COMUNE DI SAN LORENZO AL MARE
COMUNE DI COSTARAINERA

Provincia di Imperia

PROGETTAZIONE PRELIMINARE E DEFINITIVA DEGLI INTERVENTI PRIORITARI, DI DIFESA DELLA COSTA, INTERESSANTI IL LITORALE DEI PIANI PAORELLI, NELL'ABITATO DI COSTARAINERA, ED A PONENTE DELLA FOCE DEL TORRENTE SAN LORENZO, IN COMUNE DI SAN LORENZO AL MARE

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO
OPERE MARITTIME

I Tecnici
Tiziano Ingegner De Silvestri
Alessio Ingegner De Melas

I Committenti
-
-

Spazio riservato al comune

Revisione	Oggetto revisione:	Data:
0	- Integrazione	-

Verifica: Ing. De Silvestri		
Disegnatore: ing. Cordeglio		
Data: 05.2012	Cod. pig02/l90	Scala:

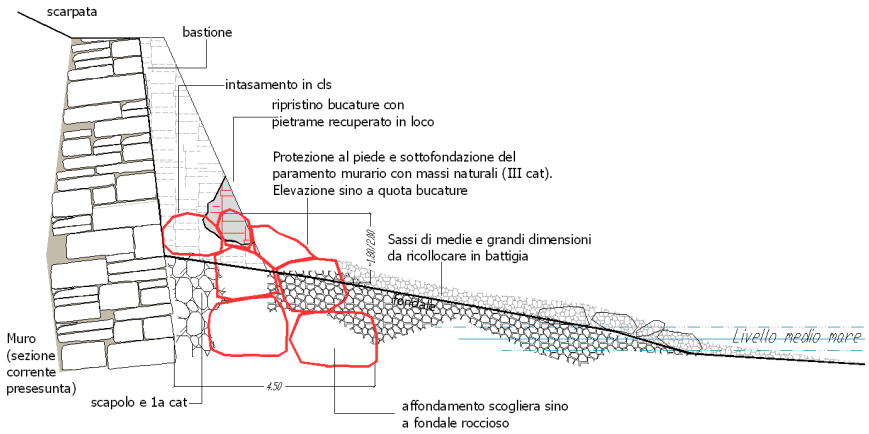
Studio Associato d'Ingegneria S.L.
De Silvestri Ing. Tiziano - Fusini Ing. Fulvio
De Melas Ing. Alessio - Dolla Ing. Simone
Via Aurelia 110, 18017 San Lorenzo al Mare (IM)
tel. 0183/930010 - fax 0183/930009 - Sito web: www.ingsl.it - E-mail: ufficio@ingsl.it

1. *Premessa*

Il progetto attiene lo studio delle opere di difesa costiera dei Comuni di Costarainera e San Lorenzo al Mare: l'ambito preso in considerazione si estende, a partire da ponente, dal Rio Piani (confine Comunale tra i Comuni di Costarainera e Cipressa) sino al molo di protezione del porticciolo Comunale di San Lorenzo al Mare, a levante. Nella presente relazione vengono proposti i dimensionamenti relativi alle opere marittime progettate, con particolare riferimento alle opere in scogliera (a terra ed a mare), al ripascimento strutturale ed alla protezione lungo costa contro il sormonto d'onda.

2. *Dimensionamento delle scogliere aderenti*

- Il dimensionamento è condotto, a favore di sicurezza, ammettendo le opere posizionate direttamente sulla battigia, in assenza di materiale posto avanti le opere stesse (moto ondoso direttamente incidente sulle opere di difesa).
- Ci si riferisce ad una sezione corrente cosi come da schema sotto riportato, estratto dalla tavola grafica 10.



- Si tiene conto d'un set-up (innalzamento livello medio mare) dovuto ad uno stato di mare in tempesta, relativo alla traversia dominante (Libeccio), per un tempo di ritorno pari a T=50 anni. Per il set-up vale in particolare la seguente relazione:

$$s_w = 0.19 H_b (1 - 2.82\sqrt{\frac{H_b}{gT^2}})$$

con '*Hb*' altezza d'onda al frangimento di un'onda al largo avente il prestabilito tempo di ritorno. Ricavando dal Boccotti (vedi oltre) l'altezza d'onda su profondità infinita relativa alla direzione considerata ed al tempo di ritorno indicato, e desumendone le condizioni al frangimento (tabella qui di seguito)

Libeccio				
0	T0	Tr	Hb	hb
m]	[s]	[anni]	[m]	[m]
8,25	12,25	50	8,18	10,17

si ricava un valore di set-up pari a circa 60 cm, che qui approssimiamo per difetto a metri 1.

Considerata, a favore di sicurezza, un'imposta d'approfondimento dei massi pari a circa mediamente -2.00 m e un valore di sopraelevazione pari al set up 1.00m si verificata la scogliera di protezione come se fosse approfondita su un fondale di circa 3 m.

Per la determinazione delle onde significative di progetto si fa riferimento alla teoria degli spettri di frequenza, in particolare allo spettro JONSWAP, ed alla teoria previsionale in tempi lunghi elaborata sulla base del predetto spettro da Boccotti (1986), con particolare riferimento al Mar Ligure.

Lo studio di Boccotti fa riferimento a circa 5800 stime visuali di altezza d'onda significativa, al fine di determinare l'onda di progetto, con particolare riferimento al suo tempo di ritorno. Inoltre l'analisi è proseguita nella cosiddetta "previsione direzionale", la quale mira ad identificare l'onda di progetto in relazione ai diversi settori di traversia di provenienza. Seguendo le considerazioni di Boccotti, reperibili nell'articolo "PREVISIONE DELLE ONDE PER I MARI ITALIANI. Parte I: Un'impostazione del problema con particolare riferimento al mar Ligure" si evince come il tempo di ritorno di una particolare altezza d'onda possa essere stimato attraverso la semplice relazione:

$$R(H_s > h) = B\left[-h\frac{dP}{dh}(H_s > h) + P(H_s > h)\right]^{-1}$$

in cui 'B' rappresenta la durata media della mareggiata triangolare equivalente di riferimento;
La probabilità di superamento dell'onda di progetto, secondo le analisi dell'Autore, per il mar Ligure, risulta avere una distribuzione del tipo:

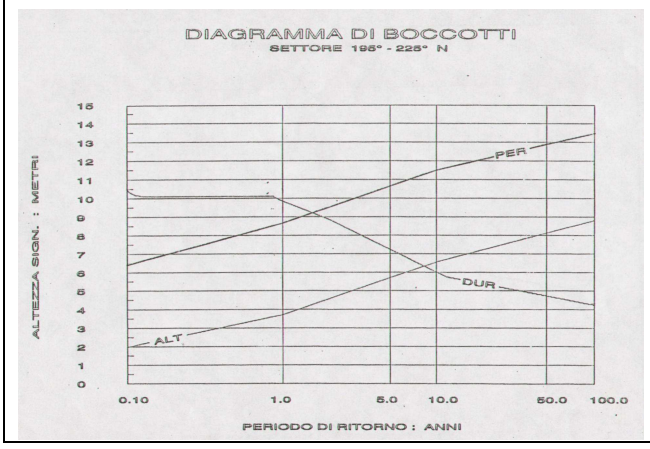
$$P(H_s > h) = (1 - e^{-h/v})e^{(-h/w)^{0.975}}$$

dove 'v' e 'w' sono parametri che caratterizzano i settori di traversia in esame;
Assumendo un valore di B costante e pari a 48 ore, stima accettabile per i dati reperiti nel mar Ligure, risulta possibile calcolare i valori di progetto dell'altezza d'onda ed il suo tempo di ritorno, per tutti i settori di provenienza. Per la direzione di massima traversia (Libeccio 195°-225°) i valori vengono ricavati come differenza dalla probabilità dei dati globali, omnidirezionali. Ciò affinché la somma delle probabilità relative ad una determinata altezza d'onda, considerate tutte le direzioni, sia unitaria.
La suddetta distribuzione omnidirezionale ha una forma del tipo:

$$P(H_s > h) = e^{-\left(\frac{h}{0.725}\right)^{0.975}}$$

Nota l'altezza d'onda spettrale su profondità infinita si può risalire al suo periodo attraverso la seguente relazione:

$$T = 8.5\pi\sqrt{\frac{H}{4g}}$$



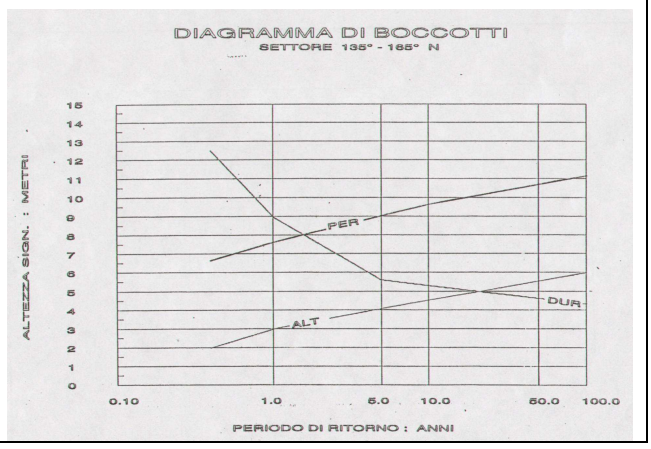
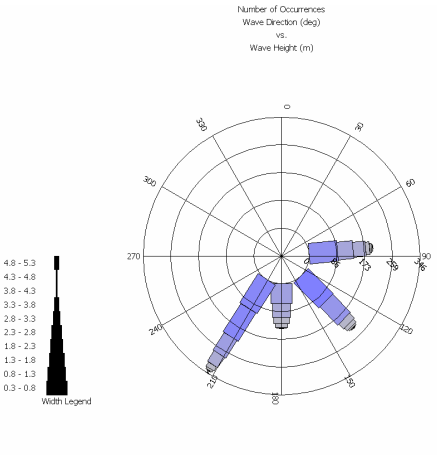


Tabella 1: Elaborazione Traversia 215°N Tabella 2: Elaborazione traversia 145°N

Le informazioni necessarie per caratterizzare l'onda di progetto sono derivate dallo studio generale di Difesa della Costa nei Comuni di San Lorenzo al Mare e Costarainera. In particolare (cfr relazione tecnica) per il paraggio in esame è stata utilizzata la seguente caratterizzazione:

Settore di Ondazione			
Levante	65 - 105	8.38%	**23.34%**
Scirocco	105 - 165	9.21%	**25.64%**
Mezzogiorno	165 - 195	5.44%	**15.15%**
Libeccio	195 - 230	12.88%	**35.87%**
			100.00%



le indicazioni derivate con modello di calcolo sono in buon accordo con un modello semplificato di propagazione, qui utilizzato, d'immediato utilizzo, per il quale, sulla vista profondità di 3 metri, per eventi direzione libeccio (210°N) , trova corrispondenza un'agitazione al largo così caratterizzata:

Attacco d'onda	H0 [m]	Hf [m]	Tr [anni]	T [s]
210°N	3.25	2.395	0.50	7.70

Valutato il tipo di frangimento per mezzo del numero di Iribarren ξ (surf similarity parameter), calcolato riferendosi al periodo medio:

$$\xi_m = \frac{tg\alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{0m}}}}$$

dove:

- α è la pendenza media della scogliera pari a 45° (pendenza paramento esterno);
- L_{om} è la lunghezza d'onda al largo riferita al periodo medio Tm=0.92Tp = 7.85s (L_{om}~93m);
- H_s è l'altezza d'onda significativa propagata sulla profondità di progetto, 2.40m;

la valutazione della dimensione dei massi è condotta attraverso le due relazioni riportate sotto, valide per massi naturali e relative alle due situazioni di frangimento 'plunging' (ξ<2.5) e 'spilling'(ξ>=2.5).

Nel caso in cui ξ sia compreso tra i due intervalli 2.5-3.5 si ricorre alla relazione che fornisce il parametro di stabilità minore.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2P^{0.18}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2}\xi^{-0.5} \quad (plunging)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0P^{-0.13}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2}\sqrt{ctg\alpha}\,\xi^{p} \quad (surging)$$

dove:

Δ è il rapporto ρroccia/ ρacqua pari a 1.65;

- N è il numero medio di onde nella mareggiata di progetto pari a D/Tm;
- D è la durata all'interno della mareggiata in cui l'altezza si mantiene superiore ad Hs, pari a 10.8 ore (caratterizzazione probabilistica di Boccotti per il Mar Ligure)
- P è la permeabilità equivalente assunta pari a 0.4 (in conformità allo schema progettuale adottato per la barriera);
- S è il grado di danneggiamento assunto pari a 2 (inizio danno);

Si è ottenuto ξ=6.02 (frangimento spilling), D50= 1.33m (lato cubo equivalente minimo).

Considerata per il calcolo dei volumi una forma cubica dei massi si ottiene W50~6.09 t
Considerato un coefficiente di maggiorazione pari a 1.26, che tiene conto della maggiore esposizione al moto ondoso e dei possibili effetti di diffrazione, si ottiene infine W50 ~ 7.00 t (massi di III categoria)

Seguendo Hudson, il peso dell'elemento di mantellata è esprimibile come:

$$M = \frac{\delta_c H^3}{K_D \Delta^3 \cot g\alpha}$$

con:

δc: densità massi (2.60 t/mc)

Δ= (δc/ δw-1)

δw: densità acqua di mare (1.03t/mc)

K_D: 1.2 (valido per Massi Naturali, Onde Frangenti, Sezione corrente - Istruzione Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime)

Con H=2,4m si ottiene, conformemente a quanto in precedenza, M~6,70t (pezzatura di 3a categoria, da 3t a 7t)

Per l'esecuzione delle opere si utilizzeranno massi di III categoria. Il nucleo e lo strato filtro saranno realizzati con massi di II, I categoria e scapolame. La disposizione dei massi in opera deve privilegiare il posizionamento delle maggiori pezzature in prossimità del piano di berma e dello strato esterno .

3. *Dimensionamento massi pennelli trasversali*

Per il dimensionamento dei pennelli in massi naturali si fa riferimento al pennello di levante, che presenta le condizioni più gravose di posizionamento (testata tra le batimetriche -3.00m/-4.00m).

Il pennello è verificato secondo la classica caratterizzazione delle scogliere a mare in massi naturali, specificando per il caso in esame:

- Profondità di calcolo (al piede della testata):

Fondale esistente: 3.50m+
Sovralzo mareale: 0.30m+
Sovralzo da vento: 0.50m=
Sommano a totali: 4.30m, che si approssimano per il calcolo a 4.50 m di fondale.

Pertanto, non tenuto conto (a favore di sicurezza) del fenomeno di set down in prossimità del frangimento, viene ricercata la massima onda frangente sulla sopra determinata profondità, ricavandone:

α_0 [°] – direzione d'attacco	H0 [m]	Hf [m]	Tr[anni]	T [s]
210°N	4.884	3.60	2	9.30

Ponendo:

- α (pendenza media del paramento): 18.5° (scarpa di 1:3)
- L_{om} (la *lunghezza d'onda al largo riferita al periodo medio* Tm=0.92Tp = 9.97s (L_{om}~155m);
- H_s è l'*altezza d'onda significativa propagata sulla profondità di progetto*, 3.60m;
- D (*durata all'interno della mareggiata in cui l'altezza si mantiene superiore ad Hs*) = 8.20ore ~24 ore;

si ottiene ξ=1.98, D_{50}~1.31m. Considerata per il calcolo dei volumi una forma cubica dei massi si ottiene: W50~5.88t il quale, maggiorato come in precedenza di un fattore KD~1.26, porta ad un W50=7.43t

Seguendo Hudson, posto K_D=1.2, si ottiene (con H=3,60m) una pezzatura media di peso M~7.63t (pezzatura di 4a categoria). La IV categoria verrà pertanto utilizzata a partire dalla sezione più sollecitate di testata, per poi essere rimpiazzata dalla III categoria nel tratto più prossimo alla radice.

Per l'esecuzione delle opere si utilizzeranno massi di III e IV categoria. Gli strati intermedi ed il nucleo saranno realizzati con massi di, II, I categoria e scapolame (filtro rovescio). Procedendo verso terra si potranno utilizzare via via pezzatura minori. Le maggiori pezzature dovranno essere collocate in prossimità delle testate e del piano di berma. I massi di pezzatura minore, all'interno della stessa categoria, devono essere utilizzati per la definizione della protezione al piede sommerso delle opere.

Per l'isola semiemersa valgono le stesse considerazioni di dimensionamento.

4. *Intervento di ripascimento: verifica della fascia dinamica della spiaggia*

Caratterizzazione dell'intervento di ripascimento:

- Estensione cella: ~240m;
- Profondità della berma di spiaggia (Δy in figura, media sulla cella):~ 28m;
- Profondità totale del versamento (sino a piede sommerso): ~ 40m;
- Altezza del versamento (*B in figura*):~ 2.50m;

Il versamento è previsto realizzato con sottofondo in scapolo e ghiaie, secondo il seguente fuso granulometrico:

Inerti naturale di sottofondo	*25%*
[20-70 mm]	*75%*

Il profilo d'equilibrio della spiaggia può calcolarsi attraverso la nota relazione di Dean:

- $h(y)=Ay2/3$

dove:

h(*y*): profondità del fondo alla distanza *y* dalla linea di riva;

A : coefficiente di Moore in funzione del d_{50} del materiale.

Il parametro A di Moore è stimabile come di seguito *(Hanson and Kraus, 1989)*:

- $A = 0.41\ d_{50}^{0.94}$ *d50<= 0.40 mm*
- $A = 0.23\ d_{50}^{0.32}$ *0.40 mm < d50<= 10 mm*
- $A = 0.23\ d_{50}^{0.28}$ *10 mm < d50<= 40 mm*
- $A = 0.46\ d_{50}^{0.11}$ *40mm < d50*

Per il caso in esame si è fatto invece riferimento alla relazione di Kriebel, più cautelativa ai fini delle verifiche condotte e meglio indicata per le ghiaie, laddove risulta:

- $A = 0.067*(100\ W)^{0.44}$

con W (velocità di sedimentazione) esprimibile come (*Van Rijn, 1993*):

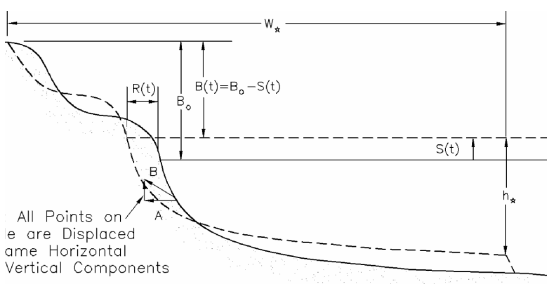
- $W = 1.10*[(\rho_s-\rho_w)\ g\ d_{50}/\rho_w)]^{0.50}$

Tenuto conto (a favore di sicurezza) dell'estremo inferiore della pezzatura di versamento prevista (d50=20mm), si ottiene:

- W=~0.62m/s
- $A=\sim 0{,}41\ m^{1/3}$

Si definisce *Fascia dinamica della spiaggia* l'area individuata come <u>*fascia compresa tra la profondità di chiusura e il limite del run-up dell'onda in funzione di un determinato periodo di ritorno*</u>: tale fascia coinvolge la spiaggia emersa e sommersa, ed indica la pericolosità dell'area soggetta a moto ondoso incidente.

Il limite della fascia dinamica lato mare, comprendente la spiaggia sommersa, può essere identificato come corrispondente alla batimetrica identificativa della profondità di chiusura, definita questa in corrispondenza dell'inizio della zona dei frangenti, per evento di dato periodo di ritorno.



L'ampiezza della fascia dinamica emersa è in genere calcolata come <u>distanza tra la linea di riva e la quota massima di risalita del moto ondoso, incrementato d'una quota</u>

rappresentativa per maree e sovralzi da vento e tempesta (~50cm), per evento di dato periodo di ritorno, ipotizzando una pendenza costante della spiaggia (emersa e sommersa), tenendo conto di opere e manufatti di quota superiore alla quota di run-up, che rappresentino un limite invalicabile alla propagazione del moto ondoso.

Inoltre, vista la funzione dissipatrice del ripascimento, per definire l'ampiezza lato terra della fascia dinamica si è valutato, per evento di dato periodo di ritorno, l'*ampiezza di risposta* della spiaggia, facendo riferimento ad un modello previsionale di tipo statico, quale quello di Dean (1991), laddove la risposta *R* della spiaggia, in termini di profili di equilibrio, è esprimibile come:

dove:
$$R = \frac{(S + 0.068H_B)}{(B + h_B)} W_B$$

- $W_b = (h_b/A)^{3/2}$: larghezza della surf zone
- *S* : innalzamento livello medio mare in ordine all'evento;
- *B* : altezza della berma di spiaggia;
- H_b : altezza d'onda al frangimento;
- h_b : profondità di frangimento;

con ciò tenendo in conto la profondità, la quota e la granulometria del ripascimento;

Si sono presi in considerazione eventi caratterizzati da periodo di ritorno:

T1	*1 anno*
T2	*50 anni*

con la caratterizzazione probabilistica del Boccotti si sono individuati i seguenti eventi rappresentativi:

T=1Anno, ϑ= 220°N

H_0	T_0	L_0	H_b	h_b (p. di frangimento)
[m]	[s]	[m]	[m]	[m]
4.00	8.53	120.15	3.00	3.70

T=50 Anni, ϑ= 220°N

H_0	T_0	L_0	H_b	h_b (p. di frangimento)
[m]	[s]	[m]	[m]	[m]
8.25	12.25	234.41	6.01	7.60

La stima del Run up di spiaggia è stata condotta attraverso le formule di *' Van der Meer '*, di seguito richiamate:

- $R_{u2\%} = 1.5\ \gamma\ H_b\ I$ per *I < 2*
- $R_{u2\%} = 3.0\ \gamma\ H_b\ I$ per *I > 2*

con I numero di Iribarren al frangimento, scritto come di seguito:
$$I = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{H_b}{L_0}}}$$

e tenuto conto di un fattore γ=1 (i valori cosi ottenuti, gia compresi di set up, sono da incrementare rispetto ai sovralzi barici e da vento). La pendenza è quella media della spiaggia emersa e sommersa, media tra la quota massima di spiaggia e la profondità dell'onda di progetto considerata.

Hb	tanβ	ζb	**Ru**	**Ru** totale (compresi sovralzi ~50cm)
3.00	0.0548	0.35	**1.56**	**2.06**
6.01	0.0386	0.24	**2.17**	**2.67**

I valori di Run Up ottenuti sono in buon accordo con la formulazione di Holman & Sallenger, tale per cui il Run Up (totale) è esprimibile come:

$$\frac{R^{T}{}_{2\%}}{H_0} = 0.92\zeta_0$$

H0	tanβ	ζ0	Ru
4.00	0.0548	0.30	1.11
8.25	0.0386	0.21	1.56

Infine, seguendo la formulazione di Mase (1989), il Run Up, è esprimibile come:

con coefficienti come da tabella seguente: $$\frac{R_i}{H_0} = a\zeta_0{}^{b}$$

i	a	b
Max	2.32	0.77
2%	1.86	0.71
1/10	1.7	0.71
1/3	1.38	0.7
Medio	0.88	0.65

Tale teoria riscontra, rispetto ai valori misurati in campo da Holman (1986) e Nielsen and Hanslow (1991), incrementi di un fattore circa pari a due (Cfr. CEM) e pertanto è individuata esclusivamente come indicativa.

La quota di berma fissata per i riempimenti è quindi idonea al contenimento dei fenomeni di risalita ondosa (piano di berma di spiaggia)

La fascia dinamica della spiaggia emersa, per i due eventi rappresentativi suddetti, è calcolata assumendo il livello di innalzamento medio mare cautelativamente pari al livello di Run Up (S~R), dal che si ottengono le seguenti fasce dinamiche di spiaggia emersa:

T	H0	T	Wb	R_S (fascia dinamica spiaggia emersa)
1 anno	4.00	8.53	19.74	7.21
50 anni	8.25	12.25	55.97	17.07

Tali valori devono essere aumentati della distanza tra la sommità della berma e la linea di riva, con ciò individuando la fascia dinamica complessiva della spiaggia emersa, cosi come riportata nella tavola allegata.

La fascia dinamica della spiaggia sommersa è invece compresa, per i due eventi rappresentativi, entro la linea di riva ed il limite dei frangenti, al largo. Risulta quindi:

T	H_B	h_B	R_B (fascia dinamica spiaggia sommersa)
1 anno	3.00	3.70	~87 m
50 anni	6.01	7.60	~94m

La berma di spiaggia prevista a progetto è pari a circa 28 [m], **coerentemente dimensionata rispetto all'estensione della fascia dinamica della spiaggia, cosi come sopra determinata** e di cui alla D.C.R. n° 29 del 17/11/2009 *per eventi ondosi associati a periodo di ritorno cinquantennale.*

Il primo lotto di lavori, finanziato, prevede l'esecuzione di una prima parte dei versamenti necessari, previsti completati con successivo intervento, per una estensione iniziale della berma di spiaggia pari a circa 20m, rispetto ai minimi 17.07m sopra verificati. I versamenti previsti con il suddetto primo lotto funzionale risultano, pertanto, sufficienti ai fini del rispetto della fascia dinamica cinquantennale della spiaggia.

5. *Spiaggia a ponente del piccolo approdo Comunale: verifica delle condizioni di sicurezza rispetto al sormonto d'onda a terra.*

Le problematiche accertate sulla spiaggia davanti il condominio generale attengono un forte risalita ondoso sul profilo di spiaggia ed intenso overwash lungo la strada Comunale, con contestuale trasporto di detriti, il tutto tale da creare una forte condizioni di rischio: per le strutture, per le persone e per le proprietà al contorno.

Il progetto prevede di risolvere le situazioni su descritte mediante la realizzazione di una scogliera di difesa, in massi naturali, elevata sino a quota 4.00 m s.l.m., a chiusura dell'ambito di intervento ed in completamento delle opere avviate precedentemente, nell'ambito della rivisitazione della costa a levante del torrente San Lorenzo negli anni immediatamente successivi l'alluvione del 1998.

Tale soluzione progettuale è da ritenersi sostitutiva, e migliorativa, rispetto alla precedente previsione di progetto (barriera dissipativa a mare + opera di protezione ridotta a terra), atteso che:

- non vengono compromessi i fondali avanti l'opera (salvaguardia posidonieto);
- vengono mantenuti gli accessi alle piste di cantiere verso il torrente e verso il paramento esterno della diga di porto (agevoli accessi mezzi d'opera per manutenzioni), con accesso in piano direttamente dalla strada di accesso al porticciolo Comunale, con evidente vantaggio tecnico ed economico (accesso interdetto al transito pedonale);
- si preserva la possibilità di realizzare il completamento del camminamento pedonale verso mare, a filo strada, in prosecuzione a quello esistente e, ad oggi, interrotto a monte dell'area di intervento.

La verifica della quota di coronamento è condotta rispetto alla massima risalita ondosa prevista, questa valutata rispetto alla seguente formulazione (fitting su dati sperimentali Delft Hydraulics, 1989 – CEM CH. 5) :

$$\frac{R_U}{H_S} = a\xi_m$$ Valida per valori del parametro di Iribarren ξ < 1.50.

$$\frac{R_U}{H_S} = b\xi_m{}^c$$ Valida per valori del parametro di Iribarren ξ > 1.50.

I parametri sono cosi individuati:

Table VI-5-5
Coefficients in Equations VI-5-12 and VI-5-13 for Runup of Irregular Head-On Waves on Impermeable and Permeable Rock Armored Slopes

Percent [1]	A	B	C	D [2]
0.1	1.12	1.34	0.55	2.58
2.0	0.96	1.17	0.46	1.97
5	0.86	1.05	0.44	1.68
10	0.77	0.94	0.42	1.45
33 (significant)	0.72	0.88	0.41	1.35
50 (mean)	0.47	0.60	0.34	0.82

[1] Exceedence level related to number of waves
[2] Only relevant for permeable slopes

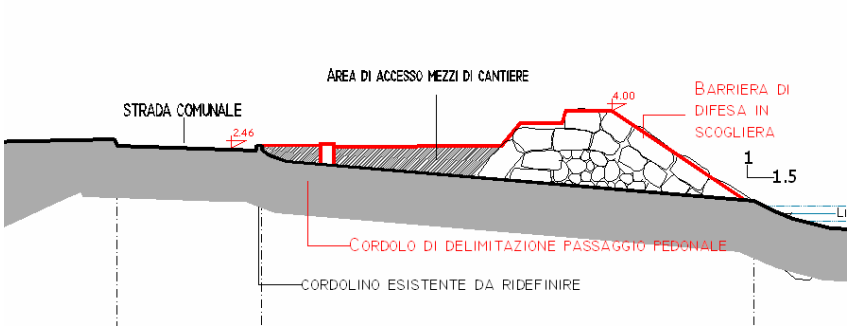
Considerata, a favore di sicurezza, un'imposta d'approfondimento dei massi pari a circa mediamente -2.00m, si è verificata la scogliera di protezione rispetto al seguente evento ondoso di riferimento, caratterizzante un'onda frangente sulla vista profondità.

Attacco d'onda	H0 [m]	Hf [m]	T [s]
210°N	2.2	1.63	6.31

Con una pendenza della mantellata esterna dell'opera di difesa pari a 35° si ottiene:

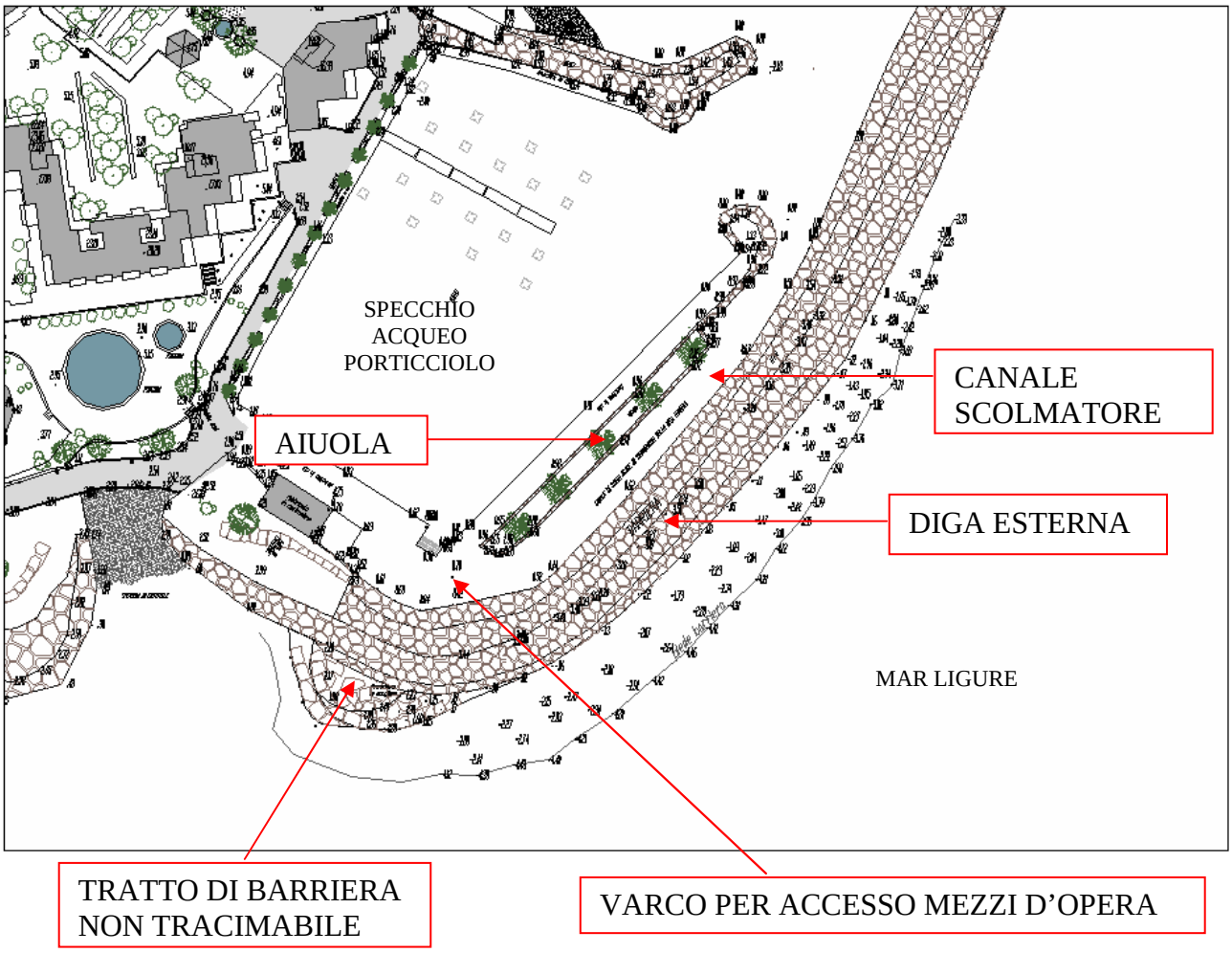
→ ξ = 4.19 [-]
→ R = 3.69 [m]

A favore di sicurezza si assume una quota di massima elevazione della scogliera pari a 4.00m s.l.m.

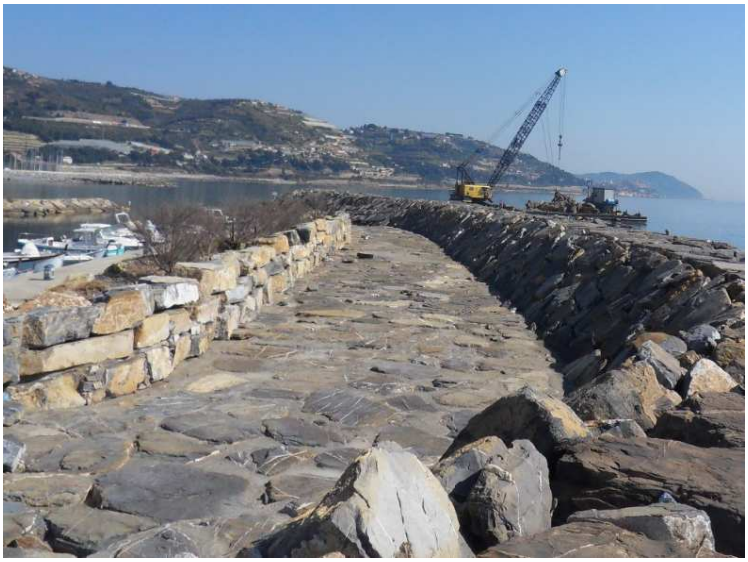


6. *Intervento al porticciolo Comunale*

Nell'ambito del porticciolo Comunale si riscontra una situazione di rischio incipiente relativamente alla condizione di tracimabilità della barriera di difesa, la quale, risultando sormontabile per eventi meteomarini di discreta intensità, produce condizioni di allagamento dei banchinamenti retrostanti, rendendoli insicuri per cose e persone. Per ovviare al problema, trattandosi d'opera minore con elevazione ridotta (media 3.40m s.l.m.), venne all'uopo realizzato un canale scolmatore retrostante il paramento interno della diga, delimitato lato banchinamenti da una aiuola, il tutto a fungere da canale scolmatore delle acque di tracimazione (vedasi figura successiva).



Il suddetto canale, delimitato lato banchinamenti da una aiuola, è visibile nella figura qui di seguito riportata (vista da ponente verso levante).



Il canale suddetto è reso accessibile ai mezzi d'opera *(manutenzioni e/o interventi sull'opera di difesa, sull'aiuola, sull'imboccatura di porto)* da un varco in prossimità dei banchinamenti, protetto da massi guardiani, i quali, proprio per la caratteristica di precarietà, sono soggetti a ripetuti e pericolosi disarticolamenti (immagine seguente).

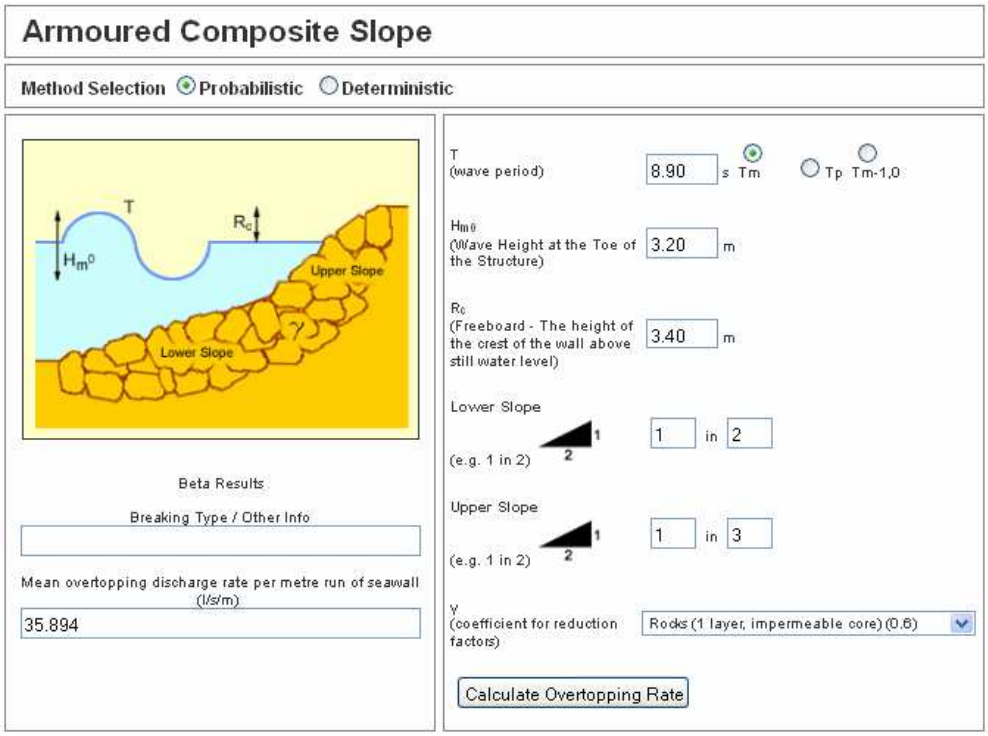


Massi guardiani disarticolati

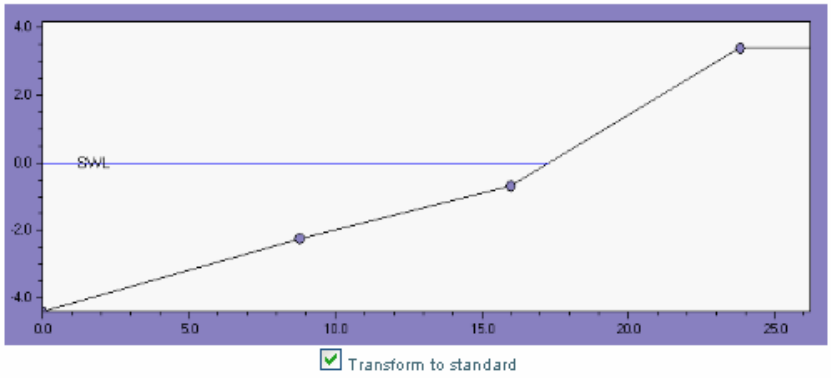
La verifica di tracimabilità dell'opera è stata condotta secondo le metodologie proposta in "*Eurotop, wave overtopping od sea defences and related structures: assestement manual* " e relativi applicatici di calcolo, resi disponibili qui: http://www.overtopping-manual.com.

In particolare la sezione dell'opera è stata modellata:

- con approccio 'empirico', ottenendo, per l'evento ondoso di riferimento, un valore di tracimabilità pari a 35.98 l/s/m



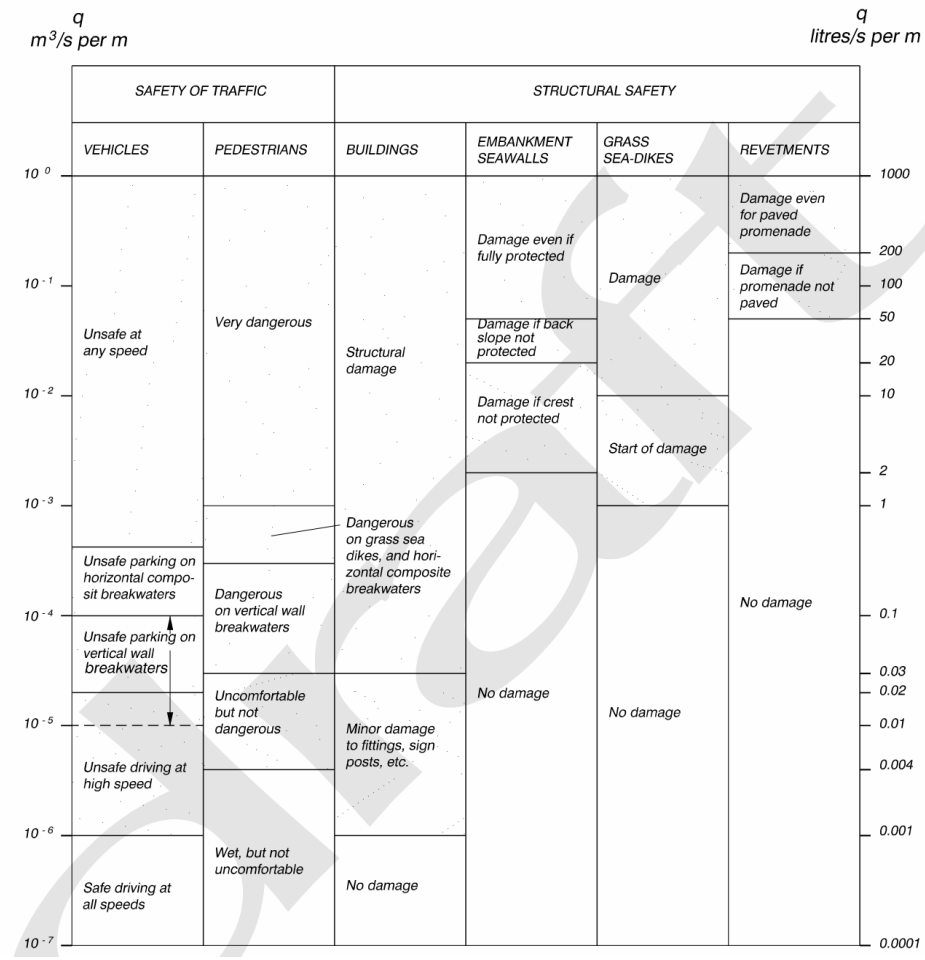
- con approccio 'PC overtopping,' software basato su risultati TAW *(Wave run-up and wave overtopping at dikes)*, ottenendo un valore di tracimabilità pari a 28.395 l/s/m



Interim results of calculation	
Calculation results	
Ru2PERC	5.453 [m]
Ru2PERC+SWL	5.453 [m]
Overtopping	28.395 [l/s/m]
V max	20240.390 [l/wave/m]
Comment	De 2%-golfoploop is hoger dan de dijk

Considerato un sovralzo di tempesta pari ad 1 metro i valori di tracimazione, in entrambi i casi, si incrementano di un fattore 4, riscontrando, dalle indicazioni di letteratura, condizioni di PERICOLOSITA' per pedoni e limiti di DANNEGGIABILITA' per le opere in scogliera *(tabella sotto riportata, EM 1110-2-1100 (Part. VI)).*

Table VI-5-6
Critical Values of Average Overtopping Discharges



Assumendo, a favore di sicurezza, un indice di tracimabilità 150 l/s/m si ottiene, su tutto lo sviluppo della diga (~100m), un valore di portata pari a circa 15 mc/s) con, in prossimità dello sbocco del canale di deflusso (pendenza circa 0.005, larghezza circa 8m) un battente d'acqua pari a 1 metro. La sezione determinata all'imbocco del canale con la nuova aiuola di chiusura (altezza 1.50m, in continuità con la quota media dell'aiuola esistente) risulta pertanto adeguata allo scopo preposto, di contenimento delle acque di sormonto della diga. L'aiuola verrà impostata con massi direttamente imbasati ed intasati con calcestruzzo nel piano di banchinamento esistente.

Da ciò la proposta progettuale cosi come presentata negli elaborati grafici progettuali, di:

- *completare la chiusura del canale, lato banchinamenti, con la prosecuzione dell'aiuola, limitando al minimo gli effetti di allagamento sui banchinamenti, secondo la sezione preesistente dell'opera;*

- *realizzare una rampa di accesso, dalla berma dell'opera di difesa, che permetta l'accesso al canale scolmatore (berma accessibile da terra da parte dei mezzi d'opera, a latere del porticciolo Comunale;*