AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

SOCIETÀ DI PROGETTO: APM TERMINALS VADO LIGURE S.p.A.

MAERSK

CLF GRANDI LAVORI FINCOSIT

PROGETTAZIONE:

TECHNITAL S.p.A.

IL RESPONSABILE:

Dott. Ing. Guido Fiorini

PERIZIA DI VARIANTE

ELABORATO N° :

TITOLO ELABORATO

NUOVA DIGA FORANEA 1A FASE

STRUTTURE

OPERE IN SCOGLIERA - RELAZIONE DI CALCOLO

MI0102-PV-D-C-R-005-00

DATA	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
Dicembre 2015	A. Cappelletti	A. Lizzadro	G. Fiorini

REVISIONE N°	DATA	DESCRIZIONE
00	Dicembre 2015	EMISSIONE PER APPROVAZIONE

NOME FILE

MI0102-PV-D-C-R-005-00.docx

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

PERIZIA DI VARIANTE

NUOVA DIGA FORANEA 1A FASE
OPERE IN SCOGLIERA - RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. PREMESSA 6
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO 8
   2.1. Tratto di diga foranea verso mare 10
   2.2. Tratto di diga foranea di raccordo 14
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO 16
   3.1. Documenti programmatici e progettuali 16
   3.2. Norme, codici e bibliografia di riferimento 16
4. CRITERI DI PROGETTO 18
   4.1. Vita utile di progetto e periodo di ritorno dell'onda di progetto 18
   4.2. Scanno di imbasamento dell'opera a parete verticale 22
      4.2.1. Mantellata di protezione 22
      4.2.2. Nucleo dello scanno 24
      4.2.3. Regola dei filtri 25
      4.2.4. Massi guardiani al piede dei cassoni 25
   4.3. Scanno e scogliera di protezione dei cassoni minori 27
      4.3.1. Mantellata di protezione in tetrapodi 27
      4.3.2. Strato di transizione e berme intermedie della scogliera 29
      4.3.3. Scanno e nucleo della scogliera 31
      4.3.4. Regola dei filtri 32
5. DIMENSIONAMENTO DELLO SCANNO DI IMBASAMENTO 33
   5.1. Dimensionamento della mantellata di protezione 33
   5.2. Verifica del nucleo dello scanno 36
   5.3. Verifica della regola dei filtri 40
   5.4. Verifica dei massi guardiani al piede dei cassoni 42
6. DIMENSIONAMENTO DELLA SCOGLIERA DI PROTEZIONE DEI CASSONI MINORI 45
   6.1. Dimensionamento della mantellata in tetrapodi 45
   6.2. Strato di transizione e berme intermedie della scogliera 47
   6.3. Scanno e nucleo della scogliera 49
   6.4. Verifica della regola dei filtri 51

ELENCO FIGURE

Fig. 1.1 - Porto di Vado Ligure – Nuova diga foranea nella configurazione di prima fase e di PRP 7
Fig. 2.1 - Planimetria della diga foranea di prima fase 9
Fig. 2.2 - Planimetria della diga foranea di 1a fase con ubicazione sezioni tipo 11
Fig. 2.3 - Sezioni tipo B e C della diga foranea di 1ª fase – tratto verso mare 12
Fig. 2.4 - Sezioni tipo D e E della diga foranea di 1ª fase – tratto verso mare 13
Fig. 2.5 - Sezione tipo A della diga foranea di 1ª fase – tratto di raccordo 15
Fig. 4.1 - Definizione delle dimensioni dei massi guardiani (Takahashi, 1996) 26
Fig. 5.1 - Schema tipo della protezione lato mare di un'opera di difesa composita con parete in cassoni (Coastal Engineering Manual, 2006) 34
Fig. 5.2 - Dimensionamento dei massi della mantellata di protezione dello scanno (formula di Tanimoto e Takahashi) – sezione C 35
Fig. 5.3 - Dimensionamento dei massi della mantellata di protezione dello scanno (formula di Tanimoto e Takahashi) – sezioni D, E 35
Fig. 5.4 - Curve granulometriche del tout-venant 0-500 kg 40
Fig. 5.5 - Curve granulometriche dei massi di pezzatura 1000-3000 kg 41
Fig. 6.1 - Piano di posa della mantellata in tetrapodi 47
Fig. 6.2 - Curve granulometriche dei massi di pezzatura 3000-7000 kg 51

ELENCO TABELLE

Tab. 4.1 - Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo Tv 18
Tab. 4.2 - Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera P_f 19
Tab. 4.3 - Periodi di ritorno dell'onda di progetto – Diga foranea nella configurazione finale e di prima fase 21
Tab. 4.4 - Periodi di ritorno dell'onda di progetto – Diga foranea in fase di costruzione 21
Tab. 5.1 - Verifica di stabilità del materiale dello scanno 39
Tab. 5.2 - Verifica della regola dei filtri di Terzaghi 42
Tab. 5.3 - Verifica dei massi guardiani 43
Tab. 5.4 - Verifica della dimensione dei fori dei massi guardiani 44
Tab. 6.1 - Verifica di stabilità delle berme intermedie della scogliera 48
Tab. 6.2 - Verifica di stabilità del materiale dello scanno/nucleo della scogliera a protezione dei cassoni minori 50
Tab. 6.3 - Verifica della regola dei filtri di Terzaghi 52

1. PREMESSA

Nell'ambito del Piano Regolatore Portuale di Vado Ligure è previsto l'allungamento e la modifica della configurazione della diga foranea esistente, con lo scopo di assicurare la protezione della nuova piattaforma multifunzionale dall'azione del moto ondoso.

Il processo di realizzazione della nuova diga foranea prevede, quale step iniziale, la costruzione di una prima fase funzionale (vedi Fig. 1.1), di estensione parziale, tesa a migliorare le condizioni di manovrabilità delle navi nello specchio acqueo compreso tra la nuova piattaforma e la diga stessa, nonché di protezione della piattaforma dall'azione delle onde, in particolare dagli eventi provenienti dal secondo quadrante.

Per la realizzazione della diga foranea di 1ª fase è previsto il salpamento di una parte della diga esistente e il riutilizzo dei cassoni rimossi nell'ambito della nuova opera.
I cassoni saranno posati su uno scanno di imbasamento in scogliera, secondo una tipologia costruttiva analoga a quella della diga esistente.
Rispetto a quest'ultima, la nuova diga di 1ª fase insisterà su fondali più elevati e, in corrispondenza dei cassoni riutilizzati di dimensioni più contenute, comprenderà anche una scogliera di protezione disposta sul lato mare.

La presente relazione ha lo scopo di illustrare i criteri adottati ed i calcoli effettuati ai fini della progettazione delle opere in scogliera previste nell'ambito della nuova diga foranea di 1ª fase nel porto di Vado Ligure.

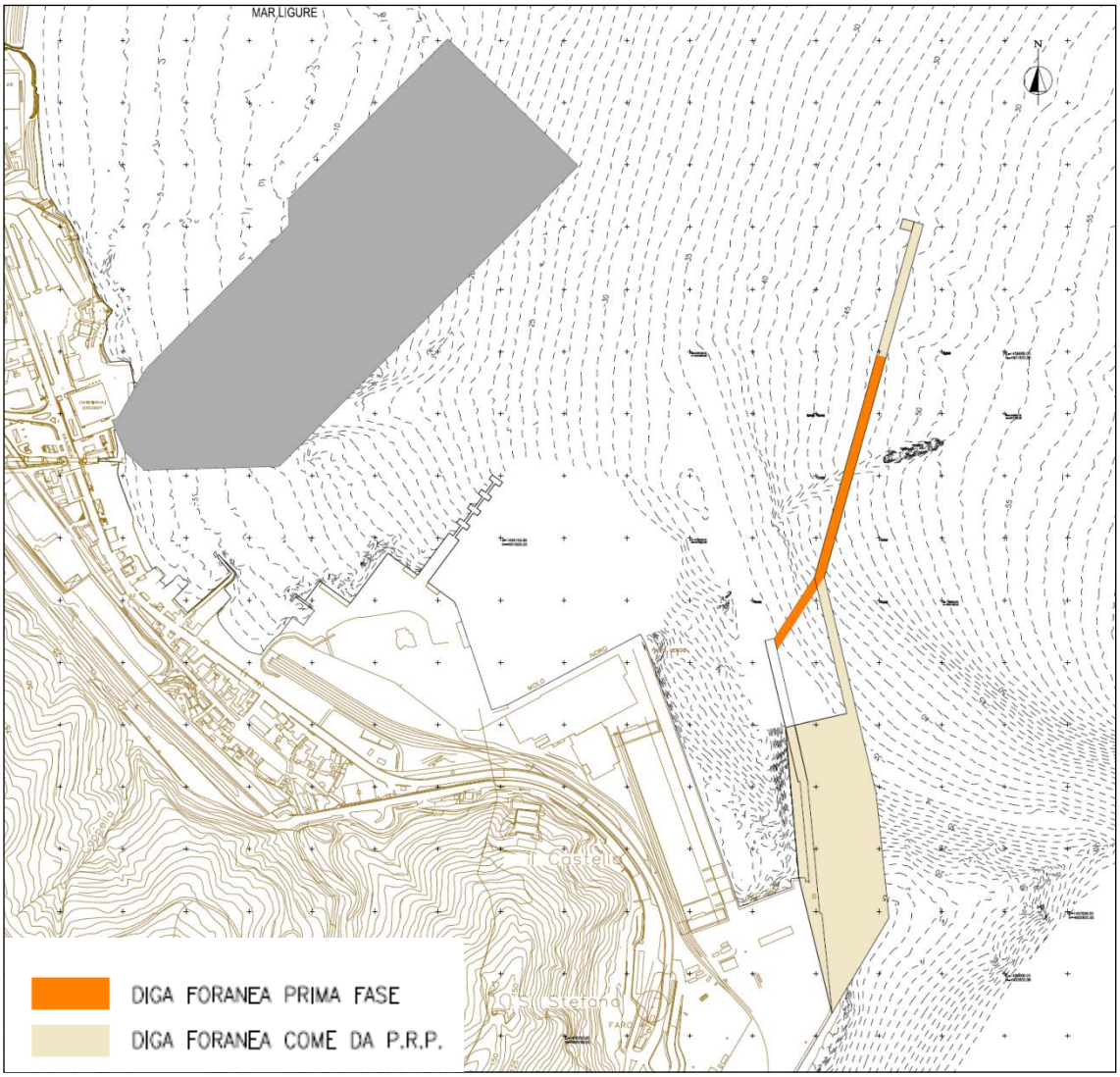


FIG. 1.1 - PORTO DI VADO LIGURE – NUOVA DIGA FORANEA NELLA CONFIGURAZIONE DI PRIMA FASE E DI PRP

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

La configurazione planimetrica di prima fase della diga foranea è costituita da un tratto che segue, verso mare, la configurazione finale del PRP per uno sviluppo di 360 m e un tratto di raccordo provvisorio (rispetto a quanto previsto nel PRP), caratterizzato da uno sviluppo di 100 m, che consente il collegamento tra la diga esistente ed il predetto tratto verso mare della nuova diga (vedi Fig. 1.1). Per la costruzione della nuova diga foranea di prima fase verranno riutilizzati, una volta salpati, i 13 cassoni costituenti il tratto terminale della diga foranea esistente, con l'aggiunta di due cassoni di nuova costruzione necessari per evitare l'interferenza dello scanno di imbasamento con l'adiacente relitto della nave Sacro Corem (Fig. 2.1).

Nella configurazione finale come da PRP la diga foranea di prima fase verrà estesa verso mare di ulteriori 240 m e verrà inoltre realizzato un nuovo tratto di diga verso terra di raccordo con la diga esistente, con la creazione di un nuovo terrapieno (Fig. 1.1).

Nei paragrafi successivi sono illustrate le tipologie di opere previste per la configurazione planimetrica di prima fase della nuova diga, oggetto del presente progetto esecutivo, brevemente sintetizzate qui di seguito.

Per il tratto di 360 m che si può considerare definitivo secondo la configurazione del PRP è prevista la realizzazione di un'opera di difesa composita caratterizzata da uno scanno d'imbasamento in scogliera e sovrastanti cassoni cellulari in c.a.. Per questo tratto il dimensionamento dell'opera ha fatto riferimento ad una vita tecnica di 50 anni ed a un tempo di ritorno delle condizioni meteomarine di progetto di 250 anni.

Il tratto di raccordo di 100 m, da considerarsi provvisorio in quanto non ricalca la configurazione planimetrica del PRP, è costituito da uno scanno in scogliera su cui sono imbasati i cassoni cellulari in c.a. di dimensioni minori, protetti sul lato mare da una scogliera. Per questo tratto il dimensionamento dell'opera ha fatto riferimento ad una vita tecnica di 10 anni ed a un tempo di ritorno delle condizioni meteomarine di progetto di 50 anni.

Per la connessione dei due suddetti tratti e la connessione tra il tratto di raccordo e la diga esistente è prevista la realizzazione di un'opera provvisoria costituita da due serraglie in elementi di calcestruzzo. Anche per questo tratto il dimensionamento dell'opera ha fatto riferimento ad una vita tecnica di 10 anni ed a un tempo di ritorno delle condizioni meteomarine di progetto di 50 anni.

Infine si evidenzia che la quota di sommità delle opere della nuova diga prevista nel presente progetto, è pari a +2,5 m s.m.m. e nel breve l'Autorità Portuale provvederà alla realizzazione di un muro paraonde con quota di sommità a +7 m s.m.m.

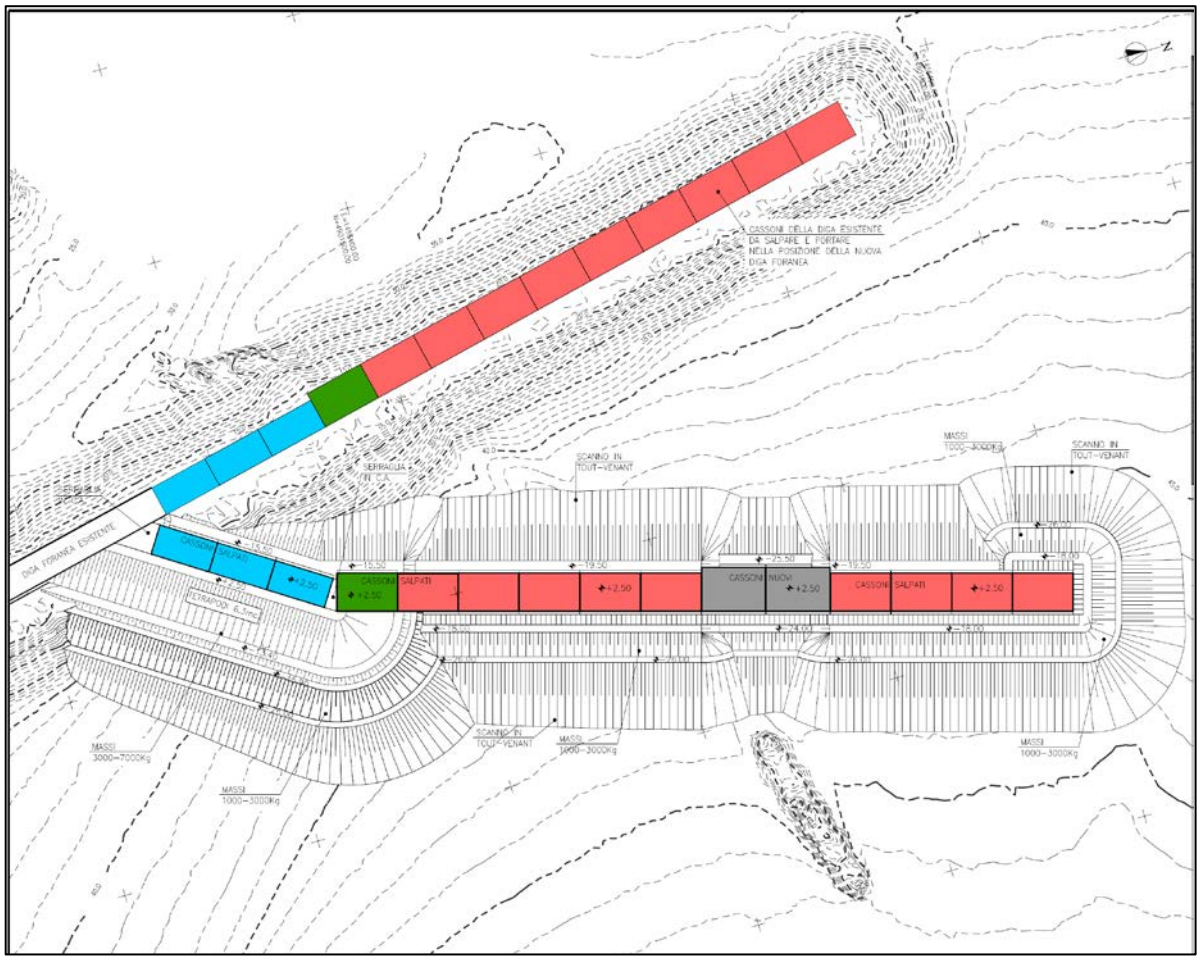


FIG. 2.1 - PLANIMETRIA DELLA DIGA FORANEA DI PRIMA FASE

2.1. Tratto di diga foranea verso mare

Il tratto verso mare della diga foranea di prima fase, di sviluppo 360 m, interessa fondali elevati compresi tra la batimetrica -43 m e la -49 m s.m.m (vedi Fig. 2.2).

La tipologia costruttiva della nuova diga foranea è analoga a quella della diga esistente ed è costituita da cassoni cellulari in c.a. imbasati su uno scanno in scogliera.

Sono previsti 12 cassoni cellulari, di cui 10 provenienti dal salpamento di quelli esistenti e 2 di prefabbricazione ex novo. Riguardo ai cassoni che saranno riutilizzati, vanno distinti 9 cassoni con dimensioni del fusto in pianta di 19x30,06 m che verranno imbasati alla -19,50 m (sezioni tipo D ed E in Fig. 2.4 e Fig. 2.5) e 1 cassone di dimensioni 19x30,06 m che verrà imbasato alla -15,50 m (sezione tipo B, Fig. 2.3).

I due cassoni da prefabbricare ex novo sono caratterizzati da dimensioni 22x32 m e saranno imbasati ad una quota più profonda pari a -25,50 m (sezione tipo C in Fig. 2.3), che consente di evitare l'interferenza dello scanno con il relitto della nave Sacro Corem.

Lo scanno d'imbasamento dei cassoni è costituito, per le sezioni tipo C, D ed E, da tout-venant di pezzatura 0-500 kg, con mantellata di protezione in massi naturali di categoria 1000-3000 kg.

Con riferimento alla sezione tipo B, relativa al cassone salpato imbasato alla -15,50 m, sul lato mare il cassone sarà in parte interessato da una scogliera di protezione costituita da massi naturali e artificiali. Questa tipologia di protezione viene illustrata con maggior dettaglio nel capitolo successivo, in quanto interessa soprattutto il tratto di diga foranea provvisorio.

Al piede dei cassoni, per contrastare localmente l'effetto di scalzamento indotto dalle onde che riflettono sulla parete verticale, è prevista la posa di massi guardiani forati al fine di limitare le sottopressioni sul masso stesso.

In corrispondenza della testata (sezione tipo E) la mantellata in massi naturali 1000-3000 kg verrà risvoltata nella parte interna della diga per un'estensione di 30 m.

Nelle figure seguenti sono presentate le sezioni tipo di questo tratto di nuova diga foranea.

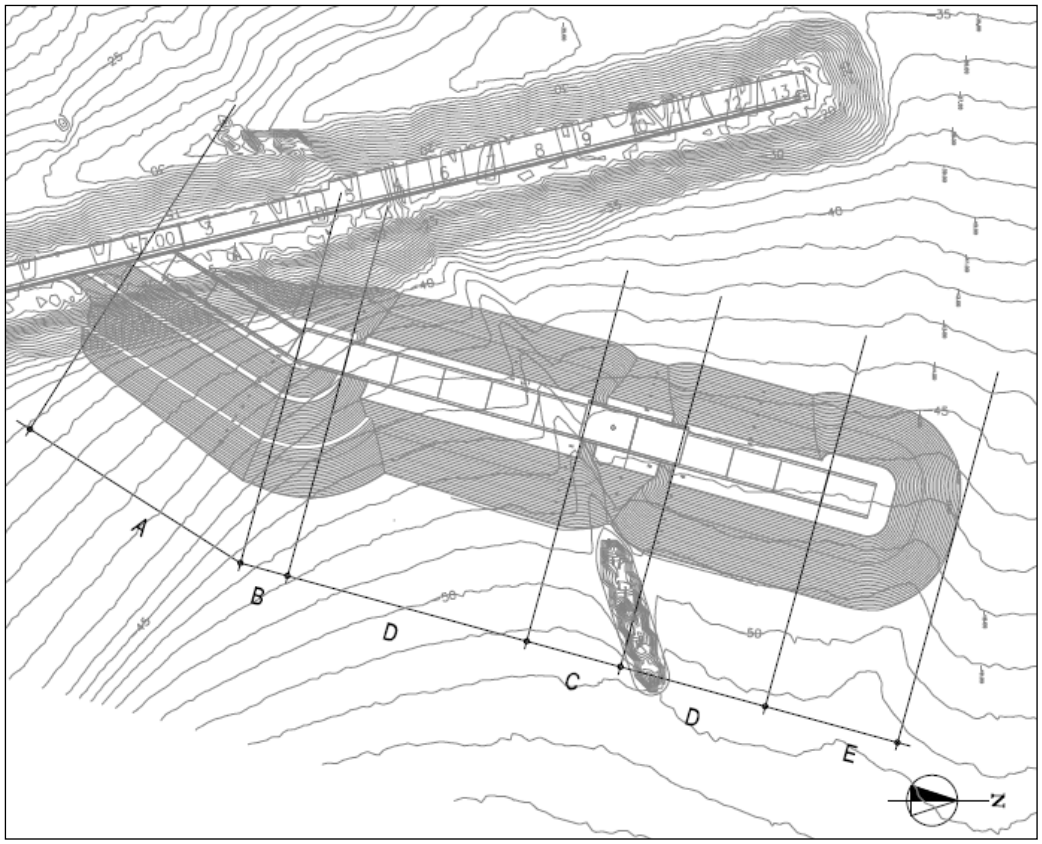


FIG. 2.2 - PLANIMETRIA DELLA DIGA FORANEA DI 1A FASE CON UBICAZIONE SEZIONI TIPO

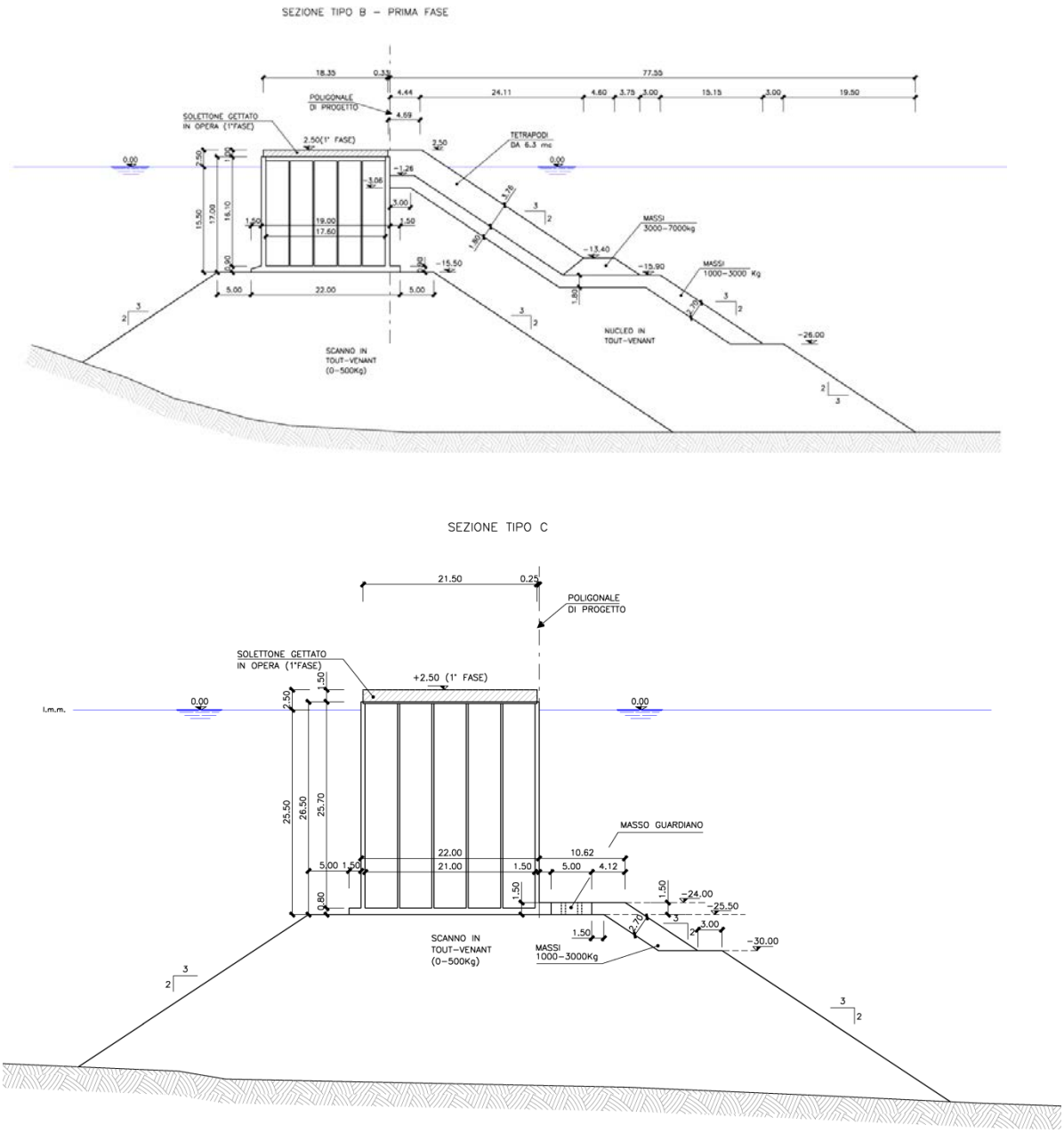


FIG. 2.3 - SEZIONI TIPO B E C DELLA DIGA FORANEA DI 1A FASE – TRATTO VERSO MARE

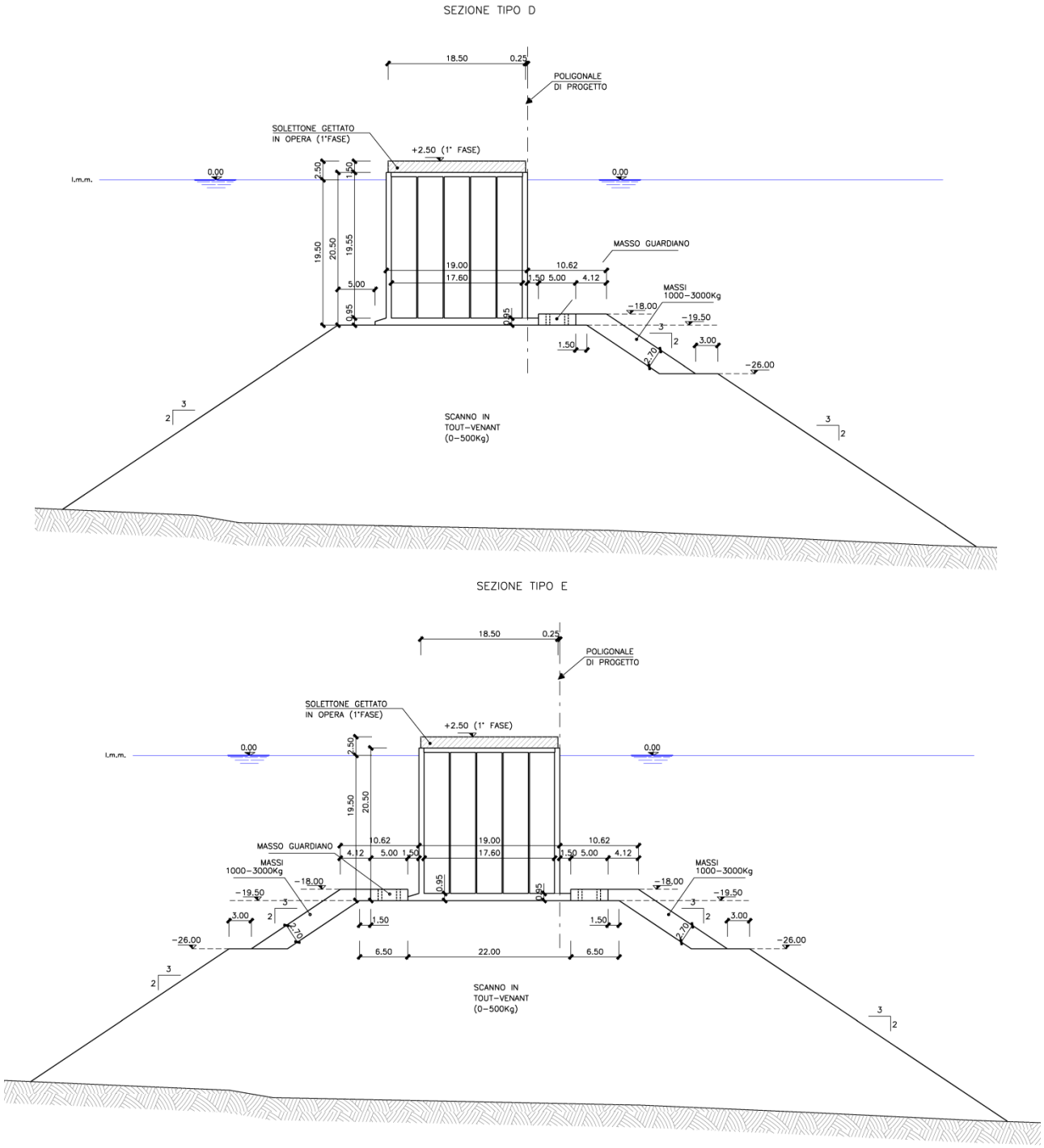


FIG. 2.4 - SEZIONI TIPO D E E DELLA DIGA FORANEA DI 1A FASE – TRATTO VERSO MARE

2.2. Tratto di diga foranea di raccordo

Il tratto della diga foranea di prima fase, di sviluppo 100 m, che consente in via provvisoria il raccordo con la diga esistente, interessa fondali fino alla -43 m s.m.m. (vedi Fig. 2.2).

Relativamente alle opere in scogliera, la tipologia costruttiva di questo tratto di diga prevede, oltre allo scanno di imbasamento dei cassoni in c.a., una scogliera lato mare posta a protezione dei cassoni stessi, di dimensioni più esigue rispetto a quelli costituenti il tratto verso mare della diga (sezione tipo A, Fig. 2.5).

I cassoni cellulari da riposizionare, una volta salpati, lungo il tratto di raccordo della diga sono 3. Tali cassoni sono caratterizzati da dimensioni del fusto in pianta pari a 15,2x30,06 m e saranno imbasati alla quota -15,50 m, analogamente al cassone della sezione tipo B della nuova diga foranea, parzialmente protetto dal risvolto di chiusura della scogliera caratterizzante la sezione A.

Lo scanno d'imbasamento dei cassoni è costituito da tout-venant di pezzatura 0-500 kg. La scogliera di protezione sarà realizzata posizionando in adiacenza al cassone e al suo scanno ancora pietrame di categoria 0-500 kg, rivestito fino alla quota -26 m da massi 1000-3000 kg. Nella parte superiore la mantellata sarà invece costituita da tetrapodi da 6,3 metri cubi, sostenuti da un piede in massi 3000-7000 kg. La quota sommitale prevista per la mantellata in tetrapodi è +2.50 m s.m.m., al pari dell'estradosso della sovrastruttura orizzontale in c.a. dei cassoni.

La protezione in scogliera sul lato mare dei cassoni ha un duplice scopo: di limitare la riflessione del moto ondoso con riferimento in particolare agli eventi provenienti dal secondo quadrante e di ridurre i carichi indotti dalle onde sui cassoni in modo da assicurare la loro stabilità.

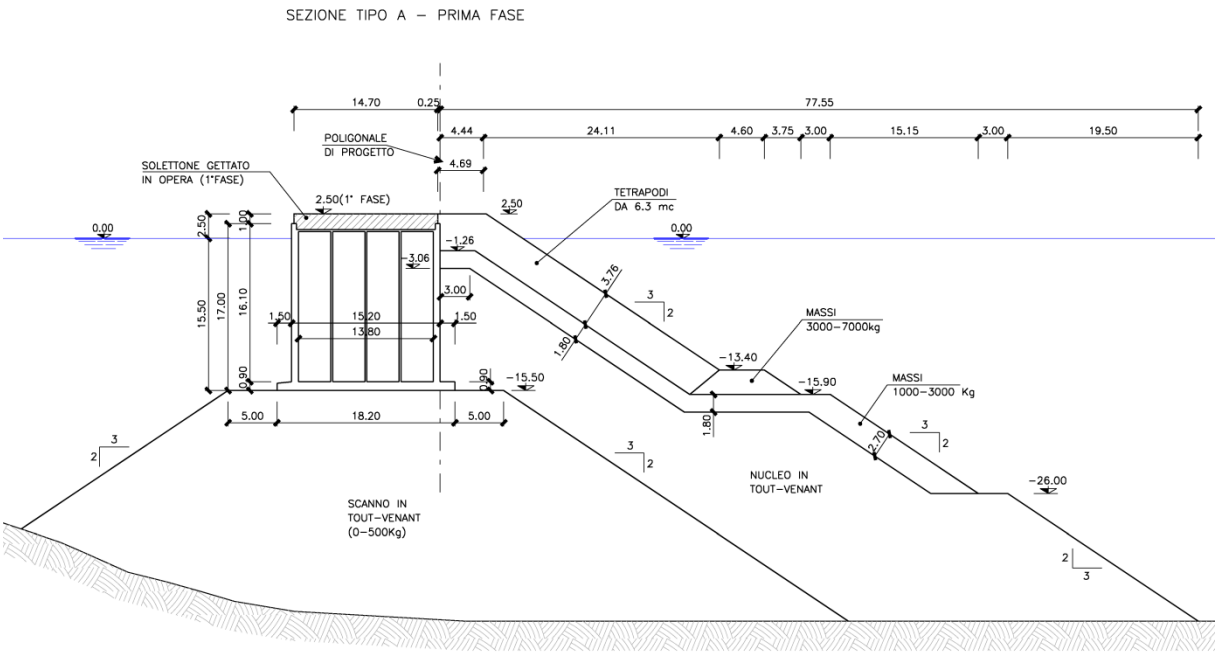


FIG. 2.5 - SEZIONE TIPO A DELLA DIGA FORANEA DI 1^A FASE – TRATTO DI RACCORDO

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1. Documenti programmatici e progettuali

I documenti di riferimento per la progettazione della nuova diga foranea del porto di Vado Ligure sono essenzialmente i seguenti:

- il Piano Regolatore Portuale, che definisce le caratteristiche dimensionali ai fini della protezione della piattaforma multifunzionale;
- il Progetto Preliminare dello spostamento del tratto terminale del molo sopraflutti esistente e realizzazione del nuovo sopraflutti nel bacino portuale di Vado Ligure, datato 2010 e redatto dall'Autorità Portuale di Savona.

3.2. Norme, codici e bibliografia di riferimento

- BS 6349-1 (2000). "Maritime Structures – Part 1: Code of practice for general criteria". BSI, London;
- BS 6349-7 (1991). "Maritime Structures – Part 7: Guide to the design and construction of breakwaters". BSI, London;
- CIRIA, CUR, CETMEF (2007). "The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)". C683, CIRIA, London;
- C.S.LL.PP., CNR-GNDCI (1996). "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime". Pubbl. GNDCI n.1450;
- Deltares (2010). "BREAKWAT 3.3. User & Technical Manual". Deltares, Delft, The Netherlands;
- Jensen, O. J. and Oumeraci, H. "Breakwaters" – Chapter 7 in "Planning and design of ports and marine terminals (2nd edition)". Ed. Hans Agerschou, Thomas Telford, 2004;
- PIANC PTC II Working Group 28. "Breakwaters with vertical and inclined concrete walls";
- ROM 0.2-90. "Actions in the design of maritime and harbour works". Puertos del estado, Spain;

– ROM 0.5-94. “Geotechnical recommendations for the design of maritime and harbour works”. Puertos del estado, Spain;
– Takahashi, S. (2002). “Design of vertical breakwaters”. Rev. version 2.1 of Reference Document No. 34, Port and Airport Research Institute, Japan;
– US Army Corps of Engineers (2006). “Coastal Engineering Manual”. Engineer Manual 1110-2-1100, Part VI – Chapter 5: Fundamentals of Design.

4. CRITERI DI PROGETTO

4.1. Vita utile di progetto e periodo di ritorno dell'onda di progetto

Il periodo di ritorno dell'onda di progetto è stato definito in conformità alle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe frangiflutti edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (1996). Il periodo di ritorno dipende dalla vita tecnica dell'opera e dalla massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera.

La durata minima di vita per le opere è definita nella Tab. 4.1.

TAB. 4.1 - DURATA MINIMA DI VITA PER OPERE O STRUTTURE DI CARATTERE DEFINITIVO TV

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

Per infrastrutture di uso generale si intendono opere di difesa di complessi civili o industriali, che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita funzionale dell'opera. Per infrastrutture ad uso specifico si intendono le opere di difesa di singole installazioni industriali, di porti industriali, di depositi o piattaforme di carico e scarico, di piattaforme petrolifere, ecc..

Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere o installazioni di interesse locale ed ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa (difese costiere, opere in porti minori o marina, scarichi a mare, strade litoranee ecc.).

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

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

Per quanto riguarda la probabilità di occorrenza dell'onda di progetto, si assumeranno le probabilità corrispondenti al danneggiamento incipiente od alla distruzione totale in relazione alle deformazioni-modificazioni subite dall'opera in caso di danneggiamento ed alla difficoltà di riparare il danno subito (vedi Tab. 4.2).

TAB. 4.2 - MASSIMA PROBABILITÀ DI DANNEGGIAMENTO AMMISSIBILE NEL PERIODO DI VITA OPERATIVA DELL'OPERA P_F

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

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

per la protezione dei fondali vicino alle strutture a parete verticale e per lo scanno di imbasamento della diga foranea, al fine di fornire la stessa probabilità di danneggiamento attribuita alle strutture stesse.

Per strutture flessibili o comunque per opere riparabili (ad es. dighe a scogliera), si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente inteso come il livello di danneggiamento predefinito in relazione al tipo di struttura, al di sopra del quale il danno è apprezzabile e risulta necessario intervenire con lavori di manutenzione. Per le scogliere si può assumere un rischio per la vita umana limitato e una ripercussione economica media o medio-bassa.

Per rischio limitato per la vita umana si intendono i casi in cui a seguito del danneggiamento non è prevista alcuna perdita di vite umane. Quando queste perdite sono preventivabili, il rischio è elevato. Per ripercussione economica bassa, media ed alta s'intendono casi in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità delle opere protette ed, il costo totale per la realizzazione dell'opera è minore di 5, è compreso fra 5 e 20 o è maggiore di 20.

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

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

Per la diga foranea nella configurazione finale, in relazione alla sua importanza si può associare un livello di sicurezza pari a 2. Tutte le opere definitive possono essere considerate come infrastrutture civili di uso generale, cui corrisponde quindi un tempo di vita di 50 anni. Riguardo alla configurazione di prima fase si è assunta una vita tecnica di 10 anni, conformemente all'impegno dell'Autorità Portuale di completare la diga foranea con riferimento alla configurazione finale da PRP.

Per quanto riguarda la massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo operativo dell'opera, si assume la probabilità corrispondente alla distruzione totale, tipi-

ca delle opere a parete verticale. Inoltre si può assumere un rischio per la vita umana limitato e una ripercussione economica media o medio-bassa, a seconda dei casi.

In definitiva nel dimensionamento delle opere in progetto si sono adottati i parametri d'onda corrispondenti ai periodi di ritorno indicati in Tab. 4.3.

TAB. 4.3 - PERIODI DI RITORNO DELL'ONDA DI PROGETTO – DIGA FORANEA NELLA CONFIGURAZIONE FINALE E DI PRIMA FASE

Configurazione	**T_v (anni)**	**P_f**	**T_r teorico (anni)**	**T_r adottato (anni)**
Finale da PRP	50	0,2	224	**250**
Prima fase	10	0,2	45	**50**

Per il dimensionamento di parti dell'opera in fase di costruzione della diga foranea si è fatto riferimento ai seguenti dati:

TAB. 4.4 - PERIODI DI RITORNO DELL'ONDA DI PROGETTO – DIGA FORANEA IN FASE DI COSTRUZIONE

Fase	**T_v (anni)**	**P_f**	**T_r teorico (anni)**	**T_r adottato (anni)**
Costruzione	0,5	0,4	0,98	**1**

Per la definizione delle caratteristiche delle onde di progetto associate ai diversi tempi di ritorno considerati si rimanda alla Relazione meteomarina (El. MI0102-PV-G-L-R-001-00).

4.2. Scanno di imbasamento dell'opera a parete verticale

4.2.1. Mantellata di protezione

Per effetto del paramento verticale dell'opera di difesa composita, il moto ondoso sviluppa un moto verticale delle particelle liquide e un incremento delle loro velocità che sollecitano la base d'appoggio del manufatto. Per impedire fenomeni di scalzamento al piede occorre che lo scanno di fondazione sia adeguatamente protetto, lato mare, da una mantellata in materiale lapideo di peso adeguato ad assicurarne la stabilità.

Il peso dei massi necessario a garantire la stabilità della mantellata si determina con una formula analoga a quella fornita da Hudson per le opere a gettata:

$$W_{50} = \frac{\gamma_r H_s^{\,3}}{N_s^{\,3} \Delta^3}$$

dove:

W_{50}: peso medio dei massi
H_s: altezza d'onda significativa di progetto
γ_r: peso specifico del masso
γ_w: peso specifico dell'acqua
Δ: $= (\gamma_r/\gamma_w - 1)$
N_s: coefficiente di stabilità, generalmente espresso nella forma:

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

dove D_{n50} è il diametro nominale medio dei massi.

Il coefficiente di stabilità N_s dipende da vari fattori quali le condizioni d'onda, la forma dei massi, le modalità di posa in opera, la geometria della scogliera di fondazione. Per mantellate di massi naturali disposti in doppio strato la valutazione di N_s, e quindi del peso dei massi necessario ai fini della stabilità, può effettuarsi attraverso la formula di Tanimoto e Takahashi, come illustrato nel dettaglio nel par. 5.1.

Il dimensionamento della mantellata di protezione dello scanno viene eseguito con riferimento alle condizioni d'onda con periodo di ritorno di 250 anni. Tale protezione interessa infatti il tratto della diga destinato a permanere in opera nella configurazione finale prevista dal P.R.P.

Lo spessore della mantellata viene stabilito sulla base della seguente relazione:

$$t_a = n\, k_t\, D_{n50}$$

dove:

n: numero di strati considerati;

k_t: coefficiente di spessore dello strato, che dipende essenzialmente dal tipo di elementi impiegati.

Nello specifico è prevista una mantellata in triplo strato (n = 3) a rivestimento della scarpata dello scanno, con impiego di massi naturali a spigoli vivi, per i quali si assume $k_t = 1.0$.
La mantellata è prevista poggiante su un nucleo in tout-venant di caratteristiche adeguate, tenendo conto delle difficoltà operative che si incontrerebbero nella posa in opera anche di strati di transizione alle elevate profondità di progetto.
A garanzia dell'adeguata funzionalità della mantellata anche in termini di filtro, in modo da evitare che il materiale dello scanno penetri nei vuoti dello strato di protezione, si esegue la verifica della regola dei filtri di Terzaghi, come descritto nel successivo par. 4.2.3.

La larghezza in sommità della mantellata si assume, come di prassi, pari ad almeno $3 \cdot D_{n50}$ e, comunque, tale da rispettare le necessità dimensionali della berma complessiva al piede dei cassoni e della sezione considerata. La pendenza della scarpata è assunta pari a 2:3 per contenere, compatibilmente con le condizioni di stabilità idraulica e geotecnica, la dimensione complessiva dello scanno.

L'estensione della mantellata lungo la scarpata è definita in dipendenza della quota della berma d'appoggio, che deve soddisfare le condizioni di stabilità del tout-venant rispetto all'azione di onde e correnti.

4.2.2. Nucleo dello scanno

Per la realizzazione dello scanno di imbasamento della nuova diga foranea è previsto l'impiego di tout-venant di pezzatura 0-500 kg, le cui caratteristiche granulometriche sono descritte nel par. 4.2.3.

Ai fini della stabilità interna del nucleo dello scanno occorre verificare che la sua composizione granulometrica soddisfi la seguente relazione:

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} < 10$$

che previene da condizioni di instabilità dovuta ad ampia gradazione della pezzatura del materiale lapideo.

La configurazione geometrica della sezione dello scanno è determinata essenzialmente in base alle dimensioni dei cassoni da fondare, alla profondità dei fondali di progetto e alle condizioni di stabilità del tout-venant posato in acqua, soggetto all'azione di onde e correnti.
La geometria ridotta dello scanno per la sezione C, dove esso presenta altezza ed estensione minori rispetto alle sezioni D ed E, è dovuta alla necessità di limitare l'ingombro planimetrico dell'opera in corrispondenza del relitto della nave Sacro Corem.

La pendenza delle scarpate dello scanno è assunta pari a 2:3, sia lato bacino che lato mare, per contenere la dimensione complessiva dello scanno a fronte degli elevati fondali di progetto. Tale pendenza definisce un angolo della scarpata inferiore all'angolo di riposo del tout-venant immerso, che può assumersi pari a $\phi = 40°$.

Lo scanno prevede una berma intermedia alla scarpata lato mare su cui appoggiare la mantellata di protezione al piede dei cassoni, con estensione adeguata rispetto all'unghia della mantellata (3 m ≈ $7.5 \cdot D_{50}$ >> $3 \cdot D_{50}$).

La stabilità del materiale dello scanno in luogo del piano di imbasamento dei cassoni e della berma al piede della mantellata è verificata in base al criterio di Shields, nella formulazione relativa alla condizione di incipiente movimento del materiale granulare soggetto all'azione combinata di onde e correnti.
In considerazione delle diverse criticità di esposizione delle zone dello scanno nelle fasi di costruzione e di esercizio della nuova diga, la verifica viene eseguita con riferimento alla fase di costruzione (T_r = 1 anno) per il piano sommitale dello scanno e alla fase di esercizio (T_r = 250 anni) per la berma di appoggio della mantellata.

Per le verifiche di stabilità globale e di capacità portante, relative sia alla fase di costruzione che di esercizio della diga foranea, si rimanda alla specifica relazione sulle verifiche geotecniche (El. MI0102-PV-D-G-R-001-00).

4.2.3. Regola dei filtri

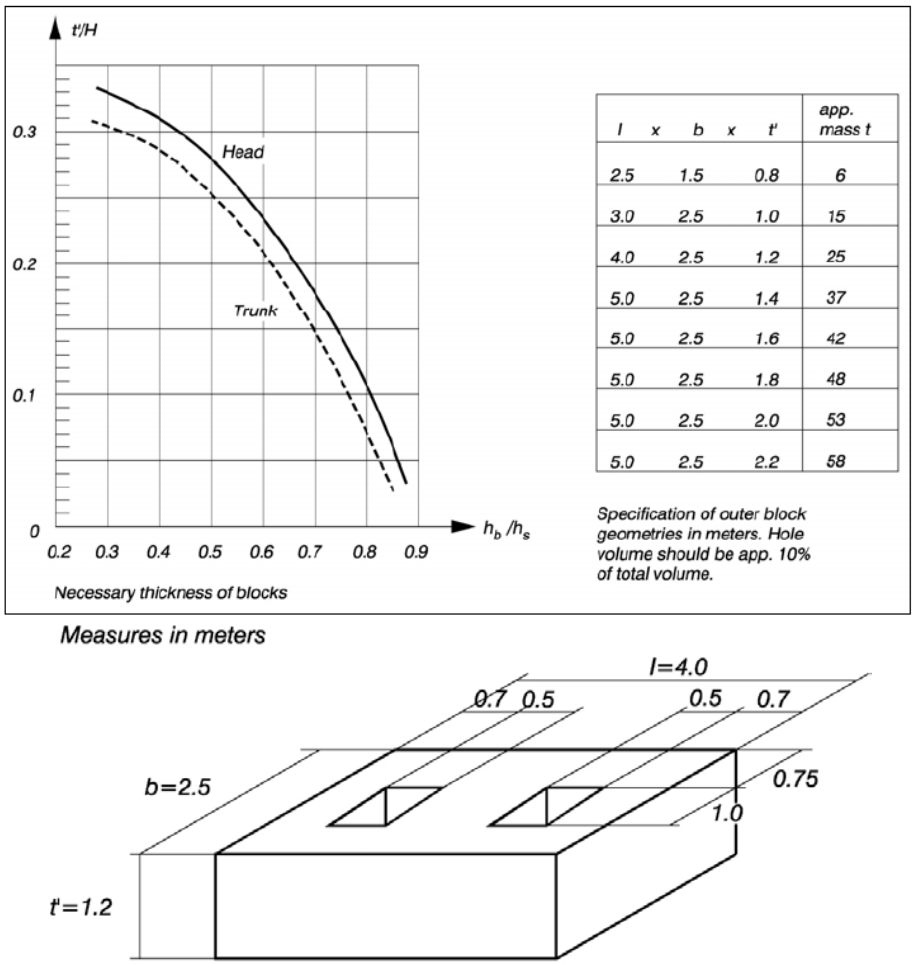
La verifica dell'adeguata funzionalità della mantellata in termini di filtro, così da evitare la dispersione di materiale dello scanno attraverso i vuoti del rivestimento protettivo, in particolare per effetto dei flussi ciclici causati dall'azione del moto ondoso, viene eseguita in conformità alle "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime" edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (1996), adottando la regola dei filtri di Terzaghi secondo la quale, note le curve granulometriche degli strati superiore ed inferiore, si devono rispettare le seguenti condizioni:

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

nelle quali i pedici *s* ed *i* si indicano rispettivamente il diametro dello strato di granulometria superiore (strato filtro) e quello di granulometria inferiore (strato base).

4.2.4. Massi guardiani al piede dei cassoni

Lungo il paramento esterno del tratto verso mare della nuova diga foranea, nonché lungo il risvolto della testata, al piede dei cassoni è prevista la messa in opera di massi guardiani in calcestruzzo armato per prevenire l'erosione della fondazione dei cassoni.



l x b x t'	app. mass t
2.5 1.5 0.8	6
3.0 2.5 1.0	15
4.0 2.5 1.2	25
5.0 2.5 1.4	37
5.0 2.5 1.6	42
5.0 2.5 1.8	48
5.0 2.5 2.0	53
5.0 2.5 2.2	58

Specification of outer block geometries in meters. Hole volume should be app. 10% of total volume.

FIG. 4.1 - DEFINIZIONE DELLE DIMENSIONI DEI MASSI GUARDIANI (TAKAHASHI, 1996)

I massi guardiani, secondo la prassi di progetto corrente, sono previsti dotati di fori (con area totale dei fori dell'ordine del 10% della superficie a contatto con il fondale) per una riduzione efficace della sottopressione dovuta all'azione dell'onda e agente sul lato inferiore del blocco.

La Fig. 4.1 mostra un diagramma tratto da Takahashi (1996) per la determinazione dello spessore t', per massi di prefissata impronta, in funzione dell'altezza dell'onda di progetto incidente H_s e del rapporto h_b/h_s tra le profondità al piede e davanti alla struttura (vedi schema in Fig. 5.1).

4.3. Scanno e scogliera di protezione dei cassoni minori

4.3.1. Mantellata di protezione in tetrapodi

Al fine di perseguire il duplice scopo di mitigare le sollecitazioni d'onda sui cassoni retrostanti la scogliera (sezioni A e B), favorendone la stabilità, e di limitare l'entità della riflessione ondosa nel tratto di raccordo della diga, la mantellata di protezione dell'opera è prevista in tetrapodi.

Questo tipo di elementi prefabbricati, peraltro già impiegati a difesa del terrapieno sud in radice alla diga foranea esistente, consente di realizzare un rivestimento solidale e stabile grazie all'elevato grado di concatenamento tra le unità, caratterizzato da una buona percentuale di vuoti e da una scabrezza paragonabile a quella di massi naturali spigolosi.

La dimensione dei tetrapodi necessaria a garantire la stabilità della mantellata può essere determinata attraverso le seguenti formule di derivazione empirica specifiche per mantellate in tetrapodi, dovute rispettivamente a Van der Meer e De Jong, a seconda del tipo di frangimento indotto dalla scarpata del paramento:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left[3.75 \left(\frac{N_{od}}{\sqrt{N}} \right)^{0.5} + 0.85 \right] s_{om}^{-0.2} \qquad \text{per frangimento di tipo } \textit{surging} \ (\xi_m \geq 3.5)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left[8.6 \left(\frac{N_{od}}{\sqrt{N}} \right)^{0.5} + 3.94 \right] s_{om}^{0.2} \qquad \text{per frangimento di tipo } \textit{plunging} \ (\xi_m \leq 2.5)$$

dove:

H_s: altezza d'onda significativa di progetto;
Δ: $= (\rho_a/\rho_w - 1)$
ρ_a: densità del masso artificiale
ρ_w: densità dell'acqua

D_n: diametro nominale del masso artificiale, definito come dimensione del cubo equivalente in volume all'elemento considerato;

N_{od}: numero di danno, corrispondente al numero di elementi spostati in una fascia di ampiezza D_n lungo l'asse longitudinale della scogliera;

N: numero delle onde della mareggiata considerata;

s_{om}: ripidità dell'onda, definita come:

$$s_{om} = \frac{H_s}{L_{om}}$$

con L_{om} lunghezza dell'onda al largo riferita al periodo medio T_m;

ξ_m: parametro di frangimento – o numero di Iribarren – così definito:

$$\xi_m = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{s_{om}}}$$

dove α è l'angolo che il paramento forma con l'orizzontale.

Per garantire una condizione di danno trascurabile della mantellata in tetrapodi, il numero di danno si può assumere nel range N_{od} = 0.2 - 0.5.

Il dimensionamento della mantellata in tetrapodi a rivestimento della scogliera di protezione dei cassoni minori viene eseguito con riferimento alle condizioni d'onda con periodo di ritorno di 50 anni. Tale protezione interessa infatti il tratto della diga foranea di raccordo con la diga esistente, destinato a permanere in opera nella sola configurazione di 1ª fase e non nella configurazione finale prevista dal P.R.P.

Lo spessore della mantellata in tetrapodi viene stimato sulla base della seguente relazione:

$$t_a = n\, k_t\, D_n$$

dove:

n = 2: numero di strati considerati;

k_t = 1.02: coefficiente di stratificazione per mantellata in tetrapodi.

La pendenza della scarpata è assunta pari a 2:3 per contenere, compatibilmente con le condizioni di stabilità idraulica e geotecnica, la dimensione complessiva della scogliera di protezione dei cassoni.

L'estensione della mantellata in tetrapodi lungo la scarpata è limitata, verso il basso, ad una quota che soddisfi le condizioni seguenti:

– gli effetti del moto ondoso alla quota di interruzione della mantellata risultino poco sensibili; cautelativamente la quota sarà inferiore a -1.5 H_s rispetto al livello di bassa marea, nello specifico il livello medio delle basse maree sizigiali nel paraggio (-0.15 m s.m.m.);
– la berma in massi naturali al piede della mantellata risulti stabile rispetto all'azione idrodinamica di onde e correnti (cfr. par. 4.3.2).

Superiormente, l'estensione della mantellata è prevista limitata alla quota +2.50 m s.m.m., al pari dell'estradosso della sovrastruttura orizzontale dei cassoni.

La larghezza in sommità della mantellata è determinata dall'ingombro necessario per il posizionamento di due file combinate di tetrapodi sul piano di coronamento.

4.3.2. Strato di transizione e berme intermedie della scogliera

Per lo strato di transizione sottostante la mantellata in tetrapodi è previsto l'impiego di massi naturali di pezzatura 1000-3000 kg, posati in doppio strato. Tale scelta è dettata dall'esperienza pregressa nella progettazione di scogliere con tetrapodi di dimensioni analoghe a quelli in progetto, in base alla quale il sottostrato in massi 1000-3000 kg garantisce un supporto adeguato in grado di favorire la stabilità del rivestimento in elementi artificiali.

Lo strato di transizione, risvoltato, funge anche da supporto per la berma in massi di pezzatura 3000-7000 kg prevista al piede della mantellata in tetrapodi, rispetto alla cui unghia esterna si protrae costituendo un'ulteriore berma intermedia di larghezza 3.00 m. Gli stessi massi da 1000-3000 kg vengono poi disposti in triplo strato a costituire il trat-

to di rivestimento inferiore della scogliera, poggiante sulla berma profonda in tout-venant posta alla quota -26.00 m s.m.m. come per l'adiacente tronco del tratto verso mare della diga (sezione D).

Analogamente alle mantellate (cfr. par. 4.2.1 e 4.3.1), gli spessori degli strati in massi 1000-3000 kg e della berma in massi 3000-7000 kg sono definiti mediante la relazione:

$$t_a = n\, k_t\, D_{n50}$$

prevedendo l'impiego di massi naturali a spigoli vivi (k_t = 1.0) disposti, come detto, in strato doppio (n = 2) o triplo (n = 3).

La larghezza sommitale delle berme in massi lapidei si assume, come di prassi, pari ad almeno $3 \cdot D_{n50}$.

Secondo il consueto criterio adottato nel progetto della nuova diga foranea, la pendenza delle varie scarpate è assunta pari a 2:3 per contenere, compatibilmente con le condizioni di stabilità idraulica e geotecnica, la dimensione complessiva della scogliera di protezione dei cassoni minori.

La sommità della berma in massi lapidei da 3000-7000 kg è posta alla quota che ne assicura la stabilità alle azioni idrodinamiche del moto ondoso e della corrente, riferite ad un periodo di ritorno di 50 anni, compatibilmente con la necessità di estensione lungo la scarpata della mantellata in tetrapodi (cfr. par. 4.3.1).

La quota limite di stabilità della berma in massi da 3000-7000 kg è determinata mediante il criterio di Shields, nella formulazione relativa alla condizione di incipiente movimento del materiale soggetto all'azione combinata di onde e correnti. Lo stesso criterio è adottato anche per la verifica di stabilità dell'altra berma intermedia della scogliera, in massi da 1000-3000 kg, non consentendo la configurazione della sezione – specie in virtù degli alti fondali – di rispettare i limiti di applicabilità di altre formule di comune impiego (ad es. Van der Meer).

Per le verifiche di stabilità globale relative al tratto della diga foranea di raccordo con la diga esistente, si rimanda invece alla specifica relazione sulle verifiche geotecniche (El. MI0102-PV-D-G-R-001-00).

4.3.3. Scanno e nucleo della scogliera

Analogamente a quanto previsto per lo scanno del tratto verso mare della nuova diga (cfr. par. 4.2.2), per la realizzazione dello scanno di imbasamento dei cassoni nel tratto di raccordo, nonché del nucleo della scogliera a protezione degli stessi, è previsto l'impiego di tout-venant di pezzatura 0-500 kg.

Come descritto in precedenza, ai fini della stabilità interna del nucleo dello scanno occorre verificare che la sua composizione granulometrica soddisfi la seguente relazione:

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} < 10$$

che previene da condizioni di instabilità dovuta ad ampia gradazione della pezzatura del materiale lapideo.

Come per gli strati di rivestimento e per le altre sezioni della nuova diga foranea, la pendenza delle scarpate dello scanno/nucleo è assunta pari a 2:3, sia lato bacino che lato mare, per contenere la dimensione complessiva dell'opera a fronte degli elevati fondali di progetto. Tale pendenza definisce un angolo della scarpata inferiore all'angolo di riposo del tout-venant immerso, che può assumersi pari a $\phi = 40°$.

Lato mare, la berma inferiore del nucleo della scogliera, alla quota -26.00 m s.m.m., rimarrà esposta in condizioni di esercizio per una larghezza adeguata rispetto all'unghia del sovrastante rivestimento in massi 1000-3000 kg ($3\ m \approx 7.5 \cdot D_{50} >> 3 \cdot D_{50}$).

La stabilità del materiale costituente lo scanno e il nucleo della scogliera di protezione dei cassoni minori è verificata, con riferimento alle zone esposte alle criticità più significative, in base al criterio di Shields per la condizione di incipiente movimento indotta dall'azione combinata di onde e correnti.

In considerazione delle diverse criticità di esposizione del tout-venant nelle fasi di costruzione e di esercizio della nuova diga, la verifica viene eseguita con riferimento:

– alla fase di costruzione (Tr = 1 anno) per il piano sommitale dello scanno a quota -15.50 m s.m.m., in assenza dei cassoni;
– alla fase di esercizio (Tr = 50 anni) per la berma profonda alla quota -26.00 m, esposta alle azioni idrodinamiche estreme che possono verificarsi nella vita utile della nuova diga di 1ª fase.

Per le verifiche di stabilità globale e di capacità portante riferite al tratto della diga foranea di raccordo con la diga esistente, come già indicato al precedente punto 4.3.2, si rimanda alla specifica relazione sulle verifiche geotecniche (El. MI0102-PV-D-G-R-001-00).

4.3.4. Regola dei filtri

Per i diversi strati/elementi in materiale lapideo costituenti la scogliera di protezione dei cassoni minori occorre inoltre verificare la regola dei filtri di Terzaghi, in conformità alle “Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime” edite dal CSLLPP (1996), secondo la quale, note le curve granulometriche degli strati superiore ed inferiore, si devono rispettare le seguenti condizioni:

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

nelle quali i pedici *s* ed *i* si indicano rispettivamente il diametro dello strato di granulometria superiore (strato filtro) e quello di granulometria inferiore (strato base).

5. DIMENSIONAMENTO DELLO SCANNO DI IMBASAMENTO

5.1. Dimensionamento della mantellata di protezione

Come introdotto nel par. 4.2.1, il peso dei massi necessario a garantire la stabilità della mantellata di protezione dello scanno si determina con la seguente formula:

$$W_{50} = \frac{\gamma_r H_s^{\,3}}{N_s^{\,3} \Delta^3}$$

dove il coefficiente di stabilità N_s si calcola attraverso la formula di Tanimoto et al. (1982) modificata da Takahashi et al. (1990):

$$N_s = \max\left\{1.8, \left[1.3\frac{1-k}{k^{1/3}H_s} + 1.8\exp\left(-1.5\frac{(1-k)^2}{k^{1/3}} \cdot \frac{h'}{H_s}\right)\right]\right\}$$

dove:

$$k = k_1 k_2$$

$$k_1 = \frac{4\pi h'/L'}{\sinh(4\pi h'/L')}$$

$$k_2 = \max\left\{0.45\sin^2\theta\cos^2\left(\frac{2\pi B_m}{L'}\cos\theta\right); \cos^2\theta\sin^2\left(\frac{2\pi B_m}{L'}\cos\theta\right)\right\}$$

e, con riferimento allo schema di Fig. 5.1:

B_m: larghezza della berma al piede del cassone;
h': profondità di imbasamento del cassone;
L': lunghezza d'onda al piede dell'opera, corrispondente al periodo di picco;
θ: angolo di incidenza dell'onda rispetto all'opera.

Di seguito, in Fig. 5.2 e Fig. 5.3, è presentato il calcolo della dimensione dei massi necessari a garantire la stabilità della mantellata dello scanno per le sezioni C, D ed E della diga, il cui moto ondoso di progetto ha periodo di ritorno T_r = 250 anni (H_s = 5.9 m, T_p = 13.0 s).

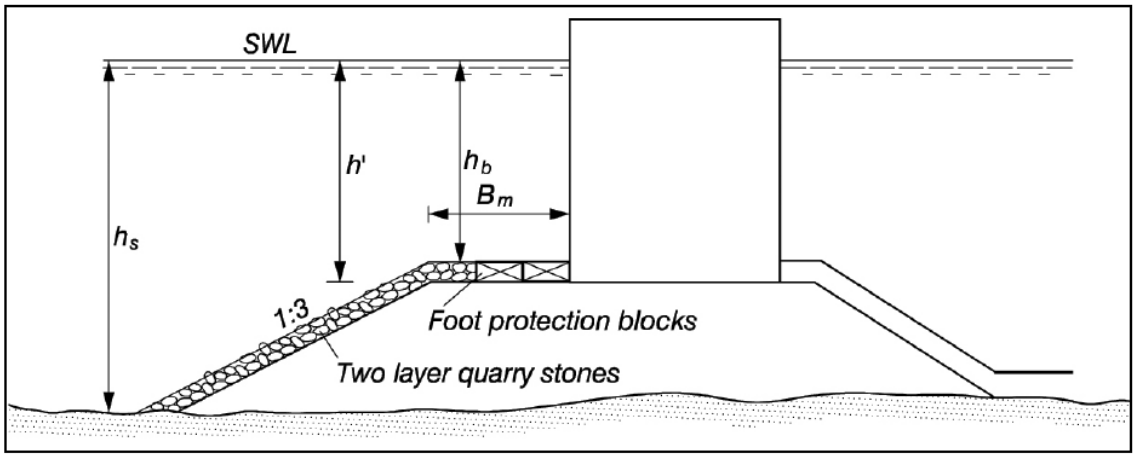


FIG. 5.1 - SCHEMA TIPO DELLA PROTEZIONE LATO MARE DI UN'OPERA DI DIFESA COMPOSITA CON PARETE IN CASSONI (COASTAL ENGINEERING MANUAL, 2006)

Il calcolo è stato eseguito utilizzando il software BREAKWAT 3.3, sviluppato da Deltares (Delft, Olanda). L'angolo di incidenza dell'onda considerato, pari a 50°, rappresenta il valore più gravoso, in relazione all'applicazione della formula di Tanimoto e Takahashi, individuato in corrispondenza del tratto verso mare della nuova diga foranea in base alle simulazioni di propagazione verso l'opera dell'onda estrema di progetto, presentate nella Relazione meteomarina (El. MI0102-PV-G-L-R-001-00).

Le dimensioni minime dei massi risultanti dai calcoli sono maggiori per le sezioni D ed E, dove i cassoni sono imbasati ad una profondità inferiore. Considerato che per la zona della testata (sezione E) è buona norma incrementare il peso dei massi per tenere conto dell'effetto instabilizzante dovuto alla tridimensionalità della sezione, tipicamente di un fattore 1.5-1.6, il peso minimo dei massi per la sezione di testata diventa ca. 930 kg.

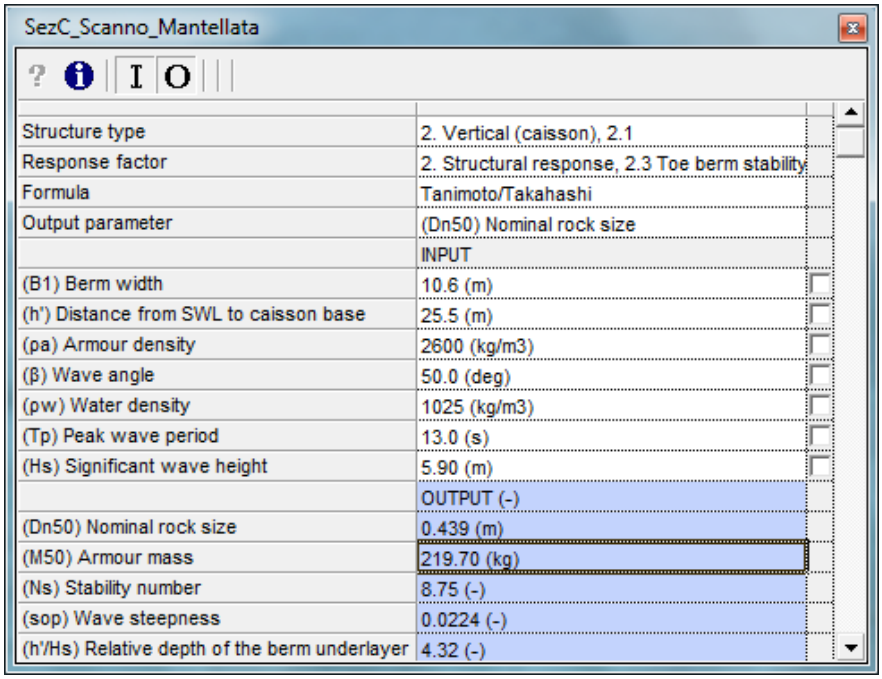


FIG. 5.2 - DIMENSIONAMENTO DEI MASSI DELLA MANTELLATA DI PROTEZIONE DELLO SCANNO (FORMULA DI TANIMOTO E TAKAHASHI) – SEZIONE C

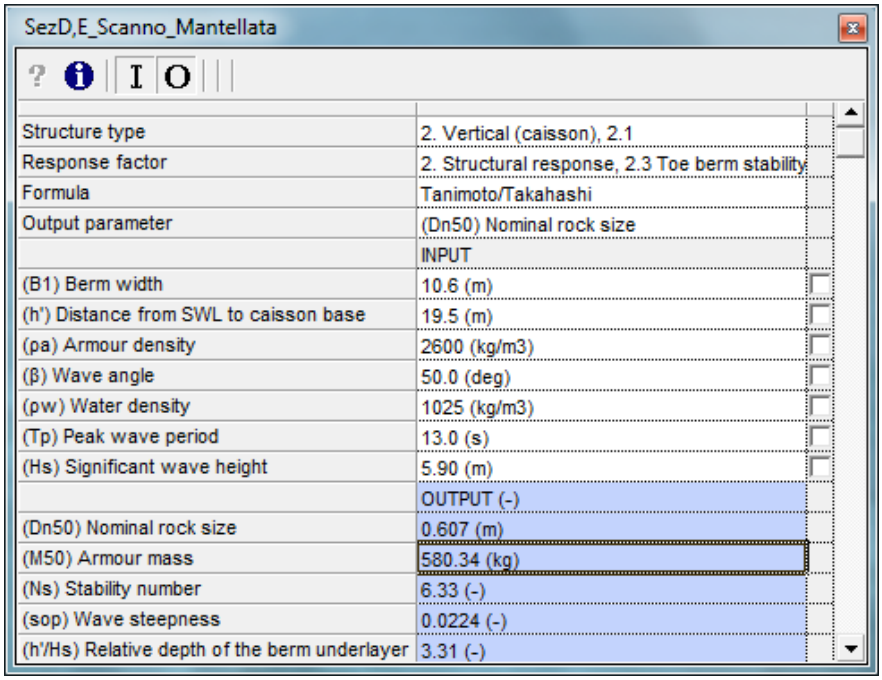


FIG. 5.3 - DIMENSIONAMENTO DEI MASSI DELLA MANTELLATA DI PROTEZIONE DELLO SCANNO (FORMULA DI TANIMOTO E TAKAHASHI) – SEZIONI D, E

Tenuto conto di quanto sopra, e per agevolare le condizioni di fornitura e di posa in opera dei massi della mantellata, si è ritenuto opportuno adottare la medesima pezzatura dei massi per l'intero sviluppo della mantellata di protezione dello scanno, adottando massi di categoria 1000-3000 kg, per i quali W_{50} = 1922 kg e D_{n50} = 0.90 m.

Per quanto riguarda la geometria della mantellata dello scanno, secondo i criteri di progetto indicati nel par. 4.2.1 si è adottato:

- spessore mantellata (triplo strato):
  $t_a = n\, k_t\, D_{n50} = 3 \cdot 1.0 \cdot 0.90$ m = 2.70 m
- larghezza in sommità:
  $B \geq 3D_{n50} = 3 \cdot 0.90$ m = 2.70 m $\Rightarrow$ si adotta una larghezza di 4.12 m compatibile con i vincoli geometrici della sezione;
- pendenza della scarpata: 2:3.

5.2. Verifica del nucleo dello scanno

La stabilità interna del nucleo dello scanno di imbasamento risulta verificata, in quanto la composizione granulometrica del tout-venant 0-500 kg soddisfa la seguente relazione (cfr. par. 4.2.2):

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{432mm}{132mm} = 3.27 < 10\,.$$

Nel seguito è presentata la verifica della stabilità del piano sommitale e della berma lato mare dello scanno in tout-venant eseguita applicando il criterio di Shields per materiale granulare soggetto all'azione combinata di onde e correnti.

Il criterio di Shields definisce la condizione limite di stabilità di un materiale granulare soggetto ad azione idrodinamica, in termini di valore critico del rapporto tra la tensione tangenziale esercitata sul piano di posa dal fluido in movimento e la forza stabilizzante correlata al peso immerso del materiale, espresso dalla seguente relazione:

$$\psi_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{(\rho_r - \rho_w) g D_{n50}}$$

dove:

ψ_{cr} = numero di Shields;

τ_{cr} = tensione tangenziale che dà luogo al movimento incipiente dei massi;

ρ_r = densità del materiale;

ρ_w = densità dell'acqua;

g = accelerazione di gravità;

D_{n50} = diametro nominale dei massi.

Per caratterizzare le condizioni di incipiente movimento è raccomandato l'utilizzo del valore $\psi_{cr} = 0.03$, mentre valori di $\psi_{cr} = 0.06 \div 0.07$ corrispondono ad una situazione di spostamento o asportazione di elementi.

Il valore della tensione tangenziale sul fondo indotta dall'azione della corrente può essere calcolato come:

$$\tau_c = \rho_w g \frac{V_c^2}{C^2}$$

dove:

V_c = velocità della corrente mediata sulla profondità;

C = coefficiente di Chezy, che può essere assunto, in funzione della profondità h, pari a:
$C = 18 \log (12\ h / e_s)$;
dove e_s rappresenta la scabrezza equivalente del fondo, che può assumersi pari a $e_s = 2\ D_{n50}$.

In condizione di flusso oscillatorio (onde) i risultati di prove sperimentali hanno mostrato l'esistenza di un sostanziale accordo con la curva di Shields per flusso unidirezionale se la tensione tangenziale è calcolata mediante l'espressione di Jonsson:

$$\tau_w = \frac{1}{2} \rho_w f_w U_b^2$$

in cui si è introdotto il fattore di attrito dell'onda f_w espresso dalla relazione empirica:

$f_w = \exp [-5.977 + 5.213 (A_b/e_s)^{-0.194}]$ per $A_b/e_s > 1.47$

$f_w = 0.32$ per $A_b/e_s \leq 1.47$

dove:

A_b = $U_bT/2\pi$ definisce l'ampiezza del moto oscillatorio sul fondo associato ad un periodo d'onda T, e

U_b = velocità orbitale di picco sul fondo per un onda di altezza H, periodo T e lunghezza L, su fondale di profondità h:

$$U_b = \frac{\pi H}{T} \frac{1}{\sinh(\frac{2\pi h}{L})}$$

Nell'ipotesi maggiormente cautelativa, in cui onde e correnti si propagano nella stessa direzione, si sommano gli effetti delle tensioni tangenziali sul fondo dovute alle correnti ed onde calcolate con le formule precedentemente esposte.

Esperienze di laboratorio hanno evidenziato che il movimento incipiente per effetto dell'onda si ha per valori del parametro di Shields superiori a quelli per corrente costante, pertanto nel sommare gli effetti la tensione tangenziale sul fondo dovuta all'onda (τ_w) deve essere moltiplicata per un fattore riduttivo α. Secondo le esperienze di Akkerman, Meulen e Hulsbergen, effettuate presso il laboratorio olandese di Delft Hydraulics, si può assumere $\alpha = 0.7$.

Sommando vettorialmente i contributi di τ_c e τ_w e prendendo in considerazione la condizione più gravosa costituita dalla coincidenza delle direzioni, si ottiene che il valore del diametro nominale dei massi deve essere non inferiore a:

$$D_{n50} = \frac{1}{\Delta \psi_{cr}} \left(\frac{V_c^2}{C^2} + \alpha \frac{f_w}{2g} U_b^2 \right) = \frac{1}{\Delta 0.03} \left(\frac{V_c^2}{C^2} + 0.7 \frac{f_w}{2g} U_b^2 \right)$$

Come descritto in precedenza al punto 4.2.2 il criterio di Shields è stato applicato allo scanno in tout-venant con riferimento alle seguenti condizioni:

– Fase costruttiva (T_r = 1 anno), per la verifica della stabilità del piano sommitale dello scanno privo di protezione e ante posa dei cassoni. La condizione più sfavorevole per tale verifica, per quanto riguarda il tratto di diga verso mare, è relativa alle sezioni D ed E, in cui la sommità dello scanno è posta alla quota -19.50 m s.m.m. (superiore alla quota -25.50 m caratterizzante la sezione C).
– Fase di esercizio (T_r = 250 anni), per la verifica della berma inferiore dello scanno, destinata a sostenere la mantellata di protezione in massi da 1000-3000 kg e a permanere in opera anche nella configurazione finale da P.R.P. della diga foranea. Per il tratto di diga verso mare, la condizione più sfavorevole per tale verifica è ancora riferita alle sezioni D ed E, la cui berma è posta alla quota -26.00 m s.m.m. (superiore alla quota -30.00 m caratterizzante la sezione C).

Considerata la modesta entità delle correnti caratterizzanti l'area di progetto (cfr. relazione MI0102-PV-G-L-R-007-00), nel definire le combinazioni di onde e correnti per gli scenari di verifica si è fatto riferimento alle onde estreme di progetto per la diga foranea aventi T_r = 1 anno e T_r = 250 anni, a cui sono stati associati valori di velocità della corrente rappresentativi – e comunque cautelativi – pari rispettivamente a 0.10 m/s e 0.50 m/s.

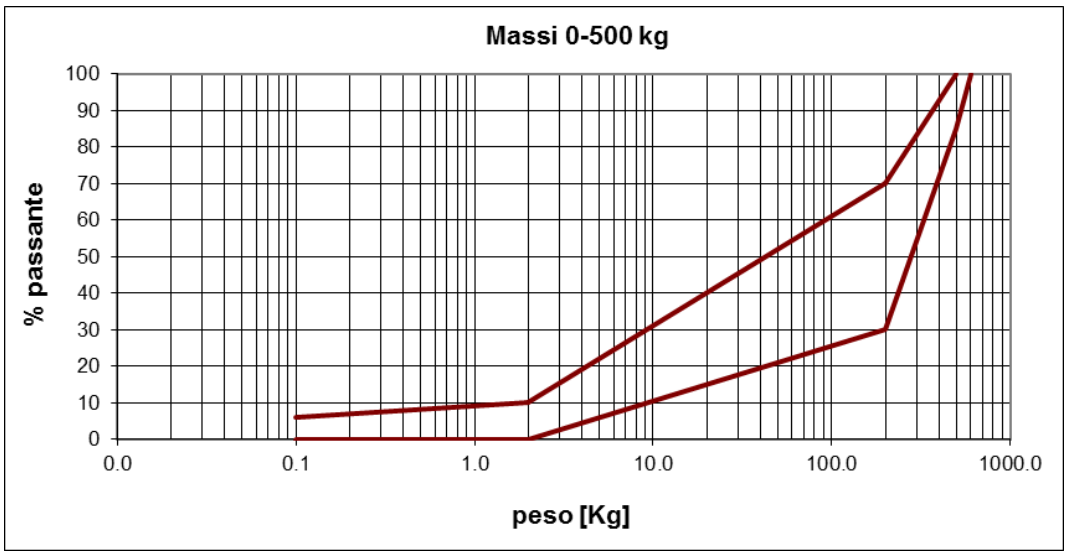
In Tab. 5.1 sono riepilogate le combinazioni di verifica adottate e le corrispondenti dimensioni limite del materiale calcolate attraverso il criterio di Shields, per la condizione di incipiente movimento (ψ_{cr} = 0.03). In base ai risultati riportati in tabella, il diametro nominale medio del tout-venant da 0-500 kg adottato, pari a circa 0.40 m, è tale da garantire la stabilità delle superfici piane dello scanno nelle diverse condizioni di verifica.

TAB. 5.1 - VERIFICA DI STABILITÀ DEL MATERIALE DELLO SCANNO

Condizione di verifica	T_r	h	Onda			Corrente		D_{n50}
	(anni)	(m)	H_s (m)	T_p (s)	τ_w (N/m^2)	V_c (m/s)	τ_c (N/m^2)	(m)
Fase di costruzione	1	19.5	2.06	7.0	1.94	0.1	0.01	0.003
Fase di esercizio	250	26.0	5.90	13.0	126.31	0.5	0.92	0.193

5.3. Verifica della regola dei filtri

Come previsto nel par. 4.2.3 dei criteri di progetto, il sistema costituito dal tout-venant 0-500 kg e dalla mantellata in massi 1000-3000 kg è stato sottoposto alla verifica della regola dei filtri di Terzaghi. Per la definizione dei diametri caratteristici delle granulometrie dei due materiali si è fatto riferimento alle relative curve granulometriche adottate in progetto, rappresentate in Fig. 5.1 e Fig. 5.2.



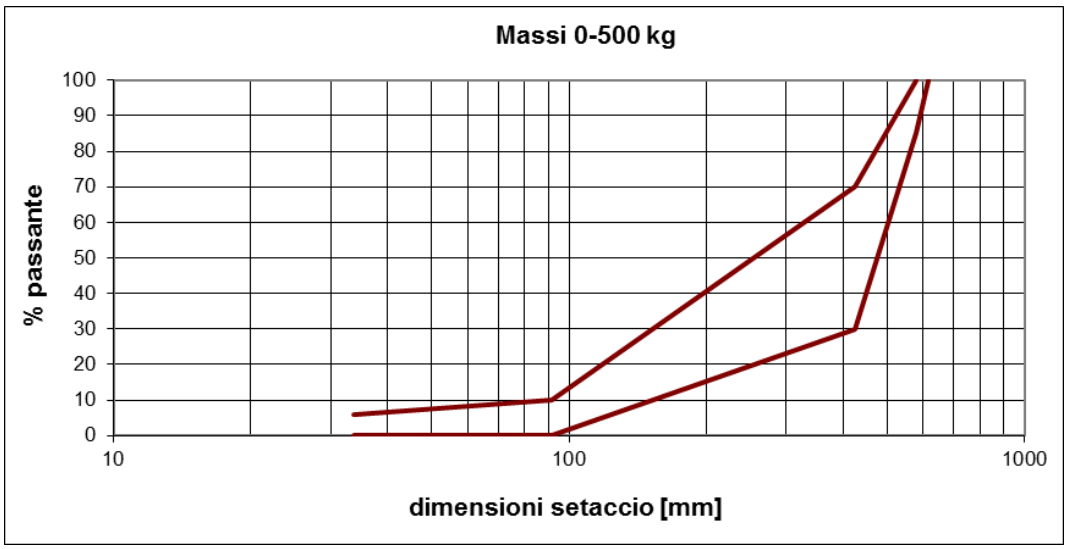
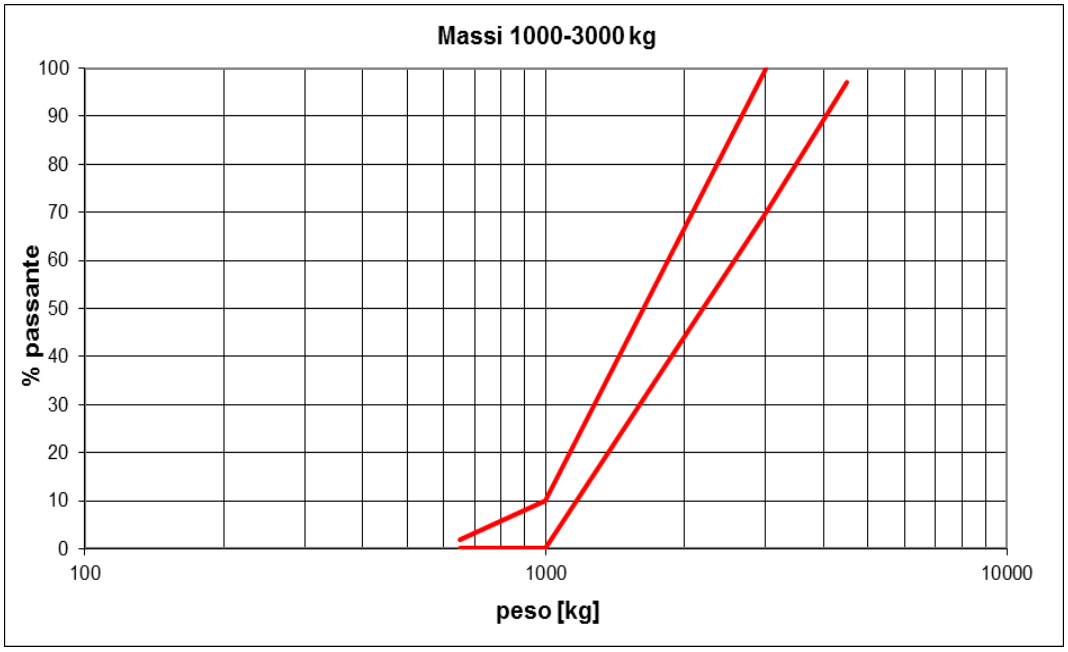


FIG. 5.4 - CURVE GRANULOMETRICHE DEL TOUT-VENANT 0-500 KG



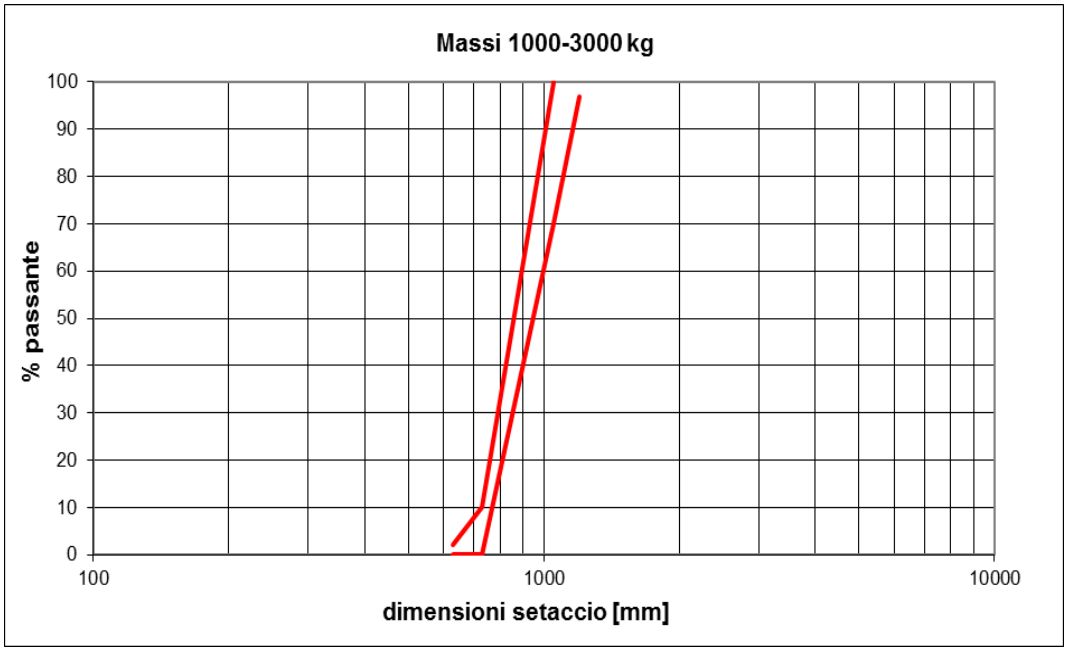


FIG. 5.5 - CURVE GRANULOMETRICHE DEI MASSI DI PEZZATURA 1000-3000 KG

L'esito positivo della verifica della regola dei filtri di Terzaghi è illustrato nella seguente Tab. 5.2.

TAB. 5.2 - VERIFICA DELLA REGOLA DEI FILTRI DI TERZAGHI

Strato superiore (s)	Strato inferiore (i)	D_{15s} (mm)	D_{15i} (mm)	D_{85i} (mm)	D_{15s} / D_{85i} (< 4 – 5)	D_{15s} / D_{15i} (< 20 – 25)
1000-3000 kg	0-500 kg	767	164	540	1.42	4.68

5.4. Verifica dei massi guardiani al piede dei cassoni

I massi guardiani sono stati verificati, rispetto alle onde di progetto definite nella Relazione meteomarina (El. MI0102-PV-G-L-R-001-00), in base al metodo presentato nel par. 4.2.4.

La geometria dei massi guardiani adottati per la nuova diga foranea è caratterizzata da un'impronta di 2.5 m x 5 m, rispettivamente nelle direzioni parallela e ortogonale all'asse della diga, e un'altezza di 1.5 m. Rispetto ai massi guardiani esistenti, quelli di progetto presentano, oltre ad una dimensione dimezzata atta ad agevolarne le operazioni di sollevamento e posa in opera, una superficie forata nettamente maggiore data da 5 fori a sezione circolare con diametro di 0.5 m, per una superficie forata totale pari al 8% dell'impronta del masso. L'incremento della superficie forata dei massi consente di ridurre le sottopressioni indotte dalle onde incidenti la diga, favorendo la stabilità degli elementi, e di fare riferimento alle indicazioni dimensionali fornite da Takahashi e presentate nel par. 4.2.4.

In Tab. 5.3 si riportano i parametri di interesse per la verifica dei massi guardiani adottati, il cui peso in aria è pari a 42.30 t (assunto $\gamma_{c.a.}$ = 24 kN/m^3), con riferimento alle sezioni C, D ed E della nuova diga foranea. La verifica dei massi guardiani per la sezione E è stata condotta con riferimento sia alla configurazione da PRP della nuova diga – con onda di progetto avente T_r = 250 anni e sezione che assume la stessa connotazione della

sezione corrente D – sia alla configurazione di 1ª fase per onda con T_r = 50 anni, rispetto alla quale la sezione E funge da testata.

Come si evince dalla Tab. 5.3, con riferimento alle diverse sezioni del tratto verso mare della nuova diga foranea, i massi guardiani previsti al piede dei cassoni risultano stabili.

TAB. 5.3 - VERIFICA DEI MASSI GUARDIANI

Tratto	Curva di riferimento	H_s	h_b	h_s	h_b/h_s	t'/H_s (*)	t'_{min} (*)	t' (*)	W' (**)	$W_{progetto}$
	(FIG. 4.1)	(m)	(m)	(m)	(-)	(-)	(m)	(m)	(t)	(t)
Sez. C	Trunk	5.90	24.0	49 †	0.5	0.25	1.5	1.6	42	42.3
Sez. D,E	Trunk	5.90	18.0	49.5	0.4	0.28	1.6	1.6	42	42.3
Sez. E	Head	4.50	18.0	49.5	0.4	0.31	1.4	1.4	37	42.3

(*) Secondo le indicazioni di Takahashi (1996), vedi FIG. 4.1.
(**) Peso del masso guardiano da tabella in FIG. 4.1.
† Valore cautelativo della profondità di fronte all'opera, trascurando la presenza del relitto navale.

Essendo i massi guardiani posati su tout-venant di pezzatura 0-500 kg è inoltre necessario verificare che la dimensione dei fori adottati (D_{foro} = 0.5 m) sia tale da non permettere la perdita di materiale granulare dell'imbasamento. Tale verifica è stata effettuata secondo i criteri normalmente adottati per garantire la corretta azione di filtro da parte di manufatti forati quali materassi a protezione dei fondali, geotessili, etc. L'esito positivo della verifica è illustrato in Tab. 5.4, dove i criteri adottati dipendono dalle caratteristiche del materiale 0-500 kg, classificabile come uniforme non coesivo (D_{60}/D_{10} = 432mm/132mm = 3.27 < 5).

TAB. 5.4 - VERIFICA DELLA DIMENSIONE DEI FORI DEI MASSI GUARDIANI

Materiale imbasamento	D_{50} (mm)	D_{90} (mm)	D_{foro} (mm)	Criteri di verifica	Esito verifica
Tout-venant (0-500 kg)	396	560	500	$D_{foro} < 2.5\ D_{50}$	500 mm < 990 mm (OK)
				$D_{foro} < D_{90}$	500 mm < 560 mm (OK)

6. DIMENSIONAMENTO DELLA SCOGLIERA DI PROTEZIONE DEI CASSONI MINORI

6.1. Dimensionamento della mantellata in tetrapodi

In base ai criteri di progetto presentati nel par. 4.3.1, la dimensione dei tetrapodi necessaria a garantire la stabilità della mantellata della scogliera antistante i cassoni minori si determina con la seguente formula:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left[3.75 \left(\frac{N_{od}}{\sqrt{N}} \right)^{0.5} + 0.85 \right] s_{om}^{-0.2}$$ per frangimento di tipo *surging* ($\xi_m \geq 3.5$)

in quanto per l'onda di progetto con periodo di ritorno 50 anni caratterizzata dai parametri H_s = 4.50 m, T_p = 10.6 s – e quindi $T_m \approx T_p/1.2$ = 8.83 s – risulta:

$$\xi_m = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{s_{om}}} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{om}}}} = \frac{0.\overline{6}}{\sqrt{\frac{4.50}{120.8}}} \approx 3.5$$

Assumendo i seguenti valori per i diversi parametri che intervengono nella formula di dimensionamento:

ρ_a = 2350 kg/m^3
ρ_w = 1025 kg/m^3
N_{od} = 0.2 (condizione di minimo danno alla mantellata)
N = 3000

si ottiene un diametro nominale del tetrapodo pari a D_n = 1.67 m, a cui corrisponde un volume dell'elemento V = D_n^3 = 4.66 m^3.

Considerati i volumi standard di produzione dei tetrapodi e volendo garantire un certo margine di sicurezza in termini di stabilità della mantellata, si è scelto di adottare tetrapodi da 6.3 m^3, caratterizzati da un diametro nominale $D_n \approx 1.85$ m.

Lo spessore della mantellata in doppio strato di tetrapodi risulta pertanto, secondo i criteri di progetto indicati nel par. 4.3.1:

$t_a = n\, k_t\, D_n = 2 \cdot 1.02 \cdot 1.85 \text{ m} \approx 3.76 \text{ m}$

L'estensione della mantellata in tetrapodi lungo la scarpata, verso il basso, è prevista come minimo fino alla quota così determinata:

$h = - Z_0 - 1.5 \cdot H_s = -0.15 - 1.5 \cdot 4.50 = -6.90$ m s.m.m.

dove $Z_0 = 0.15$ m definisce l'escursione media delle basse maree sizigiali nel paraggio di Vado Ligure, come indicato nelle fonti cartografiche dell'Istituto Idrografico della Marina. In ogni caso, come descritto nel successivo par. 6.2, la berma in massi lapidei al piede della mantellata risulta stabile alle azioni idrodinamiche alla quota -13.40 m s.m.m., inferiore a quella sopra determinata. La mantellata è stata pertanto prolungata fino alla -13.40 m s.m.m., intesa come quota sommitale della berma posta a sostegno della mantellata stessa.

Fermo restando quanto descritto sopra e nel par. 4.3.1, la geometria definitiva della mantellata in doppio strato di tetrapodi è determinata dall'osservanza di uno specifico e collaudato schema di posa di tali elementi artificiali, presentato nella tavola MI0102-PV-D-Z-D-060-00 e riportato nella seguente Fig. 6.1.

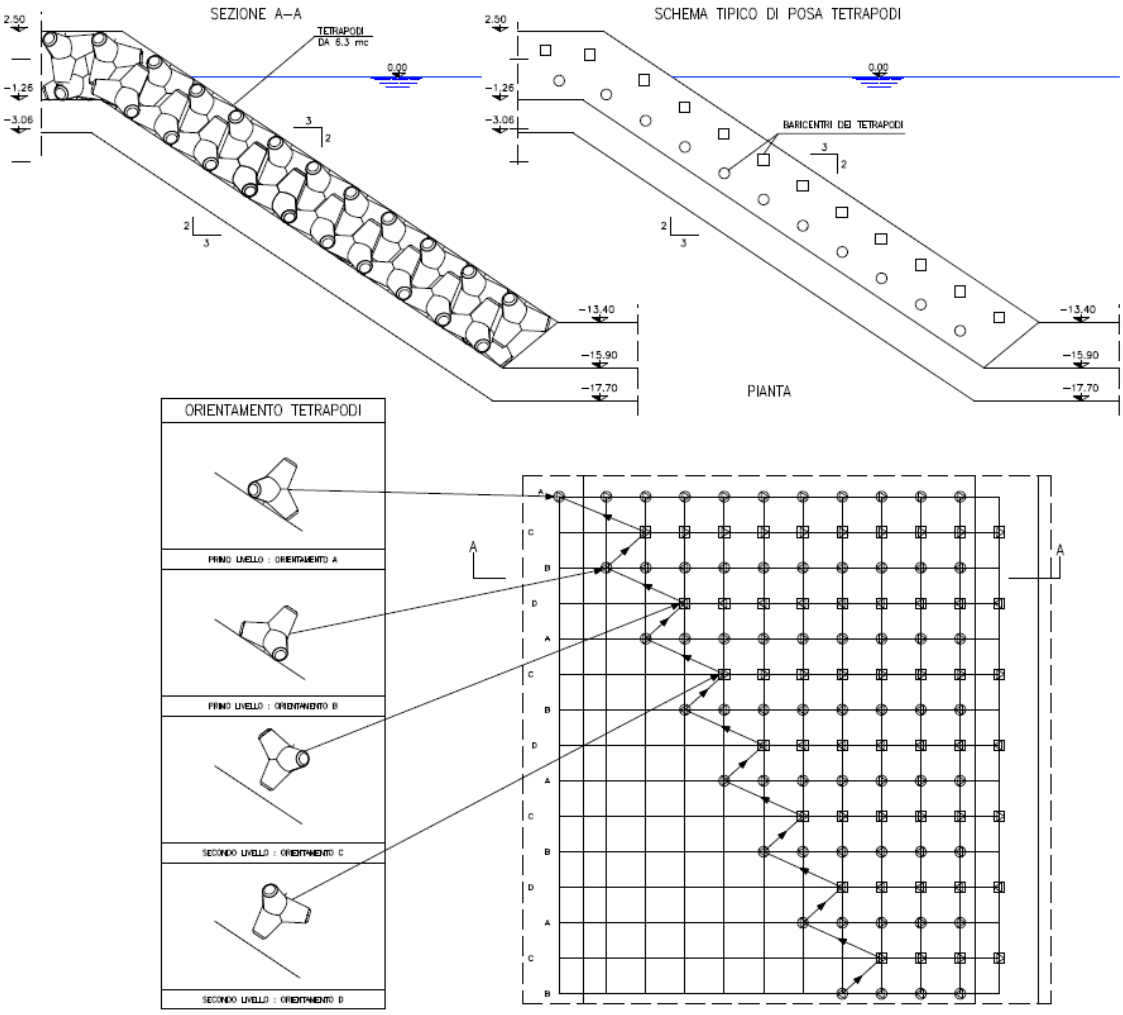


FIG. 6.1 - PIANO DI POSA DELLA MANTELLATA IN TETRAPODI

6.2. Strato di transizione e berme intermedie della scogliera

Nel seguito sono presentate le verifiche di stabilità dei massi lapidei costituenti la berma al piede della mantellata in tetrapodi, di pezzatura 3000-7000 kg, e la berma sottostante, formata dal risvolto dello strato di transizione di pezzatura 1000-3000 kg.

Come descritto nei criteri di progetto al punto 4.3.2, le verifiche sono effettuate attraverso l'applicazione del criterio di Shields relativo all'incipiente movimento del materiale

soggetto all'azione combinata di onde e correnti, nella condizione di esercizio caratterizzata da T_r = 50 anni. La formulazione del criterio di Shields impiegata è la stessa già ampiamente descritta al punto 5.2.

Considerata la modesta entità delle correnti caratterizzanti l'area di progetto (cfr. relazione MI0102-PV-G-L-R-007-00), nel definire le condizioni di verifica si è fatto riferimento all'onda estrema di progetto per le sezioni A e B avente T_r = 50 anni, associandovi un valore di velocità della corrente rappresentativo pari a 0.10 m/s. Le verifiche sono state condotte considerando entrambe le condizioni d'onda associate ai settori di provenienza 150°-190°N e 190°-220°N (cfr. Relazione meteomarina MI0102-PV-G-L-R-001-00), in modo da tener conto delle condizioni d'onda più gravose.

In Tab. 6.1 sono riepilogate le condizioni di verifica adottate e le corrispondenti dimensioni limite dei materiali lapidei calcolate attraverso il criterio di Shields, per la condizione di incipiente movimento (ψ_{cr} = 0.03).

TAB. 6.1 - VERIFICA DI STABILITÀ DELLE BERME INTERMEDIE DELLA SCOGLIERA

Categoria massi	T_r	h	Onda			Corrente		D_{n50}
	(anni)	(m)	H_s (m)	T_p (s)	τ_w (N/m^2)	V_c (m/s)	τ_c (N/m^2)	(m)
3000-7000 kg	50	13.40	4.50	10.6	865.37	0.1	0.09	1.23
				11.9	841.70		0.09	1.23
1000-3000 kg	50	15.90	4.50	10.6	290.40	0.1	0.06	0.44
				11.9	297.63		0.06	0.45

Si può notare come alla quota sommitale della berma al piede dei tetrapodi corrisponda il diametro nominale medio della pezzatura 3000-7000 kg (D_{n50} ≈ 1.23 m). Ciò in virtù del fatto che, secondo il criterio espresso nel par. 4.3.2, tale quota è stata proprio determinata quale elevazione limite per la stabilità dei massi da 3000-7000 kg, mediante applicazione del criterio di Shields per iterazioni successive.

La tabella dimostra inoltre che anche per la berma in materiale da 1000-3000 kg, avente D_{n50} = 0.90 m, la stabilità risulta garantita.

Per quanto riguarda gli spessori degli strati in massi di pezzatura 1000-3000 kg e della berma in massi da 3000-7000 kg, secondo i criteri di progetto indicati nel par. 4.3.2 si è adottato:

- spessore strato di transizione in massi 1000-3000 kg (doppio strato):
  $t_a = n\, k_t\, D_{n50} = 2 \cdot 1.0 \cdot 0.90$ m = 1.80 m
- spessore rivestimento in massi 1000-3000 kg (triplo strato):
  $t_a = n\, k_t\, D_{n50} = 3 \cdot 1.0 \cdot 0.90$ m = 2.70 m
- spessore berma in massi 3000-7000 kg (doppio strato):
  $t_a = n\, k_t\, D_{n50} = 2 \cdot 1.0 \cdot 1.23$ m ≈ 2.50 m

Le larghezze sommitali definite per le berme soddisfano la condizione di misurare almeno tre diametri nominali del materiale lapideo costituente:

- larghezza berma in massi 3000-7000 kg:
  B = 4.60 m ≥ $3D_{n50} = 3 \cdot 1.23$ m = 3.69 m;
- larghezza berma in massi 1000-3000 kg:
  B = 3.00 m ≥ $3D_{n50} = 3 \cdot 0.90$ m = 2.70 m.

6.3. Scanno e nucleo della scogliera

Per le sezioni A e B della nuova diga foranea, la stabilità interna dello scanno di imbasamento dei cassoni minori, così come del nucleo della scogliera prevista a protezione degli stessi, è garantita dal rispetto della seguente relazione da parte della granulometria del tout-venant 0-500 kg, come già evidenziato nel par. 5.2:

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{432mm}{132mm} = 3.27 < 10\,.$$

Come previsto al punto 4.3.3 dei criteri di progetto, è stata poi verificata la stabilità dello scanno di imbasamento dei cassoni e del nucleo della scogliera applicando il criterio

di Shields per materiale granulare soggetto all'azione combinata di onde e correnti (cfr. punto 5.2 per la formulazione del criterio), con riferimento alle seguenti condizioni:

- Fase costruttiva (T_r = 1 anno), per la verifica della stabilità del piano sommitale dello scanno ante posa dei cassoni;
- Fase di esercizio (T_r = 50 anni), per la verifica della berma inferiore della scogliera a protezione dei cassoni, destinata a permanere in opera senza protezione.

Considerata la modesta entità delle correnti caratterizzanti l'area di progetto (cfr. relazione MI0102-PV-G-L-R-007-00), nel definire le combinazioni di onde e correnti per gli scenari di verifica si è fatto riferimento alle onde estreme di progetto per il tratto di raccordo della diga aventi T_r = 1 anno e T_r = 50 anni, a cui è stato associato un valore di velocità della corrente rappresentativo pari a 0.10 m/s. Come per le verifiche descritte nel par. 6.2, la verifica per la fase di esercizio è stata condotta considerando entrambe le condizioni d'onda associate ai settori di provenienza 150°-190°N e 190°-220°N, in modo da tener conto delle condizioni d'onda più gravose.

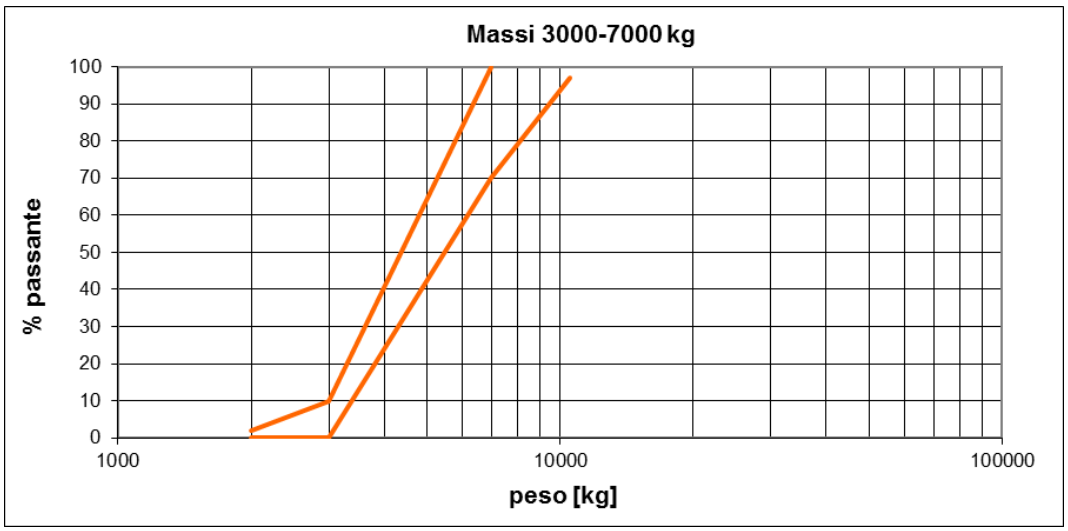
In Tab. 6.2 sono riepilogate le combinazioni di verifica adottate e le corrispondenti dimensioni limite del materiale calcolate attraverso il criterio di Shields, per la condizione di incipiente movimento (ψ_{cr} = 0.03). In base ai risultati riportati in tabella, il diametro nominale medio del tout-venant da 0-500 kg adottato, pari a circa 0.40 m, è tale da garantire la stabilità dello scanno/nucleo nelle diverse condizioni di verifica.

TAB. 6.2 - VERIFICA DI STABILITÀ DEL MATERIALE DELLO SCANNO/NUCLEO DELLA SCOGLIERA A PROTEZIONE DEI CASSONI MINORI

Condizione di verifica	T_r	h	Onda			Corrente		D_{n50}
	(anni)	(m)	H_s (m)	T_p (s)	τ_w (N/m^2)	V_c (m/s)	τ_c (N/m^2)	(m)
Fase di costruzione	1	15.50	2.06	7.0	5.43	0.1	0.02	0.008
Fase di esercizio	50	26.0	4.50	10.6	28.29	0.1	0.025	0.043
				11.9	34.40		0.026	0.052

6.4. Verifica della regola dei filtri

Come previsto nel par. 4.3.4 dei criteri di progetto, i diversi strati/elementi in materiale lapideo costituenti la scogliera di protezione dei cassoni minori sono stati sottoposti alla verifica della regola dei filtri di Terzaghi.
I materiali interessati dalla verifica sono il tout-venant 0-500 kg e i massi di pezzatura 1000-3000 kg e 3000-7000 kg.



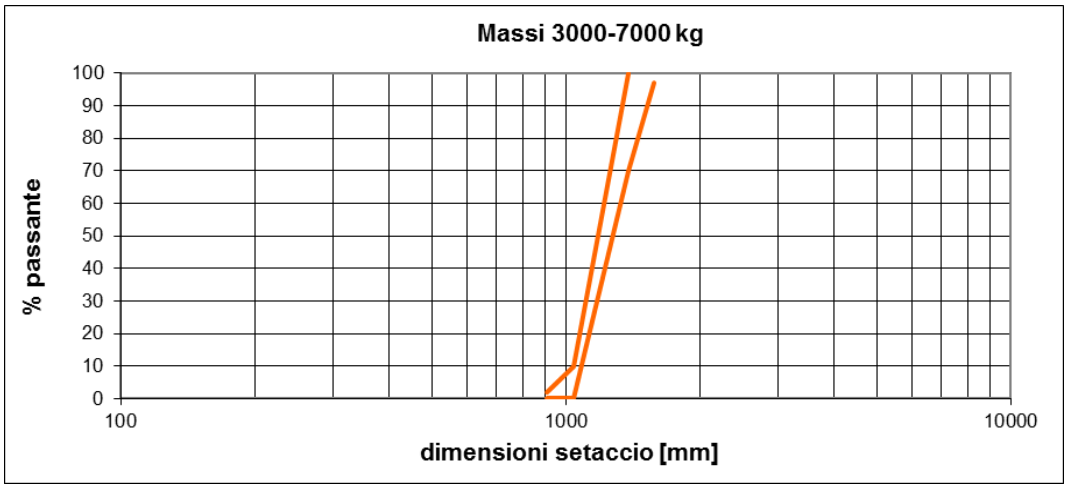


FIG. 6.2 - CURVE GRANULOMETRICHE DEI MASSI DI PEZZATURA 3000-7000 KG

Per la definizione dei diametri caratteristici delle granulometrie dei diversi materiali si è fatto riferimento alle relative curve granulometriche adottate in progetto. Le distribuzioni granulometriche caratterizzanti il tout-venant e la pezzatura 1000-3000 kg sono illustrate nelle precedenti Fig. 5.1 e Fig. 5.2, mentre le curve granulometriche dei massi da 3000-7000 kg sono rappresentate nella Fig. 6.2.

L'esito positivo della verifica della regola dei filtri di Terzaghi è illustrato nella seguente Tab. 6.3.

TAB. 6.3 - VERIFICA DELLA REGOLA DEI FILTRI DI TERZAGHI

Strato superiore (s)	Strato inferiore (i)	D_{15s} (mm)	D_{15i} (mm)	D_{85i} (mm)	D_{15s} / D_{85i} (< 4 – 5)	D_{15s} / D_{15i} (< 20 – 25)
1000-3000 kg	0-500 kg	767	164	540	1.42	4.68
3000-7000 kg	1000-3000 kg	1086	767	1066	1.02	1.42