



AUTORITA' PORTUALE

Marina di Carrara

Ente di diritto pubblico - legge 28 gennaio 1994 n. 84

LAVORI DI ADEGUAMENTO TECNICO-FUNZIONALE DEL MOLO DI LEVANTE

PROGETTO DEFINITIVO

CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI

rev.	data	Progettista	Responsabile del Procedimento
	Luglio 2003	Ing. Paolo CONTINI	Ing. Ivano MELITO
		Collaboratori	
		Ing. Alessandro NUNZIATI Ing. Davide SALTARI	

INDICE

1.	PREMESSE	1
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	2
3.	DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI DIFESA A GETTATA	3
3.1	Definizione dei criteri di progetto	4
3.2	Definizione delle condizioni meteomarine di progetto	7
3.3	Nucleo	9
3.4	Filtri	9
3.5	Mantellate	10
3.6	Muro paraonde	14
4.	VERIFICHE GEOTECNICHE	19
4.1	Analisi delle caratteristiche stratigrafiche dei terreni di fondazione	19
4.2	Verifiche di stabilità d'insieme	19
4.3	Calcolo dei cedimenti	21
4.4	Verifiche della capacità portante della fondazione	24
5.	RETE DI DRENAGGIO	26
5.1	Calcoli idraulici di dimensionamento della rete di drenaggio	26

APPENDICE 1 - VERIFICHE DI STABILITA' DI INSIEME. TABULATI DI OUTPUT

1. Premesse

Nella presente relazione sono riportati i calcoli preliminari delle strutture e degli impianti inerenti i lavori di adeguamento tecnico-funzionale del Molo di Levante del porto di Marina di Carrara. I calcoli sono stati condotti in conformità a quanto prescritto dall'art. 31 del Regolamento (D.P.R. 554/99).

I lavori progettati consistono essenzialmente in una scogliera in massi naturali e pietrame scapolo di cava lunga circa 300 m con una zona di rinfianco a tergo in materiale inerte di cava per una larghezza di circa 40 m rispetto all'attuale scogliera che verrà demolita. Gli interventi si completano con la realizzazione del massiccio di coronamento costituito da massi prefabbricati di calcestruzzo e di una rete di raccolta delle acque meteoriche.

Si precisa che gli interventi progettati, si rendono necessari per adeguare le caratteristiche del Molo di Levante alle mutate esigenze delle attività portuali e per realizzare un fascio binari lungo tutto il molo a servizio della banchina Fiorillo; l'esigenza di riqualificare l'attuale scogliera ed il massiccio di coronamento consente anche di migliorare la viabilità e nel contempo le condizioni di ridosso nei confronti del moto ondoso incidente.

Nel dimensionamento delle opere si è comunque tenuto conto di un tempo di vita utile della scogliera di protezione e del massiccio di coronamento di 15÷20 anni.

2. Normativa di riferimento e caratteristiche dei materiali

I calcoli statici riportati nella presente relazione sono stati eseguiti utilizzando le consuete metodologie della Scienza delle Costruzioni, nel rispetto delle Normative vigenti in materia, ed in particolare:

- Legge 5 Novembre 1971 n.1086: *“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”*;
- D. M. 9 Gennaio 1996: *“Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”* e relativa circolare illustrativa del 15 Ottobre 1996 n.252.
- D. M. 11 Marzo 1988: *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle fondazioni”*.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici 1996 *“Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime”*

3. Dimensionamento delle opere di difesa a gettata

Nel dimensionamento della nuova scogliera di protezione del molo di levante per definire nel dettaglio i parametri progettuali (pendenza delle scarpate, peso dei massi e numero degli strati, quote di sommità) si è tenuto conto dei seguenti vincoli progettuali e condizioni al contorno:

- batimetria dei fondali (profondità lungo il piede della scogliera comprese tra -2.5 e -5.5 m l.m.m.)
- azione del moto ondoso incidente (altezza e periodo caratteristici dell'onda di progetto) e concomitante sovrizzo del livello marino;
- caratteristiche geotecniche dei fondali (terreni prevalentemente sabbiosi);
- quota media della banchina pari a +2.5 m l.m.m.;
- sicurezza del personale portuale operante sulle aree di banchina (nei confronti di eventuali sormonti del moto ondoso incidente).

Per la costruzione della diga a scogliera si è previsto di operare con mezzi terrestri e/o marittimi partendo comunque dall'estremo sud al fine di realizzare la scogliera provvisoria che ha la funzione di "ridossare" la zona di demolizione della scogliera esistente e il fronte di avanzamento della nuova scogliera.

La scogliera ha uno sviluppo complessivo di circa 300 m ed è contraddistinta da un nucleo in pietrame scapolo di cava a sezione trapezoidale con pendenza delle scarpate pari a $b/h=4/3$ e berma di sommità a quota +0.3 m l.m.m. e larghezza di 8.0 m per garantire il transito e la manovra dei mezzi terrestri di cantiere in condizioni di sicurezza. Il nucleo viene rivestito da uno spessore minimo di 1.2 m di massi naturali avente pezzatura $50\div 1000$ kg che mantiene la pendenza della scarpata interna a $b/h=4/3$ e regolarizza la pendenza della scarpata lato mare a $b/h=3/1$ per il tratto mediano lungo circa 250 m più esposto all'azione del moto ondoso e a $b/h=2/1$ per il tratto più ridossato. La mantellata è costituita da due strati di massi naturali, del peso compreso tra 3 e 7 t, per uno spessore di 2.6 m ed ha una berma di sommità che raggiunge una quota di +4.10 m l.m.m. ed è larga circa 2.5 m.

Lungo tutto il piano di posa delle scogliere è prevista la posa in opera (con mezzi marittimi e subacquei) di teli di geotessile (del tipo tessuto in polipropilene a trama e ordito con resistenza pari a 40 kN/m) aventi la funzione di limitare i fenomeni di "ingozzamento" e migliorare le capacità portanti del fondale. Si è prevista la disposizione di teli di geotessile (del tipo non tessuto in filo continuo agugliato avente grammatura minima di $0,5 \text{ kg/m}^2$)

anche lungo la scarpata interna della scogliera (lungo lo strato filtro) per trattenere la frazione più fine del materiale inerte di cava utilizzato per il rinfianco a tergo.

Superiormente allo strato di pietrame posto a protezione del nucleo (quota di +1.5 m l.m.m.) viene disposta una fila di massi prefabbricati di calcestruzzo (aventi dimensioni 2.25x2.00x3.00 m) componenti il massiccio di coronamento con la funzione di elementi paraonde (questi elementi prefabbricati possono essere facilmente rimossi ed eventualmente riutilizzati).

3.1 Definizione dei criteri di progetto

Come ogni opera marittima anche per la scogliera di difesa in esame si deve valutare la durata di vita presunta, in relazione al progetto in cui è inserita, tenuto conto delle sue caratteristiche funzionali.

Si valuta, inoltre, il livello di rischio o 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.

Nelle Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe frangiflutti edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (1996) si consigliano i valori riportati nelle seguenti tabelle.

TAB. 1 - Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo T_v

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 commerciali, 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.). Nel caso della scogliera in esame, posta a difesa del Molo di Levante, può essere considerata come infrastruttura civile di uso specifico con un livello di sicurezza compreso tra 1 e 2. Pertanto, si può assumere cautelativamente un tempo di vita dell'opera pari a 25 anni.

Per quanto riguarda la probabilità di occorrenza dell'onda di progetto, si devono assumere 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.

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

Per strutture flessibili o comunque per opere riparabili (ad es. dighe a gettata) come la scogliera in esame, 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 queste opere si deve comunque verificare anche lo scenario di rovina totale, cioè del superamento di un livello di danneggiamento predefinito in relazione al tipo di struttura, al di sopra del quale l'opera cessa di svolgere un'apprezzabile funzione protettiva.

TAB. 2 - Massima probabilità di danneggiamento P_f ammissibile nel periodo di vita operativa

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 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 si intendono casi in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità delle opere protette e 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} :

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

Nel caso in esame si può considerare un rischio limitato di perdita di vita umana ed una ripercussione economica medio-bassa. Assumendo uno scenario di danno incipiente dell'opera, si impone $P_f = 0,4$ e quindi $T_{rp} = 25 / [-\ln(0.6)] = 49$ anni.

In definitiva si seleziona quale onda di progetto l'altezza d'onda significativa con tempo di ritorno 50 anni, cui corrisponde un danno pressoché nullo dell'opera.

Va infine definito il rischio ammissibile di danneggiamento dell'opera durante la fase di costruzione (diga incompleta), assumendo che questa fase abbia una durata inferiore a 1 anno.

Con riferimento alla medesima tabella 2 si può assumere una probabilità di danno incipiente pari a 0.30, ovvero una probabilità di distruzione totale pari a 0.15. Applicando sempre l'equazione (1) ma assumendo $T_v = 1$, si ottiene un tempo di ritorno pari a circa 2,8 anni per lo scenario di danno incipiente e 6,2 anni per lo scenario di distruzione totale.

Nelle verifiche di stabilità dell'opera parzialmente costruita ci si riferisce dunque ad uno stato di mare con un tempo di ritorno di questo ordine di grandezza.

Per la protezione dei fondali, anche in considerazione della limitata vita utile dell'opera, si accettano interventi di rinforzo durante la vita tecnica dell'opera in relazione all'eventuale abbassamento dei fondali al piede dell'opera da monitorare con rilievi periodici. L'eventuale futuro rinforzo al piede dell'opera è facilmente eseguibile con bette.

Tra gli altri criteri di progetto vanno richiamati quelli operativo-funzionali connessi ai possibili fenomeni di run-up e tracimazione del moto ondoso.

3.2 Definizione delle condizioni meteomarine di progetto

Per il dimensionamento strutturale della scogliera e del muro paraonde sono state definite le "forzanti" di progetto quali il moto ondoso incidente (onda di progetto) ed il contemporaneo massimo sovrizzo della superficie marina.

Per la definizione dell'onda di progetto si è fatto riferimento alla relazione tecnica specialistica (RT1 - Studio Meteomarino) cui si rimanda per una descrizione di maggior dettaglio delle metodologie seguite e per l'analisi dei risultati.

Caratterizzando il settore di traversia della scogliera in esame in funzione dei risultati delle citate analisi degli eventi estremi si ricava:

Tempo di ritorno (anni)	Settore di provenienza (°Nord)	
	150÷200	200÷250
3	3.2	5.5
6	3.7	6.0
50	5.1	7.4

Tab.1 – Eventi estremi. Altezza significativa H_s (m) per settori di provenienza

Per la definizione del periodo di picco da associare all'evento estremo viene utilizzata la seguente relazione ricavata dall'analisi di correlazione delle coppie H_s-T_p della serie di misure ondametrichi di La Spezia: $T_p = 5.5 \cdot \sqrt{H_s}$

Per tenere conto della concomitanza dei fenomeni di oscillazione del livello marino (marea astronomica, barica e di tempesta) durante la vita utile dell'opera si considera un sovrizzo massimo pari ad 1.0 m per gli eventi estremi con frequenza decennale e 0.5 m quelli con frequenza annuale.

Tenendo conto delle profondità al piede dell'opera è stata calcolata la massima altezza d'onda limitata dal fondale, considerando un tirante idrico comprensivo del sovrizzo di livello, utilizzando la seguente relazione (Kamphuis, 1992):

$$H_b = 0.56 \cdot d_b \cdot e^{3.5 \cdot m}$$

ove:

- H_b altezza d'onda frangente (m)
- d_b profondità fondale comprensiva dei sovrizzi (m)
- m pendenza media del fondale (h/b)

Con riferimento allo schema planimetrico seguente, per le distinte profondità al piede della scogliera e considerando una pendenza media del fondale pari a $m=1/150$, sono stati definiti i valori massimi dell'altezza d'onda frangente:

	Sezioni di riferimento		
	A	B	C
d_b (m)	4.5	5.5	6.5
H_b (m)	2.6	3.2	3.6

Tab. 2 – Altezza d'onda limitata (per frangimento) dalla profondità del fondale

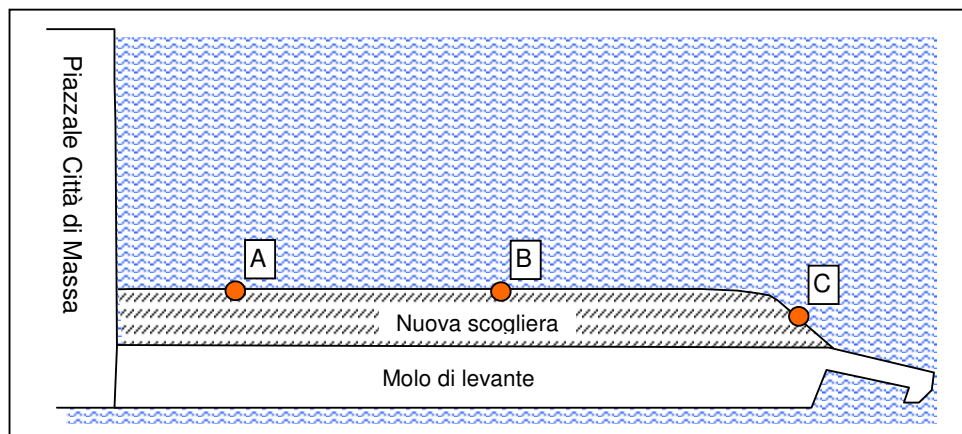


Fig. 1 – Schema planimetrico della nuova scogliera del molo di levante

Dal confronto tra i valori di altezza d'onda delle tabelle 1 e 2 si evidenzia che le altezze d'onda superiori a 3.6 m (associate alle mareggiate più intense) propagandosi verso l'opera in esame sono destinate a frangere per le limitate profondità del fondale. In definitiva la morfologia dei fondali antistanti l'opera di fatto impone un'altezza limite dell'onda di progetto, il cui valore è quindi indipendente dal tempo di ritorno; inoltre nei calcoli che seguono si deve tenere conto del fatto che l'onda di progetto incide l'opera in condizioni di frangimento.

3.3 Nucleo

Il corpo centrale dell'opera a gettata è costituito da pietrame scapolo 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 ottenuto dalla cava.

La quota di sommità del nucleo si trova a quota +0.30 m l.m.m.; tale soluzione consente l'esecuzione dell'opera con mezzi terrestri anche in presenza di moto ondoso non eccessivo e nel contempo di economizzare sui volumi da porre in opera.

La larghezza del nucleo in sommità (8.0 m) è dettata da esigenze funzionali oltre che idrauliche (riduzione delle permeazioni) ed è costante.

Nel caso specifico la larghezza è sufficiente a permettere il passaggio alternato della gru per la posa in opera dei massi della mantellata esterna e degli automezzi (autocarri, dumpers, ruspe, ecc.) adibiti allo scarico e regolarizzazione del nucleo.

3.4 Filtri

Fra il nucleo ed il rivestimento esterno della scogliera (mantellata), allo scopo di impedire l'asportazione del materiale di nucleo attraverso quello di rivestimento per azione di filtrazione, è prevista la posa in opera di uno strato filtro costituito da massi naturali del peso compreso tra 50 e 1000 kg.

Il dimensionamento dello strato filtro è stato eseguito facendo riferimento alla regola secondo la quale il peso medio del materiale di filtro (500 kg) deve essere pari a circa 1/10 del peso medio del materiale sovrastante (5000 kg).

Sulla scarpata interna della diga si è mantenuto lo stesso strato filtro per preservare il nucleo durante le fasi di costruzione della scogliera; inoltre si è prevista il posizionamento tra lo strato filtro ed il materiale inerte di cava della zona di rinfianco a tergo della nuova scogliera di geotessile non tessuto in filo continuo agugliato avente grammatura minima di $0,5 \text{ kg/m}^2$ che ha il compito di trattenere la frazione più fine del materiale inerte di cava utilizzato per il rinfianco a tergo.

3.5 Mantellate

Per la mantellata esterna della scogliera, la scelta è ricaduta sui massi naturali aventi un peso compreso tra 3 e 7 t (3^a categoria) che assicurano una struttura robusta ed una buona dissipazione dell'energia del moto ondoso, oltre a risultare esteticamente preferibili ai massi artificiali di calcestruzzo.

La messa in opera dei massi naturali dovrà essere effettuata alla rinfusa, nel senso che i massi sono posti in maniera disordinata ma tale da garantire comunque una porosità di circa il 30% .

Si è quindi proceduto ad una verifica della congruità dei pesi adottati utilizzando il metodo proposto da Van Der Meer il cui concetto di base può essere così sintetizzato: la “risposta” della struttura, e quindi la sua stabilità, alle sollecitazioni indotte dalla mareggiata di progetto dipende sostanzialmente dal tipo di “impatto” (frangimento) dell’onda ξ_m sulla mantellata e dalle caratteristiche strutturali legate alla pendenza α della mantellata al peso medio dei massi $\Delta \cdot D_{n50}$ ed alla porosità p della struttura.

Il metodo richiede la preliminare caratterizzazione della “mareggiata di progetto” e definita in funzione dell’altezza significativa H_s , della lunghezza d’onda media L_m e della durata o numero di onde N che contraddistinguono l’evento ondoso. Verificando preliminarmente le eventuali condizioni di frangimento indotto dai fondali antistanti l’opera che possono limitare l’altezza d’onda H_s .

Nel caso in esame sono verificate le condizioni di frangimento degli eventi estremi che possono interessare il sito di Marina di Carrara con una frequenza annuale ($H_s \geq 4.7 \text{ m}$); inoltre sulla base delle registrazioni dell’ondametro di La Spezia si assume un periodo medio $T_m = 8.0 \text{ s}$, cui corrisponde una lunghezza d’onda media al largo pari a $L_m = 100 \text{ m}$ ed una durata massima della mareggiata pari a $T_{\text{evento}} = 10 \text{ ore}$ cui corrisponde un numero di onde $N = T_{\text{evento}} / T_m = 4500$.

Si calcola inoltre il valore critico ξ_{mc} del parametro di Iribarren, definito in funzione della porosità p della struttura e della pendenza α della mantellata (rispetto al piano orizzontale) tramite la relazione:

$$\xi_{mc} = \left(6.2 \cdot p^{0.31} \cdot \sqrt{tg \alpha} \right)^{\frac{1}{p+0.5}}$$

nel caso in esame si ottiene $\xi_{mc} = 3.88$

Il parametro di Iribarren, rappresentativo delle condizioni di frangimento dell'onda di progetto sulla scarpata dell'opera, è fornito dalla relazione:

$$\xi_m = \frac{tg \alpha}{\sqrt{H_{sb} / L_m}}$$

per valori di ξ_m inferiori al numero critico ξ_{mc} si hanno condizioni di frangimento tipo "plunging".

Sotto queste ipotesi il numero di stabilità N_s (rapporto tra l'altezza d'onda di progetto ed il prodotto della densità relativa per diametro medio ΔD_{n50} dei massi della mantellata) dell'opera è fornito dalla seguente relazione:

$$N_s = \frac{H_{sb}}{\Delta D_{n50}} = 6.2 \cdot (p^{0.18}) \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \cdot \xi_m^{-0.5}$$

nella quale:

S è un coefficiente adimensionale che esprime il livello di danno della scogliera (per $S=2$ danni molto limitati attesi per l'evento estremo con frequenza annuale; $S=4$ per danni intermedi accettabili per eventi estremi con frequenza più che decennale), inteso come rapporto tra l'area erosa del profilo trasversale attorno al livello medio mare ed il quadrato del diametro medio nominale dell'elemento lapideo;

N è il numero di onde che contraddistinguono la mareggiata;

Δ è la densità relativa dei massi = $\gamma_m / \gamma_w - 1 = 2.5 / 1.03 - 1 = 1.43$

Esplicitando l'equazione in funzione del diametro medio D_{n50} dell'elemento lapideo è possibile definire la massa dell'elemento mediano M_{50} .

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati definiti per i due scenari di eventi estremi con frequenza di ritorno triennale (scenario A) e cinquantennale (scenario B)

	Sezione 1	Sezione 2
massima profondità al piede dell'opera (m l.m.m.)	5.3	4.2
sovralzo massimo (m)	0.5	0.5
n = pendenza del fondale al piede ($\text{tg}\beta = 1/n$)	150	150
Coefficiente di FRANGIMENTO $\gamma = 0.56 \cdot e^{(3.5/n)}$	0.57	0.57
Altezza d'onda frangente H_b (m)	3.30	2.68
Periodo d'onda medio (s)	8.0	8.0
Durata della mareggiata di progetto (ore)	10.0	10.0
Numero di onde nella mareggiata N	4500.0	4500.0
Lunghezza d'onda al largo L_o (m)	100.0	100.0
Ripidità dell'onda $s = H_b/L_o$	0.0330	0.0268
m = pendenza della mantellata ($\text{tg}\alpha = 1/m$)	3.00	2.00
porosità della diga p	0.35	0.35
Livello accettabile di danno della scogliera S	2	2
densità relativa della mantellata ρ_s	2.50	2.50
densità relativa della mantellata Δ	1.43	1.43
parametro di Iribarren ξ_m	1.84	3.05
valore critico del parametro di Iribarren ξ_{cm}	3.06	3.88
Tipologia del frangente sulla mantellata	PLUNGING	PLUNGING
Numero di stabilità N_s	1.88	1.46
Diametro medio dei massi della mantellata D_{n50} (m)	1.23	1.29
Peso medio dei massi componenti la mantellata (t)	4.66	5.39

Verifica di stabilità della scogliera. Scenario A

	Sezione 1	Sezione 2
massima profondità al piede dell'opera (m l.m.m.)	5.3	4.2
sovralzo massimo (m)	1.0	1.0
n = pendenza del fondale al piede ($\text{tg}\beta = 1/n$)	150	150
Coefficiente di FRANGIMENTO $\gamma = 0.56 \cdot e^{(3.5/n)}$	0.57	0.57
Altezza d'onda frangente H_b (m)	3.61	3.00
Periodo d'onda medio (s)	8.0	8.0
Durata della mareggiata di progetto (ore)	10.0	10.0
Numero di onde nella mareggiata N	4500.0	4500.0
Lunghezza d'onda al largo L_o (m)	100.0	100.0
Ripidità dell'onda $s = H_b/L_o$	0.0361	0.0300
m = pendenza della mantellata ($\text{tg}\alpha = 1/m$)	3.00	2.00
porosità della diga p	0.35	0.35
Livello accettabile di danno della scogliera S	4	4
densità relativa della mantellata ρ_s	2.50	2.50
densità relativa della mantellata Δ	1.43	1.43
parametro di Iribarren ξ_m	1.75	2.89
valore critico del parametro di Iribarren ξ_{cm}	3.06	3.88
Tipologia del frangente sulla mantellata	PLUNGING	PLUNGING
Numero di stabilità N_s	2.20	1.72
Diametro medio dei massi della mantellata D_{n50} (m)	1.15	1.22
Peso medio dei massi componenti la mantellata (t)	3.78	4.57

Verifica di stabilità della scogliera. Scenario B

3.6 Muro paraonde

Il muro di coronamento della scogliera è costituito da massi parallelepipedi di calcestruzzo (2.25x2.0x3.0 m) imbasati a quota 2.25 m s.l.m..

Questa struttura ha la funzione di ridurre la portata tracimante conseguente all'impatto delle onde lungo la scogliera; di conseguenza la quota sommitale del muro paraonde viene definita in funzione del livello di risalita (*run-up*) R_{ux} dell'onda di progetto relativa ad una probabilità di eccedenza x (¹). Per strutture permeabili come quella di progetto il limite superiore di run-up è definito in funzione della seguente relazione empirica:

$$R_{ux} = k \cdot H_s$$

ove il parametro k è definito in funzione del parametro di frangimento ξ_m (numero di Iribarren) dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} \text{per } \xi_m < 1.5 & \quad k = a \cdot \xi_m \\ \text{per } \xi_m > 1.5 & \quad k = b \cdot (\xi_m)^c \end{aligned}$$

i termini a , b e c sono riportati nella tabella seguente e dipendono dal livello di eccedenza considerato

Livello di superamento x (%)	a	b	c
0.1	1.12	1.34	0.55
2.0	0.96	1.17	0.46
Significativo	0.72	0.88	0.41

Nel caso in esame considerato che il moto ondoso che può impattare sulla scogliera è associato ad un'altezza d'onda massima pari a 3.6 m (comunque limitata dal fondale) e ad un periodo di 9 s, si ha:

$$\xi_m = 2.0$$

Livello di superamento x (%)	k
0.1	1.96
2.0	1.61
Significativo	1.17

Nella tabella seguente sono riportati i valori di run-up calcolati per le distinte sezioni della scogliera e riferiti a distinti livelli di superamento.

	Sezioni di riferimento		
	A	B	C
$H_b (m)$	2.6	3.2	3.6
$R_{u,2\%} (m)$	4.2	5.1	5.8
$R_{u,s} (m)$	3.0	3.7	4.2

Considerando il run-up significativo ed un sovrizzo massimo di 1.0 m si ottiene una quota di sommità $R_c = 4.5$ m s.l.m. che è in grado di contenere anche i fenomeni di tracimazione associati a probabilità di eccedenza del 2%.

Per il calcolo della massa di acqua tracimante q (l/s per m) il muro di coronamento e conseguente all'impatto delle onde lungo la scogliera si è fatto riferimento al metodo di Owen (derivato da "Handbook of Coastal Engineering", cap 2 "Revetment protection for coastal and shoreline structures"):

$$q = (g \cdot T_m \cdot H_s) \cdot [A \cdot \exp(-B \cdot R^* / r)]$$

$$R^* = R_c / T_m \cdot (g \cdot H_s)^{0.5}$$

ove A e B sono definiti in funzione della pendenza della scogliera (1:3.0) e valgono rispettivamente 0.0163 e 31.9 mentre il termine r (coefficiente di scabrezza) è definito in funzione della tipologia strutturale della mantellata nel caso in esame (massi naturali) assume valori compresi tra 0.5 ÷ 0.6.

Anche nelle condizioni più critiche si ricava comunque una portata massima di tracimazione ampiamente cautelativa (inferiore ai 10 l/s per metro lineare) anche in considerazione della destinazione d'uso delle aree poste immediatamente a tergo del massiccio di coronamento.

Per la verifica di stabilità del masso costituente il muro paraonde si è fatto riferimento alla metodologia di F.L. Martin che consente il calcolo delle sollecitazioni imputabili al moto ondoso incidente il muro nelle due componenti di impatto e pulsazione.

Nelle schede seguenti sono riportati i risultati dei calcoli di verifica; si evince che, per condizioni estreme di moto ondoso incidente a ridosso del muro paraonde ($H_s = 7.0$ m ; $T_p = 11.0$ s; sovrizzo di marea $s_m = 1.0$ m), le sollecitazioni massime sono dovute al fenomeno di impatto delle onde e risultano comunque soddisfatte le condizioni di stabilità.

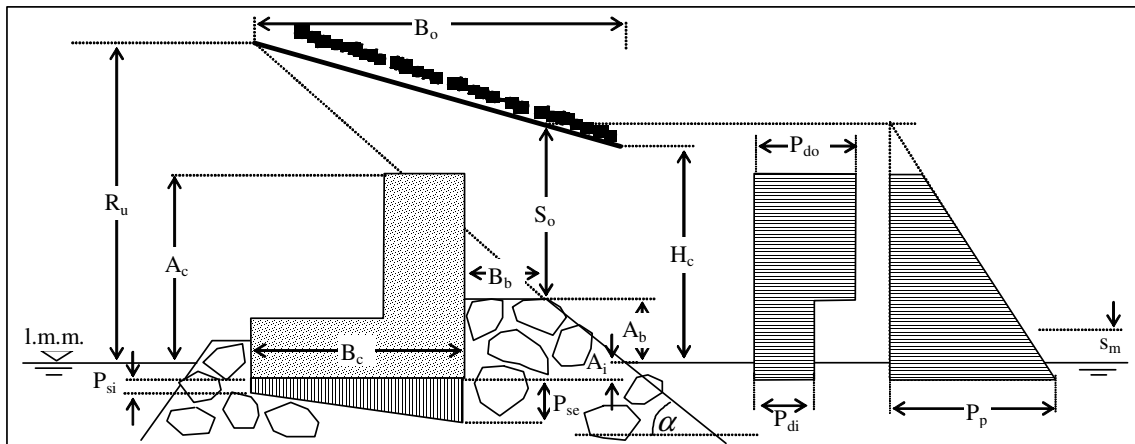
¹ Per il calcolo della quota di sommità del muro paraonde e la verifica della portata tracimante si è fatto riferimento alle metodologie desunte dal "Manuale dell'Ingegnere", Sezione H, Capitolo 4 Costruzioni Marittime, Nuovo Colombo, 1997

DEFINIZIONE DELLE CONDIZIONI AL CONTORNO**Onda di progetto**

Altezza d'onda significativa (m)	H_s	7,1
Altezza d'onda di progetto (m)	H_c	3,6
Periodo di picco (s)	T_p	10,5
Lunghezza d'onda al largo (m)	L_{Op}	172,1
Ripidità dell'onda al largo H_c/L_{Op}	S_c	0,021
Lunghezza d'onda al piede dell'opera (m)	L'_p	80,5
Ripidità dell'onda a ridosso dell'opera H_c/L'_p	S'_c	0,045
Sovralzo massimo del livello medio marino (m)	s_m	1,0

Dimensioni struttura

Profondità fondale al piede dell'opera (m s.l.m.)	h	6,5
Quota berma mantellata (m s.l.m.)	A_b	4,1
Larghezza berma (m)	B_b	2,5
Pendenza relativa della mantellata $\cotg \alpha$	$\cotg \alpha$	2,5
Larghezza di base del massiccio di coronamento (m)	B_c	3,0
Quota sommitale del muro paraonde (m s.l.m.)	A_c	4,50
Quota di imbasamento del muro paraonde (m s.l.m.)	A_i	2,25
Porosità mantellata	p	0,35
Porosità alla base del massiccio di coronamento	p_c	0,30
Diametro medio massi della mantellata (m)	D_{n50}	1,20



CALCOLO DELLE FORZANTI INDOTTE DAL MOTO ONDOSO SULLA STRUTTURA**Condizioni di impatto diretto dell'onda contro il muro paraonde NO**

Altezza relativa	A_b/H_c	0,86		
Larghezza relativa	B_b/H_c	0,69	>	-0,01
run-up al margine della mantellata (m)	S_o	1,02		$A_b + S_o = 5,12 > A_c$

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

Numero di Iribarren	ξ_m	2,77		
Run-up associato all'altezza d'onda H_c	R_u	4,32 (m)	A_u	1,5762 B_u 0,52

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

	C_{w1}	3,60	C_{w2}	0,5703	
Tratto NON riparato dalla mantellata	P_{do}	36,9 kN/m ²			$P_{do} = C_{w1} \cdot \rho_w \cdot g \cdot S_o$
Tratto inferiore (riparato dalla mantellata)	P_{di}	21,0 kN/m ²			$P_{di} = C_{w2} \cdot C_{w1} \cdot \rho_w \cdot g \cdot S_o$
Sottopressione lato mare	P_{se}	21,0 kN/m ²			
Sottopressione lato terra	P_{si}	0,0 kN/m ²			

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

	C_o	0,22	C_{w3}	0,44	
Pressione massima all'imbasamento	P_p	12,8 kN/m ²			$P_p = C_{w3} \cdot \rho_w \cdot g \cdot (S_o + A_c - z)$
Pressione alla sommità del coronamento	P'_p	1,07 kN/m ²			
Sottopressione lato mare	P_{se}	12,8 kN/m ²			
Sottopressione lato terra	P_{si}	6,0 kN/m ²			

Sollecitazioni risultanti alla base dell'elemento di coronamento

Spinta risultante dovuta alla pressione di impatto	Sp_d	53,7 kN/m
Sottospinta dovuta alla pressione d'impatto	Sp_{du}	31,5 kN/m
Momento indotto dalla pressione di impatto	Mp_d	146,6 kN·m/m
Braccio relativo allo spigolo esterno del coronamento	Bp_d	2,7 m
Spinta risultante dovuta alla pressione di pulsazione	Sp_p	15,6 kN/m
Sottospinta dovuta alla pressione pulsazione	Sp_{pu}	28,1 kN/m
Momento indotto dalla pressione di pulsazione	Mp_p	59,9 kN·m/m
Braccio relativo allo spigolo esterno del coronamento	Bp_p	3,8 m

VERIFICHE STRUTTURALI ALL'IMBASAMENTO DEL MURO PARAONDE**Verifiche per le sollecitazioni d'impatto dell'onda****Verifica al ribaltamento:**

Momento ribaltante (M_r): 146,5546 kN·m/m
 Momento stabilizzante (M_s): 232,875 kN·m/m (peso della struttura)
 η (M_s / M_r): 1,5889983 Verificato

Verifica alla traslazione:

Spinta orizzontale risultante (Sp_d): 53,7 kN/m
 Risultante verticale (Peso- Sp_{du}): 123,70395 kN/m
 Coefficiente di attrito (f) 0,6
 η ($f \times$ (Peso- Sp_{du})) / Sp_d 1,3833548 Verificato

Verifica allo schiacciamento:

Risultante verticale (Peso- Sp_{du}): 123,70395 kN/m
 Momento risultante ($M_s - M_r$): 86,320402 kN·m/m
 eccentricità (e): 0,80 m
 $\sigma_{max} = 118,19$ kN/m² sezione parzializzata
 $\sigma_{min} = 0,00$ kN/m² B = 2,093 (m)

Verifiche per le sollecitazioni di pulsazione dell'onda**Verifica al ribaltamento:**

Momento ribaltante (M_r): 59,949618 kN·m/m
 Momento stabilizzante (M_s): 232,875 kN·m/m (peso della struttura)
 η (M_s / M_r): 3,8845118 Verificato

Verifica alla traslazione:

Spinta orizzontale risultante (Sp_d): 15,6 kN/m
 Risultante verticale (Peso- Sp_{du}): 127,0985 kN/m
 Coefficiente di attrito (f) 0,6
 η ($f \times$ (Peso- Sp_{du})) / Sp_d 4,8875375 Verificato

Verifica allo schiacciamento:

Risultante verticale (Peso- Sp_{du}): 127,0985 kN/m
 Momento risultante ($M_s - M_r$): 172,92538 kN·m/m
 eccentricità (e): 0,14 m
 $\sigma_{max} = 54,18$ kN/m² sezione interamente reagente
 $\sigma_{min} = 30,55$ kN/m²

4. Verifiche geotecniche

Nei paragrafi seguenti sono riportate le verifiche geotecniche, relative alla nuova scogliera del molo di levante, così distinte: stabilità di insieme, portanza della fondazione; calcolo dei cedimenti.

4.1 *Analisi delle caratteristiche stratigrafiche dei terreni di fondazione*

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle opere in oggetto ci si è avvalsi dei risultati ottenuti dalle campagne di indagini condotte in passato (sondaggi, prove penetrometriche e prove dilatometriche). Per maggiori dettagli si rimanda all'apposito elaborato (R.2 Relazione Geotecnica) allegato al presente progetto.

4.2 *Verifiche di stabilità d'insieme*

Nelle verifiche di seguito riportate è stata esaminata la stabilità della scogliera nei confronti di possibili condizioni di "scivolamento" d'insieme del corpo diga secondo superfici di scorrimento circolari.

La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità d'insieme dell'opera è stata condotta utilizzando un programma di calcolo denominato "STABL" (R.A. Siegel 1975).

Le verifiche sono condotte con il metodo di Carter (Bishop modificato - 1971) che conduce a valori del coefficiente di sicurezza ragionevolmente cautelativi.

Le modifiche riguardano essenzialmente l'estensione del metodo di Bishop a superfici diverse da quelle circolari. Il criterio di rottura adottato è quello classico di Mohr-Coulomb.

Il valore che si ottiene del coefficiente di sicurezza rappresenta il rapporto fra la resistenza totale al taglio disponibile lungo la superficie di rottura e la forza totale di taglio mobilizzata lungo la stessa superficie.

La verifica di stabilità è stata eseguita facendo riferimento alla situazione finale in esercizio comprendente l'opera gettata con il muro "paraonde" (carico trasmesso = 130 kN/m²) e il rinfianco retrostante l'opera a gettata con il relativo sovraccarico (pari a 20 kN/m²). Il rinfianco è costituito essenzialmente da pietrame (materiale inerte) di cava, con discrete caratteristiche geotecniche

Pertanto al materiale di rinfianco ed al corpo diga sono stati attribuiti uguali parametri di resistenza.

- terreno 1

- peso di volume materiale secco: $\gamma_d = 17.0 \text{ kN/m}^3$

- peso di volume materiale saturo: $\gamma_s = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno: $\phi' = 35^\circ$
- coesione: $c' = 0$

Per il terreno naturale presente al di sotto sia dell'opera a scogliera che del rinfiaccio sono stati utilizzati i seguenti parametri:

- terreno 2 (presente al di sotto dell'esistente area di banchina)
 - a partire dalla quota: -2 m l.m.m.
 - peso di volume materiale secco: $\gamma_d = 16.5 \text{ kN/m}^3$
 - peso di volume materiale saturo: $\gamma_s = 19.0 \text{ kN/m}^3$
 - angolo di attrito interno: $\phi' = 32^\circ$
 - coesione: $c' = 0$
- terreno 3 (presente al di sotto dell'opera a scogliera equivalente al terreno 2 ma meno addensato)
 - a partire dalla quota media -5 m l.m.m.
 - peso di volume materiale secco: $\gamma_d = 16.0 \text{ kN/m}^3$
 - peso di volume materiale saturo: $\gamma_s = 18.0 \text{ kN/m}^3$
 - angolo di attrito interno: $\phi' = 30^\circ$
 - coesione: $c' = 0$
- terreno 4 (presente al di sotto dell'esistente area di banchina)
 - a partire dalla quota media -15 m l.m.m.:
 - peso di volume materiale secco: $\gamma_d = 17.0 \text{ kN/m}^3$
 - peso di volume materiale saturo: $\gamma_s = 20.0 \text{ kN/m}^3$
 - angolo di attrito interno: $\phi' = 33^\circ$
 - coesione: $c' = 0$
- terreno 5 (presente al di sotto dell'opera a scogliera equivalente al terreno 4 ma meno addensato)
 - a partire dalla quota media : -15 m l.m.m.:
 - peso di volume materiale secco: $\gamma_d = 16.5 \text{ kN/m}^3$
 - peso di volume materiale saturo: $\gamma_s = 19.0 \text{ kN/m}^3$
 - angolo di attrito interno: $\phi' = 30^\circ$
 - coesione: $c' = 0$

Le opere in oggetto ricadono nel Comune di Marina di Carrara incluso nelle zone sismiche di 2^a categoria ($s=9$). Pertanto le verifiche di stabilità di insieme sono state eseguite anche relativamente alle condizioni sismiche (analisi statica con introduzioni di forze di inerzia orizzontali) facendo riferimento ai parametri di resistenza del terreno in condizioni non drenate.

Nelle verifiche relative alle condizioni di esercizio si è ipotizzata la presenza di un sovraccarico uniformemente ripartito di intensità pari a 20 kN/m².

La stabilità dell'opera è stata verificata analizzando superfici passanti al disotto dell'opera a scogliera e che quindi interessano soltanto il materiale di rinfianco e il terreno naturale.

Dall'esame dei tabulati di output (v. allegato 1) si ricava che la stabilità dell'opera è assicurata con ampi margini di sicurezza. Infatti i coefficienti di stabilità dell'opera per le superfici passanti al disotto del piano di imposta delle dighe nelle condizioni sismiche (η_{\min} , sezione tipo 1= 1.588) risultano essere sempre superiori al limite 1.30 prescritto dalla normativa vigente in materia per opere di sostegno delle terre (D.M. 11.03.1988, punto D.4.5.).

Nella figura allegata ai tabulati sono rappresentate le tre superfici di scorrimento con il coefficiente di sicurezza più basso.

Preme sottolineare che nelle verifiche non si è tenuto in alcun modo conto del miglioramento delle caratteristiche del terreno di fondazione dovuto al fenomeno di consolidamento indotto dalla presenza del rilevato delle dighe a scogliera.

4.3 Calcolo dei cedimenti

I sondaggi effettuati indicano la presenza di uno strato (limoso) compressibile interposto ad una formazione superficiale di sabbie e/o limi sabbiosi e ad una formazione di base di sabbie e ghiaie praticamente incompressibile. La realizzazione dell'intervento comporterà un assestamento del terreno la cui entità deve essere verificata in termini di cedimenti massimi attesi. A tal scopo, nella definizione dello schema dei nuovi carichi trasmessi sul terreno, si è fatto riferimento al sovraccarico, per unità di superficie, imputabile alla scogliera sicuramente superiore a quello definito in funzione dello spessore medio del rinfianco.

Nella definizione del modello di calcolo si è preliminarmente verificato che lo spessore massimo ($H=3\div5$ m) dello strato limoso è comunque inferiore alla semi-larghezza della striscia di carico ($b/2=13.5$ m) indotta dalla sola scogliera. Pertanto per il calcolo della deformazione del terreno di fondazione indotta dalla variazione del suo stato tensionale

provocato dalla presenza della scogliera, è stato utilizzato il metodo di Terzaghi e della compressibilità edometrica.

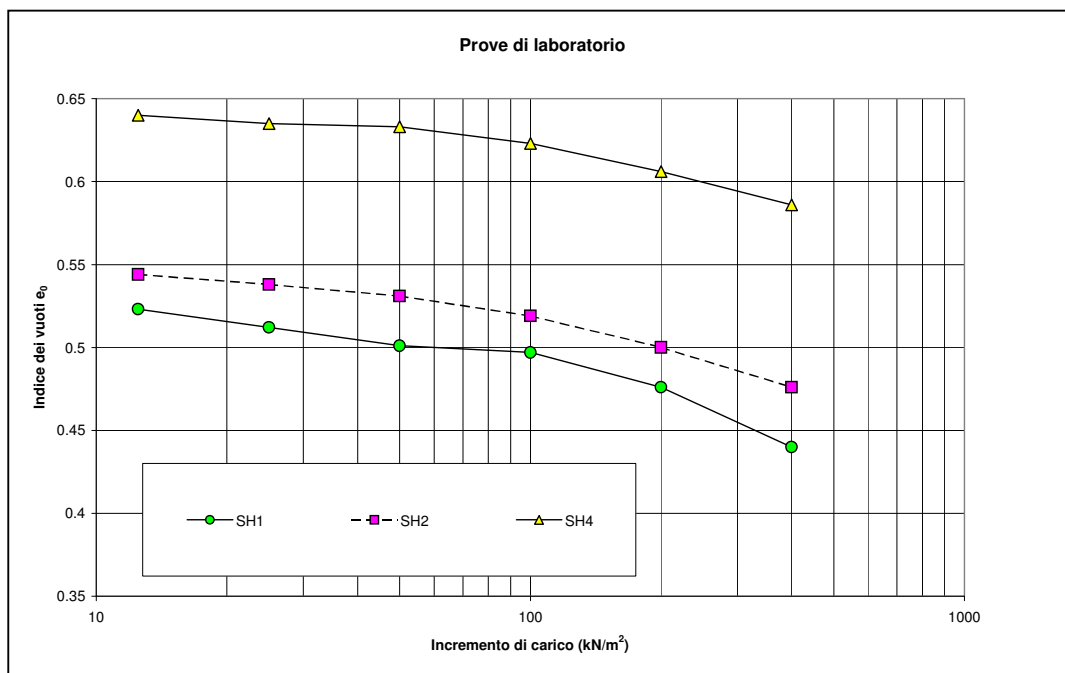
Il rilevato della diga è stato assimilato ad una fondazione nastriforme priva di resistenza flessionale approssimando il rilevato ad un'area rettangolare equivalente di larghezza $b=27$ m.

Le tensioni verticali sono state quindi calcolate nell'ipotesi di diagramma delle pressioni di contatto uniforme e di distribuzione uniforme su piani orizzontali del carico nel sottosuolo ($\vartheta_0=45^\circ$).

Come parametro di compressibilità è stato assunto il *modulo di compressibilità* m_v ($1/E_{ed}$) i cui valori sono stati desunti in funzione delle prove di laboratorio condotte sui campioni indisturbati prelevati nel corso della campagna di sondaggi geotecnici (R.2 – Relazione Geotecnica).

Dalle prove edometriche condotte sul materiale limoso ed argilloso si ricava in funzione delle coppie di valori $\sigma - e_0$ (carico applicato ed indice dei vuoti registrato a seguito del cedimento indotto dal carico) si ricava:

$$E_d = \frac{\Delta\sigma}{\Delta e} (1 + e_0)$$



Il calcolo delle deformazioni (cedimenti) è stato eseguito scomponendo i vari strati in n strati (secondo un passo regolare di 0.5 m) così da introdurre la variabilità del modulo di compressibilità con la profondità.

Per il calcolo del cedimento finale è stata utilizzata la seguente relazione:

$$w_f = \sum_1^n H_i * m_{vi} * \Delta\sigma_{zi}$$

nella quale:

H_i spessore dello strato i -esimo di calcolo;

m_{vi} modulo di compressibilità dello strato i -esimo;

$\Delta\sigma_{zi}$ incremento medio della tensione verticale per lo strato i -esimo.

Dai risultati dei calcoli eseguiti, riportati nella tabella di seguito allegata, si ricava che il cedimento totale atteso è pari al massimo a: $w_f = 25$ cm

Carico trasmesso dall'opera sul piano di imbasamento (kN/m²) = 150.0

Larghezza fondazione (m) = 27

Quota di imbasamento opera (m s.l.m.) = -5

Passo di discretizzazione verticale (m) = 0.5

					Campioni di riferimento			
					SH1			
h media (m s.l.m.)	13.75 m	γ_i kN/m ³	σ_{zi} kN/m ²	$\Delta\sigma$ kN/m ²	e_0	Δe	m_{vi} m ² /kN	w_i m
-5.25	0.25	9.0	2.25	147.27	0.520	0.035	0.00016	0.011
-6.25	1.25	9.0	11.25	137.29	0.517	0.032	0.00016	0.011
-7.25	2.25	9.0	20.25	128.57	0.515	0.030	0.00015	0.010
-8.25	3.25	9.0	29.25	120.90	0.513	0.028	0.00015	0.009
-9.25	4.25	9.0	38.25	114.08	0.511	0.026	0.00015	0.009
-10.25	5.25	9.0	47.25	108.00	0.508	0.025	0.00015	0.008
-11.25	6.25	9.0	56.25	102.53	0.506	0.023	0.00015	0.008
-12.25	7.25	9.0	65.25	97.59	0.504	0.022	0.00015	0.007
-13.25	8.25	9.0	74.25	93.10	0.502	0.021	0.00015	0.007
-14.25	9.25	9.0	83.25	89.01	0.500	0.020	0.00015	0.007
-15.25	10.25	10.3	93.55	85.26	0.497	0.019	0.00015	0.006
-16.25	11.25	10.3	103.85	81.82	0.495	0.018	0.00014	0.006
-17.25	12.25	10.3	114.15	78.64	0.493	0.017	0.00014	0.006
-18.25	13.25	10.3	124.45	75.70	0.490	0.016	0.00014	0.005
-19.25	14.25	10.3	134.75	72.97	0.488	0.015	0.00014	0.005
-20.25	15.25	10.3	145.05	70.43	0.486	0.015	0.00014	0.005
-21.25	15.75	10.3	155.35	69.23	0.484	0.014	0.00014	0.005
-21.75	16.25	10.3	160.50	68.07	0.482	0.014	0.00014	0.005
Cedimenti assoluti (m)							Σw_{fi}	0.246

Per quanto riguarda il decorso dei cedimenti, vista la natura delle formazioni che si incontrano al disotto delle opere di contenimento e considerate le modalità esecutive che garantiscono una progressiva applicazione del carico sul terreno di fondazione dell'opera, grazie anche all'azione del sovraccarico rappresentato dal passaggio dei mezzi d'opera sul rilevato durante le fasi di costruzione, si può affermare che si esaurirà durante il periodo previsto per l'esecuzione dei lavori (10 mesi).

4.4 Verifiche della capacità portante della fondazione

Per quanto riguarda la verifica della capacità portante della fondazione oltre al calcolo della pressione di contatto media di rottura della fondazione e quindi alla verifica del relativo carico limite di esercizio, è stato verificato che il carico di esercizio in corrispondenza delle formazioni compressibili proprie del fondale marino sia inferiore del relativo carico limite critico (carico limite critico di Fröhlich).

Per superfici di carico nastriformi di larghezza b la pressione di contatto media di rottura risulta dalla formula (teoria di Terzaghi):

$$p_{cr} = c \cdot N_c + \sum(\gamma_1 \cdot h) \cdot N_q + \gamma_2 \cdot b/2 \cdot N_\gamma$$

nella quale:

c = coesione;

$\sum(\gamma_1 \cdot h)$ = carico litostatico alla quota di fondazione;

γ_2 = peso di volume del volume di terreno interessato dallo slittamento;

b = larghezza della striscia di carico;

N_c, N_q, N_γ = coefficienti di portanza funzione dell'angolo di attrito del terreno

Nel caso in esame (fondazione superficiale $h = 0$) attribuendo al terreno di fondazione i seguenti parametri medi di resistenza:

angolo di attrito $\phi' = 30^\circ$

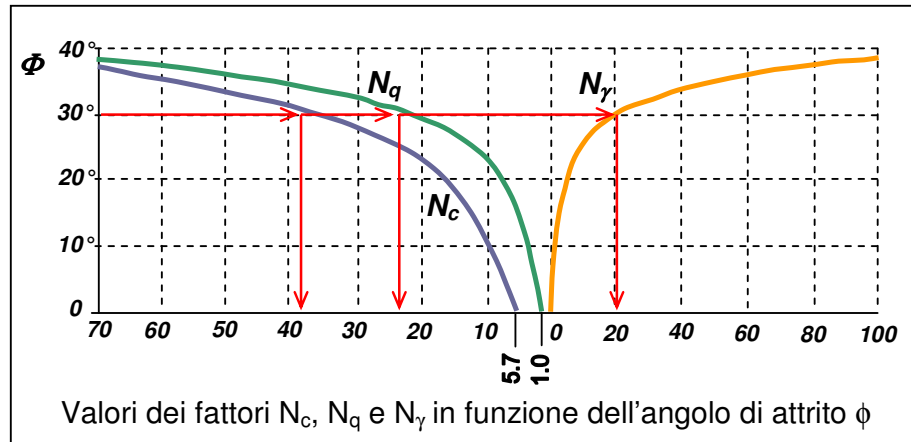
coesione $c' = 0 \text{ kN/m}^2$

peso di volume materiale secco $\gamma_d = 16.0 \text{ kN/m}^3$

peso di volume materiale saturo $\gamma_s = 18.0 \text{ kN/m}^3$

i parametri di resistenza relativi alla condizione di fondazione su materiale incoerente poco addensato ed in condizioni drenate vengono desunti dal seguente grafico in funzione dell'angolo di attrito ϕ

$$N_c = 39 \quad ; \quad N_q = 22 \quad ; \quad N_\gamma = 20$$



Carico trasmesso dal rilevato al disotto dello scanno di imbasamento

$$P = 20 \times 4,5 + 11 \times 4,5 = 140 \text{ kN/m}^2$$

si trascurano i contributi legati ai sovraccarichi del terreno posto lateralmente.

Ipotizzando, a favore di sicurezza, una larghezza massima della striscia di carico esercitata dalla scogliera pari a 20 m si ottiene:

$$P_{cr} = 0,5 \cdot b \cdot \gamma \cdot N_\gamma = 0,5 \cdot 20 \cdot 9 \cdot 20 = 1800 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{cr} / P = 12,9$$

Anche considerando un coefficiente di riduzione parziale di 2/3 sui valori dell'attrito, per tenere conto della compressibilità delle formazioni limose e/o argillose, si ricava:

$$P'_{cr} = 450 \text{ kN/m}^2$$

$$P'_{cr} / P = 3,2$$

superiore in tutti i casi al limite 3,00 imposto dalla normativa attualmente vigente in materia (D.M. 11.03.1988).

5. Rete di drenaggio

Per il drenaggio delle acque meteoriche si è reso necessario prevedere un'apposita rete di raccolta con tombini e tubazioni collettrici che restituiscono le acque piovane direttamente a mare.

Per il corretto dimensionamento idraulico delle predette rete è stato condotto uno specifico studio idrologico-idraulico (elaborato RT.2) allegato al presente progetto cui si rimanda per un'analisi di dettaglio della metodologia seguita nella definizione dei parametri idrologico-idraulici.

5.1 Calcoli idraulici di dimensionamento della rete di drenaggio

La valutazione delle portate in base alle quali dimensionare le opere di smaltimento è stata eseguita con il metodo cinematico secondo la formula:

$$Q = f I A$$

nella quale:

- f è il cosiddetto "coefficiente di afflusso", rapporto tra volume affluito ai collettori e volume precipitato sul terreno, trattandosi di superficie pavimentata è stato assunto pari a 0,9;
- A è la superficie per la quale si valuta la portata;
- I è l'intensità di precipitazione relativa al tempo di corrivazione caratteristico dell'area A, ricavata dalle leggi di possibilità climatica determinate come indicato in precedenza. Nel caso in oggetto il tempo di corrivazione è pari a 375 s, da cui si è ottenuta un'intensità di precipitazione di 218 mm/h.

Come accennato in precedenza per l'intervento di cui trattasi è stata prevista una sagomatura superficiale a falde con una linea di compluvio avente una pendenza media pari allo 1%.

La disposizione delle tubazioni prevede la restituzione a mare delle acque piovane.

Le dimensioni dell'intervento sono di circa 40×300 m pertanto le superficie di raccolta delle tubazioni di scarico è pari a circa 12.000 m² con una portata totale di circa 500 l/s che deve essere ripartita sui collettori di scarico.

Il calcolo di dimensionamento/verifica delle tubazioni di raccolta e scarico è stato eseguito partendo dal valore di massima portata ricavato e valutando la portata evacuabile dalle tubazioni utilizzando la formula di Chezy:

$$Q = KA_0 \sqrt{rI}$$

nella quale:

- Q portata
- A_0 area di deflusso;
- $K = 100/(1+m/(r))$ parametro di scabrezza (formula di Kutter) con $m=0.35$ (valore relativo a fognature in esercizio per lungo tempo con eventuali depositi);
- r raggio idraulico;
- I pendenza del fondo.

Per il calcolo sono stati utilizzati l'abaco e le tabelle relative alla sezione circolare del "Berechnung Von Kanalen Leitungen und Durchlassen des Wasserbaucs" di Wild-Schoberlein Ed. SpringerVerlag.

ALLEGATO 1

**VERIFICHE DI STABILITA' D'INSIEME
TABULATI DI OUTPUT**

--ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII--
 METODO DI BISHOP MODIFICATO CON INTRODUZIONE
 DI SUPERFICI DI SCORRIMENTO IRREGOLARI

DESCRIZIONE PROBLEMA : Marina di Carrara - VERIFICA DI STABILITA'

COORDINATE DEI SEGMENTI DI CONFINE

4 CONFINI SUPERFICIALI
 12 CONFINI TOTALI

CONFINE NO.	X-SIN. (m)	Y-SIN. (m)	X-DEST. (m)	Y-DEST. (m)	TIPO SUOLO SOTTO CONF.
1	0.00	93.53	196.21	94.84	3
2	196.21	94.84	219.20	102.50	1
3	219.20	102.50	400.81	103.00	1
4	400.81	103.00	500.81	103.00	1
5	196.21	94.84	220.81	95.00	3
6	220.81	95.00	320.81	96.00	3
7	320.81	96.00	350.81	97.00	3
8	350.81	97.00	375.81	98.00	3
9	375.81	98.00	400.81	103.00	1
10	375.81	98.00	500.81	98.00	2
11	0.00	85.00	375.81	85.00	5
12	375.81	85.00	500.81	85.00	4

PESO SPECIFICO DELL'ACQUA = 1030.00 Kg/mc

SUPERFICIE PIEZOMETRICA NO. 1 SPECIFICATA DA 3 PUNTI

PUNTO NO.	X-ACQUA (m)	Y-ACQUA (m)
1	0.00	100.00
2	215.81	100.00
3	500.81	100.10

PARAMETRI DEL SUOLO

5 TIPO(I) DI SUOLO SPECIFICATO(I)

TIPO SUOLO NO.	PESO UN. TOTALE Kg/mc	PESO UN. SATURO Kg/mc	COESIONE Kg/mq	ANGOLO ATTRITO gradi	PARAMETRO PRESSIONI NEUTRE	COSTANTE PRESSIONE t/mq	SUPERFICIE PIEZOMETRICA NO.
1	1700.0	2000.0	0.0	35.0	0.00	0.0	1
2	1650.0	1900.0	0.0	32.0	0.00	0.0	1
3	1600.0	1800.0	0.0	30.0	0.00	0.0	1
4	1700.0	2000.0	0.0	33.0	0.00	0.0	1
5	1650.0	1900.0	0.0	30.0	0.00	0.0	1

CARICO(I)

2 CARICO(I) SPECIF.

CARICO NO.	X-SIN. (m)	X-DEST. (m)	INTENSITA' (kg/m2)	INCLINAZ. (gradi)
1	225.53	229.03	13000.0	0.0
2	229.03	400.81	2000.0	0.0

NOTA - INTENSITA' DELLA FORZA SPECIFICATA COME DISTRIBUITA
UNIFORMEMENTE SU UNA SUPERFICIE ORIZZONTALE.

ASSEGNATO UN COEFFICIENTE DI CARICO SISMICO
ORIZZONTALE PARI A 0.100

ASSEGNATO UN COEFFICIENTE DI CARICO SISMICO
VERTICALE PARI A -0.050

PRESSIONE DI CAVITAZIONE = 0.0 t/mq

E' STATA SPECIFICATA UNA RICERCA DI SUPERFICI
DI SCORRIMENTO CIRCOLARI MEDIANTE UNA PROCEDURA CASUALE.

400 SUPERFICI DI SCORRIMENTO GENERATE.

20 SUPERFICI INIZIANO DA OGNUNO DI 20 PUNTI EQUAMENTE SPAZIATI
LUNGO LA SUPERFICIE TRA I PUNTI X = 110.00 m
E X = 200.00 m

OGNI SUPERFICIE TERMINA TRA X = 250.00 m
E X = 400.00 m

A MENO DI SUCCESSIVE LIMITAZIONI L'ELEVAZIONE MINIMA
DI UNA SUPERFICIE E' PARI A Y = 0.00 m

OGNI SEGMENTO DELLA SUPERFICIE DI SCORRIMENTO E' LUNGO 3.50 m

DI SEGUITO VENGONO STAMPATE LE DIECI SUPERFICI PIU' CRITICHE
TRA QUELLE ESAMINATE. ESSE SONO ORDINATE SECONDO VALORI
CRESCENTI DEL FATTORE DI SICUREZZA.

SUPERFICIE DI SCORRIMENTO SPECIFICATA DA 24 PUNTI

PUNTO NO.	X-SUP. (m)	Y-SUP. (m)
1	181.05	94.73
2	183.91	92.71
3	186.89	90.88
4	189.99	89.26
5	193.20	87.86
6	196.49	86.67
7	199.86	85.72
8	203.29	85.00
9	206.75	84.51
10	210.24	84.26
11	213.74	84.25
12	217.24	84.48
13	220.70	84.95
14	224.13	85.65
15	227.51	86.59
16	230.81	87.75
17	234.02	89.14
18	237.13	90.74
19	240.13	92.55
20	242.99	94.57
21	245.71	96.77
22	248.27	99.15
23	250.67	101.71
24	251.39	102.59

*** $F_s =$ 1.588 ***

SUPERFICIE DI SCORRIMENTO SPECIFICATA DA 29 PUNTI

PUNTO NO.	X-SUP. (m)	Y-SUP. (m)
1	162.11	94.61
2	165.08	92.77
3	168.15	91.08
4	171.29	89.54
5	174.51	88.16
6	177.79	86.93
7	181.12	85.87
8	184.50	84.97
9	187.93	84.25
10	191.38	83.68
11	194.86	83.29
12	198.35	83.07
13	201.85	83.02
14	205.35	83.15
15	208.84	83.44
16	212.31	83.90
17	215.75	84.54
18	219.16	85.34
19	222.52	86.31
20	225.83	87.44
21	229.08	88.73
22	232.27	90.18
23	235.38	91.79
24	238.41	93.54
25	241.35	95.44
26	244.19	97.49
27	246.93	99.66
28	249.56	101.98
29	250.18	102.59

*** $F_s = 1.594$ ***

SUPERFICIE DI SCORRIMENTO SPECIFICATA DA 26 PUNTI

PUNTO NO.	X-SUP. (m)	Y-SUP. (m)
1	176.32	94.70
2	178.82	92.26
3	181.50	90.01
4	184.34	87.96
5	187.32	86.12
6	190.42	84.51
7	193.64	83.13
8	196.95	82.00
9	200.34	81.11
10	203.78	80.47
11	207.26	80.09
12	210.76	79.96
13	214.25	80.10
14	217.73	80.49
15	221.17	81.13
16	224.55	82.03
17	227.86	83.17
18	231.08	84.56
19	234.18	86.17
20	237.16	88.02
21	239.99	90.07
22	242.66	92.33
23	245.16	94.78
24	247.47	97.41
25	249.59	100.20
26	251.13	102.59

*** $F_s = 1.639$ ***

SUPERFICIE DI SCORRIMENTO SPECIFICATA DA 28 PUNTI

PUNTO NO.	X-SUP. (m)	Y-SUP. (m)
1	171.58	94.67
2	174.19	92.34
3	176.94	90.18
4	179.83	88.20
5	182.83	86.41
6	185.95	84.81
7	189.16	83.42
8	192.45	82.23
9	195.82	81.26
10	199.23	80.51
11	202.69	79.97
12	206.18	79.66
13	209.68	79.57
14	213.18	79.71
15	216.66	80.07
16	220.11	80.65
17	223.51	81.46
18	226.86	82.47
19	230.14	83.70
20	233.33	85.14
21	236.42	86.78
22	239.40	88.62
23	242.26	90.64
24	244.98	92.84
25	247.56	95.21
26	249.98	97.74
27	252.23	100.41
28	253.84	102.60

*** $F_s =$ 1.661 ***

SUPERFICIE DI SCORRIMENTO SPECIFICATA DA 31 PUNTI

PUNTO NO.	X-SUP. (m)	Y-SUP. (m)
1	162.11	94.61
2	165.20	92.97
3	168.35	91.46
4	171.57	90.07
5	174.84	88.82
6	178.15	87.70
7	181.51	86.72
8	184.91	85.87
9	188.34	85.16
10	191.79	84.59
11	195.26	84.16
12	198.75	83.88
13	202.25	83.73
14	205.75	83.73
15	209.25	83.87
16	212.73	84.15
17	216.21	84.57
18	219.66	85.13
19	223.09	85.83
20	226.49	86.67
21	229.85	87.64
22	233.17	88.75
23	236.44	90.00
24	239.66	91.38
25	242.82	92.88
26	245.92	94.51
27	248.94	96.27
28	251.90	98.15
29	254.77	100.14
30	257.56	102.26
31	257.99	102.61

*** $F_s =$ 1.673 ***

SUPERFICIE DI SCORRIMENTO SPECIFICATA DA 32 PUNTI

PUNTO NO.	X-SUP. (m)	Y-SUP. (m)
1	157.37	94.58
2	160.15	92.45
3	163.03	90.47
4	166.01	88.63
5	169.08	86.94
6	172.22	85.41
7	175.44	84.03
8	178.73	82.82
9	182.06	81.77
10	185.45	80.89
11	188.88	80.18
12	192.34	79.64
13	195.82	79.27
14	199.31	79.08
15	202.81	79.05
16	206.31	79.21
17	209.79	79.54
18	213.26	80.04
19	216.69	80.71
20	220.09	81.55
21	223.44	82.56
22	226.74	83.73
23	229.97	85.07
24	233.14	86.57
25	236.22	88.22
26	239.22	90.02
27	242.13	91.97
28	244.93	94.07
29	247.63	96.30
30	250.21	98.66
31	252.68	101.14
32	253.98	102.60

*** $F_s =$ 1.680 ***

SUPERFICIE DI SCORRIMENTO SPECIFICATA DA 29 PUNTI

PUNTO NO.	X-SUP. (m)	Y-SUP. (m)
1	171.58	94.67
2	174.62	92.93
3	177.73	91.34
4	180.92	89.89
5	184.17	88.59
6	187.48	87.44
7	190.83	86.45
8	194.23	85.62
9	197.67	84.95
10	201.13	84.44
11	204.61	84.09
12	208.11	83.90
13	211.61	83.88
14	215.10	84.02
15	218.59	84.33
16	222.06	84.79
17	225.50	85.42
18	228.91	86.21
19	232.28	87.15
20	235.60	88.26
21	238.87	89.51
22	242.08	90.92
23	245.21	92.47
24	248.27	94.17
25	251.25	96.02
26	254.14	97.99
27	256.93	100.10
28	259.62	102.34
29	259.91	102.61

*** $F_s = 1.687$ ***

SUPERFICIE DI SCORRIMENTO SPECIFICATA DA 32 PUNTI

PUNTO NO.	X-SUP. (m)	Y-SUP. (m)
1	157.37	94.58
2	159.94	92.20
3	162.64	89.97
4	165.46	87.91
5	168.40	86.00
6	171.44	84.27
7	174.57	82.71
8	177.79	81.33
9	181.08	80.14
10	184.44	79.14
11	187.84	78.33
12	191.29	77.72
13	194.76	77.31
14	198.26	77.09
15	201.76	77.07
16	205.25	77.26
17	208.73	77.64
18	212.18	78.22
19	215.60	78.99
20	218.96	79.96
21	222.26	81.12
22	225.49	82.46
23	228.64	83.99
24	231.70	85.70
25	234.65	87.57
26	237.50	89.61
27	240.22	91.81
28	242.81	94.17
29	245.26	96.66
30	247.57	99.29
31	249.73	102.05
32	250.09	102.59

*** $F_s = 1.694$ ***

SUPERFICIE DI SCORRIMENTO SPECIFICATA DA 31 PUNTI

PUNTO NO.	X-SUP. (m)	Y-SUP. (m)
1	162.11	94.61
2	164.64	92.19
3	167.31	89.93
4	170.11	87.83
5	173.03	85.91
6	176.06	84.16
7	179.19	82.59
8	182.41	81.21
9	185.71	80.03
10	189.06	79.05
11	192.48	78.26
12	195.93	77.69
13	199.41	77.32
14	202.90	77.15
15	206.40	77.20
16	209.89	77.45
17	213.36	77.92
18	216.80	78.58
19	220.19	79.46
20	223.52	80.53
21	226.78	81.80
22	229.96	83.26
23	233.05	84.91
24	236.04	86.74
25	238.90	88.74
26	241.65	90.91
27	244.26	93.24
28	246.73	95.72
29	249.04	98.35
30	251.20	101.11
31	252.22	102.59

*** $F_s = 1.697$ ***

SUPERFICIE DI SCORRIMENTO SPECIFICATA DA 24 PUNTI

PUNTO NO.	X-SUP. (m)	Y-SUP. (m)
1	185.79	94.77
2	188.32	92.35
3	191.04	90.14
4	193.92	88.16
5	196.96	86.41
6	200.12	84.92
7	203.40	83.69
8	206.76	82.72
9	210.19	82.03
10	213.67	81.61
11	217.16	81.48
12	220.66	81.62
13	224.13	82.05
14	227.56	82.76
15	230.92	83.73
16	234.19	84.98
17	237.35	86.49
18	240.38	88.24
19	243.26	90.23
20	245.97	92.45
21	248.49	94.88
22	250.81	97.50
23	252.91	100.30
24	254.36	102.60

*** $F_s =$ 1.705 ***

