



COMUNE DI ISOLA DI CAPO RIZZUTO

Provincia di Crotona



POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DEL PORTO REGIONALE DI LE CASTELLA

Progetto Definitivo

C. OPERE MARITTIME

C.02

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Data:
15-01-2021

Scala:

PROGETTAZIONE:



Architetto
PASQUALE BILLARI

Ingegnere
ACHILLE TRICOLI

Ingegnere
DOMENICO CONDELLI

Ingegnere
GIUSEPPE V. RACCO

Geologo
FRANCESCO SCERRA

PROJECT MANAGER

Ing. Antonino Sutera

PROGETTISTI

ing. Davide Ferlazzo
ing. Domenico Condelli
arch. Pasquale Billari
ing. Giuseppe V. Racco
ing. Achille Tricoli
ing. Roberta C. De Clario

GRUPPO DI LAVORO

ing. Simone Fiumara
arch. Rossella Faralla
arch. Erica Pipitò
arch. Roberto Lembo

GEOLOGO

geol. Francesco Scerra



REVISIONI	Rev. n°	Data	Motivazione

R.U.P.

Visti/Approvazioni

ing. A. Otranto

Codice elaborato:

DNC122_PD_C.02_2021-01-15_R0_Relazione di Calcolo e Geotecnica OO.MM._DCL

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE MARITTIME	4
3	QUADRO NORMATIVO	5
	3.1 LEGGI, DECRETI, CIRCOLARI	5
	3.2 NORME NAZIONALI	5
	3.3 NORME E RACCOMANDAZIONI INTERNAZIONALI	5
4	CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICA	6
	4.1 SICUREZZA PRESTAZIONI ATTESE	6
	4.2 AZIONI DI CALCOLO	6
	4.3 AZIONI SISMICHE	8
	4.4 DEFINIZIONE DEL TEMPO DI RITORNO PER L'AZIONE IDRAULICO-MARITTIMA	16
	4.5 DEFINIZIONE DELLE CONDIZIONI METEOMARINE DI PROGETTO	17
5	PROLUNGAMENTO MOLO DI SOPRAFLUTTO	21
	5.1 DIMENSIONAMENTO MANTELLATA IN MASSI ARTIFICIALI	21
	5.2 DIMENSIONAMENTO BERMA DI PROTEZIONE AL PIEDE	22
6	RIPRISTINO MOLO DI SOPRAFLUTTO	24
	6.1 VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI TRACIMAZIONE	24
	6.2 SPINTE AGENTI SUL MURO DI CORONAMENTO	29
	6.3 CALCOLO LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO BARRE	32
	6.1 ALLARGAMENTO DEL MASSICCIO DI SOVRACCARICO	32
7	PROLUNGAMENTO MOLO DI SOTTOFLUTTO	36
8	PALI DI ANCORAGGIO DEI PONTILI GALLEGGIANTI	47
	8.1 SISTEMA DI ANCORAGGIO	48
	8.2 DETERMINAZIONE DELLE AZIONI AGENTI SUI PALI	49
	8.3 VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI ANCORAGGIO	54
	8.4 VERIFICHE GEOTECNICHE	55

1 PREMESSA

La presente Relazione, redatta nell'ambito del Progetto Definitivo dei lavori di "Potenziamento infrastrutturale del Porto Regionale di Le Castella" (CUP J44J18000000002 – CIG 7562032238), descrive i calcoli effettuati ai fini del dimensionamento e della verifica delle opere marittime previste.

Il presente elaborato riporta i calcoli geotecnici e i dimensionamenti delle opere marittime che verranno realizzate nell'ambito del Progetto Definitivo dei lavori di "Potenziamento infrastrutturale del Porto Regionale di Le Castella" (CUP J44J18000000002 – CIG 7562032238).

Relativamente alle sole opere marittime, il progetto prevede la realizzazione dei seguenti interventi:

1. **Prolungamento del molo di sopraflutto per un tratto di 60,00 m;**
2. **Ripristino dell'esistente molo di sopraflutto** mediante la ricarica della mantellata esterna con tetrapodi da 10 mc e il sopralzo dei tratti di muro paraonde con coronamento a quote inferiori alla quota di progetto, assunta pari a +7,00 m s.l.m.m.;
3. **Prolungamento del molo di sottoflutto** e predisposizione delle opere necessarie per la collocazione di una stazione carburante e per lo scarico delle acque di sentina;
4. **Installazione di quattro pontili**, di cui uno a servizio delle imbarcazioni da pesca e tre a servizio della darsena turistica;
5. **Adeguamento dei fondali** da eseguirsi mediante livellamento degli stessi;
6. **Consolidamento della banchina alla radice** del molo di sopraflutto;
7. **Realizzazione di un sistema di chiusura** delle prese a mare in corrispondenza dei canali scatolari esistenti nella darsena turistica;
8. **Installazione di "seabin"** al fine di ridurre l'accumulo di rifiuti di vario tipo in alcuni punti critici della darsena turistica.

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

Le strutture delle opere marittime sono state pertanto dimensionate e verificate in relazione ai seguenti aspetti:

- dimensionamento della mantellata in massi artificiali del prolungamento del molo di sopraflutto;
- dimensionamento della berma di protezione al piede della mantellata;
- verifica dei livelli di sicurezza in relazione ai fenomeni di tracimazione
- calcolo delle sollecitazioni del moto ondoso sul muro paraonde e della lunghezza delle barre di ancoraggio.

Sono state inoltre eseguite le verifiche geotecniche relative al prolungamento del molo di sottoflutto e dei pontili, con particolare riferimento ai seguenti aspetti:

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

2 DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE MARITTIME

Il Progetto Definitivo, relativamente alle sole opere marittime, prevede la realizzazione dei seguenti interventi:

- 1. Prolungamento del molo di sopraflutto per un tratto di 60,00 m:** il nuovo tratto di molo presenterà una mantellata in accropodi da 4 mc con pendenza 4(H):3(V) e coronamento a quota + 5,00 m s.l.m.m., poggiante su uno strato filtro costituito da massi naturali di prima categoria, di peso compreso tra 0,7 e 1,4 t.
La mantellata sarà inoltre protetta al piede da una berma in massi naturali di seconda categoria, larga 3,15 m e con spessore di 2,10 m che, lato mare, poggerà su uno scanno di imbasamento con spessore minimo di 50 cm.
- 2. Ricarica della mantellata esterna con tetrapodi da 10 mc:** verranno posizionati i massi artificiali sulla mantellata esistente con pendenza 1,5(H):1(V). In sommità verranno collocati tre massi artificiali in modo da proteggere completamente il muro e avere una larghezza della cresta fissa, pari a 6,15 m, tale che possa mitigare le forze impattanti sul muro e ridurre i fenomeni di sormonto;
- 3. Sopralzo dei tratti di muro con coronamento a quote inferiori alla quota +7,00 m s.l.m.m.:** al fine di proteggere il muro paraonde da eventuali danni derivanti da fenomeni di tracimazione, è opportuno che lo stesso abbia una quota di coronamento pari almeno a +7,00 m s.l.m.m.; pertanto si procederà con l'innalzamento del muro in tutti i tratti in cui la quota risulta inferiore, per tutta la lunghezza del molo di sopraflutto esistente;
- 4. Prolungamento del molo di sottoflutto** al fine di dotare il porto di Le Castella di una stazione di carburante e di un'area di sosta temporanea per effettuare lo scarico delle acque di sentina. La sistemazione del molo sottoflutto prevede l'allungamento della banchina esistente posta alla testa dello stesso per una lunghezza di 15 m ed una larghezza di 8 m. Il coronamento superiore sarà in calcestruzzo armato gettato in opera e rifinita con pavimentazione analoga a quella esistente per le altre banchine;
- 5. Predisposizione nel molo di sottoflutto** delle opere necessarie per la collocazione di una stazione carburante e per lo scarico delle acque di sentina;
- 6. Installazione di un pontile a servizio delle imbarcazioni da pesca** mediante la realizzazione di un pontile su pali di lunghezza pari a circa 140 m e larghezza pari a circa 2.40 m, il pontile si estenderà lungo il tratto di costa che va dalla radice del molo di sopraflutto al molo di sottoflutto e consentirà, visto l'esegua profondità del fondale, l'ormeggio di imbarcazioni di basso pescaggio;
- 7. Installazione di tre pontili su pali** ai fini dell'implementazione dell'offerta in termini di ospitalità e posti barca;
- 8. Adeguamento dei fondali** da eseguirsi mediante livellamento degli stessi, movimentando la parte molle che nel tempo si è depositata riducendone la pescosità delle imbarcazioni;
- 9. Consolidamento della banchina alla radice** al fine di stabilizzare e rimarginare le fessurazioni visibili sul calpestio della banchina mediante iniezioni di calcestruzzo additivato in grado di riempire i vuoti interni e ripristinare la continuità del manufatto.
- 10. Realizzazione di un sistema di chiusura** delle prese a mare in corrispondenza dei canali scatolari esistenti al fine di eliminare l'apporto detritico in condizioni meteo marine avverse;
- 11. Installazione di "seabin"** al fine di ridurre l'accumulo di rifiuti di vario tipo in alcuni punti critici della darsena turistica, consistente nell'installazione di un apposito raccogliitore di rifiuti galleggiante, un vero e proprio cestino galleggiante che, con l'ausilio di una pompa aspirante, genera una corrente superficiale che trasporta verso il cestino i rifiuti galleggianti (in particolare le plastiche) presenti nel raggio anche di molti metri. Il dispositivo risulta di facile installazione e ha costi assolutamente contenuti.

3 QUADRO NORMATIVO

3.1 Leggi, Decreti, 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 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 Azioni di calcolo

4.2.1 Classificazione e determinazione delle azioni

Le azioni agenti sulle strutture possono essere classificate:

- 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);

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- 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).

4.2.2 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):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

- **Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

- **Combinazione quasi permanente (SLE)**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Tabella 4.1 Valori dei coefficienti di combinazione - Rif. Tab. 2.5.I D.M. 17/01/2018

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{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 ≤ 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 ≤ 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 4.2 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	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

4.3 Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

4.3.1 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 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 4.3 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:

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

4.3.2 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

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 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 VS 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 4.4 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

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

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):

Tabella 4.5 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 suesposte 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.

4.3.3 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} .

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

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.

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

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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);
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

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

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

- F_0 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

$$T_C = C_C T_C^*$$

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:

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Tabella 4.6 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	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

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 4.7 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°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	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:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_{ve}(T) = a_g S \eta F_v \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_{ve}(T) = a_g S \eta F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_{ve}(T) = a_g S \eta F_v \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g S \eta F_v \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali:

- T è il periodo proprio di vibrazione (in direzione verticale);
- F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 F_0 \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_0 , 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_s , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono riportati nella Tab. 3.2.VI (D.M.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

17/01/2018).

Tabella 4.8 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_S	T_B	T_C	T_D
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_T riportati in Tab. 3.2.V (D.M. 17/01/2018).

4.3.4 Vita nominale di progetto

La vita nominale di progetto V_N 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_N 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 4.9 Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto - Rif. Tab. 2.4.I D.M. 17/01/2018

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

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.

4.3.5 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.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- **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.

4.3.6 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 4.10 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

4.3.7 Valori caratteristici dell'azione sismica per il sito di interesse

Al fine della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese delle opere in progetto, per il le opere marittime, come riportato nell'elaborato B.04 *Relazione Simica*, si assume:

Localizzazione sito: Regione Calabria – Provincia di Crotona – Comune di Isola Capo Rizzuto – Località Le Castella.

Coordinate geografiche:

- Latitudine 38,909204
- Longitudine 17,027168

Dati di input per il progetto:

- Parametri sismici T_r , a_g , F_0 , T_c^* :
-

Parametri sismici				
	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [...]	T_c^* [s]
<input type="radio"/> SLO	30	0,406	2,381	0,277
<input type="radio"/> SLD	50	0,537	2,354	0,312
<input type="radio"/> SLV	475	1,552	2,396	0,368
<input type="radio"/> SLC	975	2,070	2,429	0,383

<input checked="" type="radio"/> ID Punto 1 = 41458 <input type="radio"/> ID Punto 2 = 41680 <input type="radio"/> ID Punto 3 = 41681 <input type="radio"/> ID Punto 4 = 41459 Dati sismici rilevati correttamente.	
---	--

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- Categoria sottosuolo: **B** "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s";
- Categoria topografica **T1** "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$ ";
- Coefficiente Stratigrafico $S_s = 1,20$ (SLV);
- Coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1,00$.

4.4 Definizione del Tempo di Ritorno per l'azione idraulico-marittima

In mancanza di specifici riferimenti normativi, per definire il periodo di ritorno degli eventi ondosì da considerare nel dimensionamento delle opere, si è fatto riferimento a quanto riportato nel paragrafo 2.1.4.5 delle "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" del Consiglio Superiore LL.PP..

Nelle "Istruzioni", il tempo di ritorno viene definito in funzione di:

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

In funzione del tipo di infrastruttura e del livello di sicurezza è possibile definire la durata minima di vita T_v .

Tabella 4.11 Durata minima di vita dell'opera

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

L'opera in oggetto è identificabile come del tipo ad "uso generale" (opere di difesa di singole installazioni di depositi o piattaforme di carico e scarico), alla quale è richiesto un "livello di sicurezza 1" (opere o installazioni di interesse locale o ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane ...), da cui risulta pertanto una durata minima di vita di 25 anni.

In funzione del rischio di perdite di vite umane, delle condizioni di danneggiamento e della ripercussione economica si definisce la massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera P_f .

Tabella 4.12 Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera

Tipo di danneggiamento	Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
		Limitato	Elevato
Danneggiamento incipiente	Bassa	0,50	0,30
	Media	0,30	0,20

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

	Alta	0,25	0,15
<i>Danneggiamento totale</i>	Bassa	0,20	0,15
	Media	0,15	0,10
	Alta	0,10	0,05

Con riferimento alla condizione di danneggiamento incipiente, ad un rischio di perdita di vite umane limitato e assumendo una ripercussione economica bassa si ricava una probabilità di danneggiamento nel periodo di vita operativa dell'opera P_f di 0.50.

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

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

In funzione delle caratteristiche specifiche dell'opera in oggetto è stato quindi possibile definire il tempo di ritorno dell'evento di progetto considerato per il dimensionamento delle opere, che è risultato pari a 36 anni e, a vantaggio di sicurezza, è stato assunto pari a **50 anni**.

4.5 Definizione delle condizioni meteomarine di progetto

Per la definizione dell'onda di progetto si è fatto riferimento alla relazione tecnica specialistica C.01 Reazione Idraulica Marittima, i cui risultati sono sinteticamente riportati a seguire.

Sulla base dei circa 40 anni di dati a disposizione, dataset Mediterranean Wind Wave Model (MWM), è stata predisposta l'analisi statistica finalizzata alla definizione degli eventi estremi per un tempo di ritorno pari a 50 anni, preso a riferimento per gli interventi in oggetto.

Al fine di garantire una caratterizzazione più completa ed accurata, è stata svolta un'analisi direzionale del moto ondoso, per i settori di provenienza significativi per il sito oggetto di studio. In considerazione dell'esposizione del punto MWM al largo e della naturale protezione dell'imboccatura del porto di Le Castella dagli eventi da Nord, per l'analisi degli eventi estremi sono state considerate le direzioni comprese tra 100°N a 250°N. Nello specifico, sono stati identificati 5 settori direzionali, denominati con le lettere A-B-C-D-E, di ampiezza pari a 30° ciascuno.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

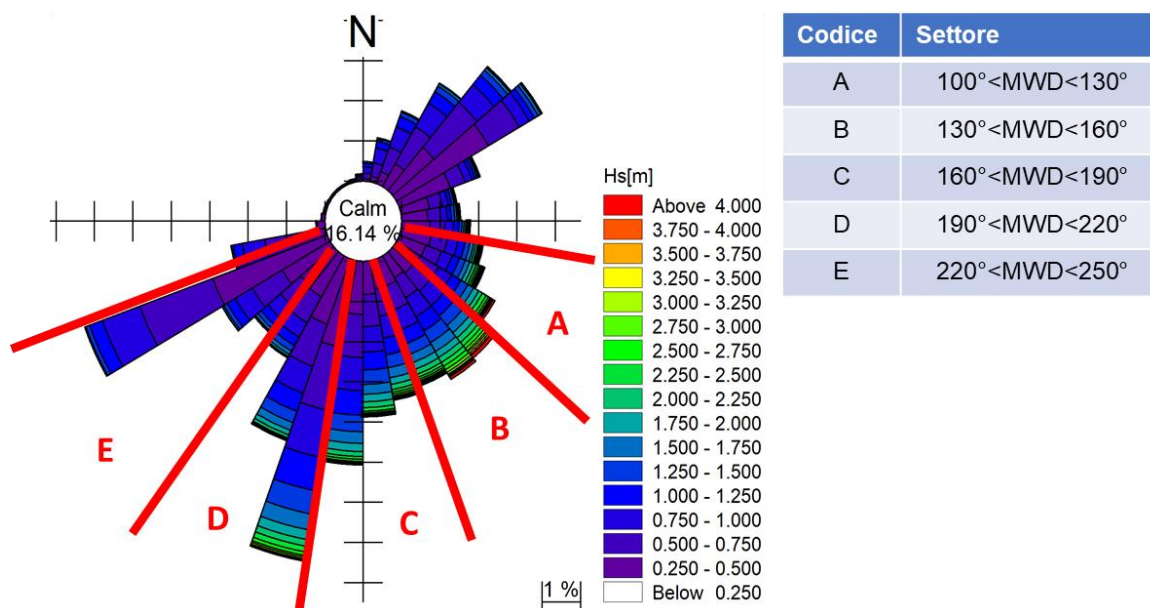


Figura 4.1 Suddivisione della rosa del clima ondoso del punto MWM in settori direzionali di 30°

Per quanto concerne la direzione da associare alle cinque onde estreme, si è proceduto con una media pesata delle direzioni degli eventi appartenenti ad ogni singolo settore, anche in questo caso con riferimento ad una sotto-selezione di onde alte, con soglia variabile in funzione del settore.

I cinque eventi estremi così definiti (Tabella 4.13) sono stati quindi propagati verso l'imboccatura del porto di Le Castella mediante la predisposizione di due modelli d'onda in cascata a differente risoluzione.

Tabella 4.13 Valori risultanti dall'analisi statistica delle altezze d'onda significativa direzionale nel punto MWM per tempo di ritorno pari a 50 anni

Eventi estremi – TR 50 anni			
Settore direzionale	Hs [m]	Tp [s]	MWD [°N]
A (100°N<MWD<130°N)	2.80	12	117
B (130°N<MWD<160°N)	6.93	12	144
C (160°N<MWD<190°N)	5.81	11	176
D (190°N<MWD<220°N)	5.45	11	201
E (220°N<MWD<250°N)	2.80	9	238

I risultati del modello d'onda locale ad alta risoluzione sono stati estratti, per tutti gli scenari simulati, in quattro punti, di cui tre ad una distanza di circa 40 m dal molo e uno nella zona centrale dell'imboccatura del porto, per l'utilizzo nella progettazione e verifica degli interventi in progetto (vedi Figura 4.2).



Figura 4.2 Ubicazione dei punti di estrazione delle caratteristiche d'onda risultanti dalla simulazione degli eventi estremi utili alla progettazione degli interventi

Nella tabella seguente sono riportati i valori estratti per le varie direzioni considerate.

ESTRAZIONI SOTTOCOSTA – TR 50 ANNI				
Settore direzionale	PUNTO 1	PUNTO 2	PUNTO 3	PUNTO 4
	Hs [m]	Hs [m]	Hs [m]	Hs [m]
A (100°N<MWD<130°N)	1.9	2.2	1.7	1.9
B (130°N<MWD<160°N)	4.2	5.7	4.9	5.0
C (160°N<MWD<190°N)	3.8	4.9	4.3	4.2
D (190°N<MWD<220°N)	3.3	4.0	3.5	3.4
E (220°N<MWD<250°N)	1.8	1.9	1.5	1.1

Per ciascuna onda estrema simulata, il modello idrodinamico ha permesso di calcolare la distribuzione dei livelli superficiali in corrispondenza del porto di Le Castella.

Nell'immagine a seguire si riporta il risultato associato all'onda più alta (settore B, direzione compresa tra 130°N e 160°N).

I livelli risultanti tengono in considerazione sia l'effettivo contributo dell'onda frangente (wave setup che, come si può osservare, è tanto maggiore quanto più il fondale si riduce), sia l'innalzamento del livello marino indotto dallo storm surge (marea astronomica + barometro inverso + wind setup) calcolato mediante analisi statistica dei dati del mareografo di Crotona.

Come si osserva in Figura 4.3, i valori di livello superficiale associabile ad un evento combinato (*storm surge* e *onda cinquantennale*) è pari, nel tratto di molo foraneo posto a profondità più limitate, a circa 0,70 m.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

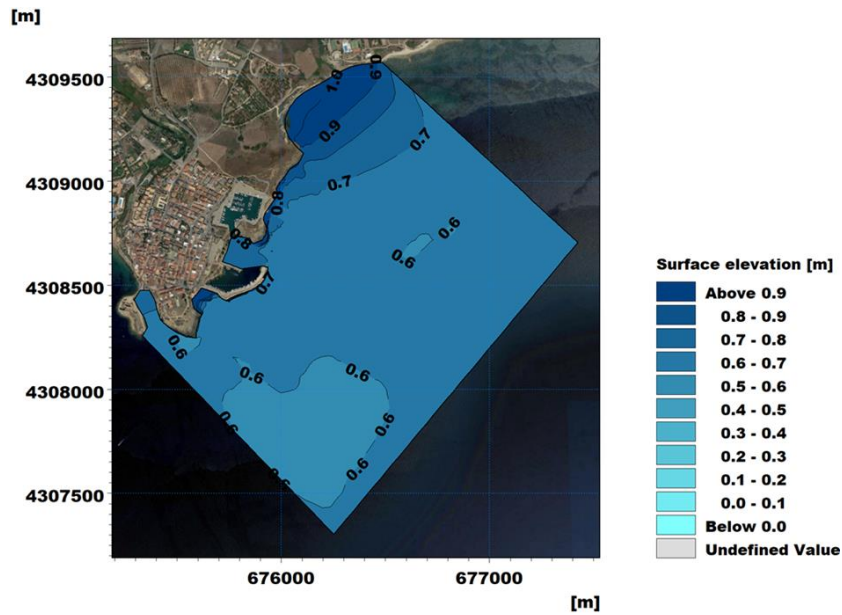


Figura 4.3 Settore direzionale B: distribuzione dei livelli superficiali totali, somma del contributo di storm surge e wave setup (TR 50 anni)

5 PROLUNGAMENTO MOLO DI SOPRAFLUTTO

5.1 Dimensionamento mantellata in massi artificiali

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

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (K_D \cdot \cot \alpha)^{1/3}$$

con:

- H_s : altezza significativa della mareggiata di progetto;
- $\Delta = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)$
- γ_s : peso specifico del calcestruzzo (assunto pari a 2350 kg/mc);
- γ_w : peso specifico dell'acqua (assunto pari a 1030 kg/mc);
- D_n : lunghezza del lato equivalente del cubo avente la stessa massa dell'Accropodo;
- $\cot \alpha$: rapporto di scarpa (orizzontale/verticale), assunto pari a 4:3;
- K_D : coefficiente di stabilità dell'elemento, pari a 15 per fondali a debole pendenza (inferiori all'1%) e, in ogni caso, per onda non frangente e variabile tra 15 e 8 (come rappresentato nel grafico di Figura 5.1) per fondali più acclivi (pendenza maggiore ad 1%) e onda frangente.

Per la sezione di testata basta considerare un incremento del 30% del valore calcolato.

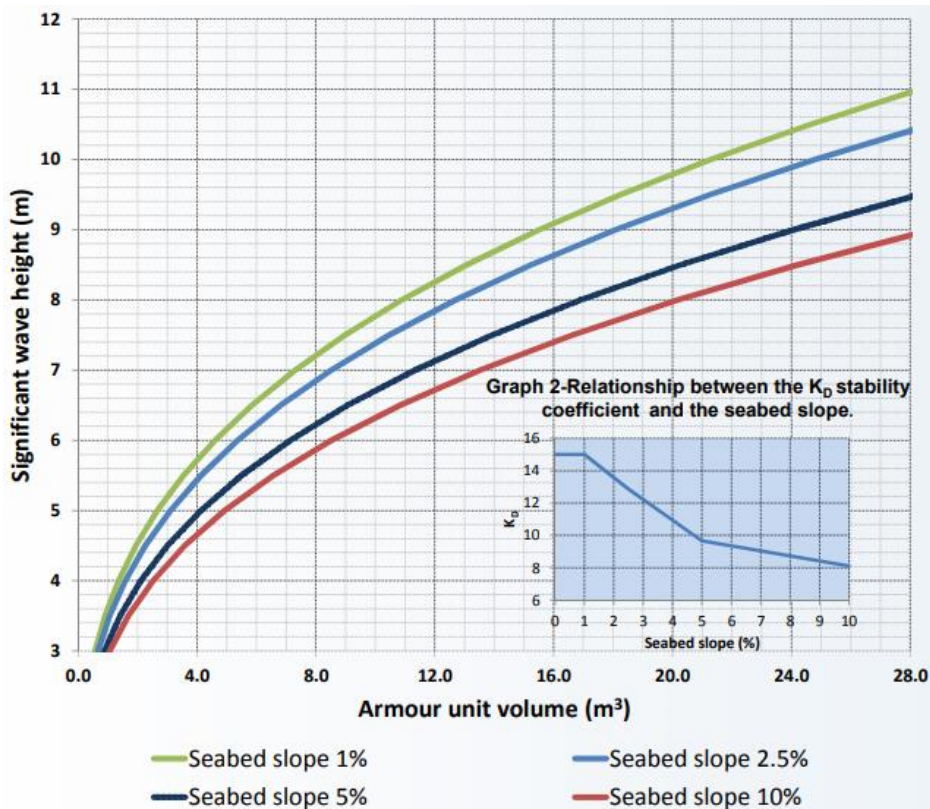


Figura 5.1 Grafico per il calcolo del coefficiente di stabilità per sezione corrente

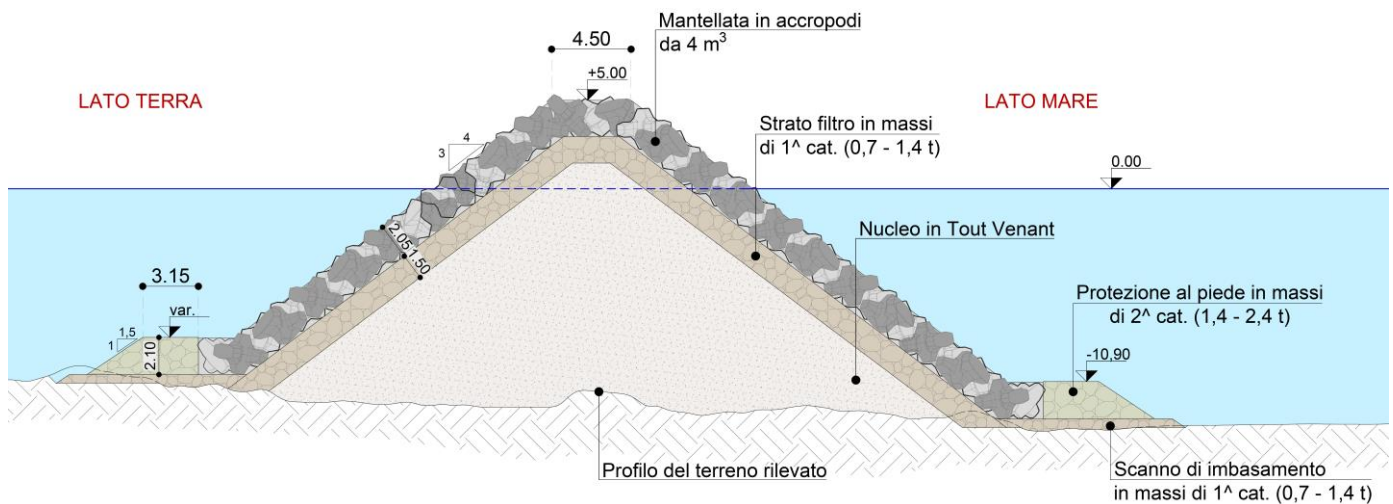
RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Per il caso in esame, dai calcoli risulta che, sia per la sezione corrente che per la sezione di testata, dovranno essere utilizzati Accropodi con peso da 9,4 t, corrispondenti ad un volume del singolo masso di da 4 mc, per uno spessore del singolo strato della mantellata di 2,05 m.

Tra la mantellata e il nucleo verrà interposto uno strato filtro in massi di I categoria (pezzatura da 0,7 a 1,4 t) dello spessore di 1,50 m (spessore del doppio strato), nel pieno rispetto dei criteri suggeriti da CLI per lo strato sottostante la mantellata in Accropodi.

Theoretical volume	3.64 m ³
Selected volume	4 m ³
Unit mass	9.4 t
Unit Height	2.27 m
Armour thickness	2.05 m
Armour height	18 m
Packing coefficient Phi Ø	0.644
Number of unit for 100 m ²	25.54
Concrete consumption	102.17 m ³ /100m ²
Number of row in the slope	20
Underlayer selected (NLL - NUL)	0.7 - 1.4 t
Underlayer thickness coefficient Kt	1.15
Underlayer thickness	1.69 m

Figura 5.2 Calcolatore online del CLI per il dimensionamento della mantellata in Accropodi



5.2 Dimensionamento berma di protezione al piede

Per il calcolo dei massi della protezione al piede delle scogliere si utilizza la formula di Van der Meer (1995). Il peso medio dei massi (W_{50}) può essere determinato una volta calcolato il valore del numero di stabilità N_s , attraverso le seguenti formule, definite con riferimento alla Figura 5.2:

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

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

ovvero:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(2 + 6,2 \left(\frac{h_t}{h} \right)^{2,7} \right) N_{od}^{0,15}$$

dove

- γ_s è il peso specifico del calcestruzzo (assunto pari a 2600 kg/mc);
- γ_w è il peso specifico dell'acqua (assunto pari a 1030 kg/mc);
- H_s è l'altezza significativa della mareggiata di progetto;
- D_{n50} è il diametro mediano dei massi;
- h_t e h sono rispettivamente la profondità in corrispondenza del coronamento della protezione e la profondità al piede dell'opera;
- N_{od} è il grado di danno (assunto pari a 0,5, condizione corrispondente all'inizio del danneggiamento, ovvero ad una condizione di sicurezza per il progetto).

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

- ✓ $0,4 < \frac{h_t}{h} < 0,9$
- ✓ $3 < \frac{h_t}{D_{n50}} < 25$

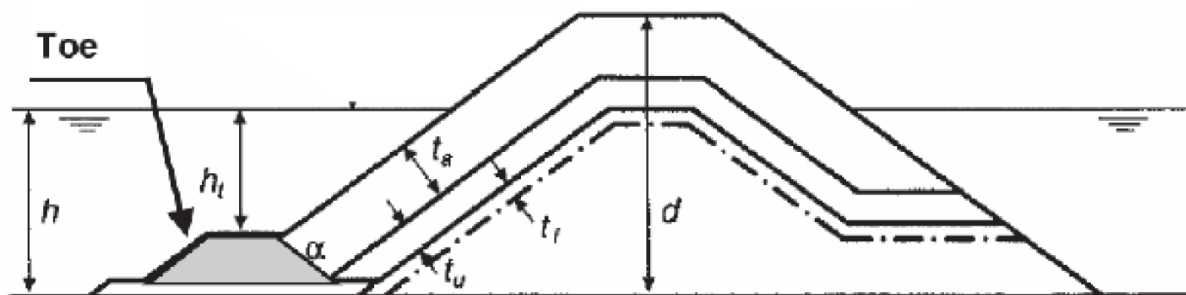


Figura 5.3 Sezione tipologica di riferimento per la protezione al piede (Van der Meer, 1995)

Il calcolo è stato condotto con riferimento sia alla parte esterna della sezione (lato mare) che al lato interno verso il porto.

Per la sezione di testata è stata considerata, a vantaggio di sicurezza, una maggiorazione del 30% della pezzatura ottenuta.

Dai calcoli risulta che la berma dovrà essere realizzata in massi naturali di seconda categoria (da 1,4 a 2,4 t) con spessore del doppio strato pari a 2,10 m.

6 RIPRISTINO MOLO DI SOPRAFLUTTO

6.1 Valutazione della portata di 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 grafico di Fukuda e a. 1974 e Goda 1985, nel quale sono riportati i livelli di sicurezza suggeriti per le diverse tipologie di strutture. In mancanza di riferimenti normativi specifici le verifiche di tracimazione sono state condotte con riferimento ad un periodo di ritorno per l'evento ondoso di 50 anni.

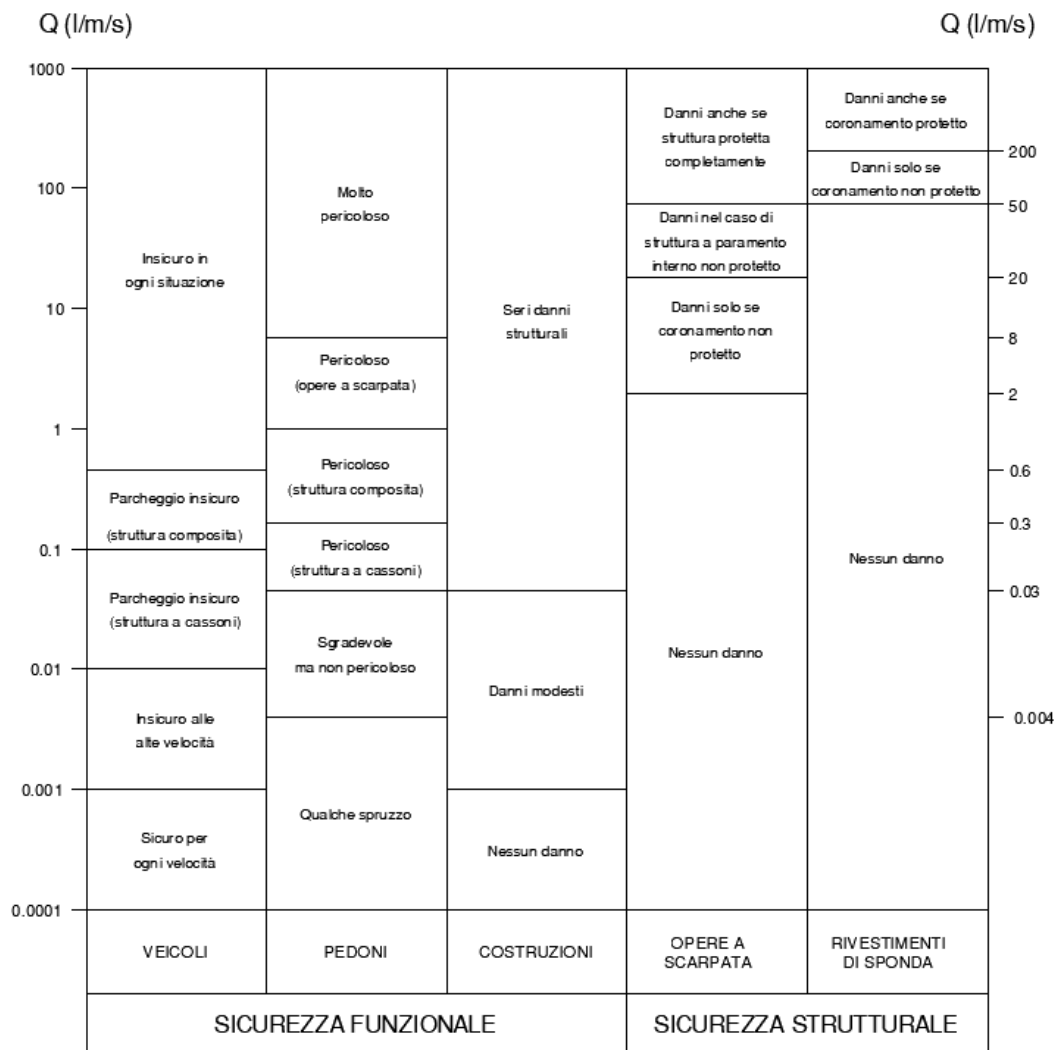


Figura 6.1 Livelli di sicurezza opere nei confronti della tracimazione (cfr. Fukuda e al. 1974, Goda 1985)

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Il calcolo della portata di tracimazione è stato eseguito utilizzando sia le formulazioni riportate nel manuale EuroTop – Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures - Second Edition 2018, sia il tool basato sulle reti neurali adottato dall'EuroTop nel 2016 basato su un database di proprietà intellettuale dell'Università di Bologna (Barbara Zanuttigh, Sara Mizar Formentin) e della Van der Meer Consulting (Jentsje W. van der Meer).

6.1.1 Verifica della tracimazione con la formulazione Eurotop 2018

Il calcolo della portata di tracimazione per l'opera in esame è stato dapprima condotto con riferimento alla metodologia riportata nel manuale EuroTop – Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures - Second Edition 2018, sfruttando la formula deterministica aggiornata proposta da VAN DER MEER e BRUCE (2014) che lega la portata di overtopping q (espressa in m^3/s) a molteplici parametri riportati nella seguente formula:

$$q = 0,1035 \cdot \sqrt{g \cdot H_{m0}^3} \cdot \exp \left[- \left(1,35 \cdot \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_*} \right)^{1,3} \right]$$

dove:

- R_c è la quota di coronamento sul l.m.m., definita come il punto oltre il quale il flusso tracimante non può più tornare verso il mare aperto (a cui viene decurtato il sovrizzo di 0,90 m, di cui 0,70 associato alla marea astronomica e 0,20 associato all'innalzamento del livello del mare a causa dei cambiamenti climatici) [m];
- H_{m0} è l'altezza d'onda significativa spettrale al piede dell'opera [m];
- γ_f è il fattore di correzione dovuto alla scabrezza dell'opera, tabellato in funzione della tipologia di massi impiegati;
- γ_β è il fattore di correzione dovuto all'incidenza del moto ondoso, funzione dell'angolo β di attacco delle onde:

$$\gamma_\beta = 1 - 0,0063 |\beta| \quad \text{se } 0 \leq |\beta| \leq 80^\circ$$

$$\gamma_\beta = 0,496 \quad \text{se } |\beta| > 80^\circ \text{ (si assume } \beta = 80^\circ)$$

- γ_* è il fattore di influenza che tiene conto della configurazione dell'opera in esame (Smooth dike slope + promenade)

$$\gamma_* = \gamma_{prom} = 1 - 0,47 \cdot \frac{G_c}{L_{m-1.0}}$$

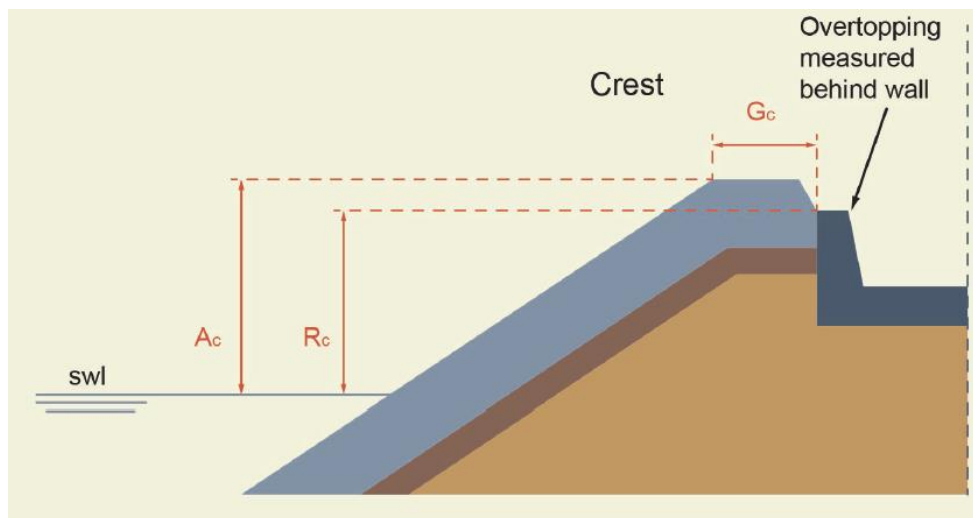


Figura 6.2 Schematizzazione della struttura e indicazione dei parametri di calcolo

a)	Type of armour layer	γ_f
	Smooth impermeable surface	1.00
	Rocks (1 layer, impermeable core)	0.60
	Rocks (1 layer, permeable core)	0.45
	Rocks (2 layers, impermeable core)	0.55
	Rocks (2 layers, permeable core)	0.40
	Cubes (1 layer, flat positioning)	0.49
	Cubes (2 layers, random positioning)	0.47
	Antifers	0.50
	HARO's	0.47
	Tetrapods	0.38
	Dolosse	0.43
	Accropode™ I	0.46
	Xbloc®; CORE-LOC®; Accropode™ II	0.44
	Cubipods one layer	0.49
	Cubipods two layers	0.47

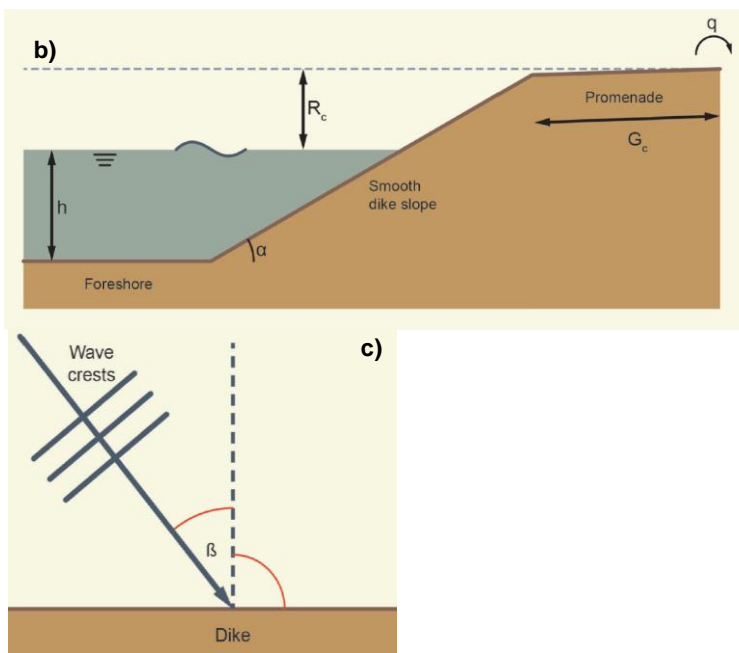


Figura 6.3 Fattori correttivi γ_f , γ^* , γ_b

A seguire si riportano i calcoli della portata di tracimazione per le sezioni allo stato attuale e di progetto:

Tabella 6.1 - Calcolo portata di tracimazione

Dati di input			
		Condizioni stato di fatto	Condizioni di progetto
R_c	[m]	4,80	6,10
H_{m0}	[m]	5,70	5,70

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

γ_f	[-]	0,38	0,38
γ_b	[-]	1,00	1,00
γ^*	[-]	1,00	1,00
Risultato			
		Condizioni stato di fatto	Condizioni di progetto
q	[l/s]	69,10	15,12

6.1.2 Verifica overtopping con l'ausilio di reti neurali

Come già anticipato, il calcolo della portata di overtopping viene effettuato anche utilizzando il modello Overtopping – Neural Network (NN), basata su un database aggiornato al 2016, quale ulteriore verifica dei risultati ottenuti con le formulazioni dell'EuroTop 2018.

Le reti neurali sono strutturate in forma di strati composti da elementi definiti "neuroni", a cui viene associata una funzione di attivazione, preposti a ricevere ed elaborare l'input esterno per restituire un determinato valore di output (fase di *validation*), approssimando il funzionamento di una rete neurale biologica. Il modello di rete neurale per il calcolo della portata di overtopping è stato sviluppato nell'ambito del progetto europeo CLASH e si basa fondamentalmente su tre livelli:

- livello di ingresso, dove ogni singolo neurone è associato ad ognuno dei 19 parametri di input;
- livello intermedio, dove i neuroni intermedi associano alle informazioni i determinati pesi, sulla base della calibrazione della rete, e le elaborano;
- livello di uscita, costituito da tanti neuroni quanti sono i parametri di output cercati, nel nostro caso proprio la portata di overtopping.

I pesi da associare alle informazioni in fase di elaborazione, sono valutati sulla base di un processo di ottimizzazione basato sul confronto tra le misure sperimentali, sulle quali la rete viene istruita, e le previsioni ottenute. Infatti, l'affidabilità dei risultati restituiti dal modello, discende dalla dimensione del database utilizzato per calibrarla (fase di *training*), ragion per cui i risultati ottenuti non sono estendibili al di fuori del dominio definito dal database di partenza.

Nella figura seguente si riporta una schematizzazione grafica di tutti i parametri considerati nel calcolo:

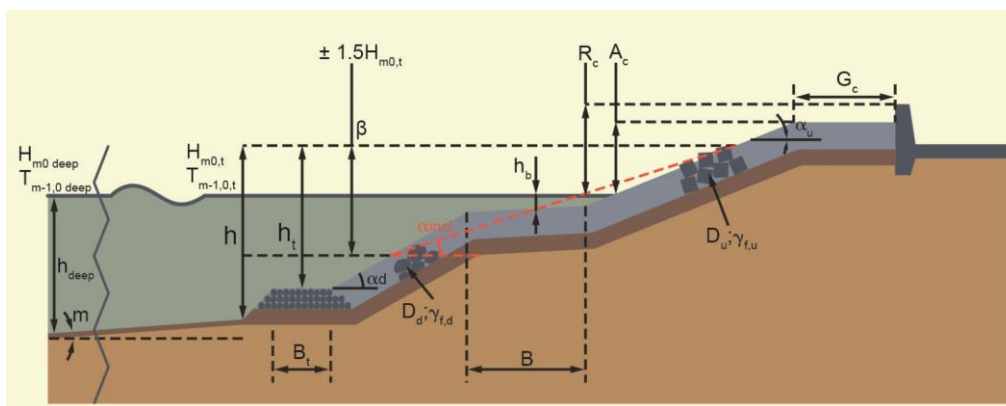


Figura 6.4 Schematizzazione della struttura e indicazione dei parametri di calcolo

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

dove i diversi termini rappresentano:

- m = pendenza del fondale (-);
- h = profondità al piede dell'opera (m);
- $H_{m0,t}$ = altezza d'onda al piede dell'opera (m);
- $T_{m-1,0,t}$ = periodo di picco medio (sec);
- β = angolazione dell'onda ($^{\circ}$);
- h_t = quota di cresta della berma inferiore (m);
- B_t = larghezza della berma inferiore (m);
- h_b = quota di cresta della berma superiore (m);
- B = larghezza della berma superiore (m);
- $\cotg\alpha_u$ e $\cotg\alpha_d$ = pendenza della parte di struttura emersa e sommersa ($^{\circ}$);
- γ_{fd} e γ_{fu} = fattore di riduzione per la scabrezza per la parte emersa e per la parte sommersa;
- D_d e D_u = diametro degli elementi costituenti la parte emersa e sommersa (m);
- A_c = quota di della berma emersa (m);
- G_c = larghezza della berma emersa (m);
- R_c = bordo libero, altezza dell'opera sul livello del mare (m).

A seguire si riportano i dati di input e la portata di tracimazione per le sezioni allo stato di fatto e di progetto:

Tabella 6.2 Dati di input

Test-ID	h	$H_{m0,t}$	$T_{m-1,0,t}$	h_t	$\cot(\alpha_d)$	$\cot(\alpha_u)$	$\gamma_{f,d}$	$\gamma_{f,u}$	D_d	D_u	A_c	R_c	G_c	q
Stato di fatto	10,80	5,7	10,64	10,80	1,5	1,5	0,38	0,38	2,15	2,15	3,40	4,80	5,50	75,60
Stato di progetto	10,80	5,7	10,64	10,80	1,5	1,5	0,38	0,38	2,15	2,15	6,10	6,10	6,45	19,10

6.1.3 Considerazioni sui livelli di sicurezza

Analizzando i risultati ottenuti con entrambi i metodi, si nota come i valori di portata determinati con le reti neurali sono perfettamente in linea a quelli ottenuti con le formulazioni proposte dall'EuroTop 2018.

Tabella 6.3 Confronto valori portata di tracimazione

Sezione	q [l/s/m]	
	EuroTop 2018	Reti neurali
Stato di fatto	69,10	75,60
Stato di progetto	15,12	19,10

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Insicuro in ogni situazione	Molto pericoloso	Seri danni strutturali	Danni anche se struttura protetta completamente	Danni anche se coronamento protetto	200	Reti neurali
			Danni nel caso di struttura a paramento interno non protetto	Danni solo se coronamento non protetto	50	
Parcheggio insicuro (struttura composita)	Pericoloso (opere a scarpata)	Danni modesti	Nessun danno	Nessun danno	8	EuroTop 2018
	Pericoloso (struttura composita)				2	
Parcheggio insicuro (struttura a cassoni)	Pericoloso (struttura a cassoni)	Nessun danno	Nessun danno	Nessun danno	0.6	
	Pericoloso (struttura a cassoni)				0.3	
Insicuro alle alte velocità	Sgradevole ma non pericoloso	Nessun danno	Nessun danno	Nessun danno	0.03	
Sicuro per ogni velocità	Qualche spruzzo				0.004	
VEICOLI	PEDONI	COSTRUZIONI	OPERE A SCARPATA	RIVESTIMENTI DI SPONDA		
SICUREZZA FUNZIONALE			SICUREZZA STRUTTURALE			

Leggendo i risultati nella tabella sovrastante si possono trarre le seguenti considerazioni sulle condizioni di sicurezza:

- **Sicurezza Strutturale:** l'intervento progettuale previsto (muro paraonde con coronamento a quota + 7,00 m s.l.m.m., protetto dalla ricarica in tetrapodi della mantellata esistente) consente di garantire valori di portata di tracimazione ben al di sotto dei valori massimi ammissibili (pari a **50 l/s/m**);
- **Sicurezza Funzionale:** affinché sia garantita, è necessario che la portata di tracimazione non ecceda il valore di **0,03 l/s/m**; occorre pertanto interdire il passaggio (veicolare e pedonale) della banchina a tergo del muro, ogni qualvolta l'altezza d'onda sia superiore a 3,4 m.

Per ottenere un livello di sicurezza massimale si dovrebbero effettuare interventi sul molo sopraflutto molto più consistenti, per i quali tuttavia le risorse economiche attualmente a disposizione non sono sufficienti. L'intervento proposto nel presente progetto definitivo produce, tuttavia, un'importante mitigazione del fenomeno dell'overtopping rispetto allo stato attuale, come si evince dal confronto riportato nella tabella 4.17.

6.2 Spinte agenti sul muro di coronamento

In letteratura esistono diverse metodologie di calcolo per valutare le forze esercitate dal moto ondoso sul muro paraonde, basate sui risultati ottenuti su modelli fisici e il cui risultato può essere una forza o il diagramma delle pressioni agenti sull'opera.

Tabella 6.4 Metodi disponibili per il calcolo delle sollecitazioni

Method	Output
Iribarren and Nogales (1954)	Pressure
Günback and Göcke (1984)	Pressure
Jensen (1984)	Force
Bradburry et al. (1988)	Force
British Standard -Maritime Structures (1991)	Pressure
Pedersen (1996)	Force
Martin et al. (1995 & 1999)	Pressure
Berenguer and Baonza (2006)	Force
Nørgaard et al. (2013)	Force
Bekker et al. (2018)	Pressure

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

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

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

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

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 $p_{u,0.1\%} = 1.0 \cdot V \cdot p_i$;
- risultante delle forze di impatto orizzontali $F_{H,0.1\%} = F_{Hu,0.1\%} + F_{Hl,0.1\%} = 0.21 \cdot \sqrt{\frac{L_{0m}}{B_a}} \cdot (1.6 \cdot p_i \cdot y_{eff} + V \cdot \frac{p_i}{2} \cdot d_{c,prot})$

dove:

- γ è il peso specifico dell'acqua di mare (pari a 1030 kg/m³)
- $R_{u,0.1\%}$ rappresenta la quota di risalita che viene superata dallo 0.1% delle onde della mareggiata;
- R_{ca} è la quota di coronamento della scogliera antistante il muro;
- B_a è la larghezza del coronamento della scogliera;
- y_{eff} è l'altezza effettiva della zona di impatto pari a: $y_{eff} = \min\{y/2, d_{ca}\}$;
- $y = \frac{R_{u,0.1\%} - R_{ca}}{\sin\alpha} \cdot \frac{\sin 15^\circ}{\cos(\alpha - 15^\circ)}$;
- 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 Figura 4.4.

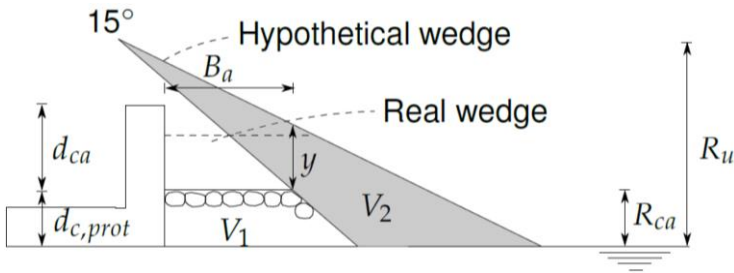


Figura 6.5 Variabili impiegate nel calcolo Pedersen (1996)

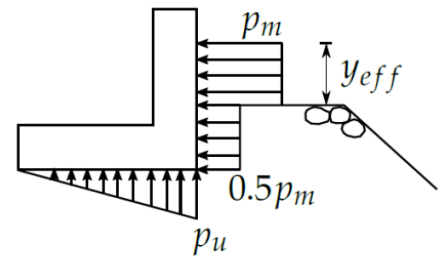


Figura 6.6 Andamento delle pressioni secondo Pedersen (1996)

Come si evince dalla **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, il diagramma delle pressioni assunto nel calcolo è di tipo rettangolare, che varia in funzione del tratto protetto e non del muro.

L'approccio proposto da *Nørgaard* 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 ($d_{ca} = 0$):

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

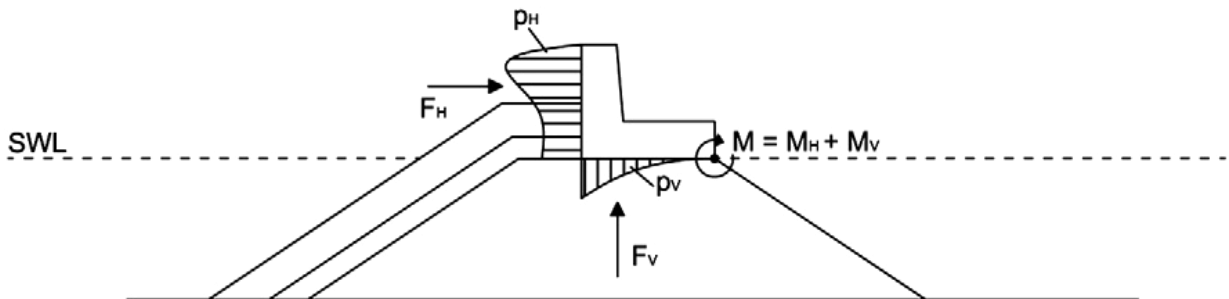


Figura 6.7 Definizione delle pressioni indotte dall'onda e sollecitazioni risultanti

A vantaggio di sicurezza nel calcolo non si terrà conto del contributo dei fori eseguiti sull'opera, che determina una riduzione delle sottopressioni indotte dal moto ondoso.

Per determinare la sollecitazione del moto ondoso sul muro sono stati impiegati i dati del clima ondoso afferenti al Punto di estrazione n.2 per il settore B:

ESTRAZIONI SOTTOCOSTA PUNTO 2 – TR 50 ANNI		
Settore direzionale	H _s [m]	T _p [s]
B (50°N<MWD<80°N)	5.7	11.7

L'applicazione della formula di *Nørgaard* fornisce i seguenti valori, determinati per metro lineare di muro:

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

$F_{H,0.1\%} = 230,02 \text{ kN/m}$	forza orizzontale indotta dall'onda;
$M_{H,0.1\%} = 688,34 \text{ kN}$	momento legato alla forza orizzontale;
$p_{U,0.1\%} = 66,455 \text{ kN/m}^2$	sottoppressione massima.

Una volta note le sollecitazioni sulla struttura è possibile eseguire le verifiche allo scorrimento e al ribaltamento. Nel caso in esame, tuttavia, non si è ritenuto necessario dover effettuare tali verifiche in quanto è evidente che il muro paraonde non sia stato soggetto ad alcun problema di stabilità; i crolli sono da imputarsi alla mancanza di una protezione esterna (la mantellata è a quota inferiore rispetto al coronamento del muro) e, probabilmente, ad un errato ancoraggio al muro esistente in occasione del precedente sovrzalzo del muro stesso.

6.3 Calcolo lunghezza di ancoraggio barre

A seguire si riportano le verifiche strutturali relative alle barre di armatura di connessione tra le vecchie strutture e le integrazioni.

Le azioni sollecitanti massime sono state ricavate dall'analisi condotta con l'ausilio del software MAX 15.0 - ANALISI E CALCOLO MURI DI SOSTEGNO, prodotto dalla ditta "AZTEC INFORMATICA", Corso Umberto, 43 - 87050 Casole Bruzio (CS), licenza n. AIU4426E4.

6.1 Allargamento del massiccio di sovraccarico

La sezione da verificare ha le seguenti caratteristiche:

$b = 1,00 \text{ m}$

$h = 0,90 \text{ m}$

Le massime azioni sollecitanti nella sezione risultano pari a:

$V_{sd} = 103 \text{ kN}$

$M_{sd} = 75,47 \text{ kNm}$

Considerando la sezione armata con 5Φ20 superiori e 5Φ20 inferiori, si ottiene:

Mrd(+) per Nrd=0- Flessione semplice positiva - fibre inferiori tese							
30	31	32	33	34	35	36	37
Mrd	x_c	Campo	ϵ_s	σ_s	ϵ_c	σ_c	φ_u
[kN*m]	[mm]		[‰]	[MPa]	[‰]	[MPa]	[m ⁻¹]
515,39	44,26	3	63,713	391,30	-3,500	-21,17	0,0791
Mrd(-) per Nrd=0- Flessione semplice negativa - fibre superiori tese							
40	41	42	43	44	45	46	47
Mrd	x_c	Campo	ϵ_s	σ_s	ϵ_c	σ_c	φ_u
[kN*m]	[mm]		[‰]	[MPa]	[‰]	[MPa]	[m ⁻¹]
-515,39	44,26	8	63,713	391,30	-3,500	-21,17	-0,079

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Mrd(+) per Nrd=Ned - flessione positiva - fibre inferiori tese							
50	51	52	53	54	55	56	57
Mrd	xc	Campo	ε.S	σ.S	ε.C	σ.C	φu
[kN*m]	[mm]		[‰]	[MPa]	[‰]	[MPa]	[m ⁻¹]
501,65	43,57	3	64,788	391,30	-3,500	-21,17	0,0803
Mrd(-) per Nrd=Ned - flessione negativa - fibre superiori tese							
60	61	62	63	64	65	66	67
Mrd	xc	Campo	ε.S	σ.S	ε.C	σ.C	φu
[kN*m]	[mm]		[‰]	[MPa]	[‰]	[MPa]	[m ⁻¹]
-501,65	43,57	8	64,788	391,30	-3,500	-21,17	-0,0803

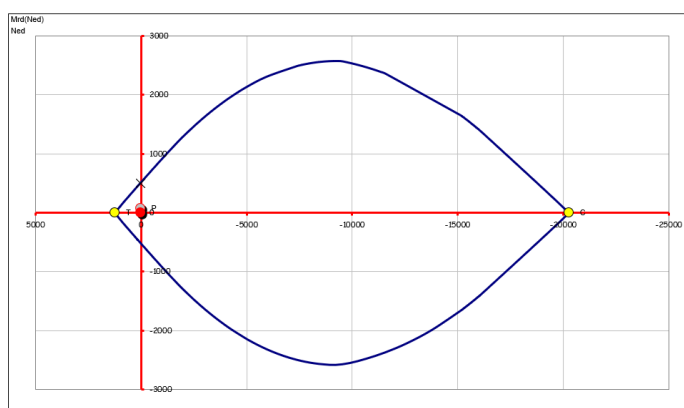


Figura 8-Dominio di resistenza sezione

Pertanto la sezione risulta verificata.

Verifica a taglio

Le armature previste dovranno assorbire interamente il taglio agente, poiché non è possibile garantire la continuità in corrispondenza della sezione verticale il prolungamento del muro e il muro esistente.

Secondo quanto riportato al paragrafo 4.2.4.1.2.4 delle NTC 2018, il valore di progetto dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1$$

Con

$$V_{C,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}, \text{ con } A_v \text{ area resistente a taglio.}$$

Nel caso in esame la verifica risulta soddisfatta, in quanto:

- $A_v =$ 3140 mmq
- $f_{yk} =$ 450 N/mm²
- $V_{rd} =$ 777 kN
- $V_{sd1} =$ 2 kN

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

$$V_{sd2} = 103 \text{ kN}$$

Da cui risulta:

$$V_{rd} \geq V_{sd1}$$

$$V_{rd} \geq V_{sd2}$$

Lunghezza di ancoraggio barre

La solidarietà tra barre di acciaio e calcestruzzo è garantita dall'aderenza che si sviluppa lungo le superfici che vengono a contatto tra loro. La tensione ultima di aderenza deve essere tale che non si verifichino spostamenti relativi significativi dell'acciaio rispetto al calcestruzzo sotto carichi in esercizio e vi sia un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello sfilamento delle barre allo Stato Limite Ultimo (SLU).

Il calcolo della lunghezza di ancoraggio mette in conto alcuni coefficienti di riduzione che vengono applicati a un valore di base che viene poi confrontato con un valore minimo dettato dalla normativa. Il controllo varia nel caso di barre di armatura in trazione o in compressione ipotizzando sempre le rispettive condizioni di buona o mediocre aderenza.

Per il calcolo delle tensioni di aderenza, a favore di sicurezza, sono state prese in considerazione condizioni di mediocre aderenza.

Il calcolo procede in più fasi.

Fase 1- Lunghezza di ancoraggio di base

Il calcolo della lunghezza di ancoraggio tiene in conto il tipo di acciaio e le proprietà di aderenza delle barre con il calcestruzzo. Il valore di base di riferimento dell'ancoraggio viene calcolato con la seguente formula:

$$l_{b,rqd} = \frac{\sigma_{sd}}{4f_{bd}} \phi$$

In cui:

- σ_{sd} = tensione di progetto in corrispondenza del punto da cui si misura l'ancoraggio. Nel caso in esame si considerano le barre soggette alla massima tensione, per cui $\sigma_{sd} = f_{yd}$;
- f_{bd} = valore di calcolo della tensione di aderenza
- ϕ = diametro della barra

Fase 2- Lunghezza di ancoraggio minima

La lunghezza di ancoraggio minima è pari a:

- per ancoraggi in trazione

$$l_{b,min} > \max\{0.3l_{b,rqd}; 10 \phi; 100 \text{ mm}\}$$

- per ancoraggi in compressione

$$l_{b,min} > \max\{0.6l_{b,rqd}; 10 \phi; 100 \text{ mm}\}$$

Fase 3- Lunghezza di ancoraggio di calcolo

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Dove $\alpha_{1,2,3,4,5}$ variano in funzione della forma delle barre, del valore del ricoprimento del calcestruzzo (copriferro), confinamento realizzato mediante armatura trasversale non saldata a quella principale, mediante armatura trasversale saldata, e mediante pressione trasversale.

Nel caso in esame si sono considerati, a favore di sicurezza, solo α_1 e α_2

Calcolato il valore della lunghezza di ancoraggio la normativa impone di verificarlo nei distinti casi per barre diritte e per barre con piega o ganci. L'EUROCODICE 2 (EC2-EN1992 – § 8.4.4) prescrive la verifica in tutte e due i casi (barre diritte e piegate) che il valore della lunghezza calcolata sia maggiore del valore minimo:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{bd,rqd} \geq l_{bd,min}$$

Mentre le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC2018 – § 4.1.2.3.10 – NTC2008 – § 4.1.2.18) impongono la restrizione sull'ancoraggio delle barre diritte che non deve mai essere minore di 20ϕ o di 15cm.

$$l_{bd} \geq \min\{20 \phi; 15 \text{ cm}\}$$

Tutto ciò premesso, ipotizzando un cls esistente di classe 25/30, la lunghezza di ancoraggio sarà pari a:

LUNGHEZZA di ANCORAGGIO di PROGETTO	C25/30	TRAZIONE e COMPRESIONE		
	$\phi 20$	l_{bd}		l_{bd}
barra di armatura - diritta	l_{b_buona}	28,2	ϕ	56,30 cm
	$l_{b_mediocre}$	40,2	ϕ	80,43 cm
fattori di influenza	α_1	1,00	$c_d =$	5 cm
	α_2	0,78		
verifica EC2 - § 8.4.4		$l_{bd} > l_{b,min,TRA}$	OK	$l_{b,min,COMP}$ OK
verifica NTC2018 - § 4.1.2.3.10		$l_{bd} > 20\phi$	OK	15cm OK

A favore di sicurezza, la lunghezza di ancoraggio delle barre è posta pari a 100 cm.

7 PROLUNGAMENTO MOLO DI SOTTOFLUTTO

7.1.1 Fasi di calcolo

Le verifiche sono state condotte secondo le seguenti fasi:

- calcolo della spinta del terreno sull'opera e valutazione di tutti i carichi agenti sulla stessa (pesi propri, sovraccarichi, azioni sismiche, etc.);
- verifiche di stabilità globali del muro (scorrimento, ribaltamento) ed allo schiacciamento del terreno di fondazione;
- verifica di stabilità del pendio su cui il muro insiste.

7.1.2 Spinta delle terre

Il problema principale nel calcolo di un muro di sostegno è la determinazione della spinta che il terrapieno esercita sul muro stesso.

Le basi della teoria classica della spinta delle terre furono gettate nel 1773 da COULOMB. Seguirono gli studi di PONCELET nel 1840 e la teoria del masso illimitato di RANKINE. Le teorie di COULOMB E RANKINE e quelle da esse derivate sono ancora oggi quelle più usate per il calcolo dei muri di sostegno. Fra i metodi di calcolo derivati dalla teoria di COULOMB riveste particolare importanza il metodo di CULMANN (METODO DEL CUNEO DI TENTATIVO), utilizzato nel caso in esame.

Tale metodo consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti, a differenza di quello di COULOMB che considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito.

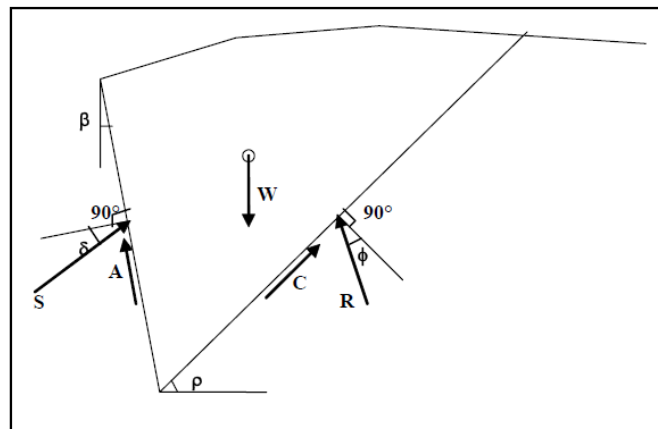


Figura 7-1 Schema risolutivo metodo di Culmann

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

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

Nota la distribuzione delle spinte lungo l'altezza della parete, la pressione ad una generica profondità z , rispetto alla sommità della parete, è espressa da:

$$\sigma(z) = \frac{dS}{dz}$$

Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta. Inoltre dal diagramma delle pressioni è possibile ricavare l'andamento delle sollecitazioni lungo la parete.

Spinta in presenza di falda

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

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

dove:

γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori);

γ_w è il peso specifico dell'acqua.

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

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di MONONOBE-OKABE.

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

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

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

dove $\theta = \arctg(C)$ essendo C il coefficiente di intensità sismica.

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

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

con $A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$, che nel metodo di MONONOBE-OKABE, 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

$$F_{iH} = k_h W$$

$$F_{iV} = \pm k_v W$$

in cui W rappresenta il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi ed è applicata nel baricentro dei pesi.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

7.1.3 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 di un determinato coefficiente di sicurezza η_s :

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

dove

- $F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + cB$ è la resistenza di progetto, con:
 - N la componente normale al piano della fondazione del carico totale gravante in fondazione;
 - δ_f : angolo di attrito fondazione-terreno;
 - c: adesione terreno fondazione;
 - B: larghezza della fondazione reagente.
- F_s è la risultante delle azioni orizzontali agenti, ovvero la componente della spinta e la componente delle forze d'inerzia entrambe parallele al piano di fondazione.
- $\eta_s = \gamma_R$ coefficiente parziale per la resistenza pari a:
 - **1,10 in condizioni statiche;**
 - **1,00 in condizioni sismiche.**

7.1.4 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel verificare che il rapporto tra il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r :

$$\frac{M_{stab}}{M_{rib}} \geq \eta_R$$

Dove:

- M_{stab} è pari alla sommatoria dei momenti stabilizzanti agenti, ovvero il peso del muro (applicato nel baricentro) e l'eventuale peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa dovrà essere considerata stabilizzante o ribaltante in funzione del segno dell'angolo d'attrito terra-muro;
- M_{rib} è pari alla sommatoria dei momenti ribaltanti agenti, ovvero dalla componente orizzontale della spinta e dalle forze di inerzia del muro per i rispettivi bracci;
- $\eta_R = \gamma_R$ coefficiente parziale per la resistenza pari a:
 - **1,15 in condizioni statiche;**
 - **1,00 in condizioni sismiche;**

7.1.5 Verifica al carico limite

La verifica al carico limite risulta soddisfatta se il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione risulta di un determinato

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

coefficiente di sicurezza η_q .

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

dove

- Q_u , rappresenta il carico limite;
- R è la risultante verticale dei carichi in fondazione
- $\eta_q = \gamma_R$ coefficiente parziale per la resistenza pari a:
 - **1,40 in condizioni statiche;**
 - **1,20 in condizioni sismiche;**

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 nastriforme (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, 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 φ rispetto all'orizzontale e penetra nel terreno come se fosse parte della fondazione stessa (Figura 7-2 Schema di TERZAGHI per il calcolo della capacità portante).

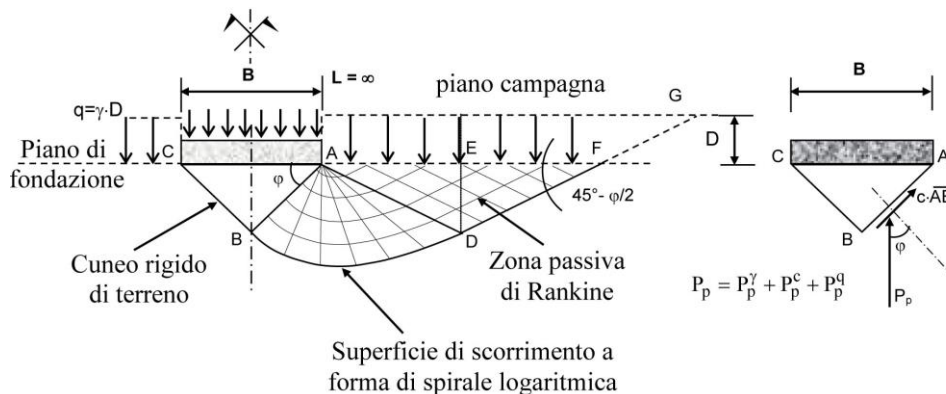


Figura 7-2 Schema di TERZAGHI per il calcolo della capacità portante

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.

Nel caso di studio, per la determinazione del carico limite è stata utilizzata la formulazione di MEYERHOF:

$$q'_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 B' \cdot \gamma_2^* \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

con:

- c coesione;
- φ angolo di attrito;

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

γ	peso specifico del terreno;
B	larghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa della fondazione;
s_c, s_q, s_γ	fattori di forma;
i_c, i_q, i_γ	fattori di inclinazione del carico;
d_c, d_q, d_γ	fattori di profondità;

I fattori sono dati dalle seguenti relazioni:

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

Riduzione per l'eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo R_e

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

con e eccentricità del carico e B 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_γ del solo termine sul peso di volume ($0.5 B \gamma N_\gamma$) quando B supera i 2 m.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

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

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

Verifica alla stabilità globale

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

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 25.

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

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

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

dove il termine m è espresso da

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

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

7.1.6 Geometria

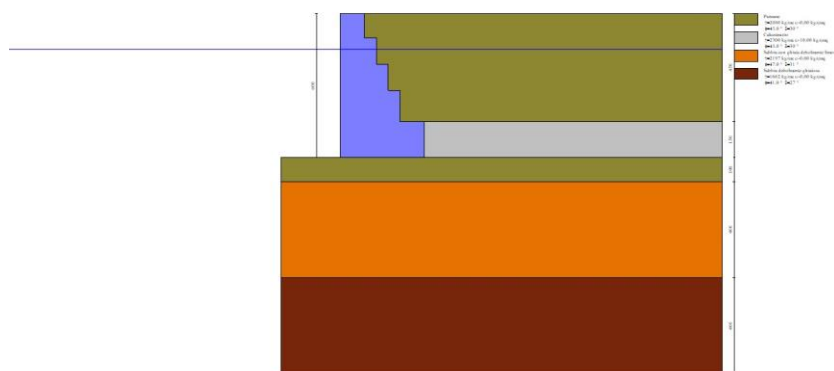


Figura 7-3 Profilo di verifica

DESCRIZIONE TERRENI

Simbologia adottata

n° Indice del terreno

Descr Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]

γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]

ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]

δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]

c Coesione espressa in [kg/cm²]

c_a Adesione terra-muro espressa in [kg/cm²]

n°	Descr	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ²]	c_a [kg/cm ²]
1	Sabbia con ghiaia debolmente limosa	2197,00	2197,00	47.000	31.330	0,00	0,00
2	Sabbia debolmente ghiaiosa	1662,00	1662,00	41.000	27.330	0,00	0,00
3	Pietrame	2080,00	2280,00	45.000	30.000	0,00	0,00
4	Calcestruzzo	2300,00	2300,00	45.000	30.000	10,00	0,00

CONDIZIONI DI CARICO

Condizione n° 1 (Variabile) - VARIABILE

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

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Carichi sul muro

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

Carichi sul terreno

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

Condizione n° 2 (Soletta) - 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	Fondazione					-1,00	0,00	875,00	875,00

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	Fx [kg]	Fy [kg]	M [kgm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kg]	Qf [kg]
1	Distribuito					0,00	6,00	875,00	875,00

COMBINAZIONI DI CARICO

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Soletta	1.30	--	Sfavorevole
Variabile	1.50	1.00	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Variabile	1.00	0.60	Sfavorevole
Soletta	1.00	--	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Variabile	1.00	0.60	Sfavorevole
Soletta	1.00	--	Sfavorevole

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Soletta	1.30	--	Sfavorevole
Variabile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Soletta	1.30	--	Sfavorevole
Variabile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Soletta	1.30	--	Sfavorevole
Variabile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Soletta	1.00	--	Sfavorevole
Variabile	1.30	1.00	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Variabile	1.00	0.60	Sfavorevole
Soletta	1.00	--	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Variabile	1.00	0.60	Sfavorevole
Soletta	1.00	--	Sfavorevole

COMUNE DI ISOLA DI CAPO RIZZUTO (KR)

PROGETTO DEFINITIVO: "Potenziamento infrastrutturale del Porto Regionale di Le Castella"

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIMECombinazione n° 10 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Soletta	1.30	--	Sfavorevole
Variabile	1.50	1.00	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Variabile	1.00	0.60	Sfavorevole
Soletta	1.00	--	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Variabile	1.00	0.60	Sfavorevole
Soletta	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Soletta	1.00	--	Sfavorevole
Variabile	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Soletta	1.00	--	Sfavorevole
Variabile	1.00	0.70	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Soletta	1.00	--	Sfavorevole
Variabile	1.00	0.60	Sfavorevole

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Combinazione n° 16 - SLEQ H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Variabile	1.00	0.60	Sfavorevole
Soletta	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - SLEQ H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Variabile	1.00	0.60	Sfavorevole
Soletta	1.00	--	Sfavorevole

VERIFICHE GEOTECNICHE

Simbologia adottata

Cmb Indice/Tipo combinazione

S Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)

FS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento

FS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

FS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite

FS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.188		7.242	
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.298		7.681	
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.190		6.779	
4 - STR (A1-M1-R3)		1.656		10.434	
5 - STR (A1-M1-R3)		1.353		9.224	
6 - STR (A1-M1-R3)		1.491		9.124	
7 - GEO (A2-M2-R2)					4.025
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				4.357
9 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				4.433
10 - EQU (A1-M1-R3)			1.472		
11 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		1.431		
12 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		1.281		

8 PALI DI ANCORAGGIO DEI PONTILI GALLEGGIANTI

Come anticipato in premessa, uno degli obiettivi del presente progetto è l'incremento della capacità portuale attraverso la posa in opera di 4 pontili galleggianti a galleggiamento discontinuo.

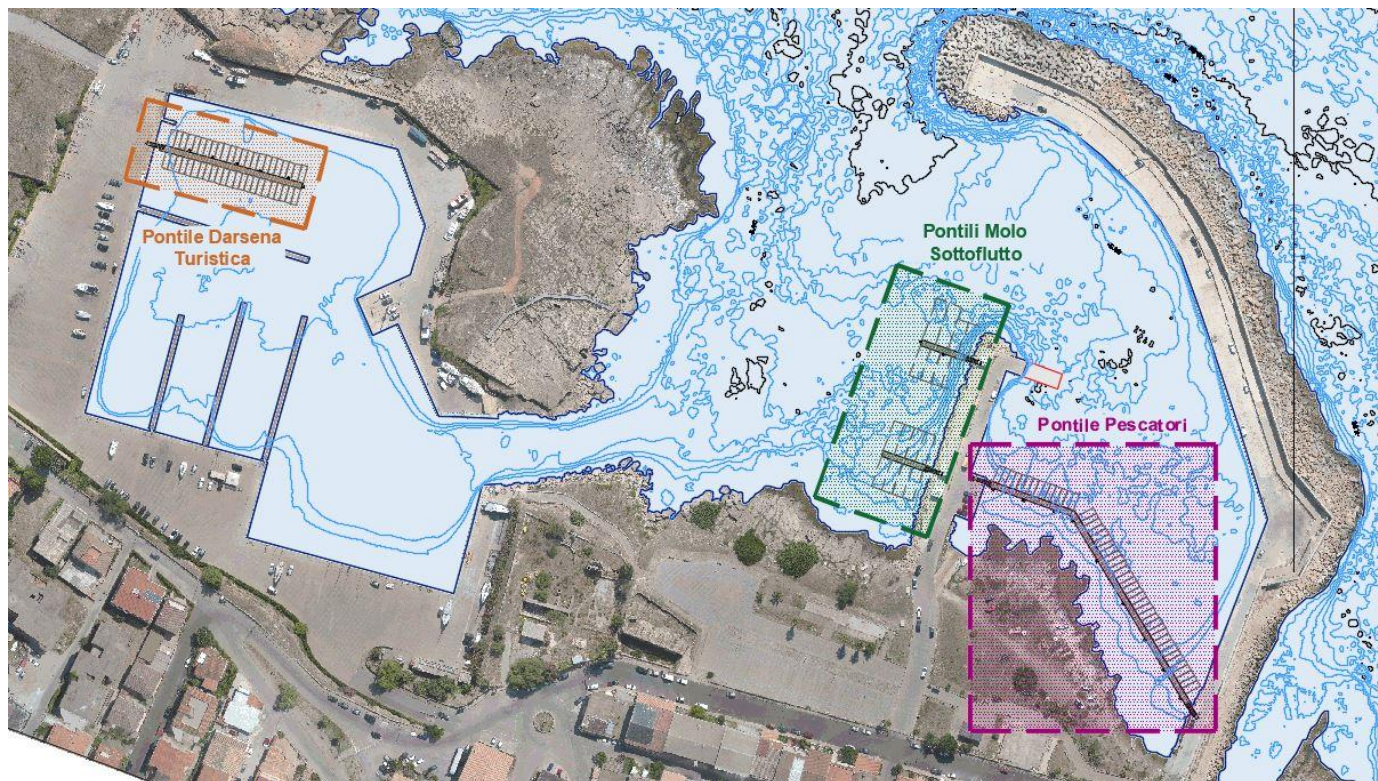


Figura 8-1 Planimetria con individuazione Pontili galleggianti

L'accesso ai pontili, tutti con quota di calpestio a +0,60, sarà garantito da una passerella della lunghezza di 6 m e larghezza di 1,30 m, costituita da un telaio in profilati di acciaio saldati e zincati a caldo secondo la norma uni 5744 e piano di calpestio in doghe di legno tipo Yellow Balau con corrimani laterali in tubolare di acciaio zincati a caldo.

Le attrezzature portuali previste comprendono pontili galleggianti costituiti da elementi modulari di larghezza minima pari a 2,35 m. I moduli sono supportati da unità galleggianti in speciale calcestruzzo armato con nucleo in polistirolo espanso a cellula chiusa che garantisce l'inaffondabilità.

Le caratteristiche tecniche principali dei pontili sono le seguenti:

- larghezza pontili a galleggiamento discontinuo: 2.35 m
- lunghezza moduli pontili: 12.00 – 20,00 m;
- sovraccarico variabile minimo pontili a gal. discontinuo: 200 kg/m²;

A seguire si riporta lo schema rappresentativo dei pontili galleggianti tipo che si intende utilizzare all'interno delle due darsene:

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

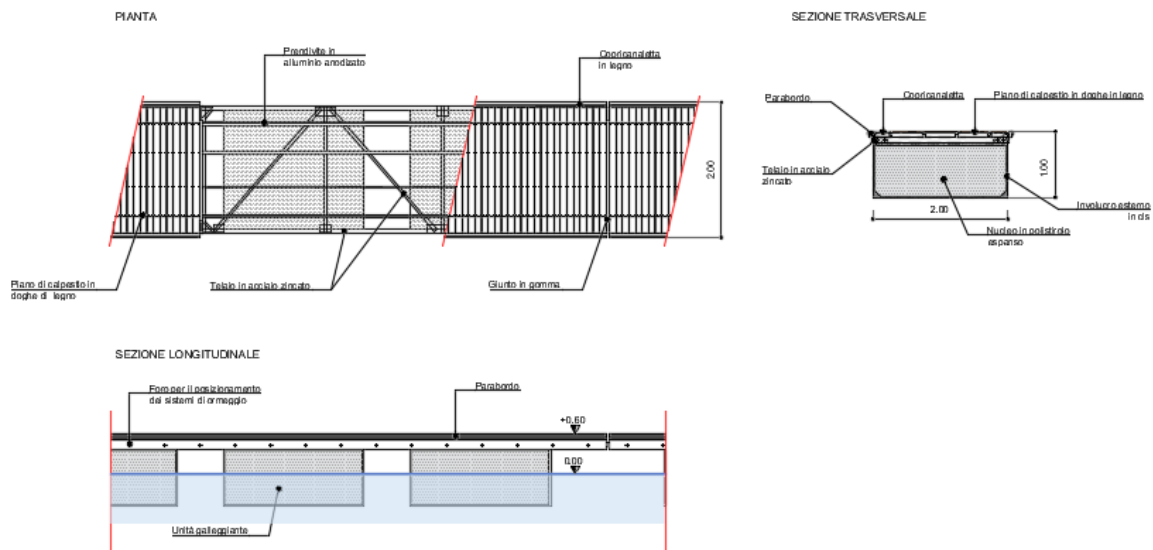


Figura 8-2 Pontile galleggiante tipo -GALLEGGIAMENTO DISCONTINUO

8.1 Sistema di ancoraggio

Il sistema di ancoraggio dei pontili sarà costituito da pali in acciaio zincato, infissi nel fondale, con le seguenti caratteristiche:


Pontili da 20 m

- profilo sezione palo: tubolare;
- diametro nominale (esterno): $d_e = 406,00 \text{ mm}$;
- spessore: $t = 12,50 \text{ mm}$;
- diametro interno: $d_i = 381,00$;
- area della sezione trasversale: $A = 320,40 \text{ cm}^2$;
- modulo di resistenza plastico: $W_{pl} = 1936,18 \text{ cm}^3$;
- tipo di acciaio: S 355 H;
- valore di snervamento dell'acciaio: $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
- coefficiente ε : 0,81;
- prodotto $50\varepsilon^2$: 32,51
- rapporto tra diametro e spessore: $d/t = 25,4$;
- classificazione della sezione tubolare: Classe 1 - $d/t < 50 \varepsilon^2$ (vedi tabella di seguito riportata – rif. Tab. 4.2.V D.M. 17/01/2018).
- profondità di infissione variabile: $L = 5,10 - 7,10 \text{ m}$;
- quota fondale di progetto del bacino portuale variabile: da -3,5 a -5,5m s.l.m.;
- quota azione trasmessa dal pontile al palo: +1,60 m s.l.m

Pontili pescatore e Pontile darsena

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- profilo sezione palo: tubolare;
- diametro nominale (esterno): $d_e = 318,00$ mm;
- spessore: $t = 12,50$ mm;
- diametro interno: $d_i = 381,00$;
- area della sezione trasversale: $A = 320,40$ cm²;
- modulo di resistenza plastico: $W_{pl} = 1936,18$ cm³;
- tipo di acciaio: S 355 H;
- valore di snervamento dell'acciaio: $f_{yk} = 355$ MPa
- coefficiente ε : 0,81;
- prodotto $50\varepsilon^2$: 32,51
- rapporto tra diametro e spessore: $d/t = 25,4$;
- classificazione della sezione tubolare: Classe 1 - $d/t < 50 \varepsilon^2$ (vedi tabella di seguito riportata – rif. Tab. 4.2.V D.M. 17/01/2018);
- profondità di infissione: $L = 3,60$ m;
- quota fondale di progetto del bacino portuale variabile: - 2 m s.l.m.;
- quota azione trasmessa dal pontile al palo: +1,60 m s.l.m

Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ (Per $d/t > 90 \varepsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Per l'ubicazione planimetrica si rimanda all'elaborato C.11 "Planimetria di dettaglio e sezioni tipologiche e prospetti pontili"

Numero, posizione e dimensione dei pali sono stati definiti in funzione delle azioni agenti sui pontili derivanti dalla spinta del vento sulle imbarcazioni, come specificato nei successivi paragrafi.

8.2 Determinazione delle azioni agenti sui pali

Il sistema di ancoraggio dei pontili sarà costituito da pali in acciaio zincato, infissi nel fondale.

L'azione sollecitante i pali è unicamente trasversale. Questa è originata dalla pressione del vento sulle imbarcazioni, che si traduce in un tiro sul pontile, scaricato a sua volta sui pali di ancoraggio.

Sono state studiate quattro diverse direzioni di provenienza del vento: due in direzione longitudinale e due in direzione ortogonale ai pontili.

Per determinare l'entità di queste azioni, si è fatto riferimento ai valori di velocità del vento riportati nelle "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 3.3 "Azioni del vento".

La velocità di riferimento per il calcolo delle azioni dovute al vento è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. Per la zona di interesse (zona 3), si può ricavare una velocità di riferimento $v_{b,0}$ pari a 27 m/s.

Tabella 8-1 Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s - Rif. Tab. 3.3.I –D.M. 17/01/2018

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

8.2.1 Schema di calcolo

Per il calcolo delle azioni agenti sul pontile derivanti dalla spinta del vento sulle imbarcazioni si è fatto riferimento allo schema di calcolo riportato negli Australian Standard (AS 3962), paragrafo 4.8.3 "Wind Loads".

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$q_z = 0.0006 V^2$$

dove:

- q_z è la pressione dovuta al vento, in kPa
- V è la velocità di progetto del vento, in m/s.

La forza derivante dal vento viene successivamente ricavata secondo la seguente espressione:

$$F_D = c_D A q_z$$

dove:

- F_D è forza nella direzione del vento, in kN;
- c_D è il coefficiente di drag, che viene assunto pari a 1;
- A è la superficie esposta dell'elemento, in m;
- q_z è la pressione dovuta al vento, in kPa, calcolata in precedenza.

Sulla base di tali formulazioni è possibile determinare la forza derivante dalla spinta del vento che agisce sulle imbarcazioni; nel calcolo si dovrà anche tenere conto dell'influenza delle imbarcazioni esterne schermano quelle più interne rispetto al vento (vedi dopo).

Determinate le spinte su ciascuna imbarcazione è possibile determinare lo sforzo globale agente sugli ancoraggi (pali) per ciascun pontile galleggiante nelle quattro direzioni di azione del vento.

Nel calcolo dello sforzo globale viene tenuto conto sia del contributo del corpo morto nell'assorbimento di una parte del tiro dell'imbarcazione (in funzione della gerarchia delle rigidità si è ritenuto di applicare, nel caso di vento al traverso, il 30% del tiro complessivo al corpo morto e il restante 70% al pontile) sia dell'eventuale schermatura tra imbarcazioni adiacenti.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

8.2.2 Velocità di progetto

Secondo quanto stabilito dagli Australian Standard, la velocità del vento di progetto deve essere pari a quella della raffica di durata pari a 30 s, caratterizzata da un tempo di ritorno pari a 50 anni.

Secondo gli Australian Standard la velocità media (mediata su 1 ora) può essere assunta pari a 0,6 volte la velocità della raffica.

La velocità di riferimento v_b ricavata dalle NTC del 2018 è una velocità media (mediata sui 10 minuti). Assumendo che la velocità media tende a rimanere costante nel periodo di tempo tra 10 minuti e 1 ora è possibile ricavare la velocità di progetto da impiegare per il calcolo a partire dalla velocità di riferimento.

Occorre inoltre tener conto del fatto che la velocità di riferimento è ricavata per l'altezza standard di 10 m. Considerando che le imbarcazioni sono posizionate mediamente ad altezze di 2 m dal mare, il vento può essere ridotto impiegando l'equazione che descrive la variazione verticale delle velocità:

$$V(10) = V(z) \left(\frac{10}{z} \right)^{1/7}$$

dove:

- $V(10)$ è la velocità del vento a 10 m dalla superficie del mare;
- z è la quota a cui si vuol calcolare la velocità;
- $V(z)$ è la velocità del vento alla quota z .

Applicando tale formula è stata ricavata una velocità di progetto V pari a **35,80 m/s**.

8.2.3 Superficie esposta

I valori di riferimento delle superfici esposte, per il calcolo delle forze dovute al vento sono riportati nella seguente tabella in funzione della tipologia di imbarcazione. I dati mancanti sono stati ricavati mediante interpolazione.

Tabella 8-2 Superfici esposte al vento, in funzione della lunghezza e della tipologia del natante- Rif. Australian Standard AS3962

Vessel Length	Motor Vessels		(Sail) Yachts	
	Superficie esposta		Superficie esposta	
	frontale	laterale	frontale	laterale
[m]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m ²]
8	5	16	4	11
10	7	22	5	15
12	11	29	6	20
15	18	45	9	28
18	22	64	11	40
20	24	76	12	44
25	30	95	15	60
30	45	120	35	92
35	54	167	36	122
40	78	213	40	182
45	85	264	50	210
50	90	285	60	249

A favore di sicurezza, nel calcolo, si assume che tutte le imbarcazioni ormeggiate siano del tipo a motore.

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Occorre inoltre tener conto del fatto che le imbarcazioni esterne schermano quelle più interne rispetto al vento. Gli Australian Standard stabiliscono che il carico totale è pari al 100 % per le imbarcazioni sopravento e pari al 20% per le imbarcazioni sottovento, come si può vedere nello schema riportato nella figura seguente:

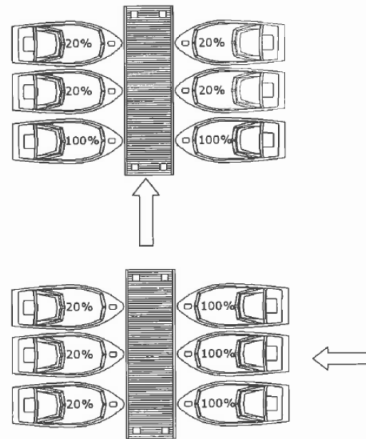


Figura 8-3 Schema dell'effetto della schermatura delle imbarcazioni sopravento per vento longitudinale al pontile (sopra) e per vento ortogonale al pontile (sotto)

8.2.4 Contributo del corpo morto

Tutte le imbarcazioni ormeggiate ai pontili galleggianti saranno vincolate anche ad un corpo morto. Con questo schema di ormeggio una parte del tiro dell'imbarcazione viene assorbito dal corpo morto; in particolare si può assumere che:

- le imbarcazioni sopravento non insistano sul pontile per vento in direzione ortogonale all'asse del pontile stesso, dal momento che il carico è completamente assorbito dal corpo morto;
- lo sforzo derivante dalla direzione del vento longitudinale al pontile venga assorbito per il 30% dal corpo morto e per il 70 % dal pontile.

8.2.5 Calcolo delle forze dovute al vento

Sulla base delle indicazioni fornite nel precedente paragrafo sono state le azioni agenti sul pontile derivanti dalla spinta del vento sulle imbarcazioni. Si riassume di seguito lo schema di calcolo impiegato:

- è stata considerata la velocità del vento di riferimento $v_{b,0}= 27$ m/s;
- dalla velocità del vento di riferimento è stata ricavata la velocità di progetto (raffica) a 10 m dal mare $V_{(10)}=45,00$ m/s;
- la velocità di progetto è stata ridotta per tener conto della quota effettiva a cui il vento agisce (mediamente 2 m) $V_{(2)}=35,80$ m/s;
- è stata ricavata la pressione dovuta al vento $q_z=0.767$ kPa;
- sono state individuate le superfici esposte per le imbarcazioni ormeggiate nel marina, considerando a favore di sicurezza che siano tutte imbarcazioni a motore;
- per ciascuna imbarcazione sono state calcolate le azioni derivanti dalla spinta del vento nelle due direzioni principali (longitudinale e trasversale al pontile) considerando la tipologia delle imbarcazioni ormeggiate (superficie esposta) e la disposizione delle stesse rispetto la direzione di provenienza del vento (per tener conto della riduzione dovuta alla schermatura).

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- per ciascun pontile è stato calcolato lo sforzo globale tenendo conto del contributo dei corpi morti nell'assorbimento di una parte del tiro delle imbarcazioni;
- considerando le azioni agenti sui pontili e il numero di pali degli stessi, è stata determinata l'azione massima agente sul singolo palo.

I risultati del calcolo vengono riportati nella successiva Tabella, nella quale, per ciascun pontile vengono riportate gli sforzi globali longitudinali e trasversali al pontile, lo sforzo globale massimo agente sul singolo palo F_{MAX} .

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

I risultati del calcolo vengono riportati nella successiva tabella, nella quale, per ciascun pontile vengono riportate gli sforzi globali longitudinali e trasversali al pontile, lo sforzo globale massimo agente sul singolo palo F_{MAX} .

Riepilogo Azioni vento sui pali							
Pontile	Qy+ (kN)	Qy- (kN)	Qx+ (kN)	Qx- (kN)	Lpontile (m)	N.pali	Qmax
Pontile pescatori 1	0	21	57	57	40	9	6,35
Pontile pescatori 2	0	9	27	27	48	3	9,02
Pontile 20m 1	7	7	50	50	36	2	24,92
Pontile 20m 2	7	10	54	60	24	3	20,05
Pontile darsena	15	14	53	53	72	3	17,54

8.3 Verifiche strutturali dei pali di ancoraggio

Nel presente paragrafo si procede alla verifica della sezione trasversale del palo caricato in testa dall'azione trasversale definita nel paragrafo precedente che, in considerazione delle condizioni di vincolo del palo stesso, genera nelle membrature della sezione tubolare sollecitazioni di flessione e taglio (si fa riferimento al punto 4.2.4 del D.M. 17-01-2018).

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Considerato, come anticipato, che la sezione trasversale del palo appartiene alla classe 1, la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione è pari a:

$$M_{c,Rd} = \frac{M_{pl,Rd}}{\xi} = \frac{1}{\xi} \frac{f_{yk} W_{pl}}{\gamma_{M0}}$$

in cui si tiene conto del fattore di correlazione ξ , il cui valore è funzione del numero delle verticali di indagine secondo la tabella 6.4.IV del D.M. 2018:

Tabella 8-3 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Mentre il momento di calcolo si ricava dalla seguente espressione (teoria di Broms- vedi elaborato C.04 "Relazione Geotecnica Opere Marittime"):

$$M_{Ed} = H \left(e + \frac{2}{3} f \right)$$

con:

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

- H carico trasversale agente sul palo più sollecitato. Tale valore, essendo un'azione variabile, è amplificato con coefficiente pari a 1,5, in accordo alla Tab. 2.6.I del D.M. 2018;
- $f = 0.816 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d}}$

Pertanto, nel caso specifico, considerando:

- H= 20,05 kN x 1,5= 30,08 kN
- ξ = 1,55 considerando 4 verticali di indagine;
- f= 0,803 m
- W_{pl} = 1936,18 cm³
- f_{yk} = 35,5 kN/cm²
- γ_{M0} = 1,05

si ottiene:

$$M_{Ed} = 22963,22 \text{ kNcm} < M_{c,Rd} = 42233,09 \text{ kNcm}$$

Per cui la verifica risulta soddisfatta.

Si evidenzia, infine, che nella verifica sopra riportata non si è tenuto conto dell'influenza del taglio, poiché, come riportato nel paragrafo 4.2.4.1.2.6 del D.M. del 218, tale influenza può essere trascurata qualora il taglio di progetto V_{Ed} sia inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$.

Nel caso in esame la resistenza di calcolo a taglio, tenuto conto del fattore di correlazione ξ definito in precedenza, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{1}{\xi} \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 4973,62 \text{ kN}$$

essendo, per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme, $A_v = \frac{2A}{\pi}$, con A area lorda della sezione del profilo.

Mentre l'azione tagliante massima (amplificata x 1,5) vale 30,07 kN, per cui la verifica risulta soddisfatta risultando:

$$V_{Ed} = 30,07 \text{ kN} < V_{c,Rd} = 4973,62 \text{ kN}$$

8.4 Verifiche geotecniche

Le verifiche allo SLU di tipo geotecnico sono state condotte considerando il collasso per carico limite del sistema palo-terreno nei riguardi dei carichi trasversali, procedendo al dimensionamento del palo a carico limite sotto queste azioni.

La complessità del problema nel suo insieme è tale da risultare senz'altro inquadrabile quale problema tridimensionale, essendo così definibile lo stato tenso-deformativo del complesso palo-terreno sotto azioni orizzontali. Per poter giungere ad una soluzione analitica, pertanto, è necessario procedere introducendo alcune ipotesi semplificative (teoria di BROMS, 1964):

- comportamento all'interfaccia palo – terreno di tipo rigido – perfettamente plastico;
- forma della sezione trasversale del palo ininfluyente;
- rotazioni elastiche del palo trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore del momento

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

di plasticizzazione M_{pl} ;

- terreno omogeneo.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, occorre distinguere i casi di palo vincolato in testa da quelli di palo libero di ruotare in testa, insieme ai possibili meccanismi di rottura di "palo corto" e di "palo lungo":

- Per i **pali relativamente corti e rigidi**, infatti, il valore del carico limite orizzontale H_{lim} dipende solo dalle caratteristiche geometriche del palo (lunghezza L , diametro D , distanza della testa dal piano d'infissione e) e dalla resistenza del terreno (coesione non drenata c_u per terreni coesivi; angolo d'attrito φ e peso dell'unità di volume γ per terreni incoerenti). Nel caso di terreni incoerenti, al di sotto della falda è necessario porre $\gamma = \gamma' = \gamma_{terreno} - \gamma_{acqua}$;
- Per **pali lunghi**, il valore limite di H_{lim} dipende anche dalle caratteristiche di resistenza del palo, in quanto la rottura avviene con formazione di una cerniera plastica lungo il fusto del palo per raggiungimento del momento di plasticizzazione della sezione resistente.

Il procedimento da adottare è il seguente: si calcola il valore del carico limite ipotizzando che si verifichi il meccanismo di rottura di palo corto; noto il massimo momento flettente che si genera lungo il fusto, lo si confronta con il momento di plasticizzazione della corrispondente sezione trasversale verificando il meccanismo ipotizzato.

Per il problema in esame, il generico palo di fondazione è stato considerato come libero di ruotare in testa, assumendo come eccentricità e della testa rispetto al piano d'infissione la distanza che intercorre tra la quota del fondale, posta pari a -4 m s.l.m., e la quota del bordo libero dei pontili, + 0,60 m, tenuto conto anche dell'innalzamento pari a: + 1,00 m s.l.m. (vedi elaborato C.01). Il calcolo della capacità portante per le azioni orizzontali è stato, quindi, eseguito facendo riferimento alle espressioni proposte da Broms racchiuse negli abachi riportati nelle pagine successive.

In forma esplicita, nell'ipotesi di palo corto, si ha:

$$\frac{H}{k_p \gamma' d^3} = \frac{d}{2(L+e)} \left(\frac{L}{d}\right)^3$$

$$\frac{M_{max}}{k_p \gamma' d^4} = \frac{L}{2(L+e)} \left(\frac{L}{d}\right)^3 \left(\frac{e}{L} + 0.544 \sqrt{\frac{L}{2(L+e)}}\right)$$

È necessario, però, verificare che $M_{max} < M_y$, con M_y momento di plasticizzazione della sezione resistente del palo, che si ricava dall'espressione riportata al par. 4.2.4 del DM 17-01-2018:

$$M_y = M_{pl} = \frac{f_y k W_{pl}}{\gamma_{M0}}$$

Se risulta $M_{max} > M_y$, il palo è lungo. L'espressione di M_{max} rimane invariata, ma risulta limitata dal valore di M_y , per cui l'equazione di riferimento diventa:

$$\frac{M_y}{k_p \gamma' d^4} = \frac{H}{k_p \gamma' d^3} \left(\frac{e}{L} + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma' d^3}}\right)$$

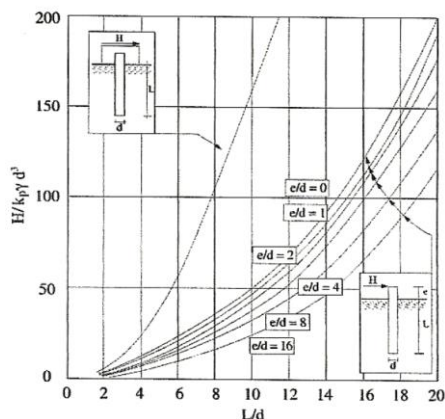


Figura 8-4 Valore limite di H per pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni incoerenti

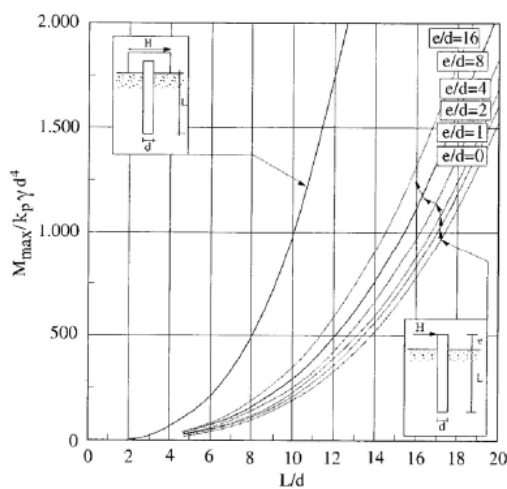


Figura 8-5 Massimo momento flettente per pali corti, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni incoerenti

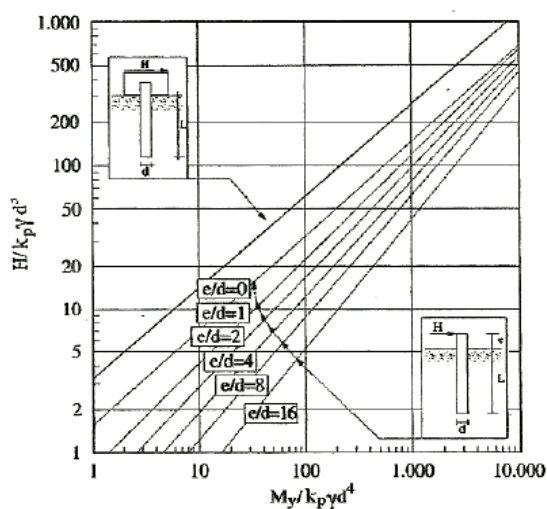


Figura 8-6 Valore limite di H per pali lunghi, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni incoerenti

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Il valore caratteristico del carico limite orizzontale $H_{lim,k}$ è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alla resistenza calcolata (H_{lim}) i fattori di correlazione ξ in funzione delle verticali di sondaggio indagate.

Il valore della resistenza di progetto $H_{lim,d}$ si ottiene applicando a $H_{lim,k}$ il coefficiente $\gamma_t=1,3$.

Si avrà pertanto:

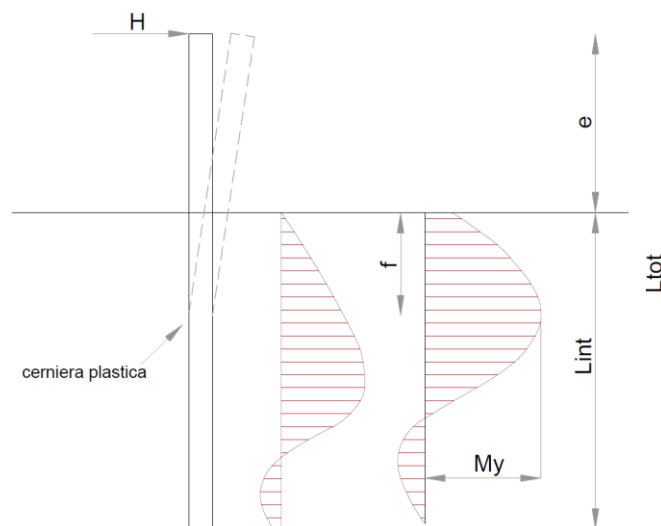
$$H_{lim,d} = \frac{H_{lim,k}}{\gamma_t}$$

Si osservi, tuttavia, che, operando secondo l'Approccio 2 è necessario applicare un ulteriore coefficiente parziale sulle azioni o sull'effetto delle azioni, secondo quanto riportato nella Tab. 2.6.I del D.M. 17/01/2018, per cui, considerato che nel caso in esame le azioni sono di tipo variabile, il carico trasversale massimo consentito H_{amm} sarà:

$$H_{amm} = \frac{H_{lim,d}}{\gamma_{Qi}} = \frac{H_{lim,d}}{1.5}$$

Tale valore deve essere confrontato con il carico orizzontale massimo agente sul singolo palo.

Si riportano a seguire i calcoli relativi a carico orizzontale massimo e le verifiche relative al palo più sollecitato.



Caratteristiche palo:

$L_{totale} = 14,20$ m

$L_{interrato} = 7,10$ m

$e = 7,10$ m

$d_{diametro} = 0,406$ m

$M_y = 655,94$ kNm

Caratteristiche terreno:

Strato 1- spessore interessato dalla presenza del palo: 4 m

$\gamma_s = 21,97$ kN/m³

$\varphi = 47^\circ$

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA OPERE MARITTIME

Strato 2- spessore interessato dalla presenza del palo: 3,10 m

$$\gamma_s = 16,62 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 41^\circ$$

Poiché il terreno è stratificato, si è considerato un terreno con caratteristiche intermedie tra i due strati coinvolti.

$$\gamma_s = 19,67 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 10,10 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_s - \gamma_w = 9,57 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 44,42^\circ$$

$$k_p = 5,66$$

Il M_{\max} risulta maggiore al momento di plasticizzazione del palo, per cui il meccanismo di rottura si è rivelato essere quello di **palo lungo**.

Per cui:

$$H_{\text{lim}} = 80,57 \text{ kN}$$

Considerando:

$$\xi_3 = 1,55 \text{ (corrispondente a n.4 verticali di indagine)}$$

$$\gamma_T = 1,3$$

$$\gamma_{Qi} = 1,5$$

$$H_{\text{amm}} = 26,658 \text{ kN}$$

La verifica è pertanto **soddisfatta**, essendo $F_{\max} (20,05) \leq H_{\text{amm}} (26,658)$