

REGIONE CAMPANIA
PROVINCIA di SALERNO



UNIONE DEI COMUNI VELINI
COMUNE DI CASAL VELINO

MESSA IN SICUREZZA ED ADEGUAMENTO
INFRASTRUTTURALE
DEL PORTO DI MARINA DI CASAL VELINO
I° LOTTO - STRALCIO FUNZIONALE
CIG : 7400806A4E - CUP : B79F17000080009

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato :

CALCOLI DI DIMENSIONAMENTO E
VERIFICHE DI STABILITA'

1 8 0 0 2 P D R 1 3 - 1 C S I

Committente:
Comune di Casal Velino

Area Tecnica
Ufficio Urbanistica, Lavori
Pubblici, Pianificazione

Responsabile del Procedimento
Arch. Angelo GREGORIO

Progettazione:
RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO

Capogruppo:


Via Monte Zebio 40 00195 ROMA

Mandanti:

Dott. Ing. Luigi RISPOLI
Dott. Ing. Eugenio LOMBARDI
Dott. Ing. Davide VASSALLO
Dott. Geol. Michele CAMMAROTA
POIESIS S.r.l. - Servizi per i Beni Culturali

Gruppo di lavoro:

Dott. Ing. Paolo CONTINI
Dott. Ing. Davide SALTARI
Dott. Ing. Marco DEL BIANCO
Geom. Renzo PAREGGIANI

Data	Rev.	DESCRIZIONE	Redatto:	Verificato:	Approvato:
Dicembre 2019	1	Adeguamento a seguito parere SABAP SA-AV ed Ente PARCO	SALTARI	SALTARI	CONTINI
Dicembre 2018	0	EMISSIONE	SALTARI	SALTARI	CONTINI

La MODIMAR s.r.l. si riserva la proprietà di questo documento con la proibizione di riprodurlo o trasferirlo a terzi senza autorizzazione scritta.
This document is property of MODIMAR s.r.l. Reproduction and divulgation forbidden without written permission

Visto del Committente:

COMUNE DI CASAL VELINO

INTERVENTI DI “MESSA IN SICUREZZA E ADEGUAMENTO INFRASTRUTTURALE DEL PORTO DI MARINA DI CASAL VELINO” 1° LOTTO STRALCIO FUNZIONALE

PROGETTO DEFINITIVO

CALCOLI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE STABILITA’

Committente:

Comune di Casal Velino
P. zza XXIII Luglio n° 6
84040 – Casal Velino (SA)

Progettisti:

MODIMAR S.r.l.
Ing. Luigi Rispoli
Ing. Eugenio Lombardi
Ing. Davide Vassallo
Dott. Geol. Michele Cammarota
Soc. POIESIS

INDICE

1	Premesse	3
2	Caratteristiche delle opere a gettata.....	3
	2.1 Determinazione dell'altezza d'onda da usare per il dimensionamento	3
	2.2 Dimensionamento degli elementi lapidei costituenti le mantellate	6
	2.3 Analisi dei risultati e conclusioni	21
3	Dimensionamento della struttura di coronamento	24
	3.1 Verifiche di stabilità.....	27
	3.1.1 Verifica al ribaltamento – EQU	28
	3.1.2 Verifica alla traslazione sul piano di posa – GEO.....	29
	3.1.3 Verifica a schiacciamento dell'imbasamento a scogliera – GEO.....	29

1 Premesse

Nella presente relazione sono riportati i calcoli di stabilità idraulico-strutturale degli elementi lapidei costituenti la scogliera frangiflutti (diga di ponente) che si propone di realizzare con l'intervento di messa in sicurezza e adeguamento infrastrutturale del porto di Marina di Casal Velino proposti nel presente progetto definitivo. Nell'ultimo paragrafo sono sintetizzate le ipotesi ed i risultati per la verifica di stabilità del massiccio di coronamento presente sulle testate delle due nuove dighe foranee (di ponente e di levante) sul quale verranno installati i fanali di segnalamento marittimo (a luce rossa e verde).

2 Caratteristiche delle opere a gettata

Le opere a gettata hanno lo scopo di assorbire e riflettere parzialmente l'energia associata alle onde incidenti, proteggendo in maniera efficace i retrostanti bacini portuali e garantendo migliori condizioni di navigazione (in ingresso/uscita), nonché maggiore sicurezza degli ormeggi nelle darsene interne. Generalmente le scogliere sono costituite da una mantellata che rappresenta lo strato superiore dell'opera di difesa a gettata formata da un doppio strato di massi (naturali o artificiali) e da un sottostante strato filtro posto a protezione del nucleo, che viene realizzato in tout-venant per garantire una buona impermeabilità alla struttura di difesa dal moto ondoso incidente.

La mantellata esterna invece deve essere caratterizzata da una buona porosità (generalmente pari o di poco superiore al 30%) per assorbire il maggior volume d'acqua possibile e limitare la trasmissione delle onde a tergo della scogliera.

Le due nuove scogliere (quella che costituirà la nuova diga foranea di ponente ed il pennello di delimitazione dell'avamposto dalla nuova darsena di ponente ad esso retrostante) saranno costituite da opere "a gettata" simili a quelle esistenti (molo di sopraflutto e di sottoflutto dell'attuale configurazione di porto a bacino) con massi naturali di opportuna pezzatura variabile in funzione delle profondità al piede delle opere lungo lo sviluppo longitudinale, con incremento di peso partendo da riva e proseguendo verso il largo fino alla testata dove si prevede verranno posizionati i massi di maggiore dimensione.

Dovendo perseguire l'obiettivo di garantire un elevato grado di sicurezza e di ridurre gli interventi di manutenzione (rifiorimento della mantellata, riposizionamento di eventuali massi spostati a seguito di eventi di moto ondoso intensi, ecc...) si è deciso di eseguire i calcoli di dimensionamento e verifica adottando livelli di danneggiamento contenuti o praticamente nulli, come meglio specificato nei paragrafi successivi, al fine di limitare gli interventi manutentivi.

2.1 Determinazione dell'altezza d'onda da usare per il dimensionamento

Considerando le modeste profondità di imbasamento della scogliera in esame, variabili da profondità praticamente nulle in prossimità del radicamento a terra fino a profondità di -

6,00 ÷ - 6,50 m s.l.m. in corrispondenza della testata, il dimensionamento dei diversi tronchi di mantellata è stato eseguito facendo riferimento all'altezza d'onda di progetto ottenuta per il settore di traversia principale ricavata dallo studio meteo-marino, cui si rimanda per ulteriori approfondimenti.

Per il effettuare il dimensionamento e la successiva verifica delle scogliere in esame si è proceduto, come richiesto dalle "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime" del Consiglio Superiore dei LL.PP., a definire l'onda di progetto associata ad un determinato tempo di ritorno. Per la valutazione più appropriata del tempo di ritorno dell'onda di progetto si è soliti fare riferimento al tempo di vita presunta delle opere (in funzione delle loro caratteristiche funzionali e in relazione al progetto in cui sono inserite) ed al livello di rischio (ovvero alla probabilità di superamento dell'onda di progetto, tenuto conto dei danni che tali onde possono arrecare all'opera e della possibilità di ripristinare la normale funzionalità con operazioni di manutenzione).

I riferimenti utilizzabili sono sintetizzati nelle seguenti tabelle:

Tipo dell'opera (uso/impiego)	Livello di sicurezza richiesto		
	1	2	3
	VITA DI PROGETTO T_v (anni)		
Infrastrutture di uso generale	25	50	100
Infrastrutture ad uso specifico	15	25	50

Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo T_v (da "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe frangiflutti")

La marina e le opere in porti minori rientrano nel livello di sicurezza 1 per opere infrastrutturali di uso generale non destinate ad uno specifico scopo e per le quali non è chiaramente identificabile il termine della vita funzionale dell'opera, per cui il tempo di vita utile T_v dell'opera foranea di un porto turistico può essere posto pari a 25 anni.

Le corrispondenti probabilità di "danneggiamento incipiente" e/o "distruzione totale" in relazione alle deformazioni-modificazioni subite dall'opera in caso di danneggiamento ed alla difficoltà di riparare il danno in breve tempo, fanno rientrare le opere a gettata in massi naturali, nelle strutture flessibili o comunque nelle opere riparabili, cui corrisponde un 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.

Tale danneggiamento per strutture rigide (ad es. dighe a parete verticale) comporta invece la probabilità di distruzione totale, essendo estremamente difficile riparare il danno subito. Pertanto considerata la tipologia delle opere foranee, ovvero opere a gettata in massi naturali, come massima probabilità di danneggiamento può essere assunto il valore di 0.25, corrispondente ad un danneggiamento incipiente con ripercussione economica alta e rischi limitati per la vita umana.

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

Massima probabilità di danneggiamento P_f ammissibile nel periodo di vita operativa (da Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe frangiflutti)

Il tempo di ritorno di progetto, associato al tempo di vita di utile precedentemente definito e alla massima probabilità di danneggiamento assunta, è stato valutato con la relazione:

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

Per cui utilizzando i parametri sopra individuati si ottiene per il tempo di ritorno dell'opera un valore di circa 85 anni. Proprio in funzione dei valori considerati, nella stesura del progetto preliminare (vedi Relazione Tecnica, par. 3), il tempo di ritorno preso come riferimento era stato $T_r = 100$ anni, mentre per i dimensionamenti delle scogliere (in virtù della flessibilità o comunque riparabilità di tali opere con interventi di rifiorimento e risagomatura successivi) si è soliti fare riferimento a tempi di ritorno $T_r = 50$ anni.

Utilizzando la funzione di regolarizzazione degli eventi estremi (vedi studio meteo marino del presente progetto definitivo) per i suddetti tempi di ritorno si ottengono altezze d'onda al largo rispettivamente pari a $H_s \approx 8,5$ e $9,0$ m. La modesta differenza tra i due valori ottenuti nell'ultimo studio meteo-marino (cui si rimanda per ogni ulteriore approfondimento) e volendo operare a vantaggio di sicurezza, porta a confermare la scelta di utilizzare il tempo di ritorno di 100 anni per l'onda di progetto da usare nel dimensionamento e verifica delle mantellate di protezione dal moto ondoso incidente.

Peraltro i valori di riferimento ($H_s = 8,5$ e $9,0$ m associati rispettivamente ai $T_r = 50$ e 100 anni), utilizzati per la definizione dell'altezza d'onda frangente in prossimità dei fondali al piede dell'opera, individuano delle condizioni di moto ondoso limitate naturalmente dal fondale che si presentano simili tra loro. Infatti utilizzando le note espressioni dell'ingegneria marittima per la valutazione dell'altezza d'onda al piede di un'opera in funzione del fondale (formule di Kamphuis e Goda), considerando una sopraelevazione

del livello marino di 0,5 m (vedi studio meteo-marino del progetto definitivo) porta alla individuazione di valori della massima altezza d'onda significativa al piede dell'opera, assumendo una profondità massima di 6,50 m, variabile tra $H_{sb} = 4,00 \div 4,20$ m.

Dai valori ottenuti si evince come le differenze siano poco significative e a tali altezze d'onda di progetto sono associati valori di danneggiamento incipiente delle opere a gettata (soprattutto in testata) molto simili, riconducibili comunque ad una tipologia di "danno incipiente" o anche detto "danno iniziale" come meglio riportato di seguito:

Pendenza	Livello di danno S		
	Danno iniziale	Danno intermedio	Danno totale
1:1.5	0÷2	3÷5	>8
1:2	0÷2	4÷6	>8
1:3	0÷2	6÷9	>12
1:4	0÷3	8÷12	>17
1:6	0÷3	8÷12	>17

Livelli di danno per mantellate in doppio strato in funzione della pendenza

Per il caso in esame, ovvero pendenze della mantellata esterna pari a 1:3, dai calcoli eseguiti (vedi paragrafi seguenti) per le dighe foranee ed il pennello interno si ottengono livelli di danneggiamento delle testate e delle sezioni correnti assimilabili al "danno iniziale o incipiente" con valori di $S \approx 2 \div 3$, ovvero con un livello di danneggiamento ammissibile per le mantellate in occasione di mareggiate estreme, in seguito alle quali sarà necessario eseguire delle verifiche di consistenza delle mantellate e solo eventualmente (in caso venissero riscontrati scoscendimenti) intervenire con la risagomatura e rifiorimento delle stesse.

2.2 Dimensionamento degli elementi lapidei costituenti le mantellate

Il peso P dei singoli massi artificiali della mantellata è stato determinato con la classica formula di Hudson:

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

nella quale:

H_s altezza d'onda significativa (m) è stata assunta pari ad $H_{sb} = 4,20$ m in corrispondenza della massima profondità $h = - 6,50$ m sul l.m.m.

W_{50} peso medio teorico dei singoli massi (t);

γ_m peso specifico di volume dei massi, assunto pari a $2,65 \text{ t/m}^3$ per i massi naturali di natura calcarea;

γ_w peso specifico dell'acqua marina, assunto pari a $1,028 \text{ t/m}^3$

k_d coefficiente di stabilità dipendente da numerosi parametri quali il tipo di masso, la pendenza, la posizione relativa (sezione corrente pari a 2 o sezione di testata pari a 1,3) il tipo di onda (frangente o non frangente), il numero di strati, la percentuale di danneggiamento (assunta < 5%);

$\cotg(\alpha)$ pendenza della scarpata sull'orizzontale, assunta pari a 1/3 per la testata (sezione più svantaggiata).

Da test eseguiti su modello fisico e dall'esperienza costruttiva acquisita in numerosi progetti di dighe foranee costituite da massi naturali viene assunto un coefficiente di stabilità $k_d = 2$ per la sezione corrente e condizioni di onda frangente, in conseguenza delle elevate profondità che contraddistinguono i fondali antistanti l'opera in esame, mentre per la testata si utilizza un valore di $k_d = 1,3$ valido per la pendenza della mantellata di 1:3.

Criterio di "non danneggiamento" con limitata tracimazione							
Elemento	n (3)	Posa in opera	Sezione corrente		Testata		Scarpa Cot α
			K_D (2)		K_D		
			Onda frangente	Onda non frangente	Onda frangente	Onda non frangente	
Masso naturale							
arrotondato	2	alla rinfusa	1.2	2.4	1.1	1.9	da 1.5 a 3.0 (5)
arrotondato	>3	alla rinfusa (4)	1.6 (4)	3.2	1.4 (4)	2.3	
a spigoli vivi	2	alla rinfusa	2.0	4.0	1.9 1.6 1.3	3.2 2.8 2.3	1.5 2.0 3.0
a spigoli vivi	>3	alla rinfusa	2.2	4.5	2.1	4.2	(5)
a spigoli vivi	2	speciale (6)	5.8	7.0	5.3	6.4	(5)
Parallelepipedo (7)	2	speciale (1)	7.0-20.0	8.5-24.0	--	--	
Tetrapodo e Quadripodo							
	2	alla rinfusa	7.0	8.0	5.0 4.5 3.5	6.0 5.5 4.0	1.5 2.0 3.0
Tribar							
	2	alla rinfusa	9.0	10.0	8.3 7.8 6.0	9.0 8.5 6.5	1.5 2.0 3.0
Dolos							
	2	alla rinfusa	15.8 (8)	31.8 (8)	8.0 7.0	16.0 14.0	2.0 (9) 3.0
Cubo modificato							
Hexapod	2	alla rinfusa	6.5	7.5	--	5.0	(5)
Toskane	2	alla rinfusa	8.0	9.5	5.0	7.0	(5)
Masso naturale (KRR)	2	alla rinfusa	11.0	22.0	--	--	(5)
assortiti	-	alla rinfusa	2.2	2.5	--	--	

Valori consigliati del coefficiente K_D per la determinazione dei pesi dei massi di mantellata

I calcoli effettuati hanno portato all'individuazione delle caratteristiche degli elementi lapidei da utilizzare:

- per la testata della diga di ponente e levante, nonché per le sezioni correnti situate a profondità comprese tra $h = - 5,00 \div - 6,50$ m, massi naturali appartenenti alla IV categoria, ovvero con peso compreso tra $7 \div 10$ t;
- per profondità inferiori comprese tra $h = - 5,00 \div -3,50$ m sul l.m.m. si dovranno utilizzare massi naturali di III categoria aventi peso compreso tra $3 \div 7$ t;
- per profondità inferiori ad $h = -3,50$ m sul l.m.m. si dovranno utilizzare massi naturali di II categoria aventi peso compreso tra $1 \div 3$ t.

Per la verifica del grado di danneggiamento della mantellata si è utilizzata, oltre alla formula di pre-dimensionamento di Hudson, la più recente e completa relazione di Van Der Meer nella quale il diametro nominale dei massi è legato alla altezza significativa dalle seguenti espressioni:

per onde di tipo "plunging":
$$D_{n50} = \frac{H_s \times \sqrt{\varepsilon_z}}{\Delta 6.2xp^{0.18}} x \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^2$$

per onde di tipo "surging":
$$D_{n50} = \frac{H_s}{\Delta p^{-0.13}} x \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} x \sqrt{\cot \alpha \varepsilon_z^p}$$

dove i simboli rappresentano:

H_s = altezza d'onda significativa in corrispondenza del piede dell'opera a gettata

ε_z = parametro di surf

T_z = periodo d'onda "zero-crossing" (s)

α = pendenza della mantellata (°)

Δ = massa relativa del masso, $= \gamma_a / \gamma_m^{-1}$

γ_a = peso specifico dell'acqua marina (Kg/m³)

γ_m = peso specifico del masso (Kg/m³)

D_{n50} = diametro nominale del masso, $D_{n50} = (W_{50} / \gamma_a)^{1/3}$ (m)

W_{50} = valore del peso corrispondente al 50% nella curva di distribuzione (kg)

P = coefficiente di permeabilità della struttura

S = livello di danneggiamento ammesso, $S = A / D_{n50}^2$

A = area erosa nella sezione

N = numero di onde incidenti (appartenenti all'evento di progetto)

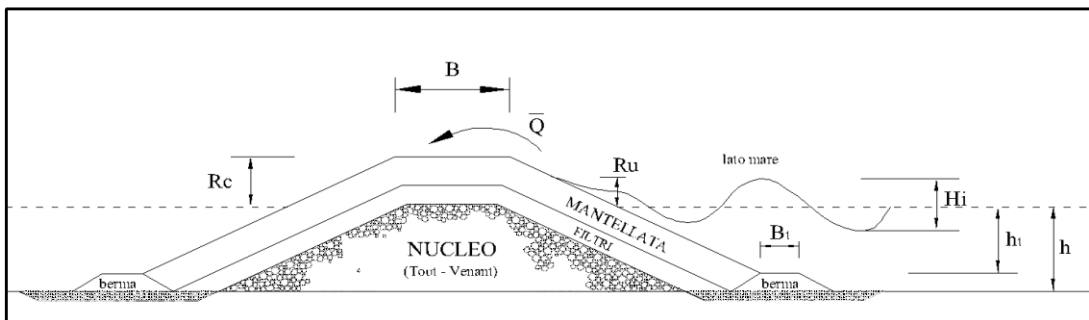
Il termine S sintetizza la "deformazione" indotta dall'onda di progetto sull'originaria geometria dell'opera e pertanto viene assunto come parametro rappresentativo delle condizioni di stabilità strutturale d'insieme dell'opera a gettata. Per scogliere contraddistinte da una mantellata composta da almeno due strati di massi e pendenze delle scarpate dell'opera di difesa pari ad 1:3 (ovvero per la diga foranea di ponente e levante), valori di $S < 2,0$ offrono condizioni di grande stabilità delle mantellate, valori di S variabili da 2,0 a 6,0 riflettono condizioni di "iniziale danneggiamento" equivalenti ad un grado di danneggiamento inferiore al 5% pienamente accettabile per il corretto esercizio delle opere marittime a gettata. Valori di S compresi tra 6,0 e 9,0 indicano condizioni di danneggiamento che impongono interventi "manutentivi" di ricarica e riprofilatura della

scogliera a seguito di eventi intensi; valori superiori a 12 denunciano uno scenario di collasso dell'opera.

Ripetendo il medesimo calcolo per la mantellata del pennello interno (di divisione tra avamposto e nuova darsena di ponente), avente una pendenza di 1:2, valori di $S < 2.0$ offrono condizioni di grande stabilità delle mantellate, mentre valori di S variabili da 2,0 a 4,0 riflettono condizioni di "inizio danneggiamento" equivalenti ad un grado di danneggiamento inferiore al 5% pienamente accettabile per il corretto esercizio delle opere marittime a gettata. Infine valori di S compresi tra 4,0 e 8,0 indicano condizioni di danneggiamento che impongono interventi "manutentivi" di ricarica e riprofilatura della scogliera a seguito di eventi intensi e quando tali valori sono > 8 denunciano uno scenario di collasso dell'opera.

I risultati delle verifiche di stabilità delle mantellate in testata e nelle sezioni correnti della diga foranea di ponente e di levante ed anche per il pennello interno sono riportati nei tabulati allegati di seguito:

DIGA FRANGIFLUTTO A GETTATA
DIMENSIONAMENTO IDRAULICO-STRUTTURALE: MANTELLATA IN MASSI NATURALI
SEZIONE TIPO A - A1 DELLA DIGA FORANEA DI PONENTE



Caratteristiche dell'onda di progetto al largo

Altezza d'onda significativa al largo (m)	H_{so}	9.00
Periodo di picco (s)	T_p	13.55
Periodo medio (s)	T_m	12.45
Lunghezza d'onda al largo relativa a T_p (m)	L_{op}	286.4
Lunghezza d'onda al largo relativa a T_m (m)	L_{om}	242.0
Ripidità dell'onda al largo relativa a T_p	s_o	0.031
Sovrizzo massimo del livello medio marino (m s.l.m.)	S_m	0.50

Caratteristiche del fondale di imbasamento della barriera

Profondità del fondale al piede dell'opera (m s.l.m.)	h	6.50
Pendenza del fondale al piede dell'opera	m	1/50

Onda di progetto a ridosso della barriera

ONDA FRANGENTE

Altezza d'onda max frangente al piede dell'opera (m)	H_{sp}	Kamphuis	4.20	Goda	4.95
Poiché $h/L_{op} < 0.04$ si assume che:	Altezza d'onda di progetto (m)	H_{sb}	4.20		
	Lunghezza d'onda al piede dell'opera (m)	L'_p	109.37		
	Ripidità dell'onda a ridosso dell'opera	s'_c	0.038		0.045
	Ripidità dell'onda (T_p)	s_{op}	0.015		
	Ripidità dell'onda (T_m)	s_{om}	0.017		

Calcolo dell'altezza d'onda massima frangente per le sezioni tipo A ed A1
(profondità al piede dell'opera $h_{max} = -6,50$ m sul l.m.m.)

Predimensionamento dei massi naturali della mantellata
Formula di HUDSON

$H_s := 4.2\text{m}$ Altezza d'onda significativa

$\cotg\alpha := 3$ Pendenza paramento

$\rho_r := 2650 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ Densità dei massi

$\rho_w := 1028 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ Densità acqua di mare

$K_D := 1.3$ Coefficiente di stabilità

$\Delta := \left(\frac{\rho_r}{\rho_w} \right) - 1$ $\Delta = 1.578$

$D_{n50} := \frac{H_s}{\Delta \cdot \sqrt[3]{K_D \cdot \cotg\alpha}}$

$D_{n50} = 1.691\text{ m}$ Diametro medio dei massi

$M_{50} := \rho_r \times D_{n50}^3$

$M_{50} = 12816\text{ kgf}$ Peso medio dei massi

Schema di calcolo per il dimensionamento della sezione tipo A ed A1 (sezione corrente e testata della mantellata esterna della diga foranea di ponente - profondità al piede dell'opera h max = -6,50 m sul l.m.m.)

Schema di calcolo per la verifica della sezione tipo A ed A1 (sezione corrente e testata della mantellata esterna della diga foranea di ponente - profondità al piede dell'opera h max = -6,50 m sul l.m.m.)

Verifica del grado di danneggiamento della mantellata
Formula di Van der Meer

$$M_{50} := 8500 \text{ kgf} \quad \text{Peso medio di progetto}$$

$$D_{n50} := \sqrt[3]{\frac{M_{50}}{\rho_r}}$$

$$D_{n50} = 1.475 \text{ m} \quad \text{Diametro medio di progetto}$$

$$N_s := \frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} \quad N_s = 1.805 \quad \text{Numero di stabilità}$$

$$P := 0.37 \quad \text{Porosità della scogliera}$$

$$d := 6.50 \text{ m} \quad \text{Profondità al piede della scogliera}$$

$$T_m := 12.45 \text{ s} \quad \text{Periodo medio}$$

$$N := 12 \times \frac{3600 \text{ s}}{T_m} \quad N = 3470 \quad \text{Numero d'onde in una mareggiata}$$

$$L_{om} := g \cdot \frac{T_m^2}{2\pi}$$

$$L_{om} = 241.924 \text{ m} \quad \text{Lunghezza d'onda al largo}$$

$$L_m := 1 \text{ m}$$

$$L_{mm} := \text{root} \left[\left(L_m - L_{om} \cdot \tanh \left(2 \cdot \frac{\pi \cdot d}{L_m} \right) \right), L_m \right]$$

$$L_m = 96.597 \text{ m} \quad \text{Lunghezza d'onda al piede}$$

$$s_{om} := \frac{H_s}{L_{om}} \quad s_{om} = 0.017 \quad \text{Ripidità media al largo}$$

$$\xi_m := \frac{1}{\cot \alpha \cdot \sqrt{s_{om}}} \quad \xi_m = 2.53 \quad \text{Parametro di surf o Numero di Irribarren}$$

$$\xi_{mc} := \left(6.2 \cdot \frac{P^{0.31}}{\sqrt{\cot \alpha}} \right)^{\frac{1}{P+0.5}} \quad \xi_{mc} = 3.039 \quad \text{Parametro critico di surf}$$

frangimento tipo plunging

$$S_p := \left(\frac{N_s}{6.2 \cdot P^{0.18}} \right)^5 \times \sqrt{N} \times \xi_m^{\frac{5}{2}} \quad S_p = 3.068$$

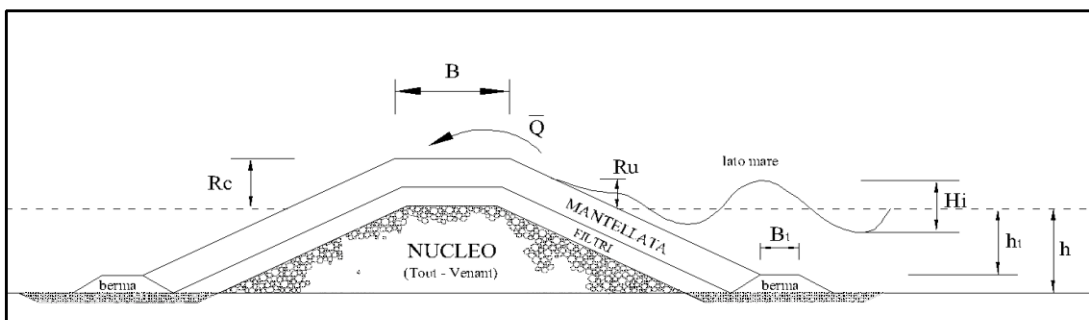
frangimento tipo surging

$$S_s := \left(\frac{N_s}{1.0 \cdot P^{-0.13} \cdot \sqrt{\cot \alpha} \cdot \xi_m \cdot P} \right)^5 \times \sqrt{N} \quad S_s = 6.812$$

$$S := \text{if}(\xi_m < \xi_{mc}, S_p, S_s) \quad S = 3.068 \quad \text{Livello di danneggiamento}$$

Per quanto riguarda le sezioni tipo B1 ubicate a profondità variabile tra -3,50 m e -5,00 m si ha:

DIGA FRANGIFLUTTO A GETTATA
DIMENSIONAMENTO IDRAULICO-STRUTTURALE: MANTELLATA IN MASSI NATURALI
SEZIONE TIPO B1 DELLA DIGA FORANEA DI PONENTE



Caratteristiche dell'onda di progetto al largo

Altezza d'onda significativa al largo (m)	H_{so}	9.00
Periodo di picco (s)	T_p	13.55
Periodo medio (s)	T_m	12.45
Lunghezza d'onda al largo relativa a T_p (m)	L_{op}	286.4
Lunghezza d'onda al largo relativa a T_m (m)	L_{om}	242.0
Ripidità dell'onda al largo relativa a T_p	s_o	0.031
Sovralzo massimo del livello medio marino (m s.l.m.)	S_m	0.50

Caratteristiche del fondale di imbasamento della barriera

Profondità del fondale al piede dell'opera (m s.l.m.)	h	5.00
Pendenza del fondale al piede dell'opera	m	1/50

Onda di progetto a ridosso della barriera

ONDA FRANGENTE

Altezza d'onda max frangente al piede dell'opera (m)	H_{sb}	3.30	Kamphuis	Goda
Altezza d'onda di progetto (m)	H_{sb}	3.30		
Lunghezza d'onda al piede dell'opera (m)	L'_p	97.49		
Ripidità dell'onda a ridosso dell'opera	s'_c	0.034		0.042
Ripidità dell'onda (T_p)	s_{op}	0.012		
Ripidità dell'onda (T_m)	s_{om}	0.014		

Calcolo dell'altezza d'onda massima frangente per le sezioni tipo B1 (profondità al piede dell'opera h max = -5,00 m sul l.m.m.)

Predimensionamento dei massi naturali della mantellata
HUDSON

$H_s := 3.30\text{m}$ Altezza d'onda significativa

$\cotg\alpha := 3$ Pendenza paramento

$\rho_r := 2650 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ Densità dei massi

$\rho_w := 1028 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ Densità acqua di mare

$K_D := 2.0$ Coefficiente di stabilità

$\Delta := \left(\frac{\rho_r}{\rho_w} \right) - 1$ $\Delta = 1.578$

$D_{n50} := \frac{H_s}{\Delta \cdot \sqrt[3]{K_D \cdot \cotg\alpha}}$

$D_{n50} = 1.151\text{ m}$ Diametro medio dei massi

$M_{50} := \rho_r \times D_{n50}^3$

$M_{50} = 4041 \cdot \text{kgf}$ Peso medio dei massi

Schema di calcolo per il dimensionamento della sezione tipo B1 (sezione corrente della mantellata esterna della diga foranea di ponente - profondità al piede dell'opera h max = -5,00 m sul l.m.m.)

Verifica del grado di danneggiamento della mantellata
Formula di Van der Meer

$M_{50} := 5000\text{kgf}$ Peso medio di progetto

$D_{n50} := \sqrt[3]{\frac{M_{50}}{\rho_r}}$

$D_{n50} = 1.236\text{ m}$ Diametro medio di progetto

$N_s := \frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}}$ $N_s = 1.693$ Numero di stabilità

$P := 0.37$ Porosità della scogliera

$d := 5.0\text{ m}$ Profondità al piede della scogliera

$T_m := 12.45\text{ s}$ Periodo medio

$N := 12 \times \frac{3600\text{ s}}{T_m}$ $N = 3470$ Numero d'onde in una mareggiata

$L_{om} := g \cdot \frac{T_m^2}{2\pi}$

$L_{om} = 241.924\text{ m}$ Lunghezza d'onda al largo

$L_m := 1\text{ m}$

$L_{mm} := \text{root}\left[\left(L_m - L_{om} \cdot \tanh\left(2 \cdot \frac{\pi \cdot d}{L_m}\right)\right), L_m\right]$

$L_m = 85.289\text{ m}$ Lunghezza d'onda al piede

$s_{om} := \frac{H_s}{L_{om}}$ $s_{om} = 0.014$ Ripidità media al largo

$\xi_m := \frac{1}{\cot\alpha \cdot \sqrt{s_{om}}}$ $\xi_m = 2.854$ Parametro di surf o Numero di Irribarren

$\xi_{mc} := \left(6.2 \cdot \frac{P^{0.31}}{\sqrt{\cot\alpha}}\right)^{\frac{1}{P+0.5}}$ $\xi_{mc} = 3.039$ Parametro critico di surf

frangimento tipo plunging

$$S_p := \left(\frac{N_s}{6.2 \cdot P^{0.18}} \right)^5 \times \sqrt{N} \times \xi_m^{\frac{5}{2}} \quad S_p = 3.008$$

frangimento tipo surging

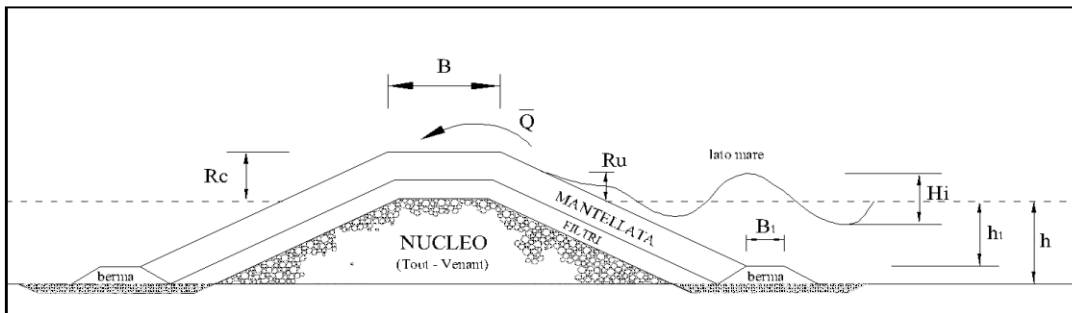
$$S_s := \left(\frac{N_s}{1.0 \cdot P^{-0.13} \cdot \sqrt{\cotg \alpha} \cdot \xi_m^P} \right)^5 \times \sqrt{N} \quad S_s = 3.952$$

$$S_{\text{max}} := \text{if}(\xi_m < \xi_{mc}, S_p, S_s) \quad \boxed{S = 3.008} \quad \text{Livello di danneggiamento}$$

Schema di calcolo per la verifica della sezione tipo B1 (sezione corrente della mantellata esterna della diga foranea di ponente - profondità al piede dell'opera h max = -5,00 m sul l.m.m.)

Per le rimanenti sezioni tipo B ubicate a profondità variabile tra -3,50 m e la linea di riva si ha:

**DIGA FRANGIFLUTTO A GETTATA
DIMENSIONAMENTO IDRAULICO-STRUTTURALE: MANTELLATA IN MASSI NATURALI
SEZIONE TPO B DELLA DIGA FORANEA DI PONENTE**



Caratteristiche dell'onda di progetto al largo

Altezza d'onda significativa al largo (m)	H_{so}	9.00
Periodo di picco (s)	T_p	13.55
Periodo medio (s)	T_m	12.45
Lunghezza d'onda al largo relativa a T_p (m)	L_{op}	286.4
Lunghezza d'onda al largo relativa a T_m (m)	L_{om}	242.0
Ripidità dell'onda al largo relativa a T_p	s_o	0.031
Sovralzo massimo del livello medio marino (m s.l.m.)	S_m	0.50

Caratteristiche del fondale di imbasamento della barriera

Profondità del fondale al piede dell'opera (m s.l.m.)	h	3.50
Pendenza del fondale al piede dell'opera	m	1/50

Onda di progetto a ridosso della barriera

ONDA FRANGENTE

Altezza d'onda max frangente al piede dell'opera (m)	H_{sp}	2.40	Kamphuis	Goda
Poiché $h/L_{op} < 0.04$ si assume che:	Altezza d'onda di progetto (m)	H_{sp}	2.40	
	Lunghezza d'onda al piede dell'opera (m)	L'_p	83.61	
	Ripidità dell'onda a ridosso dell'opera	s'_c	0.029	0.039
	Ripidità dell'onda (T_p)	s_{op}	0.008	
	Ripidità dell'onda (T_m)	s_{om}	0.010	

**Calcolo dell'altezza d'onda massima frangente per le sezioni tipo B
(profondità al piede dell'opera h max = -3,50 m sul l.m.m.)**

Peso medio dei massi

Pre dimensionamento dei massi naturali della mantellata Formula di HUDSON

$H_s := 2.40\text{m}$ Altezza d'onda significativa

$\cot\alpha := 3$ Pendenza paramento

$\rho_r := 2650 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ Densità dei massi

$\rho_w := 1028 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ Densità acqua di mare

$K_D := 2.0$ Coefficiente di stabilità

$\Delta := \left(\frac{\rho_r}{\rho_w} \right) - 1$ $\Delta = 1.578$

$D_{n50} := \frac{H_s}{\Delta \cdot \sqrt[3]{K_D \cdot \cot\alpha}}$

$D_{n50} = 0.837\text{ m}$ Diametro medio dei massi

$M_{50} := \rho_r \times D_{n50}^3$

$M_{50} = 1554 \cdot \text{kgf}$

Schema di calcolo per il dimensionamento della sezione tipo B (sezione corrente della mantellata esterna della diga foranea di ponente - profondità al piede dell'opera h max = -3,50 m sul l.m.m.)

Verifica del grado di danneggiamento della mantellata
Formula di Van der Meer

$$M_{50} := 2000 \text{ kgf} \quad \text{Peso medio di progetto}$$

$$D_{n50} := \sqrt[3]{\frac{M_{50}}{\rho_r}}$$

$$D_{n50} = 0.91 \text{ m} \quad \text{Diametro medio di progetto}$$

$$N_s := \frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} \quad N_s = 1.671 \quad \text{Numero di stabilità}$$

$$P := 0.37 \quad \text{Porosità della scogliera}$$

$$d := 3.50 \text{ m} \quad \text{Profondità al piede della scogliera}$$

$$T_m := 12.45 \text{ s} \quad \text{Periodo medio}$$

$$N := 12 \times \frac{3600 \text{ s}}{T_m} \quad N = 3470 \quad \text{Numero d'onde in una mareggiata}$$

$$L_{om} := g \cdot \frac{T_m^2}{2\pi}$$

$$L_{om} = 241.924 \text{ m} \quad \text{Lunghezza d'onda al largo}$$

$$L_m := 1 \text{ m}$$

$$L_{pm} := \text{root} \left[\left(L_m - L_{om} \cdot \tanh \left(2 \cdot \frac{\pi \cdot d}{L_m} \right) \right), L_m \right]$$

$$L_m = 71.833 \text{ m} \quad \text{Lunghezza d'onda al piede}$$

$$s_{om} := \frac{H_s}{L_{om}} \quad s_{om} = 9.92 \times 10^{-3} \quad \text{Ripidità media al largo}$$

$$\xi_m := \frac{1}{\cot \alpha \cdot \sqrt{s_{om}}} \quad \xi_m = 3.347 \quad \text{Parametro di surf o Numero di Irribarren}$$

$$\xi_{mc} := \left(6.2 \cdot \frac{P^{0.31}}{\sqrt{\cot \alpha}} \right)^{\frac{1}{P+0.5}} \quad \xi_{mc} = 3.039 \quad \text{Parametro critico di surf}$$

frangimento tipo plunging

Livello di danneggiamento

$$S_p := \left(\frac{N_s}{6.2 \cdot P^{0.18}} \right)^5 \times \sqrt{N} \times \xi_m^{\frac{5}{2}} \quad S_p = 4.196$$

frangimento tipo surging

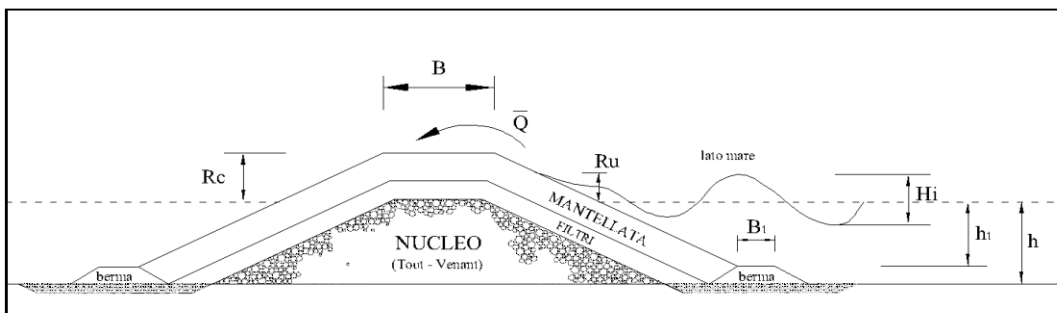
$$S_s := \left(\frac{N_s}{1.0 \cdot P^{-0.13} \cdot \sqrt{\cot \alpha} \cdot \xi_m \cdot P} \right)^5 \times \sqrt{N} \quad S_s = 2.758$$

$$S_{\text{max}} := \text{if}(\xi_m < \xi_{\text{mc}}, S_p, S_s) \quad S = 2.758$$

Schema di calcolo per la verifica della sezione tipo B (sezione corrente della mantellata esterna della diga foranea di ponte - profondità al piede dell'opera h max = -3,50 m sul l.m.m.)

Per quanto riguarda invece il pennello interno di divisione tra avamporto e nuova darsena si ha:

**DIGA FRANGIFLUTTO A GETTATA
DIMENSIONAMENTO IDRAULICO-STRUTTURALE: MANTELLATA IN MASSI NATURALI
SEZIONE CORRENTE E DI TESTATA DEL PENNELLO INTERNO**



Caratteristiche dell'onda di progetto al largo

Altezza d'onda significativa al largo (m)	H_{s0}	9.00
Periodo di picco (s)	T_p	13.55
Periodo medio (s)	T_m	12.45
Lunghezza d'onda al largo relativa a T_p (m)	L_{op}	286.4
Lunghezza d'onda al largo relativa a T_m (m)	L_{om}	242.0
Ripidità dell'onda al largo relativa a T_p	s_0	0.031
Sovralzo massimo del livello medio marino (m s.l.m.)	S_m	0.50

Caratteristiche del fondale di imbasamento della barriera

Profondità del fondale al piede dell'opera (m s.l.m.)	h	4.50
Pendenza del fondale al piede dell'opera	m	1/50

Onda di progetto a ridosso della barriera

ONDA FRANGENTE

Altezza d'onda max frangente al piede dell'opera (m)	H_{sb}	3.00	Kamphuis	Goda	3.82
Altezza d'onda di progetto (m)	H_{sb}	3.00			
Lunghezza d'onda al piede dell'opera (m)	L'_p	93.13			
Ripidità dell'onda a ridosso dell'opera	s'_c	0.032			0.041
Ripidità dell'onda (T_p)	s_{op}	0.010			
Ripidità dell'onda (T_m)	s_{om}	0.012			

Calcolo dell'altezza d'onda massima frangente per le sezioni tipo e testata pennello interno (profondità al piede dell'opera h max = -4,50 m sul l.m.m.)

Pre-dimensionamento dei massi naturali della mantellata
Formula di HUDSON

$H_s := 3.0\text{m}$ Altezza d'onda significativa

$\cot\alpha := 2$ Pendenza paramento

$\rho_r := 2650 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ Densità dei massi

$\rho_w := 1028 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ Densità acqua di mare

$K_D := 1.6$ Coefficiente di stabilità

$\Delta := \left(\frac{\rho_r}{\rho_w} \right) - 1$ $\Delta = 1.578$

$D_{n50} := \frac{H_s}{\Delta \cdot \sqrt[3]{K_D \cdot \cot\alpha}}$

$D_{n50} = 1.29\text{m}$ Diametro medio dei massi

$M_{50} := \rho_r \times D_{n50}^3$

$M_{50} = 5692 \cdot \text{kgf}$ Peso medio dei massi

Schema di calcolo per il dimensionamento della sezione corrente e della testata della mantellata del pennello interno - profondità al piede dell'opera h max = -4,50 m sul l.m.m.)

Verifica del grado di danneggiamento della mantellata
Formula di Van der Meer

$M_{50} := 5000 \text{kgf}$ Peso medio di progetto

$D_{n50} := \sqrt[3]{\frac{M_{50}}{\rho_r}}$

$D_{n50} = 1.236 \text{m}$ Diametro medio di progetto

$N_s := \frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}}$ $N_s = 1.539$ Numero di stabilità

$P := 0.37$ Porosità della scogliera

$d := 4.5r$ Profondità al piede della scogliera

$T_m := 12.45 \text{s}$ Periodo medio

$N := 12 \times \frac{3600 \text{s}}{T_m}$ $N = 3470$ Numero d'onde in una mareggiata

$L_{om} := g \cdot \frac{T_m^2}{2\pi}$

$L_{om} = 241.924 \text{m}$ Lunghezza d'onda al largo

$L_m := 1 \text{m}$

$L_m := \text{root}\left[\left(L_m - L_{om} \cdot \tanh\left(2 \cdot \frac{\pi \cdot d}{L_m}\right)\right), L_m\right]$

$L_m = 81.092 \text{m}$ Lunghezza d'onda al piede

$s_{om} := \frac{H_s}{L_{om}}$ $s_{om} = 0.012$ Ripidità media al largo

$\xi_m := \frac{1}{\cot \alpha \cdot \sqrt{s_{om}}}$ $\xi_m = 4.49$ Parametro di surf o Numero di Irribarren

$\xi_{mc} := \left(6.2 \cdot \frac{P^{0.31}}{\sqrt{\cot \alpha}}\right)^{\frac{1}{P+0.5}}$ $\xi_{mc} = 3.836$ Parametro critico di surf

frangimento tipo plunging

$$S_p := \left(\frac{N_s}{6.2 \cdot P^{0.18}} \right)^5 \times \sqrt{N} \times \xi_m^{\frac{5}{2}} \quad S_p = 5.797$$

frangimento tipo surging

$$S_s := \left(\frac{N_s}{1.0 \cdot P^{-0.13} \cdot \sqrt{\cot \alpha} \cdot \xi_m^P} \right)^5 \times \sqrt{N} \quad S_s = 2.924$$

$$S := \text{if}(\xi_m < \xi_{mc}, S_p, S_s) \quad S = 2.924 \quad \text{Livello di danneggiamento}$$

Schema di calcolo per la verifica della sezione corrente e della testata della mantellata del pennello interno - profondità al piede dell'opera h max = -4,50 m sul l.m.m.)

2.3 Analisi dei risultati e conclusioni

Dai risultati dei dimensionamenti e delle successive verifiche di stabilità emerge che, essendo la pendenza del fondale di circa 1/50 e la pendenza delle scarpate della mantellata della scogliera pari a 1:3 sia per le sezioni correnti che per la testata della diga foranea di ponente e di levante, sono stati ricavati i seguenti valori:

- Sezioni tipo A ed A1 ubicate su fondali massimi di -6,50 m (6,50 + 0,50 di sovrizzo) cui corrisponde un'altezza d'onda massima frangente $H_{sb} = 4,20$ m si ha per le sezioni correnti e di testata un grado di danneggiamento incipiente ($S = 3,068$) avendo considerato un peso medio $W_{50} = 8,50$ t, corrispondente alla IV categoria di massi naturali con peso compreso tra $7 \div 10$ t;
- Sezione tipo B1 ubicata su fondali massimi di - 5,00 m (5,00 + 0,50 di sovrizzo) e comunque variabili tra $h = - 3,50 \div - 5,00$ m per i quali si è calcolata un'altezza d'onda massima frangente $H_{sb} = 3,30$ m. La verifica è stata eseguita assumendo un peso medio pari a $W_{50} = 5,00$ t, corrispondente alla III categoria di massi naturali con peso variabile da $3 \div 7$ t, cui corrisponde un livello di danneggiamento $S = 3,008$;
- Sezione tipo B collocate su fondali massimi di - 3,50 m (3,50 + 0,50 di sovrizzo) e comunque variabili tra $h = - 3,50$ m e la linea di riva ed associate ad un'altezza d'onda massima frangente pari a $H_{sb} = 2,40$ m. Assumendo il peso medio del materiale lapideo pari a $W_{50} = 2,00$ t, corrispondente alla II categoria di massi naturali con peso variabile da $1 \div 3$ t, il livello di danneggiamento ottenuto è di $S = 2,758$.

Infine per le verifiche della sezione corrente e della testata del pennello interno, ubicate su fondali massimi di - 4,50 m (4,50 + 0,50 di sovrizzo), il calcolo dell'altezza d'onda massima frangente ha portato all'individuazione di un valore pari a $H_{sb} = 3,00$ m. Assunto il peso medio pari a $W_{50} = 5,00$ t, corrispondente alla III categoria di massi naturali con peso variabile da $3 \div 7$ t, il corrispondente livello di danneggiamento è pari ad $S = 2,924$. Per

tale scogliera la pendenza della scarpata della mantellata è stata ridotta a 1:2 soprattutto per avere una riduzione degli ingombri e un minor utilizzo di materiale lapideo.

Da quanto sopra riportato si comprende come per tutte le sezioni considerate i corrispondenti valori del livello di danneggiamento assumono valori massimi pari a circa 3 e quindi riconducibili a livelli di danno incipiente, confermano la stabilità delle due opere di difesa a gettata (diga foranea di ponente, di levante e pennello interno) e interventi di risagomatura e/o rifiorimento limitati nel tempo.

Lo spessore degli strati di mantellata, costanti lungo le differenti sezioni verificate, assumono un valore minimo ricavato con la seguente formula :

$$S_p = n K (P / \gamma_m)^{0.333}$$

dove: n è il numero degli strati

K coefficiente di strato di valore per i massi naturali pari a 1.05

P è il peso medio dei massi naturali

γ_m è il peso specifico del masso (assunto pari a 2.650 Kg/m³)

Lo spessore teorico totale del doppio strato di massi naturali è stato quindi calcolato per n = 2 ottenendo per lo spessore da adottare i seguenti valori:

- 1,90 m per i massi di II categoria con peso tra 1 e 3 t;
- 2,60 m per i massi di III categoria con peso tra 3 e 7 t,
- 3,00 m per i massi di IV categoria con peso tra 7 e 10 t

avendo considerato massi di peso medio di ciascuna categoria rispettivamente pari a 2,00 t (II categoria), 5,00 t (III categoria) e 8,50 t (IV categoria).

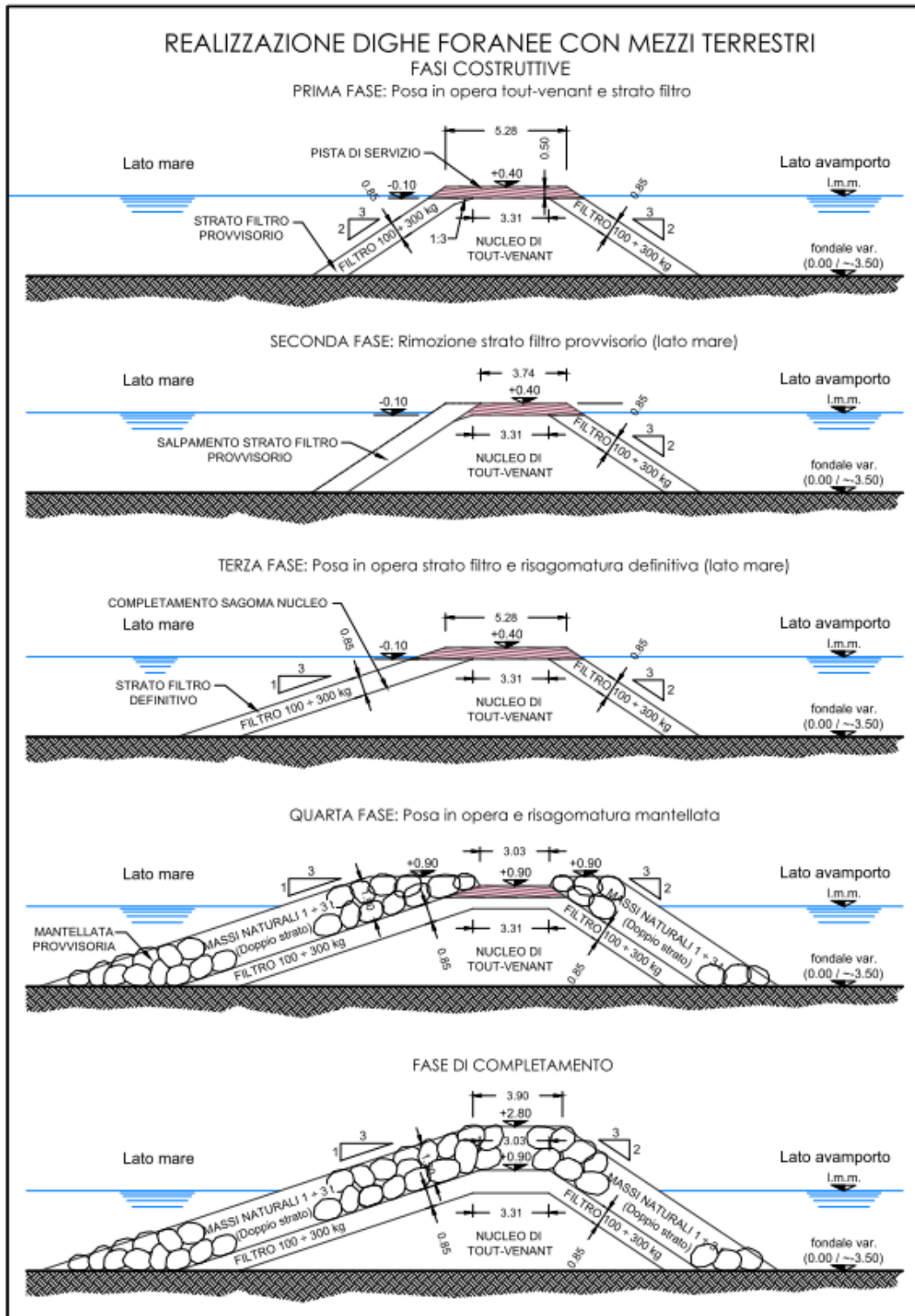
Al di sotto dei massi costituenti la mantellata delle scogliere e sopra il nucleo è necessario, per evitare il sifonamento del nucleo, interporre almeno uno strato filtro costituito sempre da massi naturali di peso medio variabile tra 1/5 e 1/15 del peso dei massi sovrastanti. Si sono così previsti massi naturali di peso variabile tra 0,5 a 1,0 t per lo strato filtro delle sezioni tipo A, A1 e B1, mentre per quelle della sezione tipo B sono previsti elementi lapidei di peso variabile tra 0,1 a 1,0 t. Lo spessore dello strato filtro è stato ricavato applicando la medesima formula utilizzata per le mantellate (vedi sezioni tipo riportate negli elaborati grafici di progetto definitivo: Tavole 8 e 9).

Al di sotto degli strati filtro, il corpo centrale dell'opera a gettata (il cosiddetto nucleo) è costituito da tout-venant di cava, ossia materiale lapideo di pezzatura assortita con peso variabile tra 0,5 e 500 kg. Tale gradazione conferisce al nucleo il richiesto grado di impermeabilità, utilizzando il materiale più "povero" ottenuto dalla cava.

La sommità del nucleo è posizionata a quote (comprese tra – 0,80 m e – 0,10), per cui per permettere l'esecuzione della diga foranea in avanzamento verso il mare aperto con mezzi terrestri, potendo operare anche in presenza di moto ondoso non eccessivo, sarà necessario realizzare sul sovrastante strato filtro una pista provvisoria con quote superiori al l.m.m. (solitamente a quota +0.50 m sul l.m.m.) come illustrato di seguito.

Operativamente si procederà con la posa in opera del nucleo in tout-venant e dei sovrastanti strati filtro, che avranno pendenza provvisorie delle scarpate 2:3 (prima fase).

Nella fase successiva lo strato di filtro lato mare verrà salpato per consentire l'apporto di nuovo materiale con risagomatura del nucleo fino all'ottenimento della pendenza a 1:3. Dopo aver riposizionato lo strato di filtro in sagoma definitiva (fase terza), si procederà con la posa in opera della mantellata sulle scarpate inclinate fino a raggiungere la testata. Infine si procederà in arretramento alla rifioritura e risagomatura finale della scogliera.



Fasi costruttive delle dighe foranee con mezzi terrestri

3 Dimensionamento della struttura di coronamento

Sulle testate delle due dighe foranee (di ponente e di levante) sono presenti elementi di coronamento in calcestruzzo che nella parte terminale ospiteranno i fanali di segnalazione. Le strutture saranno costituite da getti in calcestruzzo che poggeranno sulle berme di sommità dello strato filtro posto immediatamente sotto le mantellate in massi naturali da 7 ÷ 10 t. Il massiccio di coronamento, avente una lunghezza di 18,50 m, è costituito da una struttura avente una forma assimilabile ad un prisma pseudo-rettangolare con muro di contenimento (lato mare) che raggiunge in sommità della struttura una quota di +3,00 m sul l.m.m. , mentre la quota del piano di camminamento è fissata a + 2,50 m sul l.m.m. Nella revisione del progetto definitivo, conseguente alle richieste di integrazione e approfondimento pronunciate dagli Enti interpellati (SABAP – SA-AV ed Ente Parco del Cilento), si è provveduto ad effettuare una ottimizzazione della configurazione delle nuove opere foranee. Tale miglioramento ha considerato, tra l'altro, l'introduzione dei fanali di segnalazione (a luce gialla) per una migliore individuazione dell'imboccatura secondaria. Uno dei suddetti fanali gialli è stato collocato su un elemento di coronamento in calcestruzzo simile a quelli presenti sulle testate delle dighe principali, ubicato sulla testata del pennello interno radicato a metà della diga di ponente, mentre l'altro verrà posizionato su un semplice basamento di calcestruzzo da collocare sulla testata della scogliera dell'esistente molo di sopraflutto da risagomare come indicato nella configurazione di progetto individuata nella Rev. 1 del presente progetto definitivo.

Le verifiche di stabilità del coronamento sono state eseguite facendo riferimento alle altezze d'onda limitate dal fondale ($H_{sb} = 4,20$ m s.l.m. in corrispondenza di una profondità al piede $h = -6,0$ m s.l.m.) ottenute nello studio meteo-marino, nel quale l'onda di progetto, per un periodo di ritorno di 100 anni, assume un valore dell'altezza significativa al largo dell'imboccatura portuale pari ad $H_s = 9,00$ m. Le profondità di imbasamento delle testate delle scogliere dei due moli in esame (di ponente e di levante) rappresentano quelle maggiormente esposte all'azione dinamica delle onde, per cui si è deciso (operando a favore di sicurezza,

Per la verifica di stabilità, si è utilizzata la metodologia proposta da F.L. Martin ("Wave loads on rubble mound breakwater crown walls" – F. L. Martin, M. A. Losada, R. Medina – Coastal Engineering 1999), che definisce, per onde frangenti di tipo surging e collapsing o già soggette a frangimento, la distribuzione delle pressioni indotte sul muro paraonde. Tale criterio quindi non può essere applicato nel caso di impatto di eventi di "shock".

La metodologia si basa sulla considerazione sperimentale che una singola onda può generare sulla struttura verticale due distinte sollecitazioni massime dette: forza da impatto ("impact force") e forza di pulsazione ("pulsating force"). Per determinare la distribuzione delle pressioni da impatto, Martin suggerisce di utilizzare le seguenti espressioni:

- per la parte del muro non protetta dalla scogliera:

$$P_{so} = C_w I \times \gamma_w \times g \times S_o$$

- per la parte del muro protetta dalla scogliera:

$$P_{s1} = C_{w2} \times C_{w1} \times \gamma_w \times g \times S_o$$

dove:

C_{w1} è funzione del massimo run-up, dell'altezza d'onda di progetto e della pendenza della scarpata;

C_{w2} è funzione della larghezza della berma e della lunghezza d'onda relativa al periodo di picco;

$\gamma_w = 10.3 \text{ kN/m}^3$ - la densità dell'acqua;

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$ – accelerazione di gravità;

S_o è il massimo run-up previsto sulla berma della scogliera.

La distribuzione delle pressioni da pulsazione (idrostatiche) è data da:

$$P_p(z) = C_{w3} \times \gamma_w \times g \times (S_o + A_c - z)$$

dove:

z è la quota di calcolo rispetto al l.m.m.;

C_{w3} è un parametro adimensionale, funzione delle caratteristiche della scogliera

A_c è l'altezza della berma rispetto al l.m.m.

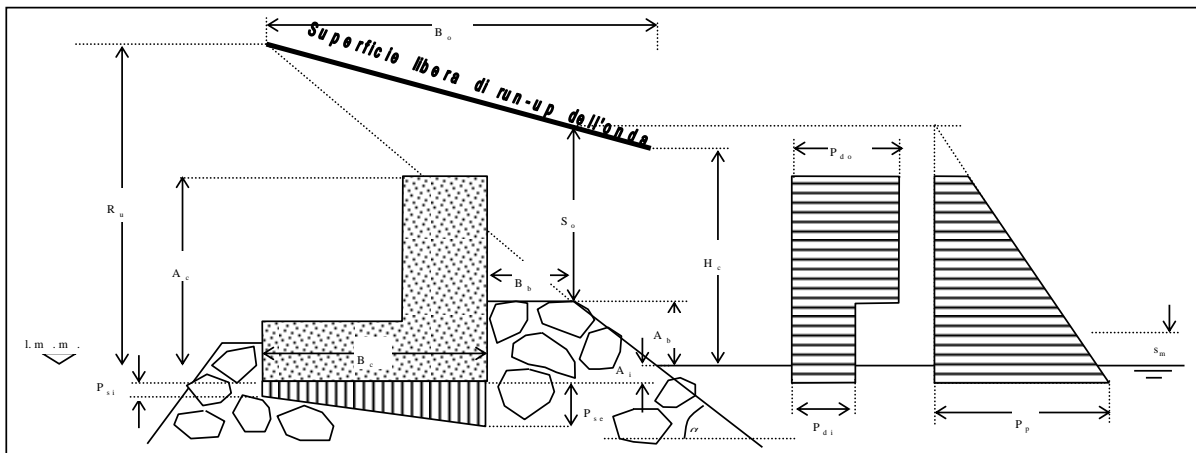
La stabilità del massiccio di coronamento è stata verificata nella condizione più sfavorevole e cioè con fondali di -6, 0 m, con $H_s = 7,60 \text{ m}$ antistante l'opera tenendo conto dell'effetto di rifrazione del moto ondoso (pari a 0,84 circa) e mantellata con massi naturali $7 \div 10 \text{ t}$ con una porosità $P \approx 0,40$.

Nello schema riportato nelle pagine seguenti sono riassunte le caratteristiche del moto ondoso incidente, le dimensioni finali della struttura di coronamento e le caratteristiche della berma in massi artificiali e naturali antistante il massiccio di coronamento, nonché il calcolo delle condizioni e delle sollecitazioni agenti sulla struttura di coronamento.

Caratteristiche moto ondoso di progetto		
Altezza d'onda significativa al largo (m)	H_s	9.00
Coefficiente di rifrazione	K	0.84
Altezza d'onda significativa antistante l'opera (m)	H_s	7.60
Altezza d'onda di progetto (m)	H_c	4.20
Periodo di picco (s)	T_p	11.50
Lunghezza d'onda al largo (m)	L_{op}	206.5
Ripidità dell'onda al largo	S_c	0.020
Lunghezza d'onda al piede dell'opera (m)	L'_p	85.5
Ripidità dell'onda a ridosso dell'opera	S'_c	0.049
Sovralzo massimo del livello medio marino (m)	s_m	0.50

Dimensioni strutturali di coronamento e della berna antistante

Profondità fondale al piede dell'opera (m s.l.m.)	h	6.00
Quota berna mantellata (m s.l.m.)	A_b	3.50
Larghezza berna (m)	B_b	3.00
Pendenza mantellata	$\cotg \alpha$	3.00
Larghezza di base del massiccio di coronamento (m)	B_c	2.95
Quota sommitale del muro paraonde (m s.l.m.)	A_c	3.00
Quota di imbasamento del muro paraonde (m s.l.m.)	A_i	0.50
Porosità mantellata	p	0.40
Porosità alla base del massiccio di coronamento	p_c	0.40
Diametro medio massi della mantellata (m)	D_{n50}	1.48



Condizioni di impatto diretto dell'onda contro il muro paraonde

NO

Altezza relativa	A_b/H_c	0.71	
Larghezza relativa	B_b/H_c	0.71	> 0.20
run-up al margine della mantellata (m)	S_o	1.24	$A_b + S_o = 4.74 > A_c$

Calcolo dell'altezza di Run-up $R_u = H_c \cdot (A_u \cdot (1 - \exp(-B_u \cdot \xi_m)))$

Numero di Iribarren	ξ_m	2.34
Run-up associato all'altezza d'onda H_c	R_u	4.25 (m)
	A_u	1.338095
	B_u	0.6

Pressioni di impatto P_d (valido per $0.03 < S' < 0.075$)

	C_{w1}	2.67	C_{w2}	0.545837	$P_{d0} = C_{w1} \cdot \rho_w \cdot g \cdot S_o$
Tratto NON riparato dalla mantellata	P_{d0}	33.33 kN/m ²			
Tratto inferiore (riparato dalla mantellata)	P_{d1}	18.20 kN/m ²			$P_{d1} = C_{w2} \cdot C_{w1} \cdot \rho_w \cdot g \cdot S_o$
Sottopressione lato mare	P_{so}	18.2 kN/m ²			
Sottopressione lato terra	P_{si}	0.0 kN/m ²			

Pressioni di pulsazione P_p (valido per $0.03 < S' < 0.075$)

	C_o	0.14	C_{w3}	0.41	$P_p = C_{w3} \cdot \rho_w \cdot g \cdot (S_o + A_c - z)$
Pressione massima all'imbasamento	P_p	17.752 kN/m ²			
Pressione alla sommità del coronamento	P'_p	5.88 kN/m ²			
Sottopressione lato mare	P_{so}	17.8 kN/m ²			
Sottopressione lato terra	P_{si}	10.4 kN/m ²			

Sollecitazioni risultanti alla base dell'elemento di coronamento

condizione di impatto d'onda

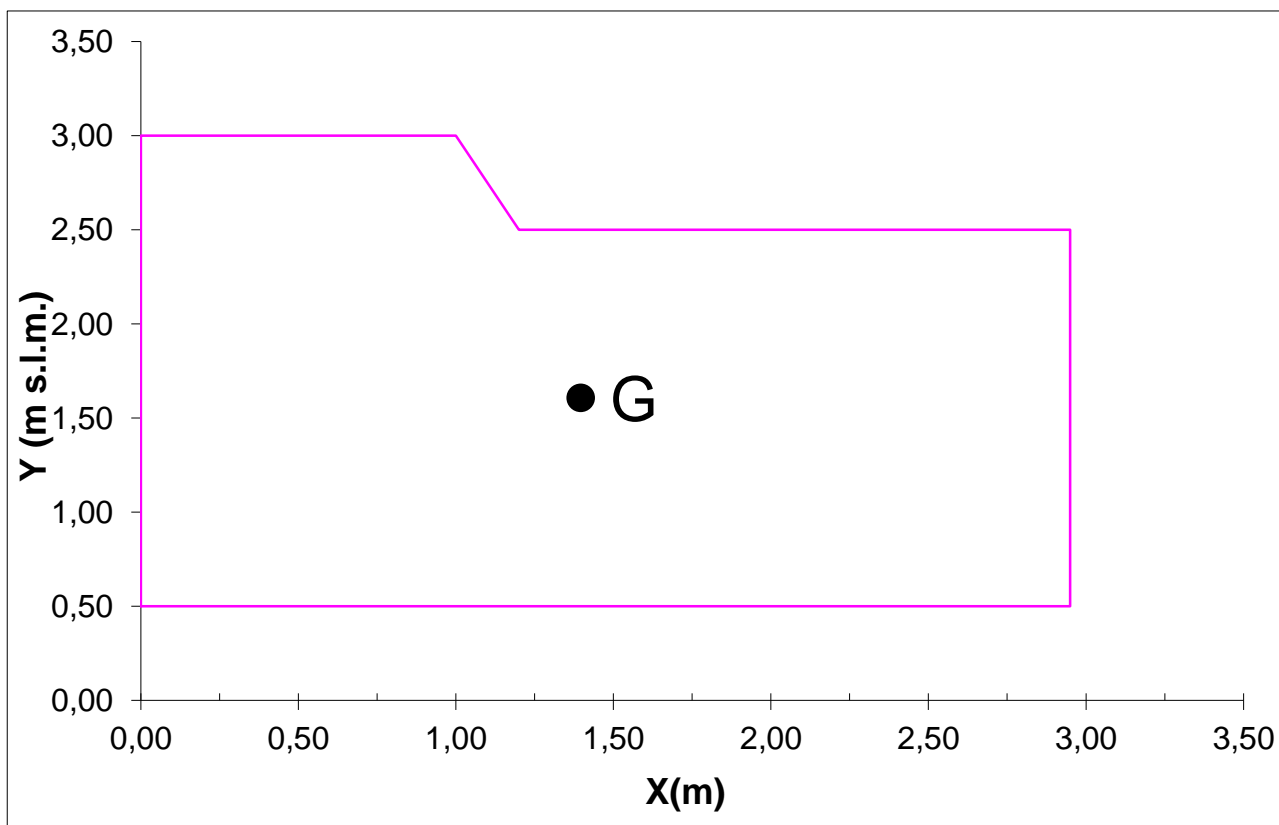
Spinta risultante dovuta alla pressione di impatto	$S p_d$	45.49 kN/m
Sottospinta dovuta alla pressione d'impatto	$S p_{du}$	26.84 kN/m
Momento indotto dalla pressione di impatto	$M p_d$	109.64 kN·m/m
Braccio relativo allo spigolo esterno del coronamento	$B p_d$	2.41 m

condizioni di pulsazione dell'onda

Spinta risultante dovuta alla pressione di pulsazione	$S p_p$	29.55 kN/m
Sottospinta dovuta alla pressione pulsazione	$S p_{pu}$	41.49 kN/m
Momento indotto dalla pressione di pulsazione	$M p_p$	97.30 kN·m/m
Braccio relativo allo spigolo esterno del coronamento	$B p_p$	3.29 m

Geometria della sezione trasversale del muro paraonda

Numero vertici	7						
Coordinate	1	2	3	4	5	6	7
Ascisse X (m):	0.00	0.00	1.00	1.20	2.95	2.95	0.00
Ordinate Y (m):	0.50	3.00	3.00	2.50	2.50	0.50	0.50



Area (m²) = 6.45 Coordinate del baricentro: X_g (m) = 1.40 Y_g (m) = 1.61
 peso specifico calcestruzzo ρ_{cis} 25.0 kN/m³ Peso dell'elemento di coronamento 161.25 kN/m

3.1 Verifiche di stabilità

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle differenti combinazioni

(identificate come fondamentale, rara, frequente, quasi permanente, sismica, eccezionale).

Le verifiche vengono quindi effettuate impiegando diverse combinazioni dei coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per la resistenza dei materiali, ovvero per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per la resistenza globale del sistema (R1, R2 e R3).

I diversi coefficienti di sicurezza parziali vengono scelti secondo due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni dei coefficienti: la prima combinazione (A1 – M1– R1) è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione (A2 – M2 – R2) è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione dei coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche (A1 – M1– R3).

Nel caso in esame le verifiche sono effettuate applicando il 1 approccio. Inoltre per i muri di banchina o per le altre strutture miste ad essi assimilabili le verifiche devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- ❖ SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):
 - o scorrimento sul piano di posa;
 - o collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - o ribaltamento.

- ❖ SLU di tipo strutturale (STR):
 - o raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali resistenti.

3.1.1 Verifica al ribaltamento – EQU

Le norme tecniche prevedono che la somma dei momenti delle forze stabilizzanti (M_{stab}) incrementate dei rispettivi coefficienti parziali sia maggiore della somma dei momenti delle forze ribaltanti (M_{rib}) incrementati dei rispettivi coefficienti parziali. Gli assi di ribaltamento per la valutazione dei momenti passano per il piano d'imbasamento e per lo spigolo lato mare del solettone di base; il coefficiente di stabilità al ribaltamento è:

$$\eta_{equ} = \sum \gamma_s \times M_{stab} / (\sum \gamma_r \times M_{rib}) > 1$$

Nel caso in esame le azioni del moto ondoso sulla struttura paraonde con quota di sommità pari a +3,00 m s.l.m. sono quelle relative:

- alla condizione di impatto dell'onda:

$$M_{stab} = 250.54 \text{ kNm/m}$$

$$M_{rib} = 109.64 \text{ kNm/m}$$

$$\eta_{equ} = 0.9 \times 250.54 / (1.5 \times 109.64) = 1.37 > 1,0 \text{ - verificata al ribaltamento}$$

- alla condizione di pulsazione dell'onda:

$$M_{\text{stab}} = 250.54 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{rib}} = 97.30 \text{ kNm/m}$$

$$\eta_{\text{equ}} = 0.9 \times 250.54 / (1.5 \times 97.30) = 1.54 > 1,0 \text{ - verificata al ribaltamento}$$

3.1.2 Verifica alla traslazione sul piano di posa – GEO

La somma delle forze resistenti nella direzione dello slittamento, incrementate dei rispettivi coefficienti parziali sia maggiore della somma delle componenti nella stessa direzione delle azioni sulla struttura di coronamento, incrementate dei rispettivi coefficienti parziali nelle varie combinazioni di carico.

La superficie di scorrimento è quella di separazione tra il piano di fondazione ed il terreno sottostante; il coefficiente d'attrito terreno - fondazione (μ) che generalmente si assume pari a 0,6 quindi si assume $0,6/1,25 = 0,48$ per la condizione M2; il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è:

$$\eta_{\text{geo}} = \sum \gamma_s \times F_{\text{res}} / (\sum \gamma_r \times F_h) > 1$$

Come già indicato precedentemente si procede:

- alla verifica per le condizioni di impatto dell'onda:

$$F_{\text{res}} = (161.25 - 26.84) \times 0,48 = 64.52 \text{ kN/m}$$

$$F_h = 45.49 \text{ kNm/m}$$

$$\eta_{\text{geo}} = 1,0 \times 64.52 / (1,3 \times 45.49) = 1,09 > 1,0 \text{ - verificata alla traslazione}$$

- alla verifica per le condizioni di pulsazione dell'onda:

$$F_{\text{res}} = (161.25 - 41.49) \times 0,48 = 57.48 \text{ kN/m}$$

$$F_h = 29.50 \text{ kN/m}$$

$$\eta_{\text{geo}} = 1,0 \times 57.48 / (1,3 \times 29.50) = 1.50 > 1,0 \text{ - verificata alla traslazione}$$

3.1.3 Verifica a schiacciamento dell'imbasamento a scogliera – GEO

Per valutare le tensioni indotte dal muro sulla scogliera d'imbasamento si ipotizza che le tensioni abbiano un andamento lineare. Tale ipotesi è valida solo se la piastra di fondazione è sufficientemente rigida. Inoltre le "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" ammettono un carico massimo sulla fondazione di $5,00 \text{ kg/cm}^2$, che rappresenta quindi il valore limite da soddisfare nelle verifiche.

Se la sezione è interamente reagente (il punto di applicazione della forza cade all'interno del nocciolo centrale di inerzia – $|e| \leq H/6$), si utilizza la nota espressione di Navier:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{B \times H} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{H} \right)$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{B \times H} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{H} \right)$$

nel caso di sezione parzializzata l'espressioni precedenti diventano:

$$\sigma_{\max} = \frac{4}{3} \times \frac{N}{B \cdot (H - 2e)}$$

$$\sigma_{\min} = 0$$

Procedendo al calcolo relativo:

- alle condizioni di impatto dell'onda, si ha:
 Risultante verticale ($\gamma_s \times \text{Peso} - \gamma_r \times S_{pdu}$) = 126.36 kN/m
 Momento risultante ($\gamma_s \times M_{stab} - \gamma_r \times M_{rib}$) = 108.01 kNm/m
 eccentricità (e): $2.95/2 - 108.01 / 126.36 = 0,62 \text{ m} > B/6 = 2.95/6 = 0,49 \text{ m}$ sezione parzializzata
 $\sigma_{\max} = 98.55 \text{ kN/m}^2 = 1.00 \text{ kg/cm}^2 < 5.00 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{\min} = 0 < 5.00 \text{ kg/cm}^2$

- alle condizioni di pulsazione dell'onda, si ha:
 Risultante verticale ($\gamma_s \times \text{Peso} - \gamma_r \times S_{pdu}$) = 107.31 kN/m
 Momento risultante ($\gamma_s \times M_{stab} - \gamma_r \times M_{rib}$): 124.05 kNm/m
 eccentricità (e): $2.95/2 - 124.05 / 107.31 = 0.32 \text{ m} < B/6 = 2.95/6 = 0.49 \text{ m}$
 $\sigma_{\max} = 59.98 \text{ kN/m}^2 = 0.61 \text{ kg/cm}^2 < 5.00 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{\min} = 12.77 \text{ kN/m}^2 = 0.13 \text{ kg/cm}^2 < 5.00 \text{ kg/cm}^2$

per cui le tensioni trasmesse sulla piastra di fondazione sono tutte inferiori ai 5,00 kg/cm² come richiesto dalle Istruzioni tecniche.

Lo schema di calcolo dei valori sopra indicati è riportato di seguito:

Verifiche per le condizioni d'impatto dell'onda

Verifica al ribaltamento EQU:

Momento ribaltante (M_r):	109.64 kN·m/m	
Momento stabilizzante (M_s):	250.54 kN·m/m	(peso della struttura)
η (M_s / M_r):	1.37	Verificato

Verifica alla traslazione GEO:

Spinta orizzontale risultante (S_{pd}):	45.49 kN/m	
Risultante verticale (Peso- S_{pdu}):	134.41 kN/m	
Coefficiente di attrito (f)	0.48	
η ($f \times (\text{Peso} - S_{pdu}) / S_{pd}$)	1.09	Verificato

Verifica allo schiacciamento GEO:

Risultante verticale (Peso- S_{pdu}):	126.36 kN/m	
Momento risultante ($M_s - M_r$):	108.01 kN·m/m	
eccentricità (e):	0.62 m	
$\sigma_{\max} =$	98.55 kN/m ²	sezione parzializzata
$\sigma_{\min} =$	0.00 kN/m ²	

Verifiche per le condizioni di pulsazione dell'onda

Verifica al ribaltamento EQU:

Momento ribaltante (M_r):	97.30 kN·m/m	
Momento stabilizzante (M_s):	250.54 kN·m/m	(peso della struttura)
η (M_s / M_r):	1.54	Verificato

Verifica alla traslazione GEO:

Spinta orizzontale risultante (Sp_d):	29.5 kN/m	
Risultante verticale (Peso- Sp_{du}):	119.76 kN/m	
Coefficiente di attrito (f)	0.48	
η ($f \times (\text{Peso}-Sp_{du}) / Sp_d$)	1.50	Verificato

Verifica allo schiacciamento GEO:

Risultante verticale (Peso- Sp_{du}):	107.31 kN/m	
Momento risultante ($M_s - M_r$):	124.05 kN·m/m	
eccentricità (e):	0.32 m	
$\sigma_{max} =$	59.98 kN/m ²	sezione interamente reagente
$\sigma_{min} =$	12.77 kN/m ²	