della parete sia presente la falda, il diagramma delle pressioni 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 efficace

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{\text{sat}}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  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 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).

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a:

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

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

## RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

- Terreno a bassa permeabilità:

$$\theta = \arctan \left( \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

- Terreno a permeabilità elevata:

$$\theta = \arctan \left( \frac{\gamma}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da:

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

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:

$$F_{IH} = k_h W \qquad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicato 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.

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 il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore o uguale del coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

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

con  $\eta_r$  pari a 1,15 in condizioni statiche e 1,00 in condizioni sismiche.

## RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci.

Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro  $\delta$  è positivo (quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro), ribaltante se  $\delta$  è negativo (quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno, come per esempio nel caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

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 il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore del coefficiente di sicurezza  $\eta_s$ :

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

Il coefficiente parziale per la resistenza  $\eta_s$  è pari a 1,10 in condizioni statiche e 1,00 in condizioni sismiche.

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_f$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come:

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50%.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione ( $Q_u$ ) e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione ( $R$ ) deve essere superiore al coefficiente  $\eta_q$ :

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

Il coefficiente di sicurezza  $\eta_q$  è pari a 1,40 in condizioni statiche e 1,20 in condizioni sismiche.

Per il calcolo del carico limite in fondazione si adotta il metodo di MEYERHOF.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

in cui:

- $c$  è la coesione del terreno in fondazione;
- $\phi$  è l'angolo di attrito del terreno in fondazione;
- $\gamma$  è il peso di volume del terreno in fondazione;
- $B$  è la larghezza della fondazione;
- $D$  è la profondità del piano di posa;
- $q$  è la pressione geostatica alla quota del piano di posa;
- $N$  sono i fattori di capacità portante;
- $D$  sono i fattori di profondità del piano di posa;
- $i$  sono i fattori di inclinazione del carico.

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
Fattori di forma	$\phi = 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L}$	$s_q = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L}$	$s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L}$
Fattori di profondità	$\phi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\phi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\phi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$

Il coefficiente di spinta passiva  $K_p$  può essere espresso dalla seguente relazione:

$$K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulti eccentrico, MEYERHOF propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo  $R_e$  pari a:

## RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti

dove  $e$  rappresenta l'eccentricità del carico mentre  $B$  è la dimensione minore della fondazione.

Riduzione per effetto piastra

Per valori elevati di  $B$  (dimensione minore della fondazione), Bowles propone di utilizzare un fattore correttivo  $r_\gamma$  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 allora:

$$0.5 B \gamma N_\gamma r_\gamma$$

**9.2 Risultati, dimensionamento e verifiche****9.2.1 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 **Error! Reference source not found.**

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

**Tabella 9.1 Calcolo delle spinte dell'onda sul muro di paraonde**

Approccio	Norgaard	cfr. 2013
$R_c$	6,80	m
$d_{c,prot}$	0,00	m
$d_{ca}$	6,80	m
$\alpha$	0,119	rad
$T_p$	11,50	s
$T_m$	9,20	s
$H_s$	6,0	m
$\rho_w$	10,30	kN/m <sup>3</sup>
$\rho_c$	24,00	kN/m <sup>3</sup>
$L_{op}$	206,48	m
$L_{om}$	132,15	m

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

CALCOLO AZIONI ONDA		
$F_{h0.1\%}$	139,29	kN/m
$a$	0,9171	m
$M_{h0.1\%mod}$	46,45	kN
$p_{b0.1\%}$	74,05	kN/m <sup>2</sup>

9.2.2 Input dimensionamento muro paraonde

Dati

Materiali

Simbologia adottata

n° Indice materiale

Descr Descrizione del materiale

Calcestruzzo armato

C Classe di resistenza del cls

A Classe di resistenza dell'acciaio

$\gamma$  Peso specifico, espresso in [kg/mc]

$R_{ck}$  Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kg/cm<sup>q</sup>]

E Modulo elastico, espresso in [kg/cm<sup>q</sup>]

$\nu$  Coeff. di Poisson

n Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls

ntc Coeff. di omogenizzazione cls tesoro/compresso

*Calcestruzzo armato*

n°	Descr	C	A	$\gamma$ [kg/mc]	$R_{ck}$ [kg/cm <sup>q</sup> ]	E [kg/cm <sup>q</sup> ]	$\nu$	n	ntc
1	C35/45	C35/45	B450C	2400,00	458,86	353075	0.30	15.00	0.50

*Acciai*

Descr	$f_{yk}$ [kg/cm <sup>q</sup> ]	$f_{uk}$ [kg/cm <sup>q</sup> ]
B450C	4588,65	5506,38

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n° numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	-5,60	0.000
2	20,00	-5,60	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

*Geometria paramento e fondazione*

Lunghezza muro 1,00 [m]

Paramento

Materiale C35/45

Altezza paramento 5,60 [m]

Altezza paramento libero 7,80 [m]

Spessore in sommità 2,20 [m]

Spessore all'attacco con la fondazione 2,20 [m]

Inclinazione paramento esterno 0,00 [°]

Inclinazione paramento interno 0,00 [°]

Fondazione

Materiale C35/45

Lunghezza mensola di valle 9,10 [m]

Lunghezza mensola di monte 0,00 [m]

Lunghezza totale 11,30 [m]

Inclinazione piano di posa 0,00 [°]

Spessore 2,20 [m]

Spessore magrone 0,00 [m]

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Condizione n° 1 (Condizione 1) - PERMANENTE

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	Paramento					-5,60	0,00	3442,00	0,00
2	Distribuito	Paramento					-5,60	0,00	5445,00	5445,00
3	Concentrato	Paramento	-1,10; -1,35	0,00	7875,00	21400,00				
4	Concentrato	Fondazione	-8,50; -7,80	0,00	11250,00	0,00				

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

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

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche				Combinazioni sismiche		
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	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
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.50	1.00	1.00	1.00	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
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	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	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali  $\gamma_R$  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	--

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:



## COMUNE DI SCILLA (RC)

PROGETTO DEFINITIVO: "AMMODERNAMENTO DEL PORTO DI SCILLA E DELLE INFRASTRUTTURE DI COLLEGAMENTO"

### RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff.  $\Psi_{0,j}$ ,  $\Psi_{1,j}$ ,  $\Psi_{2,j}$  sono definiti nelle singole condizioni variabili.

I valori dei coeff.  $\gamma_G$  e  $\gamma_{Qr}$  sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

#### Dati sismici

Comune	Scilla
Provincia	Reggio Di Calabria
Regione	Calabria
Latitudine	38.253713
Longitudine	15.715217
Indice punti di interpolazione	44546 - 44768 - 44769 - 44547
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	$a_g$	[m/s <sup>2</sup> ]		2.487	0.839
Accelerazione al suolo	$a_g/g$	[%]		0.254	0.085
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.421	2.297
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.366	0.295
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		A	1.000	1.000
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione $\beta_m$	kh [%]	kv [%]
Ultimo	1.000	25.354	12.677
Ultimo - Ribaltamento	1.000	25.354	12.677
Esercizio	1.000	8.549	4.275

9.2.3 Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb Indice/Tipo combinazione

S Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)

FS<sub>SCO</sub> Coeff. di sicurezza allo scorrimento

FS<sub>RIB</sub> Coeff. di sicurezza al ribaltamento

FS<sub>QLIM</sub> Coeff. di sicurezza a carico limite

FS<sub>STAB</sub> Coeff. di sicurezza a stabilità globale

FS<sub>HYD</sub> Coeff. di sicurezza a sifonamento

FS<sub>UPL</sub> Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS <sub>SCO</sub>	FS <sub>RIB</sub>	FS <sub>QLIM</sub>	FS <sub>STAB</sub>	FS <sub>HYD</sub>	FS <sub>UPL</sub>
1 - STR (A1-M1-R3)		8.602		44.047			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	6.704		34.884			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	6.575		40.979			
4 - GEO (A2-M2-R2)					84.589		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				28.151		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				28.934		
7 - EQU (A1-M1-R3)			3.853				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		4.008				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.962				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

Rsa Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kg]

Rpt Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kg]

Rps Resistenza passiva sperone, espresso in [kg]

Rp Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kg]

Rt Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kg]

R Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kg]

T Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kg]

FS Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

n°	Rsa [kg]	Rpt [kg]	Rps [kg]	Rp [kg]	Rt [kg]	R [kg]	T [kg]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	448778	0	0	--	--	448778	52168	8.602
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	444454	0	0	--	--	444454	67603	6.575

**Verifica a carico limite**

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
- N Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kg]
- Qu carico limite del terreno, espresso in [kg]
- Qd Portanza di progetto, espresso in [kg]
- FS Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kg]	Qu [kg]	Qd [kg]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	114095	5025571	3589694	44.047
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	119669	4174506	3478755	34.884

**Dettagli calcolo portanza**

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
- Nc, Nq, N<sub>γ</sub> Fattori di capacità portante
- ic, iq, i<sub>γ</sub> Fattori di inclinazione del carico
- dc, dq, d<sub>γ</sub> Fattori di profondità del piano di posa
- gc, gq, g<sub>γ</sub> Fattori di inclinazione del profilo topografico
- bc, bq, b<sub>γ</sub> Fattori di inclinazione del piano di posa
- sc, sq, s<sub>γ</sub> Fattori di forma della fondazione
- pc, pq, p<sub>γ</sub> Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
- Re Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
- Ir, Irc Indici di rigidezza per punzonamento secondo Vesic
- r<sub>γ</sub> Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5B<sub>γ</sub>N<sub>γ</sub>, viene moltiplicato per questo fattore
- D Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
- B' Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
- H Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
- γ Peso di volume del terreno medio, espresso in [kg/mc]
- φ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
- c Coesione del terreno medio, espresso in [kg/cm<sup>2</sup>]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	r <sub>γ</sub>
1	133.874	0.910	1.000	--	--	--	--	--	--	0.664	1.000
	134.874	0.910	1.000	--	--	--	--	--	--		
	262.742	0.824	1.000	--	--	--	--	--	--		
2	133.874	0.778	1.000	--	--	--	--	--	--	0.649	1.000
	134.874	0.778	1.000	--	--	--	--	--	--		
	262.742	0.583	1.000	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kg/mc]	c [kg/cm q]
1	0,00	1,00	1,21	2400	45,00	6,00
2	0,00	1,00	1,21	2400	45,00	6,00

**Verifica a ribaltamento**

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
- Ms Momento stabilizzante, espresso in [kgm]
- Mr Momento ribaltante, espresso in [kgm]
- FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kgm]	Mr [kgm]	FS
7 - EQU (A1-M1-R3)	1067259	276969	3.853
9 - EQU (A1-M1-R3)H - V	1069314	361023	2.962

**9.2.4 Calcolo sollecitazioni**

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

- n° Indice della sezione
- X Posizione della sezione, espresso in [m]
- N Sforzo normale, espresso in [kg]. Positivo se di compressione.
- T Taglio, espresso in [kg]. Positivo se diretto da monte verso valle
- M Momento, espresso in [kgm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

La posizione delle sezioni di verifica fanno riferimento al sistema di riferimento globale la cui origine è nello spigolo in alto a destra del paramento.

*Paramento*

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]	T <sub>min</sub> [kg]	T <sub>max</sub> [kg]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]
1	0,00	0	0	0	0	0	0
2	-0,10	445	574	528	686	25	33
3	-0,19	889	1147	1062	1380	102	133
4	-0,29	1334	1721	1601	2081	230	299
5	-0,39	1778	2295	2146	2790	411	534
6	-0,48	2223	2868	2697	3506	644	838
7	-0,58	2668	3442	3253	4229	931	1211

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]	T <sub>min</sub> [kg]	T <sub>max</sub> [kg]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]
8	-0,68	3112	4016	3815	4960	1272	1654
9	-0,77	3557	4589	4383	5698	1667	2167
10	-0,87	4001	5163	4957	6444	2117	2753
11	-0,96	4446	5737	5536	7197	2623	3410
12	-1,06	4891	6311	6121	7958	3185	4141
13	-1,16	5335	6884	6712	8726	3804	4945
14	-1,25	5780	7458	7309	9501	4480	5824
15	-1,35	6224	8032	-39707	-25869	5214	6778
16	-1,35	14099	17366	-37711	-25869	26614	34598
17	-1,45	14555	17887	-36955	-25246	24088	31315
18	-1,55	15011	18409	-36194	-24616	20529	28112
19	-1,65	15466	18931	-35426	-23981	16989	24991
20	-1,75	15922	19453	-34653	-23340	13526	21951
21	-1,84	16378	19975	-33873	-22693	10140	18995
22	-1,94	16834	20497	-33088	-22040	6831	16122
23	-2,04	17289	21019	-32296	-21380	3599	13333
24	-2,14	17745	21540	-31499	-20715	447	10629
25	-2,24	18201	22062	-30695	-20044	-2627	8011
26	-2,34	18656	22584	-29885	-19367	-5621	5480
27	-2,44	19112	23106	-29070	-18684	-8534	3036
28	-2,54	19568	23628	-28248	-17994	-11367	681
29	-2,63	20024	24150	-27421	-17299	-14118	-1228
30	-2,73	20479	24672	-26587	-16598	-16787	-2903
31	-2,83	20935	25193	-25748	-15891	-19374	-4509
32	-2,93	21391	25715	-24902	-15177	-21877	-6044
33	-3,03	21846	26237	-24051	-14458	-24296	-7508
34	-3,13	22302	26759	-23193	-13733	-26631	-8902
35	-3,23	22758	27281	-22329	-13002	-28880	-10223
36	-3,33	23213	27803	-21460	-12264	-31044	-11472
37	-3,43	23669	28325	-20584	-11521	-33122	-12647
38	-3,52	24125	28846	-19703	-10772	-35113	-13749
39	-3,62	24581	29431	-18815	-10017	-37017	-14776
40	-3,72	25036	30019	-17922	-9255	-38832	-15729
41	-3,82	25492	30607	-17022	-8488	-40559	-16606
42	-3,92	25948	31195	-16116	-7715	-42197	-17406
43	-4,02	26403	31783	-15205	-6935	-43745	-18130
44	-4,12	26859	32371	-14287	-6150	-45202	-18777
45	-4,22	27315	32959	-13363	-5359	-46569	-19346
46	-4,32	27770	33547	-12434	-4561	-47844	-19836
47	-4,41	28226	34135	-11498	-3758	-49026	-20247
48	-4,51	28682	34723	-10557	-2949	-50116	-20579
49	-4,61	29138	35311	-9609	-2134	-51113	-20830
50	-4,71	29593	35899	-8655	-1312	-52016	-21000
51	-4,81	30049	36487	-7696	-485	-52824	-21089
52	-4,91	30505	37075	-6730	461	-53537	-21096
53	-5,11	31416	38251	-4781	2651	-54675	-20861
54	-5,20	31872	38839	-3797	3758	-55099	-20618
55	-5,30	32328	39427	-2807	4872	-55425	-20291
56	-5,40	32783	40015	-1812	5995	-55653	-19878
57	-5,50	33239	40603	-810	7125	-55783	-19380
58	-5,60	33695	41191	198	8263	-55813	-18796

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

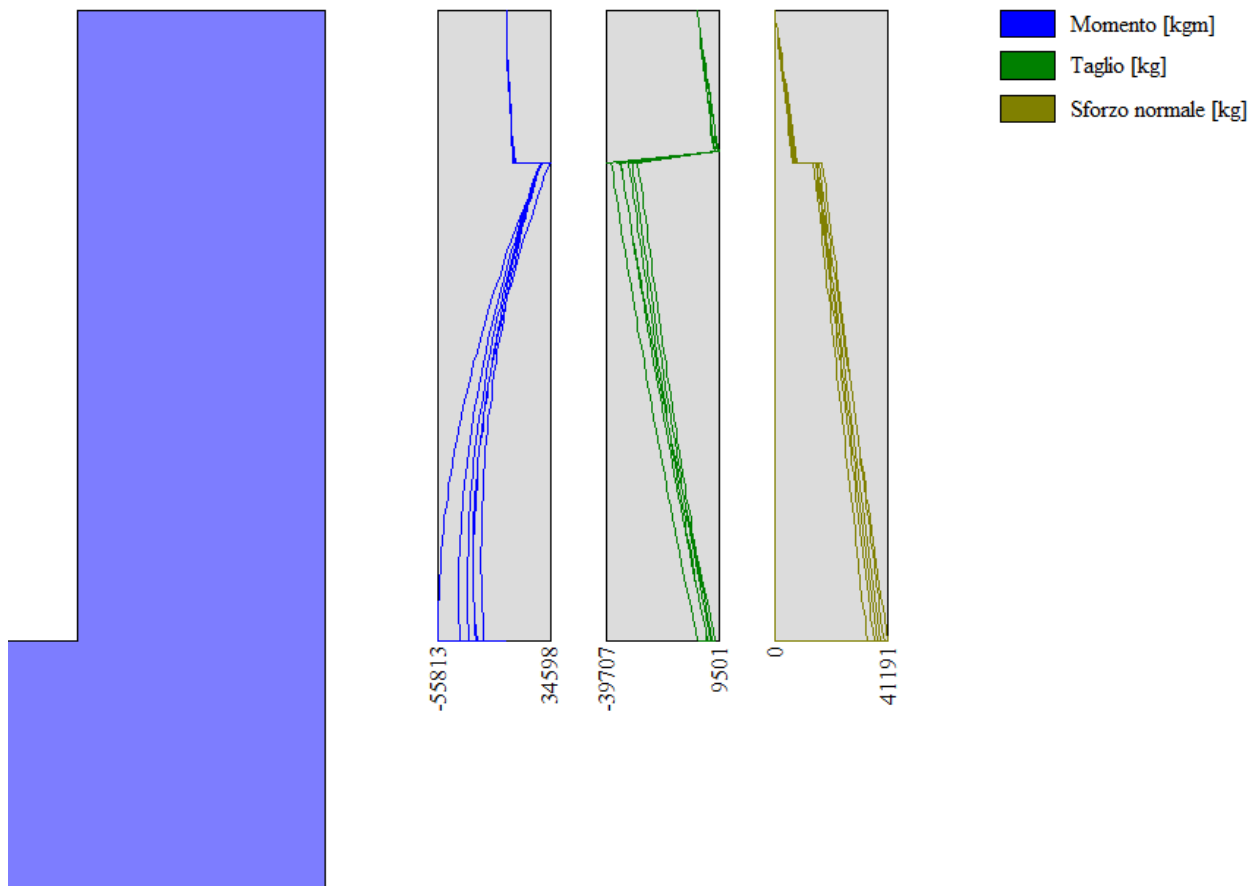


Figura 9.2 – Involuppo sollecitazione paramento muro paraonde

Fondazione

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]	T <sub>min</sub> [kg]	T <sub>max</sub> [kg]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]
1	-11,30	0	0	0	0	0	0
2	-11,20	0	0	-392	-178	-19	-9
3	-11,11	0	0	-772	-344	-75	-34
4	-11,01	0	0	-1140	-500	-168	-75
5	-10,91	0	0	-1496	-644	-295	-130
6	-10,82	0	0	-1839	-778	-456	-199
7	-10,72	0	0	-2170	-900	-650	-280
8	-10,62	0	0	-2489	-1011	-875	-372
9	-10,53	0	0	-2795	-1111	-1130	-475
10	-10,43	0	0	-3090	-1200	-1414	-586
11	-10,33	0	0	-3372	-1278	-1726	-706
12	-10,24	0	0	-3641	-1345	-2065	-833
13	-10,14	0	0	-3899	-1401	-2429	-965
14	-10,04	0	0	-4144	-1445	-2817	-1103
15	-9,95	0	0	-4377	-1479	-3229	-1244
16	-9,85	0	0	-4597	-1502	-3662	-1388
17	-9,76	0	0	-4806	-1513	-4116	-1534

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]	T <sub>min</sub> [kg]	T <sub>max</sub> [kg]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]
18	-9,66	0	0	-5002	-1514	-4590	-1680
19	-9,56	0	0	-5185	-1503	-5082	-1826
20	-9,47	0	0	-5357	-1481	-5591	-1970
21	-9,37	0	0	-5516	-1448	-6116	-2111
22	-9,27	0	0	-5663	-1404	-6655	-2249
23	-9,18	0	0	-5798	-1349	-7209	-2382
24	-9,08	0	0	-5920	-1283	-7775	-2510
25	-8,98	0	0	-6031	-1206	-8352	-2630
26	-8,89	0	0	-6129	-1118	-8939	-2742
27	-8,79	0	0	-6214	-1019	-9535	-2845
28	-8,69	0	0	-6288	-908	-10138	-2938
29	-8,60	0	0	-6349	-787	-10749	-3020
30	-8,50	0	0	-6398	-654	-11364	-3090
31	-8,50	0	0	-17648	-12709	-11364	-3090
32	-8,40	0	0	-17685	-12562	-13131	-4611
33	-8,30	0	0	-17710	-12402	-14901	-6116
34	-8,20	0	0	-17721	-12228	-16672	-7604
35	-8,10	0	0	-17719	-12040	-18444	-9075
36	-8,00	0	0	-17704	-11838	-20216	-10526
37	-7,90	0	0	-17676	-11622	-21985	-11877
38	-7,80	0	0	-17635	-11393	-23751	-13028
39	-7,70	0	0	-17581	-11150	-25511	-14155
40	-7,60	0	0	-17513	-10894	-27266	-15258
41	-7,50	0	0	-17432	-10624	-29014	-16334
42	-7,40	0	0	-17338	-10339	-30752	-17382
43	-7,30	0	0	-17231	-10042	-32481	-18401
44	-7,20	0	0	-17111	-9730	-34198	-19390
45	-7,10	0	0	-16977	-9405	-35902	-20347
46	-7,00	0	0	-16831	-9066	-37593	-21270
47	-6,90	0	0	-16671	-8713	-39268	-22159
48	-6,80	0	0	-16498	-8347	-40927	-23013
49	-6,70	0	0	-16312	-7967	-42567	-23828
50	-6,60	0	0	-16113	-7573	-44189	-24606
51	-6,50	0	0	-15901	-7166	-45790	-25343
52	-6,40	0	0	-15675	-6744	-47369	-26038
53	-6,30	0	0	-15437	-6309	-48924	-26691
54	-6,20	0	0	-15185	-5861	-50455	-27300
55	-6,10	0	0	-14920	-5398	-51961	-27863
56	-6,00	0	0	-14642	-4922	-53439	-28379
57	-5,90	0	0	-14350	-4432	-54889	-28847
58	-5,80	0	0	-14046	-3929	-56308	-29265
59	-5,70	0	0	-13728	-3412	-57697	-29632
60	-5,60	0	0	-13397	-2881	-59054	-29947
61	-5,50	0	0	-13053	-2336	-60376	-30208
62	-5,40	0	0	-12696	-1777	-61664	-30413
63	-5,30	0	0	-12326	-1205	-62915	-30563
64	-5,20	0	0	-11943	-619	-64129	-30654
65	-5,10	0	0	-11546	-20	-65303	-30686
66	-5,00	0	0	-11136	594	-66437	-30658
67	-4,90	0	0	-10713	1221	-67530	-30567
68	-4,80	0	0	-10277	1862	-68580	-30413
69	-4,70	0	0	-9828	2516	-69585	-30194
70	-4,60	0	0	-9366	3184	-70545	-29909
71	-4,50	0	0	-8890	3866	-71458	-29557
72	-4,40	0	0	-8401	4562	-72322	-29136
73	-4,30	0	0	-7899	5271	-73137	-28644
74	-4,20	0	0	-7384	5994	-73902	-28081
75	-4,10	0	0	-6856	6731	-74614	-27445
76	-4,00	0	0	-6315	7482	-75273	-26734
77	-3,90	0	0	-5760	8246	-75876	-25948
78	-3,80	0	0	-5193	9024	-76424	-25085

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]	T <sub>min</sub> [kg]	T <sub>max</sub> [kg]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]
79	-3,70	0	0	-4612	9816	-76915	-24143
80	-3,60	0	0	-4018	10621	-77346	-23121
81	-3,50	0	0	-3411	11440	-77718	-22018
82	-3,40	0	0	-2790	12273	-78028	-20832
83	-3,30	0	0	-2157	13120	-78275	-19563
84	-3,20	0	0	-1510	13980	-78459	-18208
85	-3,10	0	0	-850	14854	-78577	-16766
86	-3,00	0	0	-178	15742	-78628	-15237
87	-2,90	0	0	509	16643	-78612	-13618
88	-2,80	0	0	1208	17558	-78526	-11908
89	-2,70	0	0	1920	18487	-78370	-10106
90	-2,60	0	0	2646	19430	-78142	-8210
91	-2,50	0	0	3385	20386	-77840	-6219
92	-2,40	0	0	4136	21356	-77464	-4132
93	-2,30	0	0	4902	22340	-77013	-1947
94	-2,20	0	0	5680	23338	-76484	336

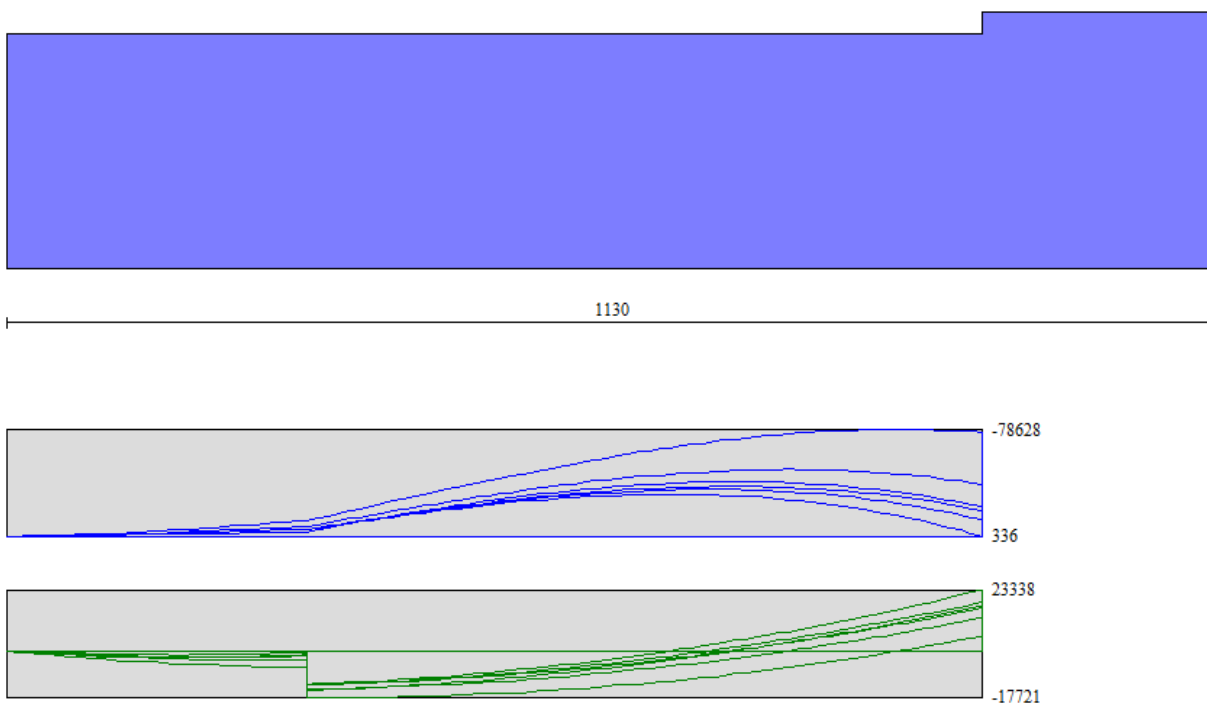


Figura 9.3 – Involuppo sollecitazione base muro paraonde



## RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

## 9.2.5 Verifiche strutturali

## Verifiche a flessione

Simbologia adottata

n° indice sezione

B larghezza sezione espresso in [cm]

H altezza sezione espressa in [cm]

Afi area ferri inferiori espresso in [cmq]

Afs area ferri superiori espressa in [cmq]

M momento agente espressa in [kgm]

N sforzo normale agente espressa in [kg]

Mrd momento resistente espresso in [kgm]

Nrd sforzo normale resistente espresso in [kg]

FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

## Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mrd [kgm]	Nrd [kg]	FS
1	100	220	5,09	33,08	0	0	0	0	100000
2	100	220	5,09	33,08	33	509	275588	509	8343.827
3	100	220	5,09	33,08	133	1018	276082	1018	2082.167
4	100	220	5,09	33,08	299	1527	276576	1527	923.735
5	100	220	5,09	33,08	534	2037	277070	2037	518.667
6	100	220	5,09	33,08	838	2546	277564	2546	331.354
7	100	220	5,09	33,08	1211	3055	278057	3055	229.697
8	100	220	5,09	33,08	1654	3564	278551	3564	168.459
9	100	220	5,09	33,08	2167	4073	279045	4073	128.749
10	100	220	5,09	33,08	2753	4582	279539	4582	101.550
11	100	220	5,09	33,08	3410	5091	280033	5091	82.112
12	100	220	5,09	33,08	4141	5601	280527	5601	67.744
13	100	220	5,09	33,08	4945	6110	281020	6110	56.826
14	100	220	5,09	33,08	5824	6619	281514	6619	48.336
15	100	220	5,09	33,08	6778	7128	282008	7128	41.607
16	100	220	5,09	33,08	34598	17366	291937	17366	8.438
17	100	220	5,09	33,08	31315	17887	292443	17887	9.339
18	100	220	5,09	33,08	28112	18409	292949	18409	10.421
19	100	220	5,09	33,08	24991	18931	293456	18931	11.743
20	100	220	5,09	33,08	21951	19453	293962	19453	13.391
21	100	220	5,09	33,08	18995	19975	294468	19975	15.503
22	100	220	5,09	33,08	16122	20497	294974	20497	18.297
23	100	220	5,09	33,08	13333	21019	295480	21019	22.162
24	100	220	5,09	33,08	10629	21540	295986	21540	27.846
25	100	220	33,08	33,08	8011	22062	297430	22062	37.126
26	100	220	33,08	33,08	-5621	18656	-294686	18656	52.428
27	100	220	33,08	33,08	-8534	19112	-295150	19112	34.584
28	100	220	33,08	33,08	-11367	19568	-295614	19568	26.006
29	100	220	33,08	33,08	-14118	20024	-296078	20024	20.971
30	100	220	33,08	33,08	-16787	20479	-296542	20479	17.665
31	100	220	33,08	33,08	-19374	20935	-297006	20935	15.331
32	100	220	33,08	33,08	-21877	21391	-297470	21391	13.598
33	100	220	33,08	33,08	-24296	21846	-297934	21846	12.263

COMUNE DI SCILLA (RC)

PROGETTO DEFINITIVO: "AMMODERNAMENTO DEL PORTO DI SCILLA E DELLE INFRASTRUTTURE DI COLLEGAMENTO"

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mrd [kgm]	Nrd [kg]	FS
34	100	220	33,08	33,08	-26631	22302	-298398	22302	11.205
35	100	220	33,08	33,08	-28880	22758	-298862	22758	10.348
36	100	220	33,08	33,08	-31044	23213	-299327	23213	9.642
37	100	220	33,08	33,08	-33122	23669	-299791	23669	9.051
38	100	220	33,08	33,08	-35113	24125	-300255	24125	8.551
39	100	220	33,08	33,08	-37017	24581	-300719	24581	8.124
40	100	220	33,08	33,08	-38832	25036	-301183	25036	7.756
41	100	220	33,08	33,08	-40559	25492	-301647	25492	7.437
42	100	220	33,08	33,08	-42197	25948	-302111	25948	7.160
43	100	220	33,08	33,08	-43745	26403	-302575	26403	6.917
44	100	220	33,08	33,08	-45202	26859	-303039	26859	6.704
45	100	220	33,08	33,08	-46569	27315	-303503	27315	6.517
46	100	220	33,08	33,08	-47844	27770	-303967	27770	6.353
47	100	220	33,08	33,08	-49026	28226	-304431	28226	6.210
48	100	220	33,08	33,08	-50116	28682	-304895	28682	6.084
49	100	220	33,08	33,08	-51113	29138	-305360	29138	5.974
50	100	220	33,08	33,08	-52016	29593	-305824	29593	5.879
51	100	220	33,08	33,08	-52824	30049	-306288	30049	5.798
52	100	220	33,08	33,08	-53537	30505	-306752	30505	5.730
53	100	220	33,08	33,08	-54675	31416	-307680	31416	5.627
54	100	220	33,08	33,08	-55099	31872	-308144	31872	5.593
55	100	220	33,08	33,08	-55425	32328	-308608	32328	5.568
56	100	220	33,08	33,08	-55653	32783	-309072	32783	5.554
57	100	220	33,08	33,08	-55783	33239	-309536	33239	5.549
58	100	220	33,08	33,08	-55813	33695	-310000	33695	5.554

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mrd [kgm]	Nrd [kg]	FS
1	100	220	0,00	0,00	0	0	0	0	100000
2	100	220	5,09	33,08	-19	0	-275095	0	14448.25
3	100	220	5,09	33,08	-75	0	-275095	0	3649.908
4	100	220	5,09	33,08	-168	0	-275095	0	1639.357
5	100	220	5,09	33,08	-295	0	-275095	0	932.006
6	100	220	5,09	33,08	-456	0	-275095	0	602.936
7	100	220	5,09	33,08	-650	0	-275095	0	423.284
8	100	220	5,09	33,08	-875	0	-275095	0	314.422
9	100	220	5,09	33,08	-1130	0	-275095	0	243.421
10	100	220	5,09	33,08	-1414	0	-275095	0	194.507
11	100	220	5,09	33,08	-1726	0	-275095	0	159.352
12	100	220	5,09	33,08	-2065	0	-275095	0	133.220
13	100	220	5,09	33,08	-2429	0	-275095	0	113.252
14	100	220	5,09	33,08	-2817	0	-275095	0	97.641
15	100	220	5,09	33,08	-3229	0	-275095	0	85.199
16	100	220	5,09	33,08	-3662	0	-275095	0	75.118
17	100	220	5,09	33,08	-4116	0	-275095	0	66.833
18	100	220	5,09	33,08	-4590	0	-275095	0	59.937
19	100	220	5,09	33,08	-5082	0	-275095	0	54.135
20	100	220	5,09	33,08	-5591	0	-275095	0	49.206
21	100	220	5,09	33,08	-6116	0	-275095	0	44.982
22	100	220	5,09	33,08	-6655	0	-275095	0	41.334
23	100	220	5,09	33,08	-7209	0	-275095	0	38.161
24	100	220	5,09	33,08	-7775	0	-275095	0	35.383
25	100	220	5,09	33,08	-8352	0	-275095	0	32.939
26	100	220	5,09	33,08	-8939	0	-275095	0	30.775
27	100	220	5,09	33,08	-9535	0	-275095	0	28.852
28	100	220	5,09	33,08	-10138	0	-275095	0	27.134

COMUNE DI SCILLA (RC)

PROGETTO DEFINITIVO: "AMMODERNAMENTO DEL PORTO DI SCILLA E DELLE INFRASTRUTTURE DI COLLEGAMENTO"

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mrd [kgm]	Nrd [kg]	FS
29	100	220	5,09	33,08	-10749	0	-275095	0	25.594
30	100	220	5,09	33,08	-11364	0	-275095	0	24.208
31	100	220	5,09	33,08	-11364	0	-275095	0	24.208
32	100	220	5,09	33,08	-13131	0	-275095	0	20.950
33	100	220	5,09	33,08	-14901	0	-275095	0	18.462
34	100	220	5,09	33,08	-16672	0	-275095	0	16.500
35	100	220	5,09	33,08	-18444	0	-275095	0	14.915
36	100	220	5,09	33,08	-20216	0	-275095	0	13.608
37	100	220	5,09	33,08	-21985	0	-275095	0	12.513
38	100	220	5,09	33,08	-23751	0	-275095	0	11.583
39	100	220	5,09	33,08	-25511	0	-275095	0	10.783
40	100	220	5,09	33,08	-27266	0	-275095	0	10.089
41	100	220	5,09	33,08	-29014	0	-275095	0	9.482
42	100	220	5,09	33,08	-30752	0	-275095	0	8.946
43	100	220	5,09	33,08	-32481	0	-275095	0	8.469
44	100	220	5,09	33,08	-34198	0	-275095	0	8.044
45	100	220	5,09	33,08	-35902	0	-275095	0	7.662
46	100	220	5,09	33,08	-37593	0	-275095	0	7.318
47	100	220	5,09	33,08	-39268	0	-275095	0	7.006
48	100	220	5,09	33,08	-40927	0	-275095	0	6.722
49	100	220	5,09	33,08	-42567	0	-275095	0	6.463
50	100	220	5,09	33,08	-44189	0	-275095	0	6.225
51	100	220	5,09	33,08	-45790	0	-275095	0	6.008
52	100	220	5,09	33,08	-47369	0	-275095	0	5.808
53	100	220	5,09	33,08	-48924	0	-275095	0	5.623
54	100	220	5,09	33,08	-50455	0	-275095	0	5.452
55	100	220	5,09	33,08	-51961	0	-275095	0	5.294
56	100	220	5,09	33,08	-53439	0	-275095	0	5.148
57	100	220	5,09	33,08	-54889	0	-275095	0	5.012
58	100	220	5,09	33,08	-56308	0	-275095	0	4.885
59	100	220	5,09	33,08	-57697	0	-275095	0	4.768
60	100	220	5,09	33,08	-59054	0	-275095	0	4.658
61	100	220	5,09	33,08	-60376	0	-275095	0	4.556
62	100	220	5,09	33,08	-61664	0	-275095	0	4.461
63	100	220	5,09	33,08	-62915	0	-275095	0	4.372
64	100	220	5,09	33,08	-64129	0	-275095	0	4.290
65	100	220	5,09	33,08	-65303	0	-275095	0	4.213
66	100	220	5,09	33,08	-66437	0	-275095	0	4.141
67	100	220	5,09	33,08	-67530	0	-275095	0	4.074
68	100	220	5,09	33,08	-68580	0	-275095	0	4.011
69	100	220	5,09	33,08	-69585	0	-275095	0	3.953
70	100	220	5,09	33,08	-70545	0	-275095	0	3.900
71	100	220	5,09	33,08	-71458	0	-275095	0	3.850
72	100	220	5,09	33,08	-72322	0	-275095	0	3.804
73	100	220	5,09	33,08	-73137	0	-275095	0	3.761
74	100	220	5,09	33,08	-73902	0	-275095	0	3.722
75	100	220	5,09	33,08	-74614	0	-275095	0	3.687
76	100	220	5,09	33,08	-75273	0	-275095	0	3.655
77	100	220	5,09	33,08	-75876	0	-275095	0	3.626
78	100	220	5,09	33,08	-76424	0	-275095	0	3.600
79	100	220	5,09	33,08	-76915	0	-275095	0	3.577
80	100	220	5,09	33,08	-77346	0	-275095	0	3.557
81	100	220	5,09	33,08	-77718	0	-275095	0	3.540
82	100	220	5,09	33,08	-78028	0	-275095	0	3.526
83	100	220	5,09	33,08	-78275	0	-275095	0	3.514
84	100	220	5,09	33,08	-78459	0	-275095	0	3.506
85	100	220	5,09	33,08	-78577	0	-275095	0	3.501
86	100	220	5,09	33,08	-78628	0	-275095	0	3.499
87	100	220	5,09	33,08	-78612	0	-275095	0	3.499
88	100	220	5,09	33,08	-78526	0	-275095	0	3.503
89	100	220	5,09	33,08	-78370	0	-275095	0	3.510

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kgm]	N [kg]	Mrd [kgm]	Nrd [kg]	FS
90	100	220	5,09	33,08	-78142	0	-275095	0	3.520
91	100	220	5,09	33,08	-77840	0	-275095	0	3.534
92	100	220	5,09	33,08	-77464	0	-275095	0	3.551
93	100	220	33,08	33,08	-77013	0	-275687	0	3.580
94	100	220	5,09	33,08	-76484	0	-275095	0	3.597

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

n° (o Is) indice sezione

Y ordinata sezione espressa in [m]

B larghezza sezione espresso in [cm]

H altezza sezione espressa in [cm]

A<sub>sw</sub> area ferri a taglio espresso in [cmq]

cotθ inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo

V<sub>Rcd</sub> resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kg]

V<sub>Rsd</sub> resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kg]

V<sub>Rd</sub> resistenza di progetto a taglio espresso in [kg]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A<sub>sw</sub>>0.0) V<sub>Rd</sub>=min(V<sub>Rcd</sub>, V<sub>Rsd</sub>).

T taglio agente espressa in [kg]

FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	A <sub>sw</sub> [cmq]	cotθ	V <sub>Rcd</sub> [kg]	V <sub>Rsd</sub> [kg]	V <sub>Rd</sub> [kg]	T [kg]	FS
1	100	220	0,00	--	0	0	70644	0	100.000
2	100	220	0,00	--	0	0	70718	686	103.045
3	100	220	0,00	--	0	0	70793	1380	51.299
4	100	220	0,00	--	0	0	70868	2081	34.052
5	100	220	0,00	--	0	0	70942	2790	25.430
6	100	220	0,00	--	0	0	71017	3506	20.257
7	100	220	0,00	--	0	0	71092	4229	16.810
8	100	220	0,00	--	0	0	71166	4960	14.348
9	100	220	0,00	--	0	0	71241	5698	12.502
10	100	220	0,00	--	0	0	71315	6444	11.067
11	100	220	0,00	--	0	0	71390	7197	9.919
12	100	220	0,00	--	0	0	71465	7958	8.981
13	100	220	0,00	--	0	0	71539	8726	8.199
14	100	220	0,00	--	0	0	71614	9501	7.537
15	100	220	0,00	--	0	0	71556	-39707	1.802
16	100	220	0,00	--	0	0	72711	-37711	1.928
17	100	220	0,00	--	0	0	72777	-36955	1.969
18	100	220	0,00	--	0	0	72844	-36194	2.013
19	100	220	0,00	--	0	0	72911	-35426	2.058
20	100	220	0,00	--	0	0	72978	-34653	2.106
21	100	220	0,00	--	0	0	73045	-33873	2.156
22	100	220	0,00	--	0	0	73111	-33088	2.210
23	100	220	0,00	--	0	0	73178	-32296	2.266
24	100	220	0,00	--	0	0	73245	-31499	2.325

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

n°	B [cm]	H [cm]	A <sub>sw</sub> [cmq]	cotθ	V <sub>Rcd</sub> [kg]	V <sub>Rsd</sub> [kg]	V <sub>Rd</sub> [kg]	T [kg]	FS
25	100	220	0,00	--	0	0	80707	-30695	2.629
26	100	220	0,00	--	0	0	80774	-29885	2.703
27	100	220	0,00	--	0	0	80841	-29070	2.781
28	100	220	0,00	--	0	0	80908	-28248	2.864
29	100	220	0,00	--	0	0	80974	-27421	2.953
30	100	220	0,00	--	0	0	81041	-26587	3.048
31	100	220	0,00	--	0	0	81108	-25748	3.150
32	100	220	0,00	--	0	0	81175	-24902	3.260
33	100	220	0,00	--	0	0	81242	-24051	3.378
34	100	220	0,00	--	0	0	81308	-23193	3.506
35	100	220	0,00	--	0	0	81375	-22329	3.644
36	100	220	0,00	--	0	0	81442	-21460	3.795
37	100	220	0,00	--	0	0	81509	-20584	3.960
38	100	220	0,00	--	0	0	81576	-19703	4.140
39	100	220	0,00	--	0	0	81642	-18815	4.339
40	100	220	0,00	--	0	0	81709	-17922	4.559
41	100	220	0,00	--	0	0	81776	-17022	4.804
42	100	220	0,00	--	0	0	81843	-16116	5.078
43	100	220	0,00	--	0	0	81910	-15205	5.387
44	100	220	0,00	--	0	0	81976	-14287	5.738
45	100	220	0,00	--	0	0	82043	-13363	6.139
46	100	220	0,00	--	0	0	82110	-12434	6.604
47	100	220	0,00	--	0	0	82177	-11498	7.147
48	100	220	0,00	--	0	0	82244	-10557	7.791
49	100	220	0,00	--	0	0	82310	-9609	8.566
50	100	220	0,00	--	0	0	82377	-8655	9.518
51	100	220	0,00	--	0	0	82444	-7696	10.713
52	100	220	0,00	--	0	0	82511	-6730	12.260
53	100	220	0,00	--	0	0	82644	-4781	17.287
54	100	220	0,00	--	0	0	82711	-3797	21.783
55	100	220	0,00	--	0	0	83645	4872	17.167
56	100	220	0,00	--	0	0	83721	5995	13.966
57	100	220	0,00	--	0	0	83798	7125	11.761
58	100	220	0,00	--	0	0	83874	8263	10.151

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	A <sub>sw</sub> [cmq]	cotθ	V <sub>Rcd</sub> [kg]	V <sub>Rsd</sub> [kg]	V <sub>Rd</sub> [kg]	T [kg]	FS
1	100	220	0,00	--	0	0	70644	0	100.000
2	100	220	0,00	--	0	0	70644	392	180.051
3	100	220	0,00	--	0	0	70644	772	91.455
4	100	220	0,00	--	0	0	70644	1140	61.954
5	100	220	0,00	--	0	0	70644	1496	47.228
6	100	220	0,00	--	0	0	70644	1839	38.412
7	100	220	0,00	--	0	0	70644	2170	32.553
8	100	220	0,00	--	0	0	70644	2489	28.384
9	100	220	0,00	--	0	0	70644	2795	25.272
10	100	220	0,00	--	0	0	70644	3090	22.865
11	100	220	0,00	--	0	0	70644	3372	20.953
12	100	220	0,00	--	0	0	70644	3641	19.401
13	100	220	0,00	--	0	0	70644	3899	18.120
14	100	220	0,00	--	0	0	70644	4144	17.048
15	100	220	0,00	--	0	0	70644	4377	16.141
16	100	220	0,00	--	0	0	70644	4597	15.367
17	100	220	0,00	--	0	0	70644	4806	14.700
18	100	220	0,00	--	0	0	70644	5002	14.124
19	100	220	0,00	--	0	0	70644	5185	13.624

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

n°	B [cm]	H [cm]	A <sub>sw</sub> [cmq]	cotθ	V <sub>Rcd</sub> [kg]	V <sub>Rsd</sub> [kg]	V <sub>Rd</sub> [kg]	T [kg]	FS
20	100	220	0,00	--	0	0	70644	5357	13.187
21	100	220	0,00	--	0	0	70644	5516	12.807
22	100	220	0,00	--	0	0	70644	5663	12.474
23	100	220	0,00	--	0	0	70644	5798	12.184
24	100	220	0,00	--	0	0	70644	5920	11.932
25	100	220	0,00	--	0	0	70644	6031	11.714
26	100	220	0,00	--	0	0	70644	6129	11.527
27	100	220	0,00	--	0	0	70644	6214	11.368
28	100	220	0,00	--	0	0	70644	6288	11.235
29	100	220	0,00	--	0	0	70644	6349	11.127
30	100	220	0,00	--	0	0	70644	6398	11.042
31	100	220	0,00	--	0	0	70644	17648	4.003
32	100	220	0,00	--	0	0	70644	17685	3.994
33	100	220	0,00	--	0	0	70644	17710	3.989
34	100	220	0,00	--	0	0	70644	17721	3.986
35	100	220	0,00	--	0	0	70644	17719	3.987
36	100	220	0,00	--	0	0	70644	17704	3.990
37	100	220	0,00	--	0	0	70644	17676	3.997
38	100	220	0,00	--	0	0	70644	17635	4.006
39	100	220	0,00	--	0	0	70644	17581	4.018
40	100	220	0,00	--	0	0	70644	17513	4.034
41	100	220	0,00	--	0	0	70644	17432	4.053
42	100	220	0,00	--	0	0	70644	17338	4.074
43	100	220	0,00	--	0	0	70644	17231	4.100
44	100	220	0,00	--	0	0	70644	17111	4.129
45	100	220	0,00	--	0	0	70644	16977	4.161
46	100	220	0,00	--	0	0	70644	16831	4.197
47	100	220	0,00	--	0	0	70644	16671	4.237
48	100	220	0,00	--	0	0	70644	16498	4.282
49	100	220	0,00	--	0	0	70644	16312	4.331
50	100	220	0,00	--	0	0	70644	16113	4.384
51	100	220	0,00	--	0	0	70644	15901	4.443
52	100	220	0,00	--	0	0	70644	15675	4.507
53	100	220	0,00	--	0	0	70644	15437	4.576
54	100	220	0,00	--	0	0	70644	15185	4.652
55	100	220	0,00	--	0	0	70644	14920	4.735
56	100	220	0,00	--	0	0	70644	14642	4.825
57	100	220	0,00	--	0	0	70644	14350	4.923
58	100	220	0,00	--	0	0	70644	14046	5.030
59	100	220	0,00	--	0	0	70644	13728	5.146
60	100	220	0,00	--	0	0	70644	13397	5.273
61	100	220	0,00	--	0	0	70644	13053	5.412
62	100	220	0,00	--	0	0	70644	12696	5.564
63	100	220	0,00	--	0	0	70644	12326	5.731
64	100	220	0,00	--	0	0	70644	11943	5.915
65	100	220	0,00	--	0	0	70644	11546	6.119
66	100	220	0,00	--	0	0	70644	11136	6.344
67	100	220	0,00	--	0	0	70644	10713	6.594
68	100	220	0,00	--	0	0	70644	10277	6.874
69	100	220	0,00	--	0	0	70644	9828	7.188
70	100	220	0,00	--	0	0	70644	9366	7.543
71	100	220	0,00	--	0	0	70644	8890	7.946
72	100	220	0,00	--	0	0	70644	8401	8.409
73	100	220	0,00	--	0	0	70644	7899	8.943
74	100	220	0,00	--	0	0	70644	7384	9.567
75	100	220	0,00	--	0	0	70644	6856	10.304
76	100	220	0,00	--	0	0	70644	-7482	9.442
77	100	220	0,00	--	0	0	70644	-8246	8.567
78	100	220	0,00	--	0	0	70644	-9024	7.829
79	100	220	0,00	--	0	0	70644	-9816	7.197
80	100	220	0,00	--	0	0	70644	-10621	6.651

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

n°	B [cm]	H [cm]	A <sub>sw</sub> [cmq]	cotθ	V <sub>Rcd</sub> [kg]	V <sub>Rsd</sub> [kg]	V <sub>Rd</sub> [kg]	T [kg]	FS
81	100	220	0,00	--	0	0	70644	-11440	6.175
82	100	220	0,00	--	0	0	70644	-12273	5.756
83	100	220	0,00	--	0	0	70644	-13120	5.385
84	100	220	0,00	--	0	0	70644	-13980	5.053
85	100	220	0,00	--	0	0	70644	-14854	4.756
86	100	220	0,00	--	0	0	70644	-15742	4.488
87	100	220	0,00	--	0	0	70644	-16643	4.245
88	100	220	0,00	--	0	0	70644	-17558	4.023
89	100	220	0,00	--	0	0	70644	-18487	3.821
90	100	220	0,00	--	0	0	70644	-19430	3.636
91	100	220	0,00	--	0	0	70644	-20386	3.465
92	100	220	0,00	--	0	0	70644	-21356	3.308
93	100	220	0,00	--	0	0	78039	-22340	3.493
94	100	220	0,00	--	0	0	70644	-23338	3.027

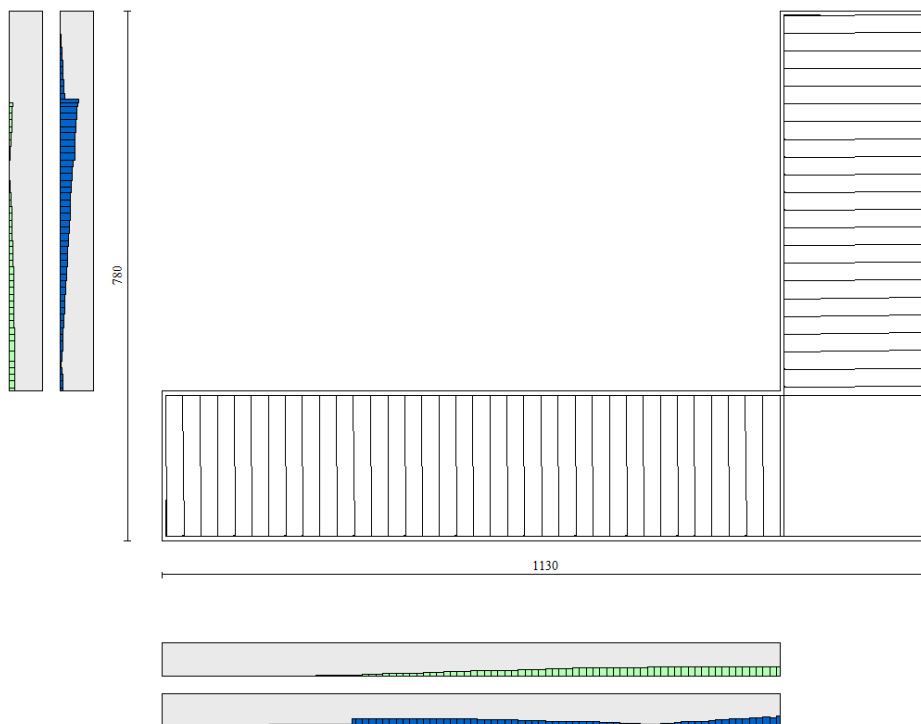


Figura 9.4 Verifica strutturale muro paraonde

### 9.3 Verifica setto murario e travi di collegamento del porticato

In concomitanza al prolungamento del molo foraneo, rispetto a quanto previsto dal Progetto Preliminare, la sovrastruttura del cassone è stata ampliata con la realizzazione del porticato e della passeggiata panoramica, come si evince dalla Figura 2.2.

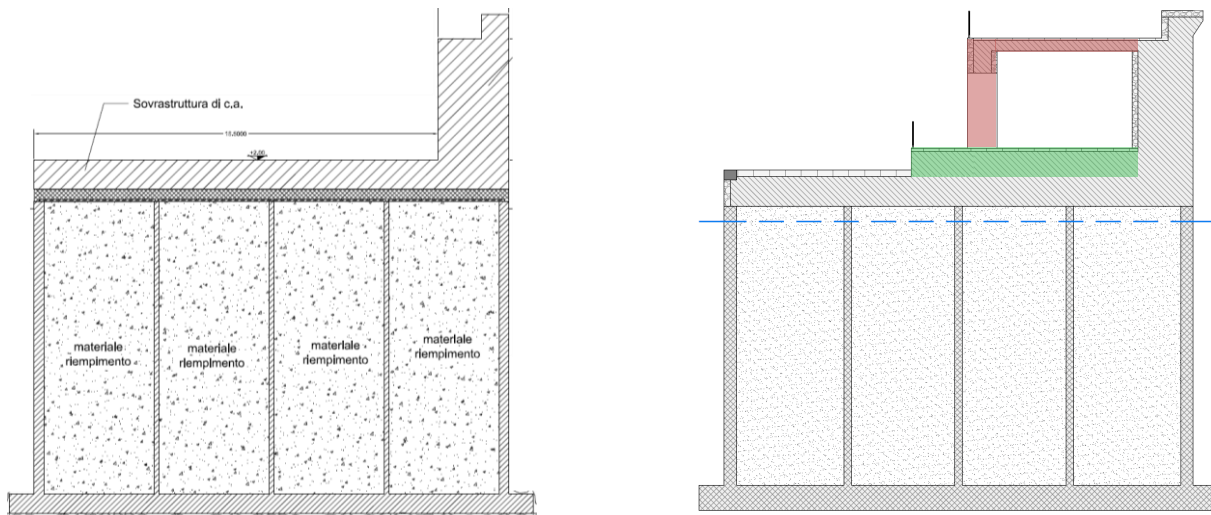


Figura 9.5 Confronto sezioni cassone: Progetto Preliminare (sx) e Progetto Definitivo (dx)

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei setti e delle travi costituenti il porticato implementati col software En.Ex.Sys. Licenza N.: 0323 BRNRDG

#### 9.3.1 Verifica setti

##### Tipo di risoluzione

- Analisi statica e/o dinamica in campo lineare con il metodo dell'equilibrio.
- Fattorizzazione LDLT.
- Analisi Statica: modellazione generale 6 gradi di libertà per nodo, ipotesi di solai infinitamente rigidi nel proprio piano (3 gradi di libertà per nodo + 3 per impalcato). Analisi dinamica. (Nel caso di analisi modale gli autovettori ed autovalori possono essere calcolati mediante subspace iteration oppure tramite il metodo dei vettori di Ritz): Via statica equivalente, modale con il metodo dello spettro di risposta.



RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Normativa di riferimento

- Circolare del 2 Febbraio 2009, n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008"
- D.M. del 14 Gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"
- Ordinanza n. 3274 del 20 Marzo 2003. "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"
- Ordinanza n. 3316. "Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003"
- D.M. del 16 Gennaio 1996. "Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»".
- D.M. del 16 Gennaio 1996. "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"
- D.M. del 9 Gennaio 1996. "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. del 14 Febbraio 1992. "Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in C.A. normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. del 3 Ottobre 1978. "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- D.M. del 3 Marzo 1975. "Disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- D.M. del 3 Marzo 1975. "Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Legge n. 64 del 2 Febbraio 1974. "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971. "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica".
- Istruzioni per la valutazione delle: Azioni sulle Costruzioni. (C.N.R. 10012/85)

Sezioni e materiali impiegati

Sez. Num.	Info	Dimensioni	Criterio	Calcestruzzo	Y <sub>M</sub>	F.C.	f <sub>ck</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>cd</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>RARE</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>FREQ</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>QP</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	Acciaio	Y <sub>M</sub>	F.C.	f <sub>yk</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>yd</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>YRARE</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>YFREQ</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>YQP</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	Copriferro [cm]	cotg θ
1	Muro	s 70 sF 20 [cm]	Verset	C25/30	1.50	1.00	250.0	141.7	150.0	250.0	112.5	B 450 C	1.15	1.00	4500.0	3913.0	3600.0	4500.0	4500.0	3.00	1.00
2	Muro	s 220 sF 20 [cm]	Verset	C25/30	1.50	1.00	250.0	141.7	150.0	250.0	112.5	B 450 C	1.15	1.00	4500.0	3913.0	3600.0	4500.0	4500.0	3.00	1.00

Criterio	Calcestruzzo	Y <sub>M</sub>	F.C.	f <sub>ck</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>cd</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>RARE</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>FREQ</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>QP</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	Acciaio	Y <sub>M</sub>	F.C.	f <sub>yk</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>yd</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>YRARE</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>YFREQ</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>YQP</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	Copriferro [cm]	cotg θ
criterio base	C25/30	1.50	1.00	250.0	141.7	150.0	250.0	112.5	B 450 C	1.15	1.00	4500.0	3913.0	3600.0	4500.0	4500.0	3.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Verifica setto 1

Nodi	Sezione Numero	B [cm]	H [cm]	Spessore [cm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
3-2	1	2	5	70	2x ø 10 25'+ Sx: ø 20 7'+ Dx: ø 20 7'	2x ø 10 5'
7-3	1	2	5	70	2x ø 10 25'+ Sx: ø 20 7'+ Dx: ø 20 7'	2x ø 8 5'

Sezione	Comb.	N <sub>Ed</sub> [kg]	M <sub>12</sub> [kgm]	M <sub>13</sub> [kgm]	Sd/Sr
Base	4	-98030.5	-36386.6	932812.9	0.96
Sommità	4	-67318.0	-169410.5	40394.7	0.14

S.L.E.	Combinazione	N [kg]	M <sub>12</sub> [kgm]	M <sub>13</sub> [kgm]	σ [kg/cm <sup>2</sup> ]
Base					
σ <sub>Cl<sub>s</sub>Max</sub>	26	-72265.0	103413.0	34878.5	-32.4
σ <sub>Cl<sub>s</sub>Med</sub>	26	-72265.0	103413.0	34878.5	-10.8
σ <sub>s,t</sub>	22	-72265.0	103413.0	34878.5	586.3
σ <sub>s,c</sub>	22	-72265.0	103413.0	34878.5	-454.7
Sommità					
σ <sub>Cl<sub>s</sub>Max</sub>	26	-48640.0	-115345.5	29714.3	-26.9
σ <sub>Cl<sub>s</sub>Med</sub>	26	-48640.0	-115345.5	29714.3	-11.5
σ <sub>s,t</sub>	22	-48640.0	-115345.5	29714.3	440.0
σ <sub>s,c</sub>	22	-48640.0	-115345.5	29714.3	-382.3

Diaframma	B [m]	H [m]	compressione					taglio - trazione							S/R		
			Comb	ε	V <sub>Ed</sub> [kg]	V <sub>Rd,c</sub> [kg]	S/R	Comb	ε	V <sub>Ed</sub> [kg]	α <sub>s</sub>	V <sub>Rcd</sub> [kg]	V <sub>Rsd</sub> [kg]	V <sub>Rd</sub> [kg]		$\frac{\rho_h}{\rho_v + \rho_N}$	S/R
3-2	1.50	4.50	4	1.00	124563.1	334687.5	0.37	4	1.00	124563.1	2.00	0.0	0.0	165958.1		0.75	0.75
7-3	1.50	4.50	1	1.00	61130.8	334687.5	0.18	1	1.00	61130.8	2.00	0.0	0.0	106213.2		0.58	0.58

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Verifica setto 2

Nodi	Sezione Numero	B [cm]	H [cm]	Spessore [cm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
39-35	1	2	5	70	2x ø 10 25'+ Sx: ø 20 7'+ Dx: ø 20 7'	2x ø 8 5'
39-38	1	2	5	70	2x ø 10 25'+ Sx: ø 20 7'+ Dx: ø 20 7'	2x ø 10 5'

Sezione	Comb.	N <sub>Ed</sub> [kg]	M <sub>12</sub> [kgm]	M <sub>13</sub> [kgm]	Sd/Sr
Base	4	-94498.1	57643.7	953216.0	0.95
Sommità	4	-62761.9	160504.9	36980.9	0.12

S.L.E.	Combinazione	N [kg]	M <sub>12</sub> [kgm]	M <sub>13</sub> [kgm]	σ [kg/cm <sup>2</sup> ]	
Base						
σ <sub>Cls,Max</sub>		26	-72897.5	-103348.4	35133.5	-30.2
σ <sub>Cls,Med</sub>		26	-72897.5	-103348.4	35133.5	-10.1
σ <sub>s,t</sub>		22	-72897.5	-103348.4	35133.5	526.8
σ <sub>s,c</sub>		22	-72897.5	-103348.4	35133.5	-425.5
Sommità						
σ <sub>Cls,Max</sub>		26	-48485.0	117969.3	29092.5	-24.9
σ <sub>Cls,Med</sub>		26	-48485.0	117969.3	29092.5	-10.9
σ <sub>s,t</sub>		22	-48485.0	117969.3	29092.5	406.7
σ <sub>s,c</sub>		22	-48485.0	117969.3	29092.5	-354.7

Diaframma	B [m]	H [m]	compressione					taglio - trazione							S/R		
			Comb	ε	V <sub>Ed</sub> [kg]	V <sub>Rd,c</sub> [kg]	S/R	Comb	ε	V <sub>Ed</sub> [kg]	α <sub>s</sub>	V <sub>Rcd</sub> [kg]	V <sub>Rsd</sub> [kg]	V <sub>Rd</sub> [kg]		ρ <sub>h</sub> P <sub>v</sub> +P <sub>N</sub>	S/R
39-35	1.60	4.50	1	1.00	62017.8	357000.1	0.17	1	1.00	62017.8	2.00	0.0	0.0	113294.0		0.55	0.55
39-38	1.50	4.50	4	1.00	124935.1	334687.5	0.37	4	1.00	124935.1	2.00	0.0	0.0	165958.1		0.75	0.75

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Verifica setto 3

Nodi	Sezione Numero	B [cm]	H [cm]	Spessore [cm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
31-27	1	3	5	70	2x ø 10 25'+ Sx: ø 16/14 20'+ Dx: ø 16/14 20'	2x ø 8 5'

Sezione	Comb.	N <sub>Ed</sub> [kg]	M <sub>12</sub> [kgm]	M <sub>13</sub> [kgm]	Sd/Sr
Base	4	-0.0	-0.0	-0.0	0.00
Sommità	1	30712.5	228863.5	-10751.3	0.75

S.L.E.	Combinazione	N [kg]	M <sub>12</sub> [kgm]	M <sub>13</sub> [kgm]	σ [kg/cm <sup>2</sup> ]
Base					
σ <sub>Cl<sub>s</sub>Max</sub>	26	-0.0	-0.0	0.0	-0.0
σ <sub>Cl<sub>s</sub>Med</sub>	26	-0.0	-0.0	0.0	-0.0
σ <sub>s,t</sub>	22	-0.0	-0.0	0.0	0.0
σ <sub>s,c</sub>	22	-0.0	-0.0	0.0	-0.0
Sommità					
σ <sub>Cl<sub>s</sub>Max</sub>	26	23625.0	176095.2	-8270.6	-54.3
σ <sub>Cl<sub>s</sub>Med</sub>	22	23625.0	176095.2	-8270.6	0.0
σ <sub>s,t</sub>	22	23625.0	176095.2	-8270.6	3495.4
σ <sub>s,c</sub>	22	23625.0	176095.2	-8270.6	-740.8

Diaframma	B [m]	H [m]	compressione					taglio - trazione							S/R		
			Comb	ε	V <sub>Ed</sub> [kg]	V <sub>Rd,c</sub> [kg]	S/R	Comb	ε	V <sub>Ed</sub> [kg]	α <sub>s</sub>	V <sub>Rcd</sub> [kg]	V <sub>Rsd</sub> [kg]	V <sub>Rd</sub> [kg]		ρ <sub>h</sub> / ρ <sub>v</sub> +ρ <sub>n</sub>	S/R
31-27	3.00	4.50	1	1.00	50858.6	669375.0	0.08	1	1.00	50858.6	2.00	0.0	0.0	212426.3		0.24	0.24

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Verifica setto 4

Nodi	Sezione Numero	B [cm]	H [cm]	Spessore [cm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
23-19	1	3	5	70	2x ø 10 25'+ Sx: ø 10 20'+ Dx: ø 10 20'	2x ø 8 5'

Sezione	Comb.	N <sub>Ed</sub> [kg]	M <sub>12</sub> [kgm]	M <sub>13</sub> [kgm]	Sd/Sr
Base	4	0.0	-0.0	-0.0	0.00
Sommità	4	30712.5	-13663.5	-10903.7	0.47

S.L.E.	Combinazione	N [kg]	M <sub>12</sub> [kgm]	M <sub>13</sub> [kgm]	σ [kg/cm <sup>2</sup> ]
Base					
σ <sub>Clis,Max</sub>	26	0.0	-0.0	-0.0	-0.0
σ <sub>Clis,Med</sub>	22	0.0	-0.0	-0.0	0.0
σ <sub>s,t</sub>	22	0.0	-0.0	-0.0	0.0
σ <sub>s,c</sub>	22	0.0	-0.0	-0.0	-0.0
Sommità					
σ <sub>Clis,Max</sub>	26	23625.0	-465.1	-8268.4	-7.4
σ <sub>Clis,Med</sub>	22	23625.0	-465.1	-8268.4	0.0
σ <sub>s,t</sub>	22	23625.0	-465.1	-8268.4	1628.3
σ <sub>s,c</sub>	22	23625.0	-465.1	-8268.4	-19.7

Diaframma	B [m]	H [m]	compressione					taglio - trazione							S/R		
			Comb	ε	V <sub>Ed</sub> [kg]	V <sub>Rd,c</sub> [kg]	S/R	Comb	ε	V <sub>Ed</sub> [kg]	α <sub>s</sub>	V <sub>Rcd</sub> [kg]	V <sub>Rsd</sub> [kg]	V <sub>Rd</sub> [kg]		P <sub>h</sub> / P <sub>v</sub> +P <sub>N</sub>	S/R
23-19	3.00	4.50	17	1.00	4445.7	669375.0	0.01	17	1.00	4445.7	2.00	0.0	0.0	212426.3		0.02	0.02

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Verifica setto 5

Nodi	Sezione Numero	B [cm]	H [cm]	Spessore [cm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
15-11	1	3	5	70	2x ø 10 25' + 5x: ø 16/14 20' + Dx: ø 16/14 20'	2x ø 8 5'

Sezione	Comb.	N <sub>Ed</sub> [kg]	M <sub>12</sub> [kgm]	M <sub>13</sub> [kgm]	Sd/Sr
Base	1	0.0	0.0	-0.0	0.00
Sommità	1	30712.5	-230121.0	-10751.1	0.75

S.L.E.	Combinazione	N [kg]	M <sub>12</sub> [kgm]	M <sub>13</sub> [kgm]	σ [kg/cm <sup>2</sup> ]
Base					
σ <sub>Cl<sub>s</sub>Max</sub>	26	0.0	0.0	-0.0	-0.0
σ <sub>Cl<sub>s</sub>Med</sub>	22	0.0	0.0	-0.0	0.0
σ <sub>s,t</sub>	22	0.0	0.0	-0.0	0.0
σ <sub>s,c</sub>	22	0.0	0.0	-0.0	-0.0
Sommità					
σ <sub>Cl<sub>s</sub>Max</sub>	26	23625.0	-177067.9	-8270.5	-54.5
σ <sub>Cl<sub>s</sub>Med</sub>	22	23625.0	-177067.9	-8270.5	0.0
σ <sub>s,t</sub>	22	23625.0	-177067.9	-8270.5	3511.0
σ <sub>s,c</sub>	22	23625.0	-177067.9	-8270.5	-743.9

Diaframma	B [m]	H [m]	compressione					taglio - trazione									
			Comb	ε	V <sub>Ed</sub> [kg]	V <sub>Rd,c</sub> [kg]	S/R	Comb	ε	V <sub>Ed</sub> [kg]	α <sub>s</sub>	V <sub>Rcd</sub> [kg]	V <sub>Rsd</sub> [kg]	V <sub>Rd</sub> [kg]	P <sub>h</sub> P <sub>v</sub> +P <sub>N</sub>	S/R	S/R
15-11	3.00	4.50	1	1.00	51138.0	669375.0	0.08	1	1.00	51138.0	2.00	0.0	0.0	212426.3		0.24	0.24

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Verifica setto 6

Nodi	Sezione B H Spessore			Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
	Numero [cm]	[cm]	[cm]		
37-36-34-33-32-30-29-28-26-25-24-22-21-20-18-17-16-14-13-12-10-9-8-6-1	2	24	5	220	2x ø 10 25'+ Sx: ø 10 20'+ Dx: ø 10 20'

Sezione	Comb.	N <sub>Ed</sub> [kg]	M <sub>12</sub> [kgm]	M <sub>13</sub> [kgm]	Sd/Sr
Base	4	-779234,9	-69797,9	7800,4	0,01
Sommità	5	-7634,9	-0,4	0,0	0,00

S.L.E.	Combinazione	N [kg]	M <sub>12</sub> [kgm]	M <sub>13</sub> [kgm]	σ [kg/cm <sup>2</sup> ]
Base					
σ <sub>Cls.Max</sub>	26	-596475,0	905,4	152,3	-1,1
σ <sub>Cls.Med</sub>	26	-596475,0	905,4	152,3	-1,1
σ <sub>1,t</sub>	22	-596475,0	905,4	152,3	-16,8
σ <sub>1,c</sub>	22	-596475,0	905,4	152,3	-16,8
Sommità					
σ <sub>Cls.Max</sub>	26	-0,0	0,8	0,0	-0,0
σ <sub>Cls.Med</sub>	26	-0,0	0,8	0,0	-0,0
σ <sub>1,t</sub>	22	-0,0	0,8	0,0	0,0
σ <sub>1,c</sub>	22	-0,0	0,8	0,0	-0,0

i

Diaframma	B [m]	H [m]	compressione				taglio - trazione											
			Comb	ε	V <sub>Ed</sub> [kg]	V <sub>Rd,c</sub> [kg]	S/R	Comb	ε	V <sub>Ed</sub> [kg]	α <sub>s</sub>	V <sub>Rcd</sub> [kg]	V <sub>Rsd</sub> [kg]	V <sub>Rd</sub> [kg]	ρ <sub>b</sub>	P <sub>v</sub> +P <sub>N</sub>	S/R	S/R
37-36-34-33-32-30-29-28-26-25-24-22-21-20-18-17-16-14-13-12-10-9-8-6-1	24,10	4,50	15	1,00	76998,0	16900126,0	0,00	15	1,00	76998,0	2,00	0,0	0,0	3839606,5			0,02	0,02

**9.3.2 Verifica Travi**

Modalità di verifica

Le travi vengono progettate-verificate a flessione retta e taglio nel piano longitudinale della trave sulla base dell'involuppo delle sollecitazioni.

Viene comunque sempre predisposta l'armatura minima mentre gli sforzi di taglio vengono integralmente assorbiti dalle staffe.

Le operazioni di progetto-verifica vengono condotte, per ogni asta, in tre diverse sezioni e precisamente in corrispondenza dei fili esterni dei pilastri e della sezione in campata nella quale viene riscontrato il massimo momento positivo (negativo).

I momenti si intendono positivi se tendono le fibre di intradosso (inferiori).

Per quanto concerne il progetto e la verifica delle travi a taglio esse vengono condotte nel modo seguente:

- Si controlla se la trave necessita o meno di armatura aggiuntiva a taglio:
  1. Se non occorre armatura aggiuntiva a taglio si procede a disporre la staffatura minima di regolamento e la progettazione ha termine.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

2. Se occorre armatura aggiuntiva a taglio la staffatura viene progettata andando a suddividere la trave, a seconda del caso, in uno, tre o cinque conci:

- due tronchi in prossimità degli appoggi di lunghezza pari all'altezza della sezione;
  - due altri (eventuali) tronchi dall'ascissa precedente a quella in cui il taglio può essere assorbito con la sola staffatura minima da regolamento
  - un restante (eventuale) concio di chiusura centrale.
- In ogni caso l'armatura a taglio si intende simmetrica rispetto alla mezzeria della trave e viene progettata considerando, rispetto alla mezzeria, la zona della trave più sollecitata.

Per quanto concerne le verifiche a taglio esse vengono condotte suddividendo la trave in cinque conci: due tronchi in prossimità degli appoggi di lunghezza pari all'altezza della sezione; due altri (eventuali) tronchi dall'ascissa precedente a quella in cui il taglio può essere assorbito con la sola staffatura minima da regolamento; il restante (eventuale) concio di chiusura centrale.

L'armatura a taglio si intende simmetrica rispetto alla mezzeria della trave e viene progettata considerando, rispetto alla mezzeria, la zona della trave più sollecitata.

Sezioni impiegate

Sez. Num.	Info	Dimensioni	Criterio	Calcestruzzo	$\gamma_M$	F.C.	$f_{ck}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$f_{cd}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{RARE}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{FREQ}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{QP}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Acciaio	$\gamma_M$	F.C.	$f_{yk}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$f_{yd}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{YRARE}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{YFREQ}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{YQP}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Cop. Es	Cop. In	In	cotg $\theta$ , cotg $\theta$
1	Rett.	B 70 H 125 [cm]	Vertrav	C25/30	1,50	1,00	250,0	141,7	150,0	250,0	112,5	B 450 C	1,15	1,00	4500,0	3913,0	3600,0	4500,0	4500,0	3,00	3,00	1,00	1,00

Travata 1

Nodo	x [m]	$A_{fe}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{fi}$ [cm <sup>2</sup> ]	$q_T$ [kg/m]	$M_{rif}$ [kgm]	$M_{de}$ [kgm]	$M_{re}$ [kgm]	x/d	$M_{di}$ [kgm]	$M_{ri}$ [kgm]	x/d	$\sigma_{be}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{bi}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{fe}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{fi}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	w [mm]
<b>Trave Sez. 1 Rett. 70x125 [cm]</b>																
107	0.13	24.69	29.49			104267.1	112435.8	0.05	0.0	-134052.0	0.06					
						SLE Freq.	66036.9		0.0			0.0	45.4	1189.8	431.2	OK
						SLE Q.P.	66036.9		0.0			0.0	45.4	1189.8	431.2	OK
Camp.	1.50	49.42	38.01	2843.8	1599.6	51501.4	223648.0	0.07	-29799.8	-172496.4	0.06					
						SLE Freq.	1599.2		-1230.5			0.7	0.8	29.4	28.9	OK
						SLE Q.P.	1599.2		-1230.5			0.7	0.8	29.4	28.9	OK
111	2.88	26.84	26.29			0.0	122121.9	0.06	-76244.6	-119649.2	0.05					
						SLE Freq.	0.0		-58699.7			40.1	0.0	269.5	1379.6	OK
						SLE Q.P.	0.0		-58699.7			40.1	0.0	269.5	1379.6	OK

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg( $\theta$ )	$V_{Ed}$ [kg]	$V_{Rd,c}$ [kg]	$V_{Rcd}$ [kg]	$V_{Rd}$ [kg]	$T_{Ed}$ [kgm]	$T_{Rcd}$ [kgm]	$T_{Rsd}$ [kgm]	Staffe
<b>Trave 107 111 Sez. 1 Rett. 70x125 [cm]</b>											
0.13	2.88	2.75	1.00	65053.9	28254.1	269089.4	68316.2	727.9	73423.3	15352.5	ø 8 4br. 12.5'



RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Travata 2

Nodo	x [m]	A <sub>fe</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>fi</sub> [cm <sup>2</sup> ]	q <sub>T</sub> [kg/m]	M <sub>rif</sub> [kgm]	M <sub>de</sub> [kgm]	M <sub>re</sub> [kgm]	x/d	M <sub>di</sub> [kgm]	M <sub>ri</sub> [kgm]	x/d	σ <sub>be</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>bi</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>fe</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>fi</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	w mm
<b>Trave Sez. 1 Rett. 70x125 [cm]</b>																
115	0.13	7.60	11.80			29049.3	35292.9	0.04	0.0	-54315.2	0.04					
						SLE Freq.	20007.0			0.0		0.0	24.7	1147.5	202.5	OK
						SLE Q.P.	20007.0			0.0		0.0	24.7	1147.5	202.5	OK
Camp.	1.50	15.21	15.21	2843.8	1599.6	8698.9	69694.7	0.05	-15347.2	-69694.7	0.05					
						SLE Freq.	0.0			-2922.9		2.7	0.0	31.2	170.1	OK
						SLE Q.P.	0.0			-2922.9		2.7	0.0	31.2	170.1	OK
119	2.88	8.26	10.52			0.0	38291.5	0.04	-31175.5	-48515.8	0.04					
						SLE Freq.	0.0			-21713.9		24.1	0.0	148.3	1256.5	OK
						SLE Q.P.	0.0			-21713.9		24.1	0.0	148.3	1256.5	OK

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V <sub>Ed</sub> [kg]	V <sub>Rd,c</sub> [kg]	V <sub>Rcd</sub> [kg]	V <sub>Rd</sub> [kg]	T <sub>Ed</sub> [kgm]	T <sub>Rcd</sub> [kgm]	T <sub>Rsd</sub> [kgm]	Staffe
<b>Trave 115 119 Sez. 1 Rett. 70x125 [cm]</b>											
0.13	2.88	2.75	1.00	25810.1	24662.2	269089.4	48797.3	82.6	73423.3	10966.1	ø 8 4br. 17.5'

Travata 3

Nodo	x [m]	A <sub>fe</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>fi</sub> [cm <sup>2</sup> ]	q <sub>T</sub> [kg/m]	M <sub>rif</sub> [kgm]	M <sub>de</sub> [kgm]	M <sub>re</sub> [kgm]	x/d	M <sub>di</sub> [kgm]	M <sub>ri</sub> [kgm]	x/d	σ <sub>be</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>bi</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>fe</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>fi</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	w mm
<b>Trave Sez. 1 Rett. 70x125 [cm]</b>																
123	0.13	8.26	10.52			0.0	38291.5	0.04	-27952.0	-48515.8	0.04					
						SLE Freq.	0.0			-21500.7		23.9	0.0	146.8	1244.1	OK
						SLE Q.P.	0.0			-21500.7		23.9	0.0	146.8	1244.1	OK
Camp.	1.50	15.21	15.21	2843.8	1599.6	7440.7	69694.7	0.05	-14087.7	-69694.7	0.05					
						SLE Freq.	0.0			-2922.7		2.7	0.0	31.2	170.1	OK
						SLE Q.P.	0.0			-2922.7		2.7	0.0	31.2	170.1	OK
127	2.88	7.60	11.80			25734.1	35292.9	0.04	0.0	-54315.2	0.04					
						SLE Freq.	19794.0			0.0		0.0	24.4	1135.3	200.3	OK
						SLE Q.P.	19794.0			0.0		0.0	24.4	1135.3	200.3	OK

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V <sub>Ed</sub> [kg]	V <sub>Rd,c</sub> [kg]	V <sub>Rcd</sub> [kg]	V <sub>Rd</sub> [kg]	T <sub>Ed</sub> [kgm]	T <sub>Rcd</sub> [kgm]	T <sub>Rsd</sub> [kgm]	Staffe
<b>Trave 123 127 Sez. 1 Rett. 70x125 [cm]</b>											
0.13	2.88	2.75	1.00	23432.4	24662.2	269089.4	48797.3	71.7	73423.3	10966.1	ø 8 4br. 17.5'

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Travata 4

Nodo	x [m]	A <sub>fe</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>fi</sub> [cm <sup>2</sup> ]	q <sub>T</sub> [kg/m]	M <sub>rif</sub> [kgm]	M <sub>de</sub> [kgm]	M <sub>re</sub> [kgm]	x/d	M <sub>di</sub> [kgm]	M <sub>ri</sub> [kgm]	x/d	σ <sub>be</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>bi</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>fe</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>fi</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	w mm
<b>Trave Sez. 1 Rett. 70x125 [cm]</b>																
131	0.13	24.77	26.29			0.0	112827.2	0.05	-75913.9	-119642.4	0.06					
					SLE Freq.	0.0			-58443.7			40.5	0.0	272.5	1375.3	OK
					SLE Q.P.	0.0			-58443.7			40.5	0.0	272.5	1375.3	OK
Camp.	1.50	45.62	38.01	2843.8	1599.6	47350.7	206607.5	0.07	-29634.7	-172487.2	0.06					
					SLE Freq.	1642.0			-1230.5			0.7	0.9	32.6	29.0	OK
					SLE Q.P.	1642.0			-1230.5			0.7	0.9	32.6	29.0	OK
135	2.88	22.79	29.49			96353.1	103879.1	0.05	0.0	-134034.5	0.06					
					SLE Freq.	65866.6			0.0			0.0	46.6	1282.6	438.4	OK
					SLE Q.P.	65866.6			0.0			0.0	46.6	1282.6	438.4	OK

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V <sub>Ed</sub> [kg]	V <sub>Rd,c</sub> [kg]	V <sub>Rcd</sub> [kg]	V <sub>Rd</sub> [kg]	T <sub>Ed</sub> [kgm]	T <sub>Rcd</sub> [kgm]	T <sub>Rsd</sub> [kgm]	Staffe
<b>Trave 131 135 Sez. 1 Rett. 70x125 [cm]</b>											
0.13	2.88	2.75	1.00	62676.1	28254.1	269089.4	68316.2	676.2	73423.3	15352.5	ø 8 4br. 12.5'

## 10 VALUTAZIONE DELLA TRACIMAZIONE

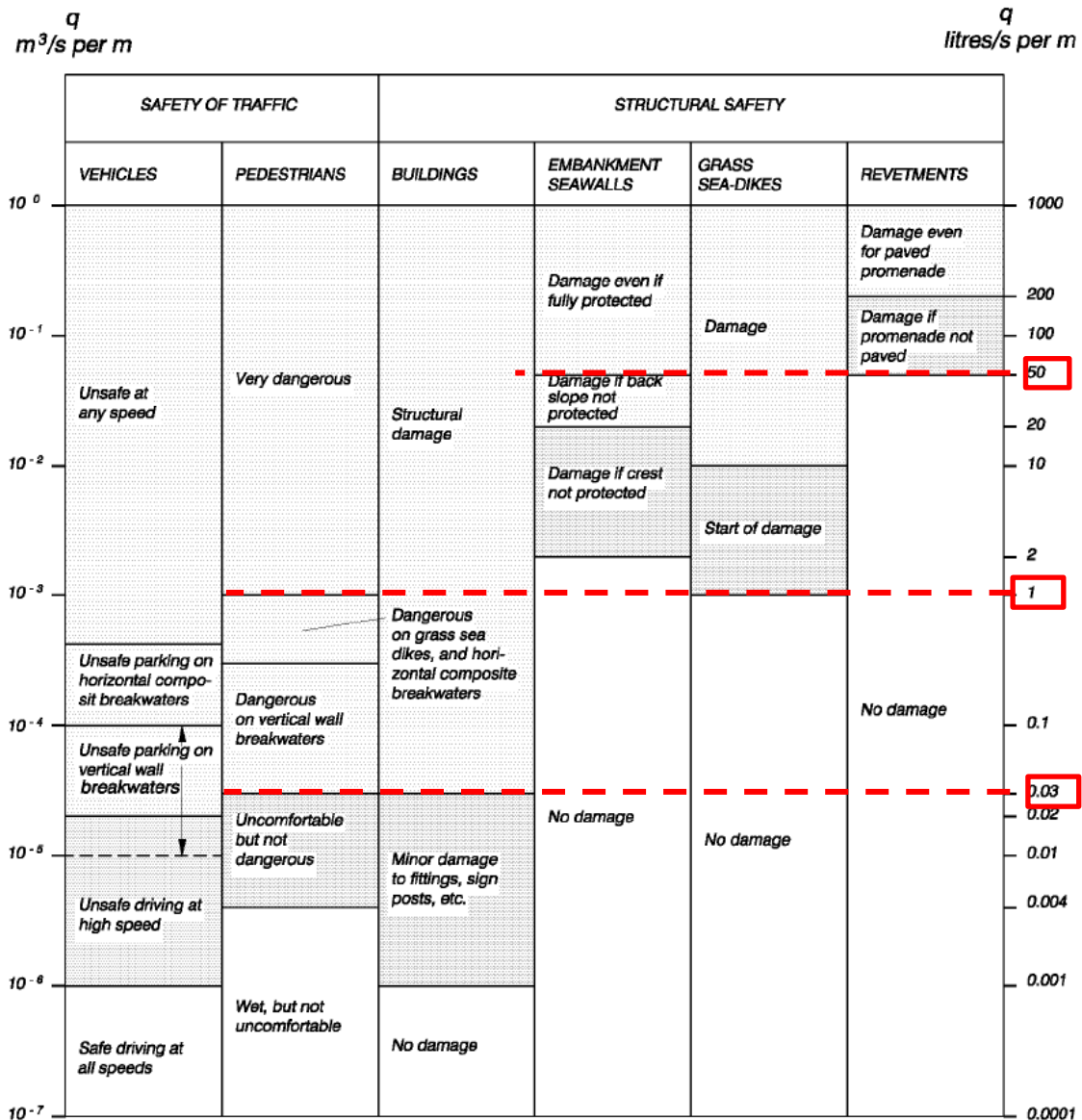
Un aspetto significativo non trascurabile nella verifica delle opere marittime, riguarda la corretta definizione del livello di affioramento (*Run-Up*) e conseguente livello di tracimazione (*Overtopping*) del moto ondoso.

Il sormonto dell'opera da parte delle onde avviene a partire da determinati valori di altezza d'onda incidente e varia in relazione sia allo stato del mare che alla geometria della struttura in esame

Un livello di tracimazione può essere definito accettabile o meno a seconda delle funzioni svolte dall'opera stessa e delle eventuali strutture presenti. I limiti ammissibili di tracimazione sono stati studiati a livello sperimentale da diversi autori e sono stati sintetizzati nel *Coastal Engineering Manual* (CEM).

In particolare, la tabella VI-5-6 del CEM riporta la massima portata di tracimazione entro la quale è garantita la sicurezza sia per le strutture che per il traffico (veicolare e pedonale):

Tabella 10.1 Limiti ammissibili della portata media di tracimazione



RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Per quanto riguarda la sicurezza strutturale non si fa distinzione 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.

La sicurezza funzionale delle strutture, valutata con riferimento al transito dei pedoni lungo la passeggiata a tergo del muro paraonde, presenta dei livelli massimi ammissibili per la portata di tracimazione dipendenti dalla tipologia di opera (struttura a cassoni, struttura composta e opera a scarpata) e molto più restrittivi rispetto ai livelli richiesti per la sicurezza strutturale.

Nel caso in esame, la verifica è stata condotta in corrispondenza sia del molo foraneo (con riferimento alla sicurezza strutturale e a quella funzionale) che della banchina "Scoglio di Ulisse", con riferimento esclusivamente alla sicurezza funzionale:

<b>BANCHINA</b>	<b>TIPOLOGIA DI OPERA</b>	<b>LIVELLO DI SICUREZZA</b>	<b>PERIODO PER CUI SI GARANTISCE LA PRESTAZIONE</b>	<b>PORTATA LIMITE (l/s/m)</b>
Prolungamento molo foraneo	Opera a parete verticale	Strutturale	Tutto l'anno	50,00
		Funzionale	Stagione estiva (Giugno – Settembre)	0,03
Scoglio di Ulisse	Opere a gettata	Funzionale	Stagione estiva (Giugno – Settembre)	1,00

Per il calcolo della portata di tracimazione, espressa in litri al secondo per metro di sviluppo del coronamento [l/s/m], si può fare riferimento alle metodologie proposte nell'EurOtop Manual (2018), che fornisce formule differenti per ogni specifica configurazione di progetto, con riferimento al "*design and assessment approach*" (approccio di progetto), più cautelativo rispetto al "*mean value approach*" e comunemente usato per la progettazione delle opere.

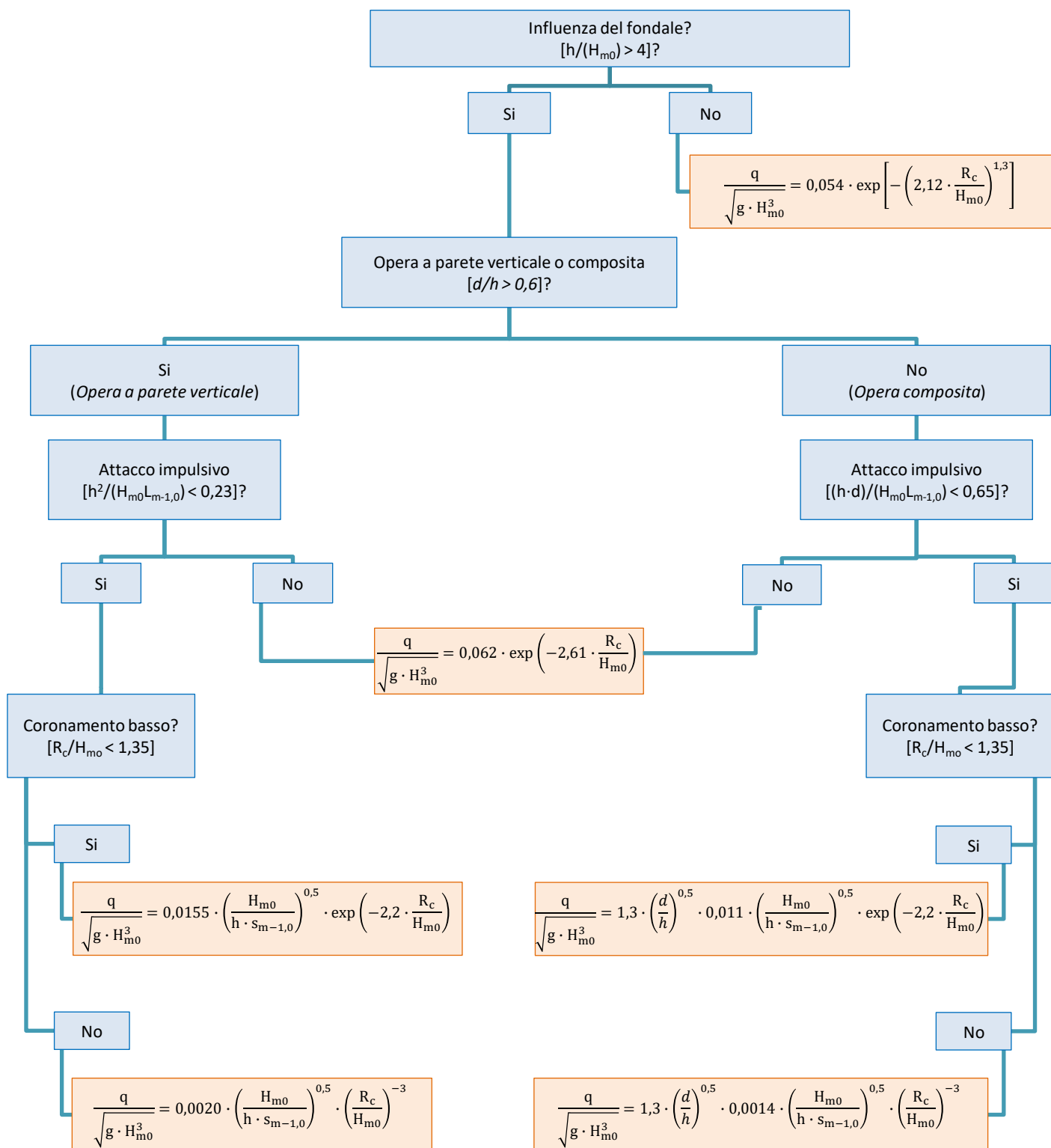
### 10.1 Metodo di calcolo della portata di tracimazione per le opere a parete verticale

In corrispondenza dei cassoni posti a prolungamento del molo foraneo la portata di tracimazione è stata valutata con riferimento alla metodologia di calcolo prevista dall' EurOtop Manual (2018) per le "opere a parete verticale", in funzione dei parametri caratteristici dell'onda incidente e della geometria dell'opera.

Il calcolo si esegue per step successivi, valutando di volta in volta la configurazione di calcolo più appropriata in relazione ai seguenti aspetti:

- influenza del fondale antistante l'opera;
- tipologia di opera (opera a parete verticale o struttura composta);
- impulsività dell'attacco ondosio;
- quota di coronamento;
- eventuale deflettore in corrispondenza del coronamento della struttura.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME



### 10.1.1 Influenza del fondale

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 nell'EurOtop Manual, si verifica nel caso in cui la profondità al piede dell'opera è almeno 4 volte maggiore dell'altezza d'onda significativa in acque profonde.

Nel caso in cui ci si trovi in condizioni di acque profonde e, pertanto, l'opera non risente della presenza del fondale, la portata di tracimazione, con riferimento al *design and assessment approach*, si ottiene attraverso la seguente espressione:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0,054 \cdot \exp \left[ - \left( 2,12 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}} \right)^{1,3} \right]$$

in cui:

- $H_{m0}$  è l'altezza significativa al piede dell'opera [m];
- $R_c$  è la quota del coronamento rispetto al livello medio del mare, incrementato del sovrizzo [m].

In caso di acque intermedie o acque basse si procede con lo step successivo.

### 10.1.2 Tipologia di opera (opera a parete verticale o struttura composita)

Verificata la condizione di acque intermedie o basse, occorre verificare se si tratti di opera interamente a parete verticale (Figura 10.1) oppure di opera composita, con la presenza di una berma/scogliera di protezione di dimensioni tali da influire sulla portata di tracimazione (Figura 10.2).

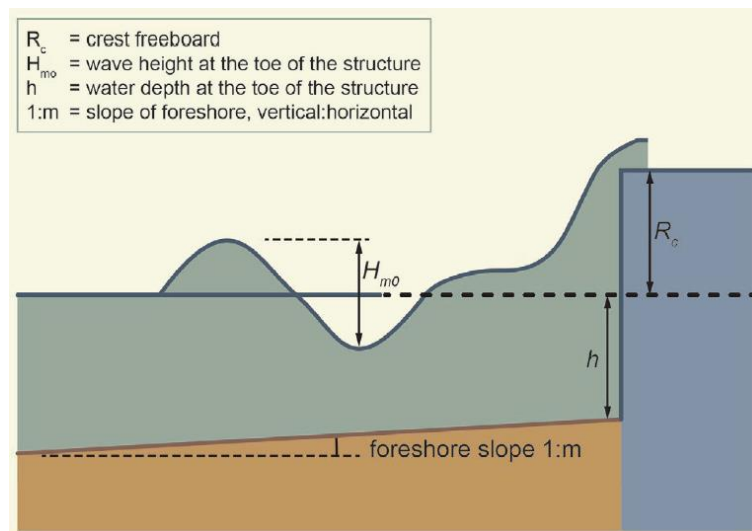


Figura 10.1 Schema tipologico per il calcolo della tracimazione di strutture a parete verticale

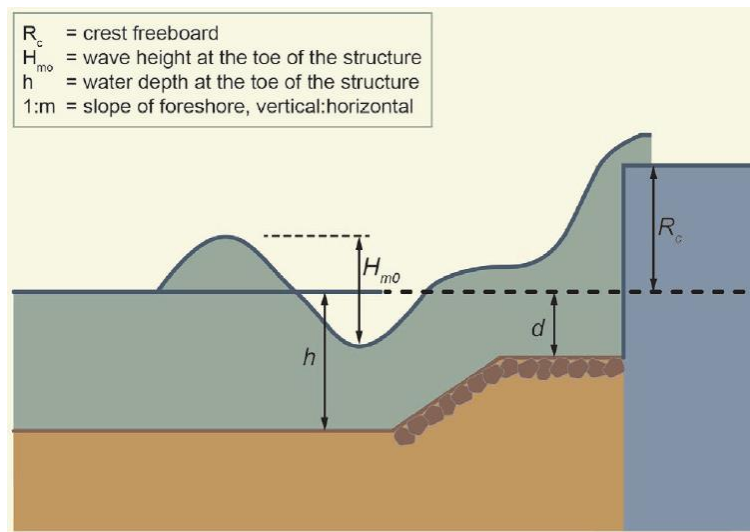


Figura 10.2 Schema tipico per il calcolo della tracimazione di strutture composte

L'influenza della eventuale berma di protezione dipende dal rapporto tra la profondità al coronamento della stessa ( $d$ ) e la profondità al piede dell'opera ( $h$ ).

Assumendo che la larghezza della berma sia inferiore rispetto all'altezza d'onda  $H_{m0}$ , la presenza della berma non influenza la tracimazione nel caso in cui il rapporto tra  $d$  e  $h$  sia maggiore o uguale a 0,6.

In tal caso l'opera viene considerata come una struttura a parete verticale; in caso contrario invece l'opera può essere considerata come una struttura composta.

### 10.1.3 Impulsività dell'attacco ondoso

Lo step successivo consiste nel valutare la condizione di attacco dell'onda, distinguendo tra condizioni impulsive e non impulsive.

In particolare, la condizione di impulsività è verificata quando:

- $h^2/(H_{m0}L_{m-1,0}) < 0,23$ , in caso di opere a parete verticale
- $(h \cdot d)/(H_{m0}L_{m-1,0}) < 0,65$ , in caso di opere composte

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).

Se non è verificata l'impulsività dell'onda, sia per opere a parete verticale che per opere a struttura composta, la portata di tracimazione in acque basse o intermedie, con riferimento all'approccio di progetto, è data dalla seguente espressione:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0,062 \cdot \exp\left(-2,61 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right)$$

In caso di attacco impulsivo, invece, occorre passare allo step successivo.

### 10.1.4 Quota di coronamento

In presenza di un attacco impulsivo del moto ondoso, è necessario distinguere tra opere con coronamento

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

basso ( $R_c/H_{m0} < 1,35$ ) o opere con coronamento più elevato.

Sempre con riferimento all'approccio di progetto, definita la ripidità dell'onda  $s_{m-1,0}$  come il rapporto tra altezza d'onda significativa e lunghezza d'onda, calcolata con riferimento al periodo  $T_{m-1,0}$ , la portata di tracimazione di opere con coronamento basso è data da:

- $\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0,0155 \cdot \left(\frac{H_{m0}}{h \cdot s_{m-1,0}}\right)^{0,5} \cdot \exp\left(-2,2 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right)$ , in caso di opere a parete verticale;
- $\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 1,3 \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^{0,5} \cdot 0,011 \cdot \left(\frac{H_{m0}}{h \cdot s_{m-1,0}}\right)^{0,5} \cdot \exp\left(-2,2 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right)$ , in caso di strutture composite.

Per le opere con coronamento elevato, invece, le espressioni di riferimento sono:

- $\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0,0020 \cdot \left(\frac{H_{m0}}{h \cdot s_{m-1,0}}\right)^{0,5} \cdot \left(\frac{R_c}{H_{m0}}\right)^{-3}$ , in caso di opere a parete verticale;
- $\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 1,3 \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^{0,5} \cdot 0,0014 \cdot \left(\frac{H_{m0}}{h \cdot s_{m-1,0}}\right)^{0,5} \cdot \left(\frac{R_c}{H_{m0}}\right)^{-3}$ , in caso di strutture composite.

10.1.5 Presenza di un 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:

$$k_{bn} = \frac{Q_{with\_bullnose}}{Q_{without\_bullnose}}$$

Con riferimento alla successiva Figura 10.3, la presenza del deflettore comporta una riduzione della portata di tracimazione nel caso in cui l'angolo  $\alpha$  sia inferiore a  $90^\circ$  e, dunque, il deflettore sia inclinato verso l'esterno (lato mare).

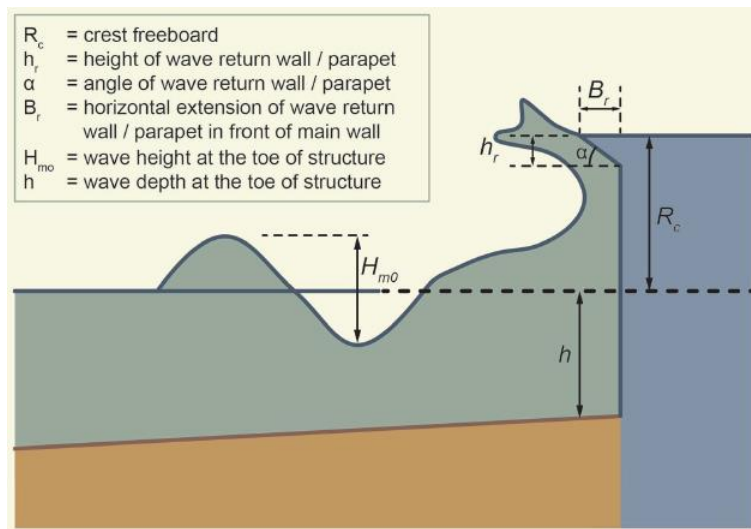


Figura 10.3 Schema tipologico per il calcolo della tracimazione in presenza di deflettore



RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Considerato un deflettore di altezza  $h_r$  e larghezza  $B_r$ , per calcolare il coefficiente  $k_{bn}$  è necessario prima determinare le seguenti grandezze adimensionali:

- $R_0^* = 0,25 \cdot \frac{h_r}{B_r} + 0,05 \cdot \left(1 - \frac{h_r}{R_c}\right);$
- $m^* = 0,98 \cdot \sqrt{\frac{h_r}{B_r}} + 0,16 \cdot \left(1 - \frac{h_r}{R_c}\right);$
- $k' = 0,2 - 0,01 \cdot \left(\frac{R_c}{H_{m0}} - R_0^* - m^*\right).$

In relazione al calcolo del coefficiente  $k_{bn}$ , occorre distinguere i seguenti 3 casi:

1. Riduzione trascurabile o nulla  $\left(\frac{R_c}{H_{m0}} \leq R_0^*\right) \quad k_{bn} = 1$
2. Riduzione intermedia  $\left(R_0^* < \frac{R_c}{H_{m0}} < R_0^* + m^*\right) \quad k_{bn} = 1 - \frac{0,8}{m^*} \cdot \left(\frac{R_c}{H_{m0}} - R_0^*\right)$
3. Riduzione consistente  $\left(\frac{R_c}{H_{m0}} \geq R_0^* + m^*\right) \quad k_{bn} = \begin{cases} k' & \text{se } R_c/h \leq 0,6 \\ 27 k' \exp\left(-5,5 \cdot \frac{R_c}{h}\right) & \text{se } 0,6 < R_c/h < 1,1 \\ 0,02 \cdot k' & \text{se } R_c/h \geq 1,1 \end{cases}$

**10.2 Metodo di calcolo della portata di tracimazione per le opere a gettata**

Il calcolo della portata di tracimazione per le opere a gettata è stato condotto con riferimento alla metodologia proposta nell’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 ( $\beta$ ).

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

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \frac{0,026}{\sqrt{\tan\alpha}} \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp \left[ - \left( 2,5 \cdot \frac{R_c}{\xi_{m-1,0} \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_v} \right)^{1.3} \right]$$

In caso di onde non frangenti, l’espressione diventa:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0,1035 \cdot \exp \left[ - \left( 1,35 \cdot \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma^*} \right)^{1.3} \right]$$

Le precedenti relazioni dipendono dai seguenti parametri:

- $H_{m0}$ : altezza significativa al piede dell’opera [m];
- $\xi_{m-1,0}$ : parametro di Iribarren [-];

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- $R_c$ : quota del coronamento rispetto al livello del mare incrementato del sovrizzo [m];
- $\gamma_b$ : coefficiente riduttivo legato alla presenza della berma [-];
- $\gamma_f$ : coefficiente riduttivo legato alla scabrezza della mantellata [-];
- $\gamma_\beta$ : coefficiente riduttivo legato all'inclinazione dell'onda rispetto al paramento dell'opera [-], pari a  $(1 - 0.0063|\beta|)$  in caso di angolo compreso tra  $0^\circ$  e  $80^\circ$ ; in caso di angoli maggiori, possono assumersi pari a  $80^\circ$ ;
- $\gamma_v$ : coefficiente riduttivo legato alla presenza del muro paraonde a tergo della mantellata [-];
- $\gamma^*$ : coefficiente riduttivo legato alla geometria della sezione [-].

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 sovrizzo).

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

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

### 10.3 Calcolo della portata di tracimazione e verifica dei livelli di sicurezza

Con riferimento alla sezione tipologica di progetto e ai dati del moto ondoso deducibili dallo Studio Idraulico Marittimo, è stata calcolata la portata di tracimazione utilizzando l'approccio riportato nell'EurOtop Manual (2018) e descritto nei paragrafi precedenti.

A seguire si riportano i dati di input e il dettaglio di calcolo per la verifica della tracimazione in funzione del livello di sicurezza da garantire.

#### 10.3.1 Verifica della sicurezza strutturale lungo il molo foraneo

La sicurezza strutturale lungo il molo foraneo è garantita nel caso in cui la portata di tracimazione risulti, per tutto l'anno, inferiore a 50 l/s/m.

Considerati i dati del moto ondoso e le caratteristiche geometriche della sezione tipologica, è stato possibile calcolare la portata di tracimazione, secondo il seguente schema di calcolo:

Dati di input			
Altezza d'onda (Punto 29)	$H_{m0}$	6,0	m
Periodo di picco (Punto 29)	$T_p$	12,50	s
Sovralzo ( $T_r = 50$ anni)		0,66	m
Profondità al piede dell'opera	$h$	17,56	m
Profondità della protezione	$d$	12,16	m
Quota di coronamento	$R_c$	7,74	m
Larghezza del deflettore	$B_r$	0,4	m
Altezza del deflettore	$h_r$	0,6	m
Inclinazione del deflettore	$\alpha$	56	°

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

<b>Influenza fondale</b>	h	17,56 m	h/H <sub>m0</sub>	2,9	<b>SI</b>
	H <sub>m0</sub>	6,00 m			
<b>Tipologia di opera</b>	d	12,16 m	d/h	0,7	<b>Opera a parete verticale</b>
	h	17,56 m			
<b>Impulsività delle onde</b>	h	17,56 m	h <sup>2</sup> /H <sub>m0</sub> * L <sub>m-1,0</sub>	0,26	<b>Attacco non impulsivo</b>
	H <sub>m0</sub>	6,0 m			
	T <sub>p</sub>	12,50 s			
	T <sub>m-1,0</sub>	11,36 s			
	L <sub>m-1,0</sub>	201,45 m			
<b>Portata senza deflettore</b>	g	9,806 m/s <sup>2</sup>	q <sub>without_bullnose</sub>	98,43 l/s	
	H <sub>m0</sub>	6,0 m			
	R <sub>c</sub>	7,74 m			
<b>Portata ridotta dalla presenza del deflettore</b>	R* <sub>0</sub>	0,42	q <sub>with_bullnose</sub>	47,67 l/s	
	m*	1,35			
	R <sub>c</sub> /H <sub>m0</sub>	1,29			
	R* <sub>0</sub> + m*	1,77			
	k <sub>bn</sub>	0,48			

La portata di tracimazione è pari a 47,67 l/s/m, inferiore al valore limite di 50 l/s/m; la verifica risulta pertanto soddisfatta e la sicurezza strutturale dell'opera è sempre garantita.

### 10.3.2 Verifica della sicurezza funzionale lungo il molo foraneo

Come già anticipato, i livelli di tracimazione ammissibili per garantire la sicurezza funzionale sono molto più restrittivi rispetto a quelli richiesti per la sicurezza strutturale. Sulla base delle caratteristiche del clima ondoso del paraggio, risulta pertanto evidente che non è possibile garantire tali livelli di sicurezza durante tutta la vita dell'opera e in particolare nel periodo invernale.

Per valutare la sicurezza funzionale, sono stati presi a riferimento i dati del moto ondoso relativi alla sola stagione estiva:

- H<sub>m0</sub>: 3,10 m;
- T<sub>p</sub>: 10,10 s.

Procedendo secondo l'approccio di calcolo per step precedentemente definito, è possibile dedurre che, trovandosi in acque profonde, non c'è alcuna influenza del fondale e la portata di tracimazione risulta pari a 0,029 l/s/m.

Considerando dunque che il limite massimo ammissibile per garantire la sicurezza funzionale dell'opera è pari a 0,03 l/s/m, il transito pedonale sulla passeggiata è garantito per la stagione estiva.

### 10.3.3 Verifica della sicurezza funzionale lungo la banchina "Scoglio di Ulisse"

Con riferimento al metodo di calcolo definito al precedente paragrafo 10.2, è stata calcolata la portata di tracimazione in corrispondenza della banchina "Scoglio di Ulisse", al fine di verificare la sicurezza funzionale dell'opera in relazione al transito pedonale sulla passeggiata a tergo del muro paraonde.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Dati di input			
Altezza d'onda	$H_{m0}$	3,20	m
Periodo di picco	$T_p$	10,10	s
Angolo di incidenza	$\beta$	0	°
Sovralzo ( $T_r = 50$ anni)		0,66	m
Pendenza della mantellata	$\tan\alpha$	0,33	
Quota di coronamento muro	$R_c$	7,84	m
Quota di coronamento mantellata	$A_c$	6,34	m
Larghezza della mantellata	$G_c$	6,30	m

A vantaggio di sicurezza non è stata considerata alcuna riduzione legata all'inclinazione dell'onda (è stata considerata una direzione dell'onda pressoché coincidente con la normale al paramento dell'opera) o alla larghezza del coronamento.

Il fattore di riduzione legato alla scabrezza  $\gamma_f$ , considerando la mantellata costituita da massi artificiali di tipo Antifer, è stato posto pari a 0,50, in accordo con i valori indicati nell'EurOtop Manual.

Coefficienti riduttivi		
Coefficiente riduttivo - berma	$\gamma_b$	1
Coefficiente riduttivo - scabrezza Antifer	$\gamma_f$	0,5
Coefficiente riduttivo - inclinazione onda	$\gamma_\beta$	1
Coefficiente riduttivo - geometria sezione	$\gamma_v$	1
Coefficiente riduttivo - cresta	$C_r$	0,65

Considerati i dati di input e i coefficienti riduttivi su definiti, è stata calcolata la portata di tracimazione che è risultata essere pari a 0,003 l/s/m.

Risultando pertanto la portata di gran lunga inferiore al limite massimo ammissibile (pari a 1,00 l/s/m), la verifica della sicurezza funzionale per la stagione estiva è largamente verificata.

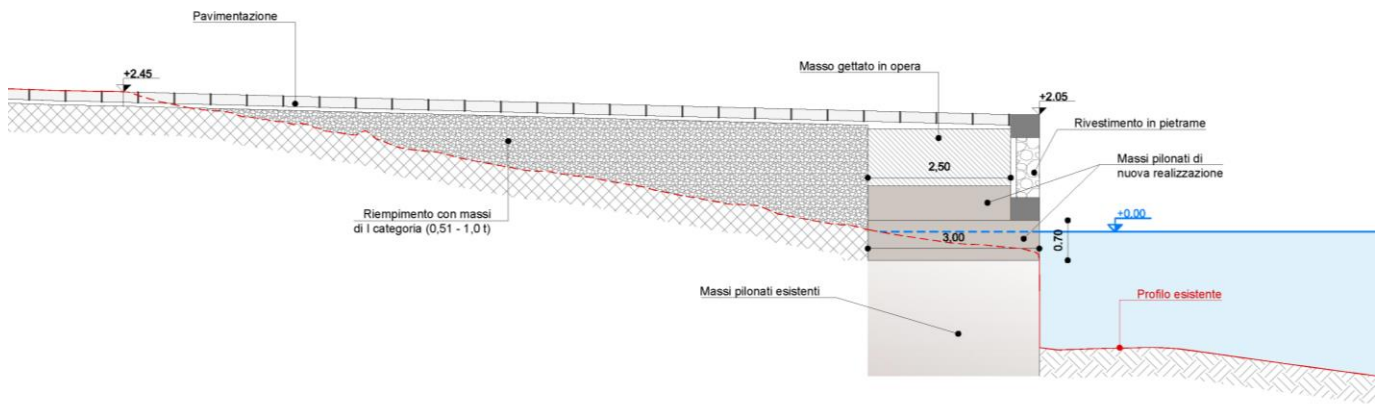
## 11 VERIFICA SOSTEGNO DEL RIEMPIMENTO SCIVOLO BANCHINA RUFFO DI CALABRIA

La Banchina Ruffo di Calabria attualmente presenta uno scivolo utilizzato dai pescatori per il rimessaggio delle proprie imbarcazioni.

Il Progetto Definitivo prevede il riempimento dell'area per aumentare la superficie utile da destinare ai parcheggi temporanei e alle aree a verde.

Il nuovo tratto di banchina, di larghezza di circa 21 m, sarà così realizzato:

- formazione del nuovo filo banchina con due massi pilonati, posizionati su quelli esistenti, di dimensioni rispettivamente pari a 3,00 x 0,70 m (il più profondo) e 2,50 x 0,60 m, e un masso gettato in opera di dimensioni pari a 2,50 x 1,00 m, fino alla quota +2,05 m s.l.m.m.;
- riempimento a tergo dell'opera con massi di 1<sup>a</sup> categoria (0,51 – 1,0 t) fino a raccordarsi con la viabilità esistente (quota di +2,45 m s.l.m.m.);
- rivestimento fronte mare in pietrame in conformità con i tratti adiacenti.



**Figura 11.1 Sezione tipologica riempimento scivolo**

Nello specifico si riportano:

- le verifiche di stabilità allo scorrimento, al ribaltamento e al sollevamento con riferimento all'azione sismica.

I metodi di calcolo utilizzati sono stati descritti nel paragrafo 9.1.2. Tali verifiche sono state effettuate con il Software Max 16 di Aztec licenza N.: AIU0771HN

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

## 11.1 Dati

### Materiali

Simbologia adottata

n° Indice materiale

Descr Descrizione del materiale

### Calcestruzzo non armato

C Classe di resistenza

$\gamma$  Peso specifico, espresso in [kg/mc]

$R_{ck}$  Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kg/cmq]

E Modulo elastico, espresso in [kg/cmq]

ntc Coeff. di omogenizzazione cls tesoro/compresso

### Calcestruzzo non armato

n°	Descr	C	$\gamma$ [kg/mc]	$R_{ck}$ [kg/cmq]	E [kg/cmq]	ntc
3	Calcestruzzo non armato	C25/30	2500,00	305,91	320665,5 5	0.50

### Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n° numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	0,00	0.000
2	8,00	0,06	0.430

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

### Falda

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- n° numero ordine del punto
- X ascissa del punto espressa in [m]
- Y ordinata del punto espressa in [m]
- A inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	-10,00	-2,20	0.000
2	-3,00	-2,20	0.000
3	8,00	-2,20	0.000

**Geometria gradoni**

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	1,00	0.00	0.00
2	0,00	2,50	2,50	0,70	0.00	0.00
3	0,00	3,00	3,00	0,70	0.00	0.00
4	0,00	3,00	3,00	2,00	0.00	0.00

**Descrizione terreni**

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

- n° Indice del terreno
- Descr Descrizione terreno
- $\gamma$  Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
- $\gamma_s$  Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
- $\phi$  Angolo d'attrito interno espresso in [°]
- $\delta$  Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
- c Coesione espressa in [kg/cm<sup>2</sup>]
- $c_a$  Adesione terra-muro espressa in [kg/cm<sup>2</sup>]

Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix

**COMUNE DI SCILLA (RC)**

PROGETTO DEFINITIVO: "AMMODERNAMENTO DEL PORTO DI SCILLA E DELLE INFRASTRUTTURE DI COLLEGAMENTO"

**RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME**

Cesp Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)

 $\tau_l$  Tensione tangenziale limite, espressa in [kg/cmq]

n°	Descr	$\gamma$ [kg/mc]	$\gamma_{sat}$ [kg/mc]	$\phi$ [°]	$\delta$ [°]	c [kg/cm <sup>2</sup> ]	ca [kg/cm <sup>2</sup> ]	Cesp	$\tau_l$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
1	MAssi I Cat.	2080,00	2286,00	40.000	26.670	0,02	0,00	---	---
2	Roccia	2300,00	2300,00	15	10	1,50	0,00	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

n° Indice dello strato

H Spessore dello strato espresso in [m]

 $\alpha$  Inclinazione espressa in [°]

Terreno Terreno dello strato

Per calcolo pali (solo se presenti)Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm<sup>2</sup>/cm

Ks Coefficiente di spinta

Cesp Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')Kst<sub>sta</sub>, Kst<sub>sis</sub> Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	$\alpha$ [°]	Terreno	Kw [Kg/cm <sup>3</sup> ] ]	Ks	Cesp	Kst <sub>sta</sub>	Kst <sub>sis</sub>
1	2,69	0.000	MAssi I Cat.	---	---	---	---	---
2	8,00	0.000	Roccia	---	---	---	---	---

Condizioni 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<sub>x</sub> Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]F<sub>y</sub> Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]

M Momento espresso in [kgm]

X<sub>i</sub> Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]X<sub>f</sub> Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]Q<sub>i</sub> Intensità del carico per x=X<sub>i</sub> espressa in [kg]



**COMUNE DI SCILLA (RC)**

**PROGETTO DEFINITIVO: "AMMODERNAMENTO DEL PORTO DI SCILLA E DELLE INFRASTRUTTURE DI COLLEGAMENTO"**

**RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME**

$Q_f$  Intensità del carico per  $x=X_f$  espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Condizione 1) - 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]	Fx [kg]	Fy [kg]	M [kgm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kg]	Qf [kg]
1	Concentrato	Fondazione	-1,40; -4,40	0,00	3800	0,00				

*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	8,00	1000,00	1000,00

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

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

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche	
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	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
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	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
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	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	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali  $\gamma_R$  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

**COMUNE DI SCILLA (RC)**

**PROGETTO DEFINITIVO: "AMMODERNAMENTO DEL PORTO DI SCILLA E DELLE INFRASTRUTTURE DI COLLEGAMENTO"**

**RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME**

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
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	--

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff.  $\Psi_{0,j}$ ,  $\Psi_{1,j}$ ,  $\Psi_{2,j}$  sono definiti nelle singole condizioni variabili.

I valori dei coeff.  $\gamma_G$  e  $\gamma_{Qr}$  sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione

$\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

**COMUNE DI SCILLA (RC)**

PROGETTO DEFINITIVO: "AMMODERNAMENTO DEL PORTO DI SCILLA E DELLE INFRASTRUTTURE DI COLLEGAMENTO"

**RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME**

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

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

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

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

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole

**COMUNE DI SCILLA (RC)**

PROGETTO DEFINITIVO: "AMMODERNAMENTO DEL PORTO DI SCILLA E DELLE INFRASTRUTTURE DI COLLEGAMENTO"

**RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME**

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - SLER

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - SLEF

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - SLEQ

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLEQ\_H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Combinazione n° 14 - SLEQ\_H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - HYD

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - UPL

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

Dati sismici

Comune	Scilla
Provincia	Reggio Di Calabria
Regione	Calabria
Latitudine	38.253713
Longitudine	15.715217
Indice punti di interpolazione	44546 - 44768 - 44769 - 44547
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	$a_g$	[m/s <sup>2</sup> ]		2.487	0.839
Accelerazione al suolo	$a_g/g$	[%]		0.254	0.086
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.421	2.297
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.366	0.295
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		A	1.000	1.000
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Stato limite ...	Coeff. di riduzione $\beta_m$	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	9.635	4.817
Ultimo - Ribaltamento	0.570	14.452	7.226
Esercizio	0.470	4.018	2.009

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico**

## 11.2 Risultati per inviluppo

### 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<sub>x</sub>, C<sub>y</sub> Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kg]

P<sub>x</sub>, P<sub>y</sub> Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kg]	I [°]	C <sub>x</sub> [kg]	C <sub>y</sub> [kg]	P <sub>x</sub> [m]	P <sub>y</sub> [m]
1	Spinta statica	2291	26,58	2049	1025	0,00	-1,72
	Peso/Inerzia muro			0	30875/0	-1,41	-2,29
	Spinta falda da monte			3146		0,00	-3,67
	Sottostinta della falda				8580	-1,50	-4,40
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0	18000	--	--

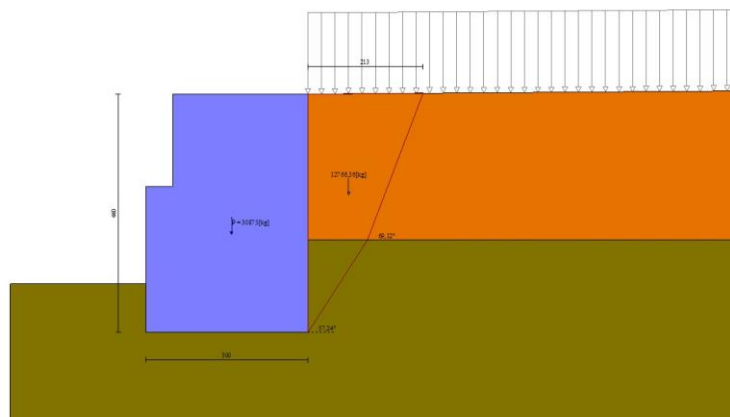


Figura 11.2 Cunei di spinta

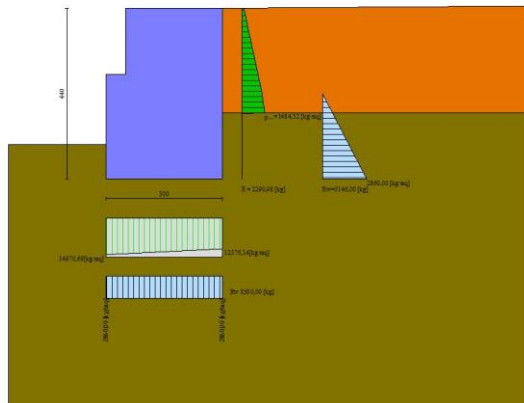


Figura 11.3 Diagramma delle pressioni

### 11.2.1 Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb Indice/Tipo combinazione

S Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)

FS<sub>SCO</sub> Coeff. di sicurezza allo scorrimento

FS<sub>RIB</sub> Coeff. di sicurezza al ribaltamento

FS<sub>QLIM</sub> Coeff. di sicurezza a carico limite

FS<sub>STAB</sub> Coeff. di sicurezza a stabilità globale

FS<sub>HYD</sub> Coeff. di sicurezza a sifonamento

FS<sub>UPL</sub> Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS <sub>SCO</sub>	FS <sub>RIB</sub>	FS <sub>QLIM</sub>	FS <sub>STAB</sub>	FS <sub>HYD</sub>	FS <sub>UPL</sub>
1 - STR (A1-M1-R3)		1.885		13.964			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.128		12.621			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.049		13.267			
4 - GEO (A2-M2-R2)					6.139		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				7.116		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				7.606		
7 - EQU (A1-M1-R3)			3.913				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		2.645				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.212				
15 - HYD						999.900	
16 - UPL							6.447

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

---

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
- Rsa Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kg]
- Rpt Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kg]
- Rps Resistenza passiva sperone, espresso in [kg]
- Rp Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kg]
- Rt Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kg]
- R Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kg]
- T Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kg]
- FS Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kg]	Rpt [kg]	Rps [kg]	Rp [kg]	Rt [kg]	R [kg]	T [kg]	FS
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	7289	0	0	--	--	7289	6947	1.049

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
- N Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kg]
- Qu carico limite del terreno, espresso in [kg]
- Qd Portanza di progetto, espresso in [kg]
- FS Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limie e carico agente al piano di posa)

n°	N [kg]	Qu [kg]	Qd [kg]	FS
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	33816	426788	355657	12.621

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
- Nc, Nq, N<sub>γ</sub> Fattori di capacità portante
- ic, iq, i<sub>γ</sub> Fattori di inclinazione del carico
- dc, dq, d<sub>γ</sub> Fattori di profondità del piano di posa
- gc, gq, g<sub>γ</sub> Fattori di inclinazione del profilo topografico



**COMUNE DI SCILLA (RC)**

**PROGETTO DEFINITIVO: "AMMODERNAMENTO DEL PORTO DI SCILLA E DELLE INFRASTRUTTURE DI COLLEGAMENTO"**

**RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME**

$bc, bq, b\gamma$  Fattori di inclinazione del piano di posa

$sc, sq, s\gamma$  Fattori di forma della fondazione

$pc, pq, p\gamma$  Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic

$Re$  Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof

$Ir, Irc$  Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic

$r\gamma$  Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia  $0.5B\gamma N_{\gamma}$  viene moltiplicato per questo fattore

$D$  Affondamento del piano di posa, espresso in [m]

$B'$  Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]

$H$  Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]

$\gamma$  Peso di volume del terreno medio, espresso in [kg/mc]

$\phi$  Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]

$c$  Coesione del terreno medio, espresso in [kg/cm<sup>2</sup>]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq N $\gamma$	ic iq i $\gamma$	dc dq d $\gamma$	gc gq g $\gamma$	bc bq b $\gamma$	sc sq s $\gamma$	pc pq p $\gamma$	Ir	Irc	Re	r $\gamma$
2	14.835 6.399 2.871	0.754 0.754 0.166	1.086 1.043 1.043	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.735	0.956

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	$\gamma$ [°]	$\phi$ [kg/mc]	c [kg/cm <sup>2</sup> ]
2	0,90	3,00	2,14	1300	20,00	1,50

*Verifica a ribaltamento*

Simbologia adottata

$n^{\circ}$  Indice combinazione

$M_s$  Momento stabilizzante, espresso in [kgm]

$M_r$  Momento ribaltante, espresso in [kgm]

$FS$  Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	$M_s$ [kgm]	$M_r$ [kgm]	$FS$
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	63130	28539	2.212

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

- Ic Indice/Tipo combinazione
- C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
- R Raggio, espresso in [m]
- FS Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
4 - GEO (A2-M2-R2)	-3,50; 1,00	6,45	6.139

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

- W peso della striscia espresso in [kg]
- Qy carico sulla striscia espresso in [kg]
- Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kg]
- $\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
- $\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
- c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
- b larghezza della striscia espressa in [m]
- u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
- Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kg/cmq]

n°	W	Qy	Qf	b	$\alpha$	$\phi$	c	u	Tx; Ty
	[kg]	[kg]	[kg]	[m]	[°]	[°]	[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg]
1	695	572	0	2,88 - 0,44	73.868	33.873	0,02	0,000	
2	1784	572	0	0,44	62.876	33.873	0,02	0,000	
3	2506	572	0	0,44	55.154	33.873	0,02	0,048	
4	3077	572	0	0,44	48.758	16.234	1,20	0,104	
5	3537	572	0	0,44	43.107	16.234	1,20	0,150	
6	3916	572	0	0,44	37.944	16.234	1,20	0,188	
7	4508	311	0	0,44	33.125	16.234	1,20	0,219	
8	5102	0	0	0,44	28.559	16.234	1,20	0,246	
9	5324	0	0	0,44	24.185	16.234	1,20	0,268	
10	5505	15600	0	0,44	19.957	16.234	1,20	0,285	
11	5649	0	0	0,44	15.841	16.234	1,20	0,300	
12	5759	0	0	0,44	11.807	16.234	1,20	0,310	
13	4381	0	0	0,44	7.832	16.234	1,20	0,318	
14	2688	0	286	0,44	3.894	16.234	1,20	0,323	
15	1966	0	572	0,44	-0.024	16.234	1,20	0,324	
16	1950	0	572	0,44	-3.943	16.234	1,20	0,323	
17	1904	0	572	0,44	-7.881	16.234	1,20	0,318	

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

n°	W [kg]	Qy [kg]	Qf [kg]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kg/cmq]	u [kg/cmq]	Tx; Ty [kg]
18	1826	0	572	0,44	-11.856	16.234	1,20	0,310	
19	1716	0	572	0,44	-15.891	16.234	1,20	0,299	
20	1571	0	572	0,44	-20.009	16.234	1,20	0,285	
21	1390	0	572	0,44	-24.238	16.234	1,20	0,267	
22	1168	0	572	0,44	-28.614	16.234	1,20	0,245	
23	901	0	572	0,44	-33.183	16.234	1,20	0,219	
24	581	0	572	0,44	-38.005	16.234	1,20	0,187	
25	198	0	570	-8,13 - 0,44	-42.375	16.234	1,20	0,150	

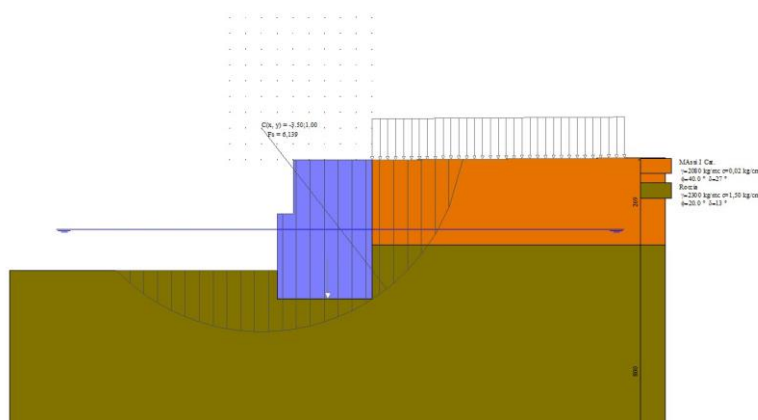


Figura 11.4 Stabilità-cerchio critico

Verifica a sifonamento

Simbologia adottata

- Ic Indice della combinazione
- ΔH perdita di carico, espressa in [m]
- L Lunghezza di filtrazione, espressa in [m]
- γm Peso galleggiamento medio, espressa in [kg/mc]
- ic gradiente idraulico critico
- iE gradiente idraulico di efflusso
- FS Fattore di sicurezza a sifonamento (rapporto tra ic/ie)

Ic	ΔH [m]	L [m]	γm [kg/mc]	ic	iE	FS
15	0,00	6,10	2932,26	0.000	0.000	999.900

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Verifica a sollevamento

Simbologia adottata

- As Azione stabilizzante, espressa in [kg]
- Ai Azione instabilizzante, espressa in [kg]
- Rp Resistenza di progetto, espressa in [kg]
- FS Fattore di sicurezza a sollevamento (rapporto tra As/Ai)

Ic	As [kg]	Ai [kg]	FS
16	46802	7260	6.447

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

- n° Indice della sezione
- X Posizione della sezione, espresso in [m]
- N Sforzo normale, espresso in [kg]. Positivo se di compressione.
- T Taglio, espresso in [kg]. Positivo se diretto da monte verso valle
- M Momento, espresso in [kgm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

La posizione delle sezioni di verifica fanno riferimento al sistema di riferimento globale la cui origine è nello spigolo in alto a destra del paramento.

Paramento

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]	T <sub>min</sub> [kg]	T <sub>max</sub> [kg]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]
1	0,00	0	0	0	0	0	0
2	-0,10	595	655	1	61	0	3
3	-0,20	1189	1309	3	124	0	12
4	-0,30	1784	1964	8	191	1	28
5	-0,40	2378	2619	16	261	2	51
6	-0,50	2973	3274	28	335	4	80
7	-0,60	3567	3928	44	414	8	118
8	-0,70	4162	4583	63	497	13	163
9	-0,80	4756	5238	86	584	20	217
10	-0,90	5351	5893	113	675	30	280
11	-1,00	5945	6547	144	771	43	352
12	-1,10	6540	7202	178	871	59	434
13	-1,20	7135	7857	216	975	79	527
14	-1,30	7729	8511	258	1083	103	629
15	-1,40	8324	9166	303	1195	131	743
16	-1,50	8918	9821	353	1312	163	868
17	-1,60	9513	10476	405	1433	201	1006
18	-1,70	10107	11130	462	1558	244	1155
19	-1,70	10120	11145	463	1561	-2411	-1383

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]	T <sub>min</sub> [kg]	T <sub>max</sub> [kg]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]
20	-1,80	10833	11930	524	1702	-2362	-1223
21	-1,90	11546	12715	588	1848	-2306	-1048
22	-2,00	12260	13500	655	1998	-2244	-859
23	-2,10	12973	14286	727	2152	-2175	-655
24	-2,20	13686	15071	802	2309	-2099	-436
25	-2,30	14399	15856	884	2476	-2015	-201
26	-2,40	15112	16641	980	2655	-1922	50
27	-2,50	15825	17427	1088	2847	-1819	320
28	-2,60	16538	18212	1208	3053	-1704	610
29	-2,70	17251	18997	1338	3269	-1577	920
30	-2,80	17964	19783	1395	3423	-1440	1257
31	-2,90	18677	20568	1460	3584	-1298	1609
32	-3,00	19390	21353	1535	3755	-1148	1977
33	-3,10	20103	22138	1620	3935	-991	2361
34	-3,20	20816	22924	1715	4125	-824	2764
35	-3,30	21530	23709	1819	4325	-648	3184
36	-3,40	22243	24494	1934	4535	-461	3625
37	-3,50	22956	25279	2059	4755	-261	4086
38	-3,50	22970	25295	2062	4760	-257	4095
39	-3,60	23683	26080	2196	4990	-45	4578
40	-3,70	24396	26866	2341	5231	182	5083
41	-3,80	25109	27651	2496	5482	424	5613
42	-3,90	25822	28436	2661	5743	681	6166
43	-4,00	26535	29221	2836	6014	956	6746
44	-4,10	27248	30007	3021	6296	1248	7352
45	-4,20	27962	30792	3216	6587	1559	7986
46	-4,30	28675	31577	3420	6890	1891	8649
47	-4,40	29388	32362	3635	7202	2243	9341

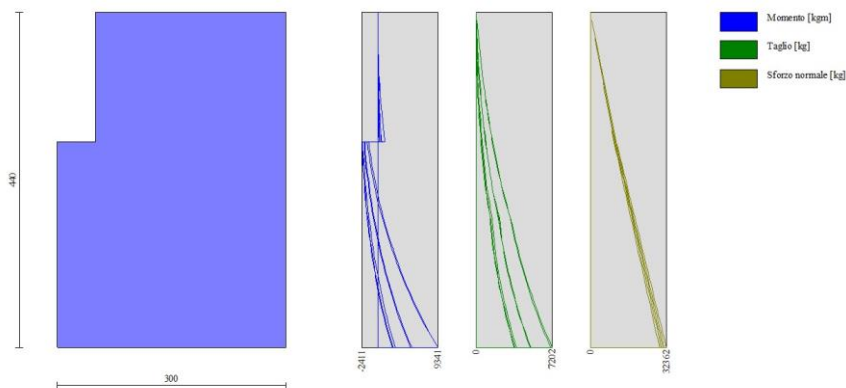


Figura 11.5 Involuppo sollecitazioni

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

11.2.2 Verifiche strutturali

Paramento in cls non armato

Simbologia adottata

n° indice sezione

Y ordinata sezione espressa in [m]

As Area sezione reagente espressa in [cmq]

e eccentricità espresso in [cm]

N<sub>Rd</sub> resistenza normale espressa in [kg]

N<sub>Ed</sub> Sorzo normale espressa in [kg]

FS<sub>N</sub> Fattore di sicurezza a carichi verticali (N<sub>Rd</sub>/N<sub>Ed</sub>)

V<sub>Rd</sub> Resistenza tangenziale espressa in [kg]

V<sub>Ed</sub> Sforzo di taglio espressa in [kg]

FS<sub>V</sub> Fattore di sicurezza a carichi orizzontali (V<sub>Rd</sub>/N<sub>Ed</sub>)

n°	Y [m]	As [cmq]	e [m]	NRd [kg]	Ned [kg]	FS <sub>N</sub>	VRd [kg]	Ved [kg]	FS <sub>T</sub>
2	-0,10	0	0,000	3577446	670	5341.321	173364	91	1896.206
3	-0,20	0	0,000	3557569	1340	2655.822	172624	185	932.279
4	-0,30	0	0,000	3537321	2009	1760.471	171867	282	609.177
5	-0,40	0	0,000	3516550	2679	1312.600	171084	384	446.082
6	-0,50	0	0,000	3495189	3349	1043.702	170272	489	347.935
7	-0,60	0	0,000	3473212	4019	864.283	169430	600	282.512
8	-0,70	0	0,000	3450608	4688	735.992	168557	715	235.886
9	-0,80	0	0,000	3427369	5358	639.656	167654	834	201.043
10	-0,90	0	0,000	3403494	6028	564.622	165067	948	174.037
11	-1,00	0	0,000	3378978	6698	504.500	163904	1075	152.521
12	-1,10	0	0,000	3353822	7367	455.222	162707	1205	135.017
13	-1,20	0	0,000	3328023	8037	414.077	161475	1340	120.521
14	-1,30	0	0,000	3301582	8707	379.188	160209	1479	108.336
15	-1,40	0	0,000	3274497	9377	349.214	158909	1622	97.964
16	-1,50	0	0,000	3246768	10047	323.173	157574	1770	89.041
17	-1,60	0	0,000	3218394	10716	300.327	156205	1922	81.291
18	-1,70	0	0,000	3189376	11386	280.113	154801	2078	74.507
19	-1,70	0	0,000	3663918	10633	344.596	197628	2114	93.471
20	-1,80	0	0,000	3719318	11382	326.781	201395	2297	87.684
21	-1,90	0	0,000	3769350	12131	310.725	204927	2484	82.504
22	-2,00	0	0,000	3815033	12880	296.198	208268	2675	77.849
23	-2,10	0	0,000	3857162	13629	283.008	211456	2871	73.647
24	-2,20	0	0,000	3896362	14378	270.988	209103	3015	69.345
25	-2,30	0	0,000	3933159	15128	260.001	206448	3219	64.133
26	-2,40	0	0,000	4195536	17024	246.450	203866	3436	59.334
27	-2,50	0	0,000	4142633	17827	232.377	201336	3666	54.924
28	-2,60	0	0,000	4090558	18631	219.562	198838	3908	50.874
29	-2,70	0	0,000	4038998	19434	207.834	196358	4162	47.178
30	-2,80	0	0,000	3987033	20237	197.016	193846	4354	44.524
31	-2,90	0	0,000	3936306	21040	187.083	191395	4553	42.038
32	-3,00	0	0,000	3886575	21844	177.926	188992	4761	39.692
33	-3,10	0	0,000	3837610	22647	169.453	186626	4980	37.477
34	-3,20	0	0,000	3789209	23450	161.585	184287	5208	35.386
35	-3,30	0	0,000	3741196	24254	154.253	181964	5446	33.412
36	-3,40	0	0,000	3693415	25057	147.401	179649	5694	31.550
37	-3,50	0	0,000	3645729	25860	140.978	177336	5952	29.792

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

n°	Y [m]	As [cmq]	e [m]	NRd [kg]	Ned [kg]	FS <sub>N</sub>	VRd [kg]	Ved [kg]	FS <sub>T</sub>
38	-3,50	0	0,000	3644774	25876	140.854	177290	5958	29.758
39	-3,60	0	0,000	3597059	26680	134.824	174972	6226	28.102
40	-3,70	0	0,000	3549206	27483	129.142	172643	6505	26.540
41	-3,80	0	0,000	3501119	28286	123.775	170299	6794	25.065
42	-3,90	0	0,000	3452711	29090	118.693	167934	7094	23.674
43	-4,00	0	0,000	3403906	29893	113.870	165544	7403	22.361
44	-4,10	0	0,000	3354633	30696	109.285	163127	7724	21.121
45	-4,20	0	0,000	3304832	31499	104.917	160677	8054	19.950
46	-4,30	0	0,000	3254444	32303	100.748	158194	8395	18.844
47	-4,40	0	0,000	3203419	33106	96.762	155673	8746	17.798

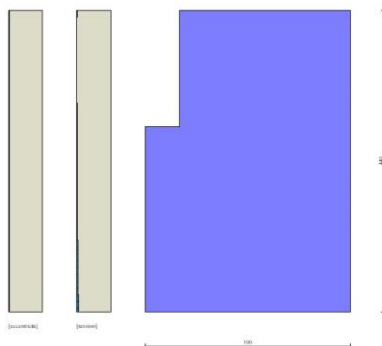


Figura 11.6 Verifiche strutturali

## 12 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

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:

- la rottura si manifesta lungo una superficie netta di separazione tra la massa in frana e il terreno stabile;
- la massa in frana è un blocco indeformato in moto di roto-traslazione rigido;
- 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;
- 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:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg}\phi' = c' + \sigma' \operatorname{tg}\phi'$$

con:

- $c'$  coesione efficace;
- $\phi'$  angolo di attrito efficace;
- $\sigma$  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:

$$F = \frac{\text{resistenza al taglio disponibile}}{\text{resistenza al taglio mobilitata}} = \frac{\tau_R}{\tau}$$

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 ( $N$ );
- $n$  punti di applicazione delle forze normali;



RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- 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).

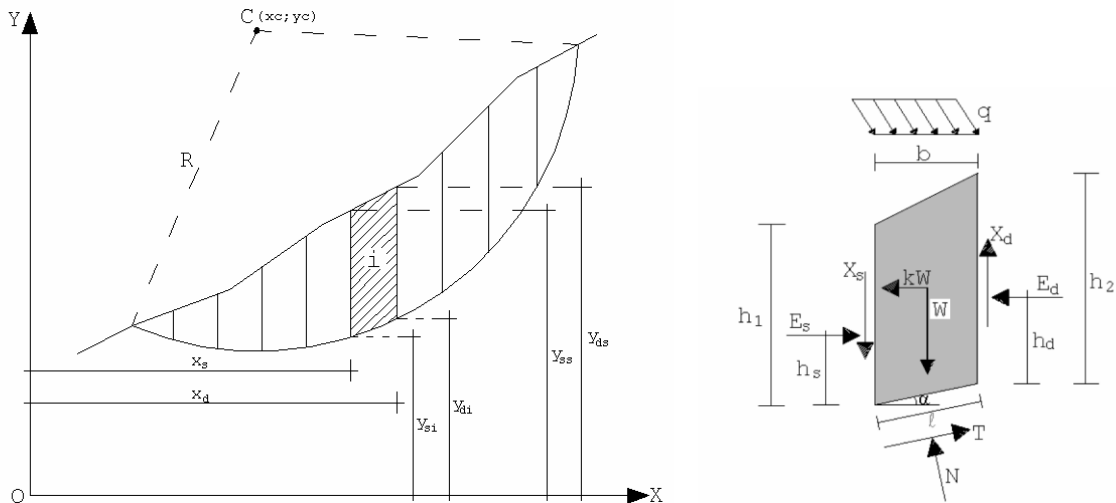
Il numero totale delle incognite è pari quindi a  $6n-2$ . Se le strisce hanno una larghezza limitata si commette un errore trascurabile nel ritenere che le forze alla base N, siano applicate al centro della base. Con tale assunzione si eliminano n incognite. Pertanto le incognite residue sono in numero 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 (FELLENIOUS, BISHOP, JANBU, ecc.) fanno assunzioni differenti per pareggiare numero delle equazioni e numero delle incognite.



**Error! Bookmark not defined.**La verifica di stabilità globale è stata condotta in riferimento alle indicazioni presenti nelle N.T.C. 2018 mediante l'ausilio del software STAP FULL 14.0, prodotto dalla ditta Aztec Informatica.

Tale analisi è stata effettuata in condizioni statiche e in condizioni sismiche secondo i criteri già riportati nella presente Relazione al *paragrafo 4.3 – Verifica di stabilità globale*, controllando che i coefficienti di sicurezza risultassero superiori a quelli richiesti dalla norma e qui di seguito riportati:

- $\gamma_R = 1,10$  in **condizioni statiche**;

- $\gamma_R = 1,20$  in condizioni sismiche.

### 12.1 Verifica di stabilità globale dei cassoni

Con riferimento alla sezione tipologica riportata nella figura successiva, la verifica di stabilità globale dei cassoni è stata effettuata impiegando il metodo rigoroso di MORGESTERN-PRICE, la cui principale ipotesi consiste nel considerare sia le forze di interstriscia verticali che le forze di interstriscia orizzontali.

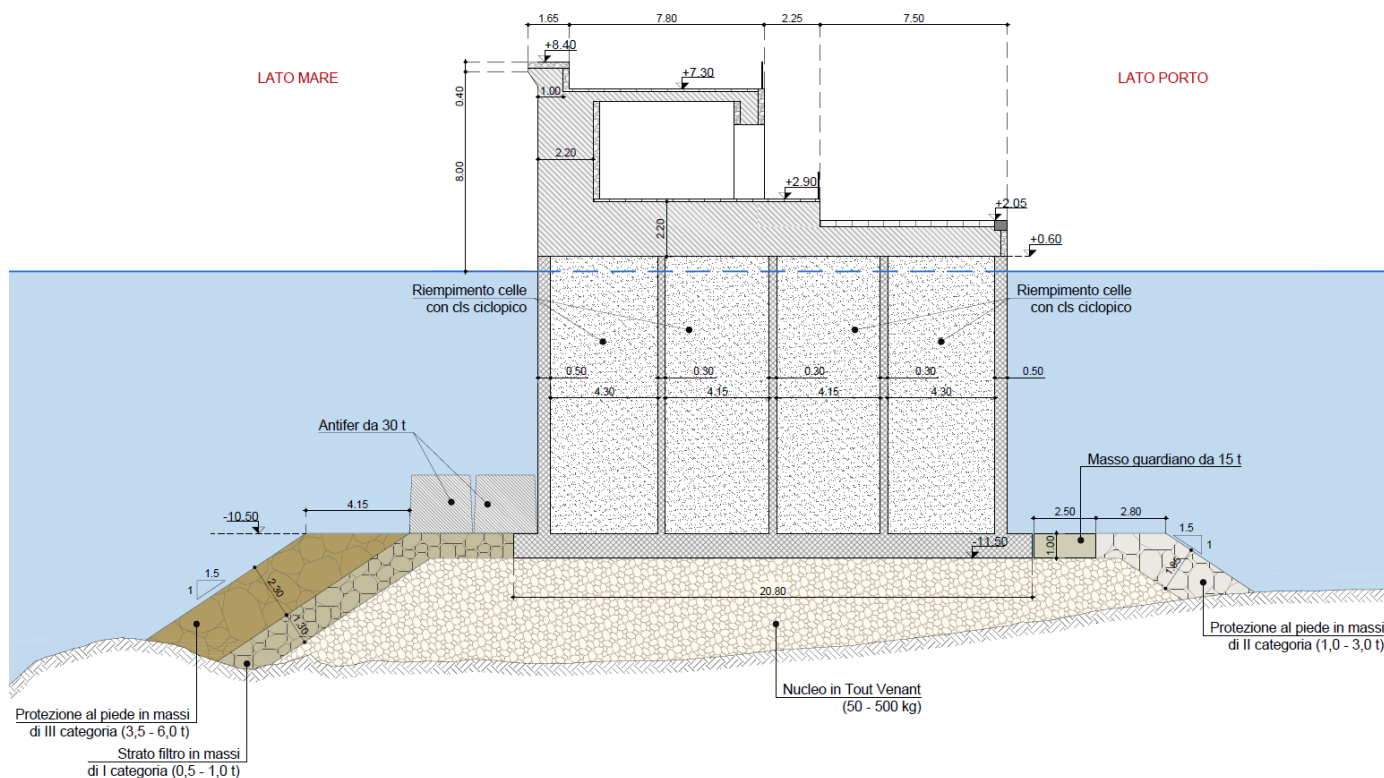


Figura 12.1 Sezione tipologica prolungamento molo foraneo

Il calcolo è stato effettuato sia in presenza di tiro alla bitta che in presenza di sisma. Viene riportato quest'ultimo in quanto è il più gravoso per la struttura in esame. Tali verifiche sono state effettuate con il Software STAP 16 di Aztec licenza N.: AIU0771HN

#### 12.1.1 Parametri geotecnici e materiali

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica dell'opera sono stati individuati i seguenti parametri:

n°	Descrizione	$\gamma$ [kg/mc]	$\gamma_{sat}$ [kg/mc]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kg/cmq]
1	Roccia granitica	2300	2300	15.00	1,500
2	Tout Venant	2080	2286	40.00	0,020
3	Cassone	2366	2366	45.00	6,000
4	Mantellata III cat.	1820	2129	45.00	0,000
5	Mantellata I cat.	1820	2129	45.00	0,000

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

n°	Descrizione	$\gamma$ [kg/mc]	$\gamma_{sat}$ [kg/mc]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kg/cmq]
6	Mantellata II cat.	1820	2129	45.00	0,000
7	Masso guardiano	2400	2400	45.00	6,000

12.1.2 Carichi sul profilo

Simbologia e convenzioni di segno adottate

L'ascissa è intesa positiva da sinistra verso destra.

$N^\circ$  Identificativo del sovraccarico agente

Descrizione Descrizione carico

Tipo Tipo carico

$\Psi_2$  Coefficiente sismico carico variabile

Carichi distribuiti

$P_i, P_f$  Posizione iniziale e finale del carico espressa in [m]

$V_{x_i}, V_{x_f}, V_{y_i}, V_{y_f}$  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	$\Psi_2$	$P_i$ [m]	$P_f$ [m]	$V_y$ [kg/m]	$V_x$ [kg/m]
1	Carico distribuito	Permanente	--	23,28	31,03	1000	0
				49,67	49,67	1000	0
2	Carico distribuito	Permanente	--	33,54	41,03	1000	0
				44,42	44,42	1000	0
3	Carico distribuito	Permanente	--	31,04	33,53	500	0
				45,17	45,17	500	0

Carichi concentrati

n°	Descrizione	Tipo	$\Psi_2$	X [m]	Y [m]	$V_y$ [kg]	$V_x$ [kg]
4	onda	Permanente	--	22,25	46,87	0	249054
5	onda	Permanente	--	22,24	45,17	0	116863
6	bitta	Variabile	1,00	41,03	44,42	2	20000

12.1.3 Dati zona sismica

Identificazione del sito

Latitudine 38.253713

Longitudine 15.715217

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Comune	Scilla
Provincia	Reggio Di Calabria
Regione	Calabria
Punti di interpolazione del reticolo	44546 - 44768 - 44769 - 44547

**12.1.4 Tipo di opera**

Tipo di costruzione	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II - Normali affollamenti e industrie non pericolose
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.		SLV	SLD
Accelerazione al suolo	$a_g$	[m/s <sup>2</sup> ]		2.487	0.839
Accelerazione al suolo	$a_g/g$	[%]		0.254	0.085
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.421	2.297
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.366	0.295
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		A	1.000	1.000
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	1.000
Coefficiente riduzione fronti di scavo	$\beta_s$			0.380	0.470
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale				0.50	0.50

Fronti di scavo

	Simbolo	SLV	SLD
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (per cento)	$k_h=(a_g/g*\beta_s*St*S)$	9.63	4.02
Coefficiente di intensità sismica verticale (per cento)	$k_v=0.50 * k_h$	4.82	2.01

**12.1.5 Dati normativa**

**Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 - D.M. 17/01/2018**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto	Simbologia	A2 Statico	A2 Sismico
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	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	$\gamma_{cu}$	1.40	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00

Coefficiente di sicurezza richiesto

## RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Tipo calcolo	Simbolo	Statico	Sismico
Pendio naturale	$\gamma_R$	1.00	1.00
Fronte di scavo	$\gamma_R$	1.10	1.20

**12.1.6 Analisi della superficie critica**

Il calcolo effettuato ha consentito di analizzare n. 1405 superfici, individuando la superficie critica caratterizzata dal valore minimo del coefficiente di sicurezza la quale presenta le seguenti caratteristiche:

- Numero di strisce 25
- Coordinate del centro X[m]= 4.80      Y[m]= 56.40
- Raggio del cerchio R[m]= 30.50
- Intersezione a valle con il profilo topografico Xv[m]= 3.99      Yv[m]= 25.91
- Intersezione a monte con il profilo topografico Xm[m]= 22.23      Ym[m]= 31.37
- Coefficiente di sicurezza F<sub>S</sub>= 4.846

Tale coefficiente di sicurezza (4.846) risulta superiore al minimo richiesto per la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche (1,20):

$$C_S = 4.846 > C_{S \text{ richiesto}} = 1,20$$

pertanto, la verifica di stabilità globale risulta soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

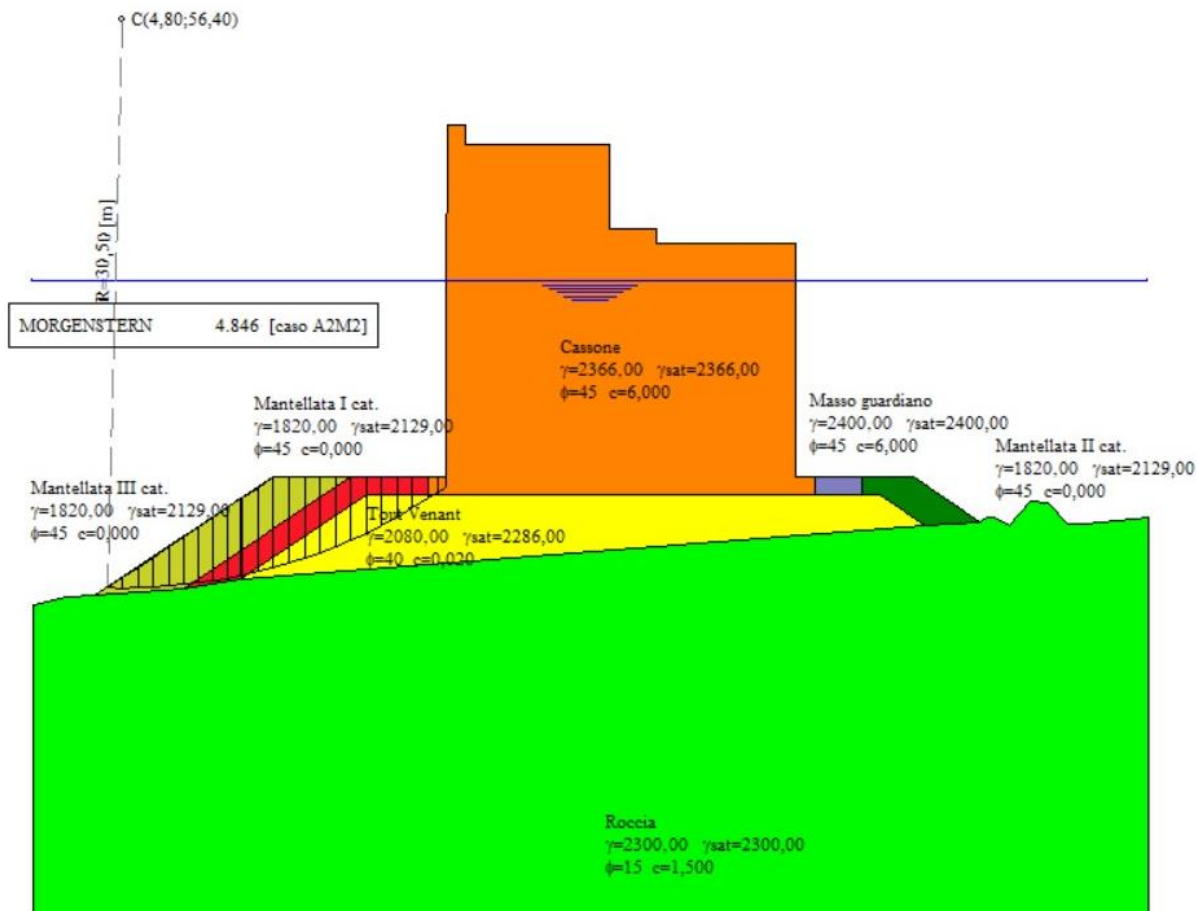


Figura 12.2 Superficie di scorrimento critica