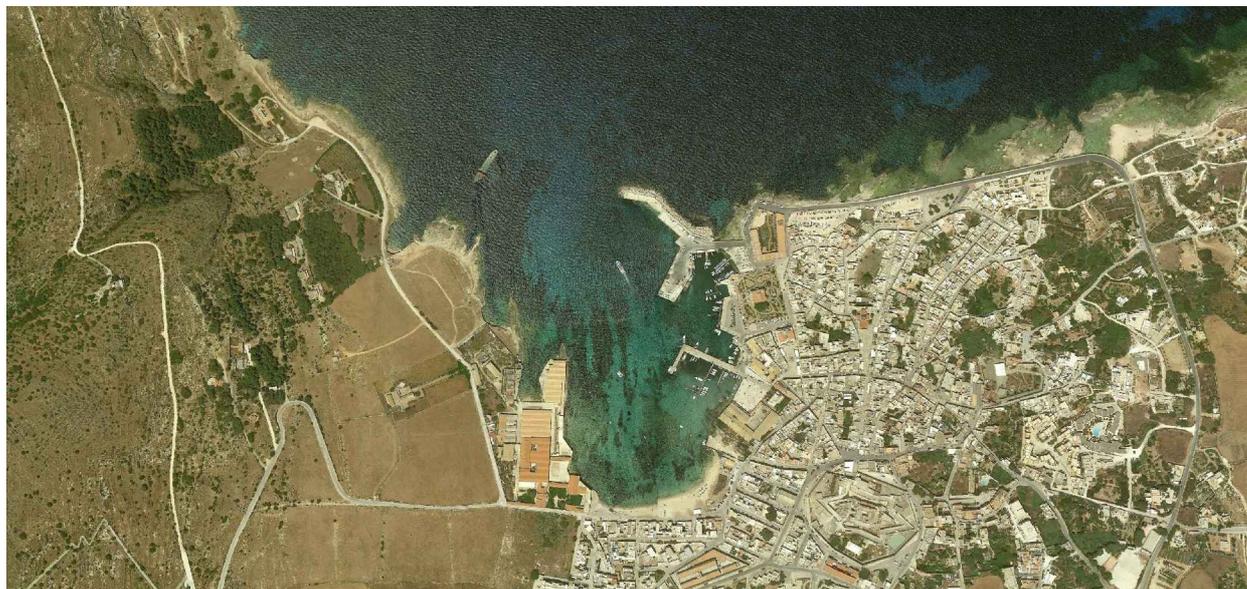




Isole Egadi
Comune di Favignana
Provincia Regionale di Trapani

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL PORTO DI FAVIGNANA



PROGETTO ESECUTIVO - 1° STRALCIO FUNZIONALE

Ufficio di progettazione:
Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibili
Provveditorato Interregionale Opere Pubbliche
Sicilia - Calabria
Ufficio 3 Tecnico e Opere Marittime per la Sicilia

Responsabile Unico del Procedimento:
Ing. Salvatore Caruso

I PROGETTISTI:

Dott. Ing. Leonardo Tallo

Dott. Ing. Gianluca Marvuglia

Dott. Ing. Giuseppe Scorsone

Collaboratori:

Geom. Francesco Daidone

Geom. Mario Lanzo

IL DIRIGENTE:

Dott. Ing. Giovanni Coppola

Il Progettista delle strutture:

DUOMI S.r.l.
Ing. Guglielmo Migliorino



Rev.	Data	Descrizione	Eseguito	Controllato	Approvato
1	11 DICEMBRE 2019	EMISSIONE REVISIONE 1	M.M.	M.M.	G.M.
0	21 MAGGIO 2019	EMISSIONE	-	-	-

Titolo elaborato :

Relazione di calcolo delle opere a gettata

DATA	DESCRIZIONE	N°/SIGLA	REV	SCALA
11/12/2019	EMISSIONE REVISIONE 1	P E - R C G E	1	-



1 PREMESSA

La presente relazione illustra il dimensionamento e le verifiche delle opere a gettata eseguite ai fini del Progetto Esecutivo I° stralcio funzionale delle opere a gettata previste nei lavori di messa in sicurezza del Porto di Favignana.

Per le verifiche di stabilità globale del complesso opere-terreni e per la stima dei cedimenti si rimanda alla Relazione di calcolo geotecnico.



2 NORMATIVE E ISTRUZIONI TECNICHE DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa italiana sulle costruzioni

Legge 05/11/71 n. 1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;

Legge 02/02/74 n. 64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;

- **D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008.** “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- **Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP.** “Istruzioni per l’applicazione delle ‘Norme tecniche per le costruzioni’ di cui al D.M. 14 gennaio 2008”
- **D.M. 17/01/2018** “Norme tecniche per le costruzioni”;
- **Circolare n°7 del 21/01/2019** del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018”;

2.2 Norme e istruzioni tecniche sulle costruzioni marittime

- **BS 6349-1:2000.** “Maritime structures – Part 1: Code of practice for general criteria”. British Standards Institution, London
- **BS 6349-7:1991.** “Maritime structures – Part 7: Guide to the design and construction of breakwaters”. British Standards Institution, London
- **C.S.LL.PP., CNR-GNDCI (1996).** “Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime”. Pubbl. GNDCI n.1450
- **PIANC (1997).** “Guidelines for the design of armoured slopes under open piled quay walls”. Report of WG 22, Supplement to Bulletin no. 96, PIANC, Brussels
- **PIANC (2015).** “Guidelines for protecting berthing structures from scour caused by ships”. Report of WG 22, Report n°180-2015, PIANC, Brussels
- **ROM 0.2-90.** “Actions in the design of maritime and harbour works”. Maritime Works Recommendations, Puertos del Estado, Madrid

2.3 Norme specifiche sul calcestruzzo

- **UNI EN 206-1:2006.** “Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- **UNI 11104:2004.** “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.



2.4 Manuali e pubblicazioni specialistiche

- **CIRIA, CUR, CETMEF (2007).** "The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)". C683, CIRIA, London
- **EA (UK), ENW (NL), KFKI (DE) (2007).** "EurOtop - Wave Overtopping of sea defences and related structures: assessment manual"
- **Martin, F.L., Losada, M.A., Medina, R. (1999).** "Wave loads on rubble mound breakwater crown walls". Coastal Engineering 37, Elsevier, pp. 149-174
- **Muttray, M., Reedijk, B. (2008).** "Reanalysis of breakwater stability with steep foreshore". Proc. 31st International Conference on Coastal Engineering, Hamburg
- **US Army Corps of Engineers (2006).** "Coastal Engineering Manual". Engineer Manual 1110-2-1100, Part VI – Chapter 5: Fundamentals of Design
- **Van der Meer, J.W. (1998).** "Geometrical design of coastal structures". Infram publication Nr. 2



3 MOTO ONDOSI

3.1 Vita utile e Tempo di Ritorno dell'onda di progetto

Il Progetto Definitivo ha assunto:

- un tempo di vita dell'opera T_v pari a 50 anni;
- un Tempo di Ritorno dell'Onda di Progetto T_{rp} pari a 100 anni, per le opere a gettata.

3.2 Definizione dell'onde di progetto

Nella *Tabella 1* si riportano le caratteristiche del moto ondoso desunte dal Progetto Definitivo.

GRANDEZZA	U.M.	AZIONE ECCEZIONALE ($T_r=100$ anni)
Altezza d'onda significativa	[m]	6,16
Lunghezza d'onda	[m]	142,60
Tempo di Ritorno	[anni]	100

Tabella 1 – Onde di Progetto: Eccezionale e Caratteristica

Il livello idrico di riferimento è stato considerato corrispondente al livello medio mare (l.m.m.).



4 VERIFICA DELLE MANTELLATE

Per la verifica dei massi della mantellata del primo tratto della Nuova Diga, a gettata, si è utilizzata dapprima la collaudata formula di Hudson (CIRIA, CUR, CETMEF, 2007; USACE, 2006) che assume la condizione di “danneggiamento nullo”, e in seconda battuta la formulazione di Van Der Meer considerando un basso livello di danneggiamento.

4.1 Formula di Hudson

$$W_{50} = \frac{\gamma_m \cdot H_s^3}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_w} - 1\right)^3 \cdot K_d \cdot \cot \alpha}$$

dove:

H_s	=	altezza d'onda significativa;
W_{50}	=	peso medio teorico dei singoli massi;
γ_m	=	peso specifico dei massi;
γ_w	=	peso specifico dell'acqua marina;
K_d	=	coefficiente di stabilità;
$\cot \alpha$	=	pendenza della scarpata sull'orizzontale.

Il coefficiente di stabilità K_D è adimensionale e dipende dal tipo di masso, dall'ubicazione della sezione di calcolo (testata o tronco struttura), dall'angolo di scarpa, dal tipo di onda incidente (frangente o non frangente al piede dell'opera). Tale coefficiente è anche detto di danneggiamento nullo in quanto corrisponde ad una situazione di perdita molto limitata e facilmente riparabile degli elementi (al massimo 5% di danni).

La formula di Hudson poi non tiene conto del periodo del moto ondoso.

E' stata assunta la condizione di onda frangente. Per il coefficiente di stabilità K_D , sono stati assunti i seguenti valori, desunti dalle Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime del CSLPP (1996).

Elemento	Sezione corrente	Testata
Massi naturale	2,0	-
Tetrapodo	7,0	5,0

Tabella 2 – Valori del Coefficiente di Stabilità K_D utilizzati nei calcoli di verifica

Le verifiche sono state condotte per i seguenti casi:

- primo tratto alla radice (50 m) con mantellata in scogli naturali 7-12 t;
- mantellata in Tetrapodi da 25 t, in sezione corrente ed in testata.



Primo tratto alla radice (60 m) con mantellata in scogli naturali 7-12 t

Sezione corrente

Nella *Tabella 3* si riportano i calcoli effettuati, considerando l'altezza d'onda significativa $H_s=0,80 \cdot 5,00=4,00$ m (per fondale massimo di 5,00 m). Risulta un peso medio del masso pari a 166 kN, ben superiore ai massi 7-12 t previsti. La verifica pertanto non è soddisfatta.

Altezza d'Onda Significativa	H_s	[m]	4,00
Peso specifico roccia lapidea	ρ_s	[kN/m ³]	25,00
Peso specifico acqua di mare	ρ_w	[kN/m ³]	10,10
Densità relativa	$\Delta = \rho_s / \rho_w - 1$	[-]	1,48
Angolo di scarpata	α	[°]	33,69
Coefficiente di stabilità	K_D	[-]	2,0
Peso medio teorico del masso	W_{n50}	[kN]	166
Diametro nominale	D_{n50}	[m]	1,88

Tabella 3 – Primo tratto alla radice (60 m) con mantellata in scogli naturali: verifica della mantellata con la formula di Hudson

Mantellata in Tetrapodi da 25 t

Nella *Tabella 4* si riportano i calcoli effettuati, considerando l'altezza d'onda significativa $H_s=6,10$ m ($T_R=100$ anni). Risulta un peso minimo del tetrapodo pari a 199 kN in sezione corrente e pari a 279 kN in testata. La verifica pertanto non risulta soddisfatta in testata.

Altezza d'Onda Significativa	H_s	[m]	6,10
Peso unità volume cls	ρ_s	[kN/m ³]	24,00
Peso specifico acqua di mare	ρ_w	[kN/m ³]	10,10
Densità relativa	$\Delta = \rho_s / \rho_w - 1$	[-]	1,38
Angolo di scarpata	α	[°]	33,69

			SEZIONE CORRENTE	TESTATA
Coefficiente di stabilità	K_D	[-]	7,0	5,0
Peso medio teorico del masso	W_{n50}	[kN]	199	279

Tabella 4 – Mantellata in tetrapodi da 25 t: verifica della mantellata con la formula di Hudson



La verifica di Hudson assume la condizione di danneggiamento nullo. Tale condizione risulta assai cautelativa, ed in alcuni casi non risulta verificata (*Tabella 3* e *Tabella 4*) pertanto nel paragrafo successivo si riportano le verifiche considerando un basso livello di danneggiamento secondo le formulazioni di Van Der Meer.

4.2 Formule di Van Der Meer

Primo tratto alla radice (60 m) con mantellata in scogli naturali 7-12 t

Per la verifica di stabilità dei massi della mantellata in scogli naturali del primo tratto alla radice vengono impiegate le formule proposte da Van Der Meer (1988), applicate secondo le indicazioni fornite dal Coastal Engineering Manual.

Tali formule derivano da un'estesa serie di prove su modello idraulico e permettono di tenere conto di parametri, quali il periodo dell'onda, la durata della mareggiata, il tipo di frangimento ed il livello di danneggiamento, trascurati dalla formula di Hudson.

Per mantellate realizzate in massi naturali la formula di Van Der Meer da utilizzare varia in base al valore assunto dall'indice di frangimento ζ , ovvero:

- $\zeta_m < \zeta_{mc}$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 S^{0.2} P^{0.18} N_z^{-0.1} \zeta_m^{-0.5}$$

- $\zeta_m > \zeta_{mc}$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 S^{0.2} P^{0.13} N_z^{-0.1} (\cot \alpha)^{0.5} \zeta_m^P$$

dove:

- $\zeta_m = s_m^{-0.5} \tan \alpha$;
- $\zeta_{mc} = (6.2 P^{0.31} (\tan \alpha)^{0.5})^{1/(P+0.5)}$;
- H_s = altezza d'onda significativa al piede dell'opera;
- D_{n50} = lato del cubo equivalente;
- ρ_s = peso specifico del materiale;
- ρ_w = peso specifico dell'acqua;
- $\Delta = \rho_s / \rho_w - 1$;
- S = coefficiente di danneggiamento (vedi *Tabella 5*);
- P = Coefficiente di Permeabilità (vedi *Figura 1*);
- N_z = numero di onde medie in una mareggiata;
- α = pendenza della scarpata;
- $s_m = H_s / L_0$;
- L_0 = lunghezza d'onda al largo corrispondente al periodo di picco.



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 5 – Coefficiente di danneggiamento S (Tab. VI.5.21 del CEM)

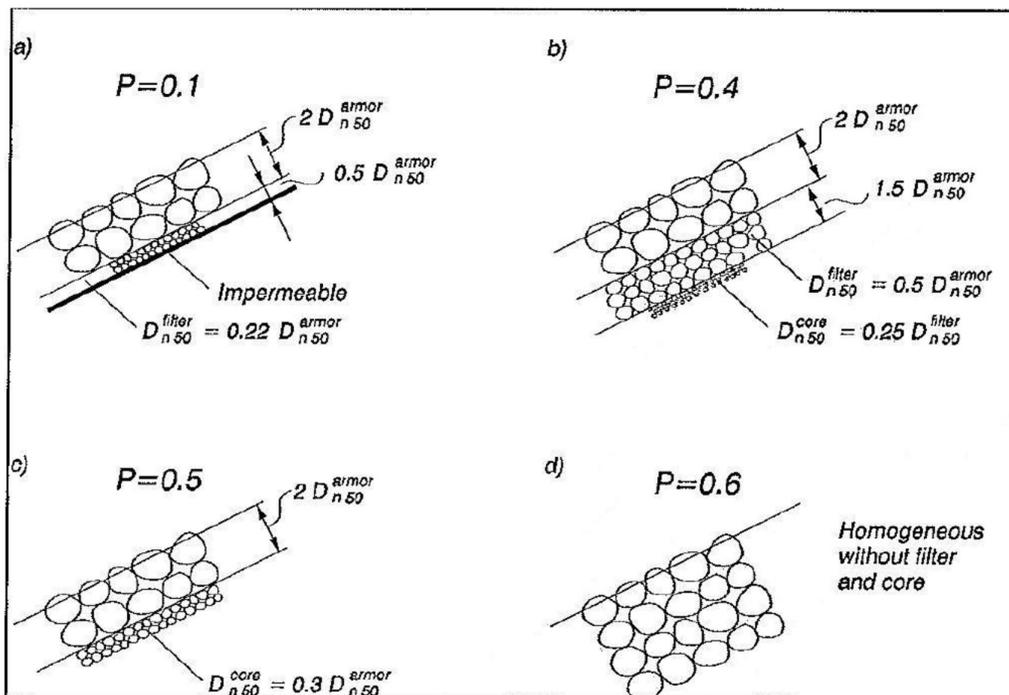


Figura 1 – Coefficiente di permeabilità (van der Meer 1988)

I risultati ottenuti sono riportati nella *Tabella 6*. Come si evince anche dagli elaborati progettuali, si prevede di utilizzare massi naturali di 7-12 t, ammettendo un grado di danneggiamento S pari a 3.



Van Der Meer (1988)

CEM Table VI-5-23

Rock, Two-Layer Armored Non-Overtopped Slopes

Altezza d'Onda Significativa	H_s	4,00	[m]	
Periodo di Picco	T_p	11,00	[s]	
Lunghezza d'onda	L_{om}	189,01	[m]	
Peso specifico roccia lapidea	ρ_s	25,00	[kN/m ³]	
Peso specifico acqua di mare	ρ_w	10,10	[kN/m ³]	
	$\Delta = \rho_s / \rho_w - 1$	1,48		
Area erosa relativa	S	3,00		Tab. VI-5-21
Permeabilità	P	0,40		Fig VI-5-11
Numero di Onde	N_z	3.000	[-]	1.000-5.000
Angolo di scarpata	α	33,69	°	
Pendenza d'Onda	s_m	0,02		
Numero di Irribarren	ξ_m	4,58		
Valore Critico Irribarren	ξ_{mc}	4,42		
	Surging waves	ξ_m	>	ξ_{mc}
Diametro nominale equivalente	D_{n50}	1,56	[m]	
Peso nominale equivalente	W_{n50}	95	[kN]	
Peso minimo	W_{MIN}	71	[kN]	
	D_{MIN}	1,42	[m]	
Peso massimo	W_{MAX}	119	[kN]	
	D_{MAX}	1,68	[m]	

Tabella 6 - Primo tratto alla radice (60 m) con mantellata in scogli naturali: verifica della mantellata con la formula di Hudson



Mantellata in Tetrapodi da 25 t

Viene impiegata la formulazione proposta da Van Der Meer (1988) valida unicamente per scogliere in massi tetrapodi disposte in doppio strato secondo un'inclinazione di 1/1,5. Tale formulazione, valida per onde di altezza non limitata dal fondale, assume la seguente espressione:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(3,75 \left(\frac{N_{od}}{\sqrt{N}} \right)^{0,5} + 0,85 \right) s_{om}^{-0,2}$$

Dove:

- N_{od} è il numero di elementi rimossi dalla mantellata all'interno di una fascia di mantellata di larghezza pari a D_n (Tabella 7);
- N è il numero di onde della mareggiata;
- s_{om} è la ripidità dell'onda.

Table 5.33 Characteristic damage numbers for range of damage levels for concrete armour units

Armour type	Damage number	Damage level		
		Start of damage	Intermediate damage	Failure
Cube	N_{od}	0.2-0.5	1	2
Tetrapod		0.2-0.5	1	1-5
Accropode		0	-	> 0.5
Cube	N_d	-	4%	-
Dolos		0-2%	-	≥ 15%
Accropode		0%	1-5%	≥ 10%

Tabella 7 – Numero di elementi rimossi N_{od} per differenti livelli di danneggiamento (Tab. 5.33 del Rock Manual)

La formulazione è valida per $3,5 < \zeta_m < 6,0$, dove ζ_m è il numero di Iribarren ($\zeta_m = s_m^{-0.5} \tan \alpha$).

Nella Tabella 8 sono riportati i calcoli effettuati, assumendo un numero di onde N pari a 3.000 e un N_{od} pari a 0,40 m (inizio di danneggiamento). Risulta un peso del tetrapodo in tronco (sez. corrente) pari a 166 kN ed in testa pari a 215 kN (assunto pari a 1,30 volte quello di tronco). I tetrapodi da 250 kN assunti in progetto verificano adeguatamente.



Altezza significativa	H_s	[m]	6,10
Periodo	T_m	[s]	11,00
Peso specifico roccia lapidea	ρ_s	[kN/m ³]	24,00
Peso specifico acqua di mare	ρ_w	[kN/m ³]	10,10
Densità relativa	$\Delta = \rho_s / \rho_w - 1$	[-]	1,38
Livello di danneggiamento	N_{od}	[-]	0,40
Numero di onde	N	[-]	3.000,00
Ripidità dell'onda	s_{om}	[-]	0,03
Angolo di scarpata	α	[°]	33,69
Numero di irribarren	ξ_m	[-]	3,71
Diametro nominale	D_n	[m]	1,91
Peso del tetrapodo in tronco	W_{tronco}	[kN]	166,09
Peso del tetrapodo in testata	$W_{testata} = 1,3W_{tronco}$	[kN]	215,92

Tabella 8 – Mantellata in tetrapodi da 25 t: verifica della mantellata con la formula di Van Der Meer



5 DIMENSIONAMENTO DEI FILTRI DI TRANSIZIONE

Al fine di fornire adeguato supporto alla mantellata in massi e di impedire l'asportazione di materiale fino dal nucleo, occorre prevedere la posa di uno strato filtro intermedio in massi naturali di opportune dimensioni.

Lo spessore minimo del filtro, con i massi disposti in doppio strato, si ricava in base alla seguente espressione:

$$S = n K (P / \gamma_m)^{1/3}$$

dove:

- n = numero degli strati di cui si compone il filtro (n = 2)
- K = coefficiente di strato (K = 1,00 per massi naturali a spigoli vivi)
- P = peso medio dei massi dello strato filtro;
- γ_m = peso specifico della roccia ($\gamma_m = 2.500 \text{ kg/m}^3$).

Nella *Tabella 9* sono riportati i calcoli effettuati per il tratto alla radice con mantellata in scogli naturali e filtro in scogli 0,5-1,0 t e per il tratto con mantellata in tetrapodi da 25 t e filtro in scogli da 1-3 t. Gli spessori minimi dei filtri sono risultati pari a 1,34 m e 1,86 m. In progetto sono stati assunti rispettivamente spessori di 1,50 m e 1,90 m.

Peso dei massi dello strato filtro	P=	[kg]	500-1.000	1.000-3.000
Numero degli strati	n=	[-]	2	2
Coefficiente di strato	K=	[-]	1	1
Peso medio dei massi dello strato filtro	P _m =	[kg]	750,00	2.000,00
P.s. massi	γ_m =	[kg/m ³]	2.500,00	2.500,00
Spessore minimo del filtro	S=	[m]	1,34	1,86
Spessore del filtro di progetto	S _d =	[m]	1,50	1,90

Tabella 9 – Determinazione dello spessore minimo dello strato filtro in massi da 1.000-3.000 kg

L'efficienza degli strati filtro è stata verificata adottando la regola dei filtri di Terzaghi, in conformità alle "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime" (C.S.LL.PP. e CNR-GNDCl, 1996). Secondo la regola di Terzaghi, note le caratteristiche granulometriche degli strati a contatto, si devono rispettare le seguenti condizioni:

$$\frac{D_{15s}}{D_{85i}} < 4 - 5 ; \quad \frac{D_{15s}}{D_{15i}} < 20 - 25$$



dove D_{15s} , D_{15i} sono, rispettivamente, i diametri del 15% del passante degli strati superiore e inferiore e D_{85i} è il diametro dell'85% del passante dello strato inferiore.

Come si osserva dalla *Tabella 10*, la regola dei filtri è sempre verificata.

Categoria massi strato superiore	Categoria massi strato inferiore	D_{15s} [m]	D_{15i} [m]	D_{85s} [m]	D_{85i} [m]	D_{15s}/D_{85i}	D_{15s}/D_{15i}
3.000-7.000 kg	1.000-3.000 kg	1,13	0,80	1,37	1,03	1,10	1,40
1.000-3.000 kg	5-50 kg	0,80	0,17	1,03	0,26	3,11	4,80
7.000-12.000 kg	500-1.000 kg	1,46	0,61	1,65	0,72	2,03	2,38
7.000-12.000 kg	5-500 kg	1,46	0,32	1,65	0,55	2,63	4,61

Tabella 10 – Verifica del filtro secondo la regola di Terzaghi per la mantellata in massi cubici da 16 t

6 DIMENSIONAMENTO DELLA PROTEZIONE AL PIEDE DELLA DIGA A GETTATA

Il piede della Mantellata è stato progettato in modo tale da garantire al contempo la stabilità della mantellata in tetrapodi, la protezione dall'erosione del fondale in prossimità della scogliera e la stabilità globale dell'opera.

Il piede è così costituito;

- per le sezioni tipo H-H, G-G, F-F, da una berma di larghezza compresa tra 2,5 e 3,0 m in massi da 1-3 t;
- per la sezione tipo E-E (Riccio di testa), da una berma di larghezza pari a circa 3,9 m in scogli da 4-7 t.

Per la verifica della stabilità delle suddette berme al piede nei confronti del moto ondoso si è fatto riferimento alla formula di Van der Meer (1998):

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

dove:

H_s = altezza d'onda significativa incidente sull'opera;

D_{n50} = diametro nominale medio dell'elemento lapideo;

$\Delta = \frac{\rho_a}{\rho_w} - 1$ = densità relativa del materiale immerso, dove:

$\rho_a = 2500 \text{ kg/m}^3$ è la densità della roccia;

$\rho_w = 1010 \text{ kg/m}^3$ è la densità dell'acqua;

h_t = profondità dal l.m.m. alla sommità della berma;

h = profondità dal l.m.m. al livello di imbasamento della berma;

N_{od} = livello di danneggiamento, definito come il numero di elementi spostati in una fascia di scogliera di larghezza pari a D_n (0,5 nessun danno, $0,5 \leq N_{od} \leq 2$ danno accettabile, ≥ 4 danno grave)

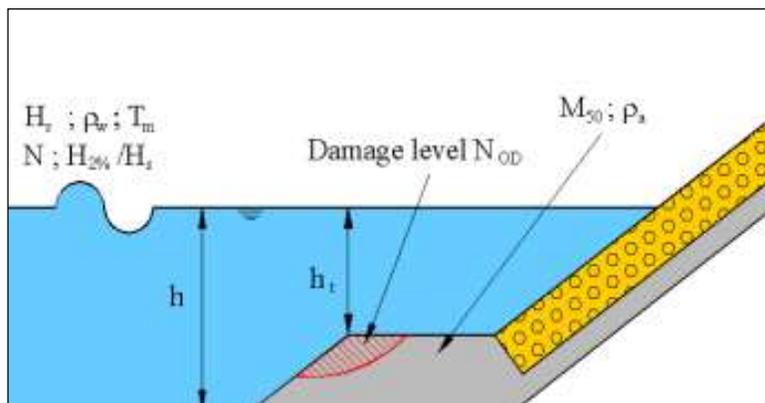


Figura 2 – Schema di riferimento per la verifica di stabilità della berma al piede



Nella *Tabella 11* sono riportati i calcoli per la determinazione del peso nominale di calcolo del masso, assumendo un livello di danneggiamento N_{od} pari a 0,5 che rappresenta la soglia di inizio danneggiamento. I risultati sono i seguenti:

- per la sezione tipo HH il peso nominale di calcolo è pari a 17 kN, si assumono massi da 10-30 kN;
- per la sezione tipo GG il peso nominale di calcolo è pari a 9 kN, si assumono massi da 10-30 kN;
- per la sezione tipo EE il peso nominale di calcolo è pari a 53 kN, si assumono massi da 40-70 kN.

Sezione tipo			Sezione HH	Sezione GG	Sezione EE
Fondale a dist. di 5Hs	f	[m]	7,00	12,00	16,00
Altezza d'onda significativa	H_s	[m]	5,60	6,10	6,10
P.u.v. masso	ρ_a	[kg/m ³]	2.500,00	2.500,00	2.500,00
P.u.v. acqua di mare	ρ_w	[kg/m ³]	1.010,00	1.010,00	1.010,00
Profondità dal l.m.m. alla sommità della berma	h_t	[m]	4,46	8,42	8,42
Profondità dal l.m.m. al livello di imbasamento della berma	h	[m]	6,00	9,50	14,00

Livello di danneggiamento	N_{od}	[-]	0,500	0,500	0,500
Diametro nominale del masso di calcolo	D_{n50}	[m]	0,88	0,71	1,28
Peso nominale del masso di calcolo	W_{50}	[kN]	17,07	8,89	53,01
Peso minimo del masso di calcolo	$0,75W_{50}$	[kN]	12,80	6,66	39,76
Peso massimo del masso di calcolo	$1,25W_{50}$	[kN]	21,33	11,11	66,27

Peso dei massi di progetto	$W_{di\ progetto}$	[kg]	1.000-3.000	1.000-3.000	4.000-7.000
----------------------------	--------------------	------	-------------	-------------	-------------

Tabella 11 – Verifica della stabilità al piede dell'opera a gettata

7 DIMENSIONAMENTO DELLA PROTEZIONE AL PIEDE DELLA DIGA A PARETE VERTICALE

Tanimoto et al (1982) e successivamente Kimura et al (1994-1996) hanno sviluppato una metodologia che consente il dimensionamento della scogliera di protezione (mantella e berma) dell'imbasamento di una diga a parete verticale, basata su analisi teoriche suffragate da prove su modello fisico (con onde irregolari).

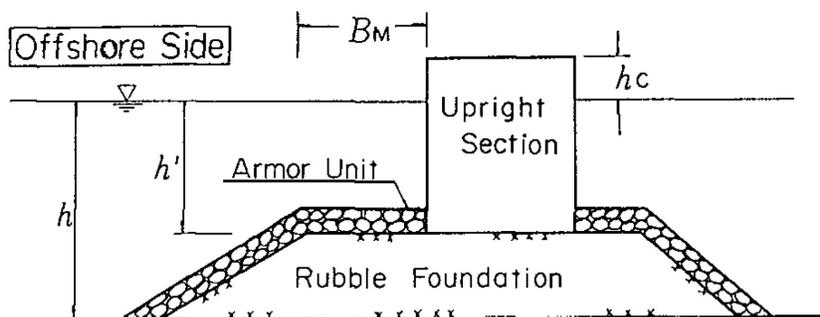


Figura 3 - Sezione tipologica - principali grandezze dimensionali

La metodologia proposta da Tanimoto et al. estende la collaudata formula di Hudson anche per le scogliere di fondazione dei cassoni:

$$W = \frac{\rho_s}{N_s^3 \cdot (\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1)^3} \cdot H_s^3$$

dove:

ρ_{sm}	peso specifico massi naturali;
ρ_w	peso specifico acqua di mare;
H_s	altezza significativa del moto ondoso di progetto calcolata al piede dell'opera
T_p	periodo di picco del moto ondoso;
h'	profondità di imbasamento dei cassoni;
N_s	Numero di stabilità; funzione delle caratteristiche del moto ondoso, delle dimensioni e della tipologia della scogliera; per massi naturali e con $N=500$ onde e con un grado di danneggiamento della scogliera del 1% fornito dalla seguente relazione:

$$N_s = \max \left\{ 1.8; 1.3 \cdot \frac{1-k}{k^{1/3}} \cdot \frac{h'}{H_s} + 1.8 \cdot e^{-1.5 \cdot \frac{(1-k)^2}{k^{1/3}} \cdot \frac{h'}{H_s}} \right\} \quad \text{Per } B_M/L' < 0.25$$

Il parametro "k" della (2) dipende dalla velocità delle particelle in corrispondenza dello scanno di imbasamento (Kimura et al); per la sezione corrente si ha:



$$k = \frac{4 \cdot \pi \cdot h' / L'}{\sinh(4 \cdot \pi \cdot h' / L')} \cdot k_2$$

$$k_2 = \max \left\{ 0,45 \cdot \sin^2 \beta \cdot \cos^2 \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot x}{L'} \cdot \cos \beta \right); \cos^2 \beta \cdot \sin^2 \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot x}{L'} \cdot \cos \beta \right) \right\}$$

con

- β - angolo tra la direzione del moto ondoso incidente e la normale all'asse della diga;
- x - distanza tra la parete verticale ed il punto interessato sulla berma;
- L' - lunghezza dell'onda di progetto compatibile con la profondità del fondale h' .

Considerando una durata della mareggiata di almeno 3 ore, il numero di onde agenti sulla struttura è pari a circa 1000; di conseguenza il numero di stabilità della scogliera si riduce: $N_{s1000} = 0,96 \times N_{s500}$ (Sudo et al - 1995).

Per la sezione di testa, si assume che il peso minimo sia pari a 1,3 volte quello minimo richiesto per la sezione corrente.

Nella *Tabella 12* sono riportati i calcoli per la determinazione del peso nominale di calcolo del masso, per la protezione al piede della diga a parete verticale. I risultati sono i seguenti:

- per il cassone tipo A il peso nominale di calcolo è pari a 93 kN, si assumono massi da 70-120 kN;
- per il cassone tipo B il peso nominale di calcolo è pari a 35 kN, si assumono massi da 30-70 kN;
- per i cassoni tipo C il peso nominale di calcolo è pari a 1,3x35 kN (45 kN), si assumono quindi massi da 30-70 kN.

			Cassone tipo A	Cassone tipo B
Profondità imbasamento	h'	[m]	6,74	9,94
Lunghezza d'onda compatibile	L'	[m]	142,60	142,60
Angolo incidenza moto ondoso	b	[°]	15,00	0,00
Distanza parete ver. - berma	x	[m]	8,50	8,50

Parametro	k_2	[-]	0,117	0,134
Parametro	k	[-]	0,110	0,118

Altezza moto ondoso	H_s	[m]	6,10	6,10
---------------------	-------	-----	------	------

Numero di stabilità	N_s	[-]	2,78	3,84
	N_{s1000}	[-]	2,67	3,69
Peso spec. Massi naturali	$\rho_{s,m}$	[kN/m ³]	25,00	25,00
Peso spec. Acqua di mare	ρ_w	[kN/m ³]	10,10	10,10
Peso nominale del masso di calcolo	W	[kN]	92,80	35,15
Pesi dei massi di progetto	W_{prog}	[kN]	70-120	30-70

Tabella 12 – Verifica della protezione al piede della diga a parete verticale



8 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI PROTEZIONE AL PIEDE LATO PORTO

La nave di progetto definita nel Progetto Definitivo ha lunghezza fuoritutto pari a 100 m, larghezza di 15 m ed immersione di 5 m, per la quale si assume una corrispondente massa a pieno carico pari a 10.000 t. È previsto un dragaggio dei fondali per garantire un fondale minimo di -6,50 m s.l.m.m.

Il piede del banchinamento interno costituito dai cassoni tipo G è protetto da un materasso in geotessile e blocchi di calcestruzzo dello spessore di 0,30 m, ancorato con un sacco di geotessile riempito da sabbia proveniente da dragaggio

Il dimensionamento delle opere di protezione del fondale prevede i seguenti passi:

- Calcolo della velocità del getto generato dall'elica principale (main propeller);
- Calcolo della velocità del getto generato dalle eliche di manovra (bow thrusters);
- Calcolo dello spessore minimo del rivestimento del fondale.

8.1 Calcolo della velocità del getto generato dall'elica principale (main propeller)

La velocità iniziale V_0 al centro del getto è valutata mediante la seguente relazione (PIANC 2015):

$$V_0 = C_3 \left(\frac{f_p P_D}{\rho_w D_p^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

dove:

- f_p è la percentuale di potenza installata utilizzata;
- P_D è la potenza massima installata [W];
- D_p è il diametro dell'elica [m];
- ρ_w è la densità dell'acqua [kg/m^3];
- C_3 = coefficiente che tiene conto delle caratteristiche dell'elica, pari a 1,17 per elica intubata e 1,48 per elica non intubata.

Il PIANC Bulletin n. 180 del 2015 riporta per le manovre di ormeggio/disormeggio percentuali di uso del motore f_p compresi tra il 5% (valore utilizzato nei porti) e il 15% (nei fiumi). In via cautelativa è stato assunto un valore di f_p pari al 15%.

Assumendo i seguenti dati:

- $f_p = 15\%$;
- $P_D = 7.000 \text{ kW}$ (vedi Figura 4);
- $D_p = 4,2 \text{ m}$ (vedi Figura 4);
- $\rho_w = 1010 \text{ kg/m}^3$ (acqua di mare);
- $C_3 = 1,48$ (ducted propeller).

è stata calcolata la velocità del getto in uscita per un propulsore principale, risultando $V_0 = 5,77 \text{ m/s}$.

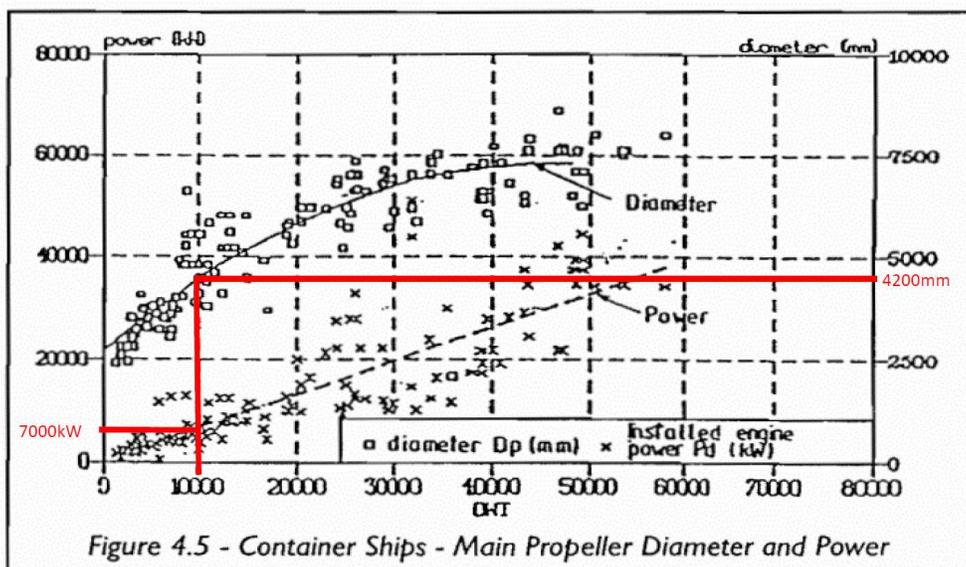


Figura 4 - Correlazione tra la massa a pieno carico e il Diametro e la potenza del main propeller

Per il corretto dimensionamento del sistema di protezione del fondo è necessario determinare la velocità del getto prodotto dall'elica sul fondo in prossimità della banchina.

Il massimo valore della velocità sul fondo è funzione della velocità iniziale del getto e, per imbarcazioni con due propulsori, può essere ottenuto dalla seguente relazione (Fuehrer et al., 1981):

$$V_{b,max} = 0.52V_0 \left(\frac{D_p}{h_p} \right)^{0.275}$$
$$0.9 < \frac{h_p}{D_p} < 3$$

Dove h_p è la distanza tra l'asse dell'elica ed il fondo.

Si specifica che solitamente si considerano uno o al massimo due propulsori principali funzionanti. Questo è dovuto al fatto che in fase di manovra si suole evitare movimenti troppo ampi e rapidi che potrebbero portare la nave a colpire la banchina.

In Figura 5 è rappresentata l'area influenzata dalla propagazione delle velocità dell'elica (PIANC, 2015).

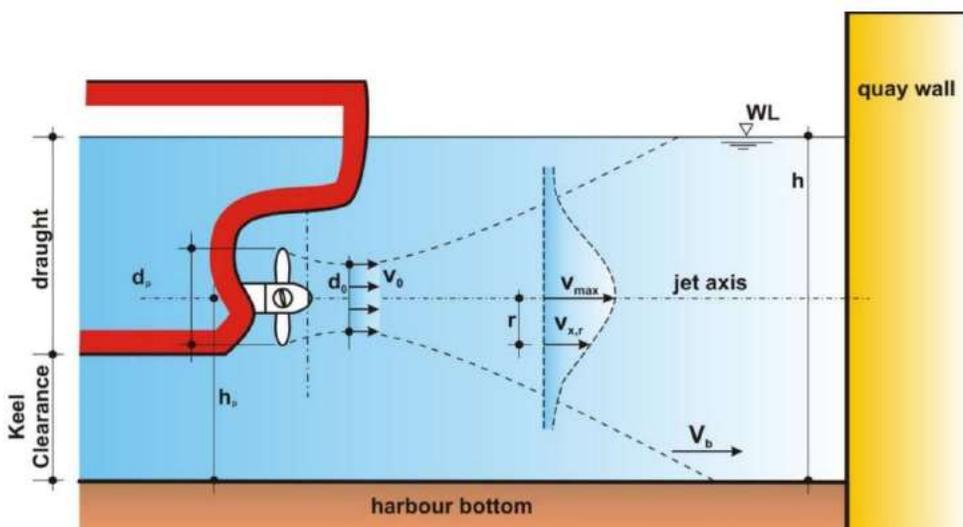


Figura 5 - Schematizzazione della propagazione della velocità dell'elica del propulsore principale

Per il caso in esame, avendo considerato una profondità del fondale pari a -6,50 m ed un pescaggio della nave pari a 5,00 m, il valore di h_p risulta dalla seguente:

$$h_p = q_{fondo} - p_{nave} + \frac{D_p}{2} + 0.5m$$

Pertanto, h_p è pari a 4,10 m.

Di conseguenza il valore della velocità al fondo V_{bmax} risulta pari a 3,01 m/s.

8.2 Calcolo della velocità del getto generata dalle eliche di manovra (bow thrusters)

Per il caso delle eliche di manovra disposte a prua della nave, la velocità iniziale V_0 al centro del getto è valutata mediante la seguente relazione (PIANC 2015)

dove:

- $P_{thruster}$ è la potenza applicata del thruster [W];
- $D_{thruster}$ è il diametro dell'elica [m];
- ρ_w è la densità dell'acqua [kg/m^3];
- 1,17 è il coefficiente che tiene conto delle caratteristiche dell'elica.

Il PIANC Bulletin n. 180 del 2015 riporta che nel caso dei bacini portuali la potenza applicata è pari al 20% della potenza totale installata.

Per il calcolo delle velocità sono stati considerati due casi differenti:

- 1 propulsore con potenza utilizzata pari al 100%.
- 4 propulsori con potenza utilizzata pari al 20% (PIANC, 2015);

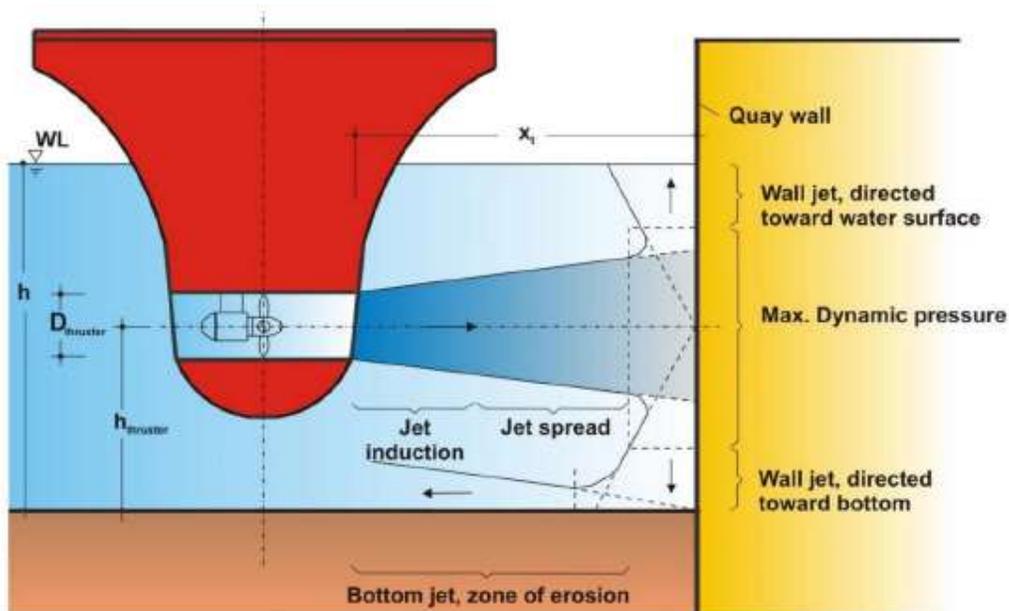


Figura 6 - Area relativa al getto prodotto dai propulsori di manovra

Assumendo i seguenti dati:

- $f_{th1} = 100\%$;
- $f_{th2} = 5\%$;
- $N_{thruster1} = 1$;
- $N_{thruster2} = 4$;
- $P_{thruster} = 350 \text{ kW}$ (Figura 7);
- $D_{thruster} = 1,70 \text{ m}$ (Figura 7);
- $\rho_w = 1.010 \text{ kg/m}^3$ (acqua di mare).

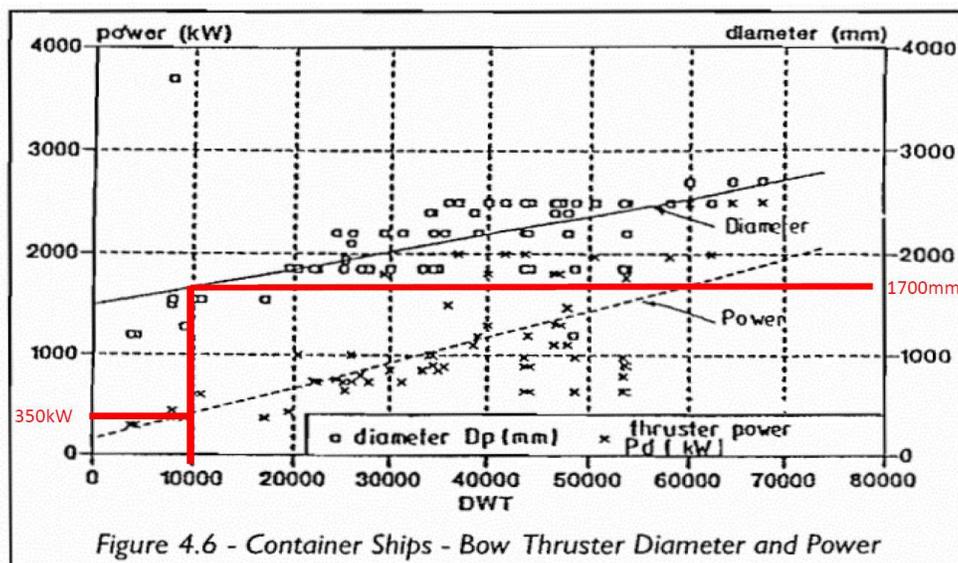


Figura 7 - Correlazione tra la massa a pieno carico e il Diametro e la potenza del bow thruster

Sono state calcolate le velocità per i due casi sopra definiti; in *Tabella 13* vengono riportati i valori di velocità all'uscita delle eliche.

NUMERO DI PROPULSORI	DIAMETRO DELL'ELICA [m]	POTENZA UTILIZZATA NELLA MANOVRA [kW]	VELOCITÀ INIZIALE DEL GETTO [m/s]
1	1,70	350	5,77
4	1,70	70	3,37

Tabella 13 - Velocità iniziali del getto generate dall'elica di manovra

Analogamente a quanto fatto per i propulsori principali è necessario valutare la velocità del getto sul fondo in corrispondenza della banchina.

Per il calcolo delle velocità al fondo si fa riferimento al metodo Olandese in accordo al PIANC per il quale la velocità viene calcolata come segue:

$$V_{b,max} = \begin{cases} 1.0 V_0 \left(\frac{D_{thruster}}{h_p} \right) & \text{for } \frac{L}{h_p} < 1.8 \\ 2.8 V_0 \left(\frac{D_{thruster}}{L + h_p} \right) & \text{for } \frac{L}{h_p} > 1.8 \end{cases}$$

Dove:

- L = distanza tra il flusso in uscita dall'elica di manovra e la banchina;



- h_p = distanza tra l'asse del propulsore e il fondo.

E' stato assunto un valore di L pari a 9 m. Tale assunzione è cautelativa, in considerazione del fatto che la larghezza della nave di progetto è pari a 15 m e che le eliche di manovra sono posizionate al centro della sezione trasversale della chiglia.

NUMERO DI PROPULSORI	DIAMETRO DELL'ELICA [m]	POTENZA UTILIZZATA NELLA MANOVRA [kW]	VELOCITA' INIZIALE DEL GETTO [m/s]	VELOCITA' DEL GETTO SUL FONDO [m/s]
1	1,70	350	5,77	2,32
4	1,70	70	3,37	1,36

Tabella 14 - Calcolo delle velocità del getto sul fondo – elica di manovra

8.3 Verifica di stabilità delle opere di protezione

Il dimensionamento dei materassi in calcestruzzo viene effettuato con riferimento alla relazione del PIANC 2015 (Equation 10-33), secondo la quale il loro spessore minimo è proporzionale al quadrato della velocità:

$$D \geq \frac{C_L}{2 \cdot (1 - n) \cdot \Delta \cdot g} \cdot V_{bottom}^2$$

Dove:

- D = dimensione caratteristica del rivestimento (spessore materasso cls);
- C_L = fattore di lift della protezione;
- Δ = densità relativa del calcestruzzo, definito come $\rho_{cls} - \rho_w / \rho_w$ (dove ρ_p è il peso per unità di volume del rivestimento);
- n = porosità del rivestimento;
- V_{bottom} = velocità del getto sul fondo.

Il valore del coefficiente di lift C_L è assunto pari a 0,50 essendo la protezione continua (Raes et al., 1996).

Nella tabella sottostante sono riportati gli spessori minimi da adottare per le opere di protezione del fondo in funzione del propulsore considerato.



Tipologia di propulsore	-	[-]	n°1 Bow Thruster	n°4 Bow Thrusters	Main Propeller
Diametro dell'Elica	D	[m]	1,70	1,70	4,20
Potenza utilizzata nella manovra	P	[kW]	350,00	70,00	7.000,00
Velocità iniziale del getto	V_0	[m/s]	5,77	3,37	5,76
Velocità del getto sul fondo	$V_{b,max}$	[m/s]	2,32	1,36	3,01
Dimensione caratteristica del rivestimento (spessore del materasso cls)	S	[m]	0,15	0,05	0,26

Tabella 15 - Spessore minimo dei materassi in cls

Lo spessore minimo del materasso in cls risulta pari a 0,26 m, risultando verificato per tutte le condizioni sopra studiate. Si assume quindi uno spessore del materasso in calcestruzzo pari a circa 0,30 m.

Nella *Tabella 16* sono riportati i calcoli di dettaglio.



ELICA PRINCIPALE

Calcolo della Velocità del getto generata dall'elica principale

Potenza massima applicata	P_D	[W]	7.000.000,00
Diametro dell'elica	D_D	[m]	4,2
Densità dell'acqua	ρ_w	[kg/m ³]	1010
Coefficiente dipendente dal tipo d'elica	C_3	[-]	1,48

Numero di propulsori utilizzati	N	[-]	1
Percent. d'utilizzo della potenza installata	f_p	[-]	15,00%
Velocità iniziale al centro del getto	V_0	[m]	5,76

Calcolo della Velocità al fondo

quota fondo	q_{fondo}	[m]	6,50
pescaggio nave	p_{nave}	[m]	5,00
Distanza tra l'asse dell'elica ed il fondo	h_p	[m]	4,10
Velocità massima sul fondo (Fuehrer et al. 1981)	$V_{b,max}$	[m/s]	3,01

ELICHE DI MANOVRA

Calcolo della Velocità del getto generata dalle eliche di manovra

Potenza applicata al thruster	$P_{thruster}$	[W]	350.000,00
Diametro dell'elica	$D_{thruster}$	[m]	1,7
Densità dell'acqua	ρ_w	[kg/m ³]	1010
Coefficiente dipendente dal tipo d'elica	C_3	[-]	1,17

			CASO 1	CASO 2
Numero di propulsori utilizzati	$N_{thruster}$	[-]	1	4
Percent. d'utilizzo della potenza installata	f_p	[-]	100,00%	20,00%
Velocità iniziale al centro del getto	$V_{0,thruster}$	[m]	5,77	3,37

Calcolo della Velocità al fondo

Distanza tra il flusso in uscita dall'elica di manovra ed il muro di sponda	L	[m]	9
Distanza tra l'asse del propulsore ed il fondo	h_p	[m]	2,85

			CASO 1	CASO 2
Velocità al fondo per	$V_{b,max}$	[m/s]	2,32	1,36

VERIFICA DI STABILITÀ DELLE OPERE DI PROTEZIONE

Porosità del rivestimento	n	[-]	0,345
	1-n	[-]	0,655
Densità della protezione (escluso vuoti)	ρ_p	[kg/m ³]	2.400,00
Densità dell'acqua	ρ_w	[kg/m ³]	1.010,00
Fattore di lift della protezione	C_L	[-]	0,5
Densità relativa del calcestruzzo	Δ	[-]	1,38
Densità relativa del rivestimento	$(1-n)\Delta$		0,90

Tipologia di propulsore	-	[-]	n°1 Bow Thruster	n°4 Bow Thrusters	Main Propeller
Diametro dell'Elica	D	[m]	1,70	1,70	4,20
Potenza utilizzata nella manovra	P	[kW]	350,00	70,00	7.000,00
Velocità iniziale del getto	V_0	[m/s]	5,77	3,37	5,76
Velocità del getto sul fondo	$V_{b,max}$	[m/s]	2,32	1,36	3,01
Dimensione caratteristica del rivestimento (spessore del materasso cls)	S	[m]	0,15	0,05	0,26

Tabella 16 – Calcoli di verifica del materasso in cls



9 VERIFICA DELLA TRACIMAZIONE

Com'è noto la tracimazione dipende da diversi fattori quali la geometria dell'opera, la sua quota di coronamento, la scabrezza del paramento, l'altezza d'onda al piede della struttura e l'incidenza del moto ondoso.

La stima della portata di tracimazione è necessaria per la verifica di funzionalità delle opere. In altre parole, l'accettazione o meno dei valori di tracimazione dipende dalle funzioni svolte dalla struttura di difesa, dalle attività che si possono svolgere a tergo di essa.

Nella *Tabella 17* si riportano i valori ammissibili delle portate medie di tracimazione per la sicurezza di uomini e mezzi e per la sicurezza delle strutture, desunta dal *Coastal Engineering Manual*.

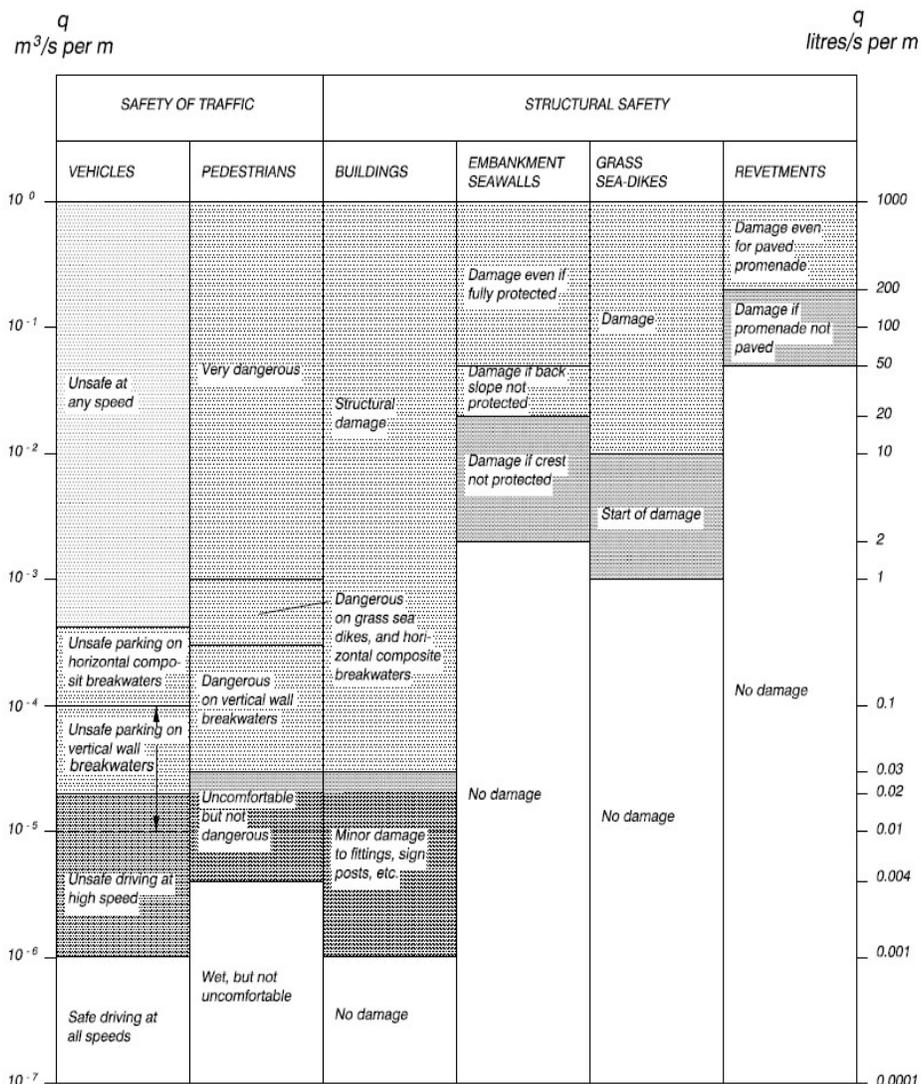


Tabella 17 – Valori ammissibili delle portate medie di tracimazione (Coastal Engineering Manual, Table VI-5-6)



9.1 Tratto della diga a gettata

La stima della portata di tracimazione dell'opera di chiusura è stata condotta attraverso la formula di Brabdry e Allsop, con i coefficienti empirici di Aminti e Franco (1988):

$$\frac{q}{gH_s T_{0m}} = a \left[\left(\frac{R_c}{H_s} \right)^2 \sqrt{\frac{S_{0m}}{2\pi}} \right]^{-b}$$

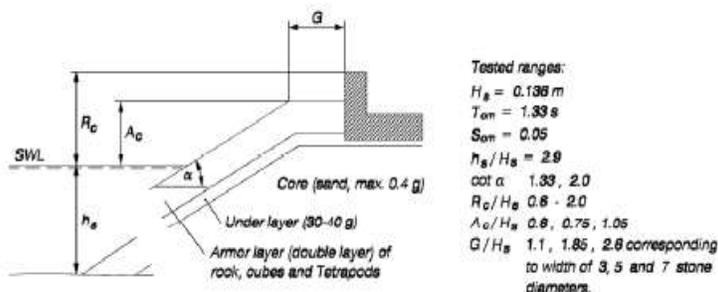
dove:

- q è la portata media di tracimazione per metro di struttura;
- H_s è l'altezza d'onda significativa al piede della struttura;
- T_{0m} è il periodo medio dell'onda;
- R_c è la quota della sommità dell'opera;
- S_{0m} è la ripidità dell'onda pari al rapporto H_s/L_{0m} ;
- a e b sono i coefficienti empirici di Aminti e Franco (Figura 8).

Table VI-5-10
Coefficients by Aminti and Franco (1988) for Overtopping Formula by Bradbury and Allsop in Table VI-5-9

Straight slope with berm in front of crown wall, Figure VI-5-14c. Rock, cube, and tetrapod armor on rather impermeable core. Only one sea state tested (JONSWAP spectrum). Non-depth limited waves. Irregular, head-on waves.

Note: "a" coefficients are shown multiplied by 10^8 . For example, a value of 17 in the table represents $17(10)^{-8}$.



ARMOR	cot	G/H_s	$a \cdot 10^8$	b
ROCK	2.00	1.10	17	2.41
		1.85	19	2.30
		2.60	2.3	2.68
	1.33	1.10	5.0	3.10
		1.85	6.8	2.65
		2.60	3.1	2.69
CUBES	2.00	1.10	8.3	2.64
		1.85	15	2.43
		2.60	84	2.38
	1.33	1.10	62	2.20
		1.85	17	2.42
		2.60	1.9	2.62
TETRAPODS	2.00	1.10	1.9	3.08
		1.85	1.3	3.80
		2.60	1.1	2.66
	1.33	1.10	6.8	2.81
		1.85	1.7	3.02
		2.60	0.92	2.98

Figura 8 – Schema geometrico e coefficienti a e b per la formula di Bradbury e Allsop (Coastal Engineering Manual, Table VI-5-10)



Nella relazione "b.1 - Studio Meteo-Marino" del Progetto Definitivo è riportato l'andamento dell'altezza d'onda significativa H_s al largo di Favignana in funzione del tempo di ritorno T_r . Per tempo di ritorno pari ad 1 anno, risulta un valore di H_s pari a 5,0 m. In modo del tutto analogo a quanto fatto nel Progetto Definitivo, applicando il coefficiente k (coefficiente di rifrazione x coefficienti di shoaling) si ottiene il valore di H_s in prossimità della diga che risulta pari a 3,24 m.

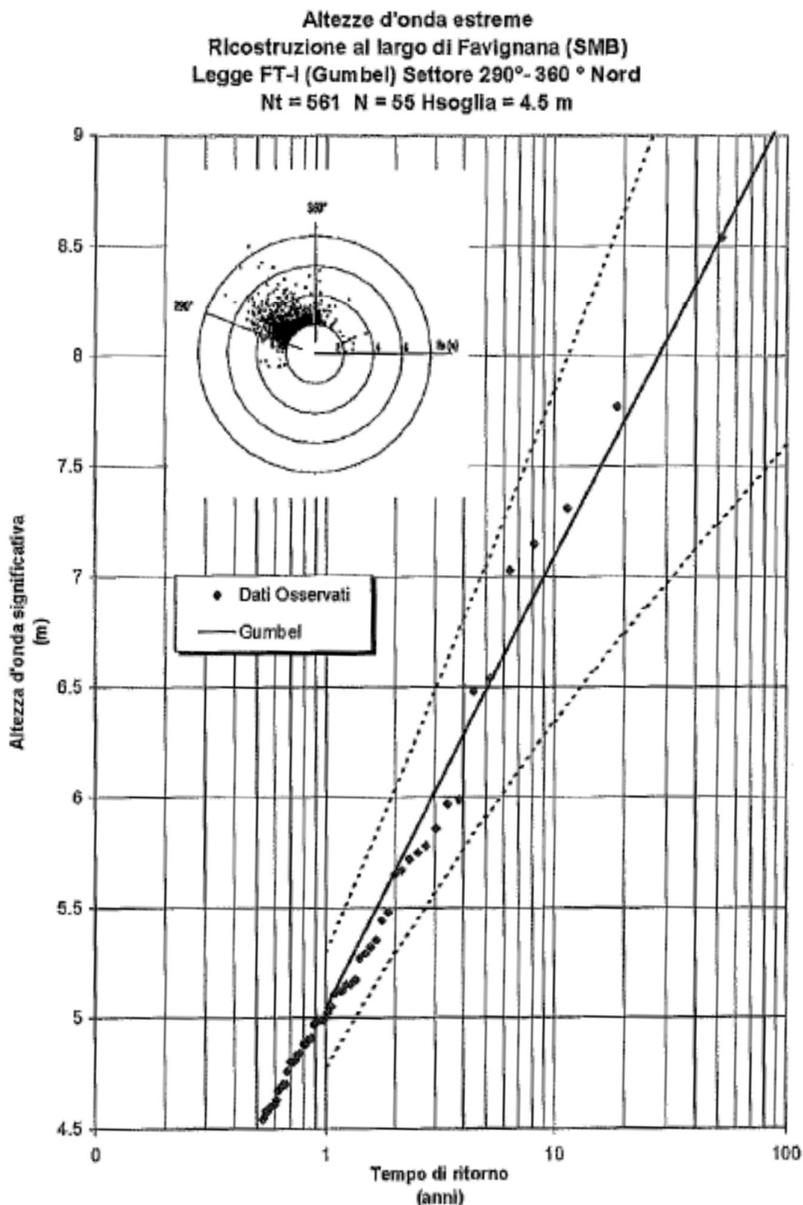


Figura 9 – Andamento dell'altezza d'onda significativa al largo di Favignana in funzione del tempo di ritorno T_r (figura 4,6 della relazione "b.1 Studio Meteo-Marino" del Progetto Definitivo)

Nella *Tabella 18* sono riportate le stime della Portata di Tracimazione per $T_R=1$ anno con $H_s=3,24$ m, e $\cot\alpha$ pari a 1,33 e pari a 2,00.



Nel caso in specie $\cot\alpha$ è pari a 1,50, quindi in proporzione risulta una **portata di tracimazione pari a 1,85 l/s**. Per tale valore di portata il massiccio risulta pericoloso ed è vietato il transito di mezzi e pedoni.

Quota della sommità dell'opera	R_c	m	4,40
Larghezza berma	G	m	6,50

Tempo di Ritorno	T_R	anni	1	1
Altezza d'onda significativa	H_s	m	3,24	3,24
Periodo medio dell'onda su profondità illimitata	T_{0m}	s	7,47	7,47
Ripidità dell'onda su profondità illimitata	s_{0m}	-	0,04	0,04
	G/H_s	-	2,01	2,01
	$\cot\alpha$	-	1,33	2,00
Coeff a (CEM Tab VI-5-10 pag. VI-5-26)	a	-	1,54E-08	1,26E-08
Coeff b (CEM Tab VI-5-10 pag. VI-5-26)	b	-	3,01	3,61
Portata	q	m^3/s	0,0013	0,0034
		l/s	1,30	3,45

Tabella 18 – Tratto della diga a gettata: Stima della Portata di tracimazione per $T_R=1$ anno



9.2 Tratto della diga a parete verticale

Per la stima della portata di tracimazione della diga a parete verticale viene utilizzata la formulazione riportata nell'Eurotop Manual. Nella *Figura 10* si riporta lo schema geometrico del metodo.

Il parametro di "impulsività" h^* è definito come segue:

$$h^* = 1,35 \frac{h_s}{H_{m0}} \frac{2\pi h_s}{g T_{m-1,0}^2}$$

Dove:

h_s è la profondità del fondale al piede della struttura;

H_{m0} è l'altezza d'onda al piede della struttura;

R_c è la quota di sommità dell'opera;

$T_{m-1,0}$ è il periodo spettrale, legato al Periodo di Picco T_p dalla seguente relazione

$$T_p = 1,1 T_{m-1,0}$$

Per valori di $h^* > 0,3$ si hanno condizioni non impulsive.

La formula della stima della tracimazione per condizioni non impulsive, con approccio probabilistico, è riportata di seguito:

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0,04 \exp\left(-\frac{2,6}{\gamma} \frac{R_c}{H_{m0}}\right)$$

Dove:

$$\gamma = 1 - 0,0062\beta \quad \text{per} \quad 0^\circ < \beta < 45^\circ$$

$$\gamma = 0,72 \quad \text{per} \quad \beta > 45^\circ$$

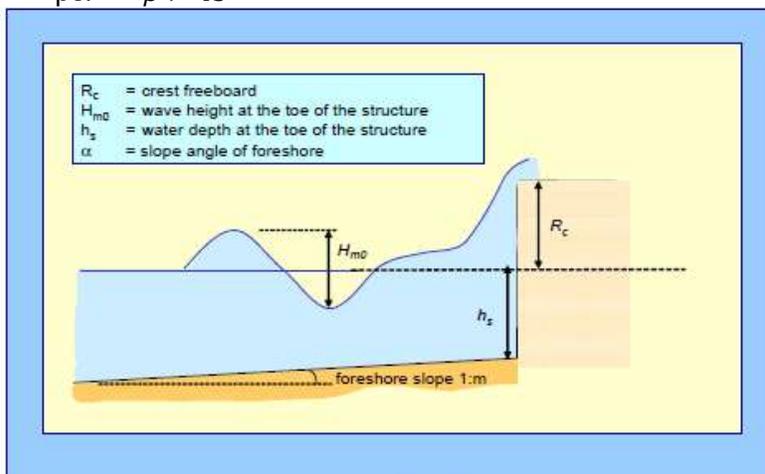


Figure 7.6: Definition sketch for assessment of overtopping at plain vertical walls

Figura 10 – Schema geometrico per la stima delle portate di tracimazione per dighe a parete verticale (Eurotop Manual, Fig. 7.6)

Nella *Tabella 19* è riportata la stima della Portata di Tracimazione per $T_R=1$ anno e $H_{m0}=3,24$ m (come desunto dal Progetto Definitivo) che risulta essere pari a 11,8 l/s per metro di struttura. Per tale valore di portata il massiccio risulta molto pericoloso ed è vietato il transito di mezzi e pedoni.



Pareti verticali

Profondità fondale al piede della struttura	h_s	m	13,50
Altezza emersa	R_c	m	4,50

Tempo di Ritorno	T_R	anni	1
Altezza d'onda al piede della struttura	H_{m0}	m	3,24
Periodo di picco	T_p	s	7,47
Periodo spettrale	$T_{m-1,0}$	s	6,79

Parametro di impulsività	h^*	m	1,054
--------------------------	-------	---	-------

NON IMPULSIVA

Range di validità	R_c/H_{m0}	m	1,389
	>0,1		SI
	<3,5		SI

Angolo di attacco rispetto alla normale	β	°	20
Fattore di riduzione per angolo di attacco	γ	-	0,876
Portata di tracimazione (Probabilistico)	q	m^3/s	0,011842
		l/s	11,842

Tabella 19 – Tratto della diga a parete verticale: Stima della Portata di tracimazione per $T_R=1$ anno

Da quanto sopra, sia nel tratto di diga a gettata che in quello a parete verticale, risulta che, in condizioni meteomarine avverse:

- dovrà essere assolutamente vietato l'accesso alla "passeggiata a mare";
- dovrà essere valutata la possibilità di transito dei mezzi e del personale portuale sulla banchina retrostante alla passeggiata a mare.