

COMMITTENTE



AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO
Porti di Palermo e Termini Imerese

LAVORI DI COMPLETAMENTO DEL MOLO FORANEO DI SOPRAFLUTTO DEL PORTO DI TERMINI IMERESE

**PROGETTO DEFINITIVO
PROGETTO GENERALE**

TITOLO

**RELAZIONE TECNICHE
STUDIO SULLA STABILITA' DELLE STRUTTURE
INTERVENTO 1: PROLUNGAMENTO DIGA FORANEA**

ELABORATO B.10.1	SCALA -	NS. RIF B_10_1.doc	RIF. ARC. - NA4 AUTAPA11 - 62
---------------------	------------	-----------------------	----------------------------------

DATA	REVISIONE	REDATTORE	CONTROLLO	APPROVAZIONE
17 giugno 2013	emissione	AL	GI	EC



AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO
Porti di Palermo e Termini Imerese

PROGETTAZIONE IMPIANTI

Ing. Salvatore Acquista
Ing. Enrico Petralia

*Collaboratori per la progettazione
degli impianti*

Geom. Vincenzo D'Amico
Geom. Antonino Martorana

**IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO**
Ing. Sergio La Barbera

**COORDINATORE PER
LA SICUREZZA IN FASE
DI PROGETTAZIONE**

Ing. Paolo Tusa



IL PROGETTISTA
*Responsabile dell'integrazione
tra le prestazioni specialistiche*
Ing. Elio Ciralli

Coordinamento
Ing. Giancarlo Inserra

Collaboratori
Arch. Ivana Lorenzano
Ing. Alfredo Lucarelli

AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO
Porti di Palermo e Termini Imerese

**LAVORI DI COMPLETAMENTO DEL MOLO FORANEO
DI SOPRAFLUTTO DEL PORTO DI TERMINI IMERESE**

**PROGETTO DEFINITIVO
PROGETTO GENERALE**

STUDIO SULLA STABILITA' DELLE STRUTTURE

INTERVENTO 1: PROLUNGAMENTO DIGA FORANEA

GIUGNO 2013

VERSIONE:	DESCRIZIONE:	PREPARATO:	APPROVATO:	DATA:
00	EMISSIONE	AL	GI	17 GIU 2013
NOME FILE: B_10_1.DOC			DISTRIBUZIONE: RISERVATA	

INDICE

1. PREMESSA	3
2. UBICAZIONE E CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO	5
3. INDIVIDUAZIONE DELLA VITA DI PROGETTO DELL'OPERA	8
4. INDIVIDUAZIONE DELLE CONDIZIONI DI PROGETTO.....	10
4.1 LIVELLI IDRICI DI PROGETTO.....	10
4.2 STATO DEL MARE DI PROGETTO.....	10
4.2.1 <i>Verifica della condizione di frangenza degli stati del mare di progetto</i>	12
5. INDIVIDUAZIONE DEI REQUISITI FUNZIONALI DELL'OPERA.....	15
5.1 RUN-UP E RUN-DOWN	15
5.1.1 <i>Valutazione del run-up e del run-down</i>	16
5.2 OVERTOPPING	17
5.3 TRASMISSIONE	21
5.4 RIFLESSIONE.....	21
5.5 STABILITÀ IDRAULICA.....	22
5.6 INTEGRITÀ STRUTTURALE.....	23
6. MATERIALI E TECNICHE DI COSTRUZIONE DISPONIBILI	24
7. SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI OPERA.....	26
8. DETERMINAZIONE DEI TIPI DI DISSESTO E DEI LIVELLI DI DANNO	30
9. PROGETTAZIONE DELL'OPERA A GETTATA.....	33
9.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA	33
9.2 QUOTA DI CORONAMENTO DELLA STRUTTURA	34
9.3 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA MANTELLATA E DEI SOTTOSTRATI..	34
9.3.1 <i>Dimensionamento dell'elemento della mantellata lato mare</i>	36
9.3.2 <i>Dimensionamento dei massi della mantellata lato porto</i>	38
9.3.3 <i>La mantellata nei tratti curvilinei e in testata</i>	39
9.3.4 <i>Determinazione delle caratteristiche geometriche degli strati della mantellata e dei sottostrati</i>	42
9.4 LA BERMA DI PROTEZIONE AL PIEDE	45
9.4.1 <i>Dimensionamento dei massi della berma al piede della mantellata lato mare</i>	46
9.4.2 <i>Dimensionamento dei massi della berma al piede della mantellata lato porto</i>	49
9.5 SCOUR PROTECTION	50
10. MASSICCIO DI CORONAMENTO	51
10.1.....	GENERALITÀ51
10.2.....	SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO E DEI PRINCIPALI PARAMETRI SISMICI51
10.3.....	CONDIZIONI DI CARICO51
10.3.1 <i>Peso proprio</i>	52
10.3.2 <i>Spinta idrostatica</i>	52
10.3.3 <i>Sovraccarico accidentale</i>	52
10.3.4 <i>Spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche</i>	52
10.4.....	INTERAZIONE FORZANTI-STRUTTURA53

<i>10.4.1</i>	<i>Calcolo delle forze agenti sulla struttura</i>	<i>54</i>
<i>10.4.2</i>	<i>Verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio (STR)</i>	<i>56</i>

1. PREMESSA

L'Autorità Portuale di Palermo, a seguito di due distinte gare espletate, secondo i principi della procedura negoziata, ex art.125, comma 11, del D.Lgs. 163/2006, e secondo il criterio dell'offerta economicamente più vantaggiosa, e in virtù dei finanziamenti regionali ex art. 111 della L.R.S. n. 11/2010, ha affidato:

- alla "Progetti e Opere S.R.L." il servizio di redazione del progetto definitivo dei "Lavori di completamento del molo foraneo di sopraflutto del porto di Termini Imerese";

La presente relazione di calcolo è relativa all'intervento 1, cioè al prolungamento della diga foranea di sopraflutto (dalla progr. 1.205,00 m alla progressiva 1.455,00 m) e riporta le verifiche relative:

- al dimensionamento degli elementi della mantellata, degli strati filtro, del nucleo e della protezione al piede;
- al dimensionamento del massiccio di sovraccarico;
- alla valutazione del run-up e del run-down e dei possibili fenomeni di sormonto,

con riferimento ai dati idraulico-marittimi e geologico-tecnici disponibili.

Per addivenire ad un progetto di un'opera marittima nella sua forma definitiva ed ottimale si segue generalmente un iter procedurale costituito dai seguenti step:

- individuazione delle caratteristiche funzionali e della durata di servizio;
- individuazione del clima d'onda locale a breve ed a lungo termine, anche in relazione ai possibili cambiamenti geomorfologici;
- individuazione dei livelli idrici per la risposta idraulica: run-up, overtopping, trasmissione, riflessione;
- considerazioni sull'attrezzatura di cantiere necessaria e sulle tecniche di costruzione, nonché sulla disponibilità e sulla durevolezza dei materiali da costruzione (per esempio: mezzi di cantiere solo terrestri disponibili a costi ragionevoli, roccia di dimensioni sufficienti disponibile con facilità);
- selezione di diverse geometrie strutturali da indagare successivamente (strutture miste con cassone, strutture a gettata con o senza muri di coronamento);
- identificazione di tutti i possibili tipi di dissesto per le strutture selezionate (per esempio dislocazione degli elementi della mantellata);
- selezione dei livelli di danno di progetto per i tipi di dissesto identificati (per esempio: 50% di probabilità di dislocazione del 5% degli elementi della scogliera entro 50 anni);
- disegno concettuale delle parti strutturali basato sulla scelta dei livelli di danno ammissibile e sulla risposta idraulica (per esempio: determinazione della dimensione dei blocchi della scogliera e dell'altezza della cresta della scogliera);
- valutazione dei costi di strutture alternative e selezione della/e soluzione/i per le successive analisi più dettagliate e per l'ottimizzazione;

- progettazione di dettaglio che includa l'ottimizzazione economica e la valutazione della sicurezza globale della struttura; questo livello comprenderà test su modello e/o analisi computazionali avanzate per le strutture maggiori e non standard.

Dapprima in questo elaborato verrà fornita una descrizione generale del sito di interesse e delle caratteristiche generali dell'intervento.

In seguito verranno descritti i requisiti funzionali e indicate la vita di progetto dell'opera e le condizioni di progetto.

Successivamente saranno riportate alcune considerazioni sui materiali e sui mezzi da impiegare e sui possibili fenomeni di dissesto.

Quindi saranno descritte le modalità che hanno portato alla scelta della tipologia di opera e illustrate le caratteristiche generali dell'opera stessa.

Infine saranno illustrate le calcolazioni da cui sono state derivate le principali caratteristiche dell'opera.

Per i calcoli presentati nel documento la scrivente ha fatto riferimento alla letteratura corrente ed alla normativa vigente in materia, ed in particolare:

- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 23 settembre 1994 n. 156 – “Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime”;
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici, 6 novembre 1967 n. 3797 – “Istruzioni per il progetto, esecuzione e collaudo delle fondazioni”;
- Legge 5 novembre 1971 n.1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri, 20 marzo 2003 n. 3274 – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e ss.mm.ii.;
- Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica”;
- Eurocodice 8 – “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”;
- D.M. 14 gennaio 2008 – “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2 febbraio 2009 n. 617 – “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008”;
- Coastal Engineering Manual (doc. EM 1110-2-1100) - U.S. Army Corps of Engineers (USACE) – 1ª Ed. anno 2002 – Ultima revisione: anno 2011;
- The Rock Manual (doc. CIRIA C683) – 2ª Edizione: Anno 2007 – Aggiornamento: anno 2012.

2. UBICAZIONE E CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO

Il comune di Termini Imerese si estende a ridosso della costa tirrenica, dal vallone Burgio ad ovest al fiume Imera ad est, per una lunghezza complessiva di 18 km.

Topograficamente, il porto di Termini Imerese ricade nella tavoletta "Termini Imerese" all'interno del Foglio 259, Quadrante I, Orientamento NE della Carta d'Italia in scala 1:25.000 edita dall'I.G.M..



Figura 2.1 – Inquadramento del porto di Termini Imerese (Foglio 259, Quadrante I, Orientamento NE, Scala 1:25.000, I.G.M.)

Esso è un porto artificiale formato da un molo di sopraflutto, da un molo di sottoflutto e da un molo trapezoidale, il quale divide lo specchio acqueo in due differenti bacini; tra il molo di sopraflutto e il molo trapezoidale si sviluppa la banchina di riva (cfr. Figura 2.2).



Figura 2.2 – Inquadramento di dettaglio del porto di Termini Imerese

A seguito dell'iter procedurale descritto al capitolo 1 di questo elaborato si è pervenuti alla configurazione progettuale, la cui descrizione è nel seguito descritta.

Il progetto prevede il completamento dell'opera di sopraflutto in coerenza planimetrica con quanto previsto nel PRP approvato.

Il prolungamento dell'opera foranea concorrerà quindi ad una maggiore protezione dell'intero bacino portuale.

Nello specifico sarà realizzata una diga a gettata con massiccio e muro paraonde, in continuità con il tronco esistente per una lunghezza emersa di 250 m e quindi dalla progressiva 1.205,00 m alla progressiva 1.455,00 m.

Detto prolungamento sarà radicato alla testata dell'attuale tratto terminale dalla cui giacitura divergerà verso sud-est di un angolo pari a $25^{\circ}0'8''$.

Lungo il tracciato del nuovo tratto del molo di sopraflutto il fondale è caratterizzato da lievi differenze batimetriche: i recenti rilievi effettuati nel 2011 hanno mostrato che le batimetriche variano tra -7,50 m in corrispondenza dell'attuale testata sino a -10,50 m.

La costruzione del prolungamento della diga foranea è stata pensata come un'opera stratificata che insiste su un terreno di non buone proprietà meccaniche. E' stato quindi previsto un miglioramento delle proprietà fisiche del terreno presente lungo il sedime dell'opera, mediante uno scanno di bonifica in pietrame scapolo da 5 a 50 kg avente uno spessore di circa 2 m, da realizzare ai piedi delle mantellate e degli strati filtro, previa rimozione dello strato di sabbia/pelite presente.

La maggior parte del materiale dragato verrà posto alla base del nucleo. Tale intervento risulta importante al fine di un abbattimento dei costi di smaltimento e conferimento in discarica e di una conseguente riduzione del materiale di cava occorrente per il nucleo.

Su questo materiale verrà posato uno strato filtro con misto granulometrico di dimensione non superiore a 5 kg, al fine di evitare possibili fenomeni di dilavamento del materiale dragato sottostante.

Il nucleo di forma trapezia sarà realizzato in pietrame scapolo, con dimensioni variabili da 5 a 50 kg, con berma a quota adeguata sul l.m.m. e scarpate con pendenza 3/1 su entrambi i lati.

Il nucleo sarà protetto dal lato esposto al mare da:

- uno strato filtro di scogli di prima categoria avente spessore pari a 1,10 m;
- uno strato filtro di scogli di terza categoria avente spessore pari a 2,30 m.

La mantellata sarà in massi artificiali cubici disposti in doppio strato.

Lungo il tratto tronco-conico i massi artificiali avranno peso pari a 40 t; la mantellata avrà spessore 5,60 m e formerà lato mare una berma emersa di larghezza 8,40 m a quota +6,50 m sul l.m.m..

Lungo il tratto curvilineo di testata i massi artificiali avranno peso pari a 60 t; la mantellata avrà spessore 6,40 m e formerà lato mare una berma emersa di larghezza 9,60 m a quota +6,50 m sul l.m.m..

La mantellata avrà una protezione al piede in scogli naturali:

- da 14 a 26 t fino alla batimetrica dei - 9,00 m slm;
- da 10 a 20 t dalla batimetrica dei - 9,00 m alla batimetrica dei -11,00 m slm.

Il nucleo sarà protetto dal lato porto da:

- uno strato filtro di scogli di prima categoria avente spessore pari a 1,10 m;
- una mantellata in scogli di terza categoria avente spessore pari a 2,30 m che forma una berma larga 3,50 m a quota +3,00 m sul l.m.m., con protezione al piede in scogli di prima categoria.

Al di sopra del nucleo è prevista una sovrastruttura in calcestruzzo di larghezza 10,00 m con muro paraonde sino a quota +9,00 sul l.m.m..

Nella stima complessiva delle quantità di materiale lapideo occorrenti per realizzare il molo suddetto si è, inoltre, tenuto conto dell'assestamento del terreno di sedime sottoposto al peso dell'intera opera. Tale cedimento, conseguente alla deformazione degli strati compressibili sottostanti, è stato stimato, a mezzo di calcolo numerico agli elementi finiti (cfr. elab. B.9 Studio Geotecnico), nell'ordine massimo di circa metri 1,00. Pertanto, rapportando la superficie media del cedimento alla superficie media della sezione di progetto, si è ricavato un incremento percentuale pari a circa il 10%, applicato al computo dei quantitativi delle singole categorie di materiale lapideo da porre in opera.

Per una visualizzazione degli interventi si rimanda agli elaborati OP.02.01 e OP.05.01.

3. INDIVIDUAZIONE DELLA VITA DI PROGETTO DELL'OPERA

Per determinare la vita di progetto della stessa si è fatto riferimento alle "Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Opere Marittime" emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, con voto n° 156 del 23.09.1996.

In particolare le succitate Istruzioni prevedono che la durata minima di vita prevista per l'opera sia correlata alla massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera stessa.

La durata minima di vita di progetto delle opere è desumibile, in funzione del tipo di opera e dal livello di sicurezza richiesto, dalla tabella seguente:

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

Tabella 3.1 – Valutazione della vita di progetto in funzione della tipologia dell'opera e del livello di sicurezza richiesto (Fonte: Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Opere Marittime)

Per strutture ad uso generale si intendono opere di difesa di complessi civili e/o industriali, non destinate ad uno specifico scopo e per le quali non è chiaramente identificabile il termine di vita utile o funzionale.

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

Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere o installazioni di interesse locale ed ausiliario, comportanti un piccolo rischio di perdite di vita o di danni ambientali in caso di danneggiamento (difese costiere, porti minori e marina, scarichi a mare, strade litoranee).

Il livello di sicurezza 2 si riferisce ad opere ed installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di danneggiamento (grandi opere portuali, scarichi di grandi città).

Il livello di sicurezza 3 si riferisce ad opere ed installazioni per la protezione da inondazione di interesse sopranazionale, comportanti un elevato rischio di perdita di vite umane e di danno ambientale in caso di danneggiamento.

Oltre alla valutazione della vita di progetto occorre determinare anche la massima probabilità di danneggiamento ammissibile, desumibile dal tipo di danneggiamento, dalla ripercussione economica e dal rischio per la vita umana, come indicato nella seguente tabella.

Danneggiamento incipiente		
Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0,50	0,30
Media	0,30	0,20
Alta	0,25	0,15
Distruzione totale		
Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0,20	0,15
Media	0,15	0,10
Alta	0,10	0,05

Tabella 3.2 – Tipologia di danneggiamento ammissibile in funzione del grado, della tipologia di rischio e della ripercussione economica

Le probabilità corrispondenti al danneggiamento incipiente o alla distruzione totale sono assunte in relazione alle modificazioni subite dalle opere in caso di danneggiamento.

Per strutture rigide (dighe a pareti verticali), per le quali è difficile riparare i danni, si assume la probabilità di distruzione totale, mentre, per strutture flessibili o comunque opere riparabili, si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente, inteso come il livello di danneggiamento al di sopra del quale il danno è apprezzabile ed è necessario intervenire con lavori di manutenzione.

Per *rischio limitato* si intendono i casi in cui, a seguito del danneggiamento, non è prevista alcuna perdita di vita; se le perdite sono preventivabili, il rischio è *elevato*.

Per *ripercussione economica bassa, media e alta* si intendono i casi in cui il rapporto fra i costi di danneggiamento diretti ed indiretti e il costo totale di realizzazione dell'opera è rispettivamente minore di 5, compreso tra 5 e 20 e maggiore di 20.

La combinazione della *vita di progetto* dell'opera T_v e della *probabilità di danneggiamento* P_f consente di determinare il *tempo di ritorno dell'evento ondoso di progetto* T_{rp} con la seguente espressione:

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

Relativamente alle opere portuali di Termini Imerese, si assume:

- $T_v = 50$ poiché le opere in progetto si possono assumere ad *uso generale* con un *livello di sicurezza richiesto* pari a 2;
- $P_f = 0,30$ poiché si assume una *probabilità di danneggiamento incipiente*, con *rischio limitato* e *ripercussione economica media*.

Dall'espressione sopra riportata si ottiene un tempo di ritorno per l'evento ondoso T_{rp} pari a 140 anni, che a vantaggio di sicurezza viene posto pari a 150 anni.

4. INDIVIDUAZIONE DELLE CONDIZIONI DI PROGETTO

Di seguito si riportano le principali considerazioni sui livelli idrici e sui dati ondametrici di progetto.

4.1 LIVELLI IDRICI DI PROGETTO

Come riportato nello studio meteomarinario, l'ampiezza massima di marea ordinaria è stata valutata pari a circa 30 cm.

Per quanto riguarda i fenomeni di "storm surge", dovuti agli effetti relativi ai gradienti barometrici, al frangimento dell'onda e all'azione del vento per alcuni tempi di ritorno di maggior interesse, in via cautelativa, si è scelto di considerare il livello idrico massimo a 150 anni pari a 1,2 m.

4.2 STATO DEL MARE DI PROGETTO

In accordo con la teoria di Goda (1985), lo stato del mare di progetto coincide con il valore dell'altezza d'onda significativa sottocosta $H_{s,sott}$ valutata ad una distanza di $5 H_{s,Largo}$ dal piede delle opere ed associata a T_{rp} .

Dall'analisi degli eventi ondosi estremi (cfr. l'elaborato "Studio Meteomarinario") si sono ricavati i valori delle caratteristiche ondametriche al largo secondo settori direzionali di ampiezza $30^\circ N$.

Tramite il codice STWAVE, tali treni d'onda sono stati propagati sottocosta; in prossimità delle opere sono estratte le caratteristiche ondametriche sottocosta in 4 punti di controllo:

- Punto di controllo A: $Z= 8,50$ m slm;
- Punto di controllo B: $Z= 9,00$ m slm;
- Punto di controllo C: $Z= 10,00$ m slm;
- Punto di controllo D: $Z= 10,50$ m slm.

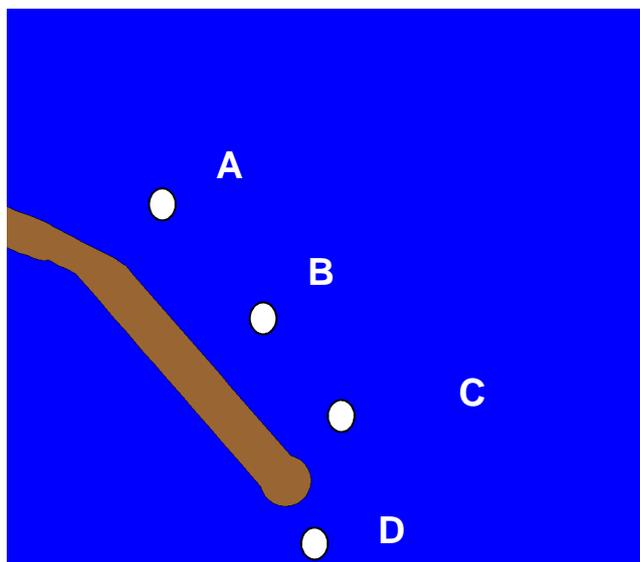


Figura 4.1 – Localizzazione dei punti di controllo sottocosta

In particolare sono stati estratti i dati di altezza d'onda secondo due condizioni:

- ipotesi 1: $H_{s,sott}$ a 150 anni con livello idrico pari a l.m.m.;
- ipotesi 2: $H_{s,sott}$ a 150 anni con livello idrico pari a +1,2 m rispetto al l.m.m..

ALTEZZE SOTTOCOSTA AD Dist=5 $H_{s,L}$ dal piede dell'opera - LIV.IDR (150 anni). =+ 0,0 m slm									
$H_{s,L}$	D_L	$H_{s,A}$	$D_{s,A}$	$H_{s,B}$	$D_{s,B}$	$H_{s,C}$	$D_{s,C}$	$H_{s,D}$	$D_{s,D}$
(m)	(°N)	(m)	(°N)	(m)	(°N)	(m)	(°N)	(m)	(°N)
7,70	0	5,71	15	5,54	16	5,86	15	4,90	17
6,55	30	5,48	28	5,53	29	5,90	30	5,61	28
5,65	60	5,35	42	5,48	42	5,35	42	4,98	42
4,44	90	2,14	50	2,18	50	2,11	50	1,99	50
7,73	300	4,80	353	4,51	352	4,23	354	3,05	2
8,77	330	5,90	3	5,78	4	5,82	2	4,46	10

Tabella 4.1 – Eventi estremi in prossimità delle opere per il tempo di ritorno 150 anni. Ipotesi 1.

ALTEZZE SOTTOCOSTA AD Dist=5 $H_{s,L}$ dal piede dell'opera - LIV.IDR (150 anni). =+ 1,1 m slm									
$H_{s,L}$	D_L	$H_{s,A}$	$D_{s,A}$	$H_{s,B}$	$D_{s,B}$	$H_{s,C}$	$D_{s,C}$	$H_{s,D}$	$D_{s,D}$
(m)	(°N)	(m)	(°N)	(m)	(°N)	(m)	(°N)	(m)	(°N)
7,7	0	5,70	15	5,78	16	5,80	15	5,46	17
6,55	30	5,55	28	5,63	29	5,75	30	5,10	28
5,65	60	4,20	42	4,40	42	4,19	42	3,92	42
4,44	90	2,07	50	2,15	50	2,05	50	1,95	50
7,73	300	4,67	353	4,34	352	4,00	354	3,05	2
8,77	330	5,67	3	5,82	4	5,80	2	4,70	10

Tabella 4.2 – Eventi estremi in prossimità delle opere per il tempo di ritorno 150 anni. Ipotesi 2.

Le ondate estreme più gravose rientrano nel settore di provenienza 330°N-60°N. Esse si presentano sottocosta secondo il settore direzionale 355°N-50°N per entrambi gli scenari di livello idrico individuati.

Dalle risultanze della suddetta analisi si è, pertanto, ricavato che l'ondata massima in prossimità delle opere avente periodo di ritorno pari a 150 anni è caratterizzata da un'altezza significativa pari ad $H_s = 5,9$ m. Lo stato del mare di progetto risulta quindi quello avente $H_s = 5,9$ m.

Per il dimensionamento delle nuove opere lato porto, tramite STWAVE e CGWAVE, i treni d'onda sono stati propagati sottocosta e sono stati valutati i coefficienti di amplificazione (cfr. gli elaborati "Studio Meteomarina" e "Studio dell'agitazione residua e operatività nautica del sistema portuale" e sono estratte le caratteristiche ondometriche.

Per la scelta dello stato del mare di progetto per le nuove opere lato porto, ove i fondali sono prossimi ai 9 m, per il tempo di ritorno di 150 anni, sono stati determinati i valori più gravosi delle altezze d'onda significative sottocosta.

D _{Largo} [°N]	H _{largo} [m]	H _{sottocosta} [m]
45	6,38	3,13
135	2,90	0,73
330	8,02	2,01

Tabella 4.3 – Valori delle altezze d’onda presso le nuove opere lato porto per tempo di ritorno 150 anni

In base ai risultati ottenuti, lo stato del mare di progetto per le opere lato porto è quello con $H_s = 3,2$ m.

4.2.1 Verifica della condizione di frangenza degli stati del mare di progetto

Durante i fenomeni di trasferimento delle onde verso riva, per via dell’interazione con i fondali marini, ed in particolare al decrescere di quest’ultimi, il rapporto tra l’altezza d’onda e la sua lunghezza, definito come “ridipidità dell’onda”, aumenta fino ad un certo limite, oltre il quale l’onda, perdendo le sue caratteristiche lineari, “frange” con dissipazione dell’energia e innalzamento del livello idrico.

Molti studi sono stati eseguiti per determinare un criterio per la determinazione dell’onda frangente. Di seguito si riporta una breve descrizione dei criteri più usati in letteratura.

McCowan nel 1891 aveva proposto il seguente criterio valevole per fondali piani e onde “solitarie”:

$$\gamma_b = \frac{H_b}{d_b}$$

in cui:

- H_b è l’altezza d’onda frangente;
- d_b è la profondità di frangimento;
- γ_b è l’indice di frangimento pari a 0,78 .

Munk nel 1949 aveva proposto il seguente criterio, anche esso valevole per fondali piani e onde “solitarie”:

$$\Omega_b = \frac{H_b}{H_0}$$

in cui:

- H_b è l’altezza d’onda frangente;
- H_0 è l’onda al largo non rifratta;
- Ω_b è l’indice di frangimento avente la seguente espressione:

$$\Omega_b = 0.3(H_0 / \bar{L}_0)^{-1/3}$$

dove L_0 è la lunghezza d’onda di H_0 .

Weggel nel 1972 stabilì il seguente criterio:

$$\gamma_b = b - a \frac{H_b}{g T^2}$$

dove:

- H_b è l'altezza d'onda frangente;
- g è l'accelerazione di gravità;
- T è il periodo dell'onda;
- a e b sono parametri che dipendono dalla pendenza del fondale secondo le seguenti espressioni:

$$a = 43.8 (1 - e^{-19 \tan \beta})$$

$$b = \frac{1.56}{(1 + e^{-19.5 \tan \beta})}$$

Il criterio di Weggel è valevole per le seguenti condizioni:

- $H_o/L_o \leq 0.06$,
- $\tan \beta \leq 0.1$

Komar e Gaughan (1973) derivarono la seguente relazione semiempirica per le onde lineari per la stima dell'indice di frangimento:

$$\Omega_b = 0.56 \left(\frac{H_o'}{L_o} \right)^{-\frac{1}{3}}$$

in cui:

- H_o' è l'onda al largo non rifratta;
- L_o è la lunghezza d'onda di H_o .

Un altro criterio di frangimento è quello di Miche (1951), implementato anche nel modello STWAVE:

$$H_{m0,b} = 0.1 L \tan h kd$$

in cui:

- $H_{m0,b}$ è l'altezza significativa frangente;
- K è il numero d'onda;
- d è la profondità del fondale;
- L è la lunghezza d'onda al largo.

4.2.1.1 *Determinazione delle condizioni di frangenza degli stati del mare di progetto*

Di seguito si riportano alcune considerazioni sulla verifica delle condizioni di frangenza degli stati del mare di progetto.

Innanzitutto è stata determinata quale sia l'onda massima frangente H_b sui fondali applicando la teoria di Komar e Gaughan (1973). Per applicare tale teoria è necessario calcolare l'altezza d'onda al largo non rifratta H_o' : ciò è stato fatto in riferimento alla teoria di Nielsen (1984).

L'altezza d'onda frangente H_b è stata calcolata pari:

- a 6,8 m sui fondali prossimi ai 9 m;
- a 8,4 m sui fondali prossimi ai 11 m.

Si osserva che essa risulta minore di quella calcolata applicando la teoria di McCowan che, tramite l'uso di un coefficiente di frangimento pari a 0,78 conduce alla stima di un'onda frangente pari a 7,02 m sui fondali di 9 m e di 8,58 m sui fondali di 11 m.

Applicando la stessa metodologia di Komar e Gaughan è stato verificato che l'onda significativa sottocosta $H_s = 5,9$ m, fissata come stato del mare di progetto per la mantellata lato mare, frange su fondali prossimi ai 7,6 m secondo la teoria di McCowan e su fondali prossimi ai 7,2 m secondo la teoria di Komar.

Ciò implica che tale stato del mare frangerà:

- sul piede dell'opera, con livello idrico pari al livello medio marino;
- sugli strati inferiori della mantellata con livello idrico pari a 1,2 m slm.

L'onda significativa sottocosta, fissata come stato del mare di progetto per la mantellata lato porto, $H_s = 3,2$ m frange su fondali prossimi ai 4,1 m secondo la teoria di McCowan e su fondali prossimi ai 4,5 m secondo la teoria di Komar.

Ciò implica che tale stato del mare frangerà sugli strati inferiori della mantellata con entrambi gli scenari di livello idrico ipotizzati.

5. INDIVIDUAZIONE DEI REQUISITI FUNZIONALI DELL'OPERA

I requisiti funzionali dell'opera derivano fondamentalmente dall'interazione tra forzanti idrauliche e struttura e sono riconducibili ai seguenti termini:

- risposta idraulica (run-up, overtopping, riflessione e trasmissione);
- risposta strutturale alle forzanti.

Il livello di run-up è uno dei fattori importanti nella progettazione di opere costiere giacché determina il livello della cresta dell'opera in riferimento all'accettabilità o meno che avvenga l'overtopping.

L'overtopping occorre in tutti quei casi in cui la cresta dell'opera foranea progettata è inferiore rispetto al livello di run-up. L'overtopping, se ammissibile, deve essere compatibile con la funzione e l'operabilità stessa della struttura foranea.

La trasmissione dell'onda è strettamente dipendente dalla tipologia dell'opera, se permeabile o meno e se sormontabile o meno.

La riflessione dell'onda riveste aspetti molto delicati giacché questa può provocare disturbi all'accessibilità del naviglio, soprattutto se di piccole dimensioni, e, nei casi maggiori, all'interazione con le condizioni ondose che interessano i litorali, anche aumentando l'impatto delle onde sui processi di evoluzione dei litorali sabbiosi.

La risposta strutturale alle forzanti è rappresentata dal duplice aspetto:

- stabilità idraulica degli elementi costituenti l'opera;
- integrità strutturale degli elementi costituenti l'opera.

5.1 RUN-UP E RUN-DOWN

I treni d'onda, quando incontrano strutture a paramento inclinato, subiscono il fenomeno di frangimento; durante i fenomeni di frangimento i livelli idrici massimo e minimo raggiunti rispetto al l.m.m. vengono definiti run-up (R_u) e run-down (R_d).

R_u e R_d dipendono:

- dall'altezza e ripidità dell'onda incidente;
- dalla sua interazione con l'onda riflessa;
- dall'angolo di inclinazione;
- dalla rugosità superficiale, dalla permeabilità e dalla porosità della mantellata.

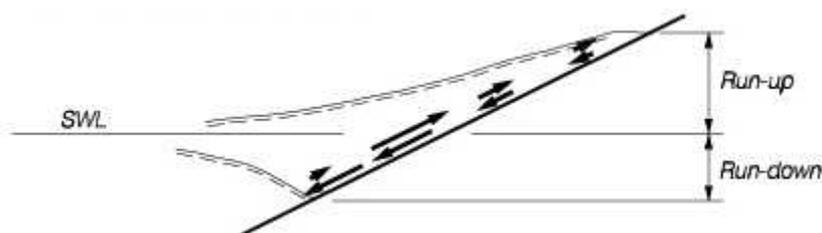


Figura 5.1 – Schema esemplificativo per la definizione del Run-Up e del Run-down.

Il fenomeno della tracimazione (overtopping) si verifica quando i livelli più alti di run-up superano il bordo libero della sommità della struttura.

Queste grandezze dipendono dal tipo di frangimento in cui occorre l'onda. I tipi di frangimento vengono identificati in base al "parametro di surf-similarity", e quest'ultimo è messo in relazione al parametro di frangimento, detto anche "numero di Irribarren".

5.1.1 Valutazione del run-up e del run-down

Il calcolo della risalita ondosa ($R_{u2\%}$) lungo il paramento della diga è stato eseguito applicando la formula di Van Der Meer, adatta per scogliere permeabili secondo i seguenti casi:

$$R_{ui\%}/H_s = \begin{cases} = A \xi_{om} & \text{for } 1.0 < \xi_{om} \leq 1.5 \\ = B (\xi_{om})^C & \text{for } 1.5 < \xi_{om} \leq (D/B)^{1/C} \\ = D & \text{for } (D/B)^{1/C} \leq \xi_{om} < 7.5 \end{cases}$$

dove:

- $R_{ui\%}$, livello di run-up superato dall'i% delle onde incidenti;
- H_s (m), altezza significativa dell'onda incidente;
- A,B,C,D sono parametri empirici;
- ξ_{om} numero di Irribarren (surf similarity parameter).

Il numero di Irribarren può essere calcolato tramite la formula:

$$\xi_{om} = \text{tg } \alpha / (s_{om})^{1/2}$$

in cui:

- $s_{om} = H_0 / L_p$ in cui H_0 è l'altezza d'onda al largo ed L_p la sua lunghezza d'onda in acque profonde;
- α è l'angolo di pendenza.

Secondo Benassai, per i% pari al 2% i coefficienti valgono:

- A=0,96;
- B=1,17;
- C=0,46;
- D=1,97.

Si ricorda che l'altezza d'onda significativa incidente è $H_s = 5,9$ m e che la mantellata ha pendenza 1:3.

Dall'applicazione si ottiene che $R_{u2\%}$ è pari a circa 6,15 m.

Il calcolo del run-down, invece, lungo il paramento della diga in questione è stato effettuato applicando la formula di Van Der Meer, adatta per scogliere permeabili secondo la seguente espressione:

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = 2.1 \sqrt{\tan \alpha} - 1.2 P^{0.15} + 1.5 e^{-(60 s_{om})}$$

Dove:

- $R_{d2\%}$, livello di run-down superato dal 2% delle onde incidenti;
- H_s (m), altezza significativa dell'onda incidente;
- α è l'angolo di pendenza della mantellata;
- P è la porosità della mantellata;

- $s_{0m}=H_0/L_0$ in cui H_0 è l'altezza d'onda al largo ed L_p la sua lunghezza d'onda.
La porosità della mantellata in cubi è pari al 47% (cfr. CEM tab. VI- 5.51).
Dall'applicazione si ottiene che $R_{d2\%}$ è pari a circa 0,95 m.

5.2 OVERTOPPING

Con il termine overtopping si intende la portata d'acqua che scavalca la cresta di una diga foranea. I disagi si manifestano nell'impossibilità, durante le mareggiate, di rendere sicura ed agibile a persone ed imbarcazioni la zona retrostante il muro paraonde.

Le dighe marittime hanno, pertanto, come funzione principale la protezione dall'agitazione del mare dei bacini portuali e delle aree di manovra delle navi (porto e avamposto) per creare ivi condizioni tali da permettere, in sicurezza, le normali attività di ingresso, attracco, carico e scarico.

La tracimazione può essere tollerata solo se non causa onde dannose a tergo della struttura e dipenderà dall'altezza di risalita dell'onda (run-up), dalle caratteristiche dell'onda e della scarpata, dalla porosità e dalla rugosità dello strato di copertura.

L'esigenza di evitare consistenti sormonti di una diga si traduce, quindi, nella ricerca della geometria ottimale del muro paraonde e della scogliera, tenendo sempre conto dell'impatto sul paesaggio e delle limitazioni economiche.

Gli effetti delle tracimazioni d'onda oltre le dighe in termini di danni a persone o a strutture sono stati riassunti da Van Der Meer (1994): ad ogni valore di portata lineare tracimante espressa in m^3/s per metro lineare di struttura corrisponde una valutazione qualitativa del danno causato a veicoli, pedoni e strutture.

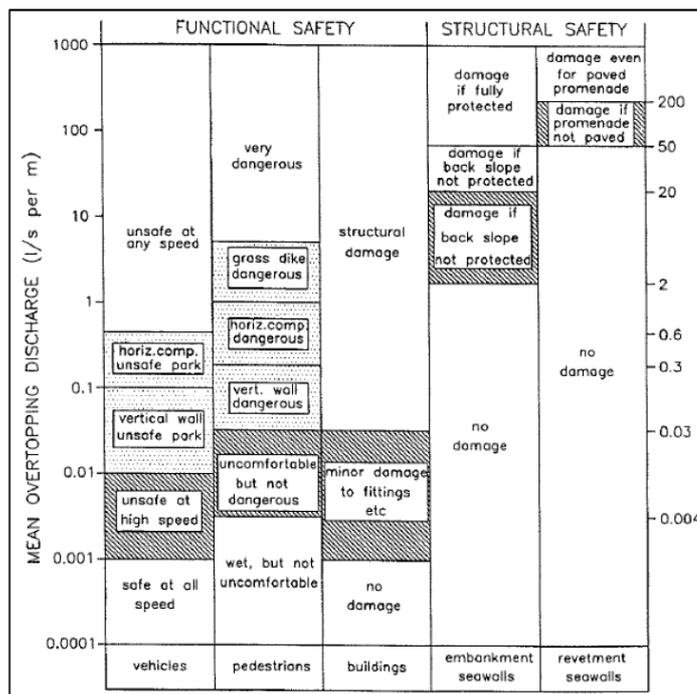


Tabella 5.1 - Stima di danni a persone e strutture al variare della portata tracimante (Van Der Meer, 1994)

La portata tracimante risulta mal distribuita sia nello spazio che nel tempo a causa della sua forte variabilità da un'onda all'altra; basti pensare che la maggior parte dell'overtopping è causato da una bassissima percentuale delle onde presenti in una mareggiata.

Al fine di determinare le condizioni di utilizzo e di eventuale danno delle opere, è stata valutata la tracimazione ricorrendo ai metodi dell' "Overtopping Manual" ("Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures – Assessment Manual", agosto 2007), frutto del progetto europeo di ricerca CLASH (*Crest Level Assessment of Coastal Structures*).

Il manuale è stato sviluppato per conto dei dipartimenti ambientali inglese (Environment Agency), olandese (Expertise Netwerk Waterkeren) e tedesco (Kuratorium für Forschung in Küsteningenieurwesen), dalla HR Wallingford, dall'Università di Edimburgo, dal Leichtweiss Institut (Germania), dal Bundesanstalt für Wasserbau (Germania) e dall'Infram (Olanda).

Secondo i principi espressi in questo testo, vengono stabiliti i limiti di sicurezza per le varie categorie in funzione della portata media tracimante in l/s per m.

LIMITI DI SICUREZZA PER I PEDONI	
Rischio possibile	Portata media tracimante [l/s per m]
<i>Personale ben addestrato ed equipaggiato, ben consapevole della possibilità di bagnarsi e della possibilità di caduta dalle passerelle</i>	1-10
<i>Pedoni che si muovono su un ampio camminamento non spaventati e non tritati, aventi chiara visuale del mare, consapevoli della possibilità di bagnarsi</i>	0,1

Tabella 5.2 – Limiti di sicurezza per i pedoni

LIMITI DI SICUREZZA PER I VEICOLI	
Rischio possibile	Portata media tracimante [l/s per m]
<i>Possibilità di guida a bassa velocità, con presenza di overtopping impulsivo, dovuto a un flusso pulsante e a battenti</i>	10-50
<i>Possibilità di guida a velocità alta o moderata, in presenza di overtopping impulsivo e di getti ad alta velocità</i>	0,01-0,05

Tabella 5.3 – Limiti di sicurezza per i veicoli

LIMITI DI SICUREZZA PER LE IMBARCAZIONI E GLI ARREDI	
Rischio possibile	Portata media tracimante [l/s per m]
<i>Danni o affondamento delle barche più grandi</i>	50
<i>Affondamento di piccole imbarcazioni situate a 5-10 m dalla parete</i>	10
<i>Danni alle strutture in costruzione</i>	1
<i>Danni alle attrezzature e agli arredi fino ad una distanza di 5-10 m</i>	0,4

Tabella 5.4 – Limiti di sicurezza per le imbarcazioni e gli arredi

LIMITI DI SICUREZZA PER LE STRUTTURE		
	Rischio possibile	Portata media tracimante [l/s per m]
BANCHINA SU DIGA VERTICALE	Nessun danno se la berma e la mantellata sono ben protette	50
	Nessun danno alla berma e alla scarpata anche se in argilla e/o inerbite	10
	Nessun danno alla berma e alla mantellata anche se non ben protette	1
BANCHINA DI RIVA	Danni al banchinamento sia asfaltato che pavimentato	0,4
	Danni al banchinamento se inerbite o con una protezione di tipo "leggero"	0,4

Tabella 5.5 – Limiti di sicurezza per le strutture

Lo schema adottato è di "armoured simple slope with crest berm" in conformità alla tipologia di opera da realizzare.

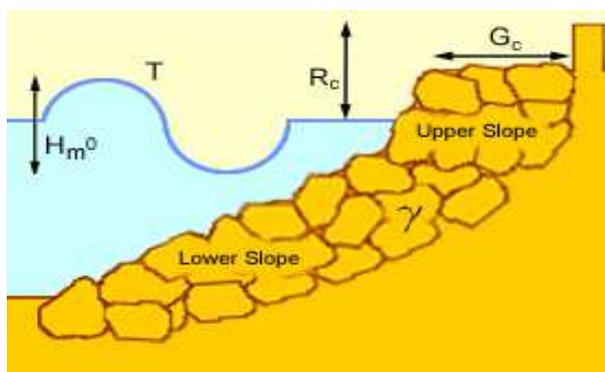


Figura 5.2 – Schema di calcolo per la stima della tracimabilità delle scogliere

Per la stima delle portate medie tracimanti si è fatto uso di un metodo empirico, noti i dati di geometria della struttura e le caratteristiche dell'onda.

E' possibile considerare due approcci.

Il primo è di tipo deterministico. Secondo tale approccio, come indicato in molti standard internazionali, esiste un margine di sicurezza, che tiene conto del grado di incertezza, in termini di deviazione standard, insita all'interno della formule empiriche utilizzate ma non del grado di incertezza dei parametri utilizzati.

Il secondo è di tipo probabilistico. Secondo tale approccio, invece, si tiene conto anche dell'effetto delle incertezze di tutti i parametri in gioco.

Il calcolo della portata tracimante sull'opera viene ricondotto a formule di questo tipo:

- per l'approccio deterministico:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.2 \cdot \exp\left(-2.6 \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right)$$

- per l'approccio probabilistico:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.2 \cdot \exp\left(-2.3 \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right)$$

in cui:

- q è la portata tracimante unitaria in $m^3/(s \times m)$;
- H_{m0} è l'altezza d'onda associata allo stato del mare di progetto;
- α è l'angolo di pendenza della scarpata;
- R_c è il "bordo libero";
- ξ_{m0} è il numero di Irribarren;
- γ_β, γ_f sono parametri che dipendono dalla tipologia degli elementi della berma e dalla loro disposizione e dalla direzione di attacco dell'onda.

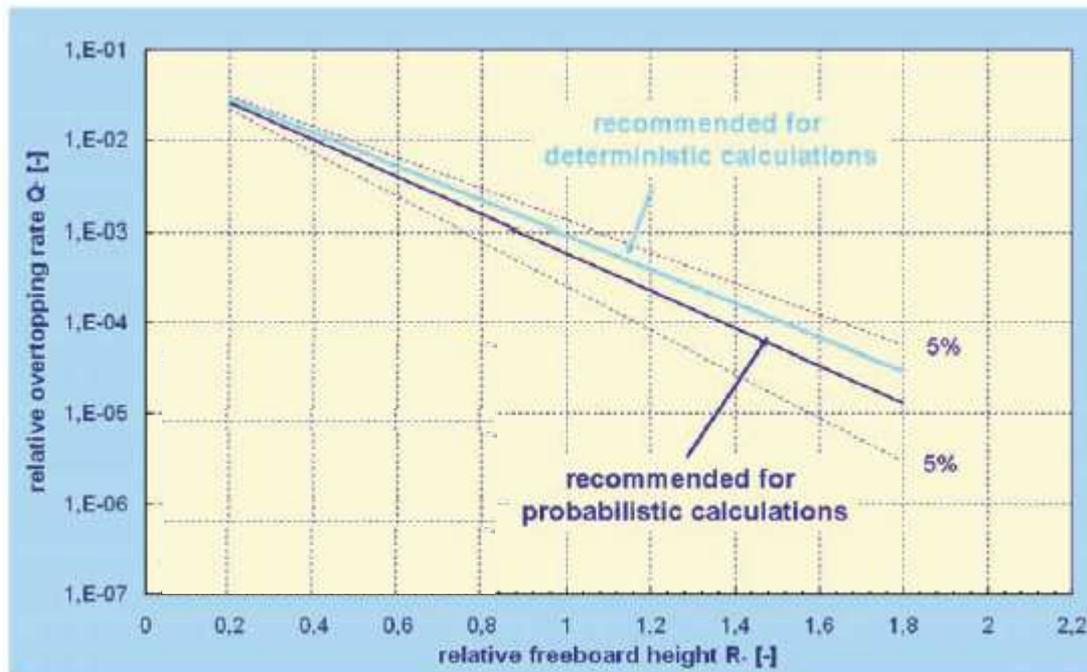


Figura 5.3 – Confronto tra l'andamento delle curve per il calcolo

Come si osserva dal diagramma sopra riportato, l'approccio deterministico fornisce valori di portata tracimante più cautelativi.

Le scogliere avranno una mantellata a doppio strato in massi naturali permeabili (a cui viene associato un *coefficient for reduction factors*, secondo l'Overtopping Manual, pari a 0,4), con pendenza delle scarpate pari a 1:3 e larghezza della berma pari a 8,4 m. Per tenere conto della presenza della berma la portata tracimante viene ridotta applicando un coefficiente correttivo avente la seguente espressione:

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

E' stato considerato il caso che l'attacco dell'onda sia normale alle opere. R_c è stato valutato pari:

- a 9,00 m sul l.m.m nel caso in cui il livello idrico sia quello medio marino;
- a 7,80 considerando un innalzamento idrico per effetto dello storm surge a 150 anni pari a +1,20 m slm.

Per la verifica della tracimabilità si è fatto riferimento allo stato del mare caratterizzato dal massimo valore dell'altezza d'onda in prossimità delle opere, per assegnato tempo di ritorno.

Per ciascun tempo di ritorno, dalle simulazioni STWAVE al variare della direzione di provenienza del treno d'onda e con livello idrico pari al l.m.m., è stata ricavata l'altezza massima omnidirezionale in prossimità delle opere e per tale valore di soglia è stato ricavato il relativo valore della portata media tracimante sia secondo l'approccio deterministico (q_d) che quello probabilistico (q_p).

R (anni)	$H_{sott.}$ (m)	T_p (s)	q_d (l/s/m)	q_p (l/s/m)
1	3.06	7.46	0	0
5	4.32	8.86	0.007	0.002
10	4.82	9.36	0.036	0.012
25	5.48	9.98	0.216	0.083
50	5.85	10.31	0.495	0.202
100	5.87	10.33	0.518	0.211
150	5.90	10.35	0.548	0.225

Tabella 5.6 – Valori della portata tracimante associati agli stati del mare di progetto

Come mostra la tabella, l'approccio deterministico fornisce valori di portata tracimante più cautelativi.

Secondo tale approccio, quindi, si osserva che:

- per eventi ondososi con tempo di ritorno fino a 10 anni, le portate tracimanti sono molto ridotte e non creano problemi nè alle opere nè alla mobilità in banchina;
- il valore della portata tracimante per tempo di ritorno pari a 25 anni è tale che non avvengono danni alle strutture, alle imbarcazioni ed agli arredi, mentre la mobilità è permessa solo al personale ben addestrato ed ai mezzi a bassa velocità;
- per tempi di ritorno compresi tra 50 e 150 anni, le portate tracimanti sono tali da non apportare nessun danno alla berma di protezione e consentono l'accesso al personale ben addestrato ed ai mezzi a bassa velocità.

Nel caso con tempo di ritorno pari a 150 anni e livello idrico di 1,2 m slm $H_{s,max} \cong 5,9$ m si ha che la portata tracimante è 0,8 l/s/m nel caso probabilistico e 1,7 l/s/m nel caso deterministico; tali valori di portata tracimanti sono tali da non apportare nessun danno alla berma di protezione e consentono l'accesso al personale ben addestrato ed ai mezzi a bassa velocità.

Dai risultati ottenuti si osserva che gli eventuali fenomeni di sormonto, nelle condizioni più cautelative, sono tali da non creare criticità non sostenibili.

5.3 TRASMISSIONE

La trasmissione dell'onda a tergo della struttura foranea avviene per overtopping o per penetrazione, nel caso che la struttura sia permeabile.

Il periodo dell'onda trasmessa è circa la metà di quello dell'onda incidente.

5.4 RIFLESSIONE

Se la riflessione dell'onda sulle strutture è significativa, questa componendosi con l'agitazione naturale, può provocare uno stato del mare molto confuso, con onde molto ripide che spesso arrivano al frangimento.

Questo è un problema tipico di molti ingressi di porti, dove la manovrabilità, soprattutto del piccolo naviglio, è rischiosa.

Inoltre le onde riflesse incrementano l'erosione potenziale delle spiagge poste in posizione adiacente alla struttura.

Il bilancio energetico applicato all'onda incidente vuole che:

$$E_i = E_r + E_d + E_t, \text{ stando i pedici per incidente, riflessa, dissipata e trasmessa.}$$

Per maggiori chiarimenti si rimanda a quanto riportato nell'elaborato "Studio dell'Agitazione Residua e dell'Operatività Nautica del Sistema Portuale".

5.5 STABILITA' IDRAULICA

In generale l'equilibrio delle forzanti indotte sugli elementi costituenti la mantellata possono essere espressi dalla seguente equazione:

$$\frac{F_D + F_L}{F_G}$$

in cui F_D è la forza di drag, F_L "forza di sollevamento" ed F_G la forza peso.

Supponendo la forza di drag trascurabile rispetto alla forza di sollevamento ed alla forza peso si ottiene:

$$\frac{F_D + F_L}{F_G} \approx \frac{\rho_w D_n^2 v^2}{g (\rho_s - \rho_w) D_n^3} = \frac{v^2}{g \Delta D_n}$$

dove:

- D_n è la lunghezza del cubo equivalente;
- ρ_s e ρ_w sono le densità di massa del materiale e dell'acqua, con $\Delta = (\rho_s/\rho_w - 1)$;
- v è una velocità di flusso caratteristica.

Inserendo $v \approx (gH)^{1/2}$, dove H è l'altezza d'onda, si ottiene il seguente parametro di stabilità N_s :

$$N_s = \frac{H}{\Delta D_n}$$

dove:

- H è lo stato di mare di progetto, pari all'altezza d'onda significativa H_s (cfr. il "Coastal Engineer Manual" del USACE e il "Rock Manual" della CIRIA);
- D_n è il diametro caratteristico (m), pari al D_{n50} (m) nel caso di rocce naturali o D (m), per i massi artificiali.

Se N_s è compreso tra 1 e 4, si parla di strutture a gettata staticamente stabili.

Se N_s è compreso tra 3 e 6 si parla di strutture a gettata dinamicamente stabili.

Il concetto di stabilità idraulica è legato profondamente a quello di danno ammissibile.

Per maggiori chiarimenti su quest'ultimo concetto si rimanda a quanto riportato al capitolo 8 del presente elaborato.

Solitamente la mantellata esterna di una scogliera viene progettata per un livello definito "nessun danno" o "danno iniziale".

5.6 INTEGRITÀ STRUTTURALE

L'integrità strutturale dell'opera dipende da due aspetti:

- le caratteristiche di resistenza dei materiali adoperati;
- le sollecitazioni indotte sulla struttura dovute alle forzanti.

Per maggiori chiarimenti si rimanda a quanto riportato al capitolo 10 di questo elaborato.

6. MATERIALI E TECNICHE DI COSTRUZIONE DISPONIBILI

I principali materiali disponibili per il progetto in questione e quindi utilizzabili saranno:

- calcestruzzo non armato per massi artificiali;
- roccia naturale;
- conglomerato cementizio armato per le sovrastrutture.

La durabilità del manufatto del quale i massi artificiali costituiscono la parte preponderante è connessa ai requisiti di durabilità del singolo masso e quindi alla cause di degrado che può presentare il calcestruzzo in ambiente marino.

I principali fenomeni di degrado sono:

- disgregamento prodotto dalla reazione espansiva dell'alluminato tricalcico;
- decalcificazione superficiale dovuta all'idratazione dei silicati di calcio;
- azione disgregante dei sali marini che cristallizzano con espansione di volume (nelle parti emerse e nelle zone di bagnasciuga).

Per contrastare tali fenomeni occorre:

- scegliere componenti dell'impasto di calcestruzzo in modo da limitare le reazioni chimiche che portano alla degradazione del calcestruzzo;
- scegliere un mix design tale da ottenere calcestruzzi poco permeabili per ridurre la penetrazione dell'acqua di mare;
- adottare opportuni criteri in fase esecutiva atti a controllare e a ridurre la comparsa di fessure e tali da garantire un'adeguata protezione del blocco dall'acqua di mare;
- effettuare un'idonea vibratura e costipazione del calcestruzzo in fase di getto.

Alla luce di quanto sopra, il calcestruzzo deve essere confezionato con cemento pozzolanico o d'altoforno, adatto per un ambiente fortemente aggressivo (ambiente marino) e deve possedere le seguenti caratteristiche:

- classe di resistenza: C35/45;
- classe d'esposizione: XS3;
- densità minima: 2,40 t/m³;
- massimo rapporto acqua cemento: 0,43;
- massima temperatura di getto: 30 °C;
- classe di consistenza: S3;
- diametro massimo degli inerti: $D_{max}= 40$ mm.

Per quanto riguarda la roccia naturale, si è investigata precedentemente la disponibilità di tali materiali idonei per le opere in questione. Si è riscontrata la presenza in zona di almeno tre cave utili da cui è infatti possibile cavare materiale con caratteristiche idonee per le opere in

questione, come meglio specificate nel “Capitolato Speciale d’Appalto” e negli elaborati progettuali a cui si rimanda.

In particolare il peso specifico della roccia dovrà essere $2,6 \text{ t/m}^3$.

Per quanto riguarda i materiali per le sovrastrutture sono state riconosciute adeguate le seguenti caratteristiche:

- calcestruzzo:
 - classe di resistenza: C35/45;
 - classe di consistenza al getto: S3;
 - classe di esposizione: XS3;
 - massimo rapporto a/c: 0,43;
 - minimo contenuto in cemento: 360 kg/m^3 ;
- materie:
 - aggregato: conforme alla UNI 8520 parte 2°;
 - contenuto di solfati: secondo UNI EN 1744/1;
 - contenuto di cloruri: secondo UNI EN 1744/1;
 - contenuto di sostanze organiche: secondo UNI EN 1744/1;
 - equivalente di sabbia e valore di blu: secondo UNI EN 993/8-9;
 - resistenza ai cicli di gelo-disgelo: secondo UNI EN 1367/1;
 - potenziale reattività agli alcali: secondo 8520 parte 2°-2002;
 - acqua: conforme alla UNI 8981/7;
 - cemento: CEM IVa.

Le opere saranno costruite mediante l’uso dei seguenti mezzi:

- dumper e camion per il trasporto del materiale da cava, dei massi artificiali, delle materie prime;
- pontone idoneo;
- chiatte idonee;
- gru con rampino per il posizionamento singolo di precisione dei massi della mantellata.

Per le modalità di costruzione si rimanda integralmente al contenuto del “Capitolato Speciale d’Appalto”.

7. SCELTA DELLA TIPOLOGIA DI OPERA

Nel corso della progettazione sono state esaminate e valutate differenti soluzioni progettuali per la realizzazione del molo.

Nel novembre 2011, a seguito di una preliminare valutazione della tipologia costruttiva del prolungamento del molo foraneo di sopraflutto del porto di Termini Imerese, sono state proposte all'Autorità Portuale di Palermo tre differenti alternative, delle quali sono stati stimati preliminarmente i costi al metro lineare e complessivi.

Dette soluzioni sono state illustrate nell'elaborato "PSA, Proposte di Soluzioni Alternative", agg. 8 novembre 2011.

Tipologia	Descrizione
Soluzione 1	Diga a gettata con mantellata in massi artificiali parallelepipedi, sovrastruttura e muro paraonde in calcestruzzo (soluzione riportata nel PRP vigente)
Soluzione 2	Diga a cassoni cellulari con scogliera radente e mantellata in massi esapodi
Soluzione 3	Diga a cassoni cellulari con muro paraonde

Tabella 7.1 – Soluzioni alternative proposte nel novembre 2011

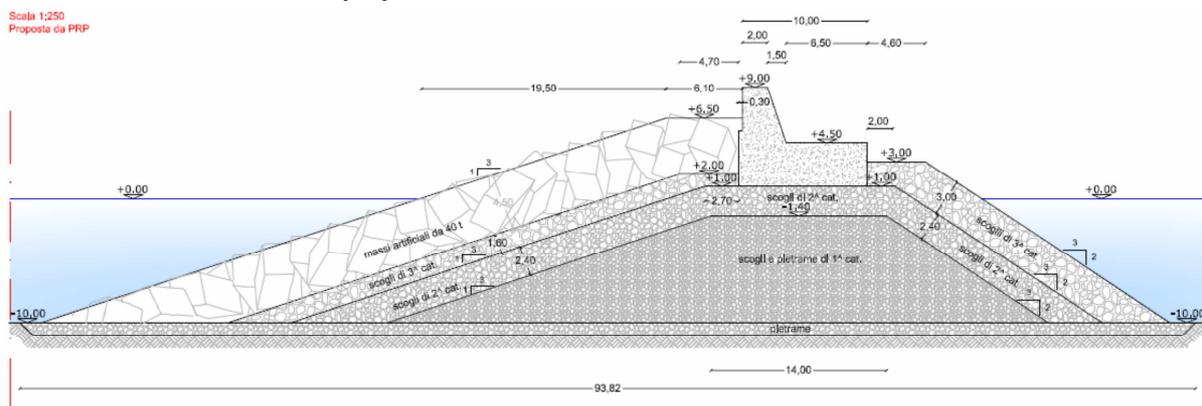


Figura 7.1 – Sezione tipo per il prolungamento del molo di sopraflutto: soluzione 1

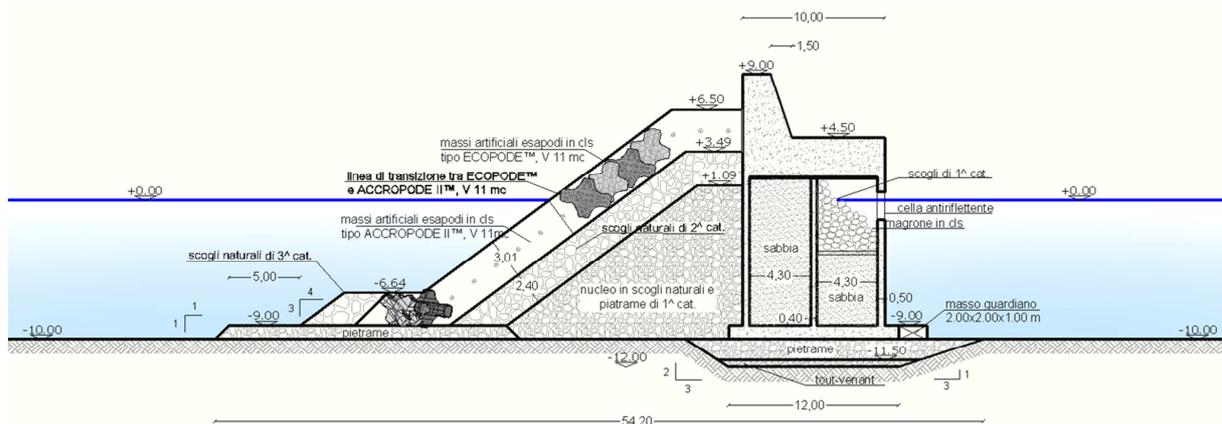


Figura 7.2 – Sezione tipo per il prolungamento del molo di sopraflutto: soluzione 2

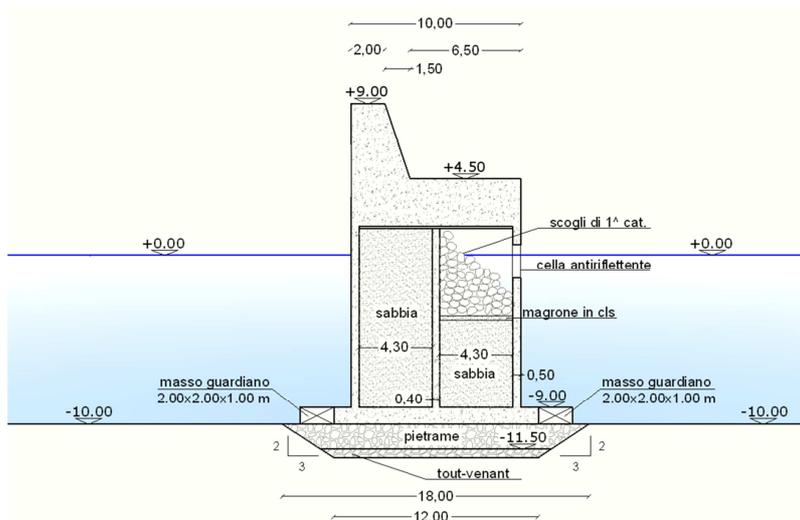


Figura 7.3 – Sezione tipo per il prolungamento del molo di sopraflutto: soluzione 3

A seguito delle indagini geotecniche condotte nell'ottobre 2012 sono state rivalutate le possibili alternative costruttive.

Pertanto si sono proposte le soluzioni 4 e 5, che tengono conto delle risultanze preliminari ottenute dalle prove geotecniche (cfr. elaborato "PSA v2, Soluzioni Alternative delle Opere Marittime del Molo di Sopraflutto", agg. 25 ottobre 2012).

Tipologia	Descrizione
Soluzione 4	Diga a gettata con mantellata in massi artificiali cubici, sovrastruttura e muro paraonde in calcestruzzo (variante della proposta del PRP)
Soluzione 5	Diga a cassoni cellulari con scogliera radente e intervento di miglioramento del terreno

Tabella 7.2 – Soluzioni alternative proposte nell'ottobre 2012

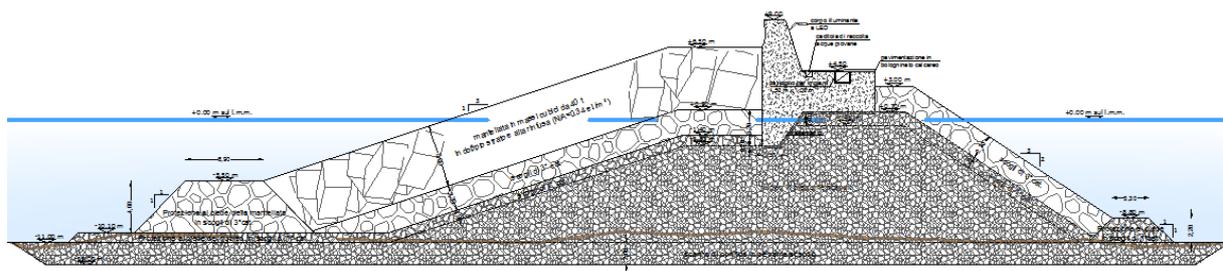


Figura 7.4 – Sezione tipo per il prolungamento del molo di sopraflutto: soluzione 4

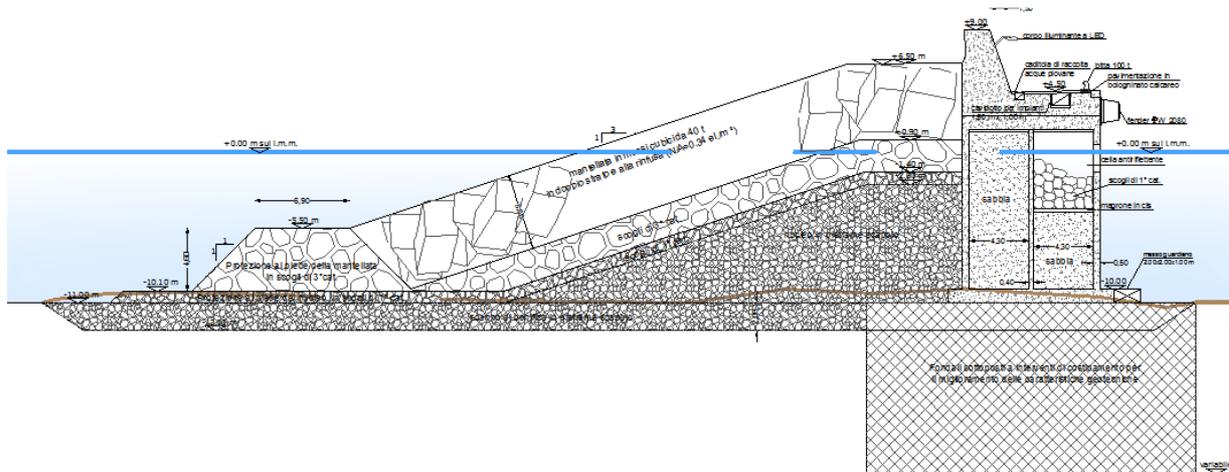


Figura 7.5 – Sezione tipo per il prolungamento del molo di sopraflutto: soluzione 5

E' opportuno ricordare le principali caratteristiche delle opere marittime a gettata e a parete verticale.

Le opere a gettata sono strutture costituite da un nucleo di roccia o pietrame, protetto da una mantellata esterna e da una berma in elementi naturali o artificiali; uno o più strati filtro sono generalmente necessari tra il nucleo e la mantellata.

La cresta può essere protetta da una berma e/o da un massiccio di coronamento.

Gli elementi della mantellata sono collocati opportunamente secondo i modelli di incastro per migliorare la stabilità.

Per mantenere la stabilità della mantellata indotta dai fenomeni erosivi dei fondali viene realizzata la protezione al piede dell'opera.

A seconda delle caratteristiche geotecniche dei fondali l'opera può essere costruita direttamente sul fondo del mare o su scanni di imbasamento.

Talvolta sono necessari interventi di miglioramento delle caratteristiche geotecniche del suolo.

I vantaggi di realizzare opere a gettata sono i seguenti:

- dissipazione dell'energia ondosa per via dei fenomeni di frangimento dell'onda sull'opera stessa e attenuazione dei fenomeni riflessivi; così come le risorse e le competenze professionali;
- le risorse da impegnare (materiale roccioso naturale e/o calcestruzzo) sono generalmente disponibili in località prossime al sito di costruzione;
- le tecniche di costruzione sono facili da realizzare.

Le dighe a parete verticale sono strutture che presentano il paramento lato mare verticale e continuo. L'infrastruttura è generalmente costituita da pile di massi ovvero da cassoni cellulari ovvero con elementi infissi (palificate, palancole).

Tali opere sono destinate prevalentemente a riflettere l'onda incidente.

Nelle opere a parete verticale, la presenza di un imbasamento a scogliera è determinata sia dall'esigenza di ripartire i carichi sul terreno di fondazione, riducendo così i carichi trasmessi al piano di posa, sia da considerazioni economiche.

La scelta è quindi ricaduta sulla soluzione 4, di tipo a gettata, sia per la corrispondenza tipologica con il molo già realizzato sia per la piena rispondenza al PRP, avendo l'Autorità

Portuale ritenuto non necessario rendere attraccabile questa parte terminale del molo di sopraflutto.

Detta soluzione è stata successivamente ottimizzata sotto gli aspetti tecnici ed economici anche per tener conto dell'entrata in vigore del nuovo prezzario della Regione Siciliana (GURS n.13 del 15/03/2013) che ha introdotto una consistente lievitazione dei costi delle opere marittime.

In tal senso si è proceduto ad una migliore gestione dei sedimenti dragati, in considerazione dei risultati delle analisi condotte dal Dipartimento di Scienze della Terra e del Mare (DiSTeM) dell'Università degli Studi di Palermo che hanno escluso l'uso degli stessi per ripascimento di spiagge, cercando quindi di riutilizzare la maggior quantità possibile nella costruzione delle opere in progetto.

8. DETERMINAZIONE DEI TIPI DI DISSESTO E DEI LIVELLI DI DANNO

La progettazione di una diga a gettata richiede l'esecuzione di un'analisi idraulica, strutturale e geotecnica in modo tale da identificare tutti i possibili meccanismi di rottura.

Il dissesto è definibile come il danno risultante nella ridotta operatività e funzionalità della struttura al di sotto del minimo previsto dal progetto.

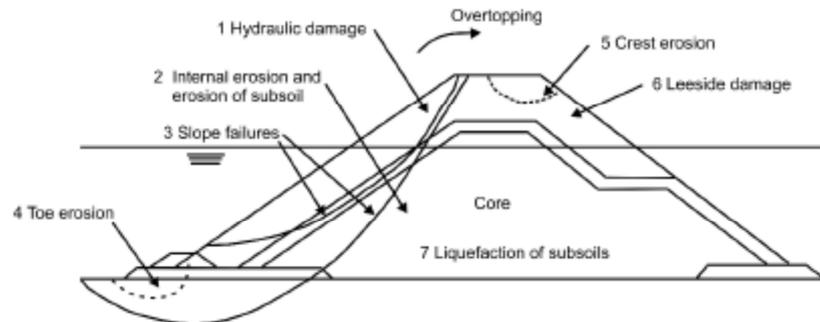


Figura 8.1 – Schema esemplificativo delle possibili tipologie di dissesto su un'opera a gettata

I tipi di dissesto classificabili per le opere a gettata sono:

- scalzamento del piede;
- erosione del piede;
- dissesto per scivolamento;
- dislocamento o rottura degli elementi della mantellata;
- rottura, ribaltamento, scorrimento del coronamento;
- cedimento per assestamento del nucleo;
- cedimento per assestamento della fondazione.

L'azione delle forzanti idrauliche dopo la costruzione può comportare un cedimento della mantellata o degli strati inferiori.

Solitamente la mantellata esterna di una scogliera viene progettata generalmente per un livello definito "nessun danno" o "danno iniziale".

Il concetto che sta alla base della determinazione del livello di danno è l'individuazione del numero di unità delocalizzate per lo sviluppo del danno, cioè differenze nella sezione trasversale prima e dopo le mareggiate.

Il "livello di danno" dello strato della mantellata può essere determinato usando più parametri.

Uno dei primi parametri è la percentuale di danno (%) definito come il volume normalizzato eroso nella zona attiva che va da $+ H/2$ a $- H$.

Il parametro S o S_d (grado di danneggiamento) è definito come:

$$S_d = A_e / D_{n50}^2$$

dove A_e è l'area erosa intorno al livello medio marino.

E' stata effettuata una classificazione convenzionale del livello di danno che nel caso del parametro adimensionale S riporta:

Damage level by S for two-layer armor (van der Meer 1988)

Unit	Slope	Initial damage	Intermediate damage	Failure
Rock	1 : 1.5	2	3-5	8
Rock	1 : 2	2	4-6	8
Rock	1 : 3	2	6-9	12
Rock	1 : 4 - 1 : 6	3	8-12	17

Tabella 8.1– Livelli di danno per le strutture a scogliera

In cui deve intendersi:

- nessun danno: $S < 2$, nessun elemento della mantellata dislocato;
- danno iniziale:

pochi elementi dislocati. Questo livello corrisponde all'omonimo utilizzato nello Shore Protection Manual (1977 e 1984) in relazione al coefficiente di stabilità della formula di Hudson, dove lo stesso è definito come al massimo il 5% degli elementi dislocati entro la zona che si estende dalla metà dell'altezza della cresta ad una profondità sotto il livello medio del mare paria H_s ;

- danno intermedio:

variabile tra moderato e severo, gli elementi sono dislocati senza causare l'esposizione degli strati sottostanti all'attacco diretto delle onde;

- collasso:

gli strati sottostanti sono esposti all'attacco diretto delle onde.

Nel caso di elementi artificiali il livello di danno viene espresso in termini di numero di unità dislocate N_{od} o di percentuale di danneggiamnto N_d (%), aventi le seguenti definizioni:

- N_{od} = numero di unità dislocate all'interno di una striscia di larghezza D_n (diametro nominale dell'elemento definito come dimensione del cubo equivalente) lungo la scarpa;
- N_d = percentuale di danno riferita al numero di elementi dislocati sul numero totale di unità inizialmente presenti nello strato della mantellata lungo la fascia attiva (tra $+1,5 H$ e $-1,5 H$).

I valori di N_{od} e di N_d sono stati studiati e tabellati per differenti tipologie di elementi in calcestruzzo. Di solito è preferibile l'uso del parametro N_{od} .

Per mantellate realizzate con elementi artificiali in doppio strato i valori relativi ai livelli di danno di progetto sono i seguenti:

Parametro	Livello di danno			
	Danno nullo	Danno iniziale	Danno intermedio	Collasso
N_{0d}	0	0,2-0,5	1	2
N_d	0%	<5%	>5%	

Tabella 8.2 – Livelli di danno per le mantellate in massi artificiali

Appare utile evidenziare come la scelta di $N_{0d} = 0$ come “danno iniziale” risulti a vantaggio di sicurezza essendo equivalente ad una percentuale di danno N_d pari a zero.

In letteratura tecnica, come vedremo, vi sono numerose espressioni che legano il numero di stabilità idraulica con i parametri che identificano il livello di danno.

9. PROGETTAZIONE DELL'OPERA A GETTATA

9.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

In base ai criteri empirici descritti nel Coastal Engineering Manual (CEM) del U.S. Corps of Engineer (anno 2011) e nel "Rock Manual" della CIRIA (anno 2012) e in funzione della profondità dei fondali, dello stato di mare e dei livelli idrici di progetto, è stato individuato come idoneo il seguente schema tipo:

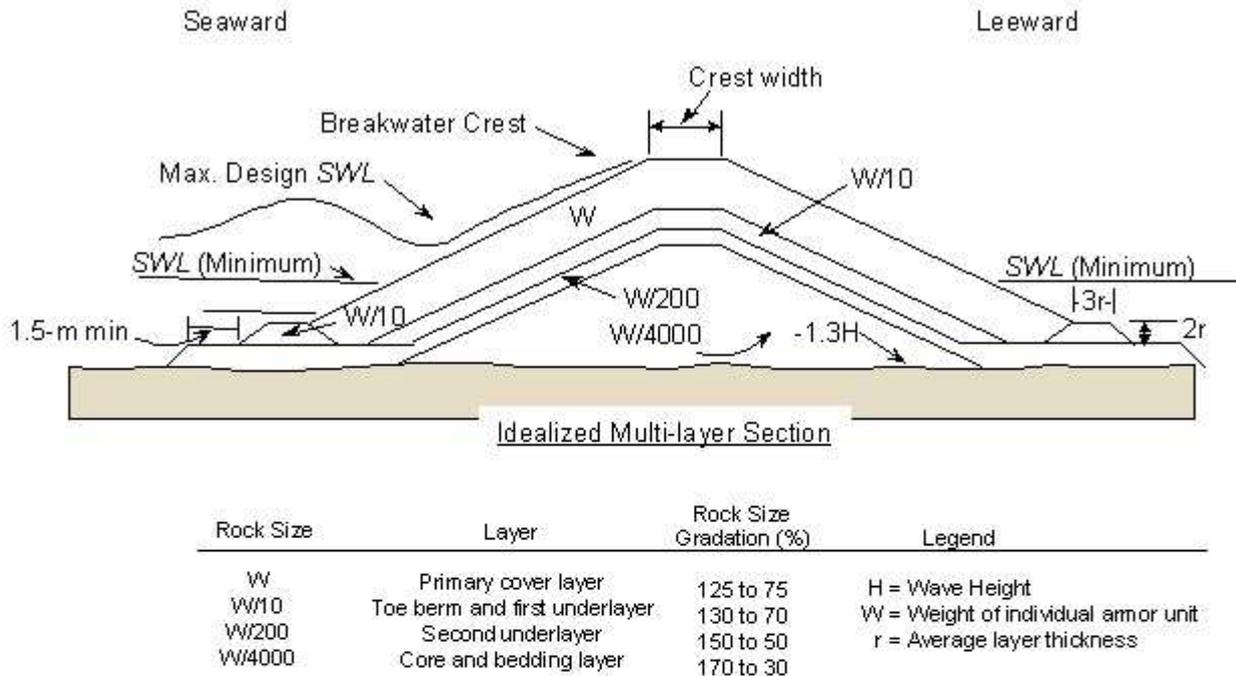


Figura 9.1 – Schema tipo individuato per opera a gettata

Le grandezze da determinare sono:

- la quota di coronamento della struttura (crest freeboard – R_c);
- larghezza della berma orizzontale (crest width B);
- inclinazione della mantellata;
- peso degli elementi della mantellata (W) e degli strati sottostanti (W/n);
- spessore della mantellata (armor layer thickness) e dei sottostrati;
- caratteristiche geometriche della berma di protezione al piede: affondamento della sommità del piede (h_t), larghezza della berma (B_t);
- caratteristiche geometriche dello strato di protezione dei fenomeni erosivi sul fondo (scour protection).

Si osserva che se lungo lo sviluppo della struttura i livelli dei fondali marini e l'esposizione alle onde variano significativamente è necessario ottimizzare sezioni tipologiche diverse. Esempi specifici di queste situazioni sono i tratti curvilinei e quelli di testata.

9.2 QUOTA DI CORONAMENTO DELLA STRUTTURA

La quota di coronamento della berma e/o del muro paraonde dipende dai livelli idrici e dalle portate tracimanti indotte dai fenomeni di overtopping e di risalita dell'onda (run-up e run-down).

In base ai risultati ottenuti (cfr. i paragrafi 5.1.1 e 5.2 del presente elaborato, a cui si rimanda) si conviene quanto segue:

- la quota della sommità della berma della mantellata è pari a 6,50 m slm, in modo tale da ridurre al minimo i possibili fenomeni di run-up;
- la quota del muro paraonde è pari a 9,00 m slm, in modo tale che i fenomeni di overtopping non comportino criticità non sostenibili alle strutture e alle persone.

9.3 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA MANTELLATA E DEI SOTTOSTRATI

Nelle costruzioni marittime, la mantellata e i sottostrati proteggono il materiale del nucleo o della fondazione dai fenomeni erosivi indotti dal moto ondoso e dalle correnti senza un eccessivo accumulo di pressione nei pori nel materiale sottostante.

Le mantellate, così come i sottostrati, vengono quasi sempre realizzate con un sistema a doppio strato.

L'angolo di inclinazione α dovrebbe essere scelto in modo tale da minimizzare il volume della struttura in modo compatibile con i livelli di stabilità geotecnica, strutturale e idraulica.

Il posizionamento degli elementi della mantellata può essere casuale (alla rinfusa) o secondo specifiche regole dipendenti dalla tipologia di elemento utilizzato e secondo parametri di impaccamento specifici.

La geometria dello strato di mantellata, così come dei sottostrati, dipende dalla tipologia di elementi utilizzati, ed è caratterizzata dai seguenti parametri:

- spessore r (m), definito come la distanza normale alla superficie del sottostrato, misurata da questa superficie fino alla media dei punti sporgenti. Questo può differire dallo spessore complessivo, che è definito come la distanza dal substrato alla maggior parte dei punti sporgenti;
- la porosità della mantellata, definita come rapporto tra il volume di vuoto e il volume complessivo;
- la larghezza della cresta B (m);
- la densità di collocamento pari al numero di unità per unità di superficie.

Secondo il Coastal Engineering Manual, lo spessore dello strato viene determinato con la formula seguente:

$$r = nk_{\Delta} \left(\frac{W}{w_a} \right)^{1/3}$$

in cui:

- r : spessore dello strato (m);
- n : numero degli elementi che costituiscono lo strato (minimo 2);
- k_{Δ} : coefficiente di piano (pari a 1,1 per i cubi in calcestruzzo e 1,0 per le rocce a spigoli vivi; cfr. CEM tabella VI-5-51);
- W : peso dell'elemento;
- w_a : peso specifico dell'elemento.

Secondo il Coastal Engineering Manual, la densità di collocamento viene calcolata con la formula seguente:

$$\frac{N_a}{A} = nk_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100} \right) \left(\frac{w_a}{W} \right)^{2/3}$$

in cui:

- N_a/A : il numero di elementi sulla superficie di riferimento (n elementi/m²);
- n: numero di strati (2);
- k_{Δ} : coefficiente di piano (pari a 1,1 per cubi in calcestruzzo e 1,0 per le rocce a spigoli vivi)
- W: peso dell'elemento;
- w_a : peso specifico dell'elemento;
- P: porosità in % (per cubi in calcestruzzo vale 47%, 38 % per massi naturali a spigoli vivi in doppio strato; cfr. CEM tabella VI-5-51).

Le regole generali sull'assortimento dei materiali lapidei (cfr. E. Benassai "Le dighe marittime" ed il Coastal Engineering Manual) indicano che:

- per la mantellata:
 - almeno il 50 % dei massi deve avere peso maggiore di W;
 - $W_{max} \leq 1,25 W$;
 - $W_{min} \geq 0,75 W$;
 - $D_{85under}/D_{15above} < 1,5$;
- per il primo strato filtro:
 - almeno il 50 % dei massi deve avere peso maggiore di W/10;
 - $W_{max} \leq 1,3 W/10$;
 - $W_{min} \geq 0,70 W/10$;
- per il secondo strato filtro:
 - almeno il 50 % dei massi deve avere peso maggiore di W/200;
 - $W_{max} \leq 1,5 W/200$;
 - $W_{min} \geq 0,5 W/200$;
- per il nucleo:
 - almeno il 50 % dei massi deve avere peso maggiore di W/4000;
 - $W_{max} \leq 1,70 W/4000$;
 - $W_{min} \geq 0,3 W/4000$;

Per quanto riguarda la larghezza della berma, deve essere sufficiente per consentire il collocamento lungo la berma di almeno tre elementi, al fine di ridurre al minimo i possibili fenomeni di overtopping. Gli elementi sulla berma devono essere posizionati con la massima densità di blocco o di incastro per assicurare la massima stabilità sotto l'azione delle onde.

Secondo il CEM la larghezza minima della berma viene determinata con la formula seguente:

$$B = nk_{\Delta} \left(\frac{W}{w_a} \right)^{1/3}$$

in cui:

- B: larghezza minima della berma (m);
- n: numero degli elementi che costituiscono la berma (minimo 3);
- K_{Δ} : coefficiente di piano; (pari a 1,1 per i cubi in calcestruzzo e 1,0 per le rocce a spigoli vivi; cfr. CEM tabella VI-5-51);
- W: peso dell'elemento;
- w_a : peso specifico dell'elemento.

Di seguito sono illustrati il procedimento che ha condotto al dimensionamento degli elementi della mantellata e dei sottostrati:

- lungo il tratto tronco-conico lato mare;
- lungo il tratto tronco-conico lato porto;
- lungo il tratto curvilineo di testata.

9.3.1 Dimensionamento dell'elemento della mantellata lato mare

In analogia con la mantellata esistente è stato scelto di considerare l'utilizzo di massi artificiali cubici. La pendenza della mantellata di progetto è pari a 1:3.

Il blocco cubico è il sostituto più semplice della pietra naturale in quanto è una forma di facile realizzazione e collocazione. Tali blocchi lavorano principalmente per gravità e parzialmente per attrito.

I cubi sono tradizionalmente posti in due strati e alla rinfusa: tale tipo di collocazione conduce a migliori prestazioni idrauliche perché la tracimazione dell'onda e la riflessione possono essere ridotti.

Il peso specifico di progetto è pari 2.400 kg/m^3 per i massi cubici in conglomerato cementizio.

Per stabilire il peso dei massi della mantellata sono state applicate alcune delle formule più usate nella letteratura tecnica:

- formula di Hudson (1959);
- formula di Van der Meer (1988);

9.3.1.1 formula di Hudson (1959)

La formula è adatta per mantellate in cui gli elementi artificiali cubici sono disposti a doppio strato e alla rinfusa con pendenza compresa tra 1:1,5 – 1:3

$$\frac{H}{\Delta D_n} = (K \cot \alpha)^{1/3}$$

dove :

- $H = H_s$ cioè l'altezza dell'onda significativa (cfr. "Rock Manual" , CIRIA 2012);
- Δ è pari a $(\gamma_s/\gamma_0 - 1)$;
- α è l'angolo formato dalla scarpata con il fondale;
- $K = K_D$ è il coefficiente di danneggiamento nullo, che sintetizza le caratteristiche relative alla forma, all'angolo di attrito interno ed all'indice dei vuoti;
- D_n è il diametro medio degli elementi della mantellata in massi cubici artificiali.

In particolare K_D , per cubi a doppio strato e alla rinfusa, vale (vedi "Istruzioni per la Progettazione delle Dighe Marittime" e "Rock Manual"):

tratto tronco-conico:

- zona frangente: 6,5;
- zona non frangente: 7,5;

tratto curvilineo:

- zona non frangente: 5,0.

Sono state determinate le seguenti caratteristiche dimensionali per i massi della mantellata lato mare:

CONDIZIONE	TRATTO TRONCO-CONICO		TRATTO CURVILINEO	
	N.F.	F	N.F.	F
K_d	6,5	7,5	5,0	-
D_n (m)	1,7	1,6	1,8	-
W_n (t)	10,8	9,4	14,0	-

Tabella 9.1 – Applicazione della formula di Hudson: caratteristiche dimensionali degli elementi della mantellata lato mare

Dall'applicazione della formula di Hudson deriva che il peso del singolo elemento della mantellata è pari a 10,8 t nel tratto tronco-conico e 14,0 t nel tratto curvilineo.

9.3.1.2 Formula di Van Der Meer (1988)

La metodologia di Van Der Meer è adatta per mantellate in cubi artificiali in doppio strato, non soggette a overtopping e aventi pendenza 1:1.5 (cfr. CEM pag. VI-5-72).

La formula applicata è

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1.0 \right) s_{om}^{-0.1}$$

dove :

- H_s è l'altezza dell'onda significativa (cfr. CEM eq. VI-5-72);
- Δ è pari a $(\rho_s/\rho_0 - 1)$;
- N è il numero di onde incidenti al piede, che viene valutato come "durata (s)"/ T_m (s);
- $s_{om} = H_0/L_0$ in cui H_0 è l'altezza d'onda al largo ed L la sua lunghezza d'onda;
- N_{od} è il numero di massi delocalizzati dalla mantellata per una fascia di larghezza pari a D_n ;
- D_n è il diametro medio degli elementi della mantellata.

Secondo le ipotesi di base di Van Der Meer si ha (cfr. nota 1 della tabella 5.35 del "Rock Manual" (CIRIA C683) pag.596):

- $1000 < N < 5000$
- $0,01 < s_{om} < 0,06$.

Inoltre, secondo quanto riportato nella tabella 5.33 del "Rock Manual", per i cubi è possibile correlare N_{od} con i seguenti livelli di danneggiamento:

- nessun danno: $N_{od}=0$;
- inizio del danneggiamento: $0,2 < N_{od} < 0,5$
- danneggiamento intermedio: $N_{od}=1$;

- distruzione dell'opera: $N_{od}=2$.

In base alla teoria di Boccotti sulla "mareggiata triangolare equivalente", a considerazioni sullo spettro d'onda JONSWAP (Hasselmann 1973) e in riferimento ai dati ondametrici relativi al database RON di Capo Gallo e a quelli dell'atlante MedAtlas, è stato valutato che la mareggiata omnidirezionale caratterizzata da $H_s= 5,9$ m e $T_p= 10,35$ s abbia durata pari a circa 12 h a cui corrisponde N pari a circa 4173 onde, che rientra nelle ipotesi di Van Der Meer.

Dato che la metodologia di Van Der Meer vale per mantellate con pendenza 1:1.5 e quella di progetto è pari a 1:3, occorre applicare un correttivo.

Ricordando che fisicamente la tendenza alla stabilità dei blocchi su una mantellata è inversamente proporzionale alla pendenza della mantellata, è verosimile considerare una relazione di proporzionalità inversa anche tra il peso del blocco e la funzione $\cot\alpha$.

In particolare al raddoppiare della $\cot\alpha$ il valore del peso del blocco, restituito dalla formula di Van Der Meer, si dimezza.

L'applicazione di tale metodo come correttivo per poter applicare la formula di Van Der Meer alle mantellate in massi cubici con pendenza 1:3 si riscontra negli studi di altri autori in questo settore.

Applicando tale metodo correttivo si ottiene che:

Formula di Van der Meer 1988		
N_{od}	N=4173	
	D_{50} (m)	W_{50} (kg)
0	2,62	44223
0,2	2,03	20665
0,5	1,85	15561
1	1,70	11887
2	1,52	8615

Tabella 9.2 – Applicazione della formula di Van Der Meer (1988, rif. CEM eq. VI-5-72): caratteristiche dimensionali degli elementi della mantellata lato mare ottenute con il metodo correttivo

A $N_{od}= 0$ "danno nullo" corrisponde $W_{50}= 44$ t.

9.3.1.3 Scelta delle dimensioni dei massi della mantellata lato mare

A seguito delle applicazioni eseguite si è ottenuto che W_{50max} è pari a 44 t con livello di danneggiamento $N_{od}= 0$.

Considerando che l'opera esistente è realizzata in massi da 40 t e che con blocchi di tale peso con la formula di Van Der Meer si ottiene $N_{od}\cong 0$, si conviene di porre il peso caratteristico dell'elemento della mantellata lato mare pari a 40 t.

9.3.2 Dimensionamento dei massi della mantellata lato porto

La mantellata della scogliera lato porto, in analogia al progetto originario, sarà realizzata in roccia naturale.

Il vantaggio dell'uso della roccia naturale è la facilità di reperimento della stessa a distanze accettabili.

La pendenza di progetto della mantellata lato porto è pari a 3/2 ed il peso specifico di progetto per i massi naturali è posto pari a 2.600 kg/m³. Tale valore risulta compatibile con le caratteristiche dei materiali che possono essere estratti dalle cave presenti nell'area di interesse.

Per stabilire il peso dei massi della mantellata è stata applicata la formula di Hudson:

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3}$$

dove :

- H è posta pari all'onda significativa H_s ("Rock Manual" – doc. CIRIA C683) che per la mantellata lato porto è 3,2 m;
- Δ è pari a (γ_s/γ_o-1);
- α è l'angolo formato dalla scarpata con il fondale;
- K_D è il coefficiente di danneggiamento nullo, che sintetizza le caratteristiche relative alla forma, all'angolo di attrito interno e all'indice dei vuoti;
- D_{n50} è il diametro medio degli elementi della mantellata.

In particolare K_D per massi naturali a spigoli vivi a doppio strato e alla rinfusa vale:

tratto tronco-conico:

- zona frangente: 2,0;
- zona non frangente: 4,0.

Sono state determinate le seguenti caratteristiche dimensionali per i massi della mantellata lato porto:

CONDIZIONE	TRONCO	
	N.F.	F
K _d	2,0	4,0
D _n (m)	1,2	0,9
W _n (t)	4,0	2,0

Tabella 9.3 – Applicazione della formula di Hudson: caratteristiche dimensionali degli elementi della mantellata lato porto

Alla luce delle calcolazioni riportate, si conviene di porre W₅₀ per la mantellata lato porto pari a 4 t.

9.3.3 La mantellata nei tratti curvilinei e in testata

In generale i tratti curvilinei, ed in particolare la testata avente solitamente forma circolare, di un'opera a gettata, a parità di forzanti, riportano dissesti più frequenti e gravi di un tratto tronco-conico in quanto esposti a gravosi fenomeni di diffrazione e di overtopping. Occorre quindi in tali situazioni fare molta attenzione nel dimensionamento dei massi della mantellata.

Alcuni autori suggeriscono di incrementare il peso degli elementi della mantellata o ridurre la pendenza della scarpata o di aumentare il peso specifico. A seguito di alcune considerazioni ingegneristiche (cfr. il paragrafo 9.3.2 di questo elaborato) si è convenuto di aumentare il peso degli elementi della mantellata lungo il tratto curvilineo di testata.

Per quanto riguarda l'individuazione del settore di mantellata lungo il tratto curvilineo di testata in cui dovranno essere posti i massi più pesanti, sono state eseguite le seguenti considerazioni secondo i principi riportati nel Coastal Engineering Manual (CEM) del U.S. Corps of Engineer (anno 2011) e dal "Rock Manual" della CIRIA (anno 2012).

La posizione più sfavorita, per via dei possibili effetti indotti dalle forzanti meteomarine, è quella localizzata nel quarto sottovento del cerchio; tale posizione viene determinata sommando alla direzione di attacco delle onde sottocosta un angolo compreso tra 90° e 150° . Di solito l'entità di tale angolo è posta pari a 135° . L'uso di elementi più pesanti dovrebbe essere esteso almeno fino a questa sezione.

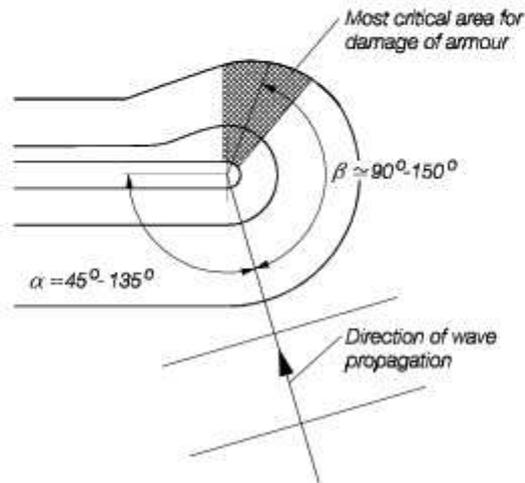


Figura 9.2 – Esempio planimetrico delle modalità di realizzazione di un tratto curvilineo di testata con individuazione delle aree critiche per il danneggiamento della mantellata

L'ottimizzazione dell'angolo di inclinazione e la geometria del layout delle testate curvilinee può essere raggiunta solo a seguito di prove su modelli fisici.

La transizione tra la sezione del tronco e la testata curvilinea deve essere attentamente progettata prestando particolare attenzione all'orientamento, alla tipologia e alla dimensione degli elementi utilizzati.

Il profilo esterno, in transizione, dovrebbe preferibilmente essere mantenuto costante, con particolare attenzione alle caratteristiche geometriche dei sottostrati dei filtri e del nucleo.

Dove sono necessari cambiamenti nel profilo esterno, questi devono essere il più gradualmente possibile, evitando la formazione di aggetti che potrebbero comportare localmente fenomeni di dissesto dovuti ai carichi idraulici variabili.

Come già indicato, le ondatazioni estreme più pericolose si presentano sottocosta secondo il settore direzionale $350^\circ\text{N}-50^\circ\text{N}$. Secondo lo schema sopra indicato l'uso dei massi più pesanti dovrebbe essere esteso almeno per un settore di circa 135° dalla sezione avente direzione parallela alla direzione più sfavorita delle onde incidenti.

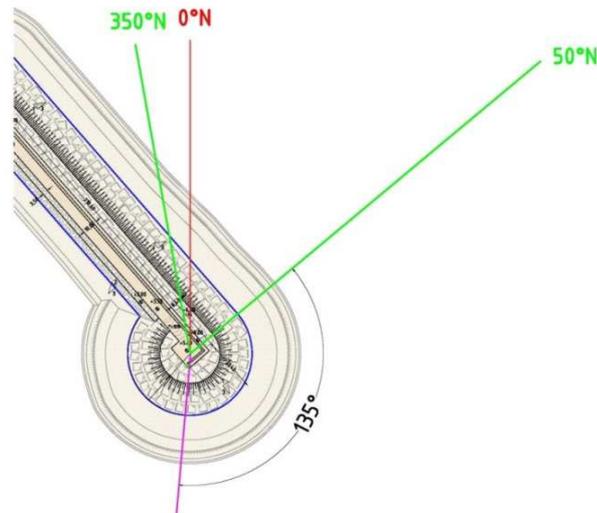


Figura 9.3 – Individuazione delle aree critiche per il danneggiamento della mantellata in progetto

A vantaggio di sicurezza e per favorire la realizzazione delle opere si è convenuto di:

- estendere la porzione di mantellata all'interno della testata, su cui saranno posizionati i massi più pesanti, sino ad una sezione tale che tra questa e la direzione più sfavorita tra quelle delle onde incidenti si formi un angolo pari $50^\circ + 150^\circ = 200^\circ$;
- localizzare la transizione tra la sezione con mantellata in massi più leggeri e quella con massi più pesanti lungo il tratto tronco-conico presso una sezione posta a circa 40 m dall'inizio del tratto curvilineo di testata.

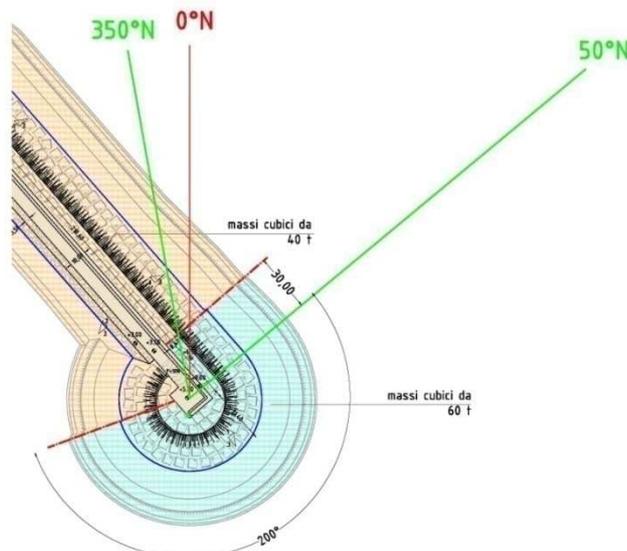


Figura 9.4 – Stralcio planimetrico delle opere in progetto con localizzazione della porzione di mantellata in testata costituita da massi più pesanti e della zona di transizione

9.3.3.1 Dimensionamento dell'elemento della mantellata in testata

Lungo la testata di un'opera a gettata le azioni del moto ondoso risultano più gravose che lungo la sezione tronco-conica perché l'onda investe gli elementi della mantellata con incidenza che può essere parallela al piano tangente alla mantellata stessa.

Nelle testate i singoli elementi vengono ad essere privati, in buona parte, del contributo degli elementi vicini, e ciò può comportare un rapido innesco di fenomeni di rottura.

Non esistono regole di base per la stabilità della mantellata; alcuni autori suggeriscono di incrementare il peso degli elementi della mantellata o ridurre la pendenza della scarpata o di aumentare il peso specifico. Per maggiori chiarimenti si rimanda agli studi specifici di Jensen (1984) di Vidal, Losada e Medina (1991) e di Burtcharth, Haagenzen e Macineira (2003).

Nel caso in oggetto, quindi, si è optato per il mantenimento della pendenza della mantellata e del peso specifico degli elementi, variando il peso del singolo elemento della mantellata.

Il "Rock Manual", richiamando i principi già espressi nello "Shore Protection Manual", per i tratti di testata, nel caso di rocce naturali, indica di utilizzare $H=H_{1/10}=1,27 H_s$. Si è convenuto, nel presente studio, di applicare tale criterio anche per i massi artificiali cubici.

In questo caso si è preferito applicare la metodologia di Van Der Meer adatta per mantellate in cubi artificiali in doppio strato, non soggette ad overtopping ed aventi pendenza 1:1.5 (cfr. "Rock Manual" tabella 5.35) ed $1000 < N < 3000$ secondo la quale il numero di stabilità $H_s/\Delta D_n$ deve ricadere all'interno di un'intervallo in funzione del livello di danneggiamento ammesso. In questo caso vale:

- danneggiamento nullo ($N_{od}= 0$): $1,5 < H_s/\Delta D_n < 1,7$.

Dato che la metodologia di Van Der Meer vale per mantellate con pendenza 1:1.5 e quella di progetto è pari a 1:3, ai pesi del blocco è stato applicato lo stesso metodo correttivo già introdotto nella sezione 9.3.1.2, ottenendo i seguenti valori:

Formula di Van der Meer, 1988			
[ROCK MANUAL TABLE 5.35]			
N_{od}	$H_s/\Delta D_n$	D_{50} (m)	W_{50} (kg)
0	1,5	2,95	63745
	1,7	2,61	43790

Tabella 9.4 – Applicazione della formula di Van Der Meer (1988, rif. Rock Manual): caratteristiche dimensionali della scogliera lungo il tratto di testata ottenute con il metodo correttivo

W_{50} è pari a 63 t con livello di danneggiamento $N_{od}= 0$. Ciò implica quindi che ai massi da 60 t è associabile un livello di danneggiamento $N_{od} \approx 0$.

Si conviene quindi di aumentare il peso dei massi della mantellata nel tratto curvilineo di testata da 40 t a 60 t.

9.3.4 Determinazione delle caratteristiche geometriche degli strati della mantellata e dei sottostrati

Di seguito sono illustrati il procedimento che ha condotto al dimensionamento degli spessori della mantellata:

- lungo il tratto tronco-conico lato mare;
- lungo il tratto curvilineo di testata;
- lungo il tratto tronco-conico lato porto.

Per la scogliera lato mare sono state determinate le seguenti caratteristiche dimensionali:

PORTO DI TERMINI IMERESE				
PROLUNGAMENTO DEL MOLO DI SOPRAFLUTTO				
DIMENSIONAMENTO DELLA SCOGLIERA LATO MARE				
w_a , peso specifico degli elementi della mantellata (kg/m^3)				2400
w_b , peso specifico degli elementi naturali (kg/m^3)				2600
	MANTELLATA	1° FILTRO	2° FILTRO	NUCLEO
	cot α : 3	cot α : 3	cot α : 3	W/4000
	W	W/10	W/200	
D_{n50} (m)	2,55	1,15	0,43	0,16
W_{n50} (Kg)	40000	4000	200	10

Tabella 9.5 – Caratteristiche dimensionali della scogliera lato mare

Sono stati calcolati i seguenti spessori:

- mantellata: 5,6 m;
- 1° sottostrato filtro: 2,3 m;
- 2° sottostrato filtro: 0,9 m.

La berma della mantellata è larga 8,70 m.

E' stato determinato $N_a/A = 0,34 \text{ el/m}^2$.

L'assortimento dei massi naturali seguirà le seguenti condizioni:

- per il primo strato filtro
 - almeno il 50 % dei massi deve avere peso maggiore di $W/10 = 4 \text{ t}$;
 - $W_{\max} \leq 1,3 W/10 = 5,2 \text{ t}$;
 - $W_{\min} \geq 0,70 W/10 = 2,8 \text{ t}$;
 - $D_{85\text{under}}/D_{15\text{above}}: 1,5-2,5$;
- per il secondo strato filtro:
 - almeno il 50 % dei massi deve avere peso maggiore di $W/200 = 0,2 \text{ t}$;
 - $W_{\max} \leq 1,5 W/200 = 0,3 \text{ t}$;
 - $W_{\min} \geq 0,5 W/200 = 0,125 \text{ t}$;
 - $D_{85\text{under}}/D_{15\text{above}}: 1,5-2,5$;
- per il nucleo:
 - almeno il 50 % dei massi deve avere peso maggiore di $W/4000 = 10 \text{ kg}$;
 - $W_{\max} \leq 1,70 W/4000 = 17 \text{ kg}$;
 - $W_{\min} \geq 0,3 W/4000 = 3 \text{ kg}$;
 - $D_{85\text{under}}/D_{15\text{above}}: 2,5-5,0$.

Per il tratto curvilineo di testata sono stati determinate le seguenti caratteristiche dimensionali:

PORTO DI TERMINI IMERESE				
PROLUNGAMENTO DEL MOLO DI SOPRAFLUTTO				
DIMENSIONAMENTO DEL TRATTO DI TESTATA				
w_a , peso specifico degli elementi della mantellata (kg/m^3)	2400			
w_b , peso specifico degli elementi naturali (kg/m^3)	2600			
	MANTELLATA	1° FILTRO	2° FILTRO	NUCLEO
	cot α : 3	cot α : 3	cot α : 3	W/4000
	W	W/10	W/200	
D_{n50} (m)	2,92	1,32	0,49	0,18
W_{n50} (Kg)	60000	6000	300	15

Tabella 9.6 – Caratteristiche dimensionali della scogliera lungo la testata

Sono stati calcolati i seguenti spessori:

- mantellata: 6,4 m;
- 1° sottostrato filtro: 2,6 m;
- 2° sottostrato filtro: 1,0 m;

La berma della mantellata è larga 9,60 m.

E' stato determinato $N_a/A = 0,26 \text{ el/m}^2$.

L'assortimento dei massi naturali seguirà le seguenti condizioni:

- per il primo strato filtro:
 - almeno il 50 % dei massi deve avere peso maggiore di $W/10 = 6 \text{ t}$;
 - $W_{\max} \leq 1,3 W/10 = 7,8 \text{ t}$;
 - $W_{\min} \geq 0,70 W/10 = 4,2 \text{ t}$;
 - $D_{85\text{under}}/D_{15\text{above}}: 1,5-2,5$;
- per il secondo strato filtro:
 - almeno il 50 % dei massi deve avere peso maggiore di $W/200 = 0,2 \text{ t}$;
 - $W_{\max} \leq 1,5 W/200 = 0,450 \text{ t}$;
 - $W_{\min} \geq 0,5 W/200 = 0,150 \text{ t}$;
 - $D_{85\text{under}}/D_{15\text{above}}: 1,5-2,5$;
- per il nucleo:
 - almeno il 50 % dei massi deve avere peso maggiore di $W/4000 = 15 \text{ kg}$;
 - $W_{\max} \leq 1,70 W/4000 = 25,5 \text{ kg}$;
 - $W_{\min} \geq 0,3 W/4000 = 4,5 \text{ kg}$;
 - $D_{85\text{under}}/D_{15\text{above}}: 2,5-5,0$.

Si ricorda che per la scogliera lato porto è stata scelta una pendenza pari a 3/2, in analogia a quella del progetto originale.

Per la scogliera lato porto sono state determinate le seguenti caratteristiche dimensionali:

PORTO DI TERMINI IMERESE			
PROLUNGAMENTO MOLO DI SOPRAFLUTTO			
DIMENSIONAMENTO DELLA SCOGLIERA LATO PORTO			
w_{as} peso specifico degli elementi naturali (kg/m^3)	2600		
	1° STRATO	2° STRATO	NUCLEO
	cot α : 1.5	cot α : 1.5	W/4000
	W	W/10	
D_{n50} (m)	1,15	0,54	0,07
W_{n50} (Kg)	4000	400	1

Tabella 9.7 – Caratteristiche dimensionali della scogliera lato porto

Sono stati calcolati i seguenti spessori:

- mantellata lato porto: 2,3 m;
- 1° sottostrato filtro: 1,1 m

L'assortimento dei massi naturali seguirà le seguenti condizioni:

- per la mantellata:
 - almeno il 50 % dei massi deve avere peso maggiore di $W = 4$ t;
 - $W_{max} \leq 1,25 W = 5$ t;
 - $W_{min} \geq 0,75 W = 3$ t;
 - $D_{85under}/D_{15above} < 1,5$;
- per il primo strato filtro:
 - almeno il 50 % dei massi deve avere peso maggiore di $W/10 = 0,4$ t;
 - $W_{max} \leq 1,3 W/10 = 0,52$ t;
 - $W_{min} \geq 0,70 W/10 = 0,28$ t;
 - $D_{85under}/D_{15above} = 1,5-2,5$.

Infine si osserva che per facilitare la realizzazione delle opere si è scelto di porre:

- lungo il tratto tronco-conico lo spessore del secondo sottostrato della mantellata lato mare pari a quello del primo sottostrato lato porto, e cioè 1,1 m;
- lungo il tratto di testata il peso massimo degli elementi che costituiscono il primo sottostrato pari a 7,0 t;
- l'assortimento dei materiali costituenti il nucleo compreso tra 5 e 50 Kg.

9.4 LA BERMA DI PROTEZIONE AL PIEDE

La funzione della berma di protezione al piede è quella di sostenere la mantellata principale e di prevenire i danni derivanti dai fenomeni erosivi al piede indotti dal moto ondoso e dalle correnti. La protezione al piede può essere realizzata in materiali naturali o artificiali.

La stabilità della protezione al piede è influenzata da:

- altezza delle onde;
- affondamento della sommità del piede;
- larghezza del piede.

L'affondamento della sommità del piede, h_T o h_b , è generalmente compreso tra $1 H_s$ e $1,5 H_s$. Come regola empirica il "Rock Manual" indica che una profondità di 3 m, può essere considerata accettabile nella maggior parte dei casi.

La larghezza della berma al piede dovrebbe essere tale da permettere il collocamento di almeno 3 elementi. Lo spessore dello strato dovrebbe essere tale da permettere il collocamento di due file.

Inoltre è stata rispettata la regola empirica riportata dal "Rock Manual" che indica una profondità della quota di sommità della berma minima di 3 m slm come accettabile.

Secondo il Coastal Engineering Manual, il peso minimo dell'elemento per la protezione al piede è variabile da $W/10$ a $W/2$, dove W è il peso del masso della mantellata esterna; il peso dell'elemento per la protezione al piede viene scelto in funzione della profondità di affondamento della sommità della stessa berma al piede. La larghezza e lo spessore della berma sono pari a $3r$ e $2r$, dove r è lo spessore medio dello strato costituente il primo strato filtro sotto la mantellata esterna.

Per la stima del peso dei massi del piede della mantellata sono state applicate alcune delle formule più usate nella letteratura tecnica:

- formula di Van Der Meer (1988);
- formula di Van Der Meer, d'Angremord e Gerding (1995);
- formula di Burtchart (1995);
- formula di Markle (1989).

Come vedremo nelle sezioni seguenti, tali formule si basano sulla determinazione del rapporto tra affondamento della sommità della berma al piede e la profondità del fondale, come mostra lo schema seguente.

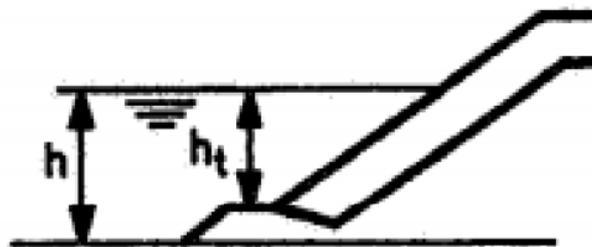


Figura 9.5 – Schema di calcolo per il dimensionamento della berma di protezione al piede della mantellata

Per questa applicazione è stato considerato, per maggior cautela ed a vantaggio di sicurezza, il livello idrico di bassa marea pari a $-0,30$ m slm, in quanto al diminuire del rapporto h_t/h le caratteristiche geometriche del masso aumentano.

9.4.1 Dimensionamento dei massi della berma al piede della mantellata lato mare

Di seguito sarà mostrato il procedimento per la determinazione dell'elemento costituente la berma al piede della mantellata lato mare.

Lo schema geometrico adottato è quello fornito dal CEM.

Determinato r , lo spessore medio del primo sottostrato, pari a 2,30 m (cfr. il paragrafo 9.3), la larghezza della berma sarà pari 6,9 m, l'altezza della berma di protezione al piede sarà 4,60 m.

Per la scogliera lato mare lo stato di mare di progetto è pari a $H_s = 5,9$ m (cfr. il capitolo 4 di questo elaborato).

9.4.1.1 Formula di Van Der Meer (1988)

La formula adottata discende da quella utilizzata per la stabilità della mantellata ed ha l'espressione seguente in funzione del rapporto h_t/h .

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 8.7 \left(\frac{h_t}{h} \right)^{1.4}$$

dove :

- H_s è l'onda di progetto pari all'altezza dell'onda significativa $H_s = 5,9$ m;
- Δ è pari a $(\rho_s/\rho_0 - 1)$;
- D_n è il diametro medio degli elementi della berma al piede;
- h è la profondità del fondale;
- h_t è l'affondamento della superficie della berma al piede.

Posto il peso specifico di progetto degli elementi naturali pari a 2600 kg/m^3 e il livello idrico di progetto pari a $-0,30$ m slm si ottiene:

- per $Z \leq 9$ m slm, $h \cong 7,9$ m; $h_t \cong 3,3$ m; $W_{n50} \cong 8,6$ t; $D_{50} \cong 1,49$ m;
- per $9 < Z \leq 11$ m slm, $h \cong 9,9$ m; $h_t \cong 4,8$ m; $W_{n50} \cong 4,6$ t; $D_{50} \cong 1,21$ m.

9.4.1.2 Formula di Van der Meer, d'Angremord e Gerding (1995)

La formula adottata discende da quella utilizzata per la stabilità della mantellata ed ha l'espressione seguente in funzione del rapporto h_t/h .

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left[2 + 6.2 * (h_t/h)^{2.7} \right] * N_{od}^{0.15}$$

dove:

- H_s è l'altezza d'onda significativa pari a $5,9$ m;
- Δ è pari a $(\rho_s/\rho_0 - 1)$;
- D_n è il diametro medio degli elementi della berma al piede;
- h è la profondità del fondale;
- h_b è l'affondamento della superficie della berma al piede;
- N_{od} è il numero di massi estratti dalla berma al piede per una fascia di larghezza pari a D_n .

N_{od} viene posto pari a 2, che equivale ad un danno accettabile e cioè che il 10% degli elementi è fuori allineamento.

Ricordando che il peso specifico di progetto degli elementi naturali è pari a 2600 kg/m^3 e che il livello idrico di progetto è pari a $-0,30$ m slm si ottiene:

- per $Z \leq 9$ m slm, $h \cong 7,9$ m; $h_b \cong 3,3$ m; $W_{n50} \cong 6,1$ t; $D_{50} \cong 1,33$ m;
- per $9 < Z \leq 11$ m slm, $h \cong 9,9$ m; $h_b \cong 4,8$ m; $W_{n50} \cong 4,4$ t; $D_{50} \cong 1,29$ m.

9.4.1.3 Formula di Burtchart (1995)

La formula è adatta per berme, di larghezza variabile, di protezione al piede di strutture a gettata formate da due strati di pietre o massi artificiali:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(0.4 \frac{h_b}{\Delta D_{n50}} + 1.6 \right) N_{od}^{0.15}$$

dove:

- H_s è l'altezza d'onda significativa;
- Δ è pari a $(\rho_s/\rho_0 - 1)$;
- D_n è il diametro medio degli elementi della mantellata;
- h_b è l'affondamento della superficie della berma;
- N_{od} è il numero di massi estratti dalla mantellata per una fascia di larghezza pari a D_n .

N_{od} viene posto pari a 2, che equivale ad un danno accettabile e cioè che il 10% degli elementi è fuori allineamento.

Posto il peso specifico di progetto degli elementi naturali pari a 2600 kg/m^3 e il livello idrico di progetto pari a $-0,30 \text{ m slm}$ si ottiene:

- per $Z = -9 \text{ m slm}$, $h_b \cong 3,3 \text{ m}$; $W_{n50} \cong 10,9 \text{ t}$; $D_{50} \cong 1,62 \text{ m}$;
- per $Z = -11 \text{ m slm}$, $h_b \cong 4,8 \text{ m}$; $W_{n50} \cong 6,7 \text{ t}$; $D_{50} \cong 1,37 \text{ m}$.

9.4.1.4 Formula di Markle (1989)

Lo studioso Markle nel 1989 elaborò una serie di test empirici relativi alla valutazione degli elementi costituenti la protezione al piede a seguito dei quali egli elaborò alcune curve empiriche, relative a differenti tipologie di opere marittime.

Il diagramma empirico permette di individuare, noti il rapporto h_b/h_s e la tipologia di opera, il numero di stabilità N_s elevato al cubo.

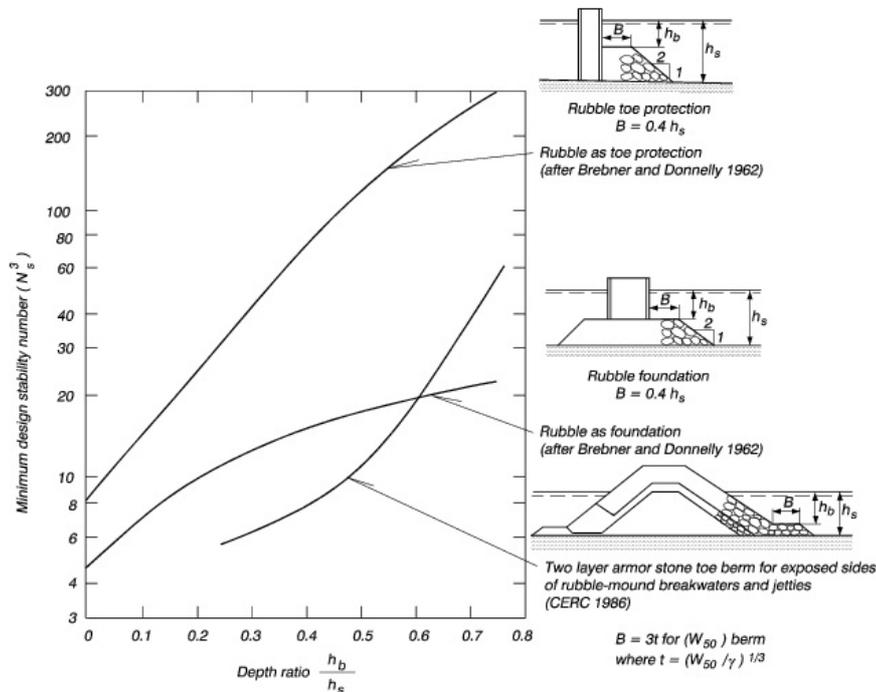


Figura 9.6 – Diagramma di Markle per il dimensionamento della berma di protezione al piede della mantellata lato mare

Con le stesse assunzioni poste in precedenza, l'applicazione del metodo di Markle per il caso della protezione al piede di un'opera gettata ha portato ai seguenti risultati:

- per $Z \leq 9$ m slm, $h_s \cong 7,9$ m; $h_b \cong 3,3$ m; $N_s^3 \cong 10$; $W_{n50} \cong 19,3$ t; $D_{50} \cong 2,0$;
- per $9 < Z < 11$ m slm, $h_s \cong 9,9$ m; $h_b \cong 4,8$ m; $N_s^3 \cong 8$; $W_{n50} \cong 14,8$ t; $D_{50} \cong 1,8$ m.

9.4.1.5 Scelta delle dimensioni dei massi della protezione al piede lato mare

A vantaggio di sicurezza, tenendo conto dei risultati più cautelativi, che derivano dall'applicazione della formula di Markle (cfr. la sezione 9.4.1.4 di questo elaborato), si pone di costituire la protezione al piede con massi aventi:

- $W_{n50} = 20$ t fino alla batimetrica dei -9 m slm;
- $W_{n50} = 15$ t fino alla batimetrica dei -11 m slm.

L'assortimento dei massi naturali seguirà le seguenti condizioni:

per $Z \leq 9$ m slm:

- almeno il 50 % dei massi deve avere peso maggiore di $W_{n50} = 20$ t;
- $W_{max} \leq 1,3 W_{n50}/10 = 26$ t;
- $W_{min} \geq 0,70 W_{n50}/10 = 14$ t;
- $D_{85under}/D_{15above} : 1,5-2,5$.

per $9 < Z < 11$ m slm

- almeno il 50 % dei massi deve avere peso maggiore di $W_{n50} = 15$ t;
- $W_{max} \leq 1,3 W_{n50}/10 = 20$ t;
- $W_{min} \geq 0,70 W_{n50}/10 = 10$ t;
- $D_{85under}/D_{15above} : 1,5-2,5$.

9.4.2 Dimensionamento dei massi della berma al piede della mantellata lato porto

Con gli stessi metodi utilizzati nel paragrafo precedente, verrà determinato il peso degli elementi costituenti la berma al piede della mantellata lato porto.

Determinato r , lo spessore medio del primo sottostrato pari a 1,1 m della scogliera lato porto (cfr. il paragrafo 9.3), la larghezza della berma di protezione al piede della stessa sarà pari 3,30 m, mentre l'altezza sarà 2,20 m.

Per la scogliera lato porto l'altezza d'onda di progetto è pari a $H_s = 3,2$ m. I fondali sono variabili tra -8,5 e -9,5 m slm.

9.4.2.1 Formula di Van Der Meer (1988)

Posto il peso specifico di progetto degli elementi naturali pari a 2600 kg/m^3 e il livello idrico di progetto pari a -0,30 m slm e applicando la formula di Van der Meer per la stabilità della protezione al piede, riportata nella sezione precedente, si ottiene:

- per $Z \leq 8,0$ m slm, $H_s = 3,2$ m; $h \cong 8,0$ m; $h_t \cong 5,9$ m; $W_{n50} \cong 0,11$ t; $D_{50} \cong 0,35$ m;
- per $8,0 < Z \leq 9,5$ m slm, $H_s = 3,2$ m; $h \cong 9,3$ m; $h_t \cong 7,3$ m; $W_{n50} \cong 0,13$ t; $D_{50} \cong 0,38$ m.

9.4.2.2 Formula di Van der Meer, d'Angremord e Gerding (1995)

Posto il peso specifico di progetto degli elementi naturali pari a 2600 kg/m^3 e il livello idrico di progetto pari a -0,30 m slm e applicando la formula di Van der Meer, d' Angremord e Gerding (1995) per la stabilità della protezione al piede con $N_{od} = 2$, riportata nella sezione precedente, si ottiene:

- per $Z \leq 8,2$ m slm, $h \cong 8,0$ m; $h_t \cong 5,9$ m; $W_{n50} \cong 0,13$ t; $D_{50} \cong 0,38$ m;

- per $8,2 < Z \leq 9,5$ m slm , $h_s \cong 9,2$ m; $h_b \cong 7,3$ m; $W_{n50} \cong 0,16$ t; $D_{50} \cong 0,40$ m.

9.4.2.3 Formula di Burtchart (1995)

Con le stesse assunzioni poste in precedenza, e applicando la formula di Burtchart (1995) per la stabilità della protezione al piede con $N_{od} = 2$, riportata nella sezione precedente, si ottiene:

- per $Z \leq 8,2$ m slm, $h_b \cong 5,9$ m; $W_{n50} = 0,3$ t; $D_{50} = 0,5$ m;
- per $8,2 < Z \leq 9,5$ m slm, $h_b \cong 7,3$ m; $W_{n50} = 0,05$ t; $D_{50} = 0,28$ m.

9.4.2.4 Formula di Markle (1989)

Con le stesse assunzioni poste in precedenza, l'applicazione del metodo di Markle per il caso della protezione al piede di un'opera gettata ha portato ai seguenti risultati:

- per $Z \leq 8,2$ m slm, $h_s \cong 8,0$ m; $h_b \cong 7,3$ m; $N_s^3 = 60$; $W_{n50} = 0,40$ t; $D_{50} = 0,54$ m;
- per $8,2 < Z < 9,5$ m slm, $h_s \cong 9,2$ m; $h_b \cong 5,9$ m; $N_s^3 \cong 54$; $W_{n50} = 0,35$ t; $D_{50} = 0,52$ m.

9.4.2.5 Scelta delle dimensioni dei massi della protezione al piede lato porto

Alla luce delle calcolazioni riportate si pone, per i massi della protezione al piede lato mare, $W_{n50} = 0,4$ t.

L'assortimento dei massi naturali seguirà le seguenti condizioni:

- almeno il 50 % dei massi deve avere peso maggiore al $W_{n50} = 0,4$ t;
- $W_{max} \leq 1,3 W_{n50} = 0,52$ t;
- $W_{min} \geq 0,70 W_{n50} = 0,28$ t;
- $D_{85under} / D_{15above} = 1,5-2,5$.

9.5 SCOUR PROTECTION

E' pratica comune estendere lo strato di base sotto le strutture a gettata almeno 1-1,5 m oltre l'estremità per contribuire a ridurre l'erosione al piede (fenomeni di scour), secondo quanto indicato dal Coastal Engineering Manual (CEM) del U.S. Corps of Engineer (anno 2011) e dal "Rock Manual" della CIRIA (anno 2012). Tale criterio è stato adottato anche per il presente progetto. Per maggiori chiarimenti si rimanda agli elaborati di progetto.

10. MASSICCIO DI CORONAMENTO

10.1 GENERALITÀ

Si procederà, in questa sezione, alla definizione dei carichi agenti sull'opera per effettuare, in maniera completa ed esaustiva, le verifiche strutturali.

10.2 SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO E DEI PRINCIPALI PARAMETRI SISMICI

Durante la redazione dell'elaborato "Studio Sismico", è stato determinato che la categoria di sottosuolo, ai sensi del DM 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" è la D e che i principali valori dei parametri sismici in funzione degli stati limite ipotizzati sono:

Stato Limite di Operatività (SLO)		Stato Limite di Danno (SLD)	
Probabilità di superamento P_{VR} [%]	81	Probabilità di superamento P_{VR} [%]	63
T_R [anni]	30	T_R [anni]	50
a_g [m/s^2]	0,047	a_g [m/s^2]	0,064
F_o	2,336	F_o	2,325
T_C^*	0,246	T_C^*	0,261
S_S	1,8	S_S	1,8
C_C	2,52	C_C	2,45
S_T	1	S_T	1
K_h	0,017	K_h	0,023
K_v	0,008	K_v	0,012
A_{max}	0,831	A_{max}	1,128
β	0,2	β	0,2

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)		Stato Limite di Collasso (SLC)	
Probabilità di superamento P_{VR} [%]	10	Probabilità di superamento P_{VR} [%]	5
T_R [anni]	475	T_R [anni]	975
a_g [m/s^2]	0,179	a_g [m/s^2]	0,232
F_o	2,376	F_o	2,416
T_C^*	0,293	T_C^*	0,308
S_S	1,76	S_S	1,56
C_C	2,31	C_C	2,25
S_T	1	S_T	1
K_h	0,076	K_h	0,101
K_v	0,038	K_v	0,051
A_{max}	3,089	A_{max}	3,542
β	0,24	β	0,28

Tabella 10.1 – Parametri sismici relativi agli stati limiti di operatività (SLO), di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di collasso (SLC)

Per maggiori chiarimenti si rimanda all'elaborato "Studio Sismico".

10.3 CONDIZIONI DI CARICO

Nel caso di opere deformabili, come una diga a gettata, le azioni trasmesse al terreno di fondazione sono essenzialmente verticali e dovute al peso proprio della struttura.

Il dimensionamento di una qualsiasi struttura vede, per prima cosa, la definizione delle forze agenti sulla struttura stessa.

Pertanto si è fatto riferimento alle condizioni di carico elementari di seguito elencate:

- carichi permanenti:
 - peso proprio;
 - spinta idrostatica;
- carichi variabili:
 - sovraccarico accidentale;
- carichi sismici:
 - spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche;
 - forze di inerzia sismica.

10.3.1 Peso proprio

L'azione permanente è dovuta al peso della struttura, in funzione delle caratteristiche dei materiali ipotizzati.

10.3.2 Spinta idrostatica

La spinta idrostatica fa riferimento alla distribuzione idrostatica delle pressioni agenti sul paramento, determinabile mediante la seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \gamma_w h^2$$

avendo indicato con:

- S: spinta idrostatica;
- γ_w : peso dell'unità di volume dell'acqua di mare;
- h: altezza del pelo libero dell'acqua dalla quota del fondale.

10.3.3 Sovraccarico accidentale

L'opera viene progettata considerando un sovraccarico accidentale distribuito avente valore caratteristico pari a: $q = 60,00 \text{ kN/m}^2$.

10.3.4 Spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche

Le verifiche di sicurezza in condizioni sismiche sono state condotte mediante analisi pseudostatiche con riferimento a quanto indicato nella normativa italiana D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) e ss.mm.ii..

In presenza di sisma la forza idrodinamica E_{wd} viene calcolata secondo la formulazione di Westergaard:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

avendo indicato con:

- E_{wd} : risultante delle forze idrodinamiche;
- k_h : coefficiente sismico orizzontale;
- γ_w : peso dell'unità di volume di acqua;
- H' : altezza del livello dell'acqua a partire dal fondale.

La distribuzione delle pressioni di questa spinta idrodinamica ha un andamento parabolico e può essere calcolata nel seguente modo:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{h z}$$

con:

- $q(z)$: pressione indotta dalla spinta idrostatica in corrispondenza della coordinata verticale z ;
- k_h : coefficiente sismico orizzontale;
- γ_w : peso dell'unità di volume di acqua;
- h : quota del pelo libero dell'acqua rispetto al fondale;
- z : coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua.

10.4 INTERAZIONE FORZANTI-STRUTTURA

Il massiccio di coronamento o sovrastruttura di una diga frangiflutti è normalmente una struttura resistente a gravità con la funzione di ridurre la portata tracimante e di consentire l'utilizzo della parte superiore della diga per alloggiarvi cavidotti e tubazioni, permettendo il transito ai mezzi per le operazioni di controllo e riparazione.

Il massiccio è realizzato in conglomerato cementizio gettato in opera, armato o debolmente armato per resistere alle sollecitazioni flessionali dovute ai possibili cedimenti differenziali della fondazione.

Inoltre, per evitare che gli assestamenti di differente entità portino alla rottura del coronamento (a causa dei danni provocati da cedimenti differenziali di maggiore entità e dalle tensioni di ritiro durante la fase di indurimento del conglomerato) il massiccio viene realizzato a strati e in conci indipendenti di 5-10 m, intervallati da giunti.

La sovrastruttura di coronamento è caratterizzata da due sezioni tipologiche con il massiccio di carico e il muro paraonde:

- la prima è caratteristica del tratto tronco-conico della mantellata con elementi artificiali cubici da 40 t, ivi la quota di imposta della sovrastruttura è +3,50 m sul l.m.m., mentre il muro paraonde ha una quota sommitale a +9,00 sul l.m.m.;
- la seconda è caratteristica del tratto di testata della mantellata con elementi artificiali cubici da 60 t, ivi la quota di imposta della sovrastruttura è +5,00 m sul l.m.m., mentre il muro paraonde ha una quota sommitale a +9,00 sul l.m.m..

Le forze idrodinamiche agenti sulla struttura di coronamento sono dovute all'azione della corrente pulsante che si sviluppa nella fase di risalita delle onde incidenti e che è funzione del tempo e dello spazio.

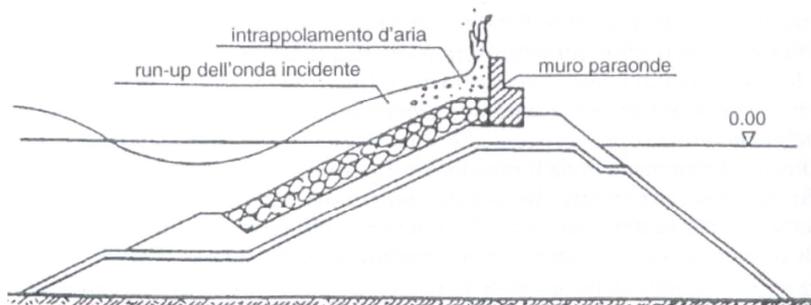


Figura 10.1 – Interazione del moto ondoso col muro paraonde (sezione indicativa)

La pressione lungo il paramento verticale del manufatto è dovuta alla somma di un contributo di tipo statico e di un contributo di tipo dinamico.

Per quanto riguarda le pressioni dinamiche occorre distinguere due zone sulle quali tali pressioni fanno risentire la loro azione: quella in cui il muro paraonde è direttamente esposto all'azione del moto ondoso e quello in cui esso è completamente riparato dal frangiflutti.

Nella prima zona le pressioni assumono un andamento di natura impulsiva in quanto causate dall'impatto dell'onda incidente sulla parete; nella seconda zona, invece, l'azione impulsiva viene attenuata dalle cospicue dissipazioni attraverso i vuoti presenti tra i massi della mantellata e, pertanto, assumono valori minori.

Inoltre, l'intensità dell'azione dinamica sul muro paraonde dipende anche dal tipo di frangimento (plunging o surging); è chiaro, quindi, come la complessità del fenomeno fisico renda particolarmente difficile la trattazione del problema.

10.4.1 Calcolo delle forze agenti sulla struttura

Ai fini delle verifiche strutturali, saranno individuate le forze agenti sugli elementi.

La pressione agente sul paramento può scindersi in due aliquote:

- componente idrostatica;
- componente dinamica.

La componente idrostatica fa riferimento alla distribuzione idrostatica delle pressioni agenti sul paramento, determinabile mediante la seguente espressione:

$$S_I = \frac{1}{2} \gamma_w h^2$$

avendo indicato con:

- S_I : risultante della spinta idrostatica;
- γ_w : peso dell'unità di volume dell'acqua di mare;
- h : altezza del pelo libero dell'acqua dalla base del massiccio.

La componente idrodinamica può essere valutata pari a $c^2/2g$, essendo c la celerità dell'onda frangente assunta con distribuzione uniforme per la parte direttamente esposta al frangente, variabile con legge lineare da $c^2/2g$ a zero per la parte protetta della mantellata.

Si riporta, in Figura 10.2, un esempio di distribuzione delle spinte dovute al moto ondoso.

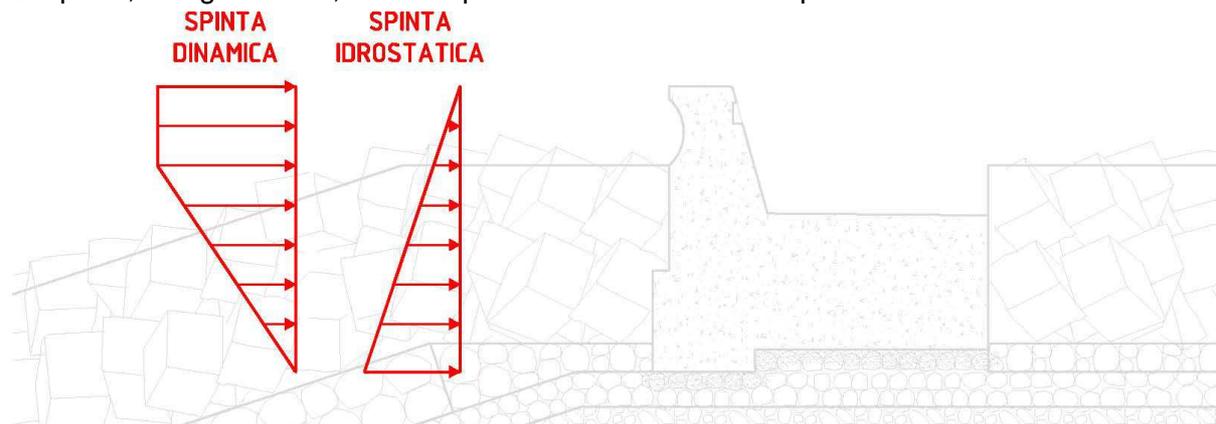


Figura 10.2 – Spinta idrostatica e spinta dinamica agenti sul paramento: schema tipo

Per il calcolo della spinta dinamica si è fatto ricorso alle seguente formula:

$$S_D = \gamma_w h \left(\frac{c^2}{2g} \right)$$

avendo indicato con:

- S_D : risultante della spinta dinamica;
- γ_w : peso dell'unità di volume dell'acqua di mare;
- h : altezza del massiccio dove agisce la risultante calcolata;
- c : celerità dell'onda di progetto;
- g : accelerazione gravitazionale.

In condizioni sismiche va inoltre valutato l'incremento della spinta dell'acqua, pari a:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

avendo indicato con:

- E_{wd} : incremento della spinta dell'acqua;
- k_h : coefficiente sismico orizzontale;
- γ_w : peso dell'unità di volume dell'acqua di mare;
- H : altezza del pelo libero dell'acqua computata dalla base del massiccio.

La sottospinta alla base U_b è sempre presente nelle opere di sostegno marittime, e dipende dalla distribuzione delle pressioni interstiziali sotto la base stessa.

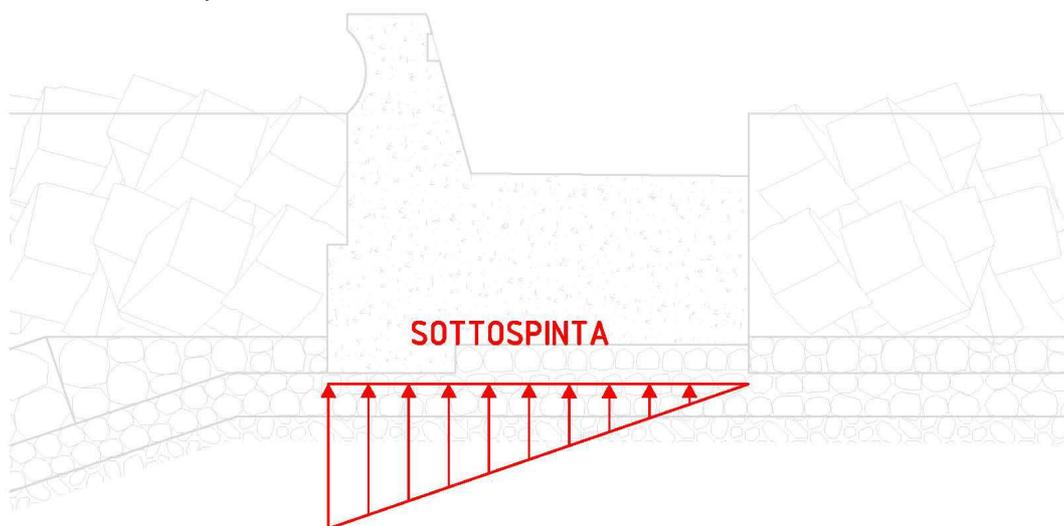


Figura 10.3 – Sottospinta agente sul massiccio: schema tipo

Lo schema di calcolo più semplice, nell'ipotesi di un andamento lineare delle pressioni interstiziali ed effetti delle pressioni idrodinamiche trascurabili, consente di determinare la seguente espressione:

$$U_b = \frac{1}{2} \gamma_w B H$$

avendo indicato con:

- γ_w : peso per unità di volume dell'acqua;
- B : larghezza della base del muro;
- H : altezza del pelo libero.

Le forze di inerzia del massiccio sono proporzionali al peso complessivo W dello stesso.

La forza di inerzia orizzontale, pari a $F_{i,o} = k_h W$, va considerata agente nello stesso verso della forza sismica.

La forza di inerzia verticale $F_{i,v} = k_v W$ va considerata agente verso l'alto o verso il basso, a seconda dell'effetto più sfavorevole per il meccanismo di collasso ipotizzato.

10.4.2 Verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio (STR)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, a breve e a lungo termine.

Gli stati limite ultimi si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno o di meccanismi instabilizzanti.

10.4.2.1 Scorrimento del piano di posa

La verifica è stata eseguita in accordo con le nuove norme tecniche italiane per le costruzioni in zona sismica (D.M. 14/01/2008, "Norme Tecniche per le Costruzioni") rifacendosi, in caso di mancanze, alle indicazioni impartite nell'Eurocodice 8.

La condizione più gravosa per la verifica allo scorrimento del coronamento è quella in cui la forza di inerzia verticale agisce verso l'alto. I coefficienti sismici k_h e k_v sono gli stessi di quelli relativi al terreno per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Nell'ipotesi di un meccanismo di collasso, a seguito dello scorrimento del massiccio sul piano di posa, la verifica va effettuata utilizzando la seguente disuguaglianza ai sensi D.M. 14/01/2008, "Norme Tecniche per le Costruzioni":

$$R_d \geq E_d$$

dove:

- R_d : resistenza di calcolo, che tiene conto delle forze con effetti stabilizzanti;
- E_d : sollecitazione di calcolo, che tiene conto delle forze con effetti destabilizzanti.

La resistenza di progetto R_d è proporzionale alla risultante di tutte le forze verticali agenti sulla banchina; in condizioni sismiche R_d è data dalla somma algebrica del peso del cassone W , della forza di inerzia verticale $F_{i,v}$ e della risultante delle pressioni interstiziali agenti sulla base del cassone U_b :

$$R_d = \frac{\{\tan \delta_{bd} [\gamma_{G1} W - \gamma_{G2} F_{i,v} - \gamma_{G3} U_b]\}}{\gamma_R}$$

dove:

- δ_{bd} : angolo di attrito di progetto tra il massiccio e lo strato filtro su cui poggia, che tiene conto del contributo alla stabilità comportato dal taglione;
- γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{G3} : coefficienti di sicurezza parziali per le azioni ($\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = \gamma_{G3} = 1$ in condizioni sismiche);
- γ_R : coefficiente di sicurezza parziale per la resistenza.

L'azione di progetto E_d comprende la spinta dinamica S_D , l'incremento di spinta dinamica dovuta al sisma E_{wd} , la spinta idrostatica dell'acqua S_I e la forza di inerzia del cassone $F_{i,o}$:

$$E_d = \{\gamma_{G4} (S_{D1} + E_{wd}) + \gamma_{G5} S_I + \gamma_{G6} F_{i,o}\}$$

dove γ_{G4} , γ_{G5} , γ_{G6} sono coefficienti di sicurezza parziali per le azioni ($\gamma_{G4} = \gamma_{G5} = \gamma_{G6} = 1$ in condizioni sismiche);

Il D.M.14/01/2008 precisa al par. 7.11.1 che in condizioni sismiche le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni ($\gamma_{G=1}$) impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto con gli stessi valori dei coefficienti parziali indicati nel caso statico.

Carichi	Effetto sulla verifica	Analisi statica		Analisi sismica A1=A2
		A1	A2	
permanenti	favorevole	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole	1.30	1.00	1.00
permanenti non strutturali	favorevole	0.00	0.00	1.00
	sfavorevole	1.50	1.30	1.00
variabili	favorevole	0.00	0.00	1.00
	sfavorevole	1.50	1.30	1.00

Tabella 10.2 – Coefficienti parziali sulle azioni in condizioni statiche e sismiche (Fonte: D.M. 14/01/2008)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	γ_M $\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_f	1,0	1,0

Tabella 10.3 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici in condizioni sismiche (Fonte: D.M. 14/01/2008)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 10.4 – Coefficienti di sicurezza parziali γ_R sulla resistenza del terreno in condizioni sismiche (Fonte: D.M. 14/01/2008)

La verifica è stata effettuata sia lungo il tratto di diga a gettata con elementi della mantellata da 40 t che lungo il tratto curvilineo di testata con elementi della mantellata da 60 t.

Sostituendo le espressioni di R_d ed E_d si ha:

lungo il tratto di diga a gettata con mantellata in massi artificiali cubici da 40 t:

$$R_d = \frac{\{\tan \delta_{bd} [\gamma_{G1} W - \gamma_{G2} F_{i,v} - \gamma_{G3} U_b]\}}{\gamma_R} = 48,47 \text{ t}$$

$$E_d = \{\gamma_{G4} (S_{D1} + E_{wd}) + \gamma_{G5} S_1 + \gamma_{G6} F_{i,o}\} = 40,87 \text{ t}$$

lungo il tratto curvilineo di testata con mantellata in massi artificiali cubici da 60 t:

$$R_d = \frac{\{\tan \delta_{bd} [\gamma_{G1} W - \gamma_{G2} F_{i,v} - \gamma_{G3} U_b]\}}{\gamma_R} = 59,86 \text{ t}$$

$$E_d = \{\gamma_{G4} (S_{D1} + E_{wd}) + \gamma_{G5} S_1 + \gamma_{G6} F_{i,o}\} = 42,58 \text{ t}$$

Poiché $R_d \geq E_d$, la verifica allo scorrimento è soddisfatta in entrambi i casi.

Infine si osserva che il rapporto R_d/E_d vale:

- lungo il tratto di diga a gettata con mantellata in massi artificiali cubici da 40 t: circa 1,19;
- lungo il tratto di diga a gettata con mantellata in massi artificiali cubici da 60 t: circa 1,41.

10.4.2.2 Ribaltamento

Nell'ipotesi di un meccanismo di collasso, a seguito del ribaltamento del massiccio intorno al centro di rotazione O, la verifica va effettuata utilizzando la seguente disuguaglianza ai sensi D.M. 14/01/2008, "Norme Tecniche per le Costruzioni":

$$R_d \geq E_d$$

$$R_d = M_{stabilizzante}$$

$$E_d = M_{instabilizzante}$$

dove:

- R_d : resistenza di calcolo, che tiene conto delle forze con effetti stabilizzanti;
- E_d : sollecitazione di calcolo, che tiene conto delle forze con effetti destabilizzanti.

Sono assunti i seguenti dati relativi ai materiali e ai terreni considerati:

- peso specifico calcestruzzo massiccio $\gamma_{cls} = 2,4 \text{ t/m}^3$
- peso specifico acqua $\gamma_w = 1,03 \text{ t/m}^3$

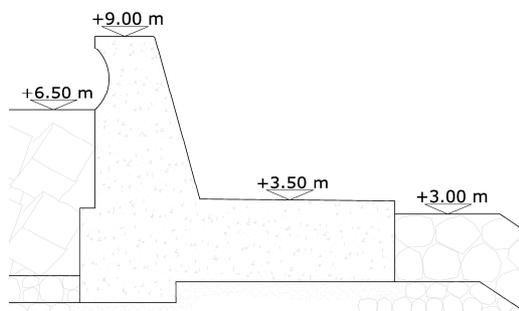


Figura 10.4 – Stato limite di equilibrio di corpo rigido alla rotazione

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, pertanto deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido (EQU).

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tabella 10.5 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche allo SLU (Fonte: D.M. 14/01/2008)

La resistenza di progetto R_d è proporzionale alla risultante di tutte le forze agenti che contribuiscono alla stabilità dell'opera:

$$R_d = \gamma_{G1} W b_w$$

dove b_w è il braccio della forza peso rispetto al centro di istantanea rotazione e γ_{G1} il coefficiente parziale nei confronti delle azioni in condizioni sismiche (pari all'unità).

L'azione di progetto E_d è proporzionale alla risultante di tutte le forze agenti che contribuiscono all'instabilità dell'opera:

$$E_d = \gamma_{G2} S_I b_{S_I} + \gamma_{G3} S_D b_{S_D} + \gamma_{G4} E_{wd} b_{E_{wd}} + \gamma_{G5} F_{i,v} b_{F_{i,v}} + \gamma_{G6} F_{i,o} b_{F_{i,o}} + \gamma_{G7} U_{b1} b_{U_{b1}} + \gamma_{G8} U_{b2} b_{U_{b2}}$$

dove:

- b_{S_I} : braccio della spinta idrostatica rispetto al centro di istantanea rotazione;
- b_{S_D} : braccio della spinta dinamica rispetto al centro di istantanea rotazione;
- $b_{E_{wd}}$: braccio dell'incremento della spinta dinamica rispetto al centro di istantanea rotazione;
- $b_{F_{i,v}}$: braccio della forza di inerzia verticale rispetto al centro di istantanea rotazione;
- $b_{F_{i,o}}$: braccio della forza di inerzia orizzontale rispetto al centro di istantanea rotazione;
- $b_{U_{b1}}$: braccio delle pressioni interstiziali al di sotto del muro paraonde rispetto al centro di istantanea rotazione;
- $b_{U_{b2}}$: braccio delle pressioni interstiziali al di sotto del massiccio rispetto al centro di istantanea rotazione;
- $\gamma_{G2}, \gamma_{G3}, \gamma_{G4}, \gamma_{G5}, \gamma_{G6}, \gamma_{G7}, \gamma_{G8}$: coefficienti di sicurezza parziali per le azioni (pari all'unità in condizioni sismiche).

La verifica è stata effettuata sia lungo il tratto di diga a gettata con elementi della mantellata da 40 t che lungo il tratto curvilineo di testata con elementi della mantellata da 60 t.

Sostituendo le espressioni di R_d ed E_d :

lungo il tratto di diga a gettata con mantellata in massi artificiali cubici da 40 t:

$$R_d = 476,36 \text{ tm}$$

$$E_d = 341,61 \text{ tm}$$

lungo il tratto di diga a gettata con mantellata in massi artificiali cubici da 60 t:

$$R_d = 562,83 \text{ tm}$$

$$E_d = 379,20 \text{ tm}$$

Poiché $R_d \geq E_d$, la verifica al ribaltamento è soddisfatta in entrambi i casi.

Infine, solo a scopo informativo, si osserva che il rapporto R_d/E_d vale:

- lungo il tratto di diga a gettata con mantellata in massi artificiali cubici da 40 t: circa 1,39;
- lungo il tratto di diga a gettata con mantellata in massi artificiali cubici da 60 t: circa 1,48.

10.4.2.3 Carico limite dell'insieme terreno-struttura

La verifica della capacità portante del complesso fondazione-terreno è finalizzata a garantire che le azioni, trasmesse dall'opera al fondale, non superino il carico limite che lo stesso può tollerare.

Il carico limite del complesso terreno-struttura viene determinato mediante l'espressione trinomia di Terzaghi, modificata da Brinch-Hansen.

La predetta formula di Terzaghi determina il valore del carico massimo che comporta il collasso del terreno, relativamente ad una fondazione superficiale nastriforme, applicando la teoria dell'equilibrio limite al terreno. Tale metodologia considera una superficie di rottura avente andamento in parte lineare ed in parte a spirale logaritmica, funzione, esclusivamente, della dimensione della base della fondazione e delle proprietà meccaniche del terreno su cui poggia la fondazione stessa. La formula di Brinch-Hansen generalizza il risultato di Terzaghi, considerando anche l'inclinazione e l'eccentricità del carico di fondazione, la profondità della

fondazione rispetto al piano di campagna, l'inclinazione della base della fondazione e del piano di campagna e la forma della fondazione.

In terreni coesivi si dovrebbe procedere, a rigor di logica, a due differenti verifiche:

- a breve termine, in condizioni non drenate;
- a lungo termine, in condizioni drenate.

Generalmente, il minor valore del carico limite del terreno diviene dall'ipotesi di terreno in condizioni non drenate, pertanto, essendo tale condizione la più gravosa, si effettuerà solo tale verifica. Si ricorda che la verifica sarà, pertanto, condotta in termini di tensioni totali e non efficaci.

Il carico limite è stato calcolato con la seguente formula:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} + c N_c + q N_q$$

dove:

- q_{lim} : carico limite della fondazione in condizioni non drenate;
- γ : peso dell'unità di volume di terreno totale;
- B : ingombro dell'opera;
- N_{γ} , N_c , N_q : fattori di capacità portante in condizioni non drenate ($N_{\gamma} = 0$, $N_c = 5,70$, $N_q = 1$);
- c : coesione intercetta in condizioni non drenate;
- q : sovraccarico.

Il carico limite della fondazione è pari a 276 KN/m.

Noto il carico limite della fondazione, si procede col determinare il valore della tensione massima che l'opera trasmette al terreno, computando tutte le forze agenti relative al peso degli elementi che costituiscono l'opera in esame.

Nel rispetto delle condizioni imposte dal D.M. 14/01/2008 deve verificarsi che:

$$R_d \geq E_d$$

La verifica è stata effettuata sia lungo il tratto di diga a gettata con elementi della mantellata in massi cubici da 40 t che lungo il tratto curvilineo di testata con elementi della mantellata in massi cubici da 60 t.

Il calcolo delle azioni e delle sollecitazioni di calcolo ha portato a determinare i seguenti valori:

lungo il tratto di diga a gettata con mantellata in massi cubici da 40 t:

$$R_d = 1.912 \text{ t}$$

$$E_d = 1.402 \text{ t}$$

lungo il tratto di diga a gettata con mantellata in massi cubici da 60 t:

$$R_d = 2.858 \text{ t}$$

$$E_d = 2.235 \text{ t}$$

Pertanto la verifica allo schiacciamento del complesso terreno-struttura è soddisfatta in entrambi i casi.

Infine si osserva che il rapporto R_d/E_d vale:

- lungo il tratto di diga a gettata con mantellata in massi artificiali cubici da 40 t: circa 1,37;
- lungo il tratto di diga a gettata con mantellata in massi artificiali cubici da 60 t: circa 1,28.