

# COMUNE DI BORDIGHERA

PROVINCIA DI IMPERIA



Soggetto proponente:

PORTO DI S. AMPEGLIO s.r.l.

**REALIZZAZIONE DI APPRODO TURISTICO  
PER NAUTICA DA DIPORTO IN AMPLIAMENTO  
DELL'ESISTENTE PORTO DI BORDIGHERA**

ALLEGATO EMISSIONE

*B*

*1*

RELAZIONE IDRAULICA MARITTIMA

**OTTOBRE 2018**

Coordinamento:

**Ing. Giovanni Rolando**  
Via Roma, 119 - 18038 Sanremo  
Tel: 0184 532770 - fax 0184 532771  
E-mail: studio.rolando@virgilio.it

Progetto opere a terra:

**Studio Albornò Architetti**  
P.za Eroi della Libertà, 26 - 18012 Bordighera  
Tel: 0184 266364 - fax 0184 268843  
E-mail: studioalbornò@tiscali.it

Progetto opere marittime:



**ING. STEFANO PUPPO**  
**Studio associato Tema.Idro**  
Via Roma, 119 - 18038 Sanremo  
Tel: 0184 507412 - fax 0184 59123  
E-mail: tema.idro@virgilio.it

Collaboratori: Arch. Letizia C.  
elaborazione grafica Allgraph Sanremo

Collaboratori: Ing. Luca Tarantino  
Geom. Fabio Vedovato

## Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera

1. Inquadramento geografico del paraggio
2. Individuazione del settore di traversia principale
3. Fetches geografici ed efficaci
4. Fonti di dati meteomarini a disposizione
5. Regime anemologico locale
6. Clima del moto ondoso al largo
7. Determinazione dell'onda di progetto
8. Rifrazione del moto ondoso
9. Studio della agitazione residua all'interno del bacino portuale
10. Dimensionamento delle opere foranee
11. Risposta idraulica del molo foraneo
12. Regime della dinamica litoranea locale
13. Agitazione interna portuale
14. Agibilità dell'imboccatura
15. Qualità interna delle acque

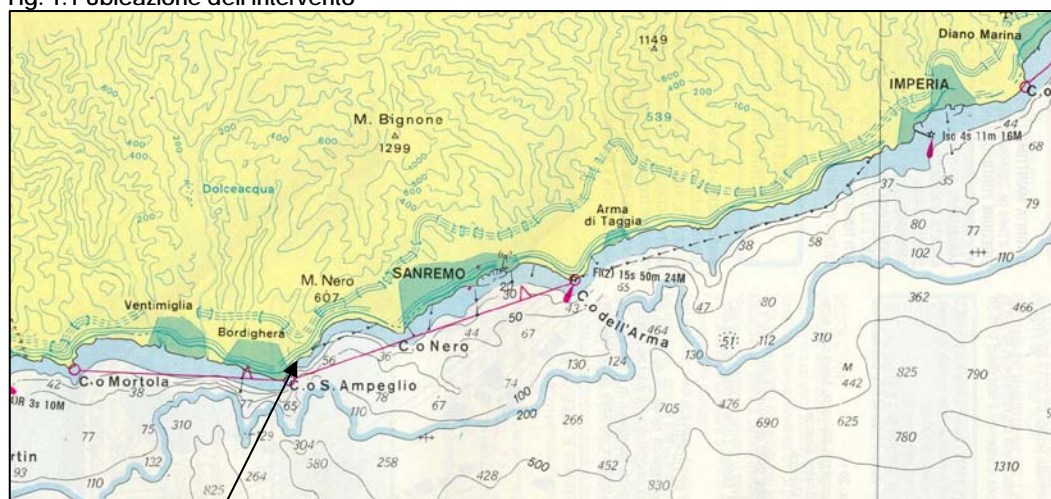
## 1. Inquadramento geografico del paraggio

La valutazione dell'intervento di ampliamento del porto di Bordighera si è basata su un'attenta valutazione di tutti i parametri geografici, meteomarinari, topografici e climatici caratteristici del sito ed è stata effettuata attraverso una simulazione degli eventi estremi attraverso un modello numerico, che opera in base alle condizioni meteomarine dedotte dai dati storici a disposizione in base alle batimetriche rilevate nel fondale antistante l'area in oggetto.

La verifica dell'opera foranea principale è stata effettuata ricorrendo ad un modello fisico in canaletta sviluppato presso l'Università di Firenze.

Il paraggio in esame, si localizza immediatamente a Levante di Capo S. Ampelio, in prossimità dell'attuale porto turistico. (fig. 1.1) del quale costituisce il naturale ampliamento.

Fig. 1.1 Ubicazione dell'intervento



### *Bordighera*

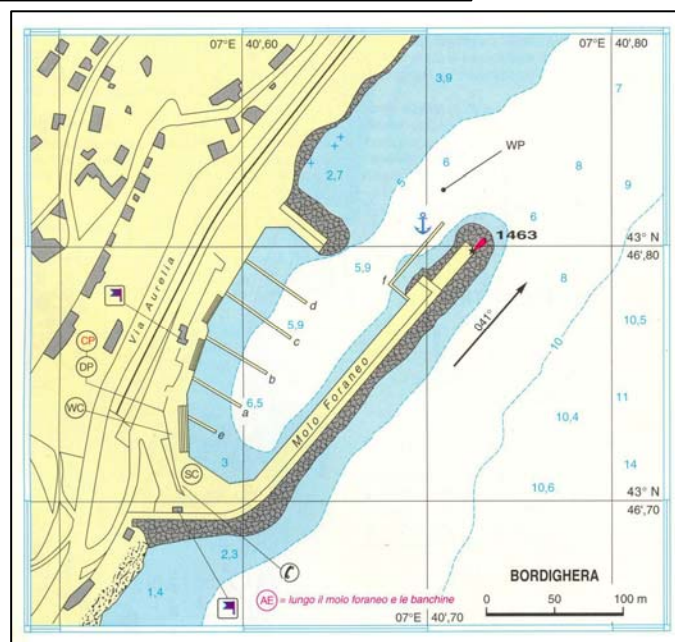
L'attuale porto è censito a pag. 110 del **Portolano dei mari d'Italia** (fig. 1.2).

Le coordinate geografiche che individuano la Way Point (WP) sono:

43° 46',82 Nord  
07° 40',71 Est

Lo stato di progetto essenzialmente prevede la realizzazione di una nuova diga foranea, e l'ampliamento del porto esistente.

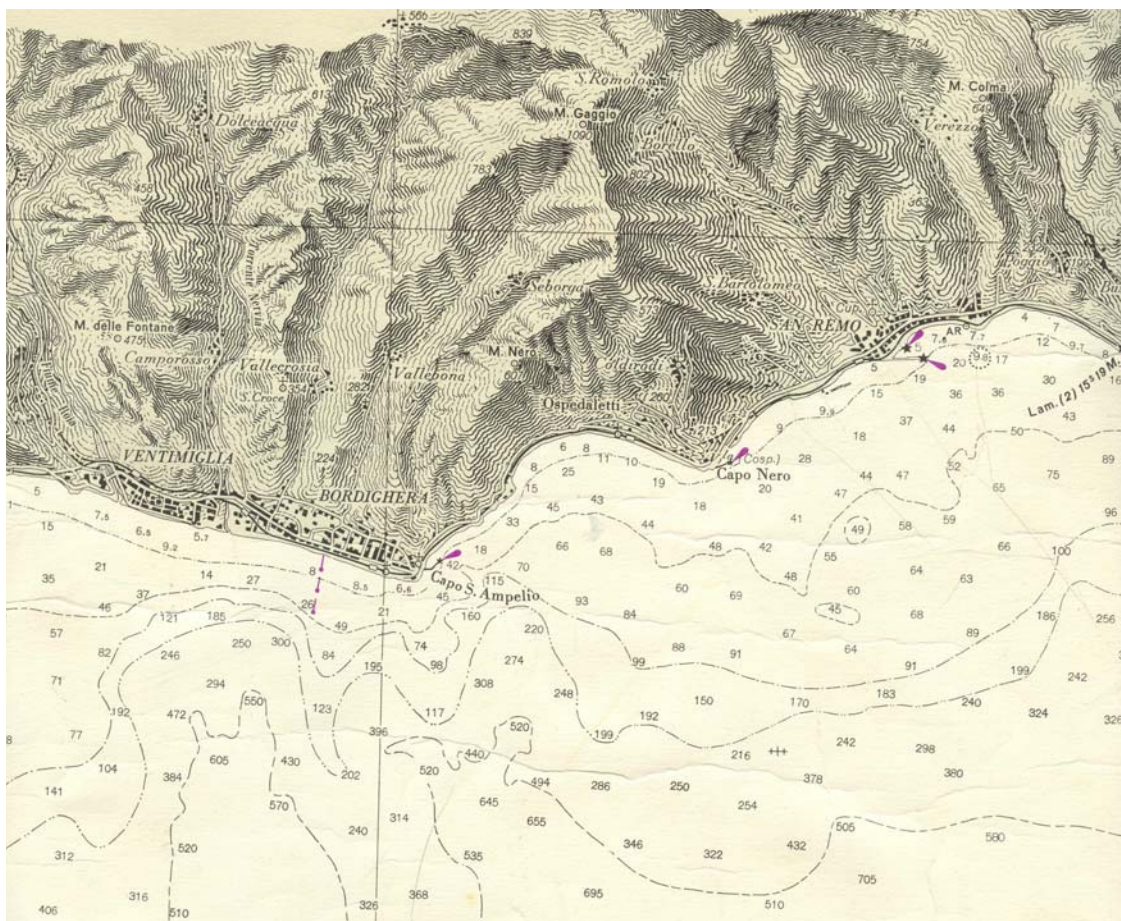
La presente relazione, tra l'altro, ha valutato:



## Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera

- l'idrodinamica costiera nello stato attuale e nello stato di progetto. L'agitazione interna portuale in riferimento alle raccomandazioni tecniche per la realizzazione dei porti turistici redatte da AIPCN
- l'evoluzione media prevedibile del litorale in seguito all'intervento in progetto.
- Le caratteristiche strutturali delle opere foranee con riferimento alle soluzioni tecnologiche adottate.
- La definizione degli impianti di a rete di servizio.

I seguenti argomenti sono approfonditi nello "Studio morfodinamico tridimensionale" a firma ing. Giovanni Spissu (cfr. **Elaborato A**) allegato alla presente relazione (al quale si rimanda per le specifiche analisi e l'illustrazione scientifica delle metodologie adottate e dei calcoli sviluppati).



Brevemente si accenna che per le analisi svolte all'interno di tale studio si è utilizzato un modello numerico in grado di simulare il comportamento morfodinamico tridimensionale della costa. Esso opera su una griglia

## Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera

tridimensionale estesa a tutta l'area in esame, a ponente ed a levante delle nuove strutture in progetto. In questo modo, oltre a determinare le azioni idrodinamiche sulle opere in progetto e quindi eseguire il dimensionamento strutturale delle stesse è stato possibile valutare le modifiche al litorale comportate dalla realizzazione del nuovo porto deducendole dalla differenza tra i risultati ottenuti dalle simulazioni effettuate sulle configurazioni dello stato attuale e dello stato di progetto.

Lo Studio morfodinamico tridimensionale è parte integrante della presente relazione.

Un ulteriore approfondimento è stato svolto verificando il comportamento dei cassoni in canale a onde presso il Laboratorio di Idraulica del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università degli Studi di Firenze i cui risultati sono riportati nell'allegata relazione "Prove su modello fisico per la verifica del molo sopraflutto del nuovo porto di Bordighera" (cfr. **Elaborato B**).

## ***2. Individuazione dei settori di traversia***

Dal punto di vista nautico, il tratto di costa interessato dall'intervento in oggetto è inquadrato in un settore di traversia delimitato come segue:

### ***Traversia principale***

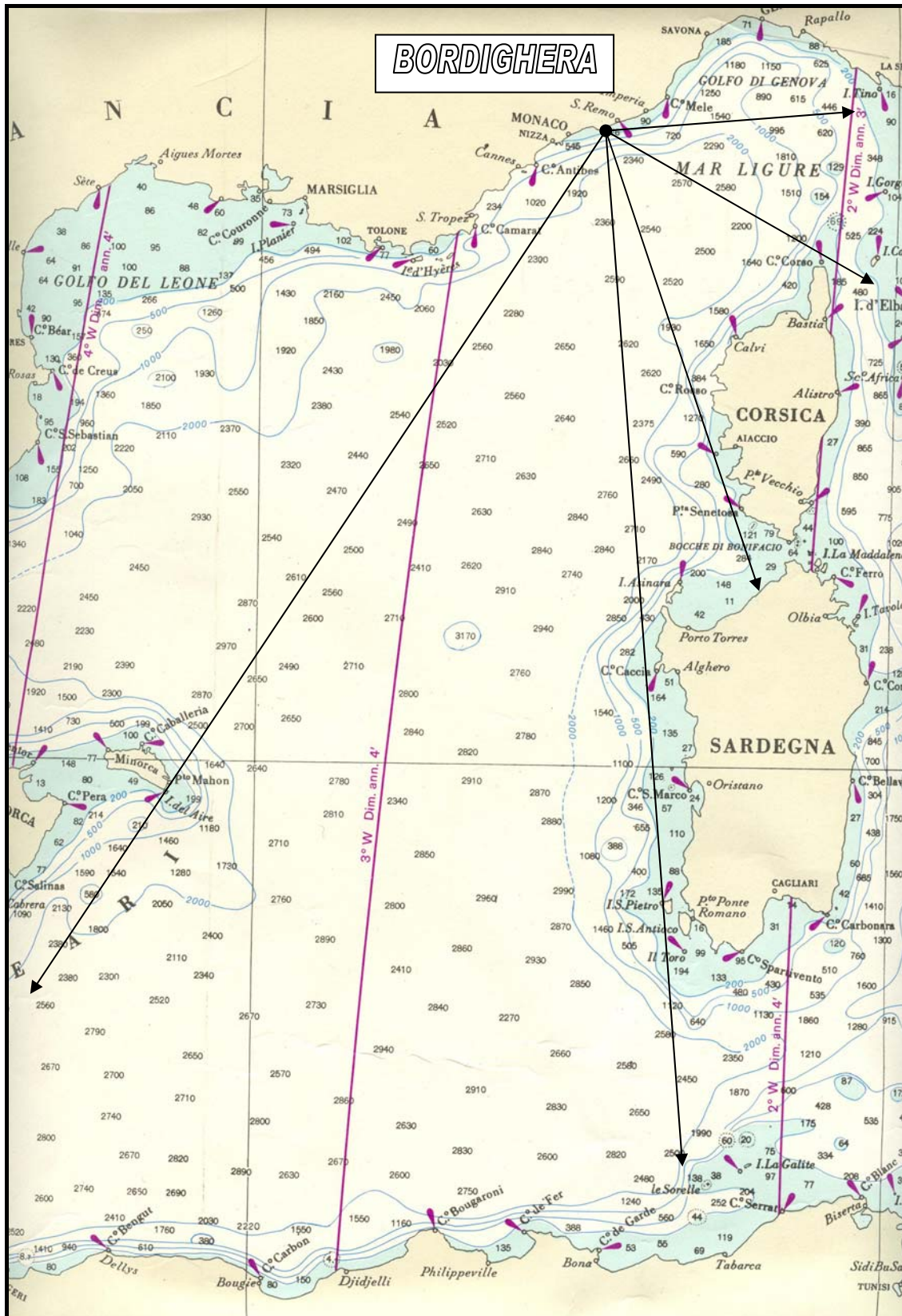
Tra l'isola di San Pietro (Sardegna) 174° N e l'isola di Aire (Baleari) 213° N con fetch geografico di circa 800 km.

### ***Traversia secondaria***

La traversia secondaria è costituita dal secondo quadrante ed è geograficamente compresa tra la direzione est (80°) N e la tangente alle coste della Corsica e per una direzione media di 150° con direzione media 135°. Da qui provengono i mari più significativi di Levante (Scirocco) con un fetch efficace di circa 200 km

L'esposizione al Sud-Ovest rappresenta dunque la condizione di massima sollecitazione ondosa (Libeccio) che caratterizza le mareggiate più pericolose per questo tratto di costa (vedi fetch efficace)

Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera



Progetto Generale: Ing. Giovanni Rolando  
Opere Marittime: Ing. Stefano PUPPO Studio associato Tema.IDRO  
Opere Architettoniche a terra: Studio Alborno Architetti

### 3. Fetch geografici ed efficaci

Con il termine fetch si intende la lunghezza dell'area di generazione relativa alla direzione di provenienza del vento.

La delimitazione dell'area di generazione può essere eseguita sulla base di considerazioni sia geografiche che meteorologiche. Nel caso di mari chiusi, cioè delimitati da coste la cui distanza l'una dalle altre è mediamente inferiore alle caratteristiche di una perturbazione, si segue normalmente il criterio proposto da Saville (1954) e successivamente modificato da altri autori. Il criterio fornisce, per ogni direzione di provenienza del vento, la lunghezza del cosiddetto fetch efficace  $[F_{eff}(\theta)]$ . Tale lunghezza è espressa come media pesata delle lunghezze dei fetch geografici  $[F_{geo}(\theta)]$  del sito considerato, cioè delle massime distanze tra il sito considerato e la linea di costa prospiciente secondo direzioni poste ad intervalli angolari fissi rispetto alla direzione di provenienza del vento considerata. Essenzialmente, con l'introduzione del concetto di lunghezza del fetch efficace, si cerca di tenere conto empiricamente del fatto che, nella fase di generazione, le onde risultano disperse secondo componenti direzionali comprese tra  $\pm 90^\circ$  circa rispetto alla direzione di azione del vento, ciascuna delle quali è condizionata dalla relativa lunghezza del fetch geografico.

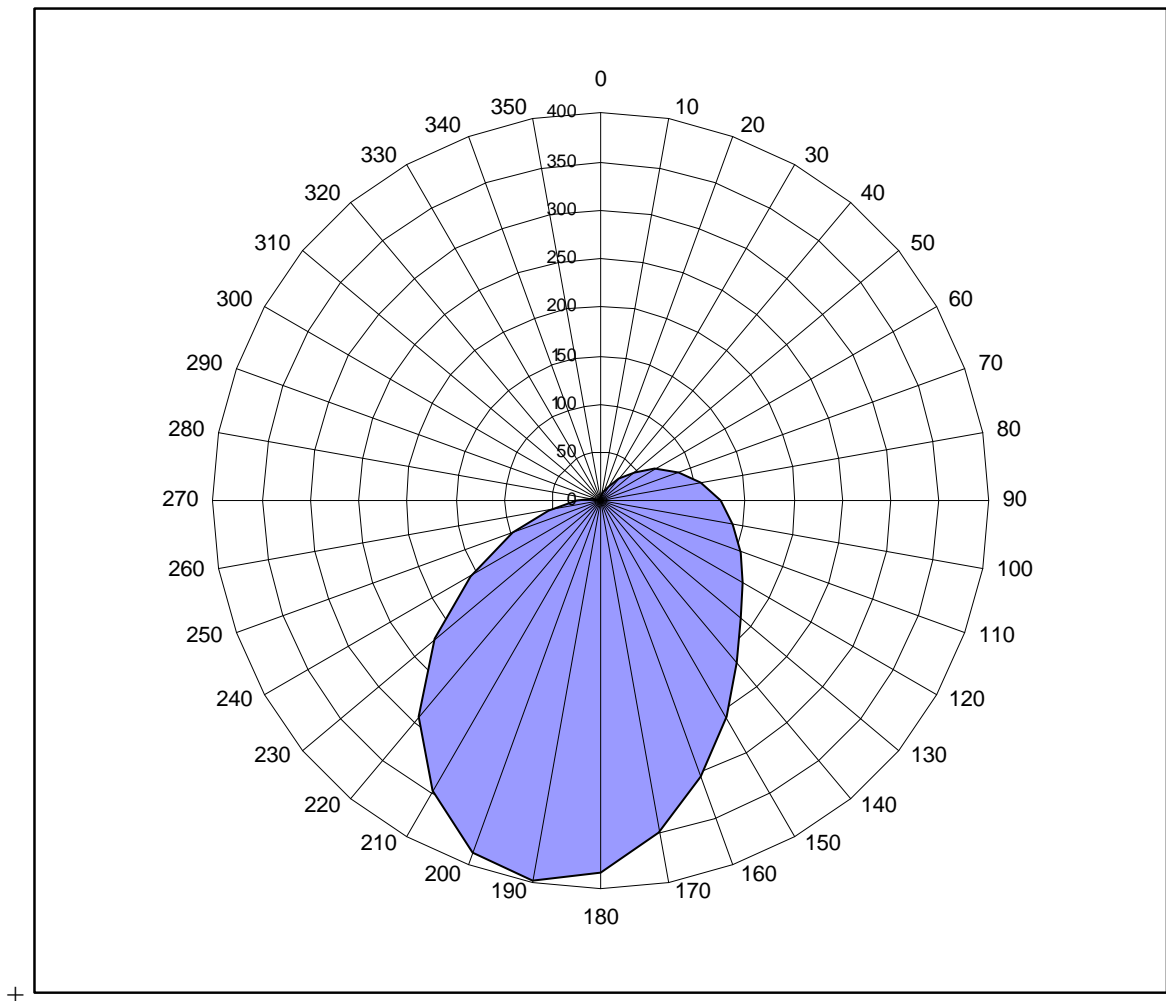
Il fetch efficace lungo la generica direzione di provenienza del vento  $\theta$  è dunque espresso dalla relazione:

$$F_{eff}(\theta) = \frac{\sum_{\alpha=\theta-90^\circ}^{\theta+90^\circ} F_{geo}(\alpha) \cos^{n+1}(\alpha - \theta)}{\sum_{\alpha=\theta-90^\circ}^{\theta+90^\circ} \cos^n \alpha}$$

dove "cosn $\alpha$ " è il 'peso', "n" un parametro dipendente dalle condizioni del mare (valore normalizzato utilizzato nei mari italiani  $n = 2$ ), "a" esprime la direzione del fetch geografico considerato e " $(\alpha - \theta)$ " rappresenta l'angolo formato tra la direzione del fetch geografico considerato e la direzione di provenienza del vento. Da quanto detto è evidente come, a fini previsionali, sia conveniente calcolare una volta per sempre la lunghezza del fetch efficace per tutte le direzioni del settore di traversia del sito in esame, nonché per quelle direzioni esterne a tale settore cui sono associati valori della lunghezza del fetch geografico non nulli. Conviene cioè determinare il cosiddetto diagramma polare dei fetch efficaci funzione dei fetch geografici.



Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera



#### ***4. Fonti di dati meteomarini a disposizione***

I dati utilizzati per le simulazioni sono i seguenti:

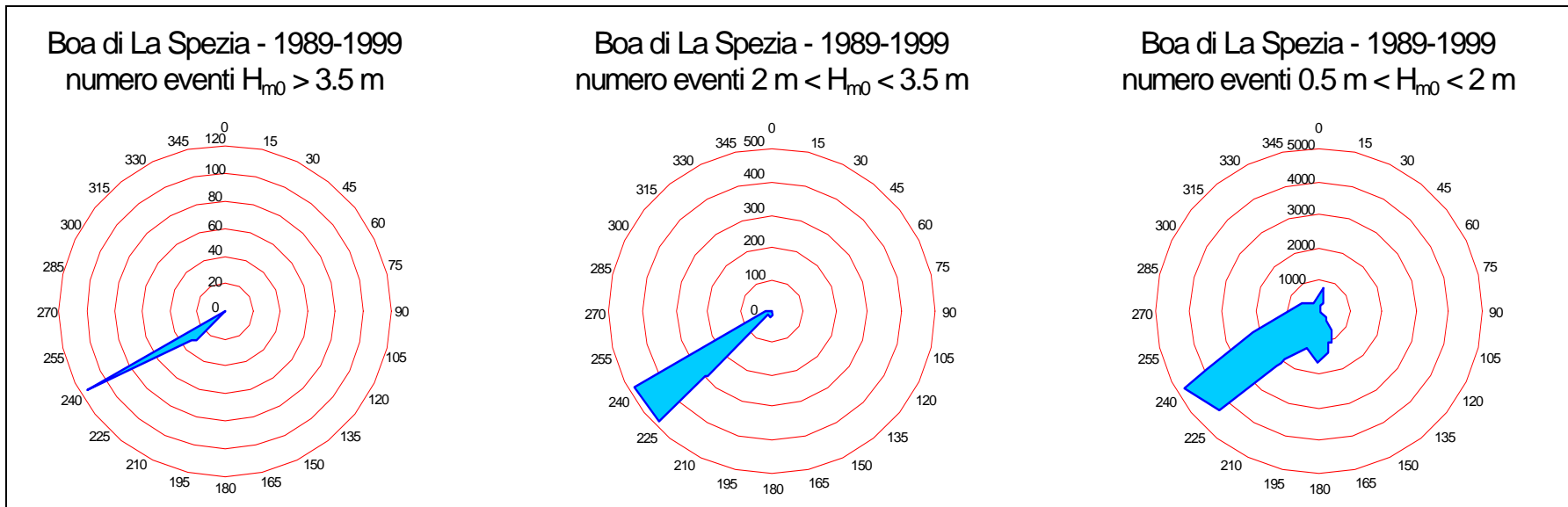
- dati metereologici (campo di vento) prelevati dalle pubblicazioni dell'Istituto Idrografico della Marina;
- dati meteomarini prelevati dalle pubblicazioni dell'Istituto Idrografico della Marina;

I dati metereologici di velocità e direzione del vento, prelevati dalle pubblicazioni dell'Istituto Idrografico della Marina, si riferiscono al paraggio di Bordighera, proprio accanto alla zona in oggetto. Tramite un appropriato modello numerico si esegue una conversione di tali dati in altezza e frequenza d'onda significativa.

Ricavate le caratteristiche del moto ondoso su profondità infinita, in base ai dati suddetti, si procede alla determinazione dei parametri da utilizzare nel modello numerico impiegato per la valutazione del regime meteomarino su acqua bassa (*modello di propagazione spettrale - Università degli Studi di Genova - Istituto di Idraulica - G. Scarsi -G. Spissu*)

In particolare, tali parametri si tarano in base ai risultati del modello spettrale per la profondità infinita. La propagazione del moto ondoso si esegue impiegando i dati batimetrici del paraggio di Bordighera, ricavati da un rilievo del 2004 e dalle carte batimetriche dell'Istituto Idrografico della Marina.

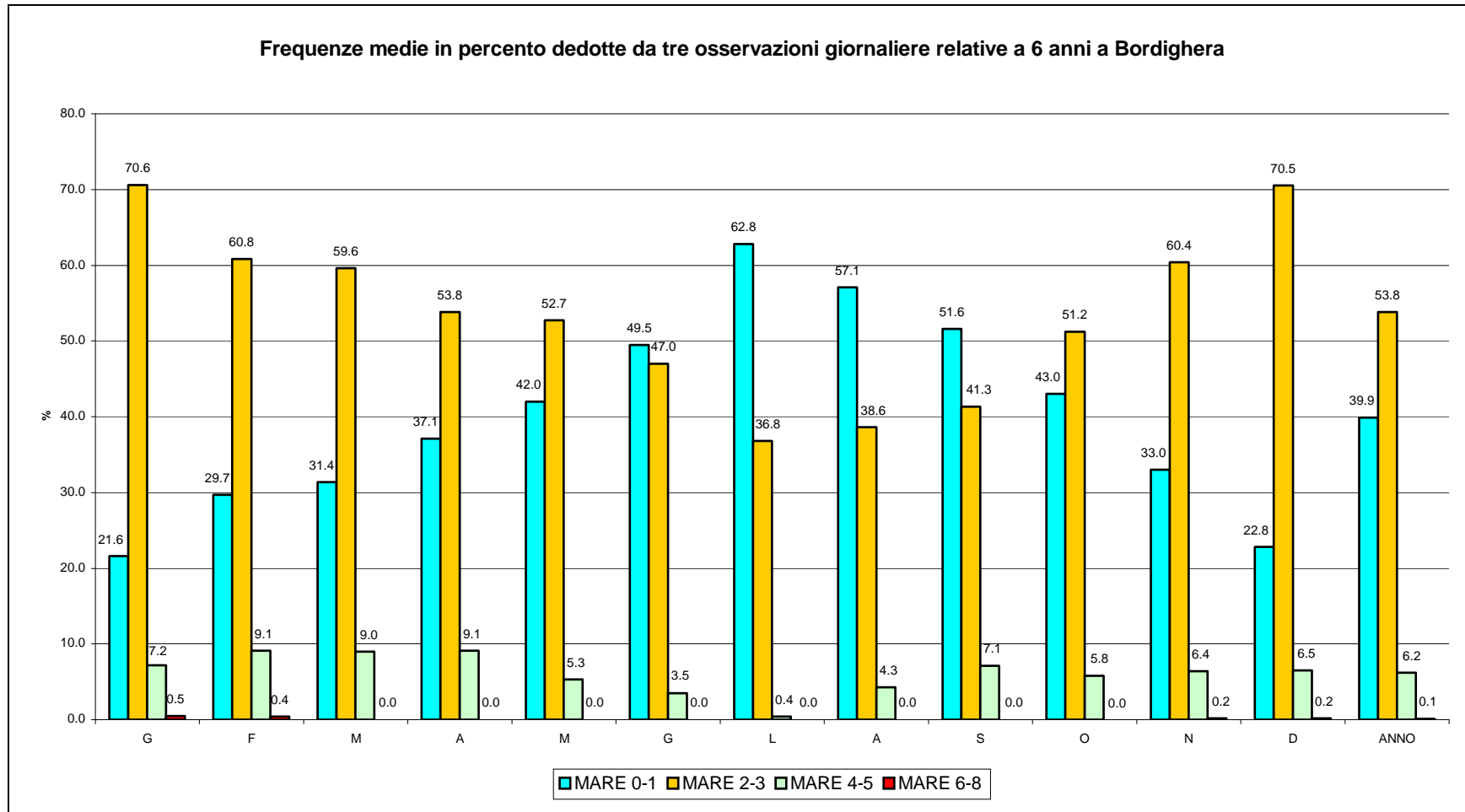
Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera



---

Progetto Generale: Ing. Giovanni Rolando  
Opere Marittime: Ing. Stefano PUPPO Studio associato Tema.IDRO  
Opere Architettoniche a terra: Studio Albornò Architetti

Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera



Progetto Generale: Ing. Giovanni Rolando  
 Opere Marittime: Ing. Stefano PUPPO Studio associato Tema.IDRO  
 Opere Architettoniche a terra: Studio Albornò Architetti

Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento  
dell'esistente porto di Bordighera

MASSIMO MARE VERIFICATOSI NEI SINGOLI MESI E  
RELATIVE FREQUENZE

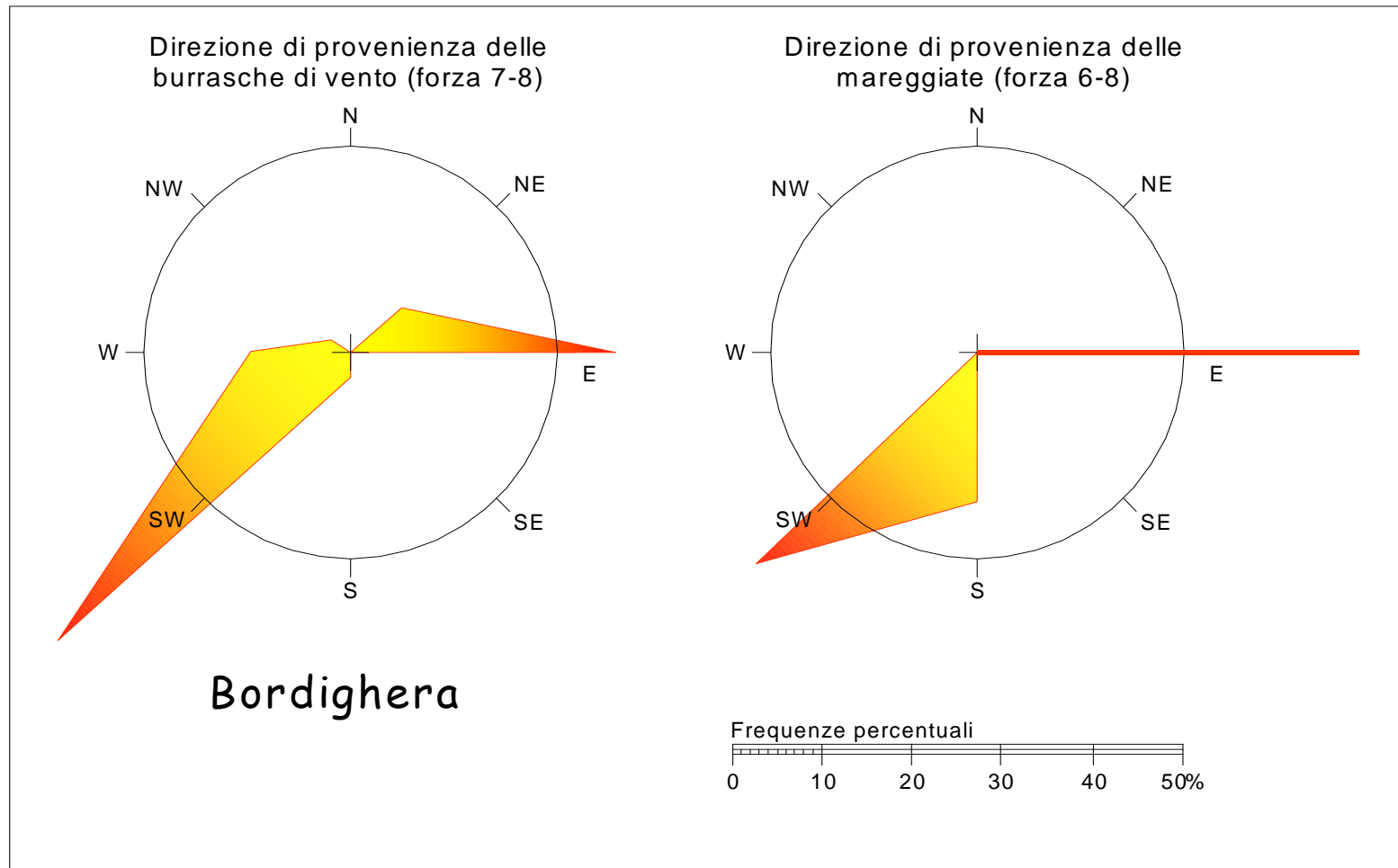
Mese	Stato del mare	Frequenza in giorni	Direzione di provenienza
Gen	6	2	1 SSW - 1 WSW
Feb	6	2	1 E - 1 WSW
Mar	5	4	3 E - 1 SW
Apr	5	5	2 E - 2 SW - 1 WSW
Mag	5	1	E
Giu	5	3	1 E - 1 SW - 1 WSW
Lug	5	1	SE
Ago	5	3	1 E - 1 SW - 1 WSW
Set	5	4	1 ENE - 1 E - 2 WSW
Ott	5	2	2E
Nov	6	1	E
Dic	6	1	E

DURATA MASSIMA DELLE MAREGGIATE  
(mare 6-8)

Mese	Durata (ore)	Stato del mare	Direzione di provenienza
Gen	12	6	SSW
Gen	8	6	WSW

**Bordighera**

Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera



Progetto Generale: Ing. Giovanni Rolando  
Opere Marittime: Ing. Stefano PUPPO Studio associato Tema.IDRO  
Opere Architettoniche a terra: Studio Albornò Architetti

Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera

I dati di altezza e periodo d'onda spettrali (modello dello spettro di energia) sono raccolti nella tabella seguente

<b>Modello dello spettro di energia</b>					
<b>Direzione W - SW</b>			<b>Direzione E - SE</b>		
Freq. %	H <sub>mo</sub> (m)	T <sub>mo</sub> (s)	Freq. %	H <sub>mo</sub> (m)	T <sub>mo</sub> (s)
7.50	0.95	4.39	9.50	0.46	3.05
5.30	2.55	7.20	12.00	1.15	4.83
1.00	5.65	10.73	3.50	2.53	7.18
0.05	8.01	12.05	0.30	5.23	10.32

Nella tabella seguente sono raccolte le caratteristiche del moto ondoso su profondità infinita impiegate per i calcoli dell'agitazione interna portuale e del dimensionamento della diga foranea:

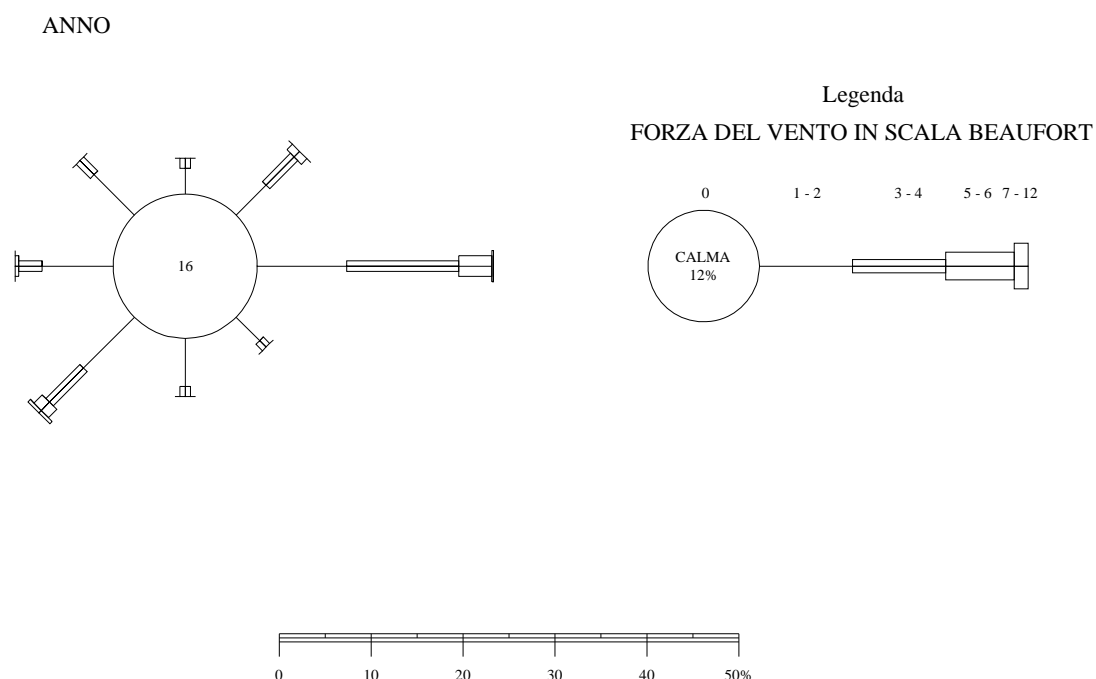
PERIODO DI RITORNO (anni)	ALTEZZA D'ONDA SIGNIFICATIVA (m)	PERIODO D'ONDA SIGNIFICATIVO (s)	LUNGHEZZA D'ONDA SIGNIFICATIVA (m)
<b>5</b>	6.0	11.06	190.99
<b>50</b>	8.0	12.05	226.80

Le caratteristiche del moto ondoso suddette sono associate alla traversia di Libeccio, che nel mar Ligure risulta la traversia principale e più severa.

## 5. Clima anemologico

Le caratteristiche del regime anemologico locale si desumono dall'analisi dei dati reperiti. In particolare dall'osservazione della rosa dei venti ottenuta considerando tutti i dati a disposizione, si evidenzia la prevalenza dei venti da S-W e da E e la scarsa frequenza di quelli da S, N e NW. Questa distribuzione della direzione di provenienza delle tempeste di vento si riflette poi su quella della distribuzione delle direzioni di provenienza delle mareggiate più significative.

FREQUENZE MEDIE IN PERCENTUALI  
DEDOTTE DA 3 OSSERVAZIONI GIORNALIERE



Direzione E - SE		Direzione W - SW	
Frequenza %	Veloc. Vento (m/s)	Frequenza %	Veloc. Vento (m/s)
9.50	2.50	7.50	2.50
12.00	5.55	5.30	5.55
3.50	10.75	1.00	10.75
0.30	18.65	0.05	18.65



## 6. Clima del moto ondoso al largo

Le caratteristiche del moto ondoso a largo, per le ondatazioni più frequenti sono illustrate nelle tabelle seguenti:

<b>Tab. 2.1 : DIREZIONE DI TRAVERSIA DA LIBECCIO 194° N CARATTERISTICHE DEL MOTO ONDOSO A LARGO</b>				
<b>Settore di traversia</b>	<b>Direzione media di provenienza rispetto al N (°)</b>	<b>Altezza d'onda (m)</b>	<b>Periodo d'onda (s)</b>	<b>Numero di osservazioni annuali (n°osservazioni/anno)</b>
<b>Libeccio</b> 174°N- 213°N	194°	0.95	4.39	104
		2.55	7.20	131
		5.65	10.73	38

Il numero di osservazioni all'anno del vento nel sito di Bordighera è pari a 6570.

<b>Tab. 3.1 : DIREZIONE DI TRAVERSIA DA SCIROCCO 135° N CARATTERISTICHE DEL MOTO ONDOSO A LARGO</b>				
<b>Settore di traversia</b>	<b>Direzione media di provenienza rispetto al N (°)</b>	<b>Altezza d'onda (m)</b>	<b>Periodo d'onda (s)</b>	<b>Numero di osservazioni annuali (n°osservazioni/anno)</b>
<b>Scirocco</b> 135°N	135°	0.46	3.05	82
		1.15	4.83	58
		2.53	7.18	11

Il numero di osservazioni all'anno del vento nel sito di Bordighera è pari a 6570.

## 7. Determinazione dell'onda di progetto.

Per il dimensionamento della diga frangiflutti, in accordo con le raccomandazioni tecniche specialistiche di settore, si deve ricercare l'onda con tempo di ritorno pari a 50 anni. Tra le direzioni di provenienza considerate sono stati utilizzati solo i dati riferiti agli stati di mare provenienti da Libeccio in quanto, a parità di tempo di ritorno, risultano essere più gravosi. Per il calcolo dell'onda con ricorrenza cinquantennale è conveniente fare riferimento agli studi proposti dal Boccotti che si basano sull'originale concetto di mareggiata triangolare equivalente alla mareggiata reale.

Gli studi di Boccotti fanno riferimento a circa 5800 stime visuali di altezza d'onda significativa rilevate dai capitani delle navi in transito nel Mar Ligure.

Con riferimento allo "Studio morfodinamico tridimensionale" (cfr. **Elaborato A**), le caratteristiche del moto ondoso sulla profondità infinita, ricavate per la traversia principale di libeccio, sono le seguenti:

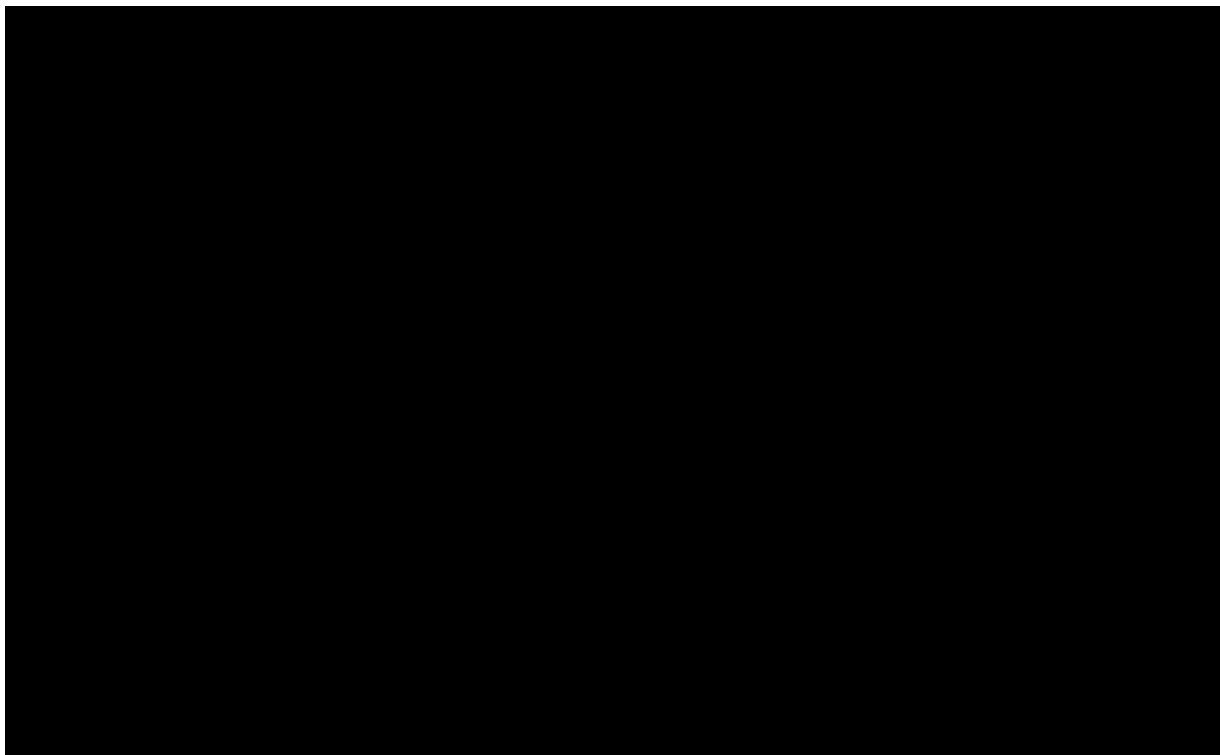
PERIODO DI RITORNO (anni)	ALTEZZA D'ONDA SIGNIFICATIVA (m)	PERIODO D'ONDA SIGNIFICATIVA (s)
<b>50</b>	<b>8.0</b>	<b>12.05</b>

Eseguendo la propagazione spettrale dalla profondità infinita, alla profondità finita, sono state ricavate le caratteristiche più severe del moto ondoso, che verranno impiegate per il dimensionamento delle opere foranee.

Esse sono raccolte nella tabella seguente:

profondità h (m)	H <sub>s</sub> (m)	L <sub>s</sub> (m)
35,30	5,86	185,00
29,50	5,70	175,00
24,20	5,57	162,00
20,90	5,14	153,00
13,30	4,51	126,00
8,00	5,47	101,00

Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento  
dell'esistente porto di Bordighera



---

Progetto Generale: Ing. Giovanni Rolando  
Opere Marittime: Ing. Stefano PUPPO Studio associato Tema.IDRO  
Opere Architettoniche a terra: Studio Albornò Architetti

## ***8. Rifrazione del moto ondoso sottocosta***

Vedi Relazione Elaborato A punto 1.2

## ***9. Studio agitazione residua all'interno del bacino portuale***

Vedi Relazione Elaborato A punto 1.3

## 10. Progettazione dell'opera a parete verticale

Si espongono i criteri di dimensionamento della diga a cassoni cellulari con riferimento alle norme italiane.

I parametri di sollecitazione sono definiti dall'altezza d'onda e dal periodo, assumendo un periodo di ritorno pari a 50 anni.

Nel nostro caso abbiamo al largo (profondità infinita)  $H_0 = 8,00$  m  $T_0 = 12,05$  s

Nella sua evoluzione verso riva l'onda significativa assume le seguenti altezze sui relativi fondali (vedi modello di evoluzione):

profondità h (m)	$H_s$ (m)	Ls(m)
35,30	5,86	185,00
29,50	5,70	175,00
24,20	5,57	162,00
20,90	5,14	153,00
13,30	4,51	126,00
8,00	5,47	101,00

Si possono distinguere due casi:

i fondali sono tali per cui l'onda viene riflessa, formando il "clapotis". In tal caso la forza totale esercitata sull'opera può essere valutata con la teoria del Sainflou, nell'ipotesi di onda regolare monocromatica;

i fondali sono tali per cui l'onda reale "random" può frangere. In questo secondo caso la forza può essere valutata secondo la teoria del Goda.

Nel nostro caso siamo al limite delle due condizioni ovvero il modello di propagazione dell'onda evidenzia il fatto che non si raggiungono le condizioni di frangimento davanti alla diga principale, per cui sarebbe proponibile il calcolo mediante la prima ipotesi, mentre siamo in condizioni di frangimento incipiente davanti alla diga secondaria.

Occorre ricordare che le onde più alte, nella loro formazione durante il corso delle mareggiate, seguono processi quasi-deterministici, la cui comprensione riveste notevole importanza per la verifica di stabilità. In effetti, su di un determinato fronte, un'onda più alta si forma normalmente mediante una progressiva concentrazione di altezza verso la zona centrale del fronte. Come conseguenza, le onde più alte manifestano fronti di estensione limitata, nei quali si riscontra una forte riduzione di altezza dal centro verso la periferia. Pertanto esse generano carichi non uniformi rispetto all'asse longitudinale della diga e quindi forze minori di quelle prodotte da onde cilindriche di altezza uguale (costante).

Le registrazioni in mare delle azioni dovute alle onde più alte mostrano inoltre che la pressione sulla parete diminuisce nel tempo in modo regolare durante la fase di cavo, mentre, in fase di cresta, la pressione cresce con gradualità solo fino ad un certo istante,

## Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera

poi la crescita si interrompe bruscamente e la pressione si porta ad un minimo relativo proprio al culmine della fase di cresta; tale caduta di pressione è associabile ad un alto getto verticale.

Entrambi i fenomeni, caratteristici delle onde tridimensionali di mare, hanno favorevoli effetti ai fini della stabilità delle dighe.

Tenendo conto di quanto riscontrato per le dighe sottoposte all'azione di onde stazionarie, sarebbe corretto procedere alla verifica delle dighe utilizzando il semplice schema di onda regolare cilindrica e assumendo per l'altezza H, un valore minore di quello massimo atteso nel corso di vita della struttura.

Le Istruzioni Italiane raccomandano di utilizzare i seguenti valori di H:

$H = H_{1/20} = 1,40 H_s$  per le verifiche di stabilità in fase di cresta

$H = H_{1/100} = 1,67 H_s$  per la verifica preliminare di non frangimento in fase di cresta e per le verifiche di stabilità in fase di cavo d'onda.

Si fa presente che la condizione necessaria per la stazionarietà dell'onda di fronte alla parete verticale è che l'altezza libera della parete misurata sotto il livello medio del mare (d) sia sempre maggiore a 1,5 H per cui assumendo  $H = H_{1/100} = 1,67 H_s$  dovrà risultare  $d/H_s > 2,505$

	<b>d (m)</b>	<b>Hs</b>	<b>d/Hs</b>	
sezione 4	12,00	4,80	2,500	onda random
sezione 5	12,00	4,80	2,500	onda random
sezione 6	15,00	5,00	3,000	onda stazionaria
sezione 7	17,00	5,20	3,269	onda stazionaria
sezione 8	17,00	5,20	3,269	onda stazionaria
sezione 9 - 12	10,50	4,80	2,188	onda random
sezione 13 - 14	10,50	4,80	2,188	onda random

Secondo tale impostazione le sezioni 6, 7 e 8 potrebbero essere verificate con il metodo dell'onda stazionaria.

Tuttavia, vista la particolare condizione a cavallo della stazionarietà, si è ritenuto di verificare tutte le sezioni con il modello di calcolo proposto da Goda.

Il calcolo di verifica viene svolto secondo lo schema geometrico illustrato nella Fig. 1

### Verifica di stabilità

La verifica è stata condotta per ogni singola sezione, caratterizzata da una propria profondità di imbasamento, e dall'onda significativa che interessa il fondale in prossimità della diga.

Nel nostro caso e per tutte le sezioni esaminate risulta sempre essere  $d_p/L_0 < 0,2$  per cui il valore di H viene valutato come segue:

$$H = \min [ \beta^*_0 H'_0 + \beta^*_1 d_p ) ; \beta^*_{\max} H'_0 ; 1,8 H'_0 ]$$

## Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera

essendo

$$\beta^*_0 = 0,052 (H'_0/L_0)^{-0,38} \exp [20 \tan^{1,5}(\beta)]$$

$$\beta^*_1 = 0,63 \exp [3,8 \tan (\beta)]$$

$$\beta^*_{\max} = \max [ 1,65 ; 0,53 (H'_0/L_0)^{-0,29} \exp [2,4 \tan (\beta)] ]$$

dove  $\beta$  è l'angolo tra la linea di fondo e l'orizzontale che abbiamo misurato ad una distanza pari a  $5 H_s$  dal paramento verticale della diga.

Avendo assunto sempre l'angolo tra la direzione della normale alla parete e quella del moto ondoso incidente inferiore a  $15^\circ$  (a favore di sicurezza in quanto sulla diga secondaria tale angolo è pari a circa  $35^\circ$  per cui  $\cos(35^\circ) = 0,81$ ), abbiamo introdotto sempre il valore  $\cos \psi = 1$ , per cui i parametri che consentono di tracciare il diagramma delle pressioni corrispondente all'impatto della cresta d'onda sulla parete verticale sono:

$$\eta^* = 1,5 H$$

$$p_1 = (\alpha_1 + \alpha_2) \gamma_a H$$

$$p_2 = p_1 [(\eta^* - h_c)/\eta^*]$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p_4 = \alpha_1 \alpha_2 \gamma_a H$$

$$\alpha_1 = 0,6 + 0,5 [(4 \pi d / L) / \sinh (4 \pi d / L)]^2$$

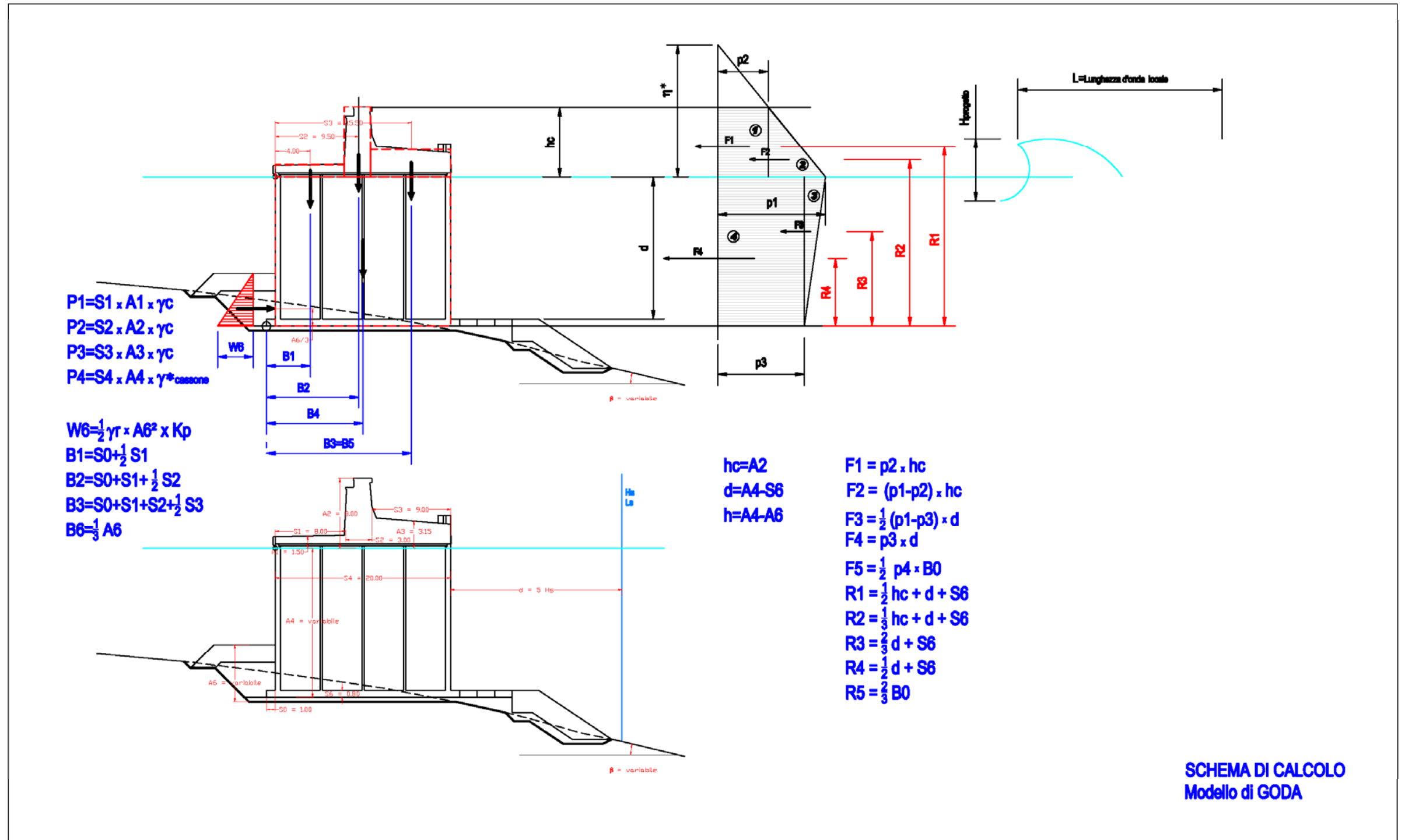
$$\alpha_2 = \min [ [(d_b - d_p)/3 d_b] (H / d_p)^2 ; 2 d_p / H ]$$

$$\alpha_3 = 1 - (A_4 / d_p) [1 - 1/\cosh (2 \pi d_p / L)]$$

essendo  $d_b$  il fondale ad una distanza pari a  $5 H'_0$

Vista la naturale conformazione del fondale, in alcuni casi al fine di stabilizzare i cassoni più piccoli, sarà realizzata una scogliera retrostante la cui azione è stata calcolata come spinta passiva nell'equilibrio totale adottando un coefficiente di spinta passiva pari a  $K_p = \text{tg}^2 (45^\circ + \phi/2)$ .

Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera





Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera

**SEZ 4**

% c.a.	$\gamma_{ca} \text{ t/m}^3$	% riemp.	$\gamma_{riemp} \text{ t/m}^3$	$\gamma_{cassone}$	$\gamma^*_{cassone}$
0,32	2,5	0,68	1,85	2,058	1,033

$H_s = H_0'$ (m)	4,80	$d_p$	12,00	m							
T (s)	12,05	$S_0$	1,00	m							
L (m)	148,00	$S_1$	8,00	m	$P_1$	27,8 t	$B_1$	5,00 m	$M_{s1}$	139 t.m	
$L_0$ (m)	226,52	$S_2$	3,00	m	$P_2$	56,4 t	$B_2$	10,50 m	$M_{s2}$	592,2 t.m	
$h_c$ (m)	8,00	$S_3$	9,00	m	$P_3$	66,6 t	$B_3$	16,50 m	$M_{s3}$	1099,271 t.m	
d (m)	12,00	$S_4$	20,00	m	$P_4$	258,3 t	$B_4$	11,00 m	$M_{s4}$	2840,75 t.m	
h (m)	5,50	$S_5$	9,00	m	$P_5$	13,84 t	$B_5$	16,50	$M_{s5}$	228,3188 t.m	
$d_b$ (m)	12,00	$S_6$	1,00	m	<b><math>P_{tot} \ 422,9 \ t</math></b>				$M_{s(1,5)}$	4899,54 t.m	
		$A_1$	1,39	m							
		$A_2$	8,00	m	$W_6$	128,8 t	$B_6$	2,17 m	$M_{s6}$	279,2 t.m	
		$A_3$	3,15	m							
		$A_4$	12,50	m	$\beta$ (°)	9	0,157 rad		<b><math>M_{stot} \ 5178,7 \ t.m</math></b>		
		$A_5$	1,50	m	$\tan(\beta)$	0,158					
		$A_6$	6,50	m							
		$A_7$	0,50	m	$d_p/L_0$	0,05	$\beta_0^*$	<b>0,792765</b>	A	17,6018693	
		$\gamma_c$	2,35	$\text{t/m}^3$	$H_0'/L_0$	0,021	$\beta_1^*$	<b>1,149716</b>	B	11,3745928	
		$\gamma_{cassone}$	1,033	$\text{t/m}^3$	$4\pi d_p/L$	1,018	$\beta_{max}^* \ 1$	2,369707	C	8,64	
		$\gamma_a$	1,025	$\text{t/m}^3$			$\beta_{max}^*$	<b>2,369707</b>	<b>H</b>	<b>8,64</b>	
		$\gamma_r$	1,05	$\text{t/m}^3$	<b>k</b>	0,04243	$\alpha_1$	<b>0,957856</b>			
angolo attrito scogliera		$\phi$	45	°	$\eta^*$	<b>13,0 m</b>	$\alpha_{2,1}$	0	$p_1$	8,5 t/m	
		$K_p$	5,808781				$\alpha_{2,2}$	2,777778	$p_2$	3,2 t/m	
							$\alpha_2$	<b>0</b>	$p_3$	7,4 t/m	
angolo attrito sottofondo		$\phi_\sigma$	33	°			$\alpha_3$	<b>0,878158</b>	$p_4$	7,4 t/m	

**SEZ 4**

p <sub>1</sub>	8,5 t/m	R <sub>1</sub>	17,00 m	M <sub>r1</sub>	441,5 t.m
p <sub>2</sub>	3,2 t/m	R <sub>2</sub>	15,67 m	M <sub>r2</sub>	656,3 t.m
p <sub>3</sub>	7,4 t/m	R <sub>3</sub>	9,00 m	M <sub>r3</sub>	55,8 t.m
p <sub>4</sub>	7,4 t/m	R <sub>4</sub>	7,00 m	M <sub>r4</sub>	625,7 t.m
		R <sub>5</sub>	14,67 m	M <sub>r5</sub>	1201,8 t.m

F <sub>1</sub>	26,0 t
F <sub>2</sub>	41,9 t
F <sub>3</sub>	6,2 t
F <sub>4</sub>	89,4 t
F <sub>5</sub>	81,9 t

Σ(F<sub>o</sub>) 163,5 t  
ber

**M<sub>rtot</sub> 2981,2 t.m**

**F<sub>tot</sub> 245,4 t**

**M<sub>stot</sub>/M<sub>rtot</sub> 1,74 > 1,5**

<b>P<sub>tot</sub></b>	<b>μ = tg(φ<sub>σ</sub>)</b>	<b>F<sub>s</sub>tot</b>
341,0	0,65	221,3 t
		128,85 t

**F<sub>stot</sub>/F<sub>tot</sub> 1,43 > 1,4**

**F<sub>s</sub>tot 350,1 t**

**u 6,20 m**  
**e 3,80 m**

36,7 t/m<sup>2</sup>  
**σ<sub>max</sub> 3,67 kg/cm<sup>2</sup>**

Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera

**SEZ 5**

% c.a.	$\gamma_{ca}$ t/m <sup>3</sup>	% riemp.	$\gamma_{riemp}$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_{cassone}$	$\gamma^*_{cassone}$
0,32	2,5	0,68	1,85	2,058	1,033

$H_s = H_0'$ (m)	4,80	$d_p$	12,00	m						
T (s)	12,05	$S_0$	1,00	m						
L (m)	148,00	$S_1$	8,00	m	$P_1$	27,8 t	$B_1$	5,00 m	$M_{s1}$	139 t.m
$L_0$ (m)	226,52	$S_2$	3,00	m	$P_2$	56,4 t	$B_2$	10,50 m	$M_{s2}$	592,2 t.m
$h_c$ (m)	8,00	$S_3$	9,00	m	$P_3$	66,6 t	$B_3$	16,50 m	$M_{s3}$	1099,271 t.m
d (m)	12,00	$S_4$	20,00	m	$P_4$	258,3 t	$B_4$	11,00 m	$M_{s4}$	2840,75 t.m
h (m)	5,50	$S_5$	9,00	m	$P_5$	13,84 t	$B_5$	16,50	$M_{s5}$	228,3188 t.m
$d_b$ (m)	14,36	$S_6$	1,00	m	<b><math>P_{tot}</math> 422,9 t</b>				$M_{s(1,5)}$	4899,54 t.m
		$A_1$	1,39	m						
		$A_2$	8,00	m	$W_6$	128,8 t	$B_6$	2,17 m	$M_{s6}$	279,2 t.m
		$A_3$	3,15	m						
		$A_4$	12,50	m	$\beta$ (°)	9	0,157 rad		<b><math>M_{stot}</math> 5178,7 t.m</b>	
		$A_5$	1,50	m	$\tan(\beta)$	0,158				
		$A_6$	6,50	m						
		$A_7$	0,50	m	$d_p/L_0$	0,05	$\beta_0^*$	<b>0,792765</b>	A	17,6018693
		$\gamma_c$	2,35	t/m <sup>3</sup>	$H_0'/L_0$	0,021	$\beta_1^*$	<b>1,149716</b>	B	11,3745928
		$\gamma_{cassone}$	1,033	t/m <sup>3</sup>	$4\pi d_p/L$	1,018	$\beta_{max}^* 1$	2,369707	C	8,64
		$\gamma_a$	1,025	t/m <sup>3</sup>			$\beta_{max}^*$	<b>2,369707</b>	<b>H</b>	<b>8,64</b>
		$\gamma_r$	1,05	t/m <sup>3</sup>	<b>k</b>	0,04243	$\alpha_1$	<b>0,957856</b>		
angolo attrito scogliera		$\phi$	45	°	$\eta^*$	<b>13,0 m</b>	$\alpha_{2,1}$	0,028399	$p_1$	8,7 t/m
		$K_p$	5,808781				$\alpha_{2,2}$	2,777778	$p_2$	3,3 t/m
							$\alpha_2$	<b>0,028399</b>	$p_3$	7,7 t/m
angolo attrito sottofondo		$\phi_\sigma$	33	°			$\alpha_3$	<b>0,878158</b>	$p_4$	7,4 t/m

**SEZ 5**

p <sub>1</sub>	8,7 t/m	R <sub>1</sub>	17,00 m	M <sub>r1</sub>	454,6 t.m
p <sub>2</sub>	3,3 t/m	R <sub>2</sub>	15,67 m	M <sub>r2</sub>	675,7 t.m
p <sub>3</sub>	7,7 t/m	R <sub>3</sub>	9,00 m	M <sub>r3</sub>	57,5 t.m
p <sub>4</sub>	7,4 t/m	R <sub>4</sub>	7,00 m	M <sub>r4</sub>	644,3 t.m
		R <sub>5</sub>	14,67 m	M <sub>r5</sub>	1201,8 t.m

F <sub>1</sub>	26,7 t
F <sub>2</sub>	43,1 t
F <sub>3</sub>	6,4 t
F <sub>4</sub>	92,0 t
F <sub>5</sub>	81,9 t

Σ(F<sub>o</sub>) 168,3 t

**M<sub>rtot</sub> 3033,9 t.m**

**F<sub>tot</sub> 250,2 t**

**M<sub>stot</sub>/M<sub>rtot</sub> 1,71 > 1,5**

<b>P<sub>tot</sub></b>	<b>μ = tg(φ<sub>σ</sub>)</b>	<b>F<sub>s</sub>tot</b>
341,0	0,65	221,3 t
		128,85 t

**F<sub>stot</sub>/F<sub>tot</sub> 1,40 > 1,4**

**F<sub>s</sub>tot 350,1 t**

**u 6,07 m**  
**e 3,93 m**

37,4 t/m<sup>2</sup>  
**σ<sub>max</sub> 3,74 kg/cm<sup>2</sup>**

Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera

**SEZ 6**

% c.a.	$\gamma_{ca}$ t/m <sup>3</sup>	% riemp.	$\gamma_{riemp}$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_{cassone}$	$\gamma^*_{cassone}$
0,29	2,5	0,71	1,85	2,0385	1,013

$H_s = H_0'$ (m)	5,00	$d_p$	15,00	m																	
T (s)	12,05	$S_0$	1,00	m																	
L (m)	150,00	$S_1$	8,00	m	$P_1$	27,8 t		$B_1$	5,00 m		$M_{s1}$	139 t.m									
$L_0$ (m)	226,52	$S_2$	3,00	m	$P_2$	56,4 t		$B_2$	10,50 m		$M_{s2}$	592,2 t.m									
$h_c$ (m)	8,00	$S_3$	9,00	m	$P_3$	66,6 t		$B_3$	16,50 m		$M_{s3}$	1099,271 t.m									
d (m)	15,00	$S_4$	20,00	m	$P_4$	313,9 t		$B_4$	11,00 m		$M_{s4}$	3452,625 t.m									
h (m)	8,50	$S_5$	9,00	m	$P_5$	13,85 t		$B_5$	16,50		$M_{s5}$	228,5415 t.m									
$d_b$ (m)	18,67	$S_6$	1,00	m	<b><math>P_{tot}</math> 478,5 t</b>						$M_{s(1,5)}$	5511,638 t.m									
		$A_1$	1,39	m																	
		$A_2$	8,00	m	$W_6$	128,8 t		$B_6$	2,17 m		$M_{s6}$	279,2 t.m									
		$A_3$	3,15	m																	
		$A_4$	15,50	m	$\beta$ (°)	12	0,209 rad				<b><math>M_{stot}</math> 5790,8 t.m</b>										
		$A_5$	1,50	m	$\tan(\beta)$	0,212															
		$A_6$	6,50	m																	
		$A_7$	0,50	m	$d_p/L_0$	0,07			$\beta_0^*$	1,569838	A	29,0345005									
		$\gamma_c$	2,35	t/m <sup>3</sup>	$H_0'/L_0$	0,022			$\beta_1^*$	1,412354	B	13,3338838									
		$\gamma_{cassone}$	1,013	t/m <sup>3</sup>	$4\pi d_p/L$	1,256			$\beta_{max}^* 1$	2,666777	C	9									
		$\gamma_a$	1,026	t/m <sup>3</sup>					$\beta_{max}^*$	2,666777	<b>H</b>	<b>9</b>									
		$\gamma_r$	1,05	t/m <sup>3</sup>	<b>k</b>	0,04187			$\alpha_1$	0,903061											
angolo attrito scogliera		$\phi$	45	°	$\eta^*$	13,5 m			$\alpha_{2,1}$	0,023589	$p_1$	8,6 t/m									
		$K_p$	5,808781						$\alpha_{2,2}$	3,333333	$p_2$	3,5 t/m									
									$\alpha_2$	0,023589	$p_3$	7,1 t/m									
angolo attrito sottofondo		$\phi_\sigma$	33	°					$\alpha_3$	0,825089	$p_4$	6,9 t/m									

**SEZ 6**

p <sub>1</sub>	8,6 t/m	R <sub>1</sub>	20,00 m	M <sub>r1</sub>	557,8 t.m
p <sub>2</sub>	3,5 t/m	R <sub>2</sub>	18,67 m	M <sub>r2</sub>	757,2 t.m
p <sub>3</sub>	7,1 t/m	R <sub>3</sub>	11,00 m	M <sub>r3</sub>	123,5 t.m
p <sub>4</sub>	6,9 t/m	R <sub>4</sub>	8,50 m	M <sub>r4</sub>	900,2 t.m
		R <sub>5</sub>	14,67 m	M <sub>r5</sub>	1110,0 t.m

F <sub>1</sub>	27,9 t
F <sub>2</sub>	40,6 t
F <sub>3</sub>	11,2 t
F <sub>4</sub>	105,9 t
F <sub>5</sub>	75,7 t

Σ(F<sub>o</sub>) 185,6 t

**M<sub>rtot</sub> 3448,6 t.m**

**F<sub>tot</sub> 261,3 t**

**M<sub>stot</sub>/M<sub>rtot</sub> 1,68** > 1,5

<b>P<sub>tot</sub></b>	<b>μ = tg(φ<sub>σ</sub>)</b>	<b>F<sub>s</sub>tot</b>
402,9	0,65	261,5 t
		128,85 t

**F<sub>stot</sub>/F<sub>tot</sub> 1,49** > 1,4

**F<sub>s</sub>tot 390,3 t**

**u 5,89 m**

**e 4,11 m**

45,6 t/m<sup>2</sup>

**σ<sub>max</sub> 4,56 kg/cm<sup>2</sup>**

Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera

**SEZ 7**

% c.a.	$\gamma_{ca} \text{ t/m}^3$	% riemp.	$\gamma_{riemp} \text{ t/m}^3$	$\gamma_{cassone}$	$\gamma^*_{cassone}$
0,27	2,5	0,73	1,85	2,0255	1,001

$H_s = H_0'$ (m)	5,20	$d_p$	17,00	m							
T (s)	12,05	$S_0$	1,70	m							
L (m)	160,00	$S_1$	8,00	m	$P_1$	27,8 t	$B_1$	5,70 m	$M_{s1}$	158,46 t.m	
$L_0$ (m)	226,52	$S_2$	3,00	m	$P_2$	56,4 t	$B_2$	11,20 m	$M_{s2}$	631,68 t.m	
$h_c$ (m)	8,00	$S_3$	9,00	m	$P_3$	66,6 t	$B_3$	17,20 m	$M_{s3}$	1145,907 t.m	
d (m)	17,00	$S_4$	20,00	m	$P_4$	350,2 t	$B_4$	11,70 m	$M_{s4}$	4097,048 t.m	
h (m)	11,00	$S_5$	9,00	m	$P_5$	23,06 t	$B_5$	17,20	$M_{s5}$	396,675 t.m	
$d_b$ (m)	23,39	$S_6$	1,00	m	<b><math>P_{tot} \ 524,1 \ t</math></b>				$M_{s(1,5)}$	6429,77 t.m	
		$A_1$	1,39	m							
		$A_2$	8,00	m	$W_6$	109,8 t	$B_6$	2,00 m	$M_{s6}$	219,6 t.m	
		$A_3$	3,15	m							
		$A_4$	17,50	m	$\beta$ (°)	22	0,384 rad		<b><math>M_{stot} \ 6649,3 \ t.m</math></b>		
		$A_5$	2,50	m	$\tan(\beta)$	0,404					
		$A_6$	6,00	m							
		$A_7$	0,50	m	$d_p/L_0$	0,08	$\beta_0^*$	<b>36,95051</b>	A	241,823385	
		$\gamma_c$	2,35	$\text{t/m}^3$	$H_0'/L_0$	0,023	$\beta_1^*$	<b>2,922396</b>	B	21,7020188	
		$\gamma_{cassone}$	1,001	$\text{t/m}^3$	$4\pi d_p/L$	1,335	$\beta_{max}^* \ 1$	4,173465	C	9,36	
		$\gamma_a$	1,025	$\text{t/m}^3$			$\beta_{max}^*$	<b>4,173465</b>	<b>H</b>	<b>9,36</b>	
		$\gamma_r$	1,05	$\text{t/m}^3$	<b>k</b>	0,03925	$\alpha_1$	<b>0,88506</b>			
angolo attrito scogliera		$\phi$	45	°	$\eta^*$	<b>14,0 m</b>	$\alpha_{2,1}$	0,027606	$p_1$	8,8 t/m	
		$K_p$	5,808781				$\alpha_{2,2}$	3,632479	$p_2$	3,8 t/m	
							$\alpha_2$	<b>0,027606</b>	$p_3$	7,1 t/m	
angolo attrito sottofondo		$\phi_\sigma$	33	°			$\alpha_3$	<b>0,806832</b>	$p_4$	6,9 t/m	

**SEZ 7**

p <sub>1</sub>	8,8 t/m	R <sub>1</sub>	22,00 m	M <sub>r1</sub>	663,0 t.m
p <sub>2</sub>	3,8 t/m	R <sub>2</sub>	20,67 m	M <sub>r2</sub>	824,9 t.m
p <sub>3</sub>	7,1 t/m	R <sub>3</sub>	12,33 m	M <sub>r3</sub>	177,3 t.m
p <sub>4</sub>	6,9 t/m	R <sub>4</sub>	9,50 m	M <sub>r4</sub>	1141,0 t.m
		R <sub>5</sub>	15,60 m	M <sub>r5</sub>	1250,4 t.m

F <sub>1</sub>	30,1 t
F <sub>2</sub>	39,9 t
F <sub>3</sub>	14,4 t
F <sub>4</sub>	120,1 t
F <sub>5</sub>	80,2 t

Σ(F<sub>o</sub>) 204,5 t

**M<sub>rtot</sub> 4056,6 t.m**

**F<sub>tot</sub> 284,7 t**

**M<sub>stot</sub>/M<sub>rtot</sub> 1,64 > 1,5**

<b>P<sub>tot</sub></b>	<b>μ = tg(φ<sub>σ</sub>)</b>	<b>F<sub>s</sub>tot</b>
443,9	0,65	288,1 t
		109,79 t

**F<sub>stot</sub>/F<sub>tot</sub> 1,40 > 1,4**

**F<sub>s</sub>tot 397,9 t**



Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera

**SEZ 8**

% c.a.	$\gamma_{ca}$ t/m <sup>3</sup>	% riemp.	$\gamma_{riemp}$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_{cassone}$	$\gamma^*_{cassone}$
0,27	2,5	0,73	1,85	2,0255	1,001

$H_s = H_0'$ (m)	5,20	$d_p$	17,50	m									
T (s)	12,05	$S_0$	1,70	m									
L (m)	160,00	$S_1$	8,00	m	$P_1$	27,8 t	$B_1$	5,70 m	$M_{s1}$	158,46 t.m			
$L_0$ (m)	226,52	$S_2$	3,00	m	$P_2$	56,4 t	$B_2$	11,20 m	$M_{s2}$	631,68 t.m			
$h_c$ (m)	8,00	$S_3$	9,00	m	$P_3$	66,6 t	$B_3$	17,20 m	$M_{s3}$	1145,907 t.m			
d (m)	17,00	$S_4$	20,00	m	$P_4$	350,2 t	$B_4$	11,70 m	$M_{s4}$	4097,048 t.m			
h (m)	11,00	$S_5$	9,00	m	$P_5$	13,84 t	$B_5$	17,20	$M_{s5}$	238,005 t.m			
$d_b$ (m)	23,55	$S_6$	1,00	m	<b><math>P_{tot}</math> 514,8 t</b>				$M_{s(1,5)}$	6271,1 t.m			
		$A_1$	1,39	m									
		$A_2$	8,00	m	$W_6$	109,8 t	$B_6$	2,00 m	$M_{s6}$	219,6 t.m			
		$A_3$	3,15	m									
		$A_4$	17,50	m	$\beta$ (°)	13	0,227 rad		<b><math>M_{stot}</math> 6490,7 t.m</b>				
		$A_5$	1,50	m	$\tan(\beta)$	0,231							
		$A_6$	6,00	m									
		$A_7$	0,50	m	$d_p/L_0$	0,08	$\beta_0^*$	2,002722	A	36,9104286			
		$\gamma_c$	2,35	t/m <sup>3</sup>	$H_0'/L_0$	0,023	$\beta_1^*$	1,514073	B	14,3260368			
		$\gamma_{cassone}$	1,001	t/m <sup>3</sup>	$4\pi d_p/L$	1,374	$\beta_{max}^* 1$	2,755007	C	9,36			
		$\gamma_a$	1,025	t/m <sup>3</sup>			$\beta_{max}^*$	2,755007	<b>H</b>	<b>9,36</b>			
		$\gamma_r$	1,05	t/m <sup>3</sup>	<b>k</b>	0,03925	$\alpha_1$	0,876154					
angolo attrito scogliera		$\phi$	45	°	$\eta^*$	14,0 m	$\alpha_{2,1}$	0,028105	$p_1$	8,7 t/m			
		$K_p$	5,808781				$\alpha_{2,2}$	3,632479	$p_2$	3,7 t/m			
							$\alpha_2$	0,028105	$p_3$	7,0 t/m			
angolo attrito sottofondo		$\phi_\sigma$	33	°			$\alpha_3$	0,803006	$p_4$	6,7 t/m			

**SEZ 8**

p <sub>1</sub>	8,7 t/m	R <sub>1</sub>	22,00 m	M <sub>r1</sub>	656,9 t.m
p <sub>2</sub>	3,7 t/m	R <sub>2</sub>	20,67 m	M <sub>r2</sub>	817,3 t.m
p <sub>3</sub>	7,0 t/m	R <sub>3</sub>	12,33 m	M <sub>r3</sub>	179,2 t.m
p <sub>4</sub>	6,7 t/m	R <sub>4</sub>	9,50 m	M <sub>r4</sub>	1125,1 t.m
		R <sub>5</sub>	15,60 m	M <sub>r5</sub>	1232,0 t.m

F <sub>1</sub>	29,9 t
F <sub>2</sub>	39,5 t
F <sub>3</sub>	14,5 t
F <sub>4</sub>	118,4 t
F <sub>5</sub>	79,0 t

Σ(F<sub>o</sub>) 202,4 t

**M<sub>rtot</sub> 4010,4 t.m**

**F<sub>tot</sub> 281,3 t**

**M<sub>stot</sub>/M<sub>rtot</sub> 1,62** > 1,5

<b>P<sub>tot</sub></b>	<b>μ = tg(φ<sub>σ</sub>)</b>	<b>F<sub>s</sub>tot</b>
435,9	0,65	282,9 t
		109,79 t

**F<sub>stot</sub>/F<sub>tot</sub> 1,40** > 1,4

**F<sub>s</sub>tot 392,7 t**

**u 5,82 m**  
**e 4,18 m**

49,9 t/m<sup>2</sup>  
**σ<sub>max</sub> 4,99 kg/cm<sup>2</sup>**

Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera

**SEZ 9-12**

% c.a.	$\gamma_{ca}$ t/m <sup>3</sup>	% riemp.	$\gamma_{riemp}$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_{cassone}$	$\gamma^*_{cassone}$
0,33	2,5	0,67	1,85	2,0645	1,040

H <sub>s</sub> = H <sub>0</sub> ' (m)	4,80	d <sub>p</sub>	10,50	m															
T (s)	12,05	S <sub>0</sub>	1,00	m															
L (m)	145,00	S <sub>1</sub>	8,00	m	P <sub>1</sub>	27,8 t		B <sub>1</sub>	5,00 m			M <sub>s1</sub>	139 t.m						
L <sub>0</sub> (m)	226,52	S <sub>2</sub>	3,00	m	P <sub>2</sub>	56,4 t		B <sub>2</sub>	10,50 m			M <sub>s2</sub>	592,2 t.m						
h <sub>c</sub> (m)	8,00	S <sub>3</sub>	9,00	m	P <sub>3</sub>	66,6 t		B <sub>3</sub>	16,50 m			M <sub>s3</sub>	1099,271 t.m						
d (m)	10,50	S <sub>4</sub>	20,00	m	P <sub>4</sub>	228,7 t		B <sub>4</sub>	11,00 m			M <sub>s4</sub>	2515,59 t.m						
h (m)	3,50	S <sub>5</sub>	9,00	m	P <sub>5</sub>	13,84 t		B <sub>5</sub>	16,50			M <sub>s5</sub>	228,3188 t.m						
d <sub>b</sub> (m)	10,50	S <sub>6</sub>	1,00	m	<b>P<sub>tot</sub> 393,4 t</b>							M <sub>s(1,5)</sub>	4574,38 t.m						
		A <sub>1</sub>	1,39	m															
		A <sub>2</sub>	8,00	m	W <sub>6</sub>	149,4 t		B <sub>6</sub>	2,33 m			M <sub>s6</sub>	348,7 t.m						
		A <sub>3</sub>	3,15	m															
		A <sub>4</sub>	11,00	m	β (°)	4	0,070 rad					<b>M<sub>stot</sub> 4923,1 t.m</b>							
		A <sub>5</sub>	1,50	m	tan(β)	0,070													
		A <sub>6</sub>	7,00	m															
		A <sub>7</sub>	0,50	m	d <sub>p</sub> /L <sub>0</sub>	0,05							A	10,1896865					
		γ <sub>c</sub>	2,35	t/m <sup>3</sup>	H <sub>0</sub> '/L <sub>0</sub>	0,021							B	9,19991654					
		γ <sub>cassone</sub>	1,040	t/m <sup>3</sup>	4πd <sub>p</sub> /L	0,910							C	8,64					
		γ <sub>a</sub>	1,025	t/m <sup>3</sup>									H	<b>8,64</b>					
		γ <sub>r</sub>	1,05	t/m <sup>3</sup>	k	0,04331													
angolo attrito scogliera		φ	45	°	η*	<b>13,0 m</b>							p <sub>1</sub>	8,7 t/m					
		K <sub>p</sub>	5,808781										p <sub>2</sub>	3,3 t/m					
													p <sub>3</sub>	7,8 t/m					
angolo attrito sottofondo		φ <sub>σ</sub>	33	°									p <sub>4</sub>	7,8 t/m					

**SEZ 9-12**

p <sub>1</sub>	8,7 t/m		R <sub>1</sub>	15,50 m	M <sub>r1</sub>	412,8 t.m
p <sub>2</sub>	3,3 t/m		R <sub>2</sub>	14,17 m	M <sub>r2</sub>	608,6 t.m
p <sub>3</sub>	7,8 t/m		R <sub>3</sub>	8,00 m	M <sub>r3</sub>	36,4 t.m
p <sub>4</sub>	7,8 t/m		R <sub>4</sub>	6,25 m	M <sub>r4</sub>	513,9 t.m
			R <sub>5</sub>	14,67 m	M <sub>r5</sub>	1263,5 t.m

F <sub>1</sub>	26,6 t
F <sub>2</sub>	43,0 t
F <sub>3</sub>	4,6 t
F <sub>4</sub>	82,2 t
F <sub>5</sub>	86,1 t

Σ(F<sub>o</sub>) 156,4 t

**M<sub>rtot</sub> 2835,2 t.m**

**F<sub>tot</sub> 242,5 t**

**M<sub>stot</sub>/M<sub>rtot</sub> 1,74** > 1,5

<b>P<sub>tot</sub></b>	<b>μ = tg(φ<sub>σ</sub>)</b>	<b>F<sub>s</sub>tot</b>
307,2	0,65	199,4 t
		149,43 t

**F<sub>stot</sub>/F<sub>tot</sub> 1,44** > 1,4

**F<sub>s</sub>tot 348,8 t**

**u 6,31 m**  
**e 3,69 m**

32,5 t/m<sup>2</sup>  
**σ<sub>max</sub> 3,25 kg/cm<sup>2</sup>**

Realizzazione di un approdo turistico per nautica da diporto in ampliamento dell'esistente porto di Bordighera

**SEZ 13-14**

% c.a.	$\gamma_{ca}$ t/m <sup>3</sup>	% riemp.	$\gamma_{riemp}$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_{cassone}$	$\gamma^*_{cassone}$
0,33	2,5	0,67	1,85	2,06718	1,042

H <sub>s</sub> = H <sub>0</sub> ' (m)	4,80	d <sub>p</sub>	10,50	m																	
T (s)	12,05	S <sub>0</sub>	1,00	m																	
L (m)	145,00	S <sub>1</sub>	8,00	m	P <sub>1</sub>	27,8 t		B <sub>1</sub>	5,00 m			M <sub>s1</sub>	139 t.m								
L <sub>0</sub> (m)	226,52	S <sub>2</sub>	3,00	m	P <sub>2</sub>	56,4 t		B <sub>2</sub>	10,50 m			M <sub>s2</sub>	592,2 t.m								
h <sub>c</sub> (m)	8,00	S <sub>3</sub>	9,00	m	P <sub>3</sub>	66,6 t		B <sub>3</sub>	16,50 m			M <sub>s3</sub>	1099,271 t.m								
d (m)	10,50	S <sub>4</sub>	20,00	m	P <sub>4</sub>	229,3 t		B <sub>4</sub>	11,00 m			M <sub>s4</sub>	2522,076 t.m								
h (m)	3,50	S <sub>5</sub>	9,00	m	P <sub>5</sub>	13,84 t		B <sub>5</sub>	16,50			M <sub>s5</sub>	228,3188 t.m								
d <sub>b</sub> (m)	13,34	S <sub>6</sub>	1,00	m	<b>P<sub>tot</sub> 393,9 t</b>							M <sub>s(1,5)</sub>	4580,866 t.m								
		A <sub>1</sub>	1,39	m																	
		A <sub>2</sub>	8,00	m	W <sub>6</sub>	149,4 t		B <sub>6</sub>	2,33 m			M <sub>s6</sub>	348,7 t.m								
		A <sub>3</sub>	3,15	m																	
		A <sub>4</sub>	11,00	m	β (°)	9	0,157 rad					<b>M<sub>stot</sub> 4929,5 t.m</b>									
		A <sub>5</sub>	1,50	m	tan(β)	0,158															
		A <sub>6</sub>	7,00	m																	
		A <sub>7</sub>	0,50	m	d <sub>p</sub> /L <sub>0</sub>	0,05				β <sub>0</sub> *	<b>0,792765</b>	A	15,8772948								
		γ <sub>c</sub>	2,35	t/m <sup>3</sup>	H <sub>0</sub> '/L <sub>0</sub>	0,021				β <sub>1</sub> *	<b>1,149716</b>	B	11,3745928								
		γ <sub>cassone</sub>	1,042	t/m <sup>3</sup>	4πd <sub>p</sub> /L	0,910				β <sub>max</sub> * 1	2,369707	C	8,64								
		γ <sub>a</sub>	1,025	t/m <sup>3</sup>						β <sub>max</sub> *	<b>2,369707</b>	<b>H</b>	<b>8,64</b>								
		γ <sub>r</sub>	1,05	t/m <sup>3</sup>	k	0,04331				α <sub>1</sub>	<b>0,982258</b>										
angolo attrito scogliera		φ	45	°	η*	<b>13,0 m</b>				α <sub>2,1</sub>	0,04805	p <sub>1</sub>	9,1 t/m								
		K <sub>p</sub>	5,808781							α <sub>2,2</sub>	2,430556	p <sub>2</sub>	3,5 t/m								
										α <sub>2</sub>	<b>0,04805</b>	p <sub>3</sub>	8,2 t/m								
angolo attrito sottofondo		φ <sub>σ</sub>	33	°						α <sub>3</sub>	<b>0,900283</b>	p <sub>4</sub>	7,8 t/m								

**SEZ 13-14**

p <sub>1</sub>	9,1 t/m	R <sub>1</sub>	15,50 m	M <sub>r1</sub>	433,0 t.m
p <sub>2</sub>	3,5 t/m	R <sub>2</sub>	14,17 m	M <sub>r2</sub>	638,3 t.m
p <sub>3</sub>	8,2 t/m	R <sub>3</sub>	8,00 m	M <sub>r3</sub>	38,2 t.m
p <sub>4</sub>	7,8 t/m	R <sub>4</sub>	6,25 m	M <sub>r4</sub>	539,1 t.m
		R <sub>5</sub>	14,67 m	M <sub>r5</sub>	1263,5 t.m

F <sub>1</sub>	27,9 t
F <sub>2</sub>	45,1 t
F <sub>3</sub>	4,8 t
F <sub>4</sub>	86,3 t
F <sub>5</sub>	86,1 t

Σ(F<sub>o</sub>) 164,0 t

**M<sub>rtot</sub> 2912,1 t.m**

**F<sub>tot</sub> 250,2 t**

**M<sub>stot</sub>/M<sub>rtot</sub> 1,69** > 1,5

<b>P<sub>tot</sub></b>	<b>μ = tg(φ<sub>σ</sub>)</b>	<b>F<sub>s</sub>tot</b>
307,8	0,65	199,8 t
		149,43 t

**F<sub>stot</sub>/F<sub>tot</sub> 1,40** > 1,4

**F<sub>s</sub>tot 349,2 t**

**u 6,12 m**  
**e 3,88 m**

**σ<sub>max</sub> 3,35 kg/cm<sup>2</sup>** 33,5 t/m<sup>2</sup>

**SEZ 1 – 4 muro di coronamento tratto a gettata – verifica con formula di Jensen e Bradbury**

**Caratteristiche moto ondoso incidente**

$H_{s0}$	8,00	[m]	$H_s$	5,0	P1	2,74	6,50	2,20	<b>39,18</b>	[t/m]	3,72	<b>145,76</b>	[t*m/m]
T	12,05	[s]			P2	7,58	1,34	2,20	<b>22,35</b>	[t/m]	3,79	<b>84,69</b>	[t*m/m]
$T_p$	<b>12,77</b>	[s]			P3	2,49	3,13	1,20	<b>9,35</b>	[t/m]	6,33	<b>59,20</b>	[t*m/m]
$T_m$	9,52	[s]							<b>70,88</b>	[t/m]		<b>289,65</b>	[t*m/m]
										$x_G$	<b>4,09</b>	m	
h	9,00	[m]											
$H_{1/10}$	<b>6,35</b>	[m]											
			$L_t$										
$L_p$	<b>119,81</b>	[m]		110,6									
$\gamma_c$	2,35	[t/m <sup>3</sup> ]											
$\gamma_a$	<b>1,03</b>	[t/m <sup>3</sup> ]											

**Verifica a ribaltamento**

**Momenti stabilizzanti**

$x_G$	4,09	[m]
P	70,88	[t/m]
$M_s$	<b>289,65</b>	[t*m/m]

**Momenti ribaltanti**

$b_H$	4	[m]
$F_H$	19,04	[t/m]
$M_H$	76,2	[t]
$b_V$	5,05	[m]
$F_V$	9,02	[t/m]
$M_V$	45,6	[t]
$M_R$	<b>121,7</b>	[t]
$\eta_r$	<b>2,38</b>	<b>&gt;2</b>

**Verifica a scorrimento**

**Forze verticali**

P	70,88	[t/m]
$F_v$	-9,02	[t/m]
$\mu$	0,6	
$P_v$	<b>37,12</b>	

**Forze orizzontali**

$F_H$	19,04	[t/m]
$\eta_s$	<b>1,95</b>	<b>&gt;1,5</b>

**Caratteristiche muro di coronamento**

$d_c$	$R_{ca}$	$B_c$	$H_s/R_{ca}$
[m]	[m]	[m]	
8,00	4,63	7,58	1,37

**Forze agenti al sul muro**

Section	a	b	$F_H$	$F_V$	P
			[t/m]	[t/m]	[t/m]
<b>B</b>	<b>0,025</b>	<b>0,015</b>	<b>19,04</b>	<b>9,02</b>	70,9

# 1. ANALISI DEI CARICHI

Per effettuare le verifiche sui cassoni così come imposte dalla normativa si rende innanzitutto necessario determinare i carichi agenti sulla struttura che saranno dovuti a:

- Riempimento effettuato con materiali sciolti
- Sovraccarico accidentale presente sulla banchina
- Tiro delle imbarcazioni ormeggiate
- Azioni dovute al sisma

## 1.1. Spinta del terreno

L'analisi sismica è stata condotta in ottemperanza dell'ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica (Ordinanza n. 3274)".

La classificazione sismica del territorio interessato dall'opera ai sensi della citata ordinanza è: 2°a cui corrisponde un grado di sismicità S=9.

Il coefficiente di spinta attiva necessario per determinare la spinta del terreno è stato calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe:

$$k_{as} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta - \vartheta)}{\text{sen}(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Essendo:

- $\phi$  l'angolo di attrito del materiale
- $\delta$  l'angolo di attrito dell'interfaccia parete-terreno
- $\psi$  e  $\beta$  l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte della superficie del terrapieno, in genere  $\psi = 90^\circ$  per parete verticale
- $\theta$  l'angolo che tiene conto degli effetti del sisma e definito da:

$$\tan \vartheta = \frac{k_h}{1 \pm k_v} \text{ per terreni sopra falda}$$



$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d \cdot k_h}{\gamma' \cdot (1 \pm k_v)}$$
 nel caso di terreni in condizioni drenate sotto falda (per

$\gamma_d$  si intende il peso dell'unità di volume del secco, mentre per  $\gamma'$  il peso dell'unità di volume del terreno immerso;)

Da cui il coefficiente di spinta attiva, così come dalla formulazione precedente, si ha:

$$k_a = 0,27 \text{ in falda in assenza di sisma}$$

$$k_a = 0,295 \text{ in falda in presenza di sisma}$$

La spinta del terreno a tergo dei cassoni sarà data da:

$$S_t = \gamma_t \times k_a \times \frac{(H^2)}{2}$$

Dove :

- $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno di rinfianco posto pari a 2,00 t/m<sup>3</sup>
- $K_a$  è il coefficiente di spinta attiva
- H è l'altezza complessiva del cassone pari a 5,20 m

## 1.2. Sovraccarico accidentale

Per la realizzazione del porto è stato ipotizzato un sovraccarico accidentale pari  $q_{acc}=1 \text{ t/m}^2$

## 1.3. Tiro alla bitta

Il valore del tiro alla bitta a metro lineare è stato assunto pari a  $T= 0,6 \text{ t/m}$ .

## 2. Verifica del cassone

**(per singolo cassone di altezza pari a 340 cm)**

Le verifiche di stabilità verranno effettuate per il singolo cassone di lunghezza  $l=2,50 \text{ mt}$ , ciò è a vantaggio di sicurezza poiché si trascura il contributo alla stabilità dovuto alla presenza degli altri cassoni che sono resi solidali tra loro dalla presenza della soletta superiore che verrà realizzata con un getto continuo.

## 2.1. Carichi agenti

La banchina in esame sarà interessata dal transito pedonale, dall'azione del moto ondoso che può essere ritenuta trascurabile, dalla spinta del terreno retrostante e dal tiro o urto esercitato dalle imbarcazioni.

### CARICHI FISSI

- Spinta del terreno  $S_t = \gamma_t \times k_a \times \frac{(H^2)}{2} \times l$

Dove :

- $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno di rinfianco posto pari a 2,00 t/m<sup>3</sup>
- $K_a$  è il coefficiente di spinta attiva pari a:  
 $K_a = 0,27$  in assenza di sisma  
 $K_a = 0,295$  in presenza di sisma
- $H$  è l'altezza complessiva del cassone pari a 3,90 m

A tale spinta dovrà essere aggiunta quella derivante dall'incremento dovuto al carico accidentale che agisce a tergo del cassone e che sarà data da:

$$S_{acc} = q_{acc} \times k_a \times H \times l$$

### CARICHI ACCIDENTALI

- Sovraccarico  $q_{acc}=1$  t/m<sup>2</sup>
- Tiro alla bitta  $T= 0,6$ t/m

Definite le azioni agenti sulla struttura la normativa (DM 11/03/88) impone che siano verificate tre condizioni di stabilità: allo slittamento, al ribaltamento ed allo schiacciamento. Le verifiche sono state effettuate in assenza ed in presenza di sisma.

I tabulati di calcolo relativi a ciascuna verifica vengono riportati in appendice.

## 2.2. Verifiche in assenza di sisma

In assenza di sisma agiranno sulla struttura:

- Il peso proprio del cassone  $P_c = \sum_i P_i$  comprensivo del materiale lapideo di riempimento
- La spinta del terreno a tergo del cassone è inclinata di  $\delta=23,3^\circ$ , si ottengono così due componenti una orizzontale fornita dalla:

$$Sh_t = \gamma_t \times k_a \times \frac{(H^2)}{2} \times \cos \delta \times l = 9,46.t$$

Ed una verticale che però non contribuisce alla stabilità del blocco.

- L'incremento della spinta del terreno dovuto alla presenza, a tergo del cassone, del sovraccarico accidentale anch'essa inclinata di  $\delta=23,3^\circ$ , da cui la componente orizzontale è data da:

$$Sh_{acc} = q_{acc} \times k_a \times H \times l \times \cos \delta = 2,43t$$

- Il tiro alla bitta che incide sul singolo cassone

$$T_{bitta} = T \times l = 0,60 \times 2,50 = 1,50.t$$

### 3.2.a Verifica allo slittamento

Affinchè tale verifica sia soddisfatta si dovrà avere

$$\eta_s = \frac{N \cdot f}{F_h} > 1,3$$

Dove:

- $N = \sum_i P_i + Sv_t + Sv_{acc} = 44,33t$  è la somma degli sforzi normali agenti sul cassone
- $f = 0,6$  è il coefficiente di attrito
- $F_h = Sh_t + Sh_{acc} + T_{bitta} = 13,39.t$  è la somma delle forze orizzontali agenti sulla struttura

Si ha quindi

$$\eta_s = \frac{0,6 \times 44,33}{13,39} = 1,99 > 1,3$$

La verifica risulta soddisfatta

### 3.2.b Verifica al ribaltamento

Affinchè tale verifica sia soddisfatta si dovrà avere

$$\eta_r = \frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

Dove:

- $M_s = \sum_i P_i \times d_i + Sv_{acc} \times r_{vacc} = 68,36.tm$  è il momento dato dal peso del cassone, comprensivo del riempimento lapideo, per la rispettiva distanza dal punto di ribaltamento

- $M_r = Sh_t \cdot \frac{H}{3} + Sh_{acc} \cdot \frac{H}{2} + T_{bitta} \cdot H = 22,88.tm$  è il momento ribaltante dovuto alla spinta del terreno, all'incremento della spinta causato dalla presenza del sovraccarico e dal tiro alla bitta

Si ha quindi:

$$\eta_s = \frac{68,36}{22,88} = 2,99 > 1,5$$

La verifica risulta soddisfatta

### 3.2.c Verifica allo schiacciamento

Affinchè tale verifica sia soddisfatta la massima sollecitazione a compressione che la struttura esercita sullo scanno di imbasamento deve essere inferiore, o al più pari, a  $50 t/m^2$ .

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{6e \cdot N}{B^2}$$

Dove:

- $N = \sum_i P_i + Sv_t + Sv_{acc} = 44,33.t$  è la somma degli sforzi normali agenti sul cassone
- $B = 3,00.m$  è la base del cassone
- $e = 0,47.m$  è l'eccentricità

Si ha quindi:

$$\sigma_{\max} = 28,79.t / m^2$$

## 2.3. Verifiche in presenza di sisma

In presenza di sisma agiranno sulla struttura:

- Il peso proprio del cassone  $P_c = \sum_i P_i$  comprensivo del materiale lapideo di riempimento
- La spinta del terreno a tergo del cassone è inclinata di  $\delta=23,33^\circ$ , si ottengono così due componenti una orizzontale fornita dalla:

$$Sh_t = \gamma_t \times k_a \times \frac{(H^2)}{2} \times \cos \delta \times l = 10,13t$$

Ed una verticale che però non contribuisce alla stabilità del blocco.

- L'incremento della spinta del terreno dovuto alla presenza, a tergo del cassone, del sovraccarico accidentale anch'essa inclinata di  $\delta=23,33^\circ$ , da cui la componente orizzontale è data da :

$$Sh_{acc} = q_{acc} \times k_a \times H \times l \times \cos \delta = 2,60t$$

- La componente orizzontale del peso del cassone dovuta all'oscillazione del sisma che è pari a  $\sum_i Ph_i = C \times P_c = 0,07 \times 44,40 = 31,08.t$  dove C è il coefficiente di intensità sismica.

### 3.3.a Verifica allo slittamento

Affinchè tale verifica sia soddisfatta si dovrà avere

$$\eta_s = \frac{N \cdot f}{F_h} > 1,3$$

Dove:

- $N = \sum_i P_i + Sv_{acc} = 44,40.t$  è la somma el cassone, del riempimento e della componente verticale della spinta del terreno e del sovraccarico
- $f = 0,6$  è il coefficiente di attrito
- $F_h = Sh_t + Sh_{acc} + \sum_i Ph_i = 15,75.t$  è la somma delle forze orizzontali agenti sulla struttura

Si ha quindi

$$\eta_s = \frac{0,6 \times 44,4}{15,75} = 1,69 > 1,3$$

### 3.3.b Verifica al ribaltamento

Affinchè tale verifica sia soddisfatta si dovrà avere

$$\eta_r = \frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

Dove:

- $M_s = \sum_i P_i \times d_i + Sv_{acc} \times r_{vacc} = 68,58tm$  è il momento stabilizzante
- $M_r = Sh_t \cdot \frac{H}{3} + Sh_{acc} \cdot \frac{H}{2} + \sum_i Ph_i \cdot r_{hc} = 24,40.tm$  è il momento ribaltante dovuto alla spinta del terreno, all'incremento della spinta causato dalla

presenza del sovraccarico e dalla componente orizzontale del peso del cassone

Si ha quindi:

$$\eta_s = \frac{68,58}{24,40} = 2,81 > 1,5$$

La verifica risulta soddisfatta

#### Verifica allo schiacciamento

Affinchè tale verifica sia soddisfatta la massima sollecitazione a compressione che la struttura esercita sullo scanno di imbasamento deve essere inferiore, o al più pari, a  $50 \text{ t/m}^2$ .

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{6e \cdot N}{B^2}$$

Dove:

- $N = \sum_i P_i + Sv_{acc} = 44,40.t$  è la somma del cassone, del riempimento e della componente verticale della spinta del terreno
- $B = 3,00.m$  è la base del cassone
- $e = 0,50.m$  è l'eccentricità

Si ha quindi:

$$\sigma_{\max} = 29,75.t / m^2$$

### **3. Verifica delle armature**

#### **3.1. Schematizzazioni e carichi agenti**

Il lato del cassone posto a contatto con il terreno sarà soggetto, in fase di posa, alla spinta di quest'ultimo, si rende quindi necessario verificarne la sezione.

#### Schematizzazioni

Il lato posteriore del cassone può essere assimilato ad una piastra incastrata su tre lati e sottoposta al carico triangolare dovuto al terreno; quest'ultima a sua

volta può essere ulteriormente schematizzata come due travi, una incastrata-incastrata, l'altra semplicemente incastrata, soggette alla risultante del carico triangolare .

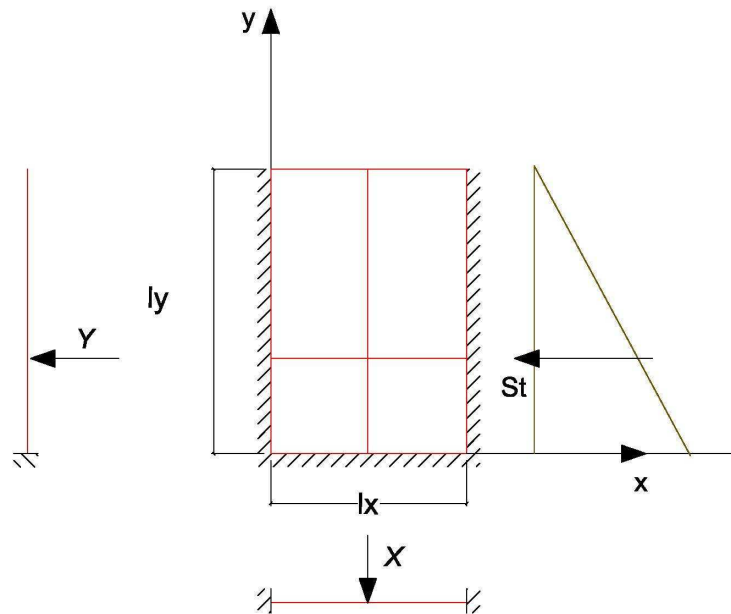


Fig.1 – Schematizzazione secondo Grashof

Dove  $l_x = 3,00$  m ed  $l_y = 3,40$  m.

Utilizzando le equazioni di equilibrio e di congruenza è stato possibile determinare i valori della forza X e della forza Y ed i relativi momenti necessari per la verifica delle armature nel cassone.

$$\begin{cases} X + Y = St & \text{equazione di equilibrio} \\ W_x = W_y & \text{equazione di congruenza} \end{cases}$$

Dove  $W_x$  e  $W_y$  sono gli spostamenti subiti dalle due travi in corrispondenza del punto di applicazione di  $St$ .

L'equazione di equilibrio può essere scritta come:

$$Y = St - X$$

Gli spostamenti  $W_x$  e  $W_y$  sono noti e pari a:

$$W_x = \frac{X \left( \frac{l_x}{2} \right)^3}{3l_x^3 EI}$$

$$W_y = \frac{Y \left( \frac{l_y}{3} \right)^3}{3EI}$$

Da cui l'equazione di congruenza può essere scritta come:

$$\frac{X \left( \frac{l_x}{2} \right)^6}{3l_x^3 EI} = \frac{(St - X) \left( \frac{l_y}{3} \right)^3}{3EI}$$

Da cui ne consegue che le forze X ed Y sono pari a:

$$X = 0,9St = 1,34t$$

$$Y = St - X = 0,22t$$

Ed i rispettivi momenti:

$$M_x = 2X \frac{\left( \frac{l_x}{2} \right)^4}{l_x^3} = 0,42tm$$

$$M_y = 2Y \frac{l_y}{3} = 0,25tm$$

Per il dettaglio dei calcoli si rimanda all'appendice.

### 3.2. Verifica della sezione

Noti i momenti si procede alla verifica delle armature secondo l'asse x ed y

#### Verifica secondo l'asse x

Verrà considerata una sezione con base unitaria pari ad 1,00m, armata con  $\phi 12/20''$  l'area di armatura sarà pari a  $A_f = A'_f = 5,60 \text{ cm}^2$ , l'altezza totale  $H = 30 \text{ cm}$ , poiché siamo in presenza di un ambiente molto aggressivo il copriferro minimo sarà pari a  $\delta = 5 \text{ cm}$ .

Si procede ora alla verifica della sezione determinando dapprima l'asse neutro tramite la condizione dell'annullamento del momento statico  $S_n$ :

$$S_n = b \left( \frac{x_c^2}{2} \right) - n \cdot A_f (h - x_c) + n \cdot A'_f (x_c - \delta) = 0$$

Da cui si ricava  $x_c = 5,62 \text{ cm}$ .

Nota  $x_c$  è possibile determinare il momento di inerzia della sezione  $I_n$  dato dalla:



$$I_n = b \left( \frac{x_c^3}{3} \right) + n \cdot A f (h - x_c)^2 + n \cdot A' f (x_c - \delta)^2 = 37498,17 \text{ cm}^4$$

E' possibile quindi determinare le tensioni ammissibili:

$$\sigma_c = \frac{M}{I_n} x_c = \frac{(0,2) \cdot 10^5}{37498,17} 5,62 = 6,25 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{c \text{ amm}}$$

$$\sigma_f = n \frac{M}{I_n} (h - x_c) = 323,85 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{f \text{ amm}}$$

La sezione risulta essere verificata.

### Verifica secondo l'asse y

Verrà considerata una sezione con base unitaria pari ad 1,00m, armata con  $\phi$  10/20" l'area di armatura sarà pari a  $A_f = A'_f = 4,00 \text{ cm}^2$ , l'altezza totale  $H = 30 \text{ cm}$ , poiché siamo in presenza di un ambiente molto aggressivo il copriferro minimo sarà pari a  $\delta = 5 \text{ cm}$ .

Si procede ora alla verifica della sezione determinando dapprima l'asse neutro tramite la condizione dell'annullamento del momento statico  $S_n$ :

$$S_n = b \left( \frac{x_c^2}{2} \right) - n \cdot A f (h - x_c) + n \cdot A' f (x_c - \delta) = 0$$

Da cui si ricava  $x_c = 4,92 \text{ cm}$ .

Noto  $x_c$  è possibile determinare il momento di inerzia della sezione  $I_n$  dato dalla:

$$I_n = b \left( \frac{x_c^3}{3} \right) + n \cdot A f (h - x_c)^2 + n \cdot A' f (x_c - \delta)^2 = 28162,62 \text{ cm}^4$$

E' possibile quindi determinare le tensioni ammissibili:

$$\sigma_c = \frac{M}{I_n} x_c = \frac{(0,25) \cdot 10^5}{28162,62} 4,92 = 4,44 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{c \text{ amm}}$$

$$\sigma_f = n \frac{M}{I_n} (h - x_c) = 271,70 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{f \text{ amm}}$$

La sezione risulta essere verificata.

## 4. Verifica del cassone

### (per singolo cassone di altezza paeri a 440 cm)

Le verifiche di stabilità verranno effettuate per il singolo cassone di lunghezza  $l=2,50$  mt, ciò è a vantaggio di sicurezza poiché si trascura il contributo alla stabilità dovuto alla presenza degli altri cassoni che sono resi solidali tra loro dalla presenza della soletta superiore che verrà realizzata con un getto continuo.

#### 4.1. Carichi agenti

La banchina in esame sarà interessata dal transito pedonale, dall'azione del moto ondoso che può essere ritenuta trascurabile, dalla spinta del terreno retrostante e dal tiro o urto esercitato dalle imbarcazioni.

##### CARICHI FISSI

- Spinta del terreno  $S_t = \gamma_t \times k_a \times \frac{(H^2)}{2} \times l$

Dove :

- $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno di rinfianco posto pari a  $2,00 \text{ t/m}^3$
- $K_a$  è il coefficiente di spinta attiva pari a:  
 $K_a = 0,27$  in assenza di sisma  
 $K_a = 0,295$  in presenza di sisma
- $H$  è l'altezza complessiva del cassone pari a  $5,20$  m

A tale spinta dovrà essere aggiunta quella derivante dall'incremento dovuto al carico accidentale che agisce a tergo del cassone e che sarà data da:

$$S_{acc} = q_{acc} \times k_a \times H \times l$$

##### CARICHI ACCIDENTALI

- Sovraccarico  $q_{acc}=1 \text{ t/m}^2$
- Tiro alla bitta  $T= 0,6\text{t/m}$

Definite le azioni agenti sulla struttura la normativa (DM 11/03/88) impone che siano verificate tre condizioni di stabilità: allo slittamento, al ribaltamento ed

allo schiacciamento. Le verifiche sono state effettuate in assenza ed in presenza di sisma.

I tabulati di calcolo relativi a ciascuna verifica vengono riportati in appendice.

#### 4.2. Verifiche in assenza di sisma

In assenza di sisma agiranno sulla struttura:

- Il peso proprio del cassone  $P_c = \sum_i P_i$  comprensivo del materiale lapideo di riempimento
- La spinta del terreno a tergo del cassone è inclinata di  $\delta=23,3^\circ$ , si ottengono così due componenti una orizzontale fornita dalla:

$$Sh_t = \gamma_t \times k_a \times \frac{(H^2)}{2} \times \cos \delta \times l = 16,82.t$$

Ed una verticale che però non contribuisce alla stabilità del blocco.

- L'incremento della spinta del terreno dovuto alla presenza, a tergo del cassone, del sovraccarico accidentale anch'essa inclinata di  $\delta=23,3^\circ$ ; da cui la componente orizzontale è data da:

$$Sh_{acc} = q_{acc} \times k_a \times H \times l \times \cos \delta = 3,23t$$

- Il tiro alla bitta che incide sul singolo cassone

$$T_{bitta} = T \times l = 0,60 \times 2,50 = 1,50.t$$

##### 3.2.a Verifica allo slittamento

Affinchè tale verifica sia soddisfatta si dovrà avere

$$\eta_s = \frac{N \cdot f}{F_h} > 1,3$$

Dove:

- $N = \sum_i P_i + Sv_t + Sv_{acc} = 57,73t$  è la somma degli sforzi normali agenti sul cassone
- $f = 0,6$  è il coefficiente di attrito
- $F_h = Sh_t + Sh_{acc} + T_{bitta} = 21,56.t$  è la somma delle forze orizzontali agenti sulla struttura

Si ha quindi

$$\eta_s = \frac{0,6 \times 57,73}{21,56} = 1,61 > 1,3$$

La verifica risulta soddisfatta

### 3.2.b Verifica al ribaltamento

Affinchè tale verifica sia soddisfatta si dovrà avere

$$\eta_r = \frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

Dove:

- $M_s = \sum_i P_i \times d_i + Sv_{acc} \times r_{Vacc} = 88,34.tm$  è il momento dato dal peso del cassone, comprensivo del riempimento lapideo, per la rispettiva distanza dal punto di ribaltamento
- $M_r = Sh_t \cdot \frac{H}{3} + Sh_{acc} \cdot \frac{H}{2} + T_{bitta} \cdot H = 45,44.tm$  è il momento ribaltante dovuto alla spinta del terreno, all'incremento della spinta causato dalla presenza del sovraccarico e dal tiro alla bitta

Si ha quindi:

$$\eta_s = \frac{88,34}{45,44} = 1,94 > 1,5$$

La verifica risulta soddisfatta

### 3.2.c Verifica allo schiacciamento

Affinchè tale verifica sia soddisfatta la massima sollecitazione a compressione che la struttura esercita sullo scanno di imbasamento deve essere inferiore, o al più pari, a 50 t/m<sup>2</sup>.

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{6e \cdot N}{B^2}$$

Dove:

- $N = \sum_i P_i + Sv_t + Sv_{acc} = 57,73.t$  è la somma degli sforzi normali agenti sul cassone
- $B = 3,00.m$  è la base del cassone
- $e = 0,76.m$  è l'eccentricità

Si ha quindi:

$$\sigma_{max} = 48,30.t / m^2$$

### 4.3. Verifiche in presenza di sisma

In presenza di sisma agiranno sulla struttura:

- Il peso proprio del cassone  $P_c = \sum_i P_i$  comprensivo del materiale lapideo di riempimento
- La spinta del terreno a tergo del cassone è inclinata di  $\delta=23,33^\circ$ , si ottengono così due componenti una orizzontale fornita dalla:

$$Sh_t = \gamma_t \times k_a \times \frac{(H^2)}{2} \times \cos \delta \times l = 16,82.t$$

Ed una verticale che però non contribuisce alla stabilità del blocco.

- L'incremento della spinta del terreno dovuto alla presenza, a tergo del cassone, del sovraccarico accidentale anch'essa inclinata di  $\delta=23,33^\circ$ ; da cui la componente orizzontale è data da :

$$Sh_{acc} = q_{acc} \times k_a \times H \times l \times \cos \delta = 3,23t$$

- La componente orizzontale del peso del cassone dovuta all'oscillazione del sisma che è pari a  $\sum_i Ph_i = C \times P_c = 0,07 \times 57,83 = 4,048.t$  dove C è il coefficiente di intensità sismica.

#### 3.3.a Verifica allo slittamento

Affinchè tale verifica sia soddisfatta si dovrà avere

$$\eta_s = \frac{N \cdot f}{F_h} > 1,3$$

Dove:

- $N = \sum_i P_i + S_{v_{acc}} = 57,83.t$  è la somma del cassone, del riempimento e della componente verticale della spinta del terreno e del sovraccarico
- $f = 0,6$  è il coefficiente di attrito
- $F_h = Sh_t + Sh_{acc} + \sum_i Ph_i = 24,23.t$  è la somma delle forze orizzontali agenti sulla struttura

Si ha quindi

$$\eta_s = \frac{0,65 \times 57,83}{24,23} = 1,43 > 1,3$$

### 3.3.b Verifica al ribaltamento

Affinchè tale verifica sia soddisfatta si dovrà avere

$$\eta_r = \frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

Dove:

- $M_s = \sum_i P_i \times d_i + Sv_{acc} \times r_{Vacc} = 88,64tm$  è il momento stabilizzante
- $M_r = Sh_i \cdot \frac{H}{3} + Sh_{acc} \cdot \frac{H}{2} + \sum_i Ph_i \cdot r_{hc} = 48,92tm$  è il momento ribaltante

dovuto alla spinta del terreno, all'incremento della spinta causato dalla presenza del sovraccarico e dalla componente orizzontale del peso del cassone

Si ha quindi:

$$\eta_s = \frac{88,64}{48,92} = 1,81 > 1,5$$

La verifica risulta soddisfatta

### Verifica allo schiacciamento

Affinchè tale verifica sia soddisfatta la massima sollecitazione a compressione che la struttura esercita sullo scanno di imbasamento deve essere inferiore, o al più pari, a  $50 t/m^2$ .

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{6e \cdot N}{B^2}$$

Dove:

- $N = \sum_i P_i + Sv_{acc} = 57,83.t$  è la somma el cassone, del riempimento e della componente verticale della spinta del terreno
- $B = 3,00.m$  è la base del cassone
- $e = 0,81.m$  è l'eccentricità

Si ha quindi:

$$\sigma_{\max} = 50.t / m^2$$

## 5. Verifica delle armature

### 5.1. Schematizzazioni e carichi agenti

Il lato del cassone posto a contatto con il terreno sarà soggetto, in fase di posa, alla spinta di quest'ultimo, si rende quindi necessario verificarne la sezione.

#### Schematizzazioni

Il lato posteriore del cassone può essere assimilato ad una piastra incastrata su tre lati e sottoposta al carico triangolare dovuto al terreno; quest'ultima a sua volta può essere ulteriormente schematizzata come due travi, una incastrata-incastrata, l'altra semplicemente incastrata, soggette alla risultante del carico triangolare

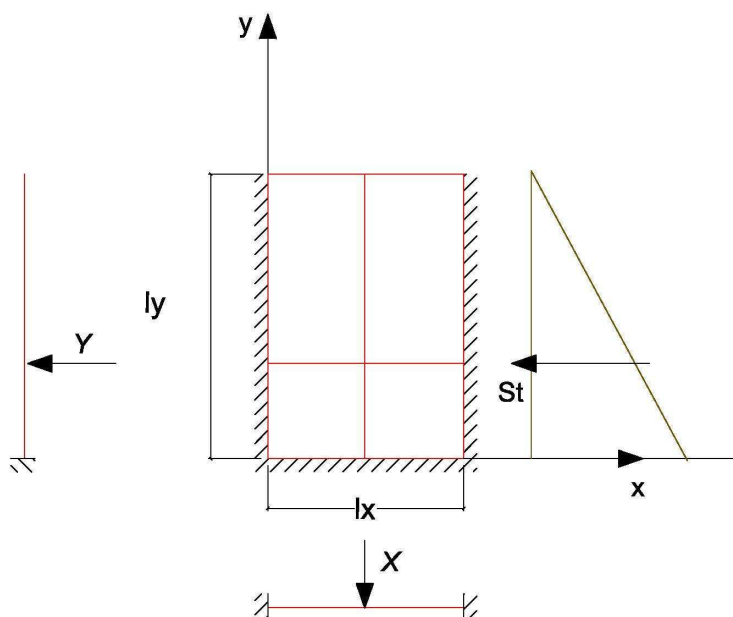


Fig.2 – Schematizzazione secondo Grashof

Dove  $l_x = 3,00$  m ed  $l_y = 4,40$  m.

Utilizzando le equazioni di equilibrio e di congruenza è stato possibile determinare i valori della forza X e della forza Y ed i relativi momenti necessari per la verifica delle armature nel cassone.

$$\left\{ \begin{array}{l} X + Y = St \end{array} \right. \text{ equazione di equilibrio}$$

$$W_x = W_y \quad \text{equazione di congruenza}$$

Dove  $W_x$  e  $W_y$  sono gli spostamenti subiti dalle due travi in corrispondenza del punto di applicazione di  $St$ .

L'equazione di equilibrio può essere scritta come:

$$Y = St - X$$

Gli spostamenti  $W_x$  e  $W_y$  sono noti e pari a:

$$W_x = \frac{X \left( \frac{l_x}{2} \right)^6}{3l_x^3 EI}$$

$$W_y = \frac{Y \left( \frac{l_y}{3} \right)^3}{3EI}$$

Da cui l'equazione di congruenza può essere scritta come:

$$\frac{X \left( \frac{l_x}{2} \right)^6}{3l_x^3 EI} = \frac{(St - X) \left( \frac{l_y}{3} \right)^3}{3EI}$$

Da cui ne consegue che le forze  $X$  ed  $Y$  sono pari a:

$$X = 0,9St = 2,43t$$

$$Y = St - X = 0,19t$$

Ed i rispettivi momenti:

$$M_x = 2X \frac{\left( \frac{l_x}{2} \right)^4}{l_x^3} = 0,76tm$$

$$M_y = 2Y \frac{l_y}{3} = 0,28tm$$

Per il dettaglio dei calcoli si rimanda all'appendice.

## 5.2. Verifica della sezione

Noti i momenti si procede alla verifica delle armature secondo l'asse  $x$  ed  $y$

### Verifica secondo l'asse $x$

Verrà considerata una sezione con base unitaria pari ad 1,00m, armata con  $\phi 12/20$ " l'area di armatura sarà pari a  $A_f = A'_f = 5,60 \text{ cm}^2$ , l'altezza totale  $H=30$



cm, poiché siamo in presenza di un ambiente molto aggressivo il copriferro minimo sarà pari a  $\delta=5\text{cm}$ .

Si procede ora alla verifica della sezione determinando dapprima l'asse neutro tramite la condizione dell'annullamento del momento statico  $S_n$ :

$$S_n = b \left( \frac{x_c^2}{2} \right) - n \cdot Af(h - x_c) + n \cdot A' f(x_c - \delta) = 0$$

Da cui si ricava  $x_c=5,62\text{ cm}$ .

Noto  $x_c$  è possibile determinare il momento di inerzia della sezione  $I_n$  dato dalla:

$$I_n = b \left( \frac{x_c^3}{3} \right) + n \cdot Af(h - x_c)^2 + n \cdot A' f(x_c - \delta)^2 = 37498,17.\text{cm}^4$$

E' possibile quindi determinare le tensioni ammissibili:

$$\sigma_c = \frac{M}{I_n} x_c = \frac{(0,76) \cdot 10^5}{37498,17} 5,62 = 11,35 \text{kg / cmq} < \sigma_{c \text{ amm}}$$

$$\sigma_f = n \frac{M}{I_n} (h - x_c) = 587,84.\text{kg / cmq} < \sigma_{f \text{ amm.}}$$

La sezione risulta essere verificata.

### Verifica secondo l'asse y

Verrà considerata una sezione con base unitaria pari ad 1,00m, armata con  $\phi 10/20$  l'area di armatura sarà pari a  $Af=A'f= 4,00\text{ cm}^2$ , l'altezza totale  $H=30\text{ cm}$ , poiché siamo in presenza di un ambiente molto aggressivo il copriferro minimo sarà pari a  $\delta=5\text{cm}$ .

Si procede ora alla verifica della sezione determinando dapprima l'asse neutro tramite la condizione dell'annullamento del momento statico  $S_n$ :

$$S_n = b \left( \frac{x_c^2}{2} \right) - n \cdot Af(h - x_c) + n \cdot A' f(x_c - \delta) = 0$$

Da cui si ricava  $x_c=4,92\text{ cm}$ .

Noto  $x_c$  è possibile determinare il momento di inerzia della sezione  $I_n$  dato dalla:

$$I_n = b \left( \frac{x_c^3}{3} \right) + n \cdot Af(h - x_c)^2 + n \cdot A' f(x_c - \delta)^2 = 28162,62.\text{cm}^4$$

E' possibile quindi determinare le tensioni ammissibili:

$$\sigma_c = \frac{M}{I_n} x_c = \frac{(0,28) \cdot 10^5}{28162,62} 4,92 = 4,81 \text{ kg / cmq} < \sigma_{c \text{ amm}}$$

$$\sigma_f = n \frac{M}{I_n} (h - x_c) = 294,48 \text{ kg / cmq} < \sigma_{f \text{ amm.}}$$

La sezione risulta essere verificata.

6. ALLEGATI

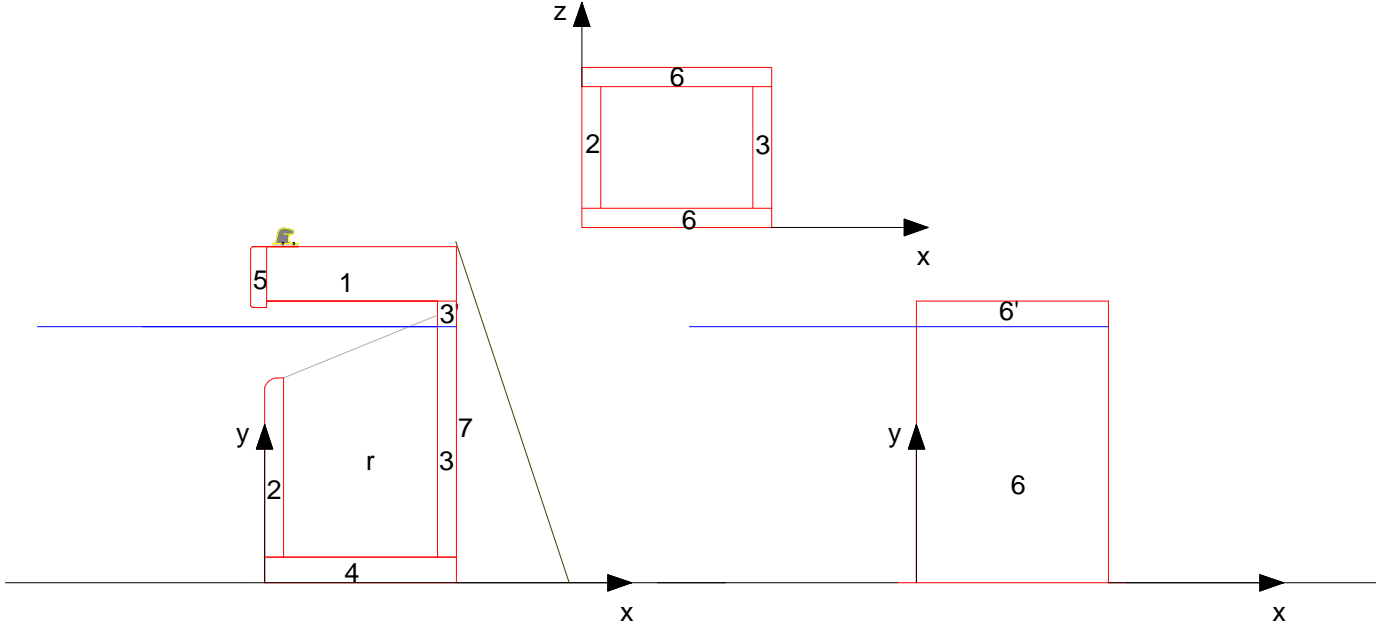


FIG I- Schema di calcolo per il cassone Pianta e sezioni

## 6.1. Verifica in assenza di Sisma H= 340 cm

### VERIFICA IN ASSENZA DI SISMA

#### 1) DIMENSIONI GEOMETRICHE

	x (m)	y (m)	z (m)	
1	3,00	0,65	2,50	soletta in cls
2	0,30	1,90	1,90	sponda lato mare
3	0,30	2,70	1,90	sponda lato terra immersa
3'	0,30	0,40	1,90	sponda lato terra emersa
4	3,00	0,40	1,90	fondo
4'				alette laterali
4''				alette laterali
5	0,25	0,65	2,50	veletta
6	3,00	3,00	0,30	spondine laterali immerse
6'	3,00	0,40	0,30	spondine laterali emerse
7				terreno di contrappeso

#### Riempimento interno

$$h = 2,40 \text{ m}$$

$$b = 2,40 \text{ m}$$

$$l = 1,90 \text{ m}$$

#### Dimensioni totali

$$H = 3,90 \text{ m}$$

$$B = 3,00 \text{ m}$$

$$L = 2,50 \text{ m}$$

#### 2) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

$$\gamma = 2,00 \text{ t/m}^3 \text{ peso specifico del terreno}$$

$$\gamma' = 1,00 \text{ t/m}^4 \text{ peso specifico del terreno in acqua}$$

$$K_a = 0,27 \text{ coefficiente di spinta attiva}$$

$$\phi = 35^\circ \text{ angolo di attrito del terreno}$$

$\delta=$	23,33	°	coefficiente di attrito terreno-paratia
$\text{sen}\delta=$	0,40		
$\text{cos}\delta=$	0,92		
$S_r=$	4,12	t/m	spinta del terreno
$\gamma_w=$	1,00	t/m <sup>3</sup>	peso specifico dell'acqua
$\gamma_{cls}=$	2,50	t/m <sup>3</sup>	peso specifico del cls
$\gamma'_{cls}=$	1,50	t/m <sup>3</sup>	peso specifico del cls in acqua
$\gamma_r=$	2,60	t/m <sup>3</sup>	peso specifico del materiale lapideo di riempimento in acqua
$\gamma'_r=$	1,60	t/m <sup>3</sup>	peso specifico del materiale lapideo di riempimento
$i=$	0,70		indice dei vuoti
$S=$	9		grado di sismicità
$C=$	0,07		coefficiente di intensità sismica

### 3) CARICHI ACCIDENTALI

$q_{acc}=$	1,00	t/m <sup>2</sup>	carico accidentale
$S_{acc}=$	1,06	t/m	incremento della spinta del terreno dovuto al sovraccarico accidentale
$T_{bitta}=$	0,60	t/m	lineare

### 4) FORZE AGENTI e RAGGI

#### COMPONENTI VERTICALI

							$\gamma$		<b>F<sub>i</sub></b>		<b>dx<sub>i</sub></b>		<b>M<sub>i</sub></b>	
$P_1=$	3,00	x	0,65	x	2,50	x	2,50	=	<b>12,19</b>	t	1,50	m	18,28	tm
$P_2=$	0,30	x	1,90	x	1,90	x	1,50	=	<b>1,62</b>	t	0,15	m	0,24	tm
$P_3=$	0,30	x	2,70	x	1,90	x	1,50	=	<b>2,31</b>	t	2,85	m	6,58	tm
$P'_3=$	0,30	x	0,40	x	1,90	x	2,50	=	<b>0,57</b>	t	2,85	m	1,62	tm
$P_4=$	3,00	x	0,40	x	1,90	x	1,50	=	<b>3,42</b>	t	1,50	m	5,13	tm
$P_4=$	0,00	x	0,00	x	0,00	x	1,50	=	<b>0,00</b>	t	0,00	m	0,00	tm

$P_{4'}=$	0,00	x	0,00	x	0,00	x	1,50	=	<b>0,00</b>	t	0,00	m	0,00	tm
$P_5=$	0,25	x	0,65	x	2,50	x	2,50	=	<b>1,02</b>	t	0,13	m	0,13	tm
$P_6=$	6,00	x	3,00	x	0,30	x	1,50	=	<b>8,10</b>	t	1,50	m	12,15	tm
$P'_6=$	6,00	x	0,40	x	0,30	x	2,50	=	<b>1,80</b>	t	1,50	m	2,70	tm
$P_7=$	0,00	x	0,00	x	0,00	x	2,00	=	<b>0,00</b>	t	0,00	m	0,00	tm
$P_r=$	2,40	x	2,40	x	1,90	x	1,12	=	<b>12,26</b>	t	1,50	m	18,39	tm
$S_{accv}=$	1,06	x	0,40	x	2,50			=	<b>1,05</b>	t	3,00	m	3,14	tm
<b>Totale=</b>								=	<b>44,33</b>	t			<b>68,36</b>	tm

#### COMPONENTI ORIZZONTALI

					<b>F<sub>i</sub></b>		<b>dy<sub>i</sub></b>		<b>M<sub>i</sub></b>
$T_{bitta}=$	0,60	x	2,50	=	<b>1,50</b>	t	3,90	m	5,85 tm
$S_{acch}=$	0,97	x	2,50	=	<b>2,43</b>	t	1,95	m	4,73 tm
$S_{th}=$	3,78	x	2,50	=	<b>9,46</b>	t	1,30	m	12,30 tm
<b>Totale=</b>					<b>13,39</b>	t			<b>22,88</b> tm

#### 5) VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$M_r = 22,88 \text{ tm} \quad \eta_r = 2,99 > 1,5 \text{ Verificato}$$

$$M_s = 68,36 \text{ tm}$$

#### 6) VERIFICA ALLO SLITTAMENTO

$$f = 0,6$$

$$N = 44,33 \text{ t} \quad \eta_s = 1,99 > 1,3 \text{ Verificato}$$

$$F_h = 13,39 \text{ t}$$

#### 7) VERIFICA ALLO SCHIACCIAMENTO

$$\Delta M = 45,48 \text{ tm} \quad u = 1,03 \text{ m} \quad e = 0,47 \text{ m}$$

$$\sigma = 14,78 \pm 14,01 = \begin{matrix} \nearrow 28,79 \text{ t/m}^2 \\ \searrow 0,77 \text{ t/m}^2 \end{matrix}$$

## 6.2. Verifica in presenza di Sisma H= 340 cm

### VERIFICA IN PRESENZA DI SISMA

#### 1) DIMENSIONI GEOMETRICHE

	x (m)	y (m)	z (m)	
1	3,00	0,65	2,50	soletta in cls
2	0,30	1,90	1,90	sponda lato mare
3	0,30	2,70	1,90	sponda lato terra immersa
3'	0,30	0,40	1,90	sponda lato terra emersa
4	3,00	0,40	1,90	fondo
4'	0,00	0,00	0,00	alette laterali
4''	0,00	0,00	0,00	alette laterali
5	0,25	0,65	2,50	veletta
6	3,00	3,00	0,30	spondine laterali immerse
6'	3,00	0,40	0,30	spondine laterali emerse
7	0,00	0,00	0,00	terreno di contrappeso

#### Riempimento interno

$$h = 2,40 \text{ m}$$

$$b = 2,40 \text{ m}$$

$$l = 1,90 \text{ m}$$

#### Dimensioni totali

$$H = 3,90 \text{ m}$$

$$B = 3,00 \text{ m}$$

$$L = 2,50 \text{ m}$$

#### 2) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

$$\gamma = 2,00 \text{ t/m}^3 \text{ peso specifico del terreno}$$

$$\gamma' = 1,00 \text{ t/m}^4 \text{ peso specifico del terreno in acqua}$$

$$K_a = 0,29 \text{ coefficiente di spinta attiva}$$

$$\phi = 35,00^\circ \text{ angolo di attrito del terreno}$$



$\delta=$	23,33	°	coefficiente di attrito terreno-paratia
$\text{sen}\delta=$	0,40		
$\text{cos}\delta=$	0,92		
$S_t=$	4,41	t/m	spinta del terreno
$\gamma_w=$	1,00	t/m <sup>3</sup>	peso specifico dell'acqua
$\gamma_{cls}=$	2,50	t/m <sup>3</sup>	peso specifico del cls
$\gamma'_{cls}=$	1,50	t/m <sup>3</sup>	peso specifico del cls in acqua
$\gamma_r=$	2,60	t/m <sup>3</sup>	peso specifico del materiale lapideo di riempimento in acqua
$\gamma'_r=$	1,60	t/m <sup>3</sup>	peso specifico del materiale lapideo di riempimento
$i=$	0,70		indice dei vuoti
$S=$	9,00		grado di sismicità
$C=$	0,07		coefficiente di intensità sismica

### 3) CARICHI ACCIDENTALI

$q_{acc}=$	1,00	t/m <sup>2</sup>	carico accidentale
$S_{acc}=$	1,13	t/m	incremento della spinta del terreno dovuto al sovraccarico accidentale

### 4) FORZE AGENTI e RAGGI

#### COMPONENTI VERTICALI

							$\gamma$	=	$F_i$		$dx_i$		$M_i$	
$P_1=$	3,00	x	0,65	x	2,50	x	2,50	=	<b>12,19</b>	t	1,50	m	18,28	tm
$P_2=$	0,30	x	1,90	x	1,90	x	1,50	=	<b>1,62</b>	t	0,15	m	0,24	tm
$P_3=$	0,30	x	2,70	x	1,90	x	1,50	=	<b>2,31</b>	t	2,85	m	6,58	tm
$P'_3=$	0,30	x	0,40	x	1,90	x	2,50	=	<b>0,57</b>	t	2,85	m	1,62	tm
$P_4=$	3,00	x	0,40	x	1,90	x	1,50	=	<b>3,42</b>	t	1,50	m	5,13	tm
$P_4=$	0,00	x	0,00	x	0,00	x	1,50	=	<b>0,00</b>	t	0,00	m	0,00	tm
$P_4=$	0,00	x	0,00	x	0,00	x	1,50	=	<b>0,00</b>	t	0,00	m	0,00	tm

$P_5=$	0,25	x	0,65	x	2,50	x	2,50	=	<b>1,02</b>	<i>t</i>	0,13	<i>m</i>	0,13	<i>tm</i>
$P_6=$	6,00	x	3,00	x	0,30	x	1,50	=	<b>8,10</b>	<i>t</i>	1,50	<i>m</i>	12,15	<i>tm</i>
$P'_6=$	6,00	x	0,40	x	0,30	x	2,50	=	<b>1,80</b>	<i>t</i>	1,50	<i>m</i>	2,70	<i>tm</i>
$P_7=$	0,00	x	0,00	x	0,00	x	2,00	=	<b>0,00</b>	<i>t</i>	0,00	<i>m</i>	0,00	<i>tm</i>
$P_r=$	2,40	x	2,40	x	1,90	x	1,12	=	<b>12,26</b>	<i>t</i>	1,50	<i>m</i>	18,39	<i>tm</i>
$S_{accv}=$	1,13	x	0,40	x	2,50			=	<b>1,12</b>	<i>t</i>	3,00	<i>m</i>	3,36	<i>tm</i>
<b>Totale=</b>								=	<b>44,40</b>	<i>t</i>			<b>68,58</b>	<i>tm</i>

#### COMPONENTI ORIZZONTALI

					<b>F<sub>i</sub></b>		<b>dy<sub>i</sub></b>		<b>M<sub>i</sub></b>	
$Ph_1=$	12,19	x	0,07	=	<b>0,85</b>	<i>t</i>	3,58	<i>m</i>	3,05	<i>tm</i>
$Ph_2=$	1,62	x	0,07	=	<b>0,11</b>	<i>t</i>	1,25	<i>m</i>	0,14	<i>tm</i>
$Ph_3=$	2,31	x	0,07	=	<b>0,16</b>	<i>t</i>	1,65	<i>m</i>	0,27	<i>tm</i>
$P'h_3=$	0,57	x	0,07	=	<b>0,04</b>	<i>t</i>	3,20	<i>m</i>	0,13	<i>tm</i>
$Ph_4=$	3,42	x	0,07	=	<b>0,24</b>	<i>t</i>	0,20	<i>m</i>	0,05	<i>tm</i>
$P_4=$	0,00	x	0,07	=	<b>0,00</b>	<i>t</i>	0,00	<i>m</i>	0,00	<i>tm</i>
$P_{4'}=$	0,00	x	0,07	=	<b>0,00</b>	<i>t</i>	0,00	<i>m</i>	0,00	<i>tm</i>
$Ph_5=$	1,02	x	0,07	=	<b>0,07</b>	<i>t</i>	3,58	<i>m</i>	0,25	<i>tm</i>
$Ph_6=$	8,10	x	0,07	=	<b>0,57</b>	<i>t</i>	1,50	<i>m</i>	0,85	<i>tm</i>
$P'h_6=$	1,80	x	0,07	=	<b>0,13</b>	<i>t</i>	3,20	<i>m</i>	0,40	<i>tm</i>
$Ph_7=$	0,00	x	0,07	=	<b>0,00</b>	<i>t</i>	0,00	<i>m</i>	0,00	<i>tm</i>
$Ph_r=$	12,26	x	0,07	=	<b>0,86</b>	<i>t</i>	1,20	<i>m</i>	1,03	<i>tm</i>
$S_{acch}=$	1,04	x	2,50	=	<b>2,60</b>	<i>t</i>	1,95	<i>m</i>	5,06	<i>tm</i>
$S_{th}=$	4,05	x	2,50	=	<b>10,13</b>	<i>t</i>	1,30	<i>m</i>	13,16	<i>tm</i>
<b>Totale=</b>					<b>15,75</b>	<i>t</i>			<b>24,40</b>	<i>tm</i>

5) VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$\begin{array}{l} Mr= 24,40 \quad tm \\ Ms= 68,58 \quad tm \end{array} \quad \eta_r= 2,81 > 1,5 \quad \text{Verificato}$$

6) VERIFICA ALLO SLITTAMENTO

$$\begin{array}{l} f= 0,6 \\ N= 44,40 \quad t \\ Fh= 15,75 \quad t \end{array} \quad \eta_s= 1,69 > 1,3 \quad \text{Verificato}$$

7) VERIFICA ALLO SCHIACCIAMENTO

$$\Delta M= 44,18 \quad tm \quad u= 1,00 \quad m \quad e= 0,50 \quad m$$

$$\sigma= 14,80 \quad \pm \quad 14,95 \quad = \begin{array}{l} \nearrow 29,75 \quad t/m^2 \\ \searrow -0,15 \quad t/m^2 \end{array}$$

### 6.3. Metodo di Grashof H=340 cm

#### Metodo di Grashof

##### 1) Caratteristiche geometriche della piastra

$l_x = 2,50 \text{ m}$  lato della piastra lungo asse x

$l_y = 3,40 \text{ m}$  lato della piastra lungo asse y

##### 2) Caratteristiche del terreno

$k_a = 0,27$  coefficiente di spinta attiva

$\gamma = 2,00 \text{ t/m}^3$  peso specifico del terreno

$\gamma_{tw} = 1,00 \text{ t/m}^3$  peso specifico del terreno in acqua

$h = 1,13 \text{ m}$  punto di applicazione della spinta

$S_t = 1,56 \text{ t/m}$  spinta del terreno

##### 3) Equazioni di equilibrio e di congruenza

$$\left\{ \begin{array}{l} X + Y = S_t \text{ equazione di equilibrio} \\ w_x = w_y \text{ equazione di congruenza} \end{array} \right.$$

$$Y = S_t - X \quad \text{equazione di equilibrio}$$

Esplicitando i termini degli spostamenti

$$w_x = \frac{X}{3} \cdot \frac{3,81}{15,63}$$

$$w_y = \frac{Y}{3} \cdot \frac{1,46}{3} = \frac{S_t - X}{3} \cdot \frac{1,46}{3}$$

L'equazione di congruenza può dunque esplicitarsi come:

$$\frac{X}{3} \times \frac{3,81}{15,63} - \frac{St - X}{3} \times \frac{1,46}{3} = 0$$

$$X = 1,34 \text{ t} \quad \text{forza agente sulla trave equivalente di lunghezza } l_x$$

$$Y = 0,22 \text{ t} \quad \text{forza agente sulla trave equivalente di lunghezza } l_y$$

4) Determinazione dei momenti agenti sulle travi equivalenti

$$M_x = \frac{2 \times 1,34 \times 2,44}{15,63} = 0,42 \text{ tm} \quad \text{momento agente sulla trave equivalente di lunghezza } l_x$$

$$M_y = 0,22 \times 1,13 = 0,25 \text{ tm} \quad \text{momento agente sulla trave equivalente di lunghezza } l_y$$

## Verifica secondo l'asse x

### PROGETTO

#### 1) Dati della struttura

**b**= 100      *cm*  
**δ**= 5         *cm*

#### 2) Dati dei materiali

<b>cls</b>	Rck 300	$\sigma_{camm} =$	80 $kg/cm^2$	$r' =$	0,268
<b>ferro</b>	Feb44k	$\sigma_{famm} =$	2200 $kg/cm^3$	$t' =$	0,00184

#### 3) Sollecitazioni

**M<sub>x</sub>**= 417,64    *kg m*

#### 4) Calcolo Altezza e Armatura

**h**= 5,48    *cm*  
**A<sub>f</sub>**=**A'<sub>f</sub>**    3,76    *cmq*

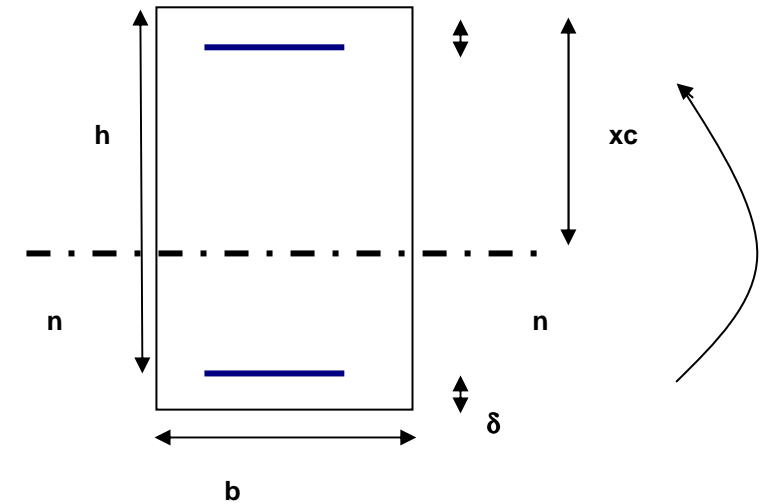
### VERIFICA

#### 1) Dati della struttura

**h**= 25,00    *cm*  
**b**= 100      *cm*  
**δ**= 5         *cm*  
**A<sub>f</sub>**= 5,60    *cmq*    5 φ12  
**A'<sub>f</sub>**= 5,60    *cmq*    5 f12

#### 2) Dati dei materiali

**cls**         Rck 300



ferro Feb44k  
n= 15

3) Sollecitazioni

$$M= 417,64 \text{ kg m}$$

4) Calcolo dell'asse neutro

$$Sn = b \frac{x_c^2}{2} - nAf(h - x_c) + nA' f(x_c - \delta) = 0$$

$$S_n = 0,00 \text{ cm}^3$$

$$x_c = 5,62 \text{ cm}$$

4) Calcolo del Momento di inerzia

$$I_n = b \frac{x_c^3}{3} + nAf(h - x_c)^3 + nA' f(x_c - \delta)^3$$

$$I_n = 37498,17 \text{ cm}^4$$

4) Calcolo delle tensioni ammissibili

$$\sigma_{camm} = 6,25 \text{ kg/cm}^2 < 80 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Verificato}$$

$$\sigma_{famm} = 323,85 \text{ kg/cm}^2 < 2200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Verificato}$$

Verifica secondo l'asse y

**PROGETTO**

1) Dati della struttura

**b**= 100      cm  
**δ**= 5        cm

2) Dati dei materiali

<b>cls</b>	Rck 300	$\sigma_{camm}$ =	80 kg/cm <sup>2</sup>	$r'$ =	0,268
<b>ferro</b>	Feb44k	$\sigma_{famm}$ =	2200 kg/cm <sup>3</sup>	$t'$ =	0,00184

3) Sollecitazioni

**My**= 254,03    kg m

4) Calcolo Altezza e Armatura

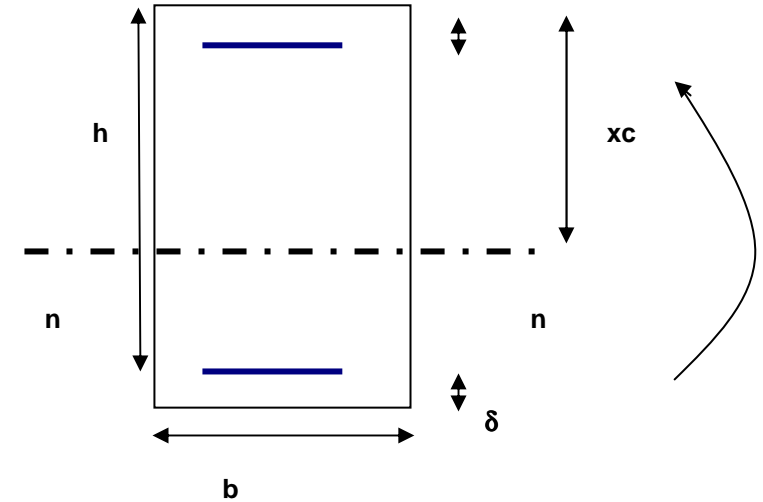
**h**= 4,27    cm  
**A<sub>f</sub>**=**A'<sub>f</sub>**    2,93 cmq

**VERIFICA**

1) Dati della struttura

**h**= 25,00    cm  
**b**= 100      cm  
**δ**= 5        cm  
**A<sub>f</sub>**= 4,00    cmq    5φ10  
**A'<sub>f</sub>**= 4,00    cmq    5f10

2) Dati dei materiali





cls Rck 300  
ferro Feb44k  
n= 15

3) Sollecitazioni

$$M= 254,03 \text{ kg m}$$

4) Calcolo dell'asse neutro

$$Sn = b \frac{x_c^2}{2} - nAf(h - x_c) + nA' f(x_c - \delta) = 0$$

$$S_n = 0,00 \text{ cm}^3$$
$$x_c = 4,92 \text{ cm}$$

4) Calcolo del Momento di inerzia

$$I_n = b \frac{x_c^3}{3} + nAf(h - x_c)^3 + nA' f(x_c - \delta)^3$$

$$I_n = 28162,62 \text{ cm}^4$$

4) Calcolo delle tensioni ammissibili

$\sigma_{camm} =$	4,44 kg/cm <sup>2</sup>	<	80 kg/cm <sup>2</sup>	Verificato
$\sigma_{famm} =$	271,70 kg/cm <sup>3</sup>	<	2200 kg/cm <sup>2</sup>	Verificato



## Verifica in assenza di Sisma H= 440 cm

### VERIFICA IN ASSENZA DI SISMA

#### 1) DIMENSIONI GEOMETRICHE

	x (m)	y (m)	z (m)	
1	3,00	0,85	2,50	soletta in cls
2	0,30	2,80	1,90	sponda lato mare
3	0,30	3,60	1,90	sponda lato terra immersa
3'	0,30	0,40	1,90	sponda lato terra emersa
4	3,00	0,40	1,90	fondo
4'				alette laterali
4''				alette laterali
5	0,25	0,95	2,50	veletta
6	3,00	4,00	0,30	spondine laterali immerse
6'	3,00	0,40	0,30	spondine laterali emerse
7				terreno di contrappeso

#### Riempimento interno

$$h = 3,30 \text{ m}$$

$$b = 2,40 \text{ m}$$

$$l = 1,90 \text{ m}$$

#### Dimensioni totali

$$H = 5,20 \text{ m}$$

$$B = 3,00 \text{ m}$$

$$L = 2,50 \text{ m}$$

#### 2) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

$$\gamma_t = 2,00 \text{ t/m}^3 \text{ peso specifico del terreno}$$

$$\gamma_t^4 = 1,00 \text{ t/m}^4 \text{ peso specifico del terreno in acqua}$$

$$K_a = 0,27 \text{ coefficiente di spinta attiva}$$

$$\phi = 35^\circ \text{ angolo di attrito del terreno}$$

$$\delta = 23,33^\circ \text{ coefficiente di attrito terreno-paratia}$$

$\text{sen}\delta=$	0,40		
$\text{cos}\delta=$	0,92		
$S_f=$	7,33	t/m	spinta del terreno
$\gamma_w=$	1,00	t/m <sup>3</sup>	peso specifico dell'acqua
$\gamma_{cls}=$	2,50	t/m <sup>3</sup>	peso specifico del cls
$\gamma'_{cls}=$	1,50	t/m <sup>3</sup>	peso specifico del cls in acqua
$\gamma_r=$	2,60	t/m <sup>3</sup>	peso specifico del materiale lapideo di riempimento in acqua
$\gamma_r=$	1,60	t/m <sup>3</sup>	peso specifico del materiale lapideo di riempimento
$i=$	0,70		indice dei vuoti
$S=$	9		grado di sismicità
$C=$	0,07		coefficiente di intensità sismica

### 3) CARICHI ACCIDENTALI

$q_{acc}=$	1,00	t/m <sup>2</sup>	carico accidentale
$S_{acc}=$	1,41	t/m	incremento della spinta del terreno dovuto al sovraccarico accidentale tiro alla bitta a metro
$T_{bitta}=$	0,60	t/m	lineare

### 4) FORZE AGENTI e RAGGI

#### COMPONENTI VERTICALI

							$\gamma$	=	$F_i$		$dx_i$		$M_i$	
$P_1=$	3,00	x	0,85	x	2,50	x	2,50	=	<b>15,94</b>	t	1,50	m	23,91	tm
$P_2=$	0,30	x	2,80	x	1,90	x	1,50	=	<b>2,39</b>	t	0,15	m	0,36	tm
$P_3=$	0,30	x	3,60	x	1,90	x	1,50	=	<b>3,08</b>	t	2,85	m	8,77	tm
$P'_3=$	0,30	x	0,40	x	1,90	x	2,50	=	<b>0,57</b>	t	2,85	m	1,62	tm
$P_4=$	3,00	x	0,40	x	1,90	x	1,50	=	<b>3,42</b>	t	1,50	m	5,13	tm
$P_4=$	0,00	x	0,00	x	0,00	x	1,50	=	<b>0,00</b>	t	0,00	m	0,00	tm

$P_{4'}$	=	0,00	x	0,00	x	0,00	x	1,50	=	<b>0,00</b>	t	0,00	m	0,00	tm
$P_5$	=	0,25	x	0,95	x	2,50	x	2,50	=	<b>1,48</b>	t	0,13	m	0,19	tm
$P_6$	=	6,00	x	4,00	x	0,30	x	1,50	=	<b>10,80</b>	t	1,50	m	16,20	tm
$P'_6$	=	6,00	x	0,40	x	0,30	x	2,50	=	<b>1,80</b>	t	1,50	m	2,70	tm
$P_7$	=	0,00	x	0,00	x	0,00	x	2,00	=	<b>0,00</b>	t	0,00	m	0,00	tm
$P_r$	=	3,30	x	2,40	x	1,90	x	1,12	=	<b>16,85</b>	t	1,50	m	25,28	tm
$S_{accv}$	=	1,41	x	0,40	x	2,50			=	<b>1,40</b>	t	3,00	m	4,19	tm
<b>Totale</b>	=								=	<b>57,73</b>	t			<b>88,34</b>	tm

#### COMPONENTI ORIZZONTALI

					<b>F<sub>i</sub></b>		<b>dy<sub>i</sub></b>		<b>M<sub>i</sub></b>		
$T_{bitta}$	=	0,60	x	2,50	=	<b>1,50</b>	t	5,25	m	7,88	tm
$S_{acch}$	=	1,29	x	2,50	=	<b>3,23</b>	t	2,60	m	8,41	tm
$S_{th}$	=	6,73	x	2,50	=	<b>16,82</b>	t	1,73	m	29,16	tm
<b>Totale</b>	=				=	<b>21,56</b>	t			<b>45,44</b>	tm

#### 5) VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$\begin{aligned} M_r &= 45,44 \text{ tm} \\ M_s &= 88,34 \text{ tm} \end{aligned} \quad \eta_r = 1,94 > 1,5 \text{ Verificato}$$

#### 6) VERIFICA ALLO SLITTAMENTO

$$\begin{aligned} f &= 0,6 \\ N &= 57,73 \text{ t} \\ F_h &= 21,56 \text{ t} \end{aligned} \quad \eta_s = 1,61 > 1,3 \text{ Verificato}$$

#### 7) VERIFICA ALLO SCHIACCIAMENTO

$$\Delta M = 42,90 \text{ tm} \quad u = 0,74 \text{ m} \quad e = 0,76 \text{ m}$$

$$\sigma = 19,24 \pm 29,13 = \begin{cases} 48,38 \text{ t/m}^2 \\ -9,89 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

## 6.4. Verifica in presenza di sisma H=440 cm

### VERIFICA IN PRESENZA DI SISMA

#### 1) DIMENSIONI GEOMETRICHE

	x (m)	y (m)	z (m)	
1	3,00	0,85	2,50	<i>soletta in cls</i>
2	0,30	2,80	1,90	<i>sponda lato mare</i>
3	0,30	3,60	1,90	<i>sponda lato terra immersa</i>
3'	0,30	0,40	1,90	<i>sponda lato terra emersa</i>
4	3,00	0,40	1,90	<i>fondo</i>
4'	0,00	0,00	0,00	<i>alette laterali</i>
4''	0,00	0,00	0,00	<i>alette laterali</i>
5	0,25	0,95	2,50	<i>veletta</i>
6	3,00	4,00	0,30	<i>spondine laterali immerse</i>
6'	3,00	0,40	0,30	<i>spondine laterali emerse</i>
7	0,00	0,00	0,00	<i>terreno di contrappeso</i>

#### Riempimento interno

$$h = 3,30 \text{ m}$$

$$b = 2,40 \text{ m}$$

$$l = 1,90 \text{ m}$$

#### Dimensioni totali

$$H = 5,20 \text{ m}$$

$$B = 3,00 \text{ m}$$

$$L = 2,50 \text{ m}$$

#### 2) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

$$\gamma_t = 2,00 \text{ t/m}^3 \text{ peso specifico del terreno}$$

$$\gamma_t = 1,00 \text{ t/m}^4 \text{ peso specifico del terreno in acqua}$$

$$K_a = 0,29 \text{ coefficiente di spinta attiva}$$

$$\phi = 35,00^\circ \text{ angolo di attrito del terreno}$$

$$\delta = 23,33^\circ \text{ coefficiente di attrito terreno-paratia}$$

$\text{sen}\delta=$	0,40		
$\text{cos}\delta=$	0,92		
$S_t=$	7,33	$t/m$	<i>spinta del terreno</i>
$\gamma_w=$	1,00	$t/m^3$	<i>peso specifico dell'acqua</i>
$\gamma_{cls}=$	2,50	$t/m^3$	<i>peso specifico del cls</i>
$\gamma'_{cls}=$	1,50	$t/m^3$	<i>peso specifico del cls in acqua</i>
$\gamma_r=$	2,60	$t/m^3$	<i>peso specifico del materiale lapideo di riempimento in acqua</i>
$\gamma_r=$	1,60	$t/m^3$	<i>peso specifico del materiale lapideo di riempimento</i>
$i=$	0,70		<i>indice dei vuoti</i>
$S=$	9,00		<i>grado di sismicità</i>
$C=$	0,07		<i>coefficiente di intensità sismica</i>

### 3) CARICHI ACCIDENTALI

$q_{acc}=$	1,00	$t/m^2$	<i>carico accidentale</i>
$S_{acc}=$	1,51	$t/m$	<i>incremento della spinta del terreno dovuto al sovraccarico accidentale</i>

### 4) FORZE AGENTI e RAGGI

#### COMPONENTI VERTICALI

							$\gamma$		$F_i$		$dx_i$		$M_i$	
$P_1=$	3,00	x	0,85	x	2,50	x	2,50	=	<b>15,94</b>	t	1,50	m	23,91	tm
$P_2=$	0,30	x	2,80	x	1,90	x	1,50	=	<b>2,39</b>	t	0,15	m	0,36	tm
$P_3=$	0,30	x	3,60	x	1,90	x	1,50	=	<b>3,08</b>	t	2,85	m	8,77	tm
$P'_3=$	0,30	x	0,40	x	1,90	x	2,50	=	<b>0,57</b>	t	2,85	m	1,62	tm
$P_4=$	3,00	x	0,40	x	1,90	x	1,50	=	<b>3,42</b>	t	1,50	m	5,13	tm
$P_4=$	0,00	x	0,00	x	0,00	x	1,50	=	<b>0,00</b>	t	0,00	m	0,00	tm
$P_4=$	0,00	x	0,00	x	0,00	x	1,50	=	<b>0,00</b>	t	0,00	m	0,00	tm
$P_5=$	0,25	x	0,95	x	2,50	x	2,50	=	<b>1,48</b>	t	0,13	m	0,19	tm



$P_6=$	6,00	x	4,00	x	0,30	x	1,50	=	<b>10,80</b>	t	1,50	m	16,20	tm
$P'_6=$	6,00	x	0,40	x	0,30	x	2,50	=	<b>1,80</b>	t	1,50	m	2,70	tm
$P_7=$	0,00	x	0,00	x	0,00	x	2,00	=	<b>0,00</b>	t	0,00	m	0,00	tm
$P_r=$	3,30	x	2,40	x	1,90	x	1,12	=	<b>16,85</b>	t	1,50	m	25,28	tm
$S_{accv}=$	1,51	x	0,40	x	2,50			=	<b>1,49</b>	t	3,00	m	4,48	tm
<b>Totale=</b>								=	<b>57,83</b>	t			<b>88,64</b>	tm

COMPONENTI ORIZZONTALI

					<b>F<sub>i</sub></b>		<b>dy<sub>i</sub></b>		<b>M<sub>i</sub></b>	
$Ph_1=$	15,94	x	0,07	=	<b>1,12</b>	t	4,78	m	5,33	tm
$Ph_2=$	2,39	x	0,07	=	<b>0,17</b>	t	1,73	m	0,29	tm
$Ph_3=$	3,08	x	0,07	=	<b>0,22</b>	t	2,13	m	0,46	tm
$P'h_3=$	0,57	x	0,07	=	<b>0,04</b>	t	4,13	m	0,16	tm
$Ph_4=$	3,42	x	0,07	=	<b>0,24</b>	t	0,20	m	0,05	tm
$P_4=$	0,00	x	0,07	=	<b>0,00</b>	t	0,00	m	0,00	tm
$P_4'=$	0,00	x	0,07	=	<b>0,00</b>	t	0,00	m	0,00	tm
$Ph_5=$	1,48	x	0,07	=	<b>0,10</b>	t	4,73	m	0,49	tm
$Ph_6=$	10,80	x	0,07	=	<b>0,76</b>	t	2,00	m	1,51	tm
$P'h_6=$	1,80	x	0,07	=	<b>0,13</b>	t	4,20	m	0,53	tm
$Ph_7=$	0,00	x	0,07	=	<b>0,00</b>	t	0,00	m	0,00	tm
$Ph_r=$	16,85	x	0,07	=	<b>1,18</b>	t	1,65	m	1,95	tm
$S_{acch}=$	1,38	x	2,50	=	<b>3,46</b>	t	2,60	m	9,00	tm
$S_{th}=$	6,73	x	2,50	=	<b>16,82</b>	t	1,73	m	29,16	tm
<b>Totale=</b>					<b>24,23</b>	t			<b>48,92</b>	tm

5) VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$\begin{array}{l}
 Mr= 48,92 \quad tm \\
 Ms= 88,64 \quad tm
 \end{array}
 \qquad
 \eta_r= 1,81 > 1,5 \quad \text{Verificato}$$

6) VERIFICA ALLO SLITTAMENTO

$$\begin{array}{l}
 f= 0,6 \\
 N= 57,83 \quad t \\
 Fh= 24,23 \quad t
 \end{array}
 \qquad
 \eta_s= 1,43 > 1,3 \quad \text{Verificato}$$

7) VERIFICA ALLO SCHIACCIAMENTO

$$\Delta M= 39,71 \quad tm \qquad u= 0,69 \quad m \qquad e= 0,81 \quad m$$

$$\sigma= 19,28 \quad \pm \quad 31,35 \quad = \begin{array}{l} \nearrow 50,63 \quad t/m^2 \\ \searrow -12,08 \quad t/m^2 \end{array}$$

## 6.5. Metodo di Grashof H=440 cm

### Metodo di Grashof

#### 1) Caratteristiche geometriche della piastra

$l_x = 2,50 \text{ m}$  lato della piastra lungo asse x

$l_y = 4,40 \text{ m}$  lato della piastra lungo asse y

#### 2) Caratteristiche del terreno

$k_a = 0,27$  coefficiente di spinta attiva

$\gamma = 2,00 \text{ t/m}^3$  peso specifico del terreno

$\gamma_{tw} = 1,00 \text{ t/m}^3$  peso specifico del terreno in acqua

$h = 1,47 \text{ m}$  punto di applicazione della spinta

$S_t = 2,61 \text{ t/m}$  spinta del terreno

#### 3) Equazioni di equilibrio e di congruenza

$$\left\{ \begin{array}{l} X + Y = S_t \text{ equazione di equilibrio} \\ w_x = w_y \text{ equazione di congruenza} \end{array} \right.$$

$$Y = S_t - X \text{ equazione di equilibrio}$$

Esplicitando i termini degli spostamenti

$$w_x = \frac{X \cdot 3,81}{3 \cdot x \cdot 15,63}$$

$$w_y = \frac{Y \cdot 3,15}{3 \cdot x \cdot 15,63} = \frac{S_t - X \cdot 3,15}{3 \cdot x \cdot 15,63}$$

3

3

L'equazione di congruenza può dunque esplicitarsi come:

$$\frac{X}{3} \times \frac{3,81}{15,63} - \frac{St - X}{3} \times \frac{3,15}{3} = 0$$

$$X = 2,43 \text{ t} \quad \text{forza agente sulla trave equivalente di lunghezza } l_x$$

$$Y = 0,19 \text{ t} \quad \text{forza agente sulla trave equivalente di lunghezza } l_y$$

#### 4) Determinazione dei momenti agenti sulle travi equivalenti

$$M_x = \frac{2 \times 2,43 \times 2,44}{15,63} = 0,76 \text{ tm} \quad \text{momento agente sulla trave equivalente di lunghezza } l_x$$

$$M_y = 0,19 \times 1,47 = 0,28 \text{ tm} \quad \text{momento agente sulla trave equivalente di lunghezza } l_y$$

## Verifica secondo l'asse x

### PROGETTO

#### 1) Dati della struttura

**b**= 100      *cm*  
**δ**= 5        *cm*

#### 2) Dati dei materiali

<b>cls</b>	Rck 300	$\sigma_{camm} =$	80 $kg/cm^2$	$r' =$	0,268
<b>ferro</b>	Feb44k	$\sigma_{famm} =$	2200 $kg/cm^2$	$t' =$	0,00184

#### 3) Sollecitazioni

**M<sub>x</sub>**= 758,09    *kg m*

#### 4) Calcolo Altezza e Armatura

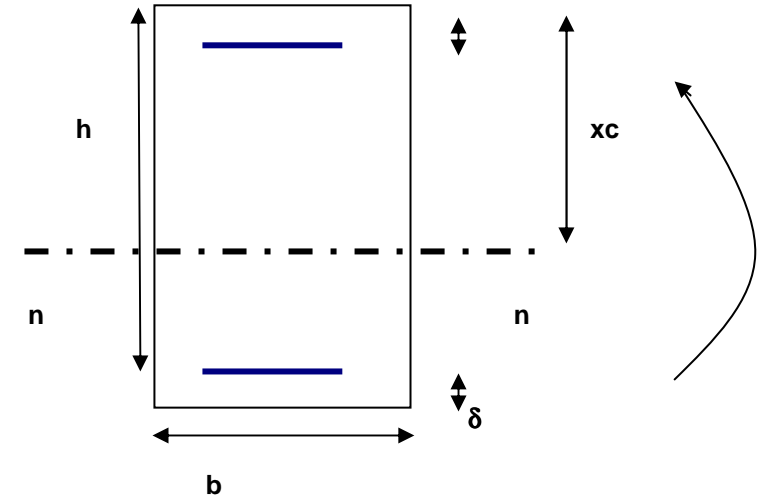
**h**= 7,38    *cm*  
**A<sub>f</sub>**=**A'<sub>f</sub>**    5,07   *cmq*

### VERIFICA

#### 1) Dati della struttura

**h**= 25,00      *cm*  
**b**= 100        *cm*  
**δ**= 5            *cm*  
**A<sub>f</sub>**= 5,60      *cmq*    5φ12  
**A'<sub>f</sub>**= 5,60      *cmq*    5φ12

#### 2) Dati dei materiali



cls Rck 300  
ferro Feb44k  
n= 15

3) Sollecitazioni

$$M= 758,09 \text{ kg m}$$

4) Calcolo dell'asse neutro

$$Sn = b \frac{x_c^2}{2} - nAf(h - x_c) + nA' f(x_c - \delta) = 0$$

$$S_n = 0,00 \text{ cm}^3$$
$$x_c = 5,62 \text{ cm}$$

4) Calcolo del Momento di inerzia

$$In = b \frac{x_c^3}{3} + nAf(h - x_c)^3 + nA' f(x_c - \delta)^3$$

$$I_n = 37498,17 \text{ cm}^4$$

4) Calcolo delle tensioni ammissibili

$\sigma_{camm} =$	11,35 kg/cm <sup>2</sup>	<	80 kg/cm <sup>2</sup>	Verificato
$\sigma_{famm} =$	587,84 kg/cm <sup>3</sup>	<	2200 kg/cm <sup>3</sup>	Verificato

## Verifica secondo l'asse y

### PROGETTO

#### 1) Dati della struttura

**b**= 100      cm  
**δ**= 5        cm

#### 2) Dati dei materiali

<b>cls</b>	Rck 300	$\sigma_{camm}$ =	80 kg/cm <sup>2</sup>	$r'$ =	0,268
<b>ferro</b>	Feb44k	$\sigma_{iamm}$ =	2200 kg/cm <sup>3</sup>	$t'$ =	0,00184

#### 3) Sollecitazioni

**My**= 275,33    kg m

#### 4) Calcolo Altezza e Armatura

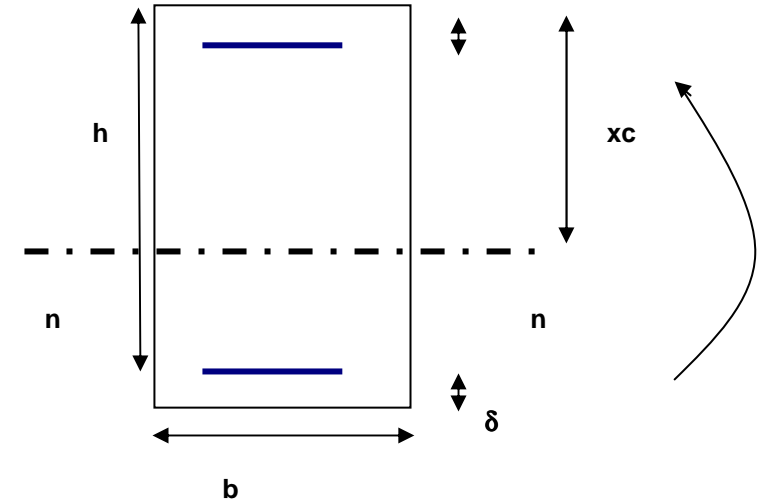
**h**= 4,45    cm  
**A<sub>f</sub>**=**A'<sub>f</sub>**    3,05 cmq

### VERIFICA

#### 1) Dati della struttura

**h**= 25,00    cm  
**b**= 100      cm  
**δ**= 5        cm  
**A<sub>f</sub>**= 4,00    cmq    5φ10  
**A'<sub>f</sub>**= 4,00    cmq    5φ10

#### 2) Dati dei materiali



cls Rck 300  
ferro Feb44k  
n= 15

3) Sollecitazioni

$$M= 275,33 \text{ kg m}$$

4) Calcolo dell'asse neutro

$$Sn = b \frac{x_c^2}{2} - nAf(h - x_c) + nA' f(x_c - \delta) = 0$$

$$S_n = 0,00 \text{ cm}^3$$
$$x_c = 4,92 \text{ cm}$$

4) Calcolo del Momento di inerzia

$$I_n = b \frac{x_c^3}{3} + nAf(h - x_c)^3 + nA' f(x_c - \delta)^3$$

$$I_n = 28162,62 \text{ cm}^4$$

4) Calcolo delle tensioni ammissibili

$\sigma_{camm} =$	4,81 kg/cm <sup>2</sup>	<	80 kg/cm <sup>2</sup>	Verificato
$\sigma_{famm} =$	294,48 kg/cm <sup>3</sup>	<	2200 kg/cm <sup>3</sup>	Verificato





## ***11. Risposta idraulica del molo foraneo***

Si rimanda all'**Elaborato B** relativo alle prove in canale effettuate presso l'Università di Firenze.

L'esame del modello ha comportato l'innalzamento della quota del muro di coronamento a + 8,00

<b>Vedi Relazione Elaborato B</b>
-----------------------------------

## ***12. Regime della dinamica litoranea locale***

I risultati del modello illustrano gli andamenti della portata volumetrica media annuale di trasporto solido litoraneo.

Dall'analisi storica e granulometrica del litorale compreso tra la foce del Torrente Nervia e la foce del Rio Sasso, si rileva che gli apporti terrigeni forniti dal T. Nervia e dal fiume Roya, vengono trasportati verso levante dalla corrente long-shore, ed in parte persi in corrispondenza del profondo canyon a largo del T. Nervia. Un'ulteriore perdita di materiale si rileva in corrispondenza del Capo S. Ampelio, ove il materiale solido deviato dal Capo, incontra pendenze elevate ed un altro canyon sottomarino.

Tale situazione, limita fortemente la possibilità di ripascimento naturale delle spiagge a levante di Capo S. Ampelio, ed ugualmente la portata di trasporto solido che realmente attraversa le zone di litorale a levante di Capo S. Ampelio. Un altro fattore di rilievo è la presenza di scogli emergenti nella zona compresa tra Capo S. Ampelio ed il Porto di Bordighera, che costituisce un reale impedimento al trasporto dei sedimenti verso levante.

Attualmente si rileva che:

- ✓ In corrispondenza del pennello di Capo S. Ampelio, si nota a ponente un fondale prevalentemente sabbioso ed a levante un fondale costituito da ciotoli e ghiaie
- ✓ il materiale che forma la linea di battigia delle spiagge a ponente del Porto di Bordighera, è costituito da scogli emergenti. Al fondo il materiale è sassoso, con presenza di depositi di sabbia.
- ✓ Immediatamente a largo della diga foranea esistente, il fondale è prevalentemente sassoso e non si rilevano tracce significative di sabbia.
- ✓ In corrispondenza dell'imboccatura si rileva un importante deposito di sabbia, probabilmente trasportata dal largo durante le mareggiate più severe
- ✓ Attorno alla scogliera di protezione del Campo sportivo il fondale ritorna ad essere costituito da ghiaie e ciotoli
- ✓ Il litorale a levante della foce del Rio Sasso, presenta la spiaggia di Arziglia, alimentata per la quasi totalità dagli apporti fini del Rio stesso. Ad est di tale spiaggia ed oltre la Punta Migliorese, il litorale non presenta spiagge naturali e la morfologia assume la tipica conformazione di costa alta fino ad Ospedaletti.

Le condizioni al contorno assunte nel modello di trasporto solido, sono pertanto le seguenti:

- ✓ sul fronte di ponente ed accanto al Capo S. Ampelio, si impone una portata entrante pari a 1500 mc/anno.
- ✓ Sul fronte di levante, al termine della spiaggia di Arziglia si impone una portata entrante nulla.
- ✓ In corrispondenza della foce del Rio Sasso, si impone una portata di trasporto solido entrante pari a 5000 mc/anno.

Le traversie ove si genera una portata non trascurabile di materiale solido sono il Libeccio per i periodi d'onda pari a 7.20 s e 10.73 s e lo scirocco per il periodo d'onda pari a 7.18 s.

L'andamento del trasporto solido litoraneo risulta essere mediamente di direzione prevalente da Libeccio, e presenta una fascia attiva variabile sulle profondità massime comprese tra 2 metri e 4,5 metri circa.

Il trasporto solido da Scirocco presenta una fascia attiva sulla profondità massima di 2,5 metri.

I tre regimi di trasporto litoraneo che risultano principalmente attivi, presentano fasce attive non molto estese a mare, a causa dell'elevata pendenza del fondale. In corrispondenza del litorale a ponente ed a levante del porto, per ogni singola traversia, si rileva generalmente la tendenza ad una circolazione convergente del trasporto litoraneo, proprio come osservato nella descrizione dei piani d'onda. Tale effetto è dovuto alla variazione repentina di direzione delle batimetrie.

Sovrapponendo il trasporto corrispondente ai regimi meteomarini considerati, si ricava la tendenza complessiva del litorale:

- ✓ la zona a ponente dell'area di intervento presenta il fenomeno suddetto della circolazione convergente: il sedimento viene infatti trasportato verso levante da Capo S. Ampelio e verso ponente dalla diga del Porto.
- ✓ La fascia attiva non interessa la zona immediatamente a mare della diga foranea
- ✓ In corrispondenza dell'imboccatura portuale, il sedimento proveniente dal largo si dirige in parte verso levante ed in parte verso l'imboccatura portuale. Fenomeno che giustifica la presenza di una zona di rilevante deposito all'entrata del Porto.
- ✓ Sulla spiaggia di Arziglia, alimentata direttamente dal Rio Sasso, il trasporto si dirige verso levante.

Risultati del modello per lo stato di progetto

I risultati del modello illustrano gli andamenti della portata volumetrica media annuale di trasporto solido litoraneo.

Tendenzialmente il regime di trasporto solido litoraneo potenziale, non viene praticamente modificato dall'instaurazione della nuova diga foranea. Si rileva infatti, che a ponente ed a levante del Porto in progetto, l'andamento del trasporto litoraneo resta inalterato.

<b>Vedi Relazione Elaborato A punti 1.4 – 1.5 – 1.6</b>
---

**Lo stato di confronto si determina sovrapponendo i risultati della simulazione medie potenziali, ottenute nelle due configurazioni di stato attuale e di stato di progetto. Da esso si rileva che la nuova costruzione non determina fenomeni generalizzati di variazione del litorale.**

### ***13. Agibilità interna portuale***

**Vedi Relazione Elaborato A punto 1.2**

### ***14. Agibilità dell'imboccatura***

**Vedi Relazione Elaborato A punto 1.2**

## ***11. Risposta idraulica del molo foraneo***

Si rimanda all'**Elaborato B** relativo alle prove in canale effettuate presso l'Università di Firenze.

L'esame del modello ha comportato l'innalzamento della quota del muro di coronamento a + 8,00

<b>Vedi Relazione Elaborato B</b>
-----------------------------------

## ***12. Regime della dinamica litoranea locale***

I risultati del modello illustrano gli andamenti della portata volumetrica media annuale di trasporto solido litoraneo.

Dall'analisi storica e granulometrica del litorale compreso tra la foce del Torrente Nervia e la foce del Rio Sasso, si rileva che gli apporti terrigeni forniti dal T. Nervia e dal fiume Roya, vengono trasportati verso levante dalla corrente long-shore, ed in parte persi in corrispondenza del profondo canyon a largo del T. Nervia. Un'ulteriore perdita di materiale si rileva in corrispondenza del Capo S. Ampelio, ove il materiale solido deviato dal Capo, incontra pendenze elevate ed un altro canyon sottomarino.

Tale situazione, limita fortemente la possibilità di ripascimento naturale delle spiagge a levante di Capo S. Ampelio, ed ugualmente la portata di trasporto solido che realmente attraversa le zone di litorale a levante di Capo S. Ampelio. Un altro fattore di rilievo è la presenza di scogli emergenti nella zona compresa tra Capo S. Ampelio ed il Porto di Bordighera, che costituisce un reale impedimento al trasporto dei sedimenti verso levante.

Attualmente si rileva che:

- ✓ In corrispondenza del pennello di Capo S. Ampelio, si nota a ponente un fondale prevalentemente sabbioso ed a levante un fondale costituito da ciotoli e ghiaie
- ✓ il materiale che forma la linea di battigia delle spiagge a ponente del Porto di Bordighera, è costituito da scogli emergenti. Al fondo il materiale è sassoso, con presenza di depositi di sabbia.
- ✓ Immediatamente a largo della diga foranea esistente, il fondale è prevalentemente sassoso e non si rilevano tracce significative di sabbia.
- ✓ In corrispondenza dell'imboccatura si rileva un importante deposito di sabbia, probabilmente trasportata dal largo durante le mareggiate più severe
- ✓ Attorno alla scogliera di protezione del Campo sportivo il fondale ritorna ad essere costituito da ghiaie e ciotoli
- ✓ Il litorale a levante della foce del Rio Sasso, presenta la spiaggia di Arziglia, alimentata per la quasi totalità dagli apporti fini del Rio stesso. Ad est di tale spiaggia ed oltre la Punta Migliorese, il litorale non presenta spiagge naturali e la morfologia assume la tipica conformazione di costa alta fino ad Ospedaletti.

Le condizioni al contorno assunte nel modello di trasporto solido, sono pertanto le seguenti:

- ✓ sul fronte di ponente ed accanto al Capo S. Ampelio, si impone una portata entrante pari a 1500 mc/anno.
- ✓ Sul fronte di levante, al termine della spiaggia di Arziglia si impone una portata entrante nulla.
- ✓ In corrispondenza della foce del Rio Sasso, si impone una portata di trasporto solido entrante pari a 5000 mc/anno.

Le traversie ove si genera una portata non trascurabile di materiale solido sono il Libeccio per i periodi d'onda pari a 7.20 s e 10.73 s e lo scirocco per il periodo d'onda pari a 7.18 s.

L'andamento del trasporto solido litoraneo risulta essere mediamente di direzione prevalente da Libeccio, e presenta una fascia attiva variabile sulle profondità massime comprese tra 2 metri e 4,5 metri circa.

Il trasporto solido da Scirocco presenta una fascia attiva sulla profondità massima di 2,5 metri.

I tre regimi di trasporto litoraneo che risultano principalmente attivi, presentano fasce attive non molto estese a mare, a causa dell'elevata pendenza del fondale. In corrispondenza del litorale a ponente ed a levante del porto, per ogni singola traversia, si rileva generalmente la tendenza ad una circolazione convergente del trasporto litoraneo, proprio come osservato nella descrizione dei piani d'onda. Tale effetto è dovuto alla variazione repentina di direzione delle batimetrie.

Sovrapponendo il trasporto corrispondente ai regimi meteomarini considerati, si ricava la tendenza complessiva del litorale:

- ✓ la zona a ponente dell'area di intervento presenta il fenomeno suddetto della circolazione convergente: il sedimento viene infatti trasportato verso levante da Capo S. Ampelio e verso ponente dalla diga del Porto.
- ✓ La fascia attiva non interessa la zona immediatamente a mare della diga foranea
- ✓ In corrispondenza dell'imboccatura portuale, il sedimento proveniente dal largo si dirige in parte verso levante ed in parte verso l'imboccatura portuale. Fenomeno che giustifica la presenza di una zona di rilevante deposito all'entrata del Porto.
- ✓ Sulla spiaggia di Arziglia, alimentata direttamente dal Rio Sasso, il trasporto si dirige verso levante.

Risultati del modello per lo stato di progetto

I risultati del modello illustrano gli andamenti della portata volumetrica media annuale di trasporto solido litoraneo.

Tendenzialmente il regime di trasporto solido litoraneo potenziale, non viene praticamente modificato dall'instaurazione della nuova diga foranea. Si rileva infatti, che a ponente ed a levante del Porto in progetto, l'andamento del trasporto litoraneo resta inalterato.

<b>Vedi Relazione Elaborato A punti 1.4 – 1.5 – 1.6</b>
---

**Lo stato di confronto si determina sovrapponendo i risultati della simulazione medie potenziali, ottenute nelle due configurazioni di stato attuale e di stato di progetto. Da esso si rileva che la nuova costruzione non determina fenomeni generalizzati di variazione del litorale.**

### ***13. Agibilità interna portuale***

**Vedi Relazione Elaborato A punto 1.2**

### ***14. Agibilità dell'imboccatura***

**Vedi Relazione Elaborato A punto 1.2**

## ***15. Qualità interna delle acque***

La conformazione del bacino garantisce una naturale circolazione interna delle acque che sarà migliorata operando una apertura sommersa alla radice della diga foranea con la posa in opera di due tubazioni in cemento di grande diametro.

Per quanto riguarda le acque reflue, conformemente alle indicazioni contenute nel progetto di Gestione Ambientale dei Porti Turistici, inquadrato nell'accordo RAMOGE, il porto prevede la realizzazione di una rete interna di raccolta dei reflui caratterizzata da punti di svuotamento dei serbatoi di contenimento delle acque reflue delle imbarcazioni.

Gli interventi di svuotamento saranno assicurati tramite un servizio gestito dal personale portuale che utilizzerà un sistema misto pompa mobile/pompa fissa con scarico nella rete di raccolta principale in idonei pozzetti o punti di scarico.

Sono previsti anche sistemi di raccolta e svuotamento delle acque di sentina e gli olii esausti; i punti di svuotamento sono collocati in prossimità dell'impianto di distribuzione carburante.

La rete principale di raccolta delle acque nere all'interno del porto convoglierà i reflui ad un impianto di sollevamento, dimensionato anche per ricevere le acque reflue di tutto il comprensorio portuale.

Tale impianto prevede la realizzazione di una vasca in cemento armato del volume di circa 40 m<sup>3</sup> adeguatamente impermeabilizzata tramite la posa in opera di vernice epossidica atta a garantirne la perfetta tenuta.

La vasca sarà accessibile mediante chiusini in ghisa sferoidale a perfetta tenuta. Si prevede anche la raccolta delle acque di prima pioggia del piazzale.

A monte dell'impianto verrà realizzato un pozzetto per alloggiamento by-pass che, in caso di disservizio permetterà di scaricare i reflui attraverso una tubazione dn 400 in acciaio, oltre la diga foranea, a ponente del pennello trasversale.

L'impianto sarà dotato di adeguato valvolame e relativa tubazione di mandata in PEAD DN 200 PN 6 e sarà equipaggiato con due elettropompe sommerse aventi portata 20 l/s prevalenza totale 7 m compreso il basamento con curva, il tubo guida in acciaio zincato DN 50, la catena in acciaio zincato con grillo e ogni altro onere, controllate da idoneo impianto elettrico a norma.

Si prevede inoltre di dotare l'impianto di un miscelatore sommerso atto al rimescolamento dei liquami.

I liquami sollevati verranno convogliati al collettore comunale posto lungo Corso Marconi e scaricati in un apposito pozzetto di espansione.

E' previsto il rifacimento dell'intero collettore comunale con tubazione dn 300 fino all'impianto di sollevamento esistente in sponda destra del fiume Roja.

L'impianto di sollevamento è in grado di convogliare anche tutti gli scarichi fognari del versante che saranno opportunamente canalizzati, compreso quelli degli edifici immediatamente confinanti con l'area portuale.

Per quanto riguarda la raccolta dei reflui all'interno del bacino portuale è previsto un impianto di aspirazione e trattamento per acque di sentina ed Acque Nere predisposto per il successivo scarico nell'impianto fognario a servizio dell'area cantiere e degli ormeggi, composto da:



1. un gruppo di aspirazione ad alto vuoto continuativo per aspirazione domiciliata delle acque nere costituito da 2 pompe ad anello tipo Jets serie 25 Elivac. Portate in aspirazione 200 – 300 litri/min con 0,7 bar di depressione; l'alimentazione prevista a 380 V. L'operatività sarà effettuata a mezzo "vacuostati" (le linee di aspirazione sono sempre in depressione e per avviare le operazione di recupero reflui é sufficiente intervenire sulle valvole poste sui terminali di aspirazione);
2. un sistema di trattamento per le acque nere aspirate provvisto di un gruppo di dosaggio di ipoclorito di sodio per la disinfezione del chiarificato, composto da un serbatoio da 60 litri in PEAD e da una pompa dosatrice elettromagnetica a membrana completa di interruttore di livello per la protezione contro la marcia a secco;
3. un gruppo di aspirazione ad alto vuoto continuativo per aspirazione delle acque di sentina costituito da una pompa ad anello liquido tipo Jets serie 25 Elivac.

In questa impostazione il trattamento delle acque di sentina verrà effettuato dall'impianto di trattamento delle acque di carenaggio riversando le acque di sentina recuperate nella vasca di accumulo prevista. L'impianto sarà completato da:

1. un quadro di controllo gruppo di aspirazione e fasi trattamento: per gestione impianto con utenze remotabili e possibilità interfaccia con quadro sinottico di gestione impianto con alimentazione 380V – 50 HZ;
2. una colonnina di aspirazione in AISI 316L provvista di: 2 manichette in PVC spiralato in acciaio AISI 316 per l'aspirazione delle acque di sentubam e dekke acqye bere e 2 kit raccordi ISO per collegamento su imbarcazione;
3. 2 impianti di Aspirazione e Trattamento per Acque Nere, predisposti per scarico in impianto fognario per asservimento area banchina di riva e molo sopraflutto, composti da: un gruppo di aspirazione ad alto vuoto continuativo per aspirazione domiciliata delle acque nere.

Modalità di funzionamento del vuoto continuativo: una volta avviata l'unità, il gruppo di aspirazione manterrà costantemente in depressione ( -0,7 bar) tutte le linee di aspirazione. In questo tipo di modalità l'operazione di aspirazione verrà eseguita semplicemente aprendo la valvola di sicurezza posta sui terminali di aspirazione con tempi di innesco nulli e senza la necessità di assistenza alcuna da parte di operatori;

Dettagli Stesura Tubature di Aspirazione : linee di aspirazione in polietilene termosaldato adatte ad un grado di vuoto da -0,7 bar. Al fine di agevolare le operazioni di aspirazione sono previste apposite "Tasche di Trasferimento" sulle linee di aspirazione principali poste ad una distanza di 25 m l'una dall'altra; le suddette tasche saranno installate anche prima delle curve a 90° e delle eventuali diramazioni secondarie.

Descrizione generale del sistema: l'impianto é costituito da un chimico-fisico modificato con integrazione di una unità KPS. L'impianto sarà dimensionato per trattare una portata di refluo pari a 2 m<sup>3</sup>/h.

Il KPS, che sarà realizzato in acciaio al carbonio verniciato con epossicatrame, verrà posizionato a monte dell'impianto di trattamento chimico fisico, con installazione su di unico telaio e a flussi incrociati, al fine di ridurre al massimo gli ingombri totali dell'impianto, le cui dimensioni preliminari (chimico fisico più KPS) sono di 2500 mm (larghezza) x 3000 mm (lunghezza) x 1800 mm (altezza) per l'impianto da 2 m<sup>3</sup>/h.

L'alimentazione all'impianto verrà garantita da una pompa, dotata di variatore di giri manuale, che preleverà il refluo non trattato da una vasca di accumulo. La vasca di accumulo avrà un volume tale da garantire il trattamento a norma di legge di eventuali eccessi di flusso dovuto alle acque di prima pioggia rispetto al flusso normale del carenaggio.

Un misuratore di portata locale installato sulla mandata della pompa di alimentazione permetterà di regolare manualmente la portata al valore richiesto. L'acqua uscente dal KPS verrà inviata, per caduta, all'impianto chimico fisico.

Impianto Chimico-Fisico: L'impianto è costituito essenzialmente da tre comparti: comparto di neutralizzazione/coagulazione (dove si aggiungono soda caustica e coagulante), comparto di flocculazione dove si aggiunge flocculante (polielettrolita) e infine vasca di sedimentazione.

Nel primo comparto la miscelazione della soda e del coagulante avviene mediante agitatore veloce e il tempo di detenzione è di circa 1 minuto.

Nel secondo comparto la miscelazione del polielettrolita avviene mediante agitatore lento e il tempo di detenzione è di circa 30 minuti.

Nel terzo comparto avviene la sedimentazione del fango. Il tempo di detenzione nel sedimentatore è di circa 2 ore.

I fanghi prodotti nel chimico-fisico, raccolti sul fondo del sedimentatore, sono estratti ad intervalli regolari di tempo ed inviati ad un sistema di drenaggio fanghi del tipo a sacchi (costituito da sacchi realizzati in tessuto - non tessuto) dove il fango viene trattenuto, e l'acqua percola attraverso il sacco, è convogliata in un bacino di raccolta.

Il dosaggio dei prodotti chimici avverrà mediante stazioni di dosaggio costituite da serbatoio in polietilene da 60 l, pompa di dosaggio di PVC (tipo membrana o peristaltica).

L'impianto è del tipo pre-assemblato, completo di struttura in acciaio al carbonio (Fe 360B o equivalente) verniciata internamente con vernice antiacida ed esternamente con vernice epossidica o poliuretana, pompa di estrazione fanghi (tipo monovite in ghisa), pompa di estrazione acqua trattata (tipo orizzontale monoblocco in AISI 304) e di quadro elettrico e di controllo locale.

## 16. pontili di ormeggio

Con riferimento a metodologie e sistemi di posa già attuati (*progetto ing. Puppo/Rolando – Arch. Alborno - Marina di San Lorenzo gruppo CozziParodi*) sono previsti pontili fissi realizzati con travi prefabbricate. Le nuove strutture portanti sono previste in calcestruzzo armato aventi dimensioni specificate negli elaborati grafici allegati. Ogni elemento di pontile avrà lunghezza media 10,00 ml e sarà sorretto da plinti e sostegni direttamente appoggiati sul fondo marino, previa bonifica e realizzazione del piano di appoggio con spianamento in pietrisco.



E' previsto per ogni pontile un sovraccarico di  $500 \text{ kg/m}^2$ , oltre ai carichi permanenti; la larghezza del pontile sarà pari a 2,60 m.

Nel dimensionamento statico si è tenuto conto delle sollecitazioni di ormeggio previste con tiri alle bitte calcolati per le imbarcazioni maggiori e pari a 6 t/bitta.

L'ormeggio delle imbarcazioni verrà completato con la posa di opportuni corpi morti, catenarie e relative trappe, secondo metodologie e tecniche già ampiamente collaudate.

Lungo le travi/pontile sono previsti due cunicoli per l'alloggiamento delle tubazioni di alimentazione acqua e dei cavi di alimentazione colonnine di servizio.

La copertura dei pontili verrà realizzata con pagliolati in legno tipo iroko (o similare adatto ad ambiente marino) secondo una tipologia già collaudata in precedenti realizzazioni portuali.

Alla radice del pontile verrà realizzato il pozzetto di sezionamento delle condotte idrauliche e il quadro di controllo e gestione delle utenze elettriche che potrà essere contenuto in una aiuola di separazione del piano banchina dal piazzale retrostante.





L'appoggio delle travi/pontile sui plinti di sostegno verrà realizzato con supporti in neoprene.

Sui pontili verranno installate le colonnine di erogazione dell'energia elettrica e dell'acqua potabile.

Apposite colonnine di colore rosso conterranno gli allacciamenti per le tubazioni anti-incendio secondo le norme VV.FF.

*Vista complessiva delle tipologie di pontili, colonnine anti-incendio, banchine, colonnine di distribuzione, ormeggi.*



*Tipologia costruttiva del pontile in calcestruzzo prefabbricato con copertura in pagliolato di legno africano.*

*Il pagliolato copre i cunicoli impianti in cui sono alloggiati i cavi elettrici di alimentazione delle colonnine e le tubazioni di distribuzione acqua e anti-incendio.*

Progetto (Puppo-Alborno –Gruppo CozziParodi Marina di S.Lorenzo)



*Particolare bitta di ormeggio su pontile. I tirafondi della bitta sono inseriti preventivamente nel getto della trave pontile al momento della prefabbricazione in stabilimento*

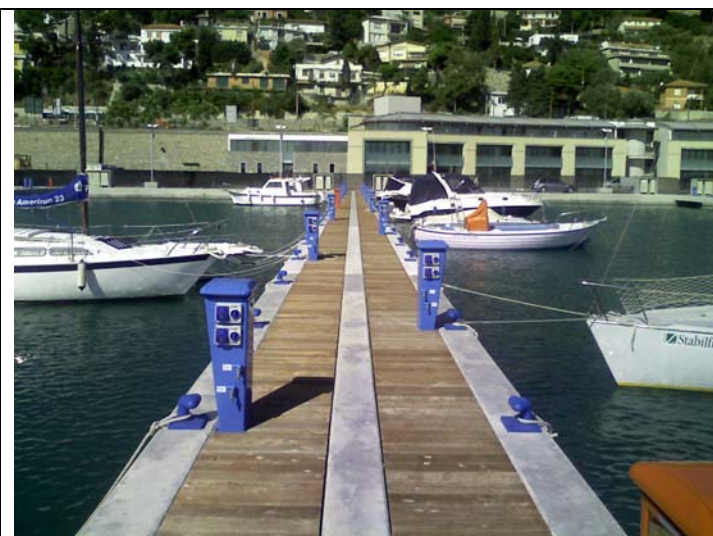
Progetto (Puppo-Alborno –Gruppo CozziParodi Marina di S.Lorenzo)



*Particolare pozzetto di testata con alloggiamento cavi elettrici di servizio al pontile e tubazioni idrauliche di alimentazione potabile e anti-incendio*

Progetto (Puppo-Alborno –Gruppo CozziParodi Marina di S.Lorenzo)

*Vista complessiva del pontile con*



*ormeggi e colonnine di servizio*

Progetto (Puppo-Alborno –Gruppo  
CozziParodi Marina di S.Lorenzo)

I calcoli strutturali dei pontili saranno forniti dai prefabbricatori e saranno conformi alle prescrizioni adottate per tali strutture.